

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS FUNDAMENTAIS NA  
RIGIDEZ, RESISTÊNCIA E DILATÂNCIA DE UMA AREIA  
ARTIFICIALMENTE CIMENTADA**

**Rodrigo Caberlon Cruz**

Porto Alegre  
23 de abril de 2008

**RODRIGO CABERLON CRUZ**

**INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS FUNDAMENTAIS NA  
RIGIDEZ, RESISTÊNCIA E DILATÂNCIA DE UMA AREIA  
ARTIFICIALMENTE CIMENTADA**

TESE DE DOUTORADO APRESENTADA AO CORPO DOCENTE DO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL,  
COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA  
A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR  
EM ENGENHARIA. Orientação:  
PROF. PH.D NILO CESAR CONSOLI E  
PROF<sup>a</sup>. DR<sup>a</sup>. KARLA SALVAGNI HEINECK

Porto Alegre

23 de Abril de 2008

## Referência

C957i Cruz, Rodrigo Caberlon  
Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e  
dilatância de  
uma areia artificialmente cimentada / Rodrigo Caberlon Cruz. – 2008.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.  
Escola de  
Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto  
Alegre, BR-  
RS, 2008.

Orientação: Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli  
Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Karla Salvagni Heineck

**RODRIGO CABERLON CRUZ**

**INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS FUNDAMENTAIS NA RIGIDEZ,  
RESISTÊNCIA E DILATÂNCIA DE UMA AREIA  
ARTIFICIALMENTE CIMENTADA**

Esta Tese de doutorado foi julgada adequada pelos orientadores, e aprovada na íntegra pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 23 de Abril de 2008.

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Ph.D. Concórdia University - Canadá  
Orientador

Prof<sup>a</sup>. Karla Salvagni Heineck  
D.Sc. Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul  
Orientadora

Prof. Fernando Schnaid  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. António Joaquim Pereira Viana da Fonseca (FEUP)**  
Doutor pela Universidade do Porto

**Prof. António Thomé (UPF)**  
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)**  
Ph.D. pela University of Oxford

**Prof. Samir Maghous (UFRGS)**  
Ph.D. pela Universite de Marne La Valée

## DEDICATÓRIA

*Dedico este  
trabalho a minha família e a  
Raquel que muito me ajudaram.*

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus por sempre estar presente em minha vida, e a minha família pelo apoio incondicional.

Ao professor Nilo Cesar Consoli por todo o incentivo, dedicação, entusiasmo e credibilidade depositados. Pela brilhante orientação desde o início de minha vida acadêmica, na iniciação científica em 1999, passando pelo mestrado e até o final deste trabalho.

À professora Karla Salvagni Heineck pela dedicação, apoio e entusiasmo demonstrados desde o início de minha iniciação científica até o final deste trabalho também.

Ao professor António Viana da Fonseca pela preocupação, dedicação e apoio na orientação deste trabalho durante os seis meses do estágio sanduíche na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto em Portugal.

Ao professor António Viana da Fonseca juntamente com sua esposa Maria Luísa, e os filhos António, Francisco e Pedro pela constante preocupação com meu bem estar, pelos almoços com sessões de violão e passeios feitos durante a minha estada em Portugal.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Liliani, Rita, Ana Luiza, Carmen e Eléa e todos os funcionários que contribuíram de alguma forma para o êxito deste trabalho.

Ao pessoal da Pró-reitoria de pós-graduação por todo auxílio na obtenção da bolsa no exterior.

Ao CNPq e a CAPES pela concessão de bolsa e apoio financeiro aqui no Brasil e no exterior.

À minha família e a Raquel por estarem comigo em todos os momentos, pela credibilidade, dedicação e apoio disponibilizados.

Aos amigos, Lucas Festugato, Reinaldo Gambim, Francisco Dalla Rosa, Diego Foppa, Maciel Donato, Prof<sup>a</sup> Anna Laura Nunes, José Rojas, Anderson Fonini, Luizmar Júnior, Alexandre Knop, Lidiane Ibeiro, Bianca Pagani, Jucélia, Rodrigo Malysz, Rodrigo Silveira, Fernando Mantaras e a todos os outros pela amizade.

Aos amigos que fiz em Portugal nos seis meses que estive na Universidade do Porto, Sara Rios, Cristiana Ferreira, António Topa Gomes, Carlos Costa, Nuno Raposo, Joana Delgado, Sr. Pinto, Sofia, Cláudia, Cristina, Cilísia, Bruno e Fernando. Aos estrangeiros Jan e Petra (Rep. Tcheca), Walid (França) e Roberto (África). E aos brasileiros, Cátia, Vivina, Luís Henrique, Juliana e Luiza.

## RESUMO

CABERLON, R.C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada.** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Na engenharia em geral existem técnicas consagradas de construção e materiais com comportamentos exaustivamente estudados para um melhor aproveitamento de suas características a favor do engenheiro. Pode-se dizer que uma construção está cada vez mais integrada com o meio ambiente, tanto na economia de materiais quanto no reaproveitamento dos mesmos. O uso mais racional dos materiais também é uma importante alternativa para minimizar custos em uma obra, tais como transporte, escolha do material mais adequado a ser utilizado, tanto por suas características quanto por sua disponibilidade de uso. Já foram realizadas e ainda hoje têm sido realizadas inúmeras pesquisas sobre solos artificialmente cimentados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, visando seu emprego como camada de suporte para fundações superficiais, no encapsulamento de solos contaminados e como barreiras de contenção de contaminação. Analisando as características mecânicas de areia fina artificialmente cimentada, o objetivo desta pesquisa é 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-dilatação e comportamento tensão-deformação da areia de Osório. Para tanto foi verificado que o fator vazios/cimento mostrou-se ser um parâmetro muito eficaz e confiável no que diz respeito à previsão de comportamento do material para dosagem de solo-cimento, em projetos geotécnicos que utilizem a areia de Osório.

**Palavras-chave:** Areia fina, fator vazios/cimento, dosagem.

## ABSTRACT

CABERLON, R.C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada.** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

In traditional engineering, there are special construction techniques and exhausted studies in materials behavior, for a better employment of it due to the characteristics by the engineer. Today, constructions are increasingly integrated in the environment, both in the economy as in the reuse of materials from them. The more rational use of materials is also important alternative to minimize costs in a work such as transportation, choice of the most appropriate material to be used, either by their characteristics, or their availability for use. Many researches have been made until today on artificially cemented soils in the Federal University of Rio Grande do Sul, targeting their employment as layer of support for foundations surface in the encapsulation of contaminated soil and barriers of contamination containment. Analyzing the mechanical characteristics of fine artificially cemented sand, the objective of this research is to verify the validity of the use of the void/cement ratio in the estimation of the unconfined compressive strength, initial stiffness, triaxial compressive strength in drained conditions with measures of shear modulus ( $G_0$ ), stress-dilatancy behavior and stress-strain behavior of the Osório sand. Thus was verified that the void/cement ratio has proven to be a very effective and reliable parameter regarding prediction of material behavior for soil-cement, dosage in geotechnical projects that use the sand of Osório.

**Key-words:** Fine sand; voids/cement ratio; dosage.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>12</b>
<b>LISTA DE QUADROS E TABELAS.....</b>	<b>17</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS.....</b>	<b>18</b>
<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....</b>	<b>20</b>
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO.....	20
1.2 OBJETIVOS.....	22
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	23
<b>CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>25</b>
2.1 COMPORTAMENTO DE SOLOS-CIMENTADOS.....	25
2.1.1 Efeitos da composição da matriz na cimentação.....	27
2.1.2 Efeitos da tensão de confinamento na cimentação.....	30
2.1.3 Efeitos da cimentação na resistência e rigidez.....	34
2.1.4 Efeito da cimentação nas deformações, coesão e ângulo de atrito.....	39
2.2 FATOR VAZIOS/CIMENTO.....	45
2.3 MEDIÇÃO DO MÓDULO CISALHANTE À PEQUENÍSSIMAS DEFORMAÇÕES.....	50
2.3.1 Transdutores Piezoelétricos.....	50
2.3.2 Bender Elements.....	52
2.3.3 Transdutor de Compressão .....	54
2.3.4 Ondas Sísmicas.....	55
2.3.5 Módulo de Cisalhamento Máximo, $G_{MÁX}$ .....	58
2.3.5.1 Ensaios utilizados para obtenção do módulo cisalhante.....	58
2.3.5.2 <i>Distância de percurso (d)</i> .....	60
2.3.5.3 <i>Tempo de Propagação (t)</i> .....	60
2.3.6 Método da primeira chegada da onda de resposta.....	61
2.4 COMPORTAMENTO TENSÃO-DILATÂNCIA.....	62
<b>CAPÍTULO 3 - MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>69</b>
3.1 MATERIAIS.....	69
3.1.1 Areia de Osório.....	69
3.1.2 Cimento Portland.....	70

3.1.3 Água Destilada.....	71
3.2 MÉTODOS.....	72
3.2.1 Preparação das Amostras.....	72
3.2.2 Caracterização do Solo.....	72
3.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Simples.....	74
3.2.3.1 Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova.....	74
3.2.3.2 Ensaio.....	75
3.2.4 Medidas de Sucção.....	77
3.2.5 Ensaio de Compressão Triaxial (LABGEO – FEUP).....	79
3.2.5.1 Calibrações.....	80
3.2.5.2 Preparação, desmoldagem e cura das amostras.....	81
3.2.5.3 <i>Bender elements e transdutor de compressão</i> .....	92
3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	96
<b>CAPITULO 4 - RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>99</b>
4.1 Ensaio de Resistência à Compressão Simples.....	106
4.2 Fator $\eta/C_i$ , para a Areia comparada com outros materiais.....	106
4.3 Ensaio Triaxiais na Areia de Osório.....	117
4.3.1 Comparação resultados com mesma porcentagem de cimento.....	136
4.3.2 Comparação resultados com mesmo fator vazios/cimento.....	142
4.3.3 Envoltórias de resistência com mesmo fator vazios/cimento.....	146
4.3.4 Comparação das envoltórias de ruptura.....	148
4.3.5 Ensaio de resistência à compressão simples e triaxiais agrupados.....	152
4.3.6 Análise da rigidez das amostras com mesmo fator vazios/cimento.....	153
4.3.7 Análise do módulo cisalhante da areia de Osório ( $G$ e $G_0$ ).....	156
4.3.8 Dilatância das amostras.....	164
4.4 Ensaio triaxiais no solo residual de arenito Botucatu (SRAB) .....	174
<b>CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES .....</b>	<b>181</b>
5.1 SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS.....	185
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>186</b>
Apêndice – Produção Científica do Doutorando Durante o Curso.....	195

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Relação RCS com o fator vazios/cimento.....	50
Figura 2.2 – Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão.....	55
Figura 2.3 – a) Bender element; b) esquema de funcionamento.....	56
Figura 2.4 – Transdutor de Compressão: (a) diagrama de ligações, polarização e deformação; (b) esquema de funcionamento.....	58
Figura 2.5 – Esquema de modos de propagação de ondas: (a) onda P; (b) onda S.....	60
Figura 2.6 – Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades VP e VS num meio elástico semi-infinito.....	61
Figura 2.7 – Definição da distância percorrida pelas ondas, para um corpo de prova.....	63
Figura 2.8 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta.....	65
Figura 2.9 – Esquema de lâminas que representa o intertravamento das partículas de solo; (b) Forças resultantes.....	66
Figura 2.10 – Tensão-dilatância de solos.....	67
Figura 2.11- tensão dilatância para materiais cimentados.....	68
Figura 2.12– Tensão-dilatância areia cimentada.....	70
Figura 3.1- Município de Osório/RS.....	72
Figura 3.2 - Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland.....	74
Figura 3.3 - Curva da distribuição granulométrica da Areia de Osório.....	76
Figura 3.4- Moldagem de corpos de prova.....	78
Figura 3.5 - ensaio de compressão simples.....	79
Figura 3.6 – Representação tensão-deformação no ensaio triaxial.....	83
Figura 3.7 – (a) Calibrador; (b) Calibração dos LDT's.....	84
Figura 3.8 – Preparação dos corpos de prova.....	84
Figura 3.9 – Molde com placas de base e topo e bujão de desmoldagem.....	85
Figura 3.10 – Moldagem das duas primeiras camadas.....	85
Figura 3.11- Processo de desmoldagem. (a) Início; (b) Amostra parcialmente desmoldada e (c) Fim do processo de desmoldagem.....	86
Figura 3.12 – Corpo de prova na etapa de pesagem e medição.....	86

Figura 3.13 – (a) Prensa Wykeham-Farrance; (b) Medidor automático de variação volumétrica Wykeham-Farrance.....	87
Figura 3.14- Célula de carga.....	88
Figura 3.15 – (a) corpo de prova com LDT's acoplados; (b) LDT's.....	88
Figura 3.16 – Transdutor de deslocamento linear, LVDT.....	89
Figura 3.17 – Datalogger.....	89
Figura 3.18 – Programa Triax (aquisição e monitoramento de dados de ensaio)..	90
Figura 3.19 – Sulco para introdução dos bender elements.....	91
Figura 3.20 – Detalhe da base da câmara.....	91
Figura 3.21 – Papel filtro para o ensaio preparado para o ensaio triaxial.....	92
Figura 3.22 – (a) Corpo de prova anteriormente à colocação dos LDT's; (b) Início do procedimento de ensaio.....	92
Figura 3.23 – Ensaio triaxial com leitura de ondas sísmicas.....	96
Figura 3.24 – Detalhamento dos bender elements. (a) Foto e (b) desenho esquemático.....	97
Figura 3.25 - Onda P captada pelo programa wavestar para posterior análise.....	98
Figura 3.26 - Onda S captada pelo programa wavestar para posterior análise.....	98
Figura 4.1 – Gráfico da Resistência à Compressão Simples x quantidade de cimento.....	104
Figura 4.2 – Resistência à compressão simples pelo inverso do volume de cimento.....	105
Figura 4.3 – RCS versus porosidade em função da porcentagem de cimento.....	105
Figura 4.4- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.....	106
Figura 4.5 – Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico.....	107
Figura 4.6 – Curva granulométrica do SRAB.....	110
Figura 4.7- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.....	110
Figura 4.8- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento com coeficiente de ajuste da curva.....	111
Figura 4.9 – Curva granulométrica do arenito Botucatu + 25% pó de pedra.....	112
Figura 4.10- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.....	113
Figura 4.11- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento com coeficiente de ajuste da curva.....	113
Figura 4.12 – Curva granulométrica do CCR.....	114
Figura 4.13- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.....	115

Figura 4.14- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento com fator de ajuste.....	116
Figura 4.15 – Curvas granulométricas comparadas.....	117
Figura 4.16- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.....	118
Figura 4.17- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento com coeficiente de ajuste das curvas.....	119
Figura 4.18 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	121
Figura 4.19 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	122
Figura 4.20 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	123
Figura 4.21 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	124
Figura 4.22 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	125
Figura 4.23 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	126
Figura 4.24 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	127
Figura 4.25 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	128
Figura 4.26 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	129
Figura 4.27 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	130
Figura 4.28 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	131
Figura 4.29 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	132
Figura 4.30 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	133
Figura 4.31 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	134
Figura 4.32 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	135
Figura 4.33 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	136
Figura 4.34 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	137
Figura 4.35 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.....	138
Figura 4.36 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 3% de cimento para 20, 200 e 400kN/m <sup>2</sup> .....	139
Figura 4.37 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 3,3% de cimento para 20, 200 e 400kN/m <sup>2</sup> .....	140
Figura 4.38 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 5,06% de cimento para 20, 200 e 400kN/m <sup>2</sup> .....	141
Figura 4.39 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 6,0% de cimento para 20, 200 e 400kN/m <sup>2</sup> .....	142
Figura 4.40 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 8,6% de cimento para 20, 200 e 400kN/m <sup>2</sup> .....	143
Figura 4.41 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 10,3% de cimento para 20, 200 e 400kN/m <sup>2</sup> .....	144

Figura 4.42 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com o fator $\eta/Civ \sim 30$ .	146
Figura 4.43 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com o fator $\eta/Civ \sim 17$ .	147
Figura 4.44 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com o fator $\eta/Civ \sim 10$ .	148
Figura 4.45 – Envoltória de ruptura para o fator $\eta/Civ \sim 30$ .	149
Figura 4.46 – Envoltória de ruptura para o fator $\eta/Civ \sim 17$ .	150
Figura 4.47 – Envoltória de ruptura para o fator $\eta/Civ \sim 10$ .	150
Figura 4.48 – Envoltórias de ruptura.	151
Figura 4.49 – Correlação entre o intercepto coesivo e o fator vazios/cimento.	152
Figura 4.50 – Correlação entre o ângulo de atrito e o fator vazios/cimento.	152
Figura 4.51 – Envoltória residual para fator vazios cimento $\sim 30$ .	153
Figura 4.52 – Envoltória residual para fator vazios cimento $\sim 17$ .	153
Figura 4.53 – Envoltória residual para fator vazios cimento $\sim 10$ .	154
Figura 4.54 – Envoltórias residuais agrupadas.	154
Figura 4.55 – Tensão versus fator vazios/cimento da areia de Osório para as diferentes tensões de confinamento.	155
Figura 4.56 – Módulo secante das amostras com $\eta/Civ \sim 30$ .	156
Figura 4.57 – Módulo secante das amostras com $\eta/Civ \sim 17$ .	157
Figura 4.58 – Módulo secante das amostras com $\eta/Civ \sim 10$ .	157
Figura 4.59 – Módulo secante das amostras versus fator vazios/cimento.	158
Figura 4.60 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.	159
Figura 4.61 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.	159
Figura 4.62 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.	160
Figura 4.63 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.	160
Figura 4.64 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.	161
Figura 4.65 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.	161
Figura 4.66 – Módulo cisalhante de todos os ensaios versus deformação axial.	162
Figura 4.67 – Módulo cisalhante das amostras versus tensão confinante.	164
Figura 4.68 – Módulo cisalhante das amostras versus fator vazios/cimento.	164
Figura 4.69 – Tensão-dilatância de amostras com 3,0% de cimento e índice de vazios inicial de 0,78.	166
Figura 4.70 – Tensão-dilatância de amostras com 3,3% de cimento e índice de vazios inicial de 0,81.	166

Figura 4.71 – Tensão-dilatância de amostras com 5,06% de cimento e índice de vazios inicial de 0,71.....	167
Figura 4.72 – Tensão-dilatância de amostras com 6,0% de cimento e índice de vazios inicial de 0,80.....	167
Figura 4.73 – Tensão-dilatância de amostras com 8,6% de cimento e índice de vazios inicial de 0,70.....	168
Figura 4.74 – Tensão-dilatância de amostras com 10,3% de cimento e índice de vazios inicial de 0,80.....	168
Figura 4.75 – Tensão-dilatância de amostras com $\sigma_3' = 20\text{kN/m}^2$ .....	170
Figura 4.76 – Tensão-dilatância das amostras com $\sigma_3' = 200\text{kN/m}^2$ .....	170
Figura 4.77 – Tensão-dilatância das amostras com $\sigma_3' = 400\text{kN/m}^2$ .....	171
Figura 4.78 – Tensão-dilatância das amostras com fator vazios/cimento~30.....	172
Figura 4.79 – Tensão-dilatância das amostras com fator vazios/cimento~17.....	172
Figura 4.80 – Tensão-dilatância das amostras com fator vazios/cimento~10.....	173
Figura 4.81 – Tensão-dilatância de todas as amostras ensaiadas.....	173
Figura 4.82 – Dilatância de ensaios realizados na areia.....	174
Figura 4.83 – Dilatância da areia com e sem cimentação.....	174
Figura 4.84 – Envoltórias residuais para areia com e sem cimentação.....	175
Figura 4.85 – Tensão-deformação e geração de poro-pressão $\eta/\text{Civ} \sim 20$ .....	177
Figura 4.86-Trajatórias e envoltória de tensões para amostras com $\eta/\text{Civ} \sim 20$ .....	177
Figura 4.87 – Tensão-deformação e geração de poro-pressão $\eta/\text{Civ} \sim 25$ .....	178
Figura 4.88 -Trajetórias e envoltória de tensões para amostras com $\eta/\text{Civ} \sim 25$ .....	178
Figura 4.89 – Tensão-deformação e geração de poro-pressão $\eta/\text{Civ} \sim 30$ .....	179
Figura 4.90 -Trajetórias e envoltória de tensões para amostras com $\eta/\text{Civ} \sim 30$ .....	180
Figura 4.91– Trajetórias e envoltória de tensões do arenito Botucatu.....	180
Figura 4.92 – Relação $\phi'$ versus fator vazios cimento.....	181
Figura 4.93 – Relação $c'$ versus fator vazios cimento.....	181
Figura 4.94 – Relação vazios/cimento para o arenito Botucatu.....	182

## LISTA DE QUADROS E TABELAS

Quadro 2.1- Ensaio <i>in situ</i> para avaliação do módulo cisalhante.....	62
Tabela 3.1 - Composição do cimento Portland de alta resistência inicial (ABCP, 2002).....	73
Tabela 3.2 – Distribuição granulométrica da Areia de Osório.....	76
Tabela 3.3 – Índices físicos da areia de Osório.....	77
Tabela 3.4 – Valores de B para solos típicos na saturação completa ou próximos dela.....	95
Tabela 3.5 – Programa de Ensaio.....	100
Tabela 3.6 – Programa de Ensaio Triaxiais com <i>bender elements</i> .....	102
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples.....	103
Tabela 4.2 - Sucção das amostras sem variação de umidade.....	108
Tabela 4.3 – Propriedades físicas do SRAB.....	109
Tabela 4.4 – Propriedades físicas do SRAB + 25% de pó de pedra.....	112
Tabela 4.5 – Propriedades físicas do CCR.....	114
Tabela 4.6 – Ensaio triaxiais em amostras com $\eta/Ci_v \sim 10, 17$ e $30$ .....	120
Tabela 4.7 – $G_0$ das amostras medido com <i>bender elements</i> .....	163
Tabela 4.8 - Dosagem em triaxiais no SRAB.....	176

## LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

a: massa de água

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM: American Society for Testing and Materials

B: parâmetro de poro-pressão

C: teor de cimento calculado em relação à massa de solo seco e expresso em porcentagem

CID: Consolidated Isotropically Drained

CIU: Consolidated Isotropically Undrained

$C_{iv}$ : teor de volumétrico de cimento, expresso em porcentagem do volume total

CP: cimento Portland

$C_u$ : coeficiente de uniformidade

COV: coeficiente de variação

$D_{10}$ : diâmetro efetivo

e: base do logaritmo neperiano (2,7183)

e: índice de vazios

$E_{s(0,3\%)}$ : módulo de deformação secante medido a 0,3% de deformação axial

NBR: norma brasileira

PCA: Portland Cement Association

q= tensão-desvio

$q_u$ : resistência à compressão simples

S = grau de saturação de moldagem.

$s'$ : tensão efetiva normal média

$S_f$  = grau de saturação após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.

t: tensão cisalhante efetiva

$u_w$ : poro-pressão

$V_{ci}$ : volume de cimento

$V_v$ : volume de vazios (igual ao volume de água mais o volume de ar)

w: teor de umidade

$\epsilon_a$ : deformação axial

$\epsilon_s$ : deformação cisalhante

$\epsilon_v$ : deformação volumétrica

$\gamma_d$ : massa específica aparente seca

$\eta$ : porosidade

$\sigma'_1$ : Maior tensão principal efetiva

$\sigma_1$ : Maior tensão principal total

$\sigma'_3$ : Menor tensão principal efetiva

$\sigma_3$ : Menor tensão principal total

$\sigma_d$ : tensão desvio

$\omega$ : teor de umidade

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Na engenharia em geral existem técnicas consagradas de construção e projetos, como em cálculos estruturais, em concreto, aço e madeira e fundações. Materiais com comportamentos exaustivamente estudados para um melhor aproveitamento de suas características a favor do engenheiro. O conhecimento de redes hidráulicas e elétricas faz com que uma construção esteja cada vez mais integrada com o meio ambiente, tanto na economia de materiais quanto no reaproveitamento dos mesmos.

O uso mais racional dos materiais também é uma importante alternativa de minimizar custos em uma obra, tais como transporte, escolha do material mais adequado a ser utilizado, tanto por suas características quanto por sua disponibilidade de uso.

De nada adiantaria a utilização em obras, de técnicas econômicas e eficazes, materiais bem estudados e racionalmente utilizados, uma boa logística de transporte, se a mesma não estiver assente sobre uma base sólida.

Quem fornece esta base sólida é a engenharia geotécnica, que hoje em dia conta com um amplo arsenal de equipamentos e técnicas capazes de tornarem muito bem conhecidos e caracterizados os diferentes tipos de solos existentes. Com isso seus projetos, fundações, ensaios de campo e laboratório, geram uma maior confiabilidade ao engenheiro, desde a investigação até a execução da obra de terra.

A prática de engenharia geotécnica e equipamentos de investigação de subsolo e fundações também conta, por sua vez, com uma base sólida, e esta é a chamada de mecânica dos solos. A mecânica dos solos fornece a base teórica a esta prática de engenharia, com um amplo entendimento do comportamento mecânico e de deformabilidade dos solos, melhoramento constante de suas técnicas de cálculos em projetos e das propriedades do solo utilizado.

A utilização de cimento Portland no melhoramento das propriedades do solo é uma alternativa bastante utilizada em geotecnia. A aplicação desta técnica de tratamento de solos com cimento vem sendo empregada com sucesso para proteção de taludes em barragens de terra e canais, na contenção de plumas de contaminação, na construção de bases para pavimentos, ou ainda no encapsulamento de solos contaminados.

Existem inúmeras pesquisas realizadas ou em andamento, sobre solos artificialmente cimentados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, visando seu emprego como camada de suporte para fundações superficiais, no encapsulamento de solos contaminados e como barreiras de contenção de contaminação. Investigando seu comportamento sob as mais diversas condições de carregamento, com ensaios que vão desde sua resistência à compressão simples, passando por ensaios de condutividade hidráulica e lixiviação, e com inclusive ensaios de placa e provas de carga em sapatas de concreto em verdadeira grandeza. Os resultados têm apresentado ganhos significativos de capacidade de suporte e redução nos recalques, no caso de utilização em fundações.

Embora existam estas diversas aplicações, ainda não são utilizadas metodologias de dosagem e projeto das misturas de solo-cimento baseadas em critérios mais racionais como existe, por exemplo, para o concreto, onde o fator água/cimento tem papel fundamental na obtenção da resistência desejada. Atualmente o procedimento de dosagem do solo-cimento restringe-se à escolha do teor de cimento necessário, geralmente a partir de uma estimativa inicial fornecida pela literatura ou norma, seguida pela

execução de uma série de ensaios laboratoriais, até a obtenção das propriedades necessárias.

O presente estudo fornecerá subsídios para que, a partir da manipulação adequada de tais variáveis por meio da dosagem, se possa atingir de forma objetiva e com maior confiabilidade, as propriedades requeridas.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é verificar a validade do uso dos fatores vazios/cimento na estimativa da resistência à compressão simples, rigidez inicial, resistência à compressão triaxial em condições drenadas, comportamento tensão-dilatância e comportamento tensão deformação de um solo arenoso (areia fina) artificialmente cimentado.

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Quantificar a influência isolada de cada uma das variáveis de interesse: quantidade de cimento e porosidade da mistura compactada sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento estudado.
  - Verificar, através de ensaios triaxiais drenados e não drenados, o comportamento tensão-deformação de misturas com mesmo fator vazios/cimento. Além disso, os ensaios triaxiais drenados foram complementados com o uso da técnica de *bender elements* de forma a estabelecer o comportamento da variação da rigidez a pequeníssimas deformações ( $G_0$ ) para com a quantidade de cimento e com a variação dos vazios do material.
  - Estabelecer uma relação entre a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e o módulo cisalhante ( $G_0$ ) na metodologia de dosagem (função da relação vazios/cimento).
-

- Estabelecer relação entre o comportamento tensão-dilatância da areia cimentada em função da relação vazios/cimento.
- Estabelecer o intercepto coesivo ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ ) como função da relação vazios/cimento.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese está composta por cinco capítulos, tendo início por este capítulo introdutório (Capítulo 1), logo após está composta por uma revisão da bibliografia existente (Capítulo 2) que compreende os principais assuntos abordados nesta tese.

O Capítulo 3 é composto pelo programa experimental, onde serão detalhados todos os ensaios realizados nesta pesquisa. Ainda no Capítulo 3 são apresentados e caracterizados os materiais utilizados na pesquisa, o método utilizado na realização de cada ensaio e também a descrição dos equipamentos utilizados na realização do programa experimental.

O capítulo 4 é composto pelos resultados obtidos a partir dos ensaios realizados na pesquisa. Resultados estes que compreendem desde ensaios de resistência à compressão simples das misturas, passando pelos ensaios triaxiais com a técnica de *bender elements*, analisando-se o comportamento da matriz de solo que é uma areia fina com adições de cimento Portland CP V – ARI. Juntamente com este estudo, foi realizada uma comparação da areia fina com outros materiais cimentados, tais como solo residual de arenito Botucatu, solo residual de arenito Botucatu com adições de pó de pedra e um material com granulometria mais grosseira, composto de brita e areia grossa (CCR). Por fim, ensaios triaxiais CIU em solo residual de arenito Botucatu (SRAB) considerando distintas tensões de confinamento são apresentados e

análises são realizadas sobre influência da granulometria e nas condições de drenagem na metodologia de proposta.

E por fim, no capítulo 5 são expostas todas as conclusões desta pesquisa, bem como recomendações para futuras pesquisas sobre o mesmo assunto.

## **CAPÍTULO 2**

### **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Neste capítulo será feita uma revisão bibliográfica abordando alguns assuntos essenciais para esta pesquisa. Primeiramente serão abordados alguns autores dentre muitos, que trabalharam no comportamento de solos-cimentados, passando por uma abordagem geral sobre o fator vazios/cimento em solos. Posteriormente serão abordados temas como medição do módulo cisalhante à pequeníssimas deformações, onde veremos uma breve abordagem sobre bender elements, transdutores de compressão e método da primeira chegada de onda de resposta. Este capítulo será finalizado por abordar o assunto da dilatação em solos.

#### **2.1 COMPORTAMENTO DE SOLOS-CIMENTADOS**

Existem muitos trabalhos na bibliografia brasileira [dentre os quais estão Consoli et. al. (2003, 2007, 2008), Heineck (1998), Prietto (1996 e 2004), Rotta et. al. (2001a e 2003) Schnaid et. al. (2001); Thomé (1999) e Thomé et al. (2003) e Vendruscolo (2003),] e internacional [dentre estes estão alguns tais como Saxena e Lastrico (1978); Clough et al. (1981), Huang e Airey, (1993); Coop e Atkinson (1992 e 1993 e 2003)] que abordaram o comportamento de solos cimentados onde são analisados aspectos característicos dos materiais tais como granulometria, propriedades físicas, tensões atuantes, resistência e comportamento tensão-deformação.

Areias naturalmente cimentadas são encontradas em vários lugares na crosta terrestre e a cimentação é geralmente atribuída a precipitação do

cimento da calcita. A cimentação natural não é sempre constatada pelo simples manuseio da amostra. A cimentação natural geralmente não varia somente em pequena escala (com uma amostra ou seção petrográfica delgada), mas também em grande escala sobre um intervalo estratigráfico de uma formação em particular. Esta variação na cimentação é geralmente atribuída à precipitação desigual do cimento da calcita (Saxena e Lastrico, 1978).

Areias cimentadas são encontradas em muitas áreas do mundo e uma de suas características é sua habilidade de suportar taludes naturais íngremes. A cimentação da areia é proveniente de pequenas quantidades de agentes, tais como sílica, hidro-silicatos, óxidos hidro-ferrosos, e carbonatos depositados nos pontos de contatos entre as partículas de areia (Clough et al., 1981).

O estudo de areia cimentadas fraca ou fortemente é diretamente ligado a problemas de estabilidade de taludes, e isto se torna especialmente crucial onde existe desenvolvimento urbano no topo ou nas proximidades de tais taludes (Clough et al. 1981).

A cimentação é um importante fator no comportamento tensão deformação e na resistência de solos arenosos (Lade et al. 1990).

Segundo Huang & Airey, (1993), é difícil compreender o comportamento do solo-cimento por causa de sua variabilidade, e sua grande variação de resistência e densidade de amostras. Esta variabilidade pode ocorrer em distâncias muito pequenas, e a dificuldade em determinar o grau de cimentação faz do material natural geralmente inadequado para investigação do comportamento fundamental destes solos. Para evitar tais dificuldades, vários estudos (e.g. Allman e Poulos, 1988, Coop e Atkinson, 1992) tem usado solos artificialmente carbonatados, mas estes estudos prévios investigaram somente algumas densidades em particular e quantidades de cimento, e não foram suficientes para explicar a grande variabilidade de comportamento demonstrado pelo solo natural.

O comportamento da resistência de um solo pode ser bem entendido se as três componentes da resistência ao cisalhamento: coesão, dilatância e atrito forem bem entendidos. Coesão inclui qualquer cimentação, natural ou artificial ou ligações inter-partículas. As componentes de atrito e dilatância são difíceis de separar, mas são ambas uma função direta da força normal atuante na superfície de cisalhamento (Saxena e Lastrico, 1978).

Estudos de Leroueil e Vaughan (1990) indicaram que todos estes solos têm muitas características em comum, e foi sugerido que a resistência das ligações e a densidade são as características mais importantes parâmetros que governam seu comportamento.

Segundo Gens e Nova, (1993) solos cimentados, rochas brandas e outros materiais que apresentam tipo singular e exibem comportamento mecânico complexo que é afetado pela geologia tanto quanto pelo a história tensão-deformação. Isto também depende do tempo, taxa de deformação e orientação das tensões principais.

Um dos ponto em aberto no estudo de solos estruturados é encontrar um modelo teórico que consiga relacionar resistência e deformabilidade de cada elemento do perfil com a mudança contínua dos valores das variáveis (por exemplo, índice de vazios e nível de cimentação) com a profundidade. Um modelo que não apenas descreva o comportamento de um elemento de solo isolado, mas sim o comportamento de todo um perfil de solo (Rotta et.al., 2001).

### **2.1.1 Efeitos da composição da matriz na cimentação**

Uma das causas da cimentação do solo deve ser a densificação dos grãos de areia com partículas de silte e argila preenchendo os vazios (Dupas e Pecker, 1979).

Clough et al. (1981), realizaram ensaios em amostras de areia artificialmente cimentadas para verificação dos efeitos da quantidade de agente cimentante e na densidade da areia na matriz de solo. Os resultados dos ensaios mostraram que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pela quantidade de agente cimentante, densidade da areia, pressão confinante, e distribuição granulométrica. Também, modos de ruptura são tidos como variantes com a pressão confinante, nível de cimentação e densidade da areia. Isto sugere que a cimentação age significativamente e talvez, freqüentemente utilizada como regra no desempenho de taludes.

Clough et al. (1981), concluíram que solos com maior presença de finos tinham uma melhor cimentação natural.

Uma areia naturalmente cimentada e com uma significativa quantidade de finos é mais forte que aquelas com pouca quantidade ou sem finos. Isto é devido a alguns efeitos adicionais da cimentação nos próprios finos e na densidade aumentada obtida com a presença dos finos (Clough, 1981).

Segundo Clough et. al., (1981), apresentam algumas contribuições com componentes de resistência: (1) a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação, (2) a deformação na mobilização da resistência de pico diminui com o grau de cimentação, (3) o aumento de volume é concentrado durante o cisalhamento sob uma variação menor na deformação e ocorre em deformações menores quando o grau de cimentação aumenta.

Por causa das diferenças da relação tensão-deformação com mudanças no grau de cimentação, a coesão das misturas solo-cimento obviamente refletem essas diferenças. Consistente com a trajetória da relação tensão-deformação, resultados mostram que o valor de coesão para cada quantidade de cimento e tempo de cura são independentes da quantidade de água utilizada (Akinmusuru, 1987).

Em relação a areias naturalmente cimentadas, os resultados obtidos nesta investigação mostram que um alto grau de cimentação pode ser obtido com quantidade muito pequena de agente cimentante (Akinmusuru, 1987).

Leroueil e Vaughan (1990) mostraram padrões similares de comportamento, são observados materiais com cimentação de origem geológica (rochas brandas e intemperizadas, argilas rígidas, areias e solos residuais) em solos artificialmente cimentados e em areias grauteadas. Os padrões de comportamento mais importantes podem ser resumidos a seguir:

- O fenômeno de plastificação é muito acentuado nestes materiais, o local da plastificação pode ser determinado experimentalmente com razoável precisão. Frequentemente uma inicial, menos pronunciada, plastificação é observada quando a trajetória de tensões está ainda dentro do local principal de plastificação.
- Vários modos de plastificação são identificados: compressão, cisalhamento e descarregamento. Após a plastificação ocorre a degradação da cimentação de maneira gradual.
- A cimentação concede resistência a tração e coesão real ao material.
- Quando a tensão confinante aumenta, as amostras ensaiadas no cisalhamento mostram uma transição do comportamento frágil/dilatante para o dúctil/ compressivo. A rigidez inicial e tensão desviadora na plastificação também podem diminuir em altas tensões confinantes.
- As curvas de consolidação mostram em geral pontos de plastificação distintos, e após a plastificação, eles tendem a convergir em direção a curva de consolidação para o material não estruturado. A trajetória  $K_0$  de tensões para material cimentado também tende para trajetória  $K_0$  de tensões características do solo equivalente não estruturado.

É sabido que no comportamento drenado, os efeitos da cimentação para amostras mais densas são muito menos significantes do que para amostras menos densas (Huang & Airey, 1993).

A mudança na linha de compressão normal é relacionada à mudança na distribuição granulométrica e mineralogia das partículas do solo o qual ocorre quando partículas de silte, sulfato de cálcio e gesso são adicionadas (Huang & Airey, 1993).

Em alguns estudos, comparações diretas entre o comportamento de solos cimentados e não cimentados são complicadas por dois fatores: primeiro, o solo cimentado tem baixa quantidade de água devido aos espaços vazios estarem preenchidos por cimento. Segundo, a presença do cimento talvez tenha outros efeitos no comportamento do solo, por exemplo, pela mudança na sua curva granulométrica (Coop e Atkinson, 1993).

### **2.1.2 Efeitos da tensão de confinamento na cimentação**

A ruptura é definida quando a tensão-desvio atinge o seu valor máximo. Observou-se na areia de Vincentown, que o ângulo de atrito interno não tem correlação com a porosidade. Uma grande variação no ângulo de atrito indica uma variação na cimentação. Relativo ao comportamento tensão deformação pode-se dizer que para a mesma tensão confinante em materiais contendo a mesma parcela de finos, mas em porcentagens de cimento distintas (isto é, do mesmo grupo), a variação da deformação na ruptura das amostras é grande (Saxena e Lastrico, 1978).

Tendências básicas observadas no comportamento tensão-deformação e mudança de volume das areias naturalmente cimentadas também são observadas em areias artificialmente cimentadas (Clough et. al., 1981).

Uma característica comum observada entre areias moderadamente e fracamente cimentadas foi que a rigidez e a resistência de pico aumentam com o aumento da pressão confinante (Clough et al., 1981).

O comportamento na ruptura de areias cimentadas e não-cimentadas é frágil em baixas pressões confinantes e dúctil em pressões confinantes mais altas (Clough et al., 1981).

Segundo Akinmusuru (1987), Consoli et. al. (2004), a rigidez e a resistência de pico aumentaram com o aumento da tensão confinante, no que diz respeito ao comportamento tensão-deformação. A fragilidade das amostras é um indicador do nível de cimentação entre os grãos de areia e cimento. Quanto mais cimentada a amostra, mais frágil será o seu comportamento na ruptura.

É especialmente verdade que em baixas tensões confinantes onde a coesão resultante pode ser levada em conta para a estabilidade de várias estruturas de terra tais como taludes de aterros (Lade et al. 1990).

Segundo Lade et al. (1990), o efeito da cimentação é muito menor em comparação com efeitos friccionais em altas tensões confinantes.

As curvas tensão deformação e deformação volumétrica para solos compactados, solo cimento, e argamassa, respectivamente. Os dados de ensaios mostram que o módulo inicial (isto é, a rigidez) aumenta com a tensão confinante e com a quantidade de cimentação. A resistência a ruptura aumenta com a tensão confinante e diminui com o aumento da quantidade de cimentação. O solo compactado mostrou comportamento dúctil tensão deformação seguindo o pico de ruptura, onde o comportamento se torna altamente frágil com o aumento da quantidade de cimento (Lade, 1990).

A deformação volumétrica indica que a taxa de dilatação na ruptura diminui com o aumento da pressão confinante. Assim, o aumento da rigidez causado pelo aumento da quantidade de cimentação claramente tem efeito

no comportamento da deformação volumétrica. O intercepto coesivo e a tensão de resistência à tração aumenta com o aumento da cimentação. As inserções também mostram que o ângulo de atrito em baixas variações de tensões aumenta com o aumento da cimentação (Lade et. al., 1990).

Assim, a tensões muito altas, a resistência de solos compactados torna-se maior que aquela de solo cimento, o qual a resistência aumenta sobre aquela da argamassa. Esta observação é baseada em dados extrapolados. Consequentemente, durante a consolidação, não cimentados, solos compactados foi apto a comprimir a densidades mais altas (Lade et. al., 1990).

Para amostras com pressão confinante abaixo da tensão de cedência, no comportamento não-drenado, a porcentagem de ganho na resistência para uma dada quantidade de cimento diminui com o aumento da densidade. Quando a tensão confinante excede a tensão de pré-adensamento seguida de tensões muito semelhantes, respostas na deformação são observadas independente da quantidade de cimento, e diferenças na tensão última aparentemente diminuem (Huang & Airey, 1993).

A baixas tensões confinantes da resistência de pico resultam da componente coesiva da cimentação, mas em tensões mais altas o solo se torna puramente friccional (Coop e Atkinson, 1993).

Isto sugere que a eficiência das ligações cimentantes é relativamente fraca, e que isto é menos efetivo a altas tensões e a pressões mais altas inter-particulares, que são necessárias para acontecer a plastificação em solos mais densos (Huang & Airey, 1993).

Ainda no comportamento drenado, com o aumento da tensão confinante, a deformação passa de um amolecimento para um endurecimento e a dilatância passa a uma contração (Huang & Airey, 1993).

A cimentação tem relativamente efeitos menores nas respostas volumétricas e poro-pressões, ao menos quando comparadas a efeitos de pressão de confinamento e densidade (Huang & Airey, 1993).

O comportamento de areia artificialmente cimentada foi investigado em ensaios triaxiais a pressões confinantes de até 9 MPa. Os resultados mostraram um importante efeito na redução no volume específico com um aumento na quantidade de finos. Isto influencia ambos os comportamentos tensão-deformação e a resistência de pico nas deformações entre aquelas requeridas para fraturar as ligações cimentantes (Coop e Atkinson, 1993).

A tendência de amolecimento para um endurecimento da deformação evidente nos ensaios drenados, de fato mostra que a fragilidade aumenta com o aumento da tensão confinante (Huang & Airey, 1993).

Para ensaios a altas tensões, as trajetórias de tensões resultantes não têm picos significativos, já que as ligações cimentadas plastificaram durante o estágio de compressão inicial do ensaio e aparentemente tem pouca influência durante o cisalhamento. Em baixas tensões solos não cimentados carbonatados atingem estados de pico sobre a linha de estado crítico como resultado da dilatância, mas em amostras cimentados isto ocorre até mesmo em tensões de cisalhamento de pico mais altas (Coop e Atkinson, 1993).

Para todas as quantidades de cimento aumentando a tensão confinante resulta em uma mudança de dilatância, amolecimento das deformações e comportamento frágil para contração e mais comportamento mais dúctil (Huang & Airey, 1993).

Para solos cimentados a matriz cimentante inicialmente suporta a tensão confinante, prevenindo a quebra das partículas. Quando o carregamento fratura a matriz, o mesmo atinge as partículas, e então o início da quebra das partículas coincide com a plastificação das ligações cimentantes (Coop e Atkinson, 1993).

Schnaid et al. (2001) observou uma relação linear da resistência à compressão simples em função do teor de cimento das amostras ensaiadas. Observou também que o comportamento do solo é fortemente afetado pela cimentação, em se tratando de resistências tanto uniaxial quanto triaxial.

### **2.1.3 Efeitos da cimentação na resistência e rigidez**

O comportamento da resistência da areia, no entanto, depende da contribuição da coesão criada pelas ligações da cimentação entre as partículas e resistência pelo atrito resultante do escorregamento entre as partículas (Saxena e Lastrico 1978).

A razão da transição entre os modos de ruptura frágil e dúctil aparenta ser relacionado à contribuição relativa da areia por componentes da cimentação e friccionais dos mecanismos de resistência (Clough et al., 1981).

A rigidez e a resistência aumentam com a tensão confinante, devido a um componente friccional granular. Areias geralmente apresentam um aumento de volume no cisalhamento, e o mesmo decresce com o aumento da pressão confinante (Clough, 1981).

Uma característica importante mostrada nas curvas tensão deformação é que o pós-pico é altamente dependente do grau de cimentação e pressão confinante. Solos fortemente cimentados apresentam um comportamento frágil na ruptura em quaisquer níveis de tensão confinante, já os solos moderadamente ou fracamente cimentados apresentam-se na transição entre o comportamento frágil e dúctil, com o aumento da pressão confinante (Clough, 1981).

Uma areia fracamente cimentada apresenta um modo de ruptura frágil a baixas pressões confinantes com uma transição à ruptura dúctil em altas pressões confinantes (Clough et al., 1981).

Para agentes cimentantes do tipo frágil, as ligações de cimentação são quebradas em deformações muito pequenas enquanto a componente de atrito é mobilizada para grandes deformações (Clough et al., 1981).

Efeitos da cimentação nos parâmetros de resistência e deformação mostram que na areia existe o efeito básico de um intercepto coesivo e uma resistência à tração à areia, aumentando sua rigidez, mas não mudando significativamente seu ângulo de atrito. A rigidez, resistência à tração e intercepto coesivo são todos sensíveis a quantidade e natureza do agente cimentante (Clough et al., 1981).

Um fenômeno interessante é a diferente razão na expansão volumétrica e a deformação na qual esta ocorre. Os dados sugerem que existem diferenças na mobilização da resistência entre solos cimentados e não-cimentados devidas não somente aos efeitos básicos de cimentação, mas também devidas a componentes de trabalho volumétrico (Clough et al., 1981).

Os ensaios realizados por Clough et. al. (1981) sugerem que na adição a cimentação, curva granulométrica, densidade, arranjos granulares ditam regras importantes no comportamento de areias cimentadas.

A resistência à tração de uma areia cimentada é em torno de 10% da sua resistência à compressão não confinada (Clough et al., 1981).

Fatores que podem influenciar a relação tensão-deformação do solo-cimento incluem o nível de água adicionado o qual pode indicar o grau de hidratação do cimento, o tempo de cura e a quantidade de cimento presente. A tensão de pico geralmente aumenta com o tempo de cura. Também, e possivelmente mais importante, as amostras de solo-cimento são mais frágeis com tempo de cura. O valor do módulo de deformação em 28 dias é cerca de 3 vezes aquele obtido em 7 dias. Existe uma variação aguda do módulo de deformação com o tempo de cura, implicando assim que a relação

tensão-deformação é praticamente não sensível à quantidade de água (Akinmusuru, 1987).

Aparte da relação tensão-deformação, os parâmetros de resistência da coesão e ângulo de atrito obtidos dos ensaios triaxiais são de importância muito significativa (Akinmusuru, 1987).

Um parâmetro para comparação da rigidez das amostras é o módulo de deformação. Seu valor no entanto depende das propriedades do material as quais são ditadas pela quantidade de agente cimentante presente, a umidade envolvida no processo de cimentação e o nível de hidratação do cimento. Uma implicação é aquela na qual a quantidade de cimento usado, quantidade de água do solo-cimento compactado e o tempo de cura das amostras influenciam o valor do módulo. Existe assim um módulo único da mistura solo-cimento para cada combinação dos fatores acima. Para amostra mais dúctil, a tangente inicial da curva tensão-deformação foi usada, no entanto para amostras frágeis, valor do módulo de deformação foi computado da inclinação da porção linear da curva tensão-deformação (Akinmusuru, 1987).

O comportamento tensão-deformação e as resistências das areias cimentadas foram afetadas pela quantidade de agente cimentante presente tanto quanto o tempo de cura das amostras em condições de umidade controlada (Akinmusuru, 1987).

Boey e Carter (1988) também compararam o comportamento de areias carbonatadas não cimentadas e artificialmente cimentadas, usando gesso como agente cimentante. Para uma dada quantidade de gesso eles obtiveram um pico bem definido durante o cisalhamento a baixas tensões confinantes as quais resultaram da coesão do solo. Este efeito diminui com o aumento da tensão confinante até um máximo de 500kPa.

Allman e Poulos (1988) usaram cimento Portland para criar uma cimentação artificial, e concluíram que para carregamento isotrópico o

principal efeito foi a redução no volume específico inicial do solo e um aumento na tensão de plastificação quando a quantidade de cimento aumenta. A cimentação resultou num aumento da resistência e da rigidez, ambos os quais aumentaram com o aumento da quantidade de cimento.

Carter et al. (1988) e Airey e Fahey (1991), investigaram calcirenita naturalmente cimentada e concluíram que sob compressão isotrópica pontos de plastificação bem definidos podem ser identificados como tais onde atribui-se a quebra da cimentação.

O efeito da cimentação na resistência ao cisalhamento em altas tensões confinantes é substancialmente reduzido devido ao cisalhamento e quebra de grandes partículas produzidas pela cimentação de pequenas partículas. Isto não produz muitas taxas de dilatação diferentes que são encontrados em solos não cimentados compactados. A trajetória de tensões para solos cimentados é altamente curvada (Lade, 1990).

Segundo Lade, (1990), a curvatura das trajetórias de tensões para argamassa e solo cimento são mais pronunciadas do que para solo compactado. Assim, uma maior rigidez do solo cimentado o previne de muita compressão durante a consolidação.

O padrão de comportamento é típico de solos calcários e é similar àqueles de outros solos compressíveis; uma rigidez aproximadamente elástica é observada. (Huang & Airey, 1993).

No comportamento não drenado, se a cimentação aumenta a rigidez e a resistência de pico também aumentam, a deformação axial na resistência de pico diminui, a amostra se torna mais frágil, e o excesso de poro-pressão aumenta ligeiramente (Huang & Airey, 1993).

Amostras não drenadas apresentam uma rigidez aproximadamente linear responsável por um limite de plasticidade claramente definido seguido por um amolecimento próximo do estado último. Como a tensão confinante

aumenta, a rigidez aumenta ligeiramente, a resistência de pico aumenta, o pós-pico cai como aumento da resistência e o excesso de poro-pressão muda de negativo para positivo (Huang & Airey, 1993).

Vaughan, Maccarini & Mokhtar (1988) e Leroueil e Vaughan (1990) desenvolveram um estudo para o comportamento de solos cimentados. Eles encontraram que estes materiais podem atingir estados fora da linha de compressão normal para o solo equivalente não cimentado ou desestruturado, mas carregamento contínuo durante a plastificação resulta em uma compressão relativamente rápida já que o estado move-se através da linha de compressão normal para solos desestruturados (Coop e Atkinson, 1993).

Também na resistência a compressão simples foi observado que a eficiência da cimentação aumenta com a densidade (Huang & Airey, 1993).

Se um certo comportamento inicial (trajetória de tensão dependente) é atingido, então o comportamento se torna não linear e deformações permanentes permanecem após o descarregamento (Gens e Nova, 1993).

O comportamento de uma areia cimentada carbonatada que é freqüentemente pensado ser de difícil determinação pode ser descrito pela mecânica dos solos convencional. O comportamento do calcarenito natural assemelhou-se bem com o da areia carbonatada, e este estudo pode se aplicado a outros solos naturalmente cimentados (Coop e Atkinson, 1993).

Um aumento no peso específico seco resulta em um significativo aumento na resistência de pico, e o excesso de poro-pressão se torna mais negativo (Huang & Airey, 1993).

Pode ser notado que a adição de cimento resulta numa mudança na linha de consolidação normal para a direita, aumentando a quantidade de cimento causa um aumento na mudança (Huang & Airey, 1993).

A adição de cimento causa uma mudança na linha de compressão normal e, portanto, um aumento na tensão aparente de pré-adensamento. A cimentação causa um aumento do local de plastificação, em parte devido ao aumento da tensão de pré-adensamento, e também como resultado das ligações (Huang & Airey, 1993).

É sabido que isto pode ser relacionado a altas densidades usadas neste estudo reduz a importância relativa das ligações da cimentação (Huang & Airey, 1993).

Um aumento na quantidade de cimento resulta no aumento da resistência de pico, a rigidez, a dilatação, e a diminuição da deformação na ruptura para tal tensão confinante (Huang & Airey, 1993).

#### **2.1.4 Efeito da cimentação nas deformações, coesão e ângulo de atrito**

A parcela de coesão da resistência ao cisalhamento de um solo cimentado é predominante em baixos níveis de deformação. Em deformações muito grandes (condição de ruptura), existe uma quebra completa na cimentação estrutural e da resistência ao cisalhamento é intrínseca ao atrito natural (Saxena e Lastrico, 1978).

Não podem ser feitas correlações entre ângulo efetivo de atrito interno e porosidade, como geralmente ocorre no caso de areias não cimentadas (Saxena e Lastrico, 1978).

Geralmente, para areias típicas não cimentadas homogêneas, espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade; ou aumente com o aumento da densidade seca (Saxena e Lastrico, 1978).

A estrutura do solo-cimento que é parte do sistema multifásico do solo da areia de Vincentown não influencia o comportamento da areia de Vincentown. O comportamento tensão deformação, a poro pressão

correspondente, a relação entre resistência ao cisalhamento não drenado e pressão de consolidação, e o gráfico da trajetória de tensões com a deformação indicam que o comportamento da resistência da areia de Vincentown é dependente da deformação (Saxena e Lastrico, 1978).

A estrutura do solo cimento inicialmente se comprime sob carregamento como seria de se esperar, mas com deformação, a tendência da estrutura do solo cimento dilata (como um material denso) como demonstrada no gráfico de poro pressão e trajetória de tensões. Em baixas deformações axiais (menores que 1%), a coesão causada pelas ligações de cimentação da calcita entre as partículas e a maior componente da resistência. A resistência ao cisalhamento coesiva é destruída com cerca de 1% de deformação e ao mesmo tempo a resistência ao atrito se torna predominante. É observado também que a altas pressões hidrostáticas de confinamento pode destruir a cimentação (Saxena e Lastrico, 1978).

A introdução de um agente cimentante na areia produz um material com dois componentes de resistência, um devido ao próprio cimento e outro devido ao atrito. O ângulo de atrito de uma areia cimentada é similar a aquele de uma areia não cimentada (Clough et al., 1981).

Durante o cisalhamento ocorrem aumentos de volume em areias cimentadas e não cimentadas, a taxas mais rápidas e menores deformações (Clough et al., 1981).

O parâmetro de resistência predominante é a coesão, e a mesma aumenta com o aumento da quantidade de cimento em todos os tempos de cura (Akinmusuru, 1987).

Nos parâmetros de resistência das areias cimentadas, o ângulo de atrito de uma areia cimentada é similar da areia não cimentada (Akinmusuru, 1987).

A coesão das amostras aumenta com o tempo de cura e com a quantidade de cimento. Outros resultados mostram que além de 21 dias, a coesão permanece praticamente a mesma. Isto pode significar que o efeito da hidratação do cimento nas várias misturas de solo-cimento terminou aos 21 dias. Como a hidratação iniciou no tempo da mistura, o grau de cimentação aumenta notadamente até a cimentação máxima ser obtida. A coesão aumentou de 7 a 8 vezes do tempo de cura de 7 a 28 dias (Akinmusuru, 1987).

Ensaio triaxiais não mostram variações no ângulo de atrito que podem ser atribuídos a mudanças na quantidade de água, tempo de cura e quantidade de cimento (Akinmusuru, 1987).

Amostras com até 10% de cimento adicionado mostraram que o parâmetro predominante foi a coesão e não o ângulo de atrito (Akinmusuru, 1987).

É constatado que o efeito da cimentação em baixas tensões é de aumentar a coesão e também o ângulo de atrito (Lade et. al., 1990).

Como a densidade aumenta, a importância da cimentação diminui. Huang e Airey, (1991) mostram que a altas densidades existem muito mais contatos entre as partículas de cimento e a areia, e as partículas de cimento preenchem muitos dos espaços vazios entre as partículas maiores de areia (Huang & Airey, 1993).

Com o aumento da densidade das amostras com uma quantidade de cimento de 20% em uma tensão confinante de 1,2 MPa, ocorre uma mudança esperada do comportamento originalmente de contração e endurecimento das deformações, para um comportamento expansivo e amolecimento das deformações (Huang & Airey, 1993).

A resistência residual de uma areia cimentada é próxima àquela de uma areia não cimentada (Clough et al., 1981). No entanto, o ângulo de atrito

crítico para solos cimentados ( $\phi_{cs} = 37^\circ$ ) foi levemente mais baixo que o ângulo de atrito para o material não cimentado ( $\phi_{cs} = 40^\circ$ ) provavelmente devido a influência da cobertura das partículas pelo cimento. Por outro lado, as amostras cimentadas e não cimentadas atingiram essencialmente a mesma linha de estado crítico (Coop e Atkinson, 1993).

A deformação de pico aumenta com o aumento do peso específico (Huang & Airey, 1993).

Os efeitos principais da cimentação são de aumentar a rigidez, resistência de pico, e aumentar o tamanho da superfície de plastificação para pressões confinantes menores que a pressão de pré-adensamento. Para pressões confinantes mais altas as partículas de cimento têm aparentemente efeitos muito menores no comportamento (Huang & Airey, 1993).

Os efeitos principais da cimentação são os de reduzir o volume específico pela adição de material cimentante nos espaços vazios e a introdução de pontos de plastificação bem definidos nos resultados de tensão deformação sob compressão e cisalhamento (Coop e Atkinson, 1993).

Em altas deformações, ambas as amostras cimentadas e não cimentadas atingiram o estado crítico ou o estado último (Coop e Atkinson, 1993).

Existem duas conseqüências da redução do volume específico devido à cimentação. Primeiro, comparando o comportamento do solo cimentado e não cimentado é necessário ter a mesma curva granulométrica nas duas amostras. Segundo, o estado do solo é levado para fora da linha de compressão normal. Para areias não cimentadas carbonatadas, Coop (1990) identificou o estado relativo do solo às linhas de compressão normal e estado crítico como sendo o maior fator controlando a resistência de pico. Portanto, a cimentação contribui para o aumento da resistência de pico pela redução do volume específico (Coop e Atkinson, 1993).

Aumento na densidade estende a variação nas tensões na qual o comportamento dilatante é observado, com a mudança no comportamento de dilatação para contração ocorrendo aproximadamente na mesma taxa de tensão de sobre-adensamento para todas as densidades (Huang & Airey, 1993).

As altas deformações no estado de pico para ensaios em tensões intermediárias claramente não podem ser sustentadas por uma estrutura cimentada intacta. Uma revisão nos dados revela quebra clara em deformações axiais de 0,3 a 0,7% as quais representam o início da plastificação da estrutura cimentada. Para estes ensaios a cimentação deve continuar a ter alguma influência no comportamento tensão deformação até mesmo após o início da plastificação das ligações cimentadas, e a transição dos modos de ruptura cimentado para o não cimentado ainda não está bem definido (Coop e Atkinson, 1993).

A cimentação aparece ter somente relativamente efeitos menores nas deformações volumétricas e poro-pressões (Huang & Airey, 1993).

Observa-se que uma magnitude mais alta de cimentação permite o solo atingir valores mais altos de tensões principais antes da plastificação. Eventualmente, entretanto, as curvas de consolidação convergem em direção àquelas correspondentes ao solo não cimentado. Deve ser notado que na plastificação, em algumas amostras é evidenciado um estágio de amolecimento (softening) porque a taxa de degradação da cimentação é alta até mesmo para compensar o endurecimento (hardening) devido a redução do índice de vazios (Gens e Nova, 1993).

Para os dados ensaios confirmou-se pela observação que, assim como para solos não cimentados, o principal mecanismo de deformação volumétrica plástica para este solo é a quebra de partículas. Coop (1990) mostrou que a quebra das partículas para solos não cimentados foi um processo gradual, que aumentando a tensão  $p'$  intensifica a primeira linha de

carregamento curvado e uma plastificação menos distinta (Coop e Atkinson, 1993).

A superfície de plastificação aumenta de tamanho com o aumento da quantidade de cimento e da densidade (Huang & Airey, 1993).

O estado de pico é afetado pela direção da trajetória de tensões, as condições de drenagem tanto quanto pela tensão confinante (Coop e Atkinson, 1993).

A primeira classe de comportamento ocorre onde a amostra passa do ponto de plastificação durante a compressão isotrópica; subsequente cisalhamento deveria produzir comportamento similar a aquele de um solo inicialmente não cimentado, sem ponto de plastificação. A segunda classe ocorre na tensão confinante intermediária que, desse modo, embora as ligações cimentantes estejam intactas no início do ensaio, sua plastificação durante o cisalhamento e o estado de pico, é governada pelo comportamento friccional do agora solo não cimentado. A curva tensão-deformação para este tipo de ensaio deveria ser esperada mostrar um ponto de plastificação distinto após o início da seção elástica. Para a terceira classe a amostra é cisalhada a pequenas tensões confinantes relativamente à resistência da cimentação. Um estado de pico ocorre na superfície do solo não cimentado (Coop e Atkinson, 1993).

Todas as amostras aparentemente são carregadas em um único estado crítico, no entanto observações desta tendência de ser obscurecida pela tendência de muitas amostras de desenvolver rupturas planas pronunciadas (Huang & Airey, 1993).

Quanto aos parâmetros de tensão-deformação, a areia cimentada inicialmente tem comportamento rígido, aparentemente linear até o ponto de plastificação bem definido, além do qual o solo sofre crescentes deformações plásticas até a ruptura (Schnaid, 2001).

Segundo Consoli et. al. (2003), a utilização de camadas cimentadas como reforço de fundação, aumenta notavelmente a capacidade de carga do solo, as deformações na ruptura são minimizadas, e o comportamento do solo torna-se claramente frágil.

Segundo Consoli et. al. (2007) o modo de ruptura do solo em ensaios de placa foi drasticamente afetado de acordo com o grau de cimentação.

## 2.2 FATOR VAZIOS/CIMENTO

Existem alguns trabalhos na literatura que utilizam um fator correlacionando a quantidade de vazios com a quantidade de cimento, em 1960 o trabalho realizado por Larnach, e em 2005 Foppa utilizou o arenito Botucatu com cimento para estimativa da resistência do solo-cimentado e em 2007, Lopes Júnior utilizou, além do cimento, a cal e rocha basáltica pulverizada juntamente com a matriz de arenito Botucatu. Mais recentemente Consoli et. al. (2007) aborda este assunto com mais detalhes.

O trabalho realizado por Larnach (1960) utilizou uma areia fina, limpa e mal graduada combinada com uma fração de argila pulverizada na proporção de 9:1. Já os trabalhos realizados por Foppa (2005) e Lopes Júnior (2007) utilizaram solo residual de arenito Botucatu, classificado como um solo areno-siltoso.

Segundo Larnach (1960) para as misturas do solo-cimento investigadas, resistência à compressão (S) e o fator vazios/cimento (V/C) em sete dias de cura são interligados pela relação empírica.

$$S = \frac{5600}{\left(\frac{V}{C}\right)^{1,54}} \quad (\text{lb/sq.in}) \quad (2.1)$$

Desde que o fator vazios/cimento mostre-se dependente da densidade seca da mistura, uma conexão racional entre a resistência á compressão e a densidade seca é demonstrada.

Pelo o uso da relação expressa acima, baseado em todos os resultados dos ensaios em misturas com várias quantidades de cimento, é sugerido que para uma quantidade de partícula de cimento a relação entre densidade seca e resistência à compressão pode ser estabelecida com grande credibilidade.

Em adição foi encontrado para o solo-cimento investigado em particular, em sete dias de cura a resistência a flexão (F) é relacionada à resistência à compressão com segue:

$$F=0,28.S \text{ (lb/sq.in)} \quad (2.2)$$

Em geral solos e misturas frescas de solo-cimento inclui materiais sólidos com espaços vazios de ar e água. A compressão em campo não é suficiente para reduzir a zero os espaços de ar, o solo-cimento deve ser considerado como sempre incompletamente compactado. A resistência de um concreto incompletamente compactado não pode ser relacionada ao seu fator água/cimento, desde que as leis do fator água/cimento se apliquem somente a misturas as quais todos os vazios ar sejam expelidos.

No entanto, a conexão entre a resistência do concreto parcialmente compactado e seu fator vazios/cimento tem sido adequadamente demonstrada. Parece razoável então sugerir que uma dependência similar deva existir para misturas solo-cimento; uma pequena série de ensaios descritos foram designados para investigar esta possibilidade.

Para bases contendo camadas de solo-cimento, a resistência a flexão é importante na determinação de seu comportamento flexível ou rígido e conseqüentemente a espessura de projeto necessária.

As proporções utilizadas por Larnach (1960) de areia-argila, como dito anteriormente, são de nove partes de areia para uma de argila. Suas quantidades de cimento utilizadas nas misturas solo-cimento são de 5,3%, 11,1% e 17,7% de cimento em relação ao peso de solo seco, verificadas através das curvas de compactação realizadas para cada proporção.

A determinação do fator Vazios / cimento foi definida como sendo:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (2.3)$$

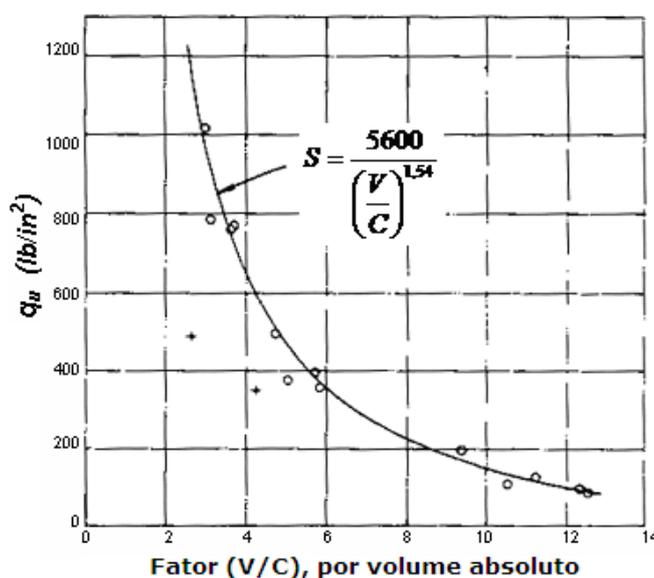


Figura 2.1 – Relação RCS com o fator vazios/cimento (Larnach,1960)

Através dos resultados Larnach observou uma estreita relação entre a resistência das misturas não saturadas, isto é, incompletamente compactadas, com o fator vazios/cimento.

A resistência a compressão simples das misturas solo-cimento tem uma grande variação no teor de umidade, densidade seca e quantidade de cimento pode ser relacionada ao fator vazios/cimento. Tal relação permite

uma elaboração das curvas dos gráficos muito mais confiáveis as quais são usadas no controle dos ensaios em campo.

De acordo com Helene & Terzian (1993), René Ferét, em 1892 descobre a lei fundamental que correlaciona a resistência da argamassa com sua compacidade. Ferét verificou experimentalmente que a resistência a compressão de argamassas inicialmente plásticas é função somente da relação entre o volume absoluto de vazios da argamassa e o volume de cimento. Mais tarde em 1896, aperfeiçoou este modelo matemático, propondo a seguinte expressão:

$$f_{cj} = K_1 \left( \frac{C}{1-M} \right)^2 \quad (2.4)$$

Onde:

$f_{cj}$  = resistência a compressão da argamassa a “j” dias de idade.

$K_1$  = constante que depende da natureza dos materiais, idade e das condições de cura.

C = volume absoluto de cimento por unidade de volume de argamassa.

M = volume absoluto do agregado miúdo por unidade de volume da argamassa.

Em 1918, Duff A. Abrams, enunciou a seguinte lei: “dentro do campo dos concretos plásticos, a resistência aos esforços mecânicos, bem como as demais propriedades do concreto endurecido, variam na relação inversa da relação água/cimento”. Abrams chegou as mesmas conclusões que Ferét havia obtido 22 anos antes, desprezando porém o volume de ar e considerando apenas a relação entre volume de água e volume aparente de cimento. Desta forma propõe o seguinte modelo matemático para expressar a dependência entre as variáveis em questão:

$$f_{cj} = \frac{K_2}{K_3^{H/C_{ap}}} \quad (2.5)$$

Onde:

$f_{cj}$  = resistência a compressão da argamassa a “j” dias de idade.

$K_2$  e  $K_3$  = são constantes que dependem da natureza dos materiais, idade e das condições de cura.

H = volume de água por unidade de concreto.

$C_{ap}$  = volume aparente de cimento por unidade de volume de concreto.

Os modelos apresentados por Ferét e Abrams foram obtidos a partir de dados experimentais, constituindo-se em correlações empíricas. Tais correlações têm sido sistematicamente confirmadas por vários pesquisadores, sendo universalmente aceitas como viáveis e bem representativas do fenômeno, apesar de não levarem em conta todos os aspectos da questão.

Segundo Helene & Terzian (1993), modelo teórico mais atualizado e que tem sido adotado para mostrar a resistência do concreto foi desenvolvido por Powers e tem por referência a porosidade capilar da pasta de cimento endurecida.

Já Foppa (2005) concluiu que, utilizando-se o arenito Botucatu, apesar de apresentar uma correlação razoável ( $V_v/V_{ci}$ ) para os valores obtidos para a resistência a compressão simples ( $R^2 = 0,90$ ), não constituiu-se na melhor forma de representar o fenômeno, pois assume que dada variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho na resistência. Um melhor ajuste dos dados experimentais ( $R^2 = 0,97$ ) foi obtido para uma relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade da mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente igual a 0,28, qual seja  $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]$ . Acredita-se que este expoente é uma função do tipo de solo e do cimento utilizados.

Lopes Júnior (2007) também concluiu que um melhor ajuste dos dados experimentais foi obtido para uma relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade da mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente igual a 0,35, qual seja:  $[\eta/(C_{iv})^{0,35}]$ .

Comprovando a afirmação feita acima por Foppa de que o expoente acima encontrado é função do tipo de solo, verifica-se que para um mesmo solo mas com diferentes adições que o torna diferente da matriz, tem-se um expoente de ajuste diferente para os dois casos.

Foppa (2005), verificou também que para um mesmo fator vazios/cimento, ao se variar o teor de umidade de moldagem, as resistências obtidas foram diferentes. Indicando talvez que a relação vazios/cimento estabelecida é válida apenas quando consideramos o teor de umidade de moldagem constante.

O exemplo de aplicação apresentado demonstra como o projetista pode, utilizando o fator vazios/cimento, escolher adequadamente a quantidade de cimento e a energia de compactação para proporcionar uma mistura que atenda à resistência necessária para o projeto ao menor custo possível. O fator vazios/cimento pode ser também de extrema utilidade no controle da execução de camadas tratadas com cimento, na medida em que, constatada uma compactação inferior à prescrita, poderá se estimar com confiabilidade a perda da resistência decorrente deste fato e conseqüentemente medidas corretivas poderão ser tomadas como, por exemplo, o reforço da camada ou ainda, a redução do carregamento transmitido.

## **2.3 MEDIÇÃO DO MÓDULO CISALHANTE À PEQUENÍSSIMAS DEFORMAÇÕES**

### **2.3.1 Transdutores Piezoelétricos**

A capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica ou vice-versa, a chamada piezoelectricidade, permite que os transdutores piezoelétricos funcionem como atuadores ou sensores, sendo que na maior parte dos casos o mesmo transdutor pode realizar ambas as funções (Ferreira, 2003).

A piezoelectricidade caracteriza-se pelo aparecimento de um potencial elétrico em alguns cristais singulares na natureza, que possuem eixos polares, tais como quartzo, turmalina, lítio entre outros, quando os mesmos são submetidos à forças mecânicas.

Os elementos piezocerâmicos são constituídos por uma única placa piezocerâmica, que ao ser excitado, deforma-se longitudinalmente em qualquer uma das três direções ortogonais, produzindo movimentos de extensão ou compressão do material cerâmico.

Os elementos duplos, compostos por duas finas placas piezocerâmicas constituem os tipos mais versáteis de transdutores, pois podem desenvolver movimentos de extensão e compressão (como elementos simples) e movimentos de flexão. Esta deformação em curvatura acontece quando uma placa sob tensão se contrai enquanto a outra expande, gerando um movimento conjunto de flexão. A figura a seguir (Figura 2.2) adaptada de Ferreira (2003), ilustra o comportamento típico de um elemento duplo.

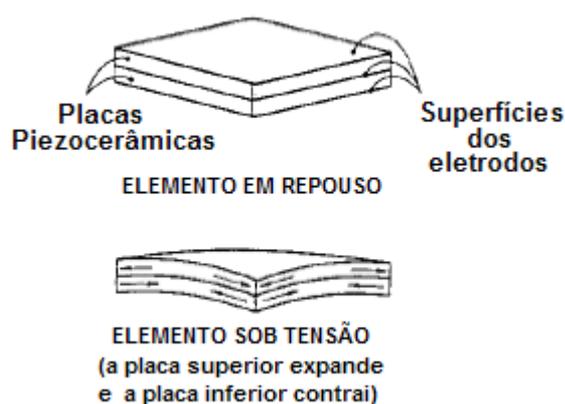


Figura 2.2 – Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão.

A deformação de um elemento piezocerâmico polarizado depende essencialmente da sua forma e composição, da direção de polarização e o modo de aplicação do campo elétrico (Brignoli et al., 1996).

Dentre os transdutores piezoelétricos existentes, foram utilizados os *bender elements* para obtenção das ondas S e os transdutores de compressão para obtenção das ondas P, nos ensaios desta pesquisa, e serão descritos a seguir.

### 2.3.2 Bender Elements

Trata-se de um método simples utilizado para a obtenção do módulo cisalhante elástico de um solo a deformações muito pequenas, uma vez que a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio com *bender elements* foi estimada por Dyvik e Madshus (1985) como sendo menor que  $10^{-5}$ . Desta forma, o módulo cisalhante estimado é  $G_0$ , relevante à deformações muito pequenas.

Um *bender element* (ou transdutor de flexão) é um transdutor piezocerâmico duplo constituído por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eletrodos nas faces exteriores (Figura 2.3). A lâmina central funciona, igualmente, como material de reforço, já que as placas cerâmicas são por si só muito frágeis para serem manuseadas. O material piezoelétrico encontra-se envolvido por uma resina epóxi rígida, que o isola eletricamente e o protege do contato direto com o solo e a água (Coop et. al. (1996), Heineck (2002), Ferreira (2003) e Consoli et. al.(2007)).

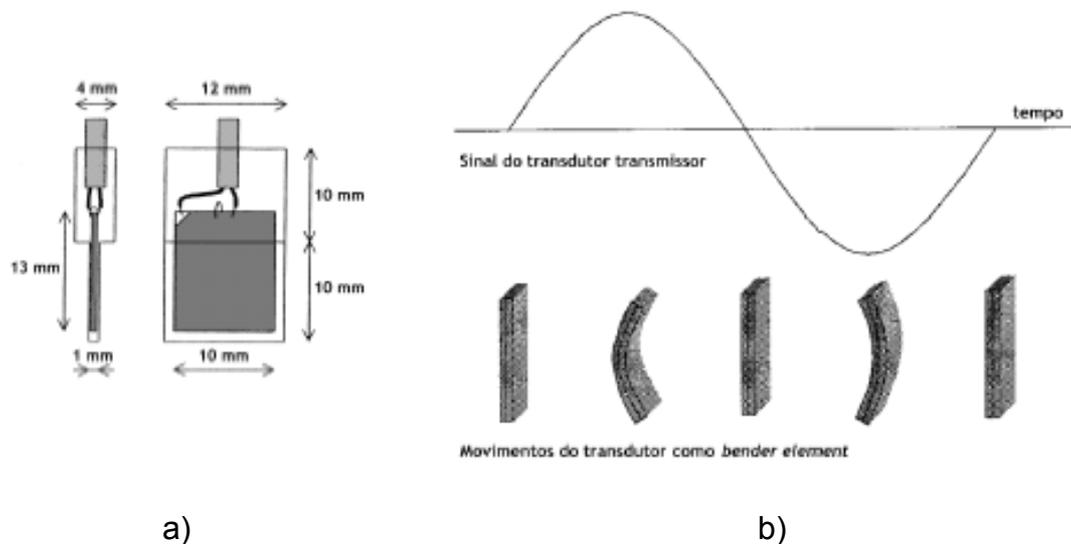


Figura 2.3 – a) Bender element; b) esquema de funcionamento. (Dyvik e Madshus, 1985 adaptado de Ferreira (2003))

O sistema de *bender elements* trata-se de transdutores eletromecânicos piezoelétricos, como citado acima, que são instalados no cabeçote superior da amostra e no pedestal do equipamento triaxial e que projetam-se para dentro da amostra em aproximadamente 4mm. O transdutor instalado no cabeçote superior, ou o transmissor, é excitado através da aplicação de uma voltagem, causando no mesmo uma vibração normal à face do cabeçote, enviando a onda através da amostra. A chegada da onda na outra extremidade da amostra é captada por outro transdutor, que funciona como o receptor. Quando a onda cisalhante atravessa a amostra, o receptor é movido mecanicamente e gera uma pequena voltagem que é mostrada em um osciloscópio digital, juntamente com o sinal transmitido. O tempo entre a transmissão e a recepção da onda é o tempo de viagem da mesma, com o qual pode-se calcular a velocidade da onda cisalhante  $V_s$ , e por sua vez, o módulo cisalhante elástico através da equação:

$$G_0 = \rho V_s^2 = \rho \left( \frac{L^2}{t^2} \right) \quad (2.6)$$

Onde  $\rho$  é a massa específica do solo,  $L$  é a distância entre os transdutores e  $t$  é o tempo de viagem da onda.

Uma das vantagens deste tipo de teste é que trata-se de um ensaio não destrutivo, que permite qualquer número de medições de  $G$  durante todo o ensaio [Heineck (2002), Heineck et. al., (2005) e Consoli et. al.(2007)].

### 2.3.3 Transdutor de Compressão

O transdutor de compressão é constituído por um único elemento piezocerâmico cilíndrico (com cerca de 2mm de espessura e 8mm de diâmetro), polarizado na direção da sua espessura, com faces exteriores condutoras ligadas em série, revestido por uma camada superficial em resina epóxi. As deformações de compressão-extensão são induzidas pela aplicação de um potencial elétrico, permitindo assim a propagação de ondas P. (Ferreira, 2003)

Um esquema com as ligações, polarização e deformação do transdutor de compressão está a seguir (Figura 2.4a) (Brignoli et al, 1996). O comportamento do transdutor sob a ação de um impulso senoidal está na figura 2.4b.

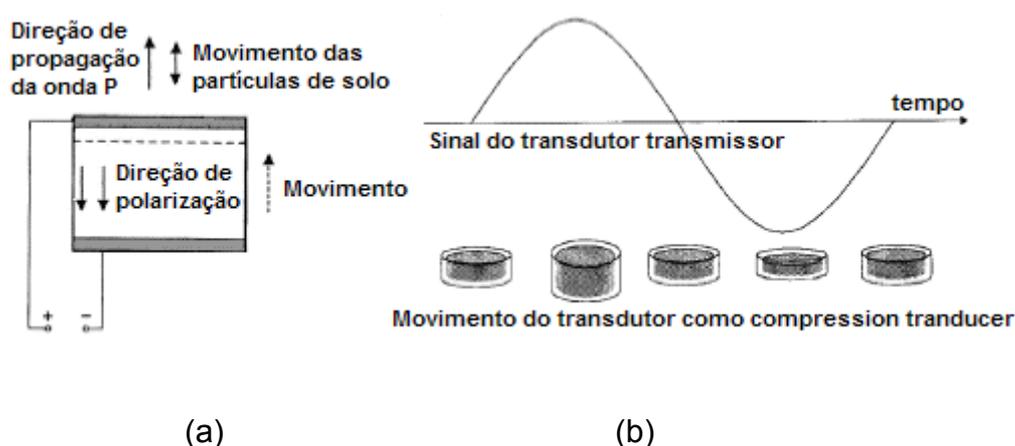


Figura 2.4 – Transdutor de Compressão: (a) diagrama de ligações, polarização e deformação; (b) esquema de funcionamento (adaptado de Brignoli et al, 1996).

### 2.3.4 Ondas Sísmicas

As ondas de tensão e deformação geradas a partir de um ponto num meio elástico difundem-se em todas as direções, com velocidades finitas de propagação. No entanto, em pontos suficientemente afastados do centro de perturbação, estas podem ser consideradas ondas planares (também chamadas ondas internas ou volumétricas, por envolverem no seu movimento todo o volume do meio), podendo assumir-se dois tipos distintos de movimento das partículas: de dilatação e de cisalhamento. A cada um destes tipos de movimento corresponde a um dos dois tipos de ondas volumétricas.

As ondas de dilatação, habitualmente conhecidas por ondas longitudinais, primárias, de compressão ou simplesmente ondas P, propagam-se através de movimentos de compressão e extensão, segundo a direção longitudinal, paralelamente à direção de propagação da onda. Este movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, unicamente numa direção, não ocasionando quaisquer rotações. Assim pode-se afirmar que estas ondas possuem apenas um grau de liberdade (Elmore e Heald, 1969). A velocidade de propagação das ondas P é a mais elevada dentre todas as ondas sísmicas.

As ondas cisalhamento, denominadas ondas transversais, secundárias, de corte ou ondas S, propagam-se no meio segundo movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas. A direção do movimento das partículas é perpendicular à direção de propagação da onda, podendo distinguir-se duas formas independentes de movimento, consoante a sua direção de polarização: as ondas SH (horizontal polarizadas) e as ondas SV (verticalmente polarizadas). Deste fato se assume que as ondas S têm dois graus de liberdade.

As velocidades de propagação das ondas de compressão e de cisalhamento,  $V_P$  e  $V_S$ , respectivamente, dependem diretamente das características do meio, assumindo como elástico infinito, homogêneo e

isotrópico, onde são propagadas. As expressões que se seguem, deduzidas a partir das equações gerais do movimento, traduzem essa dependência.

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.7)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \left( \frac{1}{1+\nu} \right)} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.8)$$

Onde E é o módulo de deformabilidade ou de Young:

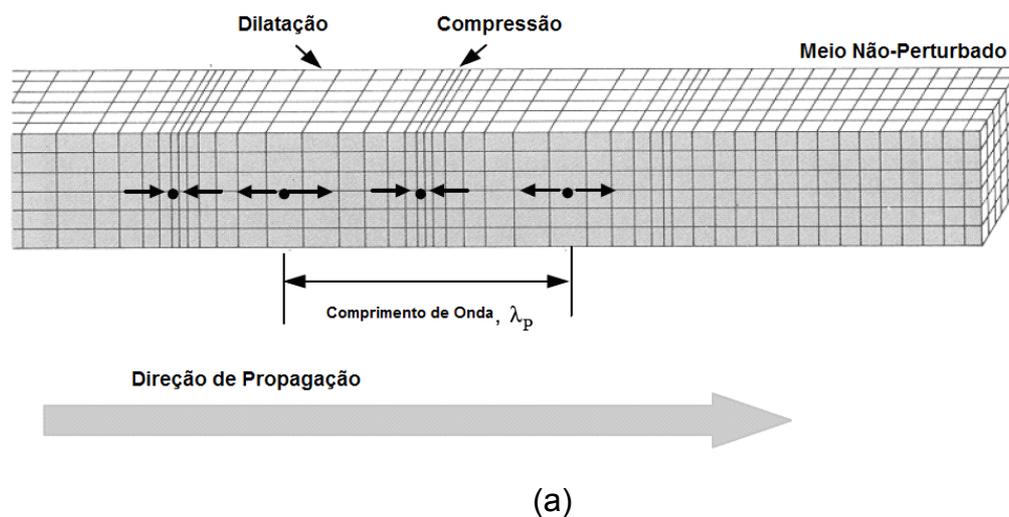
$\rho$  é a massa específica;

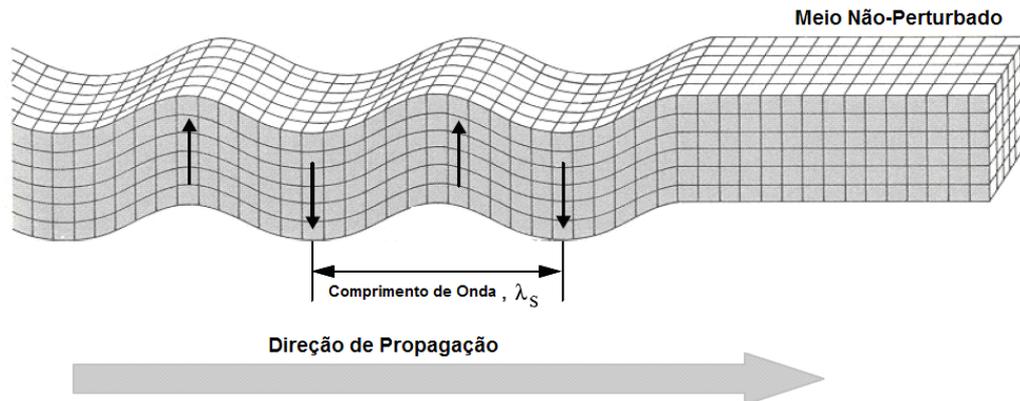
$\nu$  é o coeficiente de Poisson;

M é o módulo confinado, e;

G é o módulo cisalhante.

A seguir temos (Figura 2.5) os modos de propagação das ondas P e S, respectivamente.





(b)

Figura 2.5 – Esquema de modos de propagação de ondas: (a) onda P; (b) onda S. (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).

A determinação das velocidades de propagação destas ondas elásticas permite, pela aplicação das expressões anteriores, a avaliação dos parâmetros elásticos do meio. Conhecida a massa específica  $\rho$ , é possível calcular o módulo cisalhante  $G$ , a partir da velocidade da onda de cisalhamento  $V_S$ . Por outro lado, conhecidos ambos os valores de  $V_P$  e  $V_S$ , é possível calcular o coeficiente de Poisson  $\nu$ , combinando as expressões (2.7) e (2.8), como se demonstra na seguinte expressão:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (2.9)$$

Determinando o coeficiente de Poisson, o módulo de Young pode ser facilmente calculado, via qualquer das expressões (2.7) ou (2.8).

A seguir (Figura 2.6) temos o esquema da relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades das ondas  $V_P$  e  $V_S$ .

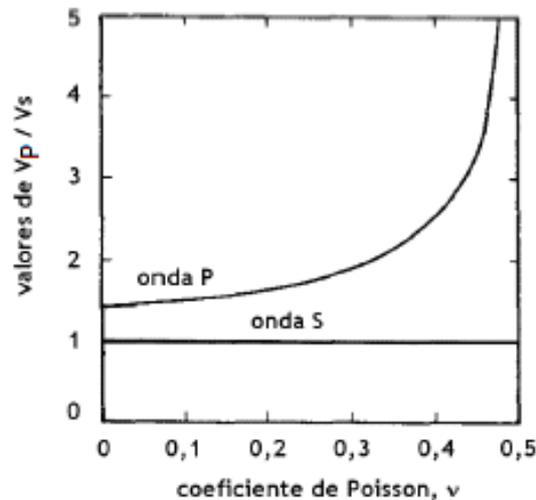


Figura 2.6 – Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades  $V_P$  e  $V_S$  num meio elástico semi-infinito (adaptado de Ferreira, 2003)

### 2.3.5 Módulo de Cisalhamento Máximo, $G_{MÁX}$

O módulo de cisalhamento ou cisalhante  $G$ , como é chamado, é um dos parâmetros de rigidez que reflete uma medida exclusivamente dependente das solicitações de cisalhamento e é reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência. A sua caracterização tem, por isso, uma influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo utilizados em projeto. No entanto, a prática geotécnica confronta-se frequentemente com dificuldades na sua adequada quantificação. De fato, para uma mesma estrutura geotécnica, a rigidez do solo varia conforme a posição e as cargas aplicadas, consideradas no dimensionamento (Atkinson, 2000).

#### 2.3.5.1 Ensaios utilizados para obtenção do módulo cisalhante

Existem alguns ensaios para a determinação do módulo cisalhante *in situ* e em laboratório. Os ensaios *in situ* têm a vantagem de não serem afetados por problemas nos processos de amostragem e caracterizarem grandes volumes de material. No entanto, permitem apenas a investigação do comportamento do solo numa gama limitada de deformações (de

pequenas a moderadas), caracterizam em termos médios o volume do terreno (de difícil quantificação rigorosa) envolvido no ensaio. Por sua vez, os ensaios de laboratório permitem uma caracterização de solo numa gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas de estado e de níveis de tensão, mas estão limitados a um volume muito menor. [Heineck (2002) e Ferreira, (2003)].

O quadro a seguir resume os principais ensaios *in situ* e de laboratório, para a determinação do módulo cisalhante.

Quadro 2.1- Ensaios *in situ* para avaliação do módulo cisalhante (Barros (1997), adaptado de Ferreira, 2003).

Ensaio de campo	Princípio da técnica	Distorção associada
<i>Cross-Hole, CH</i>	<i>Determinação da velocidade de propagação da onda de cisalhamento, <math>V_S</math></i>	$\sim 10^{-5}$
<i>Down-Hole, DH</i>		
<i>Up-Hole, UH</i>		
<i>Piezocone sísmico, SCPT(U)</i>		
<i>Refração sísmica</i>		
<i>Vibração em regime estacionário</i>	<i>Determinação da velocidade de onda Raleigh, <math>V_R</math></i>	
<i>Análise espectral de ondas estacionárias, SASW</i>		
<i>Ensaio pressiométrico, SBPT</i>	<i>Determinação da curva tensão-deformação (histerese)</i>	$\sim 10^{-3}$

Independentemente do ensaio utilizado para a obtenção das ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos registros, o resultado relevante é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Tendo-se conhecida a distância percorrida pela onda, pode-se determinar a velocidade da mesma, conseqüentemente pode-se determinar o módulo cisalhante do solo, como mostrado nas equações abaixo:

$$V_S = \frac{d}{t_S} \quad \text{e} \quad V_P = \frac{d}{t_P} \quad (2.10)$$

$$G_{máx} = \rho \cdot V_S^2 \quad \text{e} \quad M = \rho \cdot V_P^2 \quad (2.11)$$

Onde:  $d$  = distância de percurso;

$t_S$  = tempo de percurso da onda S;

$t_P$  = tempo de percurso da onda P.

### 2.3.5.2 Distância de percurso ( $d$ )

A distância de percurso da onda é utilizada mais comumente como sendo a altura da amostra de solo ( $H$ ) deduzida do comprimento de penetração dos bender elements no corpo de prova (em geral não excede 4mm), ou seja, a distância entre as extremidades dos transdutores. A figura 2.7 ilustra a determinação de  $d$ .

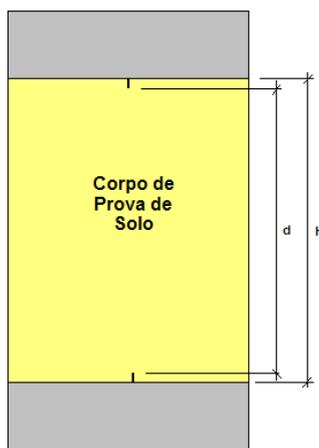


Figura 2.7 – Definição da distância percorrida pelas ondas.

Esta correção na distância percorrida pela onda só é utilizada para os bender elements, não sendo utilizada nos transdutores de compressão.

### 2.3.5.3 Tempo de Propagação ( $t$ )

A interpretação das ondas sísmicas traz alguma incerteza na determinação do tempo de propagação da onda de resposta, conforme o método utilizado para interpretá-la. Cabe ressaltar que a determinação do

tempo de propagação da onda é o passo mais importante de todo o método. Deve-se ter atenção a alguns tipos de interferências na leitura das ondas, tais como, efeitos de vizinhança ou excesso de ruído no sinal de resposta da onda.

Existem vários métodos de interpretação de ondas e variam desde métodos simples, com observação direta dos registros e medição imediata de intervalos de tempo entre as duas ondas, até métodos mais complexos, que utilizam ferramentas estatísticas no tratamento dos sinais.

Uma das formas mais simples e imediatas para determinação do tempo e propagação da onda no solo é o método da primeira chegada da onda de resposta, que está descrito a seguir.

### **2.3.6 Método da primeira chegada da onda de resposta**

O intervalo de tempo entre as ondas gerada e de resposta, é prática comum e baseia-se na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida, ou seja, na primeira inflexão do sinal de resposta (Figura 2.8).

Os primeiros investigadores a utilizar este ensaio (Abbiss, 1981; Dyvik e Madshus, 1985) observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era, conseqüentemente, acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de cisalhamento, cancelando os efeitos distorcionais e o ruído presente. Este processo simples permitia, em geral, confirmar o ponto de primeira inflexão como o ponto de chegada da onda propagada. Mas trabalhos posteriores demonstraram que tal fato não pode ser generalizado, já que os efeitos de vizinhança também são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de cisalhamento.

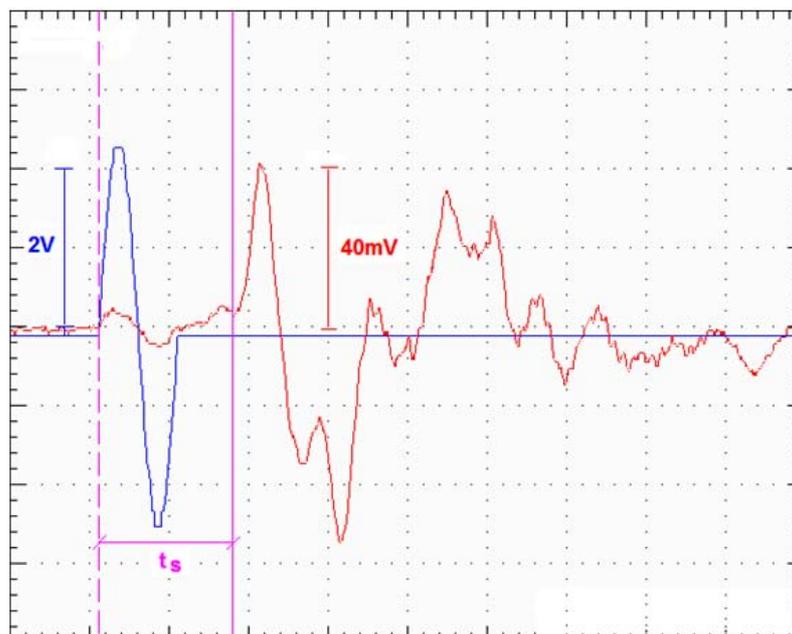


Figura 2.8 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta.

## 2.4 COMPORTAMENTO TENSÃO-DILATÂNCIA

Uma visão geral sobre o fenômeno da dilatância nos solos pode ser encontrada na literatura clássica de Mecânica dos Solos (e.g. Taylor, 1948; Wood, 1990; Bolton, 1991; Atkinson, 1993), bem como em trabalhos originais de Rowe, 1962; 1963a, 1964a, 1964b, 1969a, 1969b e 1971; Rowe e Barden, 1964; Rowe et. al. 1963, 1964.

O comportamento de um solo puramente friccional (Figura 2.9a) pode ser melhor compreendido a partir de uma analogia com o deslizamento de dentes de uma serra sobre superfícies inclinadas. Pode-se verificar (Figura 2.9b) que o ângulo de atrito mobilizado ( $\phi'_m$ ) é constituído de duas parcelas, uma delas é o ângulo de atrito no estado crítico ( $\phi'_{cs}$ ) que pode ser considerada uma constante do material, e por uma outra parcela que é o ângulo de dilatância ( $\psi$ ) (Prietto, 2004).

Analisando a figura (2.10), é possível visualizar os efeitos provocados pela dilatância, onde para materiais não coesivos a máxima taxa de dilatância é alcançada quando a máxima taxa de tensões  $q/p'$  é obtida.

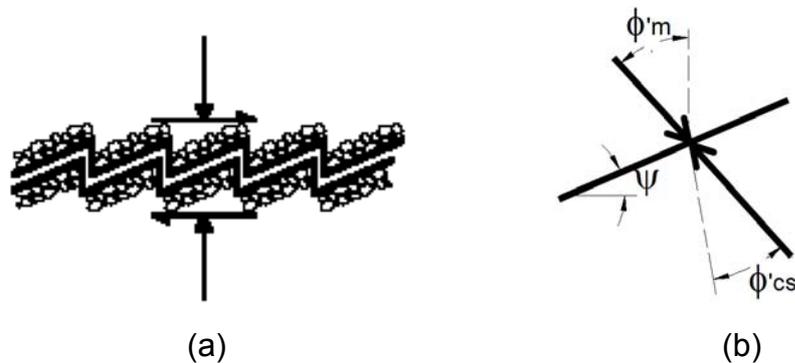


Figura 2.9 – Esquema de lâminas que representa o intertravamento das partículas de solo; (b) Forças resultantes. (adaptado de Wood, 1990)

A relação entre as tensões ( $q/p'$ ) e a taxa de dilatação ( $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ ) de solos para estados sobre a superfície limite de estado, no lado seco e úmido da LEC, está a seguir:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s} \quad (2.12)$$

Supondo que as deformações elásticas são relativamente pequenas em relação às deformações plásticas, esta equação é aplicada aos estados antes e depois do pico e para solos no lado seco e no lado úmido (exceto para a estados próximos ao início do cisalhamento onde o comportamento é essencialmente elástico). A figura a seguir (2.10) mostra a relação entre  $q/p'$  e a taxa de dilatação para solos normalmente adensados e pré-adensados. Existem dois pontos A e C, onde a taxa de variação volumétrica é zero e  $q/p' = M$ . Consequentemente, plotando os dados do ensaio do solo,  $q/p'$  versus  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ , a posição do ponto de estado crítico C pode ser encontrado até mesmo se o carregamento for terminado antes que as amostras tenham atingido o estado crítico.

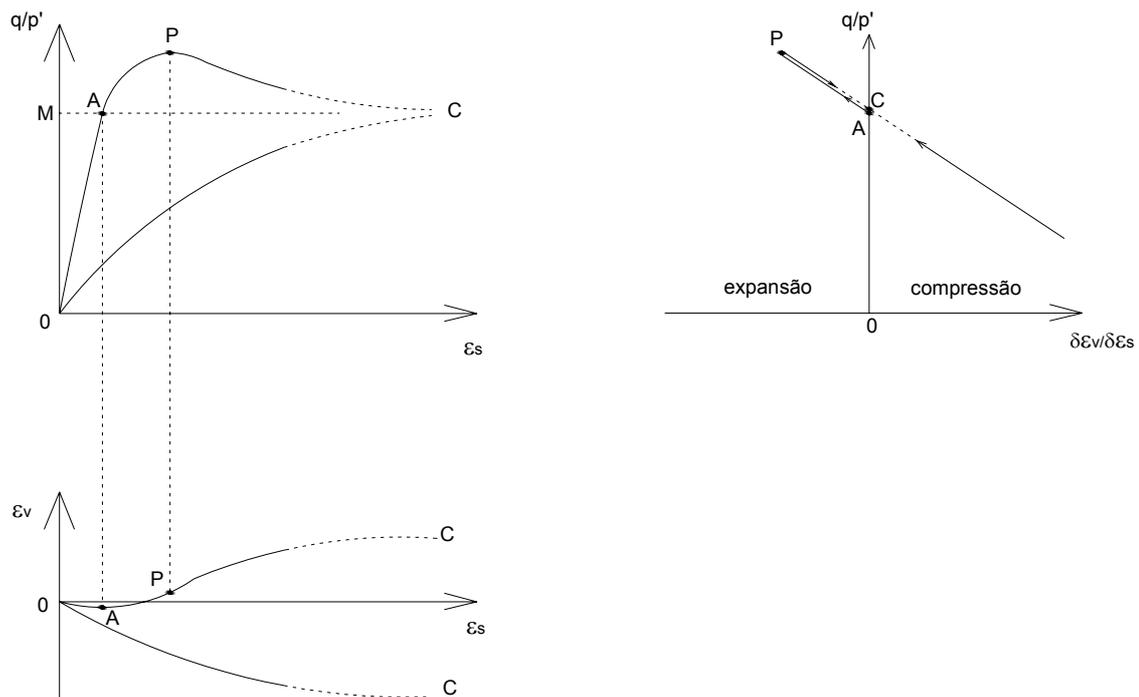


Figura 2.10 – Tensão-dilatância de solos. (Atkinson, 1993).

Através da equação 2.13 pode-se obter o ângulo de atrito interno no estado crítico,  $\phi'_c$ .

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (2.13)$$

Os conceitos apresentados acima sobre dilatância foram criados a partir de materiais onde o comportamento é puramente friccional. Veremos a seguir (Figura 2.11) o trabalho de Coop e Willson (2003) que permite uma melhor compreensão do fenômeno da dilatância em materiais onde além da parcela friccional existe também uma parcela de contribuição da parte coesiva, ou seja, a cimentação do material.

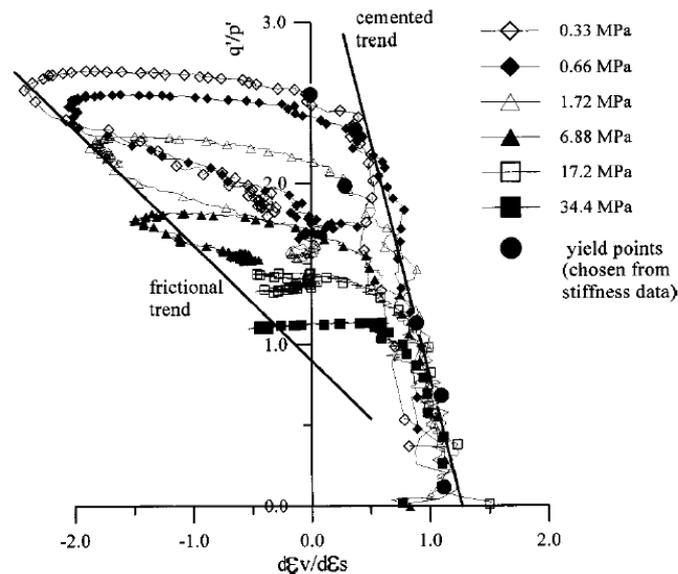


Figura 2.11- tensão dilatância para materiais cimentados. (Coop e Willson, 2003).

Sobre o comportamento dos solos cimentados, um estudo de Coop e Willson (2003), mostrou que inicialmente no plano  $q/p' \times \delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  existe um trecho quase vertical da curva, considerado elástico (aumento de  $q/p'$  e  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s \sim \text{constante}$ ), no entanto existem casos onde este trecho é inclinado, a razão para isto pode ser uma possível mudança no coeficiente de Poisson ou por ocorrência de plastificação devido a aplicação da tensão de confinamento anterior ao ponto de plastificação por cisalhamento da amostra.

Logo após este trecho teoricamente vertical, localiza-se o ponto de plastificação e o comportamento da curva muda bruscamente ( $q/p' \sim \text{constante}$  e  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  varia) tornando-se praticamente horizontal (zona de plastificação, pico de ruptura e determinação do plano de cisalhamento, quando o mesmo existir) atingindo uma dilatância máxima. No trecho final ocorre uma queda na razão  $q/p'$  e há uma variação da dilatância do material, tendendo o mesmo a atingir gradualmente seu estado último ou crítico, onde  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$ . Segundo Prietto (2004), a cimentação restringe a dilatância inicial do material, sendo a mesma, resultado do balanço de energia que deve ser

satisfeito, onde o trabalho realizado externamente deve ser compensado internamente. Ainda segundo Prietto (2004).

[...] Em presença de cimentação, o trabalho disponível para ser dissipado no atrito é menor por um período. Assim que o processo de degradação se intensifica, a dilatação progride e aumenta mesmo após a queda da relação de tensões. Ao final, o trabalho é totalmente de natureza friccional e o material tende a atingir  $D=1$  ( $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$ ), isto é, o estado crítico.

[...] No ponto de máxima dilatância, a coesão entre as partículas foi totalmente eliminada e o material percorre uma trajetória de inclinação K onde o comportamento é teoricamente e integralmente friccional.

Para ensaios onde não foi atingido o estado crítico, Coop e Willson (2003) verificaram uma tendência friccional do material (Figura 2.11), que possibilita obter um valor de M, quando a dilatância ( $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ ) for 0 (zero), ou seja, quando o material atinge o estado crítico.

A seguir (Figura 2.12), Dalla Rosa (2006) reforça este comportamento para o solo cimentado, mostrando uma tendência de comportamento do material e a obtenção do valor de M através da tendência friccional, quando a  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s=0$ .

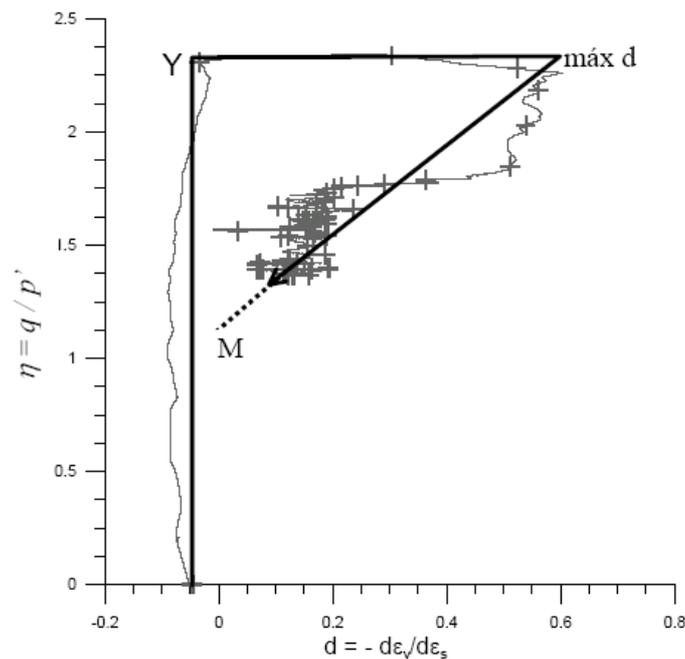


Figura 2.12– Tensão-dilatância areia cimentada.

Segundo Dalla Rosa (2006):

[...] Observa-se na figura 2.12 que há claramente o ponto onde ocorre a plastificação da estrutura (Ponto Y), a qual marca uma mudança brusca no comportamento tensão-dilatância do material. Seguido da plastificação, ou seja, notável aumento da dilatância ocorre até este valor atingir um máximo. Deformações posteriores possibilitam a desestruturação do material, de forma que a taxa de dilatância alcance um valor próximo a zero, ao mesmo tempo em que a relação de tensões  $q/p'$  se aproxima de um valor de M encontrado para as amostras não cimentadas, a deformações relativamente grandes.

Coop e Atkinson (1993) verificaram que algumas amostras de um solo cimentado artificialmente quando cisalhadas sob baixas tensões de confinamento, nem sempre alcançaram um estado crítico bem definido, em relação àquele apresentado pelo solo não cimentado. Os autores acreditam que mesmo após serem atingidos níveis de deformações cisalhantes

relativamente grandes, essa continua a apresentar forte influência no comportamento do material.

Com relação à cimentação entre as partículas, Cecconi, Viggiani e Rampello (1998) observaram uma clara influência da mesma e o colapso natural da estrutura na resistência de uma rocha vulcânica frágil. Tais autores afirmam que a quebra da cimentação entre as partículas e o fenômeno da dilatação tem efeitos totalmente opostos na resistência ao cisalhamento do material. Observaram também um comportamento dilatante para amostras cisalhadas sob baixas tensões de confinamento. Tal comportamento foi seguido pela formação de um plano de cisalhamento muito bem definido, mostrando que depois de atingida a máxima tensão desvio, essa reduz rapidamente para a tensão desvio última.

Cuccovillo e Coop (1999), constataram que em um arenito submetido ao cisalhamento foi possível alcançar similares estados de tensões ( $q/p'$ ) obtidos para um mesmo material na condição desestruturado, mas que em virtude de um plano de cisalhamento localizado, não foi possível a identificação de um estado crítico, em termos de variação volumétrica onde tal seria nula.

Cuccovillo e Coop (1999) sugeriram a partir de considerações qualitativas do balanço de energia, que o intertravamento das partículas e a contínua presença de algum tipo de cimentação, inibem a dilatação de um solo na condição intacta. Dessa forma, após ser alcançado o ponto de plastificação, ocorre gradualmente um processo de desestruturação da cimentação existente, permitindo assim que a dilatação aumente até alcançar um valor máximo. Isto pode justificar o fato de que solos cimentados apresentam a máxima taxa de dilatação após ser alcançada a máxima tensão desvio durante a fase de cisalhamento.

## CAPÍTULO 3

### MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 MATERIAIS

##### 3.1.1 Areia de Osório

O solo utilizado para esta pesquisa é uma areia, proveniente do município de Osório/RS (Figura 3.1). Caracteriza-se por ser uma areia com granulometria fina (NBR 6457 – ABNT, 1986; ASTM D 2487, 1993), limpa e uniforme. Não foi observada a presença de matéria orgânica. Este material teve sua curva granulométrica e índices físicos determinados no Laboratório Envirogeeo/UFRGS.



Figura 3.1- Município de Osório/RS (Adaptado de [www.wikipédia.org](http://www.wikipédia.org))

### 3.1.2 Cimento Portland

Os componentes essenciais são o  $\text{CaO}$  (obtido de calcário),  $\text{SiO}_2$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$  (obtidos de argilas, preferencialmente caulíníficas), com pequenas quantidades de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  (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  $1450^\circ\text{C}$ . Água e  $\text{CO}_2$  são eliminados, formando-se o clínquer, que são pelotas vítreas de tamanho de bolas de gude. Ao clínquer é adicionado cerca de 2,5% de gipsita ( $\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ ), sendo o conjunto moído para constituir o cimento.

#### Cimento Portland de Alta Resistência Inicial

O cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI, no Brasil; CEM 1 52,5 R, em Portugal), embora contemplado pela ABNT com uma norma separada do cimento Portland comum, é na verdade um tipo particular deste, que tem a peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação. O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquira elevadas resistências, com maior velocidade (Tabela 3.1 e Figura 3.2).

Tabela 3.1 - Composição do cimento Portland de alta resistência inicial (adaptado de ABCP, 2002)

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

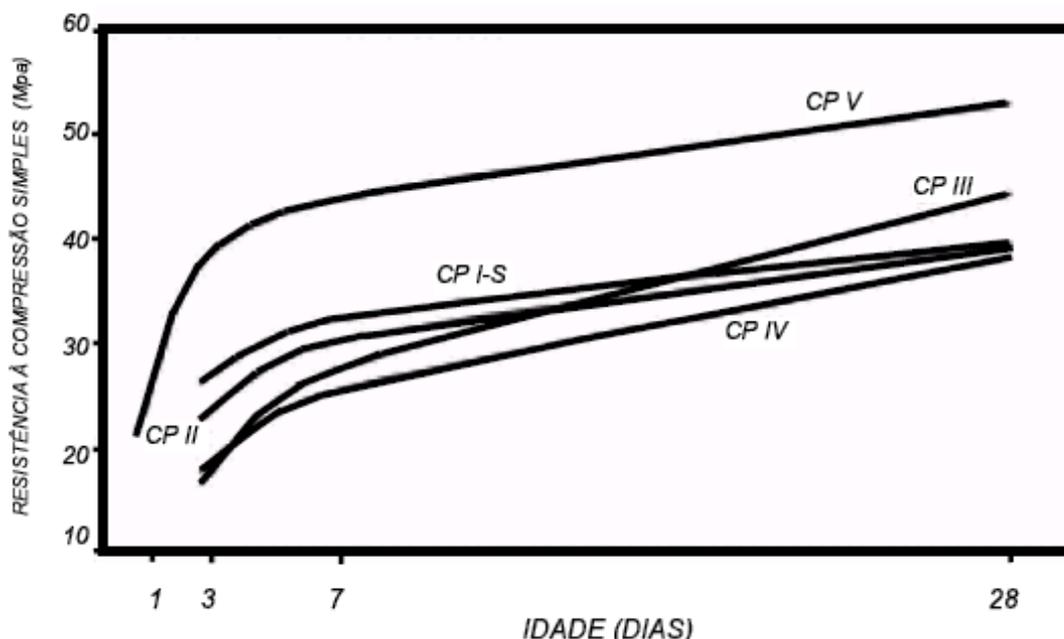


Figura 3.2 - Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

Justifica-se a utilização de cimento Portland CP V-ARI através da Figura 3.2, onde a resistência à compressão simples para 3 dias de cura é equivalente à resistência à compressão simples do cimento Portland CP IV aos 28 dias de cura; e para 7 dias de cura com cimento CP V-ARI a resistência a compressão simples equivale-se à resistência à compressão simples do cimento Portland CP III aos 28 dias de cura.

Essa característica permite que o tempo de cura adotado para a execução dos ensaios resistência à compressão simples seja de 7 dias.

### 3.1.3 Água Destilada

A água utilizada nos ensaios de caracterização, ensaios de compressão simples e ensaios triaxiais é a água destilada. Obtida através do processo de destilação da água proveniente da rede pública de abastecimento.

## 3.2 MÉTODOS

### 3.2.1 Preparação das Amostras

A preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457/86.

As amostras assim preparadas foram armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados.

### 3.2.2 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 seguiu o procedimento descrito pelo anexo da norma NBR 6457/86. Onde retirou-se duas cápsulas de solo úmido devidamente pesadas ( $P_{\text{úmido}}$  e  $P_{\text{cápsula}}$ ) e colocadas na estufa, e posteriormente foram pesadas novamente ( $P_{\text{seco}}$ ). O teor de umidade ou umidade higroscópica foi calculada da seguinte forma:

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

O teor de umidade resultante da amostra estudada foi de 0,38%.

A determinação da massa específica real dos grãos de solo seguiu o método descrito pela NBR 6508/84 ou Europeia correspondente (Tabela 3.3).

A análise granulométrica do solo (Tabela 3.2 e figura 3.3) foi realizada por peneiramento, estando de acordo com os procedimentos descritos pela NBR 7181/84 ou Europeia correspondente. Tendo a seguinte distribuição e curva granulométricas:

Tabela 3.2 – Distribuição granulométrica da Areia de Osório

<b>Abertura da peneira (mm)</b>	<b>% <i>passante</i></b>
0.60	100.00
0.425	99.97
0.30	99.47
0.15	38.50
0.075	1.55
0.0534	0.00

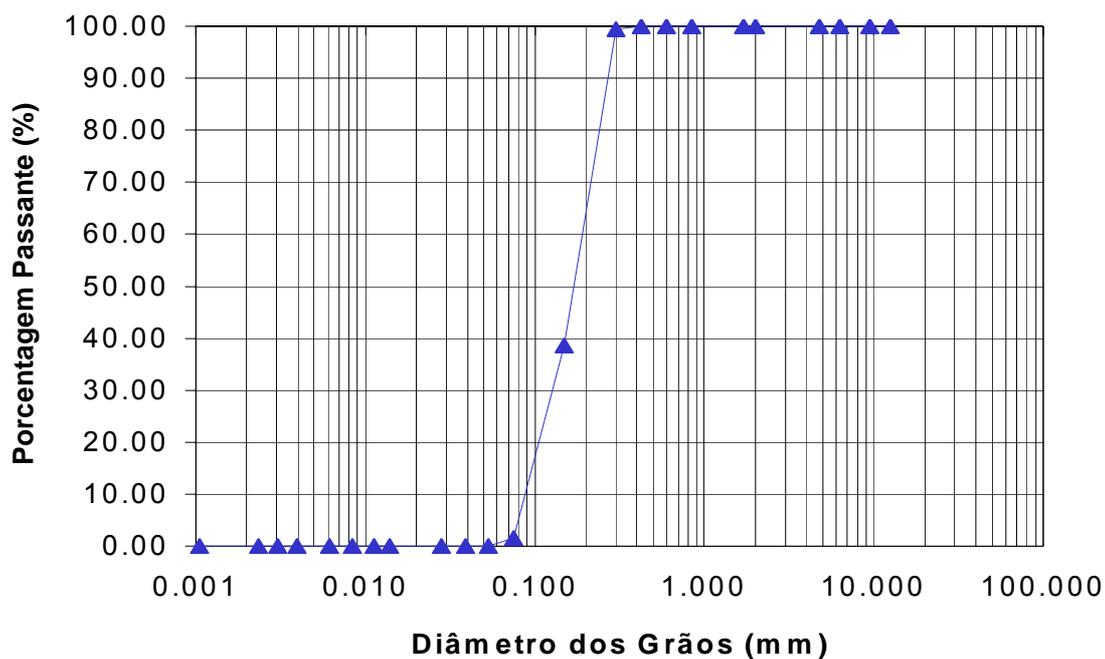


Figura 3.3: Curva da distribuição granulométrica da Areia de Osório

Foram realizados ensaios de índice de vazios máximos e mínimos (tabela 3.3). Nestes ensaios seguiram-se os procedimentos descritos pelas NBR 12034/90 e NBR 12051/91 respectivamente, ou Europeia correspondente, sendo que utilizou-se o método de reuso do material.

Para a determinação do índice de vazios máximo foi utilizado o método “A” da norma anteriormente citada.

Para a determinação do índice de vazios mínimo foi utilizado o método “B.1” da norma também citada anteriormente.

Tabela 3.3 – Índices físicos da areia de Osório

<i><b>Índices Físicos</b></i>	<i><b>Areia de Osório</b></i>
Massa específica real dos grãos	2,65kN/m <sup>3</sup>
Coeficiente de uniformidade, C <sub>u</sub>	2,11
Coeficiente de curvatura, C <sub>c</sub>	1,15
Diâmetro médio, D <sub>10</sub>	0,09mm
Diâmetro médio, D <sub>50</sub>	0,17mm
Índice de vazios mínimo, e <sub>mín</sub>	0,60
Índice de vazios máximo, e <sub>máx</sub>	0,85

### 3.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

#### 3.2.3.1 Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova

Para os ensaios de resistência à compressão simples com adição de cimento portland CP V - ARI foram utilizados moldes de PVC bipartidos (Figura 3.4) e os mesmos foram realizados com tempo de cura de 7 dias conforme a norma NBR 12024/92 – Moldagem e Cura de corpos-de-prova cilíndricos. Os corpos-de-prova utilizados para este ensaio têm dimensões de 5,0 ± 0,1cm de diâmetro e 10,0 ± 0,5cm de altura.



Figura 3.4- Moldagem de corpos de prova.

### 3.2.3.2 Ensaio

Ensaio de compressão simples têm sido utilizados com êxito na maioria dos programas experimentais relatados na literatura quando se deseja verificar a estabilização com cimento ou acessar a aspectos relativos à importância de fatores influentes sobre a resistência de solos cimentados, tanto para utilizações construtivas quanto ambientais. Uma das razões para tal é a experiência acumulada com este tipo de ensaio na área de concretos, além de ser um ensaio de simples e rápida execução, baixo custo, confiável e amplamente difundido no meio técnico.

Porém sabe-se que, quando da utilização do solo-cimento como uma camada compactada sobre um solo de baixa capacidade de suporte, a ruptura do sistema geralmente ocorre por tração na base da camada estabilizada. Pareceria mais razoável, então, utilizar o ensaio de resistência à tração como uma medida direta da resistência do solo-cimento. Entretanto diversos trabalhos demonstram que, em geral, a resistência à tração de solos-cimentados varia entre 9% e 14% da resistência à compressão simples. Esse fato, aliado aos aspectos mencionados acima, fez com que o ensaio de compressão simples fosse adotado para a medição da influência das variáveis investigadas.

A realização dos ensaios de compressão simples seguiu os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025/90 ou Européia correspondente.

Para estes ensaios será utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 50kN (Figura 3.5 (Foppa,2005)), além de anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10kN e 50kN e resolução de 0,005kN (0,5kgf) e 0,023kN (2,3kgf) respectivamente. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 milímetros por minuto.

Os corpos-de-prova, após serem curados por 6 dias na câmara úmida, foram desmoldados e submersos em um tanque com água por um período de 24 horas, visando aproximar à condição de saturação.

Como critério de aceitação para o ensaio de resistência à compressão simples, 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. Este é o mesmo critério adotado pela NBR 12253/92, e semelhante à Européia correspondente.



Figura 3.5: ensaio de compressão simples.

### 3.2.4 Medidas de Sucção

Como todos os corpos-de-prova do programa de ensaios, no teor de umidade de moldagem, estão na condição não-saturada, existe um determinado nível de sucção nas amostras. A medida da sucção neste trabalho teve o objetivo de verificar qual sua magnitude e se esta apresentava variação significativa entre os corpos-de-prova.

A sucção medida é a matricial, ou seja, a proveniente das forças capilares existentes no interior da amostra.

Utilizou-se para medição da sucção matricial a técnica do papel filtro. O método baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso, com deficiência de umidade, é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor. O papel passa a absorver uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do papel filtro (curva de calibração) pode-se obter a sucção do solo a partir da curva de calibração (Marinho, 1995).

Esta técnica foi escolhida por ser uma técnica simples e de baixo custo. Ela fornece resultados satisfatórios desde que se tenha extremo cuidado nos procedimentos utilizados.

O papel filtro utilizado foi o Whatman N° 42. Sua umidade inicial, no estado seco ao ar, é de aproximadamente 6%, isto permite medições de sucção de zero a 29MPa (Foppa, 2005).

Os procedimentos adotados para medição da sucção matricial foram os mesmos que os utilizados por Marinho (1995), Feuerharmel (2003) e Foppa (2005) e estão descritos a seguir.

Após a realização do ensaio de compressão simples, com o auxílio de uma espátula, uma pequena amostra cilíndrica, de aproximadamente 5,0 cm de diâmetro por 2,5 cm de altura foi obtida do corpo-de-prova rompido. Além da amostra para sucção, através de raspagem da parte central do corpo-de-prova ensaiado, retirou-se uma amostra para determinação do teor de umidade.

Dois pedaços de papel filtro, com área de aproximadamente 2,0 cm<sup>2</sup>, foram colocados na parte superior da amostra sem sobreposição dos mesmos. O papel filtro foi utilizado diretamente da caixa, na condição seco ao ar. O manuseio do papel filtro durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica para evitar qualquer alteração nas características originais do papel. Seguidamente cada conjunto (papel filtro + amostra) foi protegido por filme plástico de PVC e embalado em um saco plástico selado para garantir que o fluxo ocorra somente entre o solo e o papel, sem interferência do ambiente externo.

As amostras já embrulhadas e identificadas foram então, colocadas em uma caixa de isopor com tampa por um período de sete dias, necessário para que o equilíbrio de sucção entre o solo e o papel filtro fosse alcançado. Após alcançado o equilíbrio, os papéis filtro foram removidos rapidamente da amostra e colocados em recipientes plásticos numerados e com tampa. Essa operação será realizada dentro do tempo de 3 a 5 segundos. O peso dos dois conjuntos (papel filtro úmido + recipiente) foi determinado usando uma balança com resolução de 0,0001g.

Depois de obtido o peso úmido de cada conjunto, os papéis foram retirados dos recipientes, colocados em cápsulas (previamente identificadas com a mesma numeração do recipiente) e levadas a uma estufa de 60° C durante 48 horas. Após secagem, cada papel filtro foi retirado da estufa e rapidamente recolocado no mesmo recipiente utilizado para obtenção do peso úmido. Determinou-se então o peso seco de cada conjunto. Após a obtenção do peso seco, os papéis filtro foram descartados e os recipientes pesados. Através desses dados, o teor de umidade de cada papel filtro foi

calculado. Com o teor de umidade e a correspondente equação de calibração, obteve-se a sucção no papel filtro, e a média dos dois valores considerada igual à sucção existente na amostra.

As equações de calibração do papel filtro Whatman nº 42 (Chandler, 1992 adaptado de Foppa, 2005) utilizadas são as seguintes:

-Para teores de umidade do papel filtro  $(w) > 47\%$ ,

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05 - 2,48 \log w)} \quad (3.2)$$

- Para teores de umidade do papel filtro  $(w) \leq 47\%$ ,

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84 - 0,0622w)} \quad (3.3)$$

### 3.2.5 Ensaio de Compressão Triaxial (LABGEO – FEUP)

O ensaio de compressão triaxial clássico, em linhas gerais, consiste em aplicar ao corpo de prova, uma tensão confinante uniforme ( $\sigma_3 = \sigma_2$ ) e uma tensão axial crescente ( $\sigma_1$ ), até à ruptura.

A tensão confinante é aplicada por intermédio de um fluido 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. A tensão axial ( $\sigma_1$ ) resulta da aplicação (por meio de um êmbolo) no topo do corpo de prova da tensão ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), designada por tensão de desvio ou tensão distorcional e da tensão confinante ( $\sigma_3$ ), ou seja,  $\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)$ . Nestas condições de ensaio, as tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são tensões principais, máxima e mínima, respectivamente e cada tensão confinante corresponde a um círculo de Mohr cujo diâmetro é igual ao valor da tensão distorcional, ou seja,  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ .

Na prática corrente (Figura 3.6), projeta-se a curva tensão-deformação, ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) versus  $\varepsilon_a$ , sendo  $\varepsilon_a$  a deformação axial do corpo de prova, determinada pela expressão:

$$\varepsilon_a = \Delta l / l_0 \quad (3.4)$$

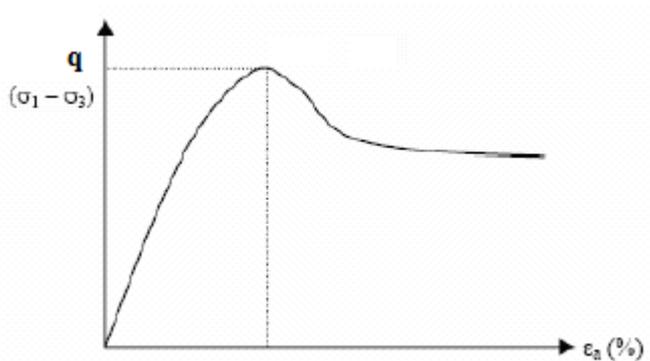


Figura 3.6 – Representação tensão-deformação no ensaio triaxial.

### 3.2.5.1 Calibrações

Anteriormente à execução de quaisquer ensaios triaxiais procedeu-se à calibração, ou à verificação da calibração, dos diferentes equipamentos, utilizados: célula de carga, transdutores de pressão (da célula e da contra-pressão), medidor de volume, transdutores de deformação (internos e externo).

Foi realizada a calibração dos Transdutores internos de deformação (LDT's) (Figura 3.7 a e b).

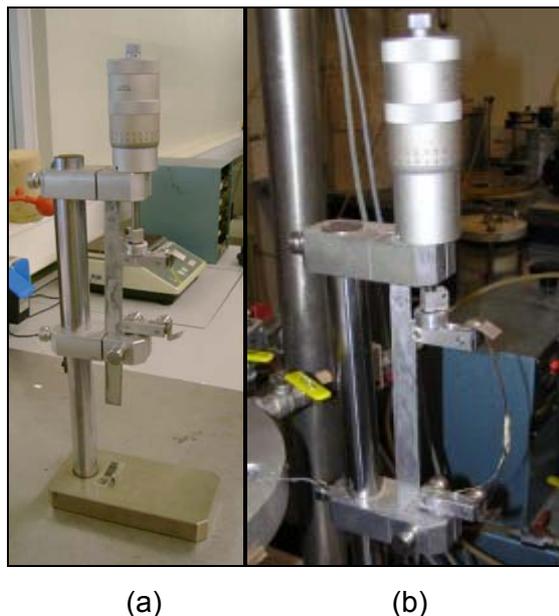


Figura 3.7 – (a) Calibrador; (b) Calibração dos LDT's (Viana da Fonseca, 1996).

Foi realizada a verificação de calibração para a célula de carga, transdutor de deslocamento LVDT externo, medidor de variação volumétrica e para os transdutores de pressão.

### 3.2.5.2 Preparação, desmoldagem e cura das amostras

O solo utilizado para a moldagem das amostras foi devidamente acondicionado em saco plástico (Figura 3.8) e depositado em local limpo e seco. Os corpos de prova foram moldados em um cilindro metálico em três camadas de igual altura ( $1/3$  da altura total) (Figura 3.9).



Figura 3.8 – Preparação dos corpos de prova.



Figura 3.9 – Molde com placas de base e topo e bujão de desmoldagem.

As duas primeiras camadas (Figura 3.10) foram moldadas com altura de  $\frac{1}{3}$  da altura total cada. A última camada foi prensada com a placa de topo (Figura 3.9) que faz o fechamento do molde na altura exata da amostra.



Figura 3.10 – Moldagem das duas primeiras camadas.

Os corpos de prova foram desmoldados (Figura 3.11 a, b e c) com o auxílio de um macaco hidráulico, rapidamente após o processo de moldagem, antes do início do processo de cimentação, para evitar a quebra da estrutura.

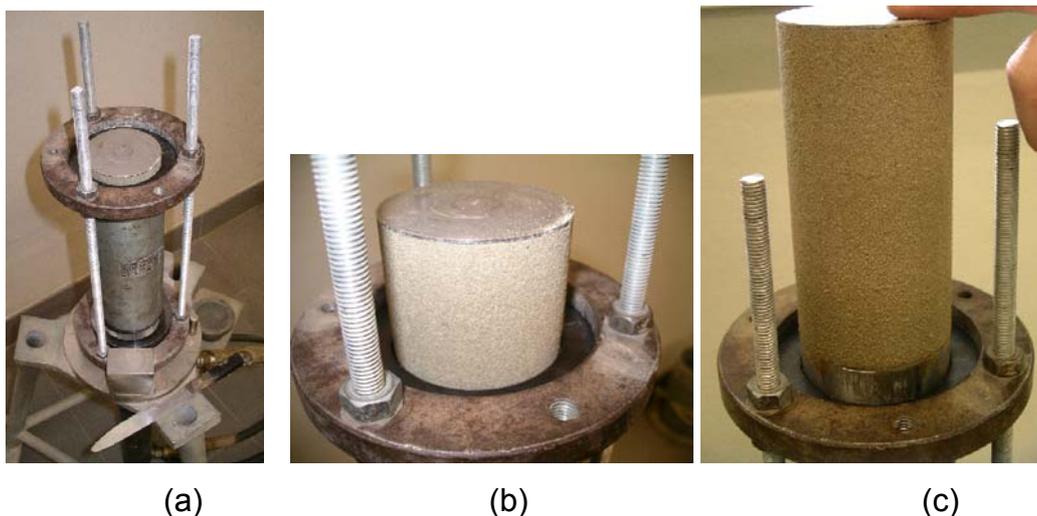


Figura 3.11- Processo de desmoldagem. (a) Início; (b) Amostra parcialmente desmoldada e (c) Fim do processo de desmoldagem.

Logo após desmoldada, a amostra foi pesada e medida; todos os corpos de prova foram elaborados nas dimensões de  $7,0\text{cm} \pm 0,1\text{cm}$  de diâmetro e  $14,0 \pm 0,5\text{cm}$  de altura, aproximadamente (Figura 3.12).



Figura 3.12 – Corpo de prova na etapa de pesagem e medição.

A etapa seguinte foi colocar o corpo de prova em uma câmara úmida, devidamente acondicionado em uma caixa plástica para o processo de cura, por um tempo de sete dias.

Ensaio triaxiais adensados drenados (CID) em trajetórias de tensão convencional (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 do fator vazios/cimento.

Para este estudo com a utilização do solo-cimento optou-se por tensões de confinamento efetivas de 20, 200 e 400kN/m<sup>2</sup>, tensões estas consideradas usuais em estudos anteriores. Não foram utilizadas tensões confinantes mais altas devido às limitações do equipamento, devido a alta contrapressão utilizada nos ensaios.

Os ensaios triaxiais foram realizados em uma prensa Wykeham-Farrance (Figura 3.13a), sob uma velocidade de deformação de 0,0173 milímetros/minuto. Velocidade esta, lenta o bastante para garantir a dissipação e o equilíbrio de qualquer poro-pressão gerada durante o ensaio drenado. O equipamento permitiu o monitoramento da contra-pressão no corpo-de-prova e da pressão confinante através de dois transdutores de pressão acoplados à base da câmara triaxial, calibrados linearmente para um intervalo de 500kN/m<sup>2</sup> de pressão e com resolução menor que 0,1kN/m<sup>2</sup>. O medidor de variação volumétrica utilizado é da marca Wykeham-Farrance (Figura 3.13b).

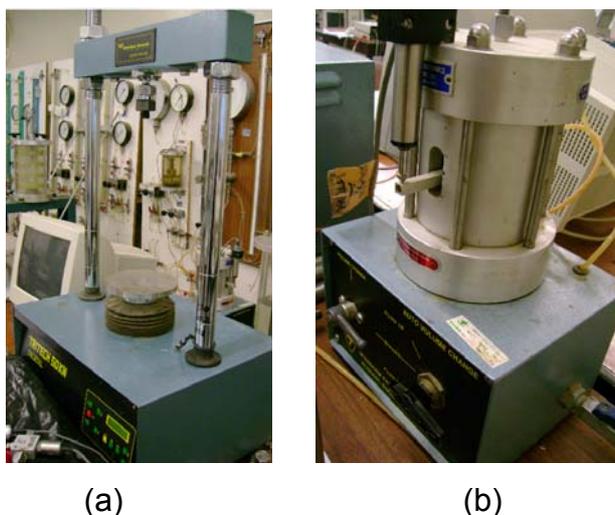


Figura 3.13 – (a) Prensa Wykeham-Farrance; (b) Medidor automático de variação volumétrica Wykeham-Farrance.

A medição do carregamento aplicado foi feita através de uma célula de carga (Figura 3.14) da marca *Gefran* com capacidade de 10kN (1000kgf) e resolução de 0,005kN (0,5kgf), posicionada internamente à câmara triaxial.



Figura 3.14- Célula de carga.

As deformações axiais foram medidas por meio de dois sistemas independentes. Um sistema interno, constituído por dois dispositivos utilizando LDT's - Linear Displacement Transducers, da Universidade de Tóquio (Goto, et al., 1991, Viana da Fonseca e Bezerra, 2001) (Figura 3.15a e b) que permitem a medição das deformações iniciais com maior resolução (menor que  $1\mu\text{m}$ ), e um sistema externo convencional, constituído por um transdutor de deslocamento linear (Figura 3.16) (resolução menor que  $10\mu\text{m}$ ) medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga.

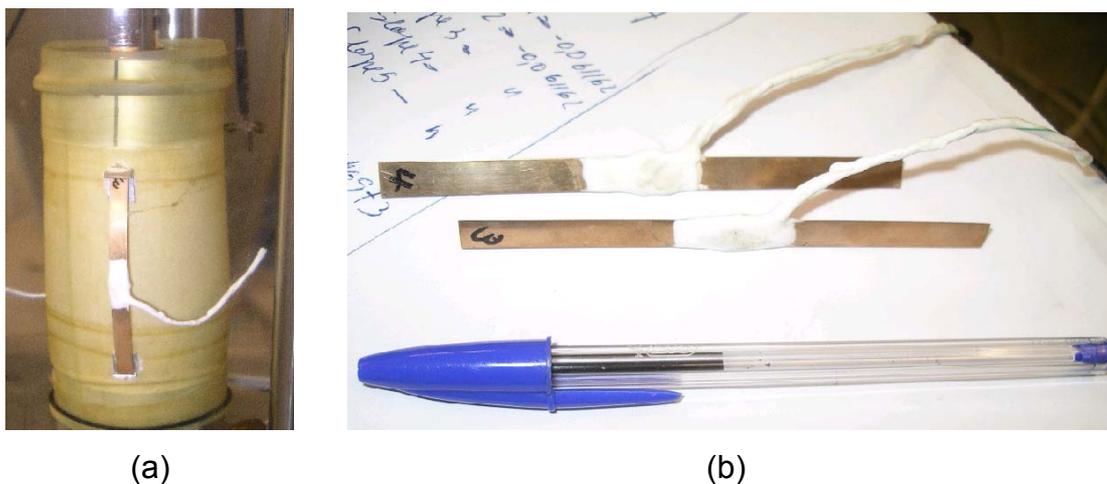


Figura 3.15 – (a) corpo de prova com LDT's acoplados; (b) LDT's.



Figura 3.16 – Transdutor de deslocamento linear, LVDT.

O processamento das leituras dos transdutores de pressão, da célula de carga, dos LDTs e do transdutor de deslocamento linear foi feito por um sistema de aquisição de dados composto por um conversor de sinal analógico/digital (*Datascan 7000*), um microcomputador e um programa escrito em linguagem Basic (Figura 3.17).



Figura 3.17 –Datascan 7000.

A execução dos ensaios triaxiais seguiu os procedimentos gerais descritos pela BS 1377 (1990) ou prCEN ISO/TS ABC-8,9,10E (2003) e consistiu em duas fases principais. Na primeira foi feita a saturação do corpo-de-prova e na segunda o carregamento axial até a ruptura.

O programa de monitoramento e aquisição de dados utilizado nos ensaios triaxiais foi o programa **TRIAx**, versão 5 (Viana da Fonseca e Costa, 2006).



Figura 3.18 – Programa Triax (aquisição e monitoramento de dados de ensaio)

De volta ao ensaio propriamente dito, após a amostra ter sido curada, no sétimo dia de cura, o corpo de prova é retirado da câmara úmida e preparado para a colocação na câmara triaxial, sendo necessária a abertura de dois sulcos alinhados (Figura 3.19), um no topo e um na base, para a introdução dos *bender elements*. A ferramenta utilizada para a abertura dos sulcos foi um estilete.

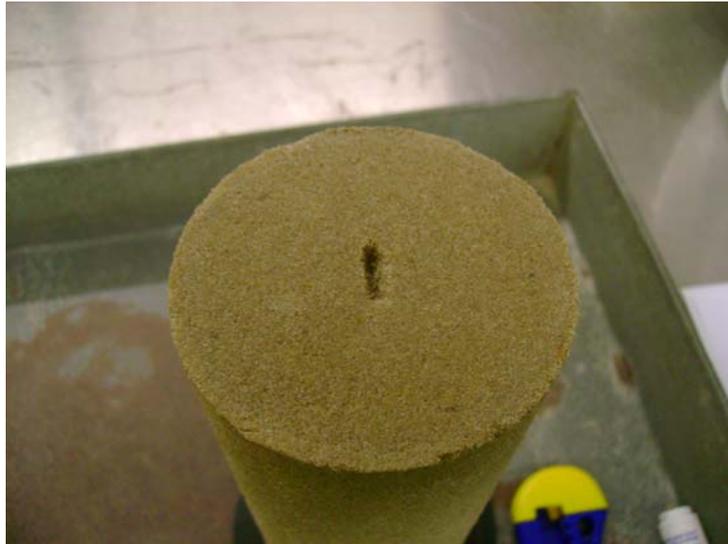


Figura 3.19 – Sulco para introdução dos *bender elements*.

A figura 3.20 a seguir mostra em detalhes a base da câmara, onde será repousado o corpo de prova para o ensaio triaxial. O *top cap* é idêntico à base.

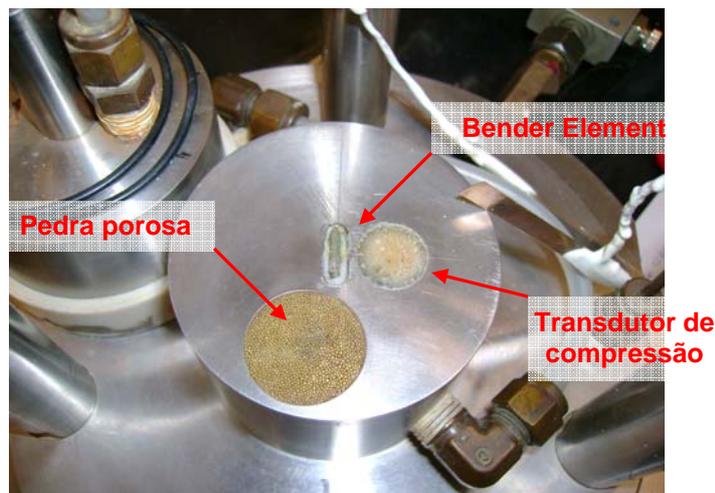


Figura 3.20 – Detalhe da base da câmara

Os papéis filtro colocados nas interfaces do corpo de prova com a base e com o topo têm necessariamente dois furos, que devem coincidir com os sensores de *bender element* e transdutor de compressão (Figura 3.21). A figura 3.22 mostra o corpo de prova já instalado na câmara, pronto para a colocação dos LDT's.

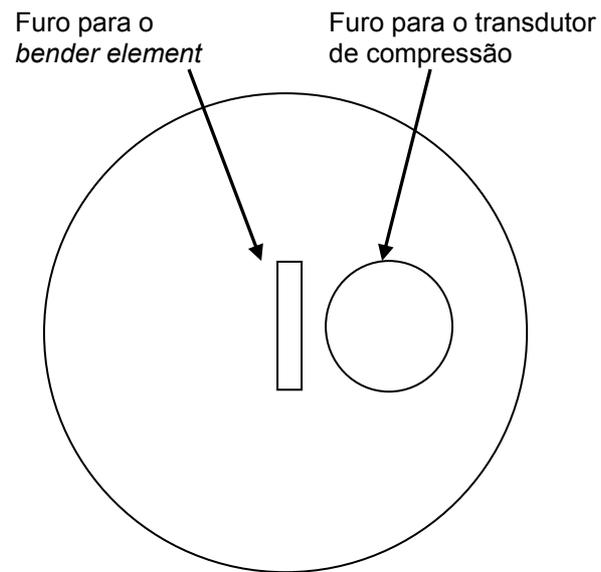


Figura 3.21 – Papel filtro para o ensaio preparado para o ensaio triaxial

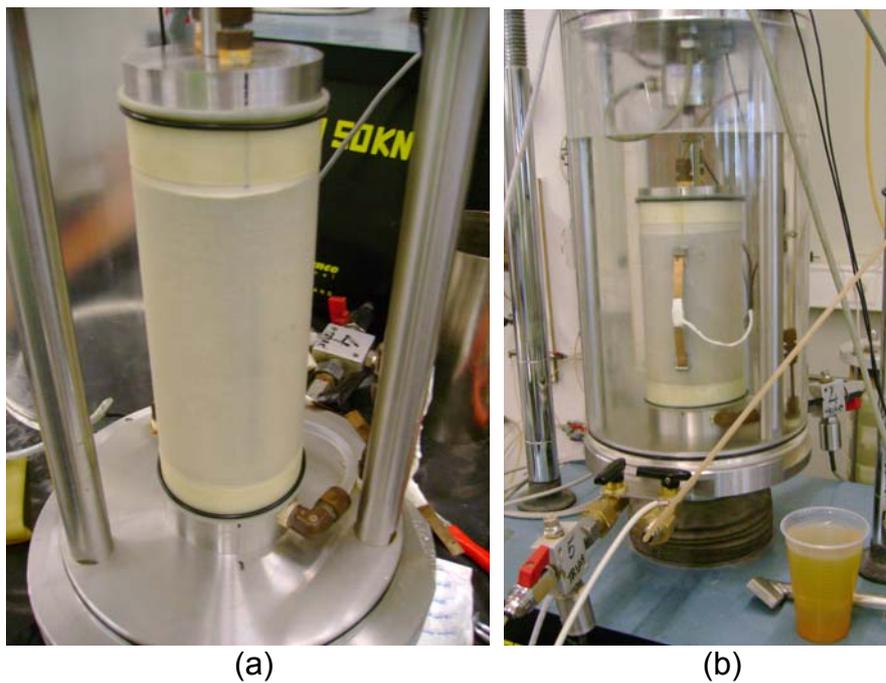


Figura 3.22 – (a) Corpo de prova anteriormente à colocação dos LDT's; (b) Início do procedimento de ensaio.

Tradicionalmente nos ensaios triaxiais, a saturação antecede ao adensamento, no entanto tem-se verificado que muitas vezes esta

metodologia induz a uma expansão significativa do corpo de prova, por esta razão foi utilizada a alternativa de inverter o processo, ou seja, primeiro adensar, e depois saturar, processo este conhecido como saturação por “via seca” em oposição ao tradicional conhecido por “via úmida”.

O adensamento das amostras foi feito em patamares ou escalões de tensão. Para a amostra de  $20\text{kN/m}^2$  efetivos foi feita em uma única vez. Nas amostras com 200 e  $400\text{kN/m}^2$  de tensões confinantes efetivas, foram aplicados incrementos de tensão até atingir a tensão confinante desejada para o ensaio.

Após o adensamento procedeu-se à percolação de água destilada e desaerada na amostra, no sentido da base para o topo do corpo-de-prova, iniciando-se assim o processo de saturação. Esta fase tem o objetivo de retirar o ar e preencher os vazios do corpo de prova. O critério de finalização da percolação foi estabelecido para uma percolação de duas vezes o volume de vazios da amostra.

A próxima fase é a de saturação do corpo de prova. Existem alguns métodos utilizados para a saturação dos corpos de prova em ensaios triaxiais, sendo cada um utilizado de acordo com o tipo de solo e condições do ensaio. Uma das técnicas mais correntes consiste em aplicar pequenos incrementos de tensão total, mantendo-se constantes as tensões efetivas. Isto se faz aumentando do mesmo valor a pressão na câmara e da contra-pressão, que no caso presente variou de 30 a  $50\text{kN/m}^2$  cada incremento. A tensão efetiva de cada ensaio deve ser a própria tensão efetiva de adensamento, já que os mesmos já passaram pela fase de adensamento e para que se garanta a integridade estrutural da amostra ensaiada. 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 pressões neutras. Este parâmetro determina-se a partir dos valores da tensão confinante e da contra-pressão, antes e depois da aplicação de um incremento, mantendo-se fechada a válvula de drenagem, através da expressão:

---

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad (3.5)$$

Onde o  $\Delta u$  é igual ao excesso de poro pressão (diferença de pressão antes e depois da alteração das condições de carregamento) e o  $\Delta \sigma_3$  é igual ao incremento de tensão confinante, para carregamento isotrópico, igual a  $\Delta \sigma_1$ . Na teoria, o solo está 100% saturado quando o parâmetro B é igual a 1. Na prática, no entanto, aceitam-se valores superiores a 0,90 dependendo do tipo de solo.

Alguns autores consideram diferentes categorias de solos para o controle do parâmetro B. Segundo Black e Lee (1973), em vez de se usar o tradicional processo do valor de B, seria mais realístico determinar um valor B de acordo com as propriedades do solo e condições de carregamento drenado ou não drenado.

Em solos duros, o valor de B na saturação pode ser significativamente inferior a 1,0, aceitando-se valores acima de 0,90 para solos muito duros (sejam compactados ou estruturados).

Assim, Black e Lee (1973), para o estudo dos níveis de saturação de solos correntes, consideraram as seguintes categorias:

- Solos moles: argilas moles normalmente adensadas;
- Solos médios: argilas ligeiramente sobre-adensadas, argilas e siltes compactados;
- Solos duros: argilas duras 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.

A tabela a seguir ilustra o parâmetro B e o grau de saturação para os tipos de solos referidos anteriormente.

Tabela 3.4 – Valores de B para solos típicos na saturação completa ou próximos dela (Black e Lee, 1973, adaptado de Chembeze, 2006).

Categoria do solo	Grau de saturação (S)		
	100%	95%	90%
	Valores de B		
Mole	0,9998	0,992	0,986
Médio	0,9988	0,963	0,930
Duro	0,9877	0,69	0,51
Muito Duro	0,913	0,20	0,10

Assim, o processo de saturação-adensamento seguiu as seguintes fases:

- adensamento isotrópico;
- saturação até um valor do parâmetro B de Skempton próximo a 0,90 ou VP (velocidade de transmissão no corpo de prova das ondas sísmicas de compressão “P”) superior a 1500m/s.

Concluída a saturação, procedeu-se ao cisalhamento da amostra a uma taxa de deformação axial constante de 0,0173 milímetros por minuto.

### 3.2.5.3 *Bender elements e transdutor de compressão*

Foram tomadas medidas de ondas sísmicas S (cisalhamento) e ondas P (compressão) durante todas as etapas de ensaio, desde a colocação da amostra na câmara até a fase de cisalhamento após a ruptura.

Na fase de saturação foram utilizadas as ondas P no auxílio do controle da saturação, além do parâmetro B, tendo como critério de saturação das amostras uma velocidade de ondas P ( $V_P$ ) superior a 1500m/s.

As ondas S captadas na fase de cisalhamento pelos *bender elements*, estabelecem o comportamento da variação da rigidez a pequeníssimas

deformações ( $G_0$ ) para com a quantidade de cimento e com a variação dos vazios do material.

Para o uso desta técnica de captação de ondas sísmicas nas amostras foram necessários os *bender elements* (Figura 3.20), um gerador de ondas, um amplificador de sinal, um osciloscópio para a visualização das ondas e o programa wavestar para a coleta dos dados e posterior análise (Figura 3.23).

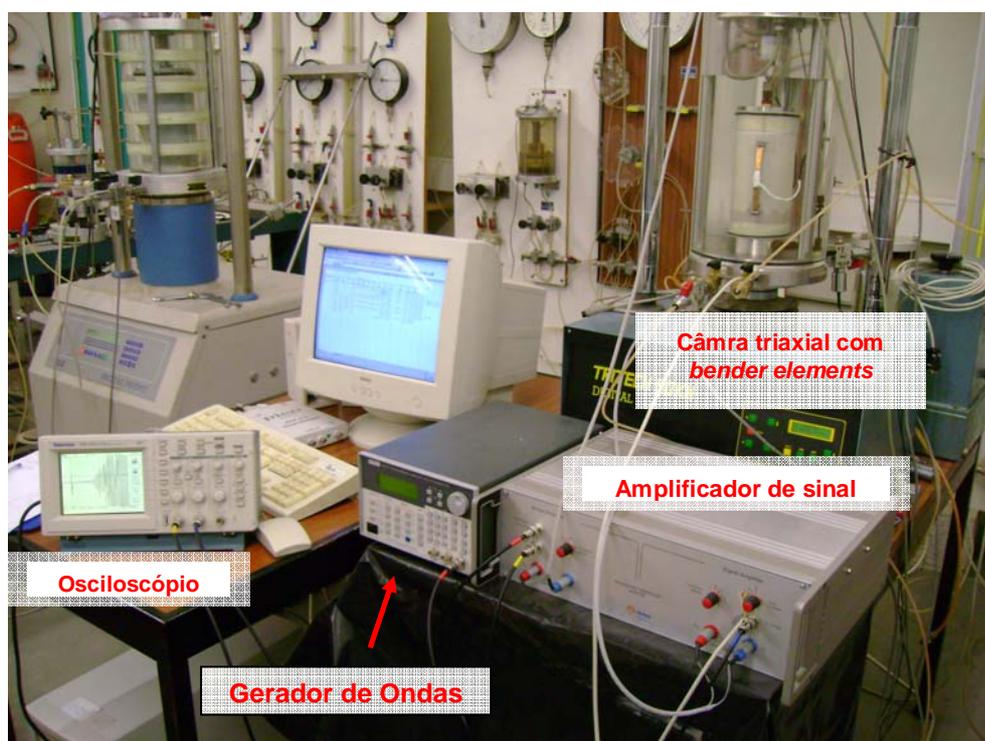
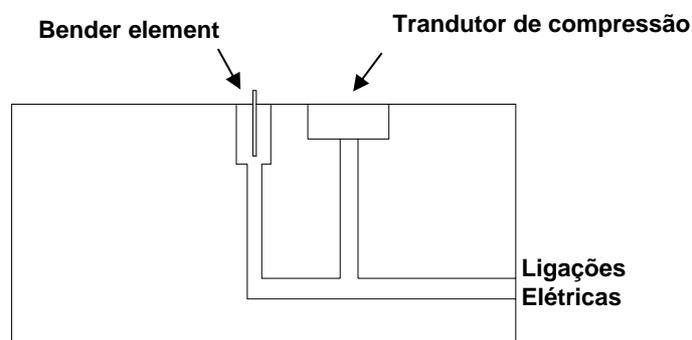


Figura 3.23 – Ensaio triaxial com leitura de ondas sísmicas.

A figura a seguir (Figura 3.24) mostra em detalhes o *bender element* e transdutor de compressão.



(a)



(b)

Figura 3.24 – Detalhamento dos *bender elements*. (a) Foto e (b) desenho esquemático.

As ondas sísmicas foram analisadas no domínio do tempo (“Time Domain”), que se traduz na identificação do tempo da primeira chegada da onda emitida num de um extremo ao outro do corpo de prova (*bender element*), descrito na revisão bibliográfica. As figuras 3.25 e 3.26 ilustram exemplos de ondas P e S, respectivamente, no programa wavestar.

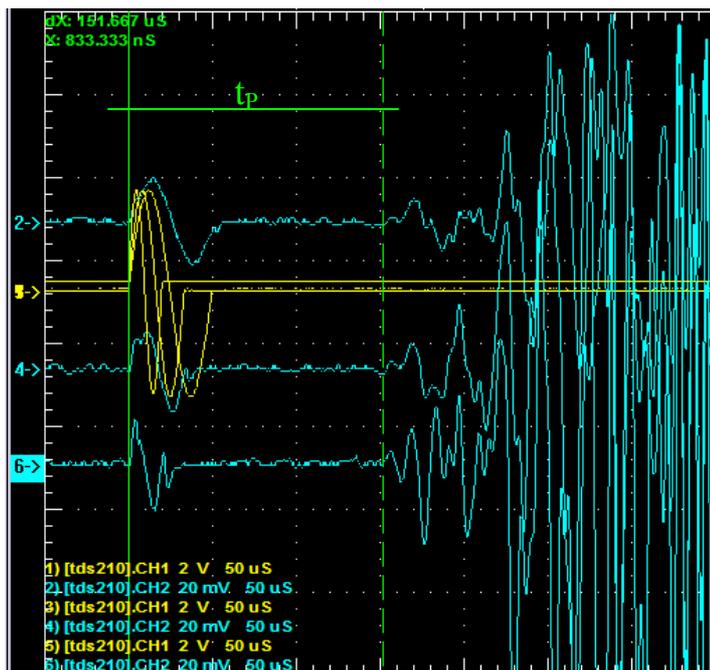


Figura 3.25 - Onda P captada pelo programa wvstar para posterior análise.

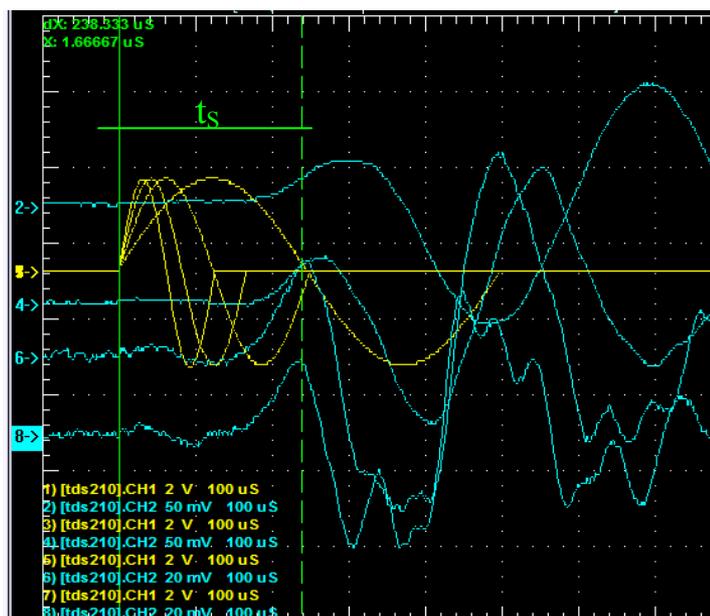


Figura 3.26 - Onda S captada pelo programa wvstar para posterior análise.

As ondas foram do tipo senoidais e a gama de freqüências utilizadas para geração das ondas foi a seguinte:

- ondas P com variação de 20 a 100kHz;
- ondas S com variação de 2 a 10kHz.

Como detalhe de análise das ondas S (Figura 3.26), utilizando-se o método da primeira chegada, a determinação do tempo parece estar erroneamente assinalada pelas linhas tracejadas, mas isto se deve a ligação dos *bender elements* estar com os pólos invertidos, então como consequência a onda de resposta S gerada será invertida como mostrado na figura 3.26.

### 3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este programa experimental foi elaborado com o intuito de verificar a validade do fator Volume de Vazios/ Volume de cimento ( $V_v/V_{ci}$ ) na dosagem de solo-cimento nas suas mais variadas utilizações, com principal utilização na própria mecânica dos solos. Para isto iniciou-se a pesquisa com os ensaios de caracterização do material estudado, passando desde a verificação de sua umidade higroscópica, granulometria, índices de vazios máximo e mínimo e massa específica do material. A segunda parte deste estudo passou pelo entendimento das características mecânicas e de deformação do material, com a realização de ensaios de resistência à compressão simples (RCS), ensaios simples de serem realizados e com muito boa confiabilidade quanto aos resultados obtidos. Continuando ainda com o entendimento mecânico e de deformabilidade, a terceira parte deste estudo passou a contar com ensaios triaxiais, ensaios complexos que mostram o comportamento do material quando submetido a tensões de confinamento, possibilitando uma análise mais aprofundada dos resultados, por ser um ensaio mais controlado, o mesmo fornece um maior número de características do material. E por fim o uso de *bender elements* nos ensaios triaxiais para o cálculo de  $G_0$  forneceu informações sobre o comportamento do material a pequeníssimas deformações. Com este amplo estudo foi possível verificar a existência, ou não, de correlações entre as características de tal material.

Os ensaios realizados estão detalhados na tabela 3.5. Após os ensaios de caracterização foram realizados ensaios de compressão não confinada para as seguintes porcentagens de cimento: 1, 3, 5, 7, 9 e 12% de cimento. Considerando-se para estas porcentagens os índices de vazios de 0,68; 0,73 e 0,80. Estes índices de vazios estão compreendidos entre os índices de vazios máximo e mínimo deste material, sendo escolhido primeiramente um valor médio ( $e=0,73$ ) e posteriormente valores acima ( $e=0,80$ ) e abaixo ( $e=0,68$ ) do mesmo, para gerar assim uma ampla gama de resultados para este material.

Para os ensaios triaxiais foram escolhidos três valores para o fator  $V_v/V_{ci}$  (10,17 e 30) a ser estudado, abrangendo-se assim grande parte da curva obtida dos ensaios de compressão simples. Para um mesmo valor de  $V_v/V_{ci}$ , foram moldadas duas amostras com distintos índices de vazios e distintas porcentagens de cimento (tabela 3.6), totalizando-se assim seis amostras distintas. Para cada amostra foram utilizadas três tensões efetivas de cisalhamento diferentes: 20, 200 e 400KN/m<sup>2</sup>, totalizando dezoito ensaios triaxiais.

Tabela 3.5 – Programa de Ensaio

ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAIO	Nº DE ENSAIOS PROGRAMADOS
Caracterização dos Materiais	Solo	Massa Específica Real dos Grãos	1
		Análise Granulométrica	1
		Índice de Vazios Mínimo	1
		Índice de Vazios Máximo	1
Resistência Mecânica	Solo-cimento Compactado	Compressão Simples	54

	Solo-cimento Compactado	Medidas de Sucção Matricial	49 das 54 amostras ensaiadas à compressão simples
Comportamento Tensão-deformação (Doutorado Sandwich) (FEUP -Portugal)	Solo-cimento Compactado	Triaxiais com <i>Bender Elements</i>	18

Tabela 3.6 – Programa de Ensaios Triaxiais com *bender elements*

Amostra	Cimento (%)	Fator $V_v/V_{ci}$	e	Tensão confinante efetiva de ensaio (kN/m <sup>2</sup> )
TRI 01 a 03	3,0	30	0,73	20, 200 e 400
TRI 04 a 06	3,3		0,80	20, 200 e 400
TRI 07 a 09	5,06	17	0,68	20, 200 e 400
TRI 10 a 12	6,0		0,80	20, 200 e 400
TRI 13 a 15	8,6	10	0,68	20, 200 e 400
TRI 16 a 18	10,3		0,80	20, 200 e 400

As leituras de ondas S e P foram feitas durante todas as etapas de ensaio, tendo as ondas P importância na verificação da saturação das amostras e as ondas S na fase de cisalhamento. As leituras de deformações utilizadas para o cálculo de  $G_0$  foram medidas pelo defletômetro (LVDT) e pelos LDT's, na fase de cisalhamento de cada ensaio, nas seguintes deformações:

→ 0,01%; 0,02%; 0,05%; 0,1%; 0,2%; 0,5%; 1%; 2% e 3% de deformação.

## CAPITULO 4

### RESULTADOS E ANÁLISES

A caracterização do material está no item 3.2 (3.2.2) desta tese, considerando os ensaios de granulometria, índice de vazios máximo, índice de vazios mínimo e massa específica real dos grãos da areia de Osório.

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios relativos ao comportamento mecânico e suas respectivas análises, tendo em vista os objetivos propostos para esta pesquisa. Na primeira parte (item 4.1) são expostos os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples ( $q_u$ ) em função do fator volume de vazios/ volume de cimento em termos de porosidade e teor de cimento volumétrico ( $\eta/Ci_v$ ). Em uma segunda etapa (item 4.2) são comparados os resultados  $q_u \times \eta/Ci_v$  da areia de Osório, com resultados de diferentes solos estudados por outros autores.

Na terceira parte (item 4.3), serão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais drenados, com 20, 200 e 400kN/m<sup>2</sup> de tensão efetiva de confinamento com a utilização da técnica de *bender elements* para a medição de  $G_0$  e  $G$ . Os ensaios triaxiais foram realizados para os valores de  $\eta/Ci_v$  de aproximadamente 10, 17 e 30, conforme anteriormente detalhado no capítulo 3. Através dos ensaios triaxiais foram analisadas as curvas  $\eta/Ci_v$  versus  $q$ ,  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $E$ ,  $G_0$  finalizando com o estudo da dilatância das amostras. E por fim, na quarta e última parte (item 4.4) deste capítulo serão feitas comparações entre as curvas  $\eta/Ci_v$  versus  $q$ ,  $c'$ ,  $\phi'$  para a areia de Osório (triaxiais drenados) e do solo residual de arenito Botucatu (triaxiais não-drenados).

#### 4.1 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Após realizada a caracterização do material, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples para amostras de areia fina com cimento, nas seguintes proporções mostradas na tabela 4.1:

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples

$\eta/Ci_v$	C (%)	w (%)	e	$\eta$ (%)	$Ci_v$ (%)	Vv/Vci	RCS (kN/m <sup>2</sup> )
6,92	12	9,70	0,63	38,81	5,61	6,92	2591,04
7,33	12	9,50	0,67	40,2	5,48	7,33	2302,53
7,41	12	9,85	0,68	40,44	5,46	7,41	2186,92
7,63	12	10,41	0,7	41,16	5,4	7,63	1988,89
7,65	12	9,85	0,7	41,23	5,39	7,65	1974,00
7,73	12	9,82	0,71	41,49	5,36	7,73	1884,93
8,31	12	9,71	0,76	43,26	5,2	8,31	1731,39
8,39	12	9,57	0,77	43,49	5,18	8,39	1719,89
8,67	12	9,62	0,79	44,28	5,11	8,67	1642,93
9,54	9	9,82	0,67	40,18	4,21	9,54	1645,89
9,54	9	9,89	0,67	40,16	4,21	9,54	1460,76
9,74	9	9,50	0,69	40,67	4,18	9,74	1379,20
9,89	9	9,50	0,7	41,05	4,15	9,89	1397,43
9,97	9	9,53	0,7	41,25	4,14	9,97	1304,54
9,97	9	10,05	0,7	41,22	4,14	9,97	1294,12
10,15	9	9,77	0,71	41,67	4,11	10,15	1280,34
10,9	9	9,63	0,77	43,4	3,98	10,9	1264,58
11,4	9	10,15	0,8	44,52	3,91	11,4	1168,04
11,94	7	10,15	0,66	39,9	3,34	11,94	1294,37
12,35	7	9,53	0,69	40,72	3,3	12,35	1155,5
12,35	7	9,84	0,69	40,73	3,3	12,35	1080,92
12,43	7	9,57	0,69	40,88	3,29	12,43	1019,41
12,44	7	9,63	0,69	40,9	3,29	12,44	927,82
12,62	7	9,80	0,7	41,24	3,27	12,62	911,82
12,69	7	10,06	0,71	41,38	3,26	12,69	890,75
13,09	7	9,65	0,73	42,12	3,22	13,09	834,74
13,24	7	10,13	0,74	42,42	3,2	13,24	798,05
16,42	5	9,68	0,66	39,86	2,43	16,42	685,38
16,87	5	9,86	0,68	40,51	2,4	16,87	662,72
16,9	5	10,16	0,68	40,55	2,4	16,9	616,09
18,06	5	10,13	0,73	42,17	2,33	18,06	611,18
18,64	5	9,89	0,75	42,93	2,3	18,64	584,18
19,55	5	9,50	0,79	44,11	2,26	19,55	574,49
19,71	5	10,01	0,8	44,31	2,25	19,71	559,83
19,84	5	9,87	0,8	44,48	2,24	19,84	550,04
19,95	5	9,50	0,81	44,61	2,24	19,95	537,54
27,5	3	9,98	0,68	40,37	1,47	27,5	353,45
27,65	3	9,70	0,68	40,5	1,46	27,65	356,00
28,2	3	10,18	0,69	40,97	1,45	28,2	326,57
28,95	3	9,72	0,71	41,61	1,44	28,95	301,20
29,1	3	10,02	0,72	41,74	1,43	29,1	294,37
29,28	3	10,06	0,72	41,89	1,43	29,28	276,46
30,98	3	9,78	0,76	43,27	1,4	30,98	247,46
31,81	3	9,90	0,78	43,91	1,38	31,81	233,26
31,94	3	9,79	0,79	44,02	1,38	31,94	213,74
82,5	1	10,16	0,69	40,77	0,49	82,5	86,07
85,36	1	10,23	0,71	41,59	0,49	85,36	80,02
85,39	1	9,64	0,71	41,6	0,49	85,39	78,06
87,46	1	9,98	0,73	42,18	0,48	87,46	78,59
88,63	1	9,87	0,74	42,51	0,48	88,63	78,06
89	1	10,49	0,74	42,61	0,48	89	75,89
91,5	1	9,99	0,76	43,29	0,47	91,5	73,85
93,74	1	9,87	0,78	43,88	0,47	93,74	63,12
94,92	1	9,87	0,79	44,19	0,47	94,92	53,77

As figuras de 4.1 a 4.5 apresentam os gráficos gerados a partir dos resultados acima (tabela 4.1).

A seguir temos os gráficos da resistência à compressão simples variando em função de alguns fatores. A figura 4.1 apresenta resultados em termos da quantidade de cimento das amostras para com o índice de vazios.

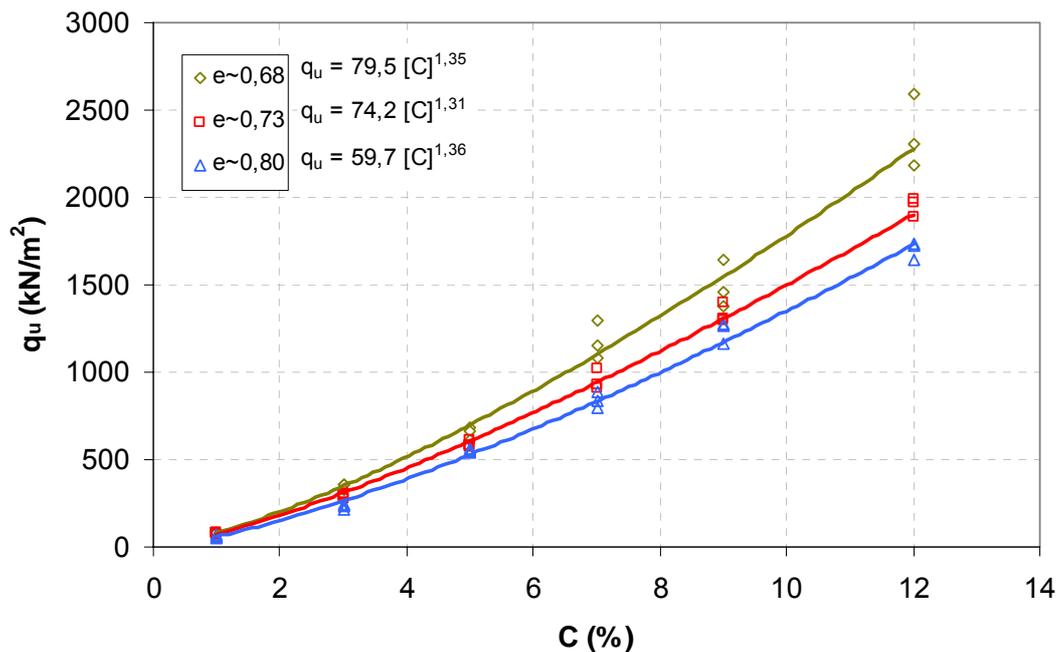


Figura 4.1 – Gráfico da Resistência à Compressão Simples x quantidade de cimento.

Verifica-se como esperado que a resistência à compressão simples teve um aumento com o aumento da quantidade de cimento, variando conforme o índice de vazios e a porcentagem de cimento, onde para teores de cimento maiores, a resistência à compressão simples também é maior. Quanto maior o índice de vazios, menor a resistência como esperado. O próximo gráfico (Figura 4.2) é de resistência à compressão simples versus o inverso do volume de cimento.

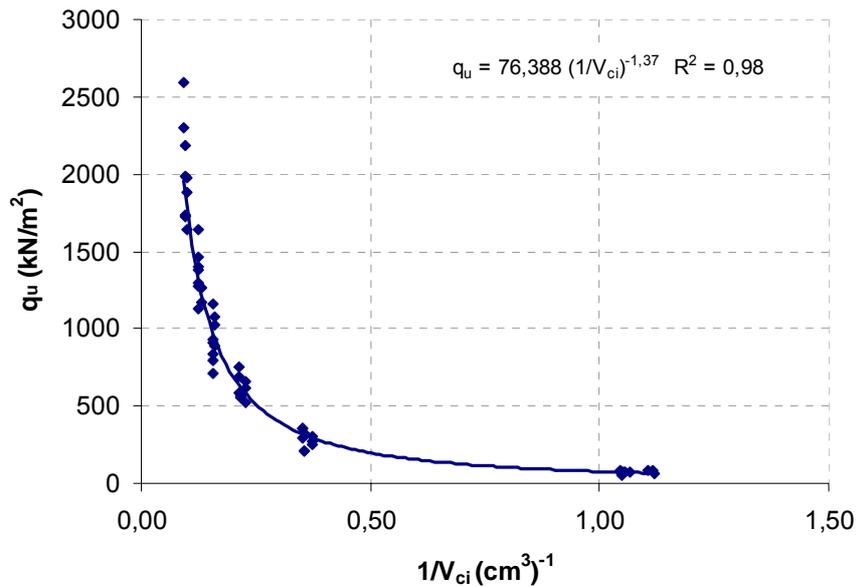


Figura 4.2 – Resistência à compressão simples pelo inverso do volume de cimento

Analisando a figura 4.2 verifica-se que quanto maior a razão inversa do volume de cimento, menor será a resistência das amostras, o que diz que quanto maior for volume de cimento, maior será a resistência das amostras. A curva da resistência à compressão simples versus porosidade, para as porcentagens de cimento serão apresentadas a seguir (Figura 4.3).

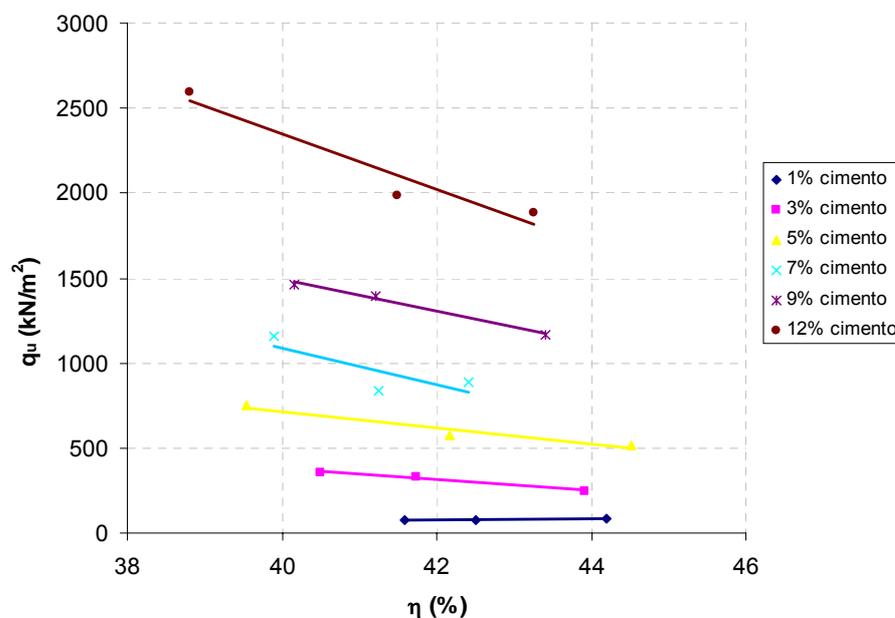


Figura 4.3 – RCS versus porosidade em função da porcentagem de cimento.

Nota-se que quanto maior a porosidade, menor a resistência das amostras, com o aumento da quantidade de cimento há um aumento da resistência do material. A figura 4.4 ilustra os resultados de RCS pelo fator vazios/cimento expresso em termos de volume de vazios e volume de cimento.

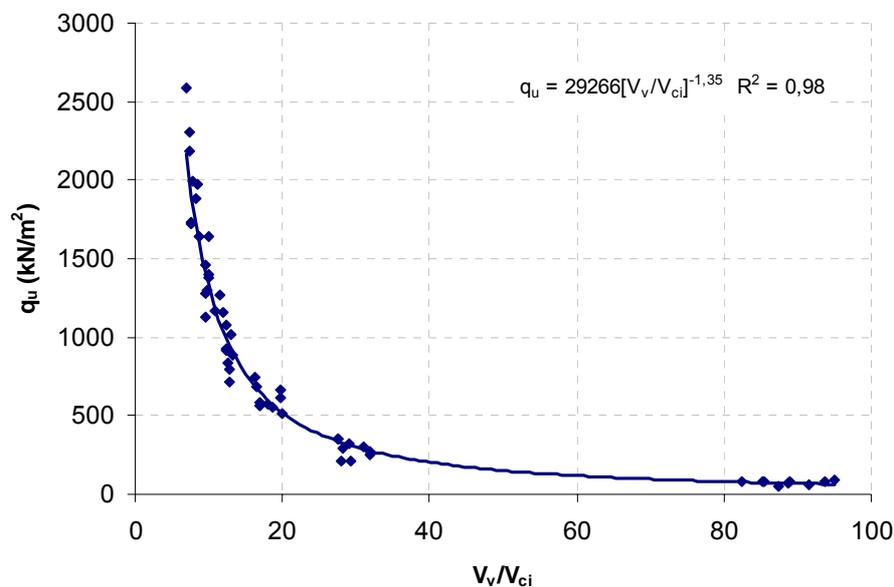


Figura 4.4- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.

Quanto maior a relação vazios/cimento, menor a resistência à compressão simples, este fato deve-se a maior quantidade de vazios ou menor quantidade de cimento nas amostras. Portanto, uma relação única expressa a dependência da RCS em relação a  $\eta/Ci_v$ , indistintamente dos valores específicos de  $\eta$  e de  $Ci_v$ .

Os resultados gerados por este gráfico (Figura 4.4) são idênticos aos resultados gerados pelo gráfico que está apresentado posteriormente (Figura 4.5), da resistência à compressão simples versus fator vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento. Isso se deve ao fato do fator de ajuste da curva do teor de cimento volumétrico ser 1 para este material, veremos outros exemplos no item 4.2 deste mesmo capítulo, onde para o solo residual de arenito Botucatu o fator de ajuste encontrado por Foppa (2005) foi de 0,28. (ex.  $\eta/(Civ)^{0,28}$  e  $Vv/(Vci)^{0,28}$ ). Pelo fato da utilização do fator de ajuste na relação vazios/cimento, o mesmo será

utilizado a partir desta etapa até o final do trabalho, em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento, a fim de adimensionalizá-lo.

A figura 4.5 é um dos pontos principais desta pesquisa, em termos de ensaios de resistência à compressão simples. Pois os mesmos estão expressos não mais em função separadamente do teor de cimento ou do índice de vazios, mas sim, em função do fator vazios/cimento. Fator este que foi utilizado nesta pesquisa como proposta para identificação e dosagem das amostras.

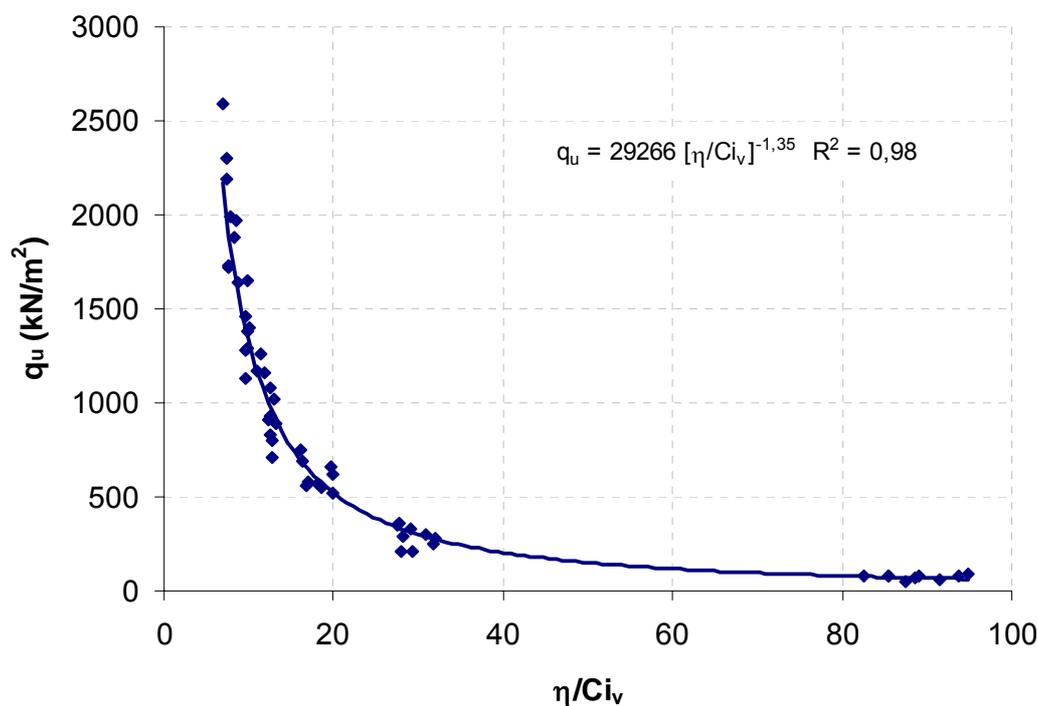


Figura 4.5 – Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico.

Quanto maior o fator vazios/cimento, menor será a resistência à compressão simples das amostras. A figura 4.5 será utilizada como parâmetro para a dosagem das amostras dos ensaios triaxiais, e será utilizada para determinação de comportamento da areia de Osório para fins de comparação com outros materiais nos itens a seguir.

Os valores de sucção após imersão em água por 24 horas e logo após a ruptura das amostras ensaiadas à compressão simples estão na tabela a seguir (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 - Sucção das amostras.

$\eta/Ci_v$	Cimento	RCS (kN/m <sup>2</sup> )	Sucção (kPa)
6,92	12%	2591,04	<b>3,6</b>
7,33	12%	2302,53	<b>5,8</b>
7,41	12%	2186,92	<b>0,2</b>
7,63	12%	1988,89	-
7,65	12%	1974	<b>6,5</b>
7,73	12%	1884,93	<b>6</b>
8,31	12%	1731,39	<b>7,5</b>
8,39	12%	1719,89	-
8,67	12%	1642,93	<b>6</b>
9,54	9%	1645,89	<b>3,8</b>
9,54	9%	1460,76	<b>5</b>
9,74	9%	1379,2	-
9,89	9%	1397,43	-
9,97	9%	1304,54	<b>5,3</b>
9,97	9%	1294,12	<b>7</b>
10,15	9%	1280,34	<b>6,8</b>
10,9	9%	1264,58	<b>4,7</b>
11,4	9%	1168,04	<b>5,6</b>
11,94	7%	1294,37	<b>3,9</b>
12,35	7%	1155,5	<b>7,9</b>
12,35	7%	1080,92	<b>5,5</b>
12,43	7%	1019,41	<b>5,1</b>
12,44	7%	927,82	<b>8,1</b>
12,62	7%	911,82	<b>7,5</b>
12,69	7%	890,75	<b>8,2</b>
13,09	7%	834,74	-
13,24	7%	798,05	<b>6,9</b>
16,42	5%	685,38	<b>5,8</b>
16,87	5%	662,72	<b>6,1</b>
16,9	5%	616,09	<b>6,4</b>
18,06	5%	611,18	-
18,64	5%	584,18	<b>5,7</b>
19,55	5%	574,49	-
19,71	5%	559,83	<b>4,2</b>
19,84	5%	550,04	-
19,95	5%	537,54	-
27,5	3%	356	<b>7,1</b>
27,65	3%	353,45	<b>0,2</b>
28,2	3%	326,57	-
28,95	3%	301,2	<b>6</b>
29,1	3%	294,37	<b>5,6</b>
29,28	3%	276,46	<b>4,4</b>
30,98	3%	247,46	<b>4,1</b>
31,81	3%	233,26	<b>3,9</b>
31,94	3%	213,74	-
82,5	1%	86,07	<b>5,5</b>
85,36	1%	80,02	<b>6,2</b>
85,39	1%	78,59	<b>0,2</b>
87,46	1%	78,06	<b>5</b>
88,63	1%	78,06	<b>6,7</b>
89	1%	75,89	<b>2,5</b>
91,5	1%	73,85	<b>2,3</b>
93,74	1%	63,12	<b>5,1</b>
94,92	1%	53,77	-

Analisando os resultados de sucção, verifica-se que os valores variaram de 0,2 até 8,2kPa para as amostras ensaiadas, com um valor médio

de 5,3kPa. Tais resultados são baixos quando comparados com a RCS das amostras cimentadas ( $sucção_{média}/RCS_{média} = 1,65\%$ ) corroboram resultados obtidos na literatura para a areia e as porcentagens de cimento utilizadas, então podendo assim ser desconsiderada a sucção como mais uma variável a ser analisada.

#### 4.2 Fator $\eta/Ci_v$ para a Areia de Osório comparada com outros materiais

Os resultados obtidos com os ensaios de compressão simples originaram um gráfico de resistência das amostras versus o fator vazios/cimento para a areia de Osório (Figura 4.5). Foram utilizados mais três solos cimentados diferentes (Foppa, 2005; Lopes Junior, 2007, e Bittencourt et al., 2006) para efeito de comparações de comportamento em termos do fator vazios/cimento. As curvas granulométricas foram ponderadas nas devidas proporções estudadas pelos autores, para os materiais que têm em sua composição mais de um solo. Uma breve caracterização, bem como suas curvas granulométricas e gráficos de resistência à compressão simples versus fator vazios cimento, são apresentados a seguir.

O primeiro solo a ser caracterizado (Tabela 4.3) foi o solo residual de arenito Botucatu (SRAB), que segundo Foppa (2005), tem as seguintes características.

Tabela 4.3 – Propriedades físicas do SRAB

Propriedades	Valores
Densidade real dos grãos	2,64
Diâmetro efetivo ( $D_{10}$ )	0,0032mm
Coefficiente de uniformidade ( $C_u$ )	50



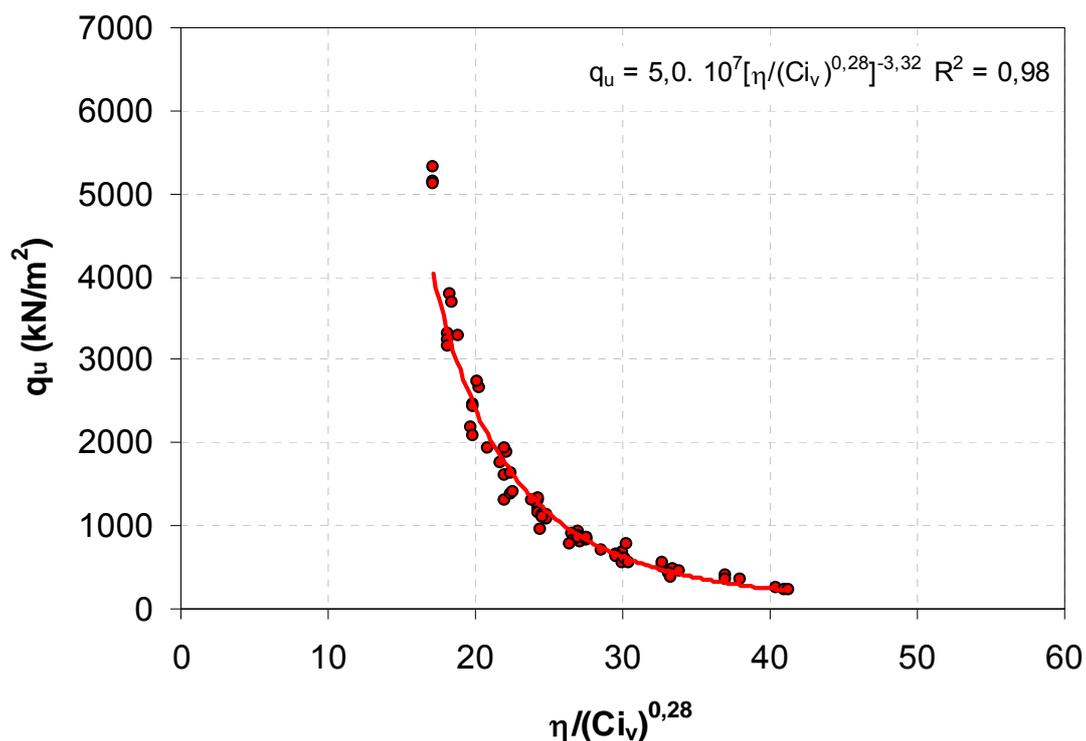


Figura 4.8- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento com coeficiente de ajuste da curva.

O coeficiente encontrado por Foppa (2005), ao qual a curva se ajusta melhor aos pontos, foi de 0,28, como visto na figura 4.8. As porcentagens de cimento utilizadas nesta pesquisa foram de 1, 2, 3, 5 e 7%, com teor de umidade de moldagem de 10%, e com  $\gamma_d$  variando de  $16,97\text{kN/m}^3$  até  $19,33\text{kN/m}^3$ . Posteriormente Foppa (2005) fixou o  $\gamma_d$  em  $18,64\text{kN/m}^3$  e variou o teor de umidade de 4 a 13,4% e a porcentagem utilizada foi de cimento foi de 2, 9 e 12%.

O segundo solo a ser caracterizado (Tabela 4.4 e Figura 4.9) foi o solo residual de arenito Botucatu com adição de 25% de pó de pedra (SRAB + 25% pó de pedra), parte da pesquisa realizada por Lopes Junior (2007).

Tabela 4.4 – Propriedades físicas do SRAB + 25% de pó de pedra.

Propriedades	Valores
Densidade real dos grãos de arenito (Foppa,2005)	2,64
Diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ) *curva ponderada	0,0034mm
Coefficiente de uniformidade ( $C_u$ ) *curva ponderada	36,76

As porcentagens de cimento utilizadas nesta pesquisa foram de 3, 5, 7, 9 e 11%, com teor de umidade de 14%, e com  $\gamma_d$  variando de 15,70kN/m<sup>3</sup> até 17,66kN/m<sup>3</sup>. Posteriormente Lopes Junior fixou o  $\gamma_d$  em 16,68kN/m<sup>3</sup> e variou o teor de umidade de 10 a 18% e a porcentagem utilizada foi de cimento foi de 2, 9 e 12%.

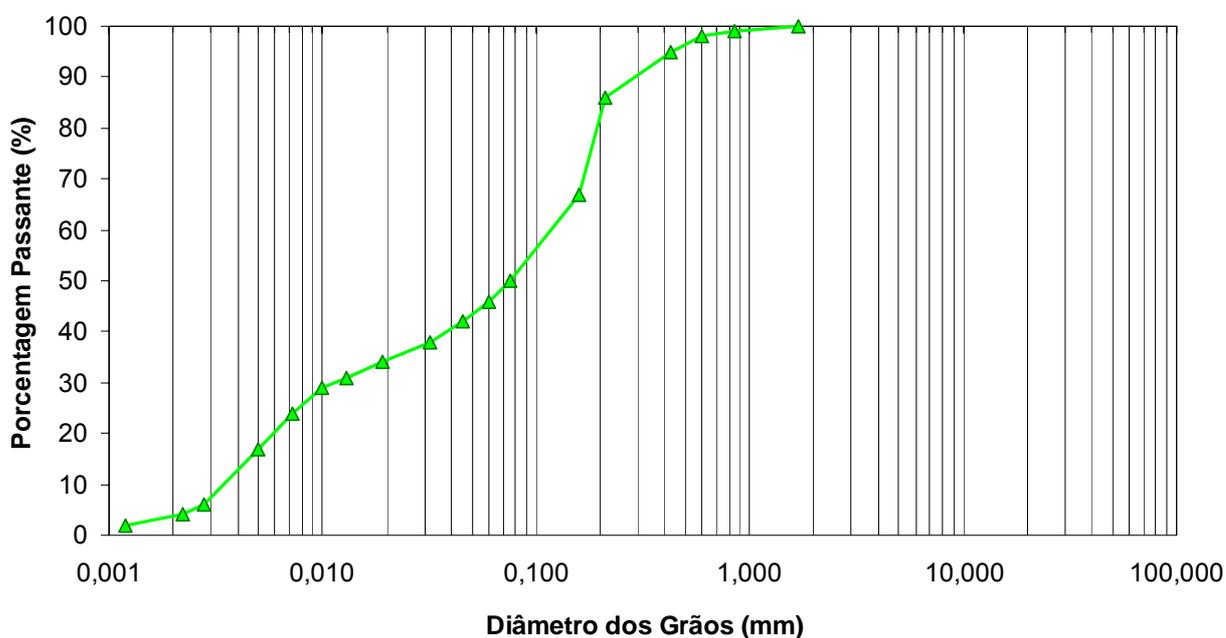


Figura 4.9 – Curva granulométrica do arenito Botucatu + 25% pó de pedra.

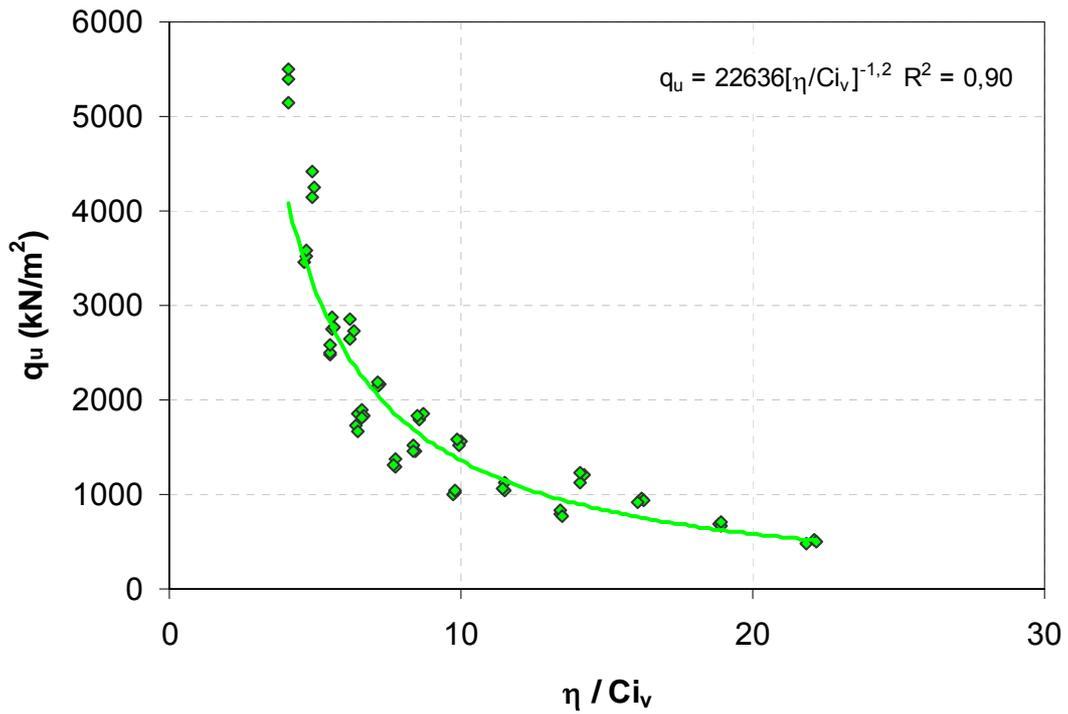


Figura 4.10- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.

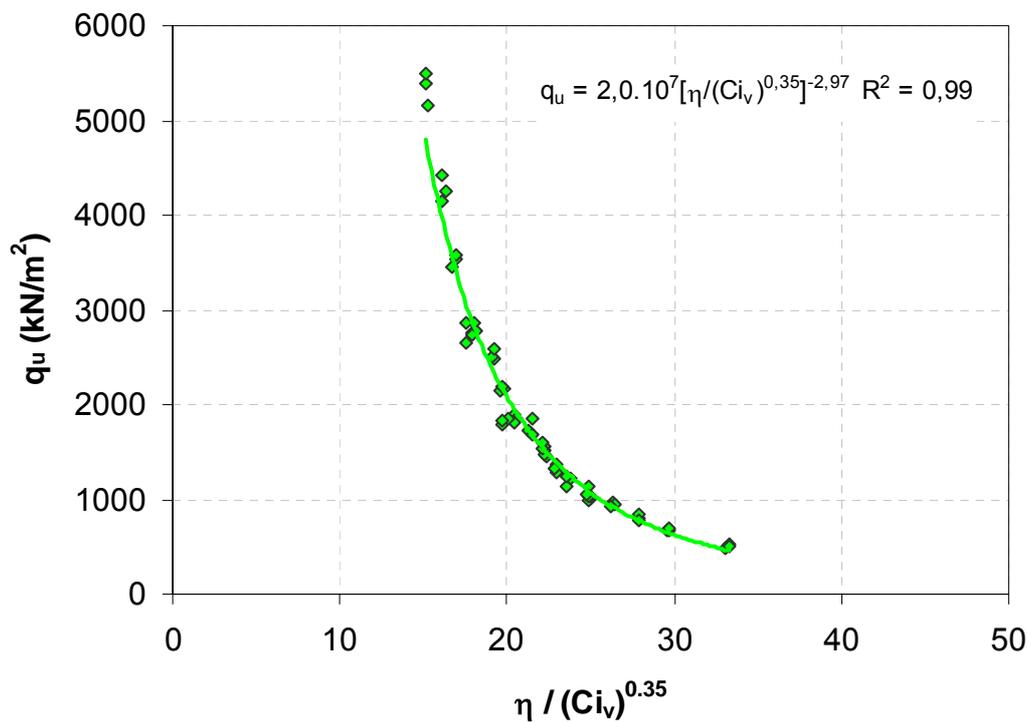


Figura 4.11- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento com coeficiente de ajuste da curva.

Para a mistura de arenito com 25% de pó de pedra o coeficiente que melhor ajusta a curva aos pontos foi de 0,35, encontrado por Lopes Junior em 2007.

O terceiro e último material que foi caracterizado em trabalho anterior é o CCR (Tabela 4.5 e Figura 4.12), concreto compactado com rolo, e sua composição é a seguinte: areia com  $D_{máx}$  4,8mm em porcentagem de 50%, brita com  $D_{máx}$  de 25mm em porcentagem de 25% e brita com  $D_{máx}$  de 50mm em porcentagem de 25%, e é parte do trabalho de Bittencourt et al. (2006).

Tabela 4.5 – Propriedades físicas do CCR

Propriedades	Areia 4,8mm	Brita 25mm	Brita 50mm
Módulo de finura	2,81	7,37	6,84
Teor de material pulverulento (%)	6,69	1,98	6,84
Absorção (%)	0,30	0,50	0,40
Massa específica S.S.S. (g/cm <sup>3</sup> )	2,63	2,65	2,71
Diâmetro efetivo (D <sub>10</sub> ) (mm) *curva ponderada	4		
Coeficiente de uniformidade (C <sub>u</sub> ) *curva ponderada	2,59		

O estudo do CCR foi realizado em três etapas. Na primeira, os fatores água/cimento utilizados nas misturas foram 2, 1,5 e 1,25. Para um teor de umidade de 5,6%. Na segunda etapa, foi variado o fator água/cimento, bem como a umidade das misturas. Para um teor de umidade de 5,3%, os fatores água/cimento foram de 2, 2,08 e 2,17. Para o teor de umidade de 5,6% os fatores água/cimento foram de 1,5, 1,57 e 1,63 e para o teor de umidade de 5,8% os fatores água/cimento foram de 0,77, 0,8 e 0,83. Na terceira etapa foi fixado o fator água/cimento de 1,57 e a umidade em 5,6%, variando-se o tempo de adensamento das amostras.

Foi feita uma ponderação (média ponderada) das curvas granulométricas destes três materiais que compõem o CCR, originando a seguinte curva granulométrica (Figura 4.12).

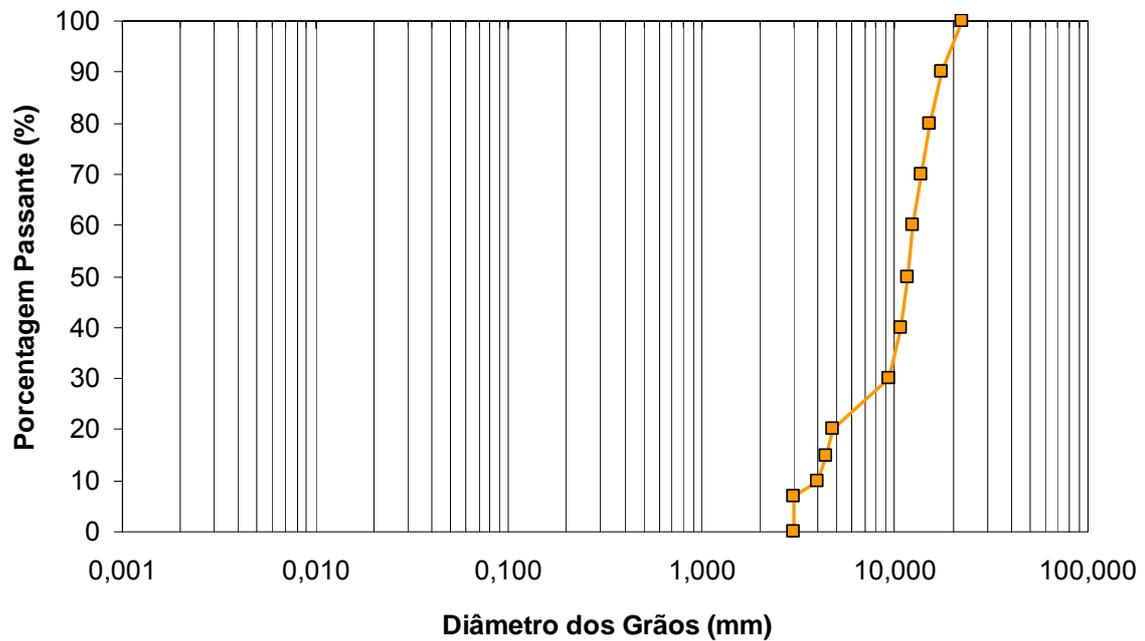


Figura 4.12 – Curva granulométrica do CCR.

As figuras a seguir (Figuras 4.13 e 4.14) ilustram a resistência à compressão simples das amostras versus o fator vazios/cimento, sem e com o fator de ajuste para este material.

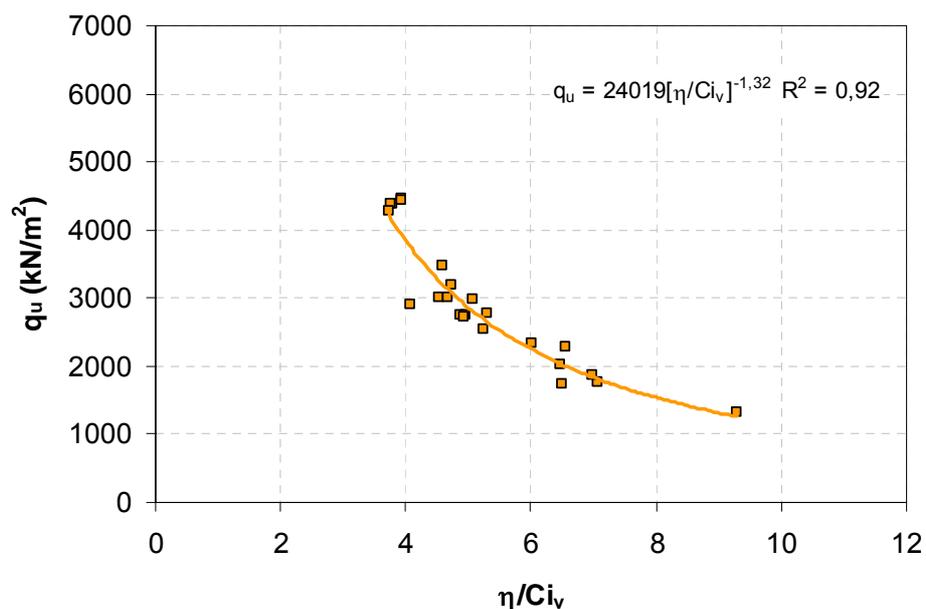


Figura 4.13- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.

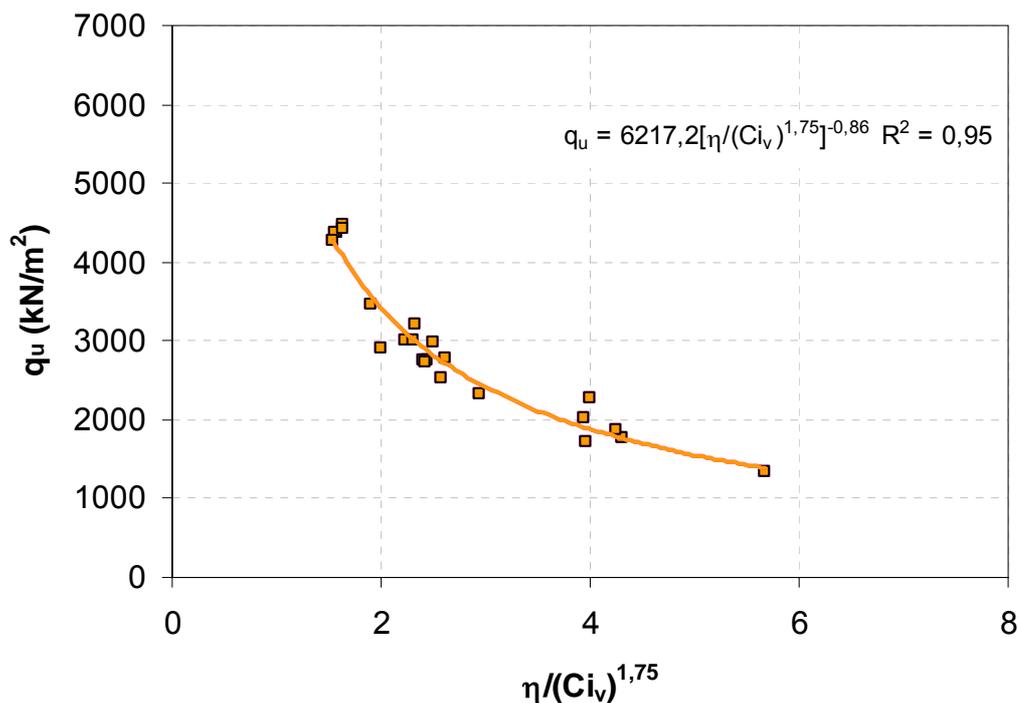


Figura 4.14- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento com fator de ajuste.

O melhor fator de ajuste encontrado para este material foi de 1,75 (para o fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento), onde o  $R^2$  variou de 0,92 para 0,95 com o ajuste.

Depois de caracterizado cada material individualmente, procedeu-se às comparações entre os mesmos, e tais comparações das curvas granulométricas (Figura 4.15) e respectivos gráficos de resistência à compressão simples versus o fator vazios/cimento, sem (Figura 4.16) e com os fatores de ajuste de cada material (Figura 4.17) estão a seguir.

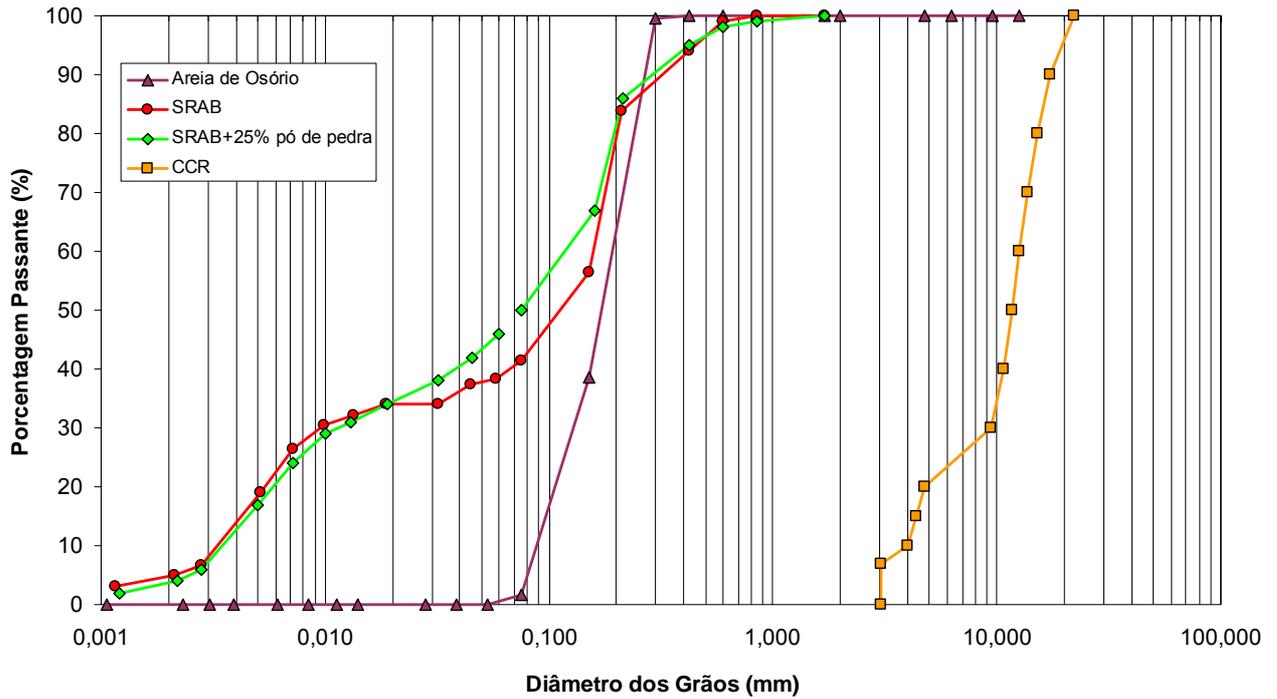


Figura 4.15 – Curvas granulométricas comparadas.

Analisando-se as curvas granulométricas acima, pode-se observar uma granulometria crescente dos materiais desde uma granulometria mais fina até o solo com granulometria mais grosseira, e tal ordem baseia-se no  $D_{10}$  como representativo de cada material: solo residual de arenito Botucatu (SRAB), solo residual de arenito Botucatu (SRAB) + 25% de pó de pedra, areia de Osório e Concreto compactado com rolo CCR.

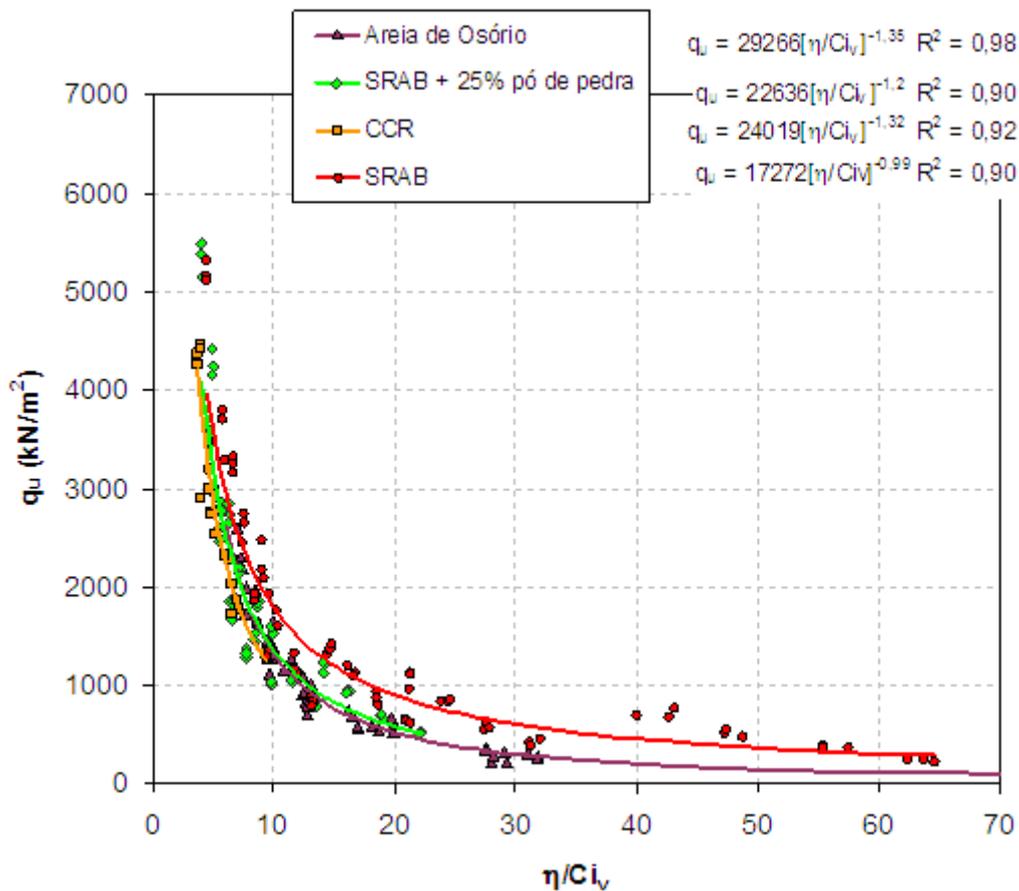


Figura 4.16- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento.

Analisando a figura acima, verifica-se que as curvas  $q_u$  x  $\eta/Ci_v$  do SRAB + 25% de pó de pedra e do CCR tem o comportamento muito similar ao comportamento da areia de Osório, com curvas aproximadamente sobrepostas, no entanto a dispersão dos pontos é grande. Já o comportamento do SRAB mostrou-se mais resistente para os mesmos fatores vazios/cimento, aproximando-se apenas para fatores vazios/cimento menores do que 5. A figura a seguir (Figura 4.17) mostra as curvas ajustada dos materiais.

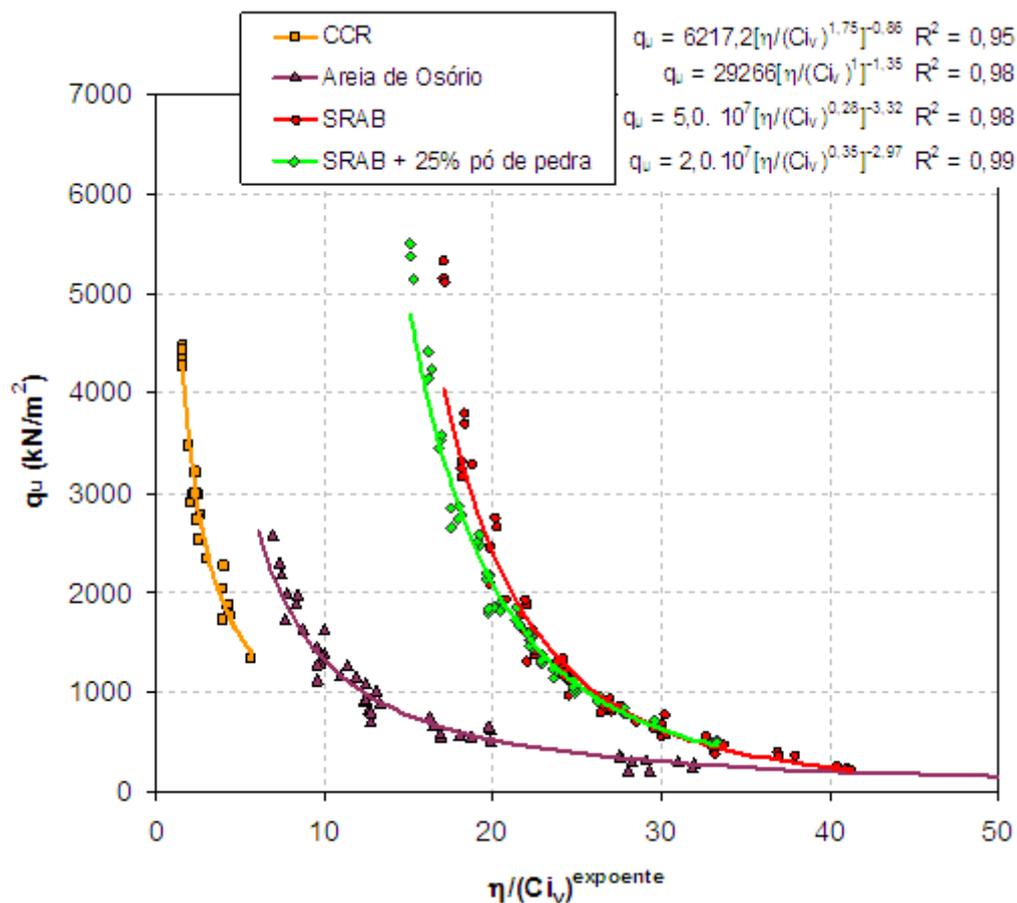


Figura 4.17- Resistência à compressão simples x relação vazios/cimento com coeficiente de ajuste das curvas.

Analisando os resultados, verificou-se que em todos os casos os materiais apresentaram a mesma tendência de queda da resistência à compressão simples com o aumento do volume de vazios ou diminuição da quantidade de cimento. O expoente diferente de 1 no denominador deslocou as curvas como pode-se observar na figura acima, como para a areia de Osório o expoente foi 1, a curva permaneceu no mesmo local. Para expoentes menores do que 1 a curva deslocou-se para a direita e para expoentes maiores do que 1 a mesma deslocou-se para a esquerda. Observou-se também a respeito do expoente de cada material, que o mesmo aumenta com o aumento do  $D_{10}$  do material, ou seja, o expoente aumentou diretamente proporcional com o aumento da granulometria do material.

### 4.3 Ensaios Triaxiais na Areia de Osório

Na tabela a seguir (Tabela 4.6), estão os ensaios triaxiais drenados, realizados para os valores de fator vazios/cimento de aproximadamente 10,17 e 30, com a finalidade de avaliar o efeito da tensão de confinamento e de obter o  $c'$  e o  $\phi'$  destas amostras ensaiadas em tensões efetivas de 20, 200 e 400kN/m<sup>2</sup>.

Tabela 4.6 – Ensaios triaxiais em amostras com  $\eta/Ci_v \sim 10, 17$  e 30.

Ensaio	C (%)	Fator vazios/cimento teórico ( $\eta/Ci_v$ )	e	TC (kN/m <sup>2</sup> )	$\eta$ (%)	$Ci_v$ (%)	Fator vazios/cimento ensaios ( $\eta/Ci_v$ )	$q_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{res}$ (kN/m <sup>2</sup> )
TRI 01	3,0	30	0,78	20	43,87	1,38	31,74	350,16	104,76
TRI 02	3,0	30	0,78	200	43,72	1,39	31,56	677,81	543,92
TRI 03	3,0	30	0,78	400	43,82	1,38	31,69	995,21	739,86
TRI 04	3,3	30	0,81	20	44,64	1,50	29,86	429,73	96,04
TRI 05	3,3	30	0,82	200	45,09	1,48	30,40	735,12	441,70
TRI 06	3,3	30	0,81	400	44,71	1,50	29,93	995,47	860,13
TRI 07	5,06	17	0,71	20	41,43	2,39	17,32	828,14	140,93
TRI 08	5,06	17	0,71	200	41,43	2,39	17,33	1326,49	520,21
TRI 09	5,06	17	0,70	400	41,31	2,40	17,24	1779,3	930,13
TRI 10	6,0	17	0,82	20	45,06	2,64	17,07	759,53	128,87
TRI 11	6,0	17	0,82	200	44,94	2,65	17,04	1198,05	582,94
TRI 12	6,0	17	0,80	400	44,52	2,67	16,70	1450,61	918,51
TRI 13	8,6	10	0,71	20	41,34	3,96	10,44	1479,66	160,04
TRI 14	8,6	10	0,69	200	40,90	3,99	10,26	2215,14	732,79
TRI 15	8,6	10	0,70	400	41,22	3,97	10,40	2594,36	959,12
TRI 16	10,3	10	0,80	20	44,47	4,43	10,04	1696,45	193,22
TRI 17	10,3	10	0,80	200	44,54	4,42	10,07	2061,90	641,18
TRI 18	10,3	10	0,80	400	44,53	4,42	10,07	2753,39	1106,6

A seguir (Figuras 4.18 a 4.35) estão apresentados os gráficos tensão-deformação individuais, explicitando o comportamento mecânico de cada amostra, bem como o modo de ruptura e a variação de volume das mesmas.

Ensaio TRI 01 - 3% de cimento ( $e=0,78$ ),  $20\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

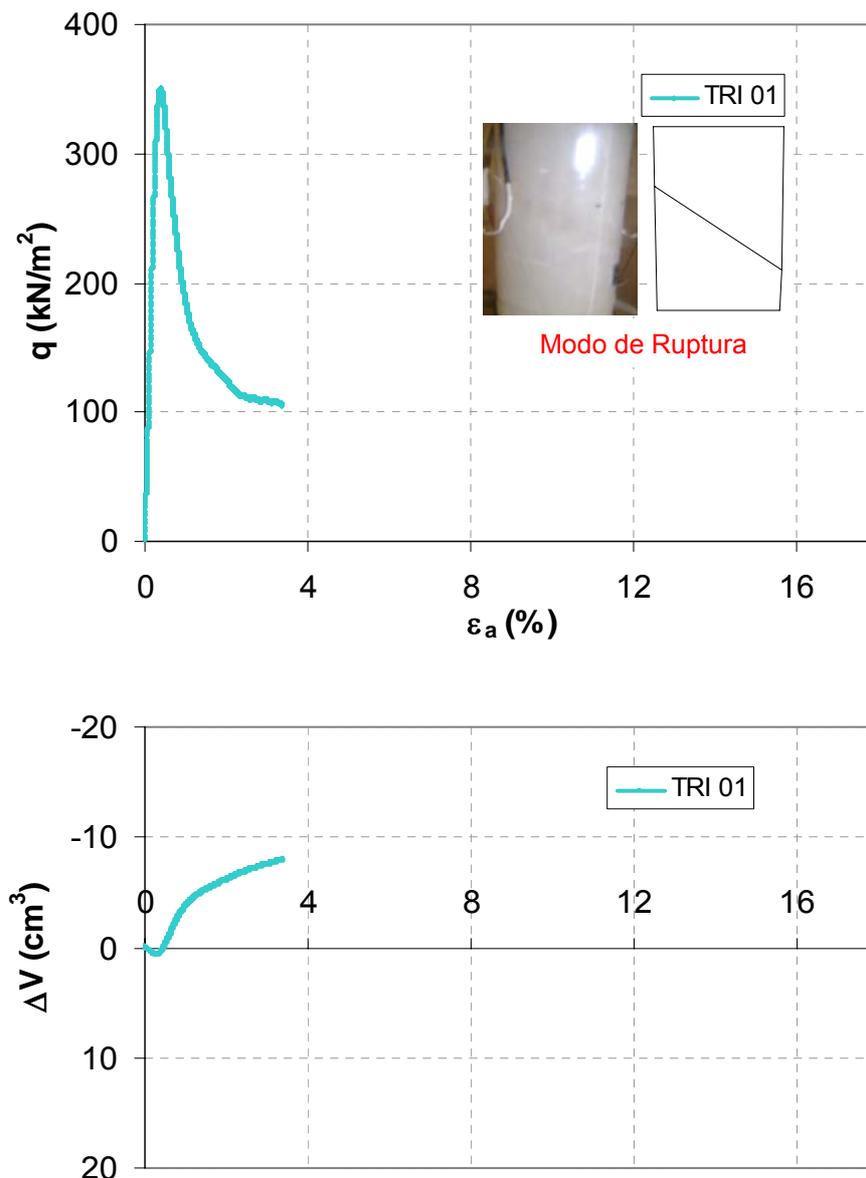


Figura 4.18 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 02 - 3% de cimento ( $e=0,78$ ),  $200\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

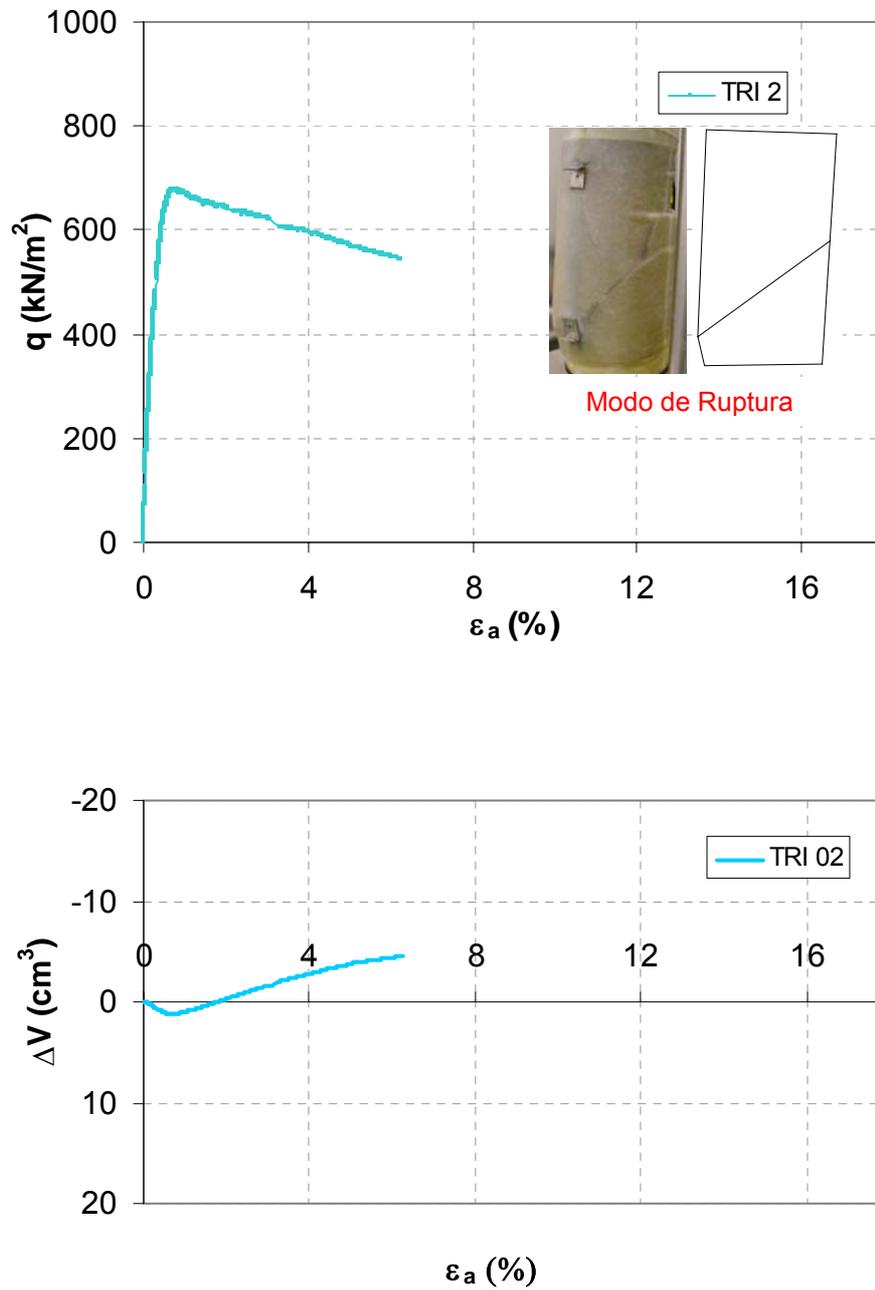


Figura 4.19 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 03 - 3% de cimento ( $e=0,78$ ),  $400\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

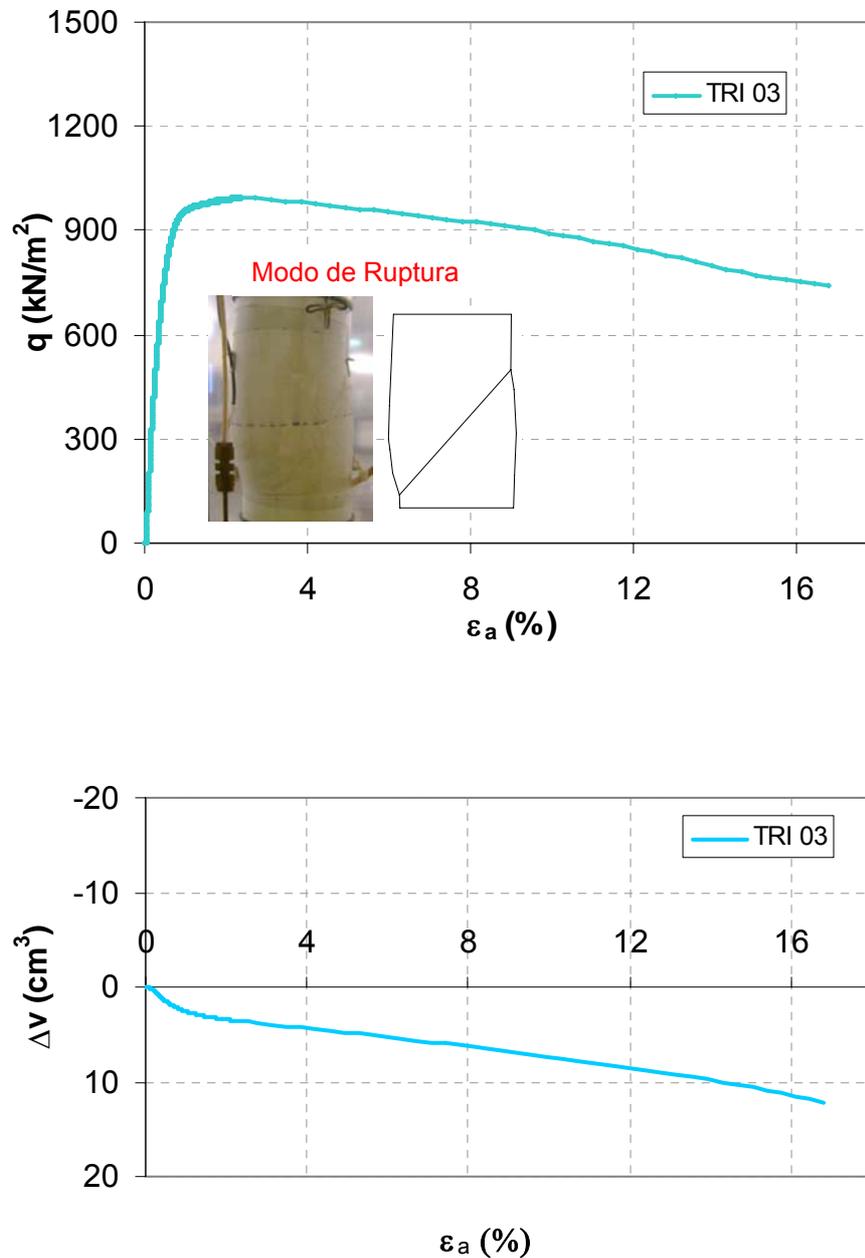


Figura 4.20 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Os ensaios *TRI 01* e *02* (Figuras 4.18 e 4.20) apresentaram pico de ruptura e queda após a mesma. Os mesmos apresentaram uma pequena compressão inicial até a ruptura, e posterior expansão da amostra. O ensaio

TRI 03 (Figura 4.20) não apresentou pico de ruptura pronunciado e apresentou uma compressão da amostra durante todo o ensaio.

Ensaio TRI 04 – 3,3% de cimento ( $e=0,81$ ),  $20\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

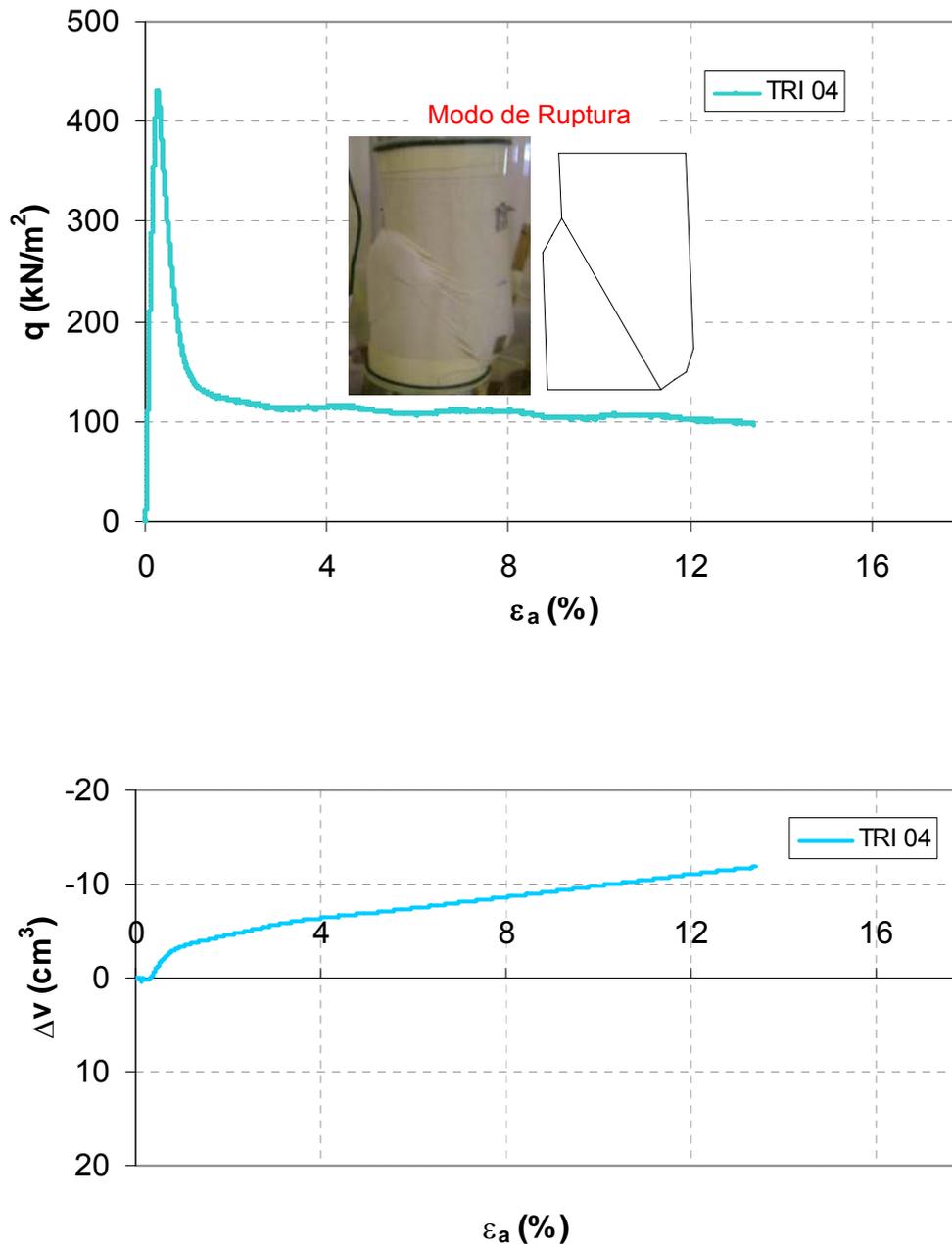


Figura 4.21 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 05 - 3,3% de cimento ( $e=0,82$ ),  $200\text{kN/m}^2$  de confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

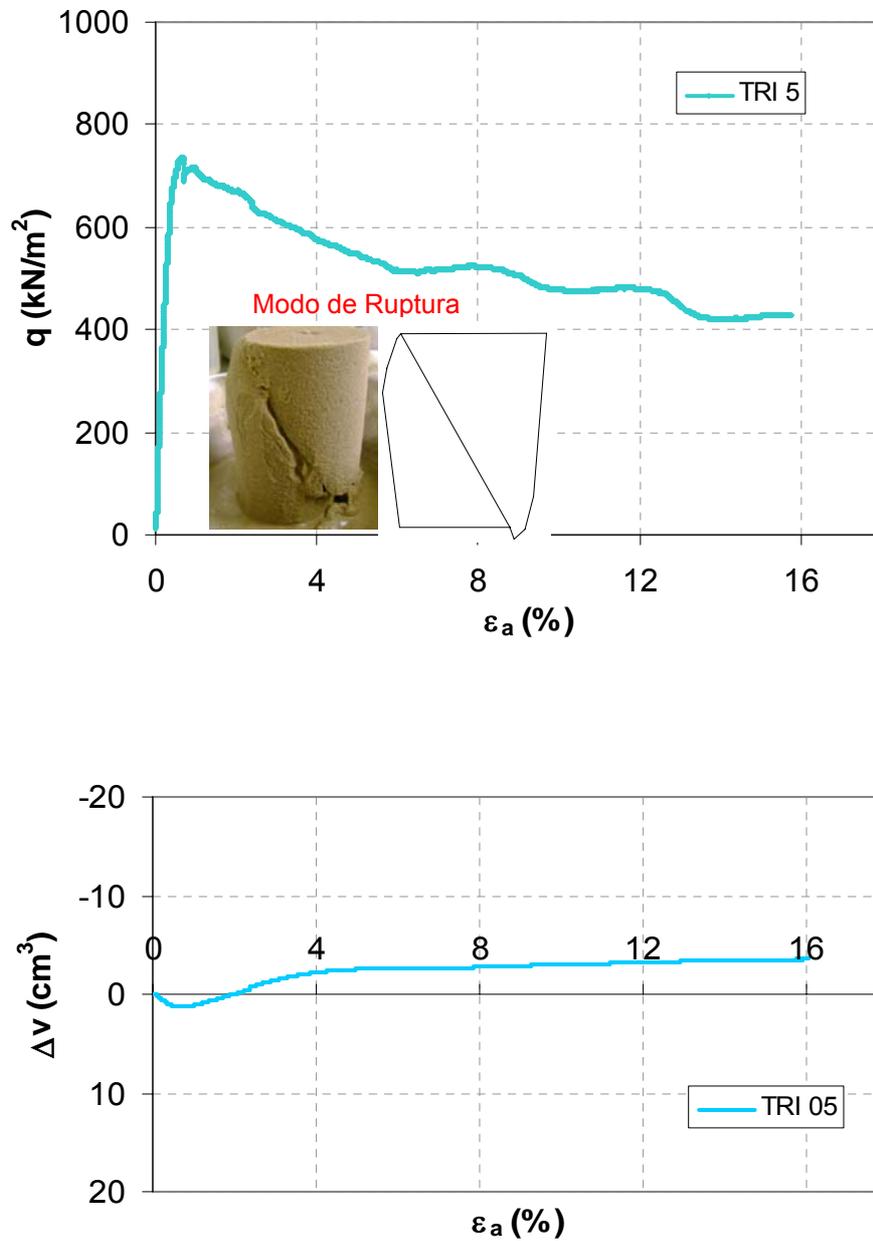


Figura 4.22 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 06 - 3,3% de cimento ( $e=0,81$ ),  $400\text{kN/m}^2$  de confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

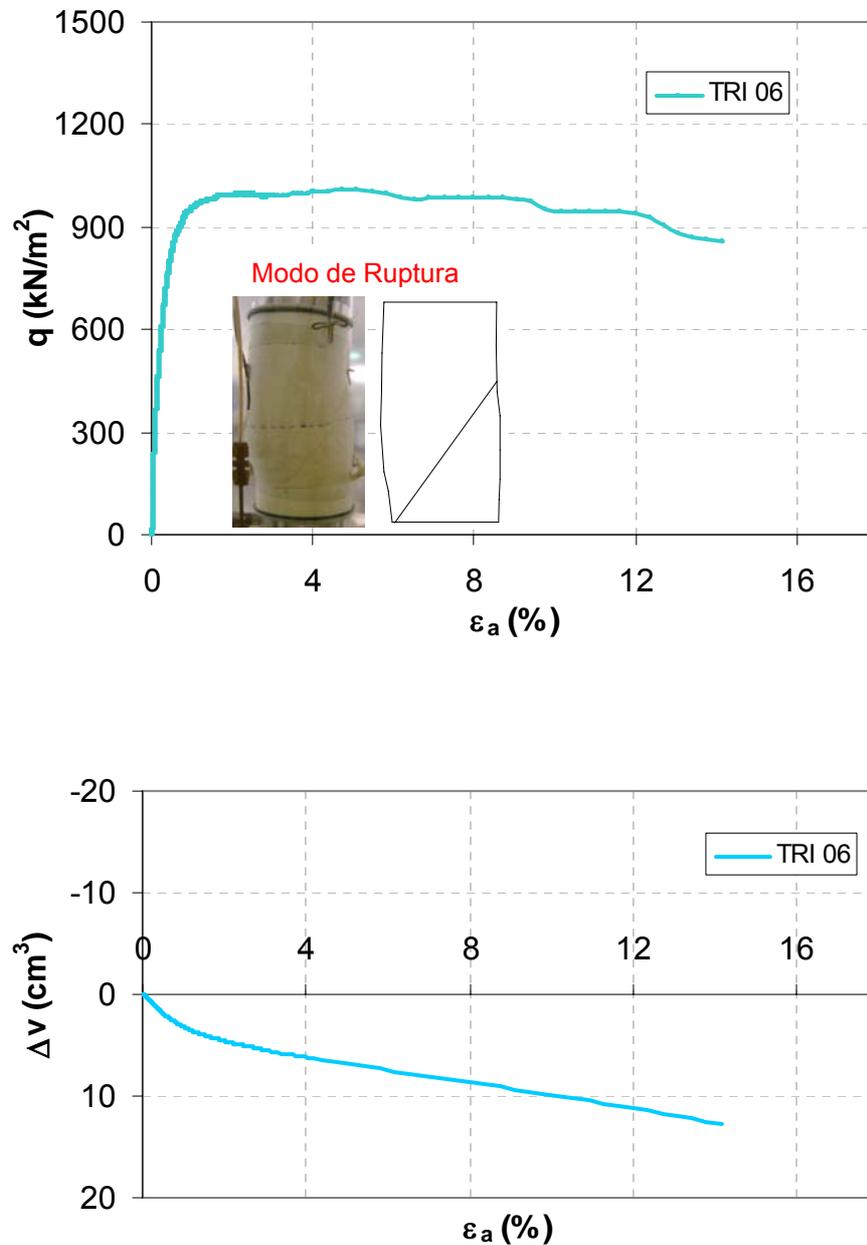


Figura 4.23 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Analisando os ensaios *TRI 04* e *05* (Figuras 4.21 e 4.22) nota-se que os ensaios apresentaram o pico de ruptura com queda de resistência após a ruptura, com uma pequena compressão até a ruptura e posterior expansão da amostra no pós-pico. O ensaio *TRI 06* (Figura 4.23) não apresentou pico

de ruptura pronunciado, seu comportamento após a mesma foi de uma suave queda. Teve também um comportamento compressivo da amostra, em todo ensaio.

Ensaio TRI 07 – 5,06% de cimento ( $e=0,71$ ),  $20\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

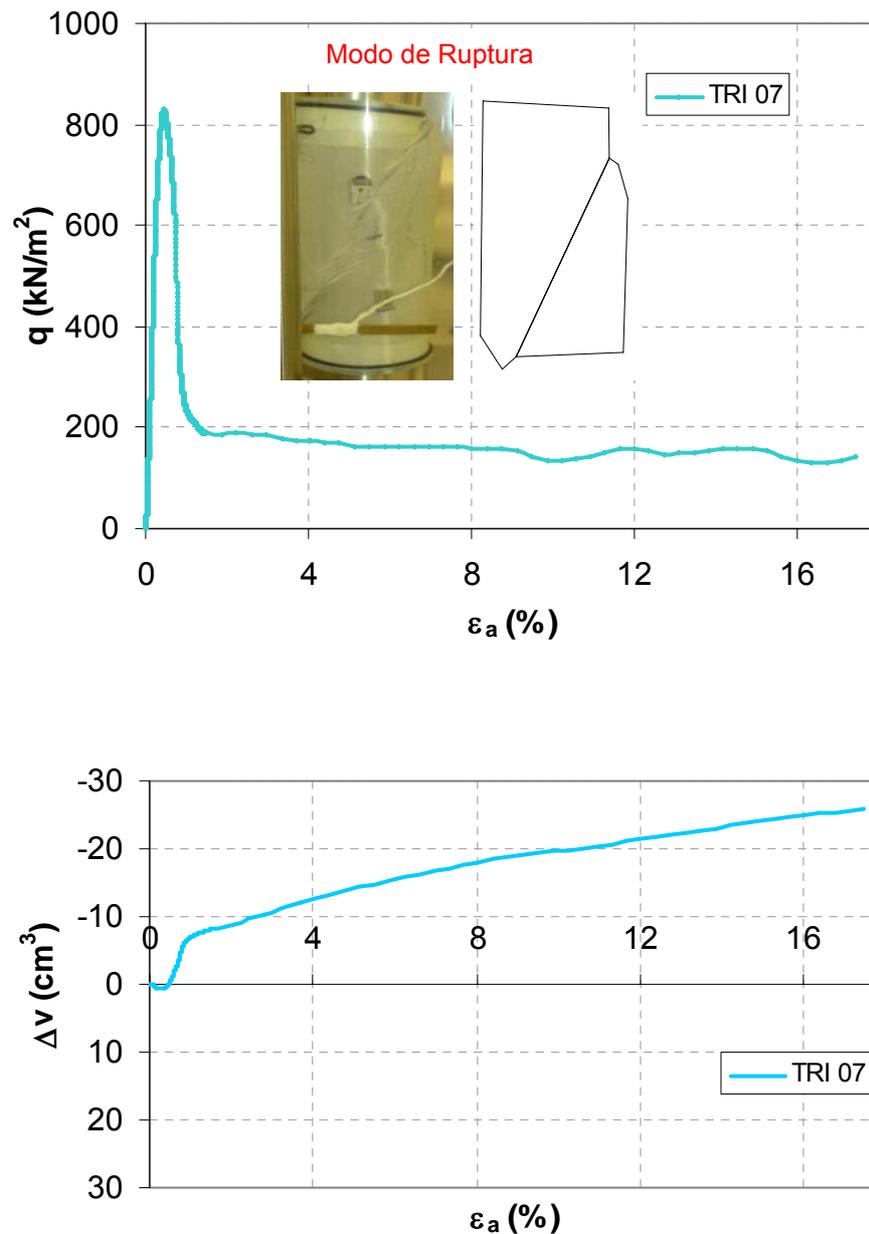


Figura 4.24 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 08 – 5,06% de cimento ( $e=0,71$ ),  $200\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

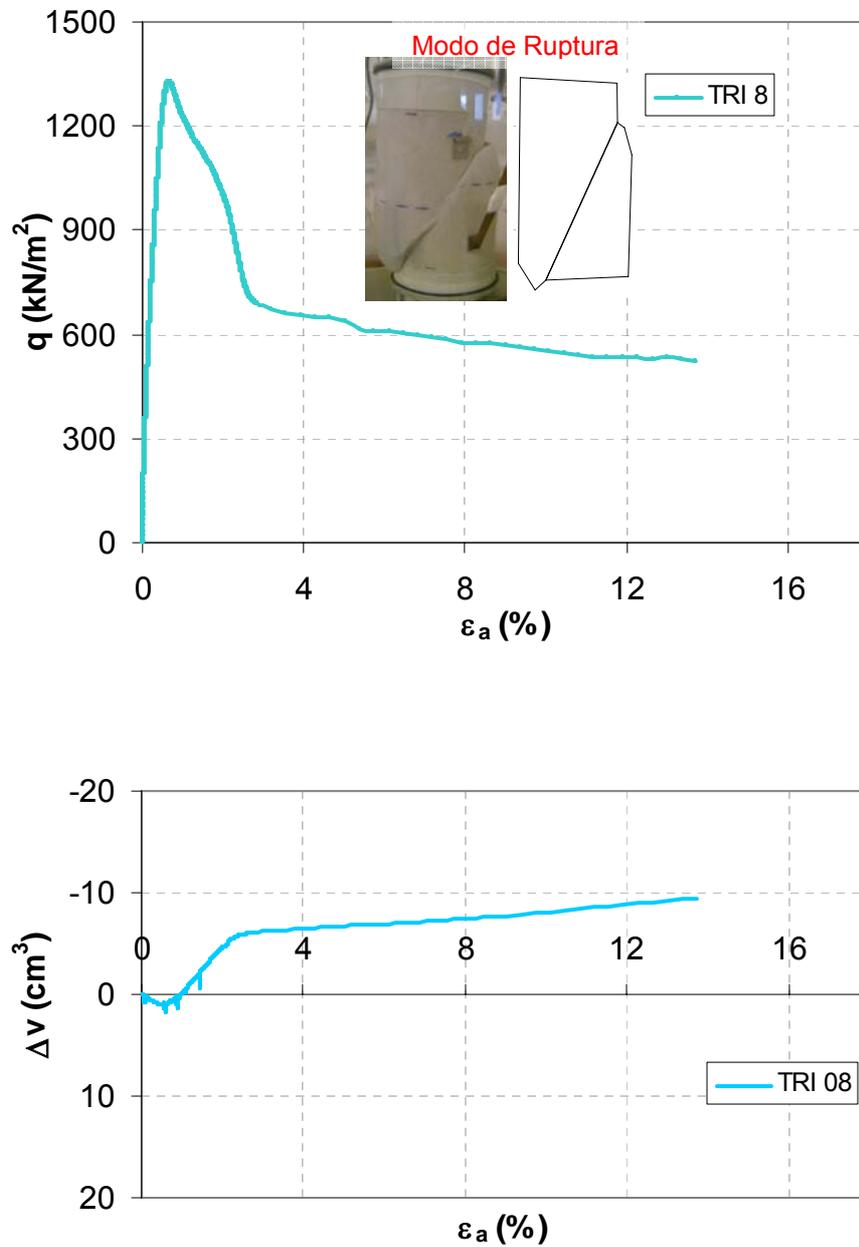


Figura 4.25 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 09 – 5,06% de cimento ( $e=0,70$ ),  $400\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

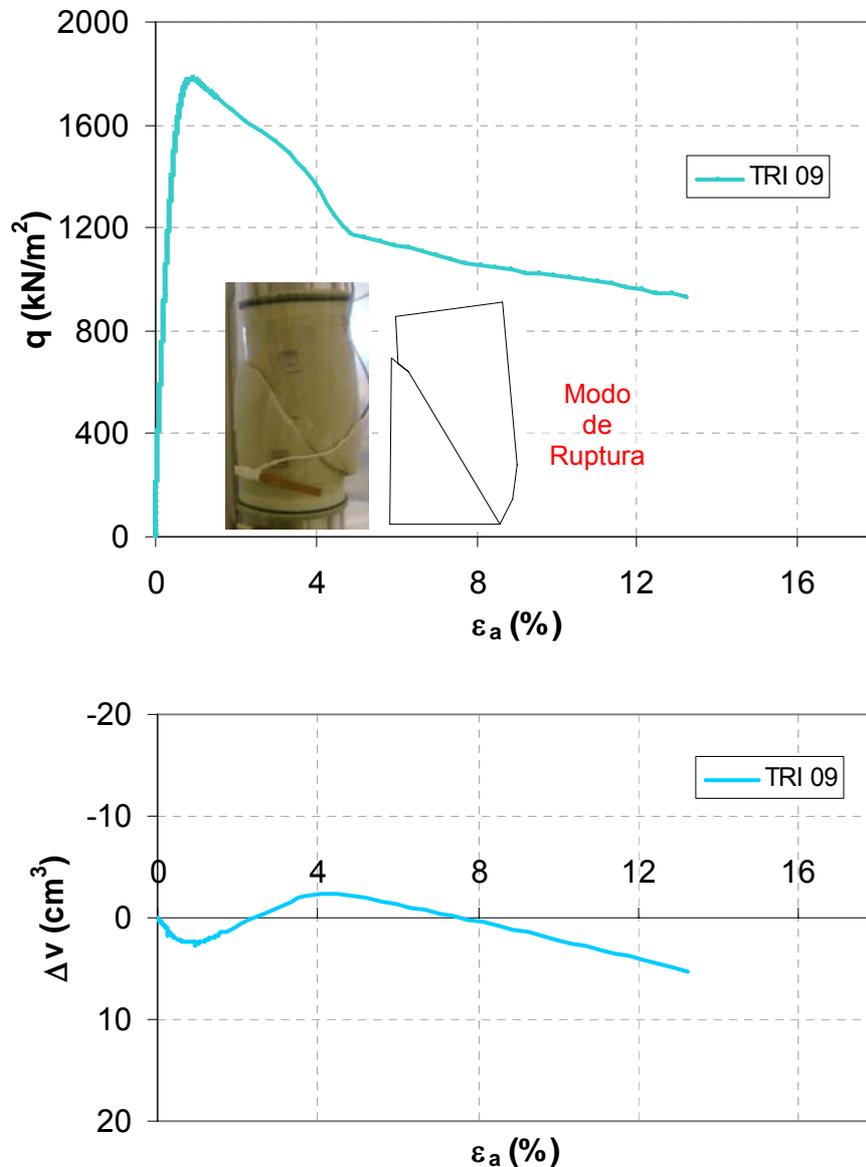


Figura 4.26 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Analisando as figuras 4.24 a 4.26, os ensaios *TRI 07* e *TRI 08* apresentaram pico de ruptura muito pronunciado com uma queda brusca da resistência pós-pico, com comportamento compressivo inicialmente até a ruptura e expansivo no restante do ensaio. O ensaio *TRI 09* apresentou pico de ruptura pronunciado, com uma queda na resistência pós-pico, e

comportamento compressivo inicialmente até a ruptura e expansivo até 4 % de deformação axial, onde após esta deformação voltou a ter comportamento compressivo, possivelmente por algum erro não constatado, no momento do ensaio, no medidor de variação volumétrica.

Ensaio TRI 10 – 6,0% de cimento ( $e=0,82$ ),  $20\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

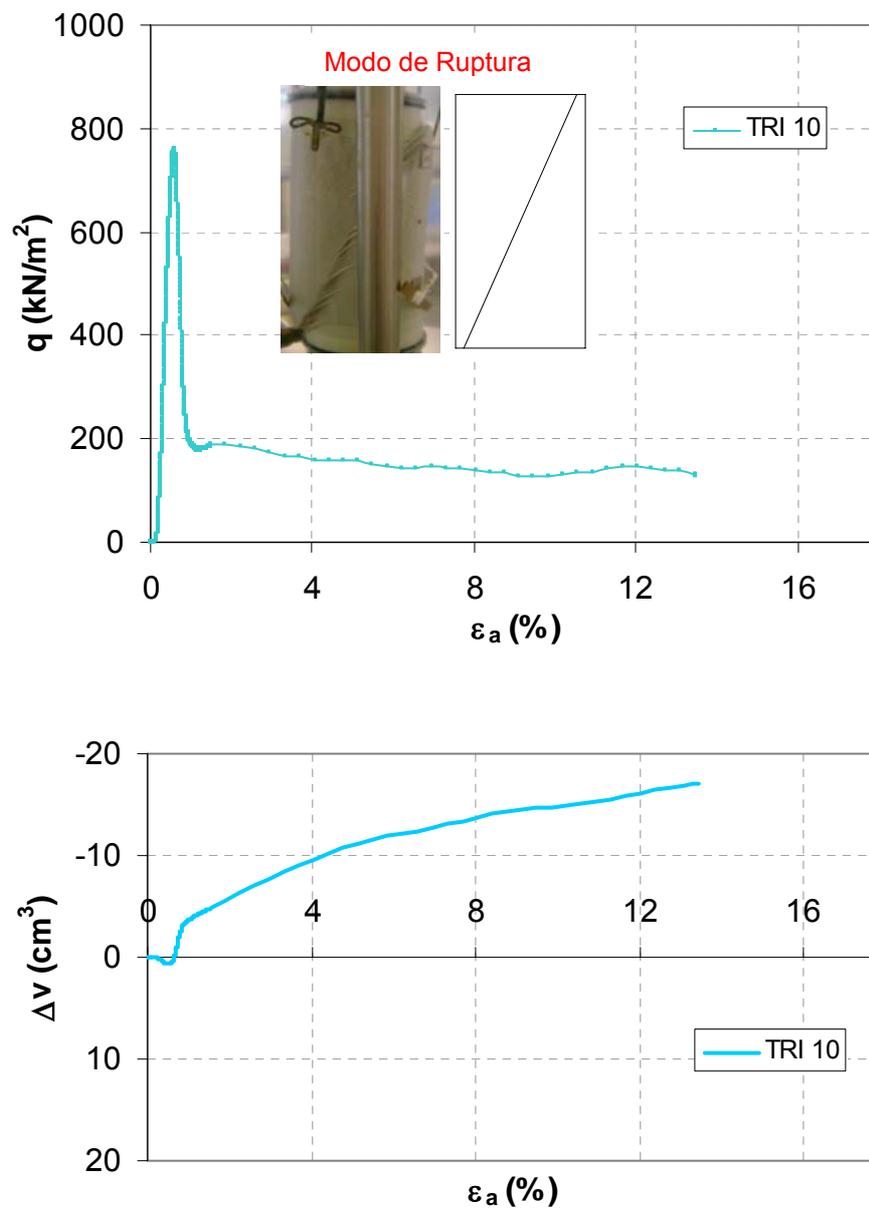


Figura 4.27 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 11 – 6,0% de cimento ( $e=0,82$ ),  $200\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

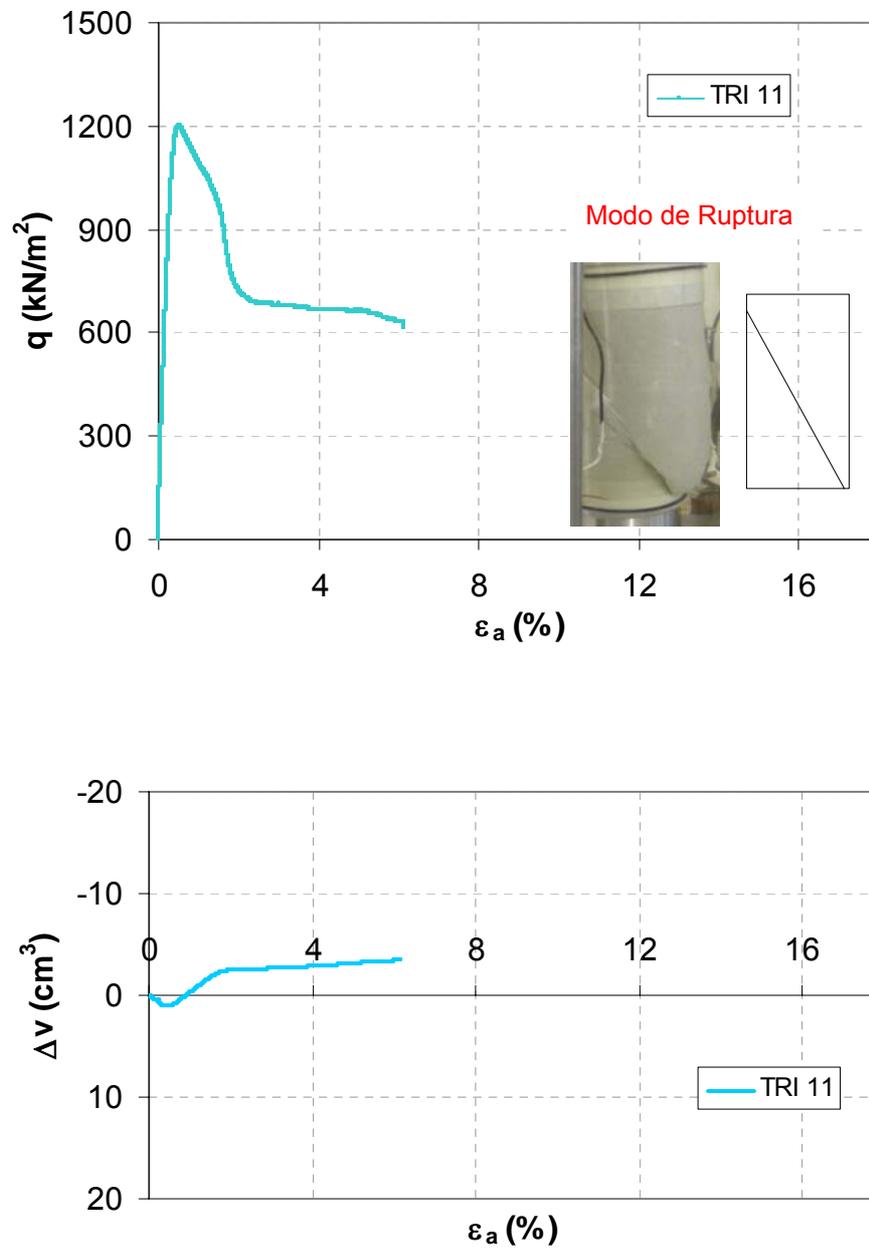


Figura 4.28 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 12 – 6,0% de cimento ( $e=0,80$ ),  $400\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

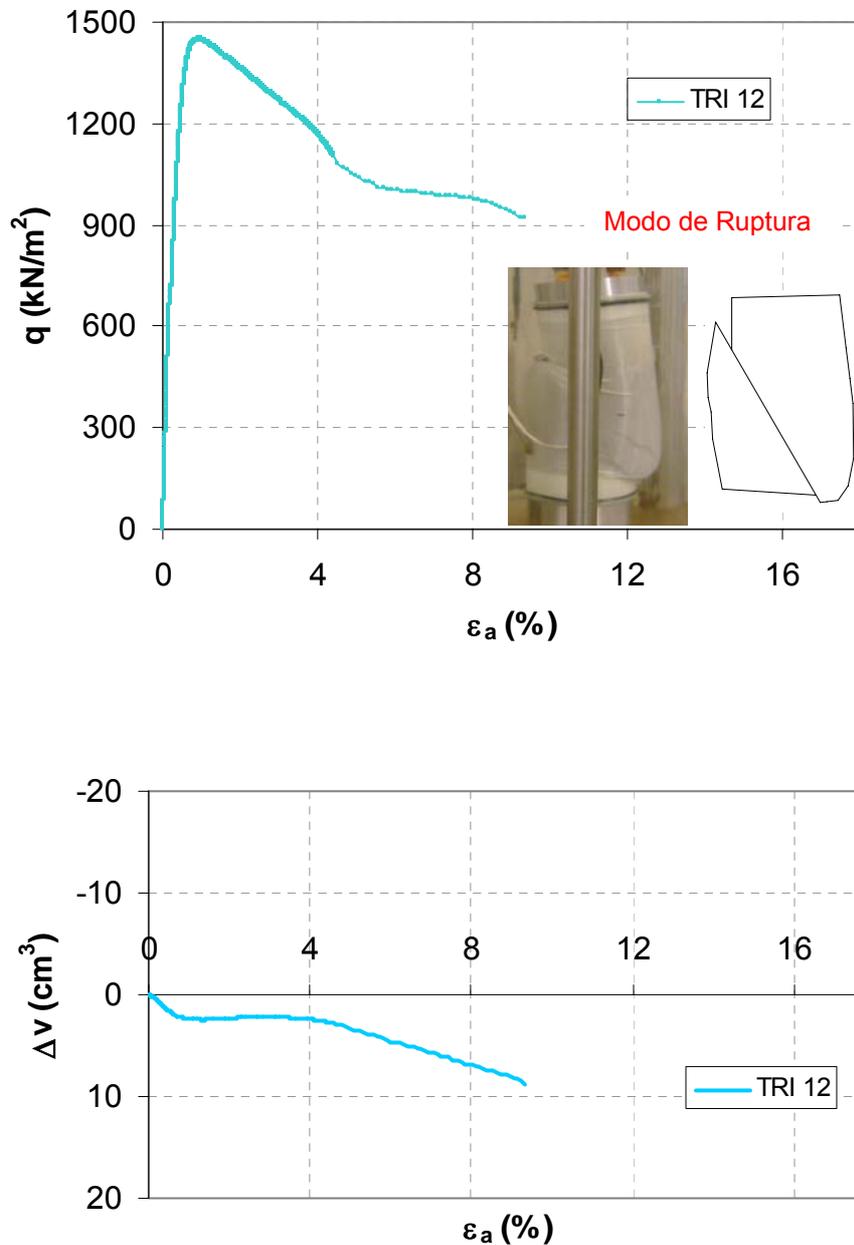


Figura 4.29 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Analisando as figuras 4.27 a 4.29, para os ensaios *TRI 10* e *TRI 11*, as amostras ensaiadas apresentaram pico de ruptura pronunciado, seu comportamento após a mesma foi uma queda brusca na resistência, com comportamento compressivo inicialmente até a ruptura e expansivo no restante do ensaio. O *TRI 12* apresentou pico de ruptura pronunciado, seu

comportamento pós-pico foi de queda na resistência, com comportamento compressivo em todo ensaio.

Ensaio TRI 13 – 8,6% de cimento ( $e=0,71$ ),  $20\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

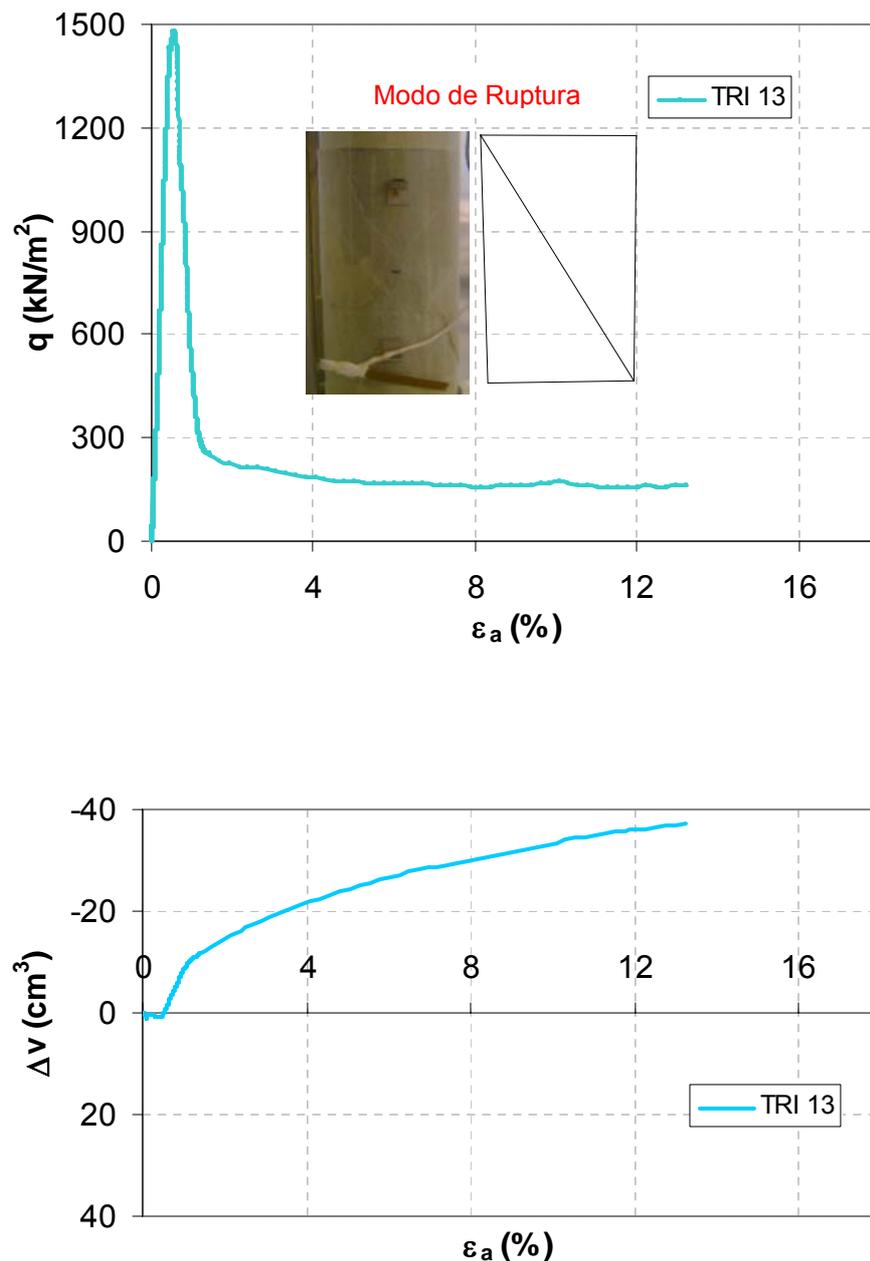


Figura 4.30 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 14 – 8,6% de cimento ( $e=0,69$ ),  $200\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

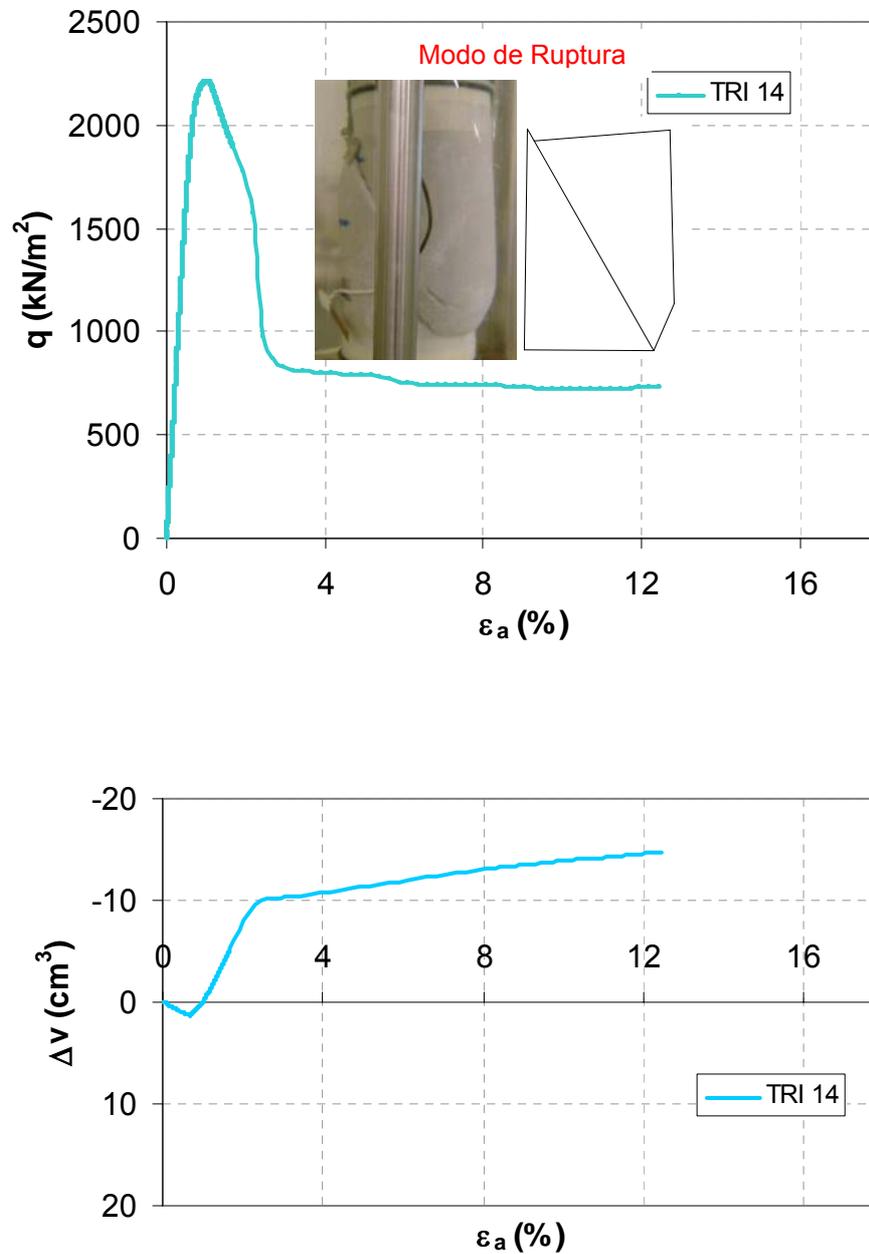


Figura 4.31 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 15 – 8,6% de cimento ( $e=0,70$ ),  $400\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

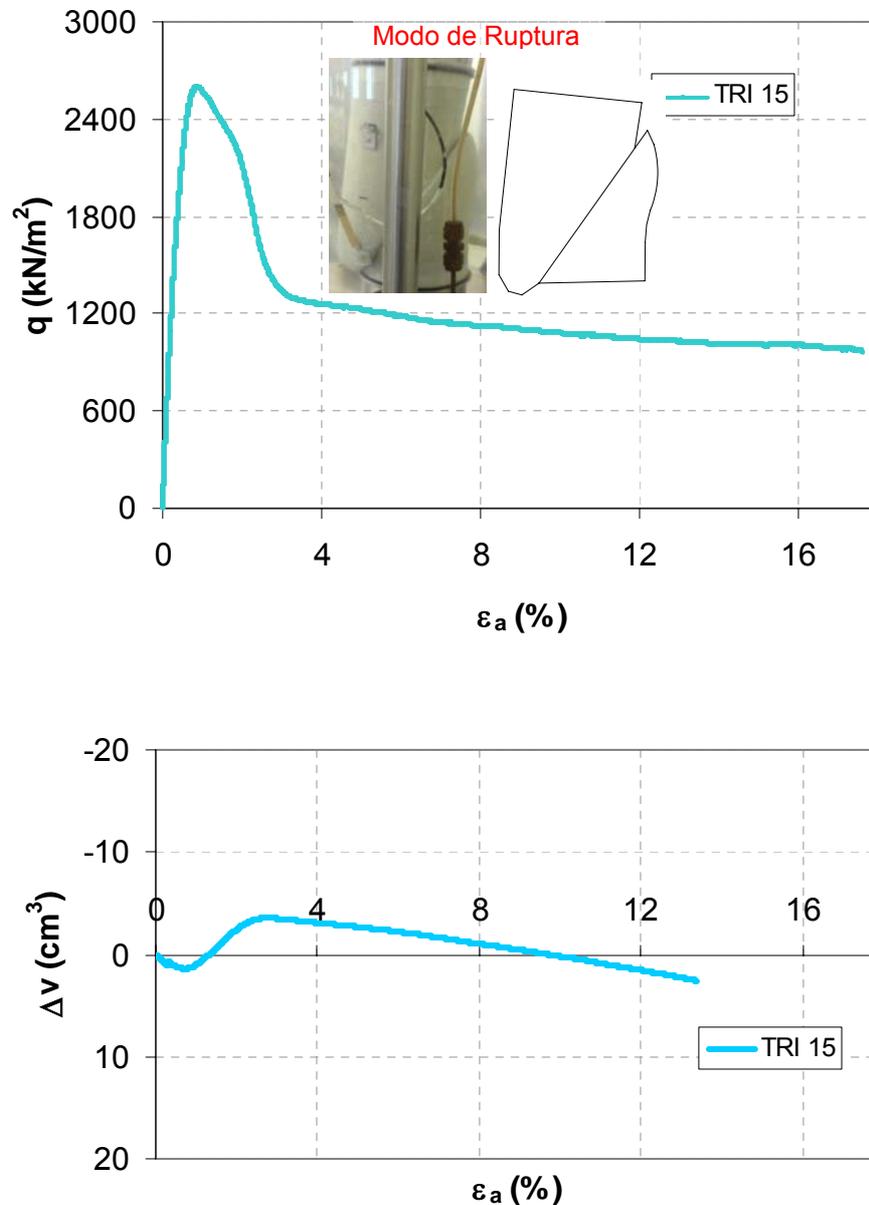


Figura 4.32 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Os ensaios *TRI 13*, *TRI 14* e *TRI 15* (Figuras 4.30 a 4.32) apresentaram pico de ruptura pronunciado, seu comportamento após a mesma uma queda na resistência, os ensaios *TRI 13* e *TRI 14* tem um comportamento compressivo inicialmente até a ruptura e posterior expansão da amostra. O ensaio *TRI 15* apresentou um comportamento compressivo

inicialmente até a ruptura, com posterior expansão até aproximadamente 9% de deformação axial, onde voltou a ter comportamento compressivo após este valor, possivelmente por algum erro não constatado, no momento do ensaio, no medidor de variação volumétrica.

Ensaio TRI 16 – 10,3% de cimento ( $e=0,80$ ),  $20\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

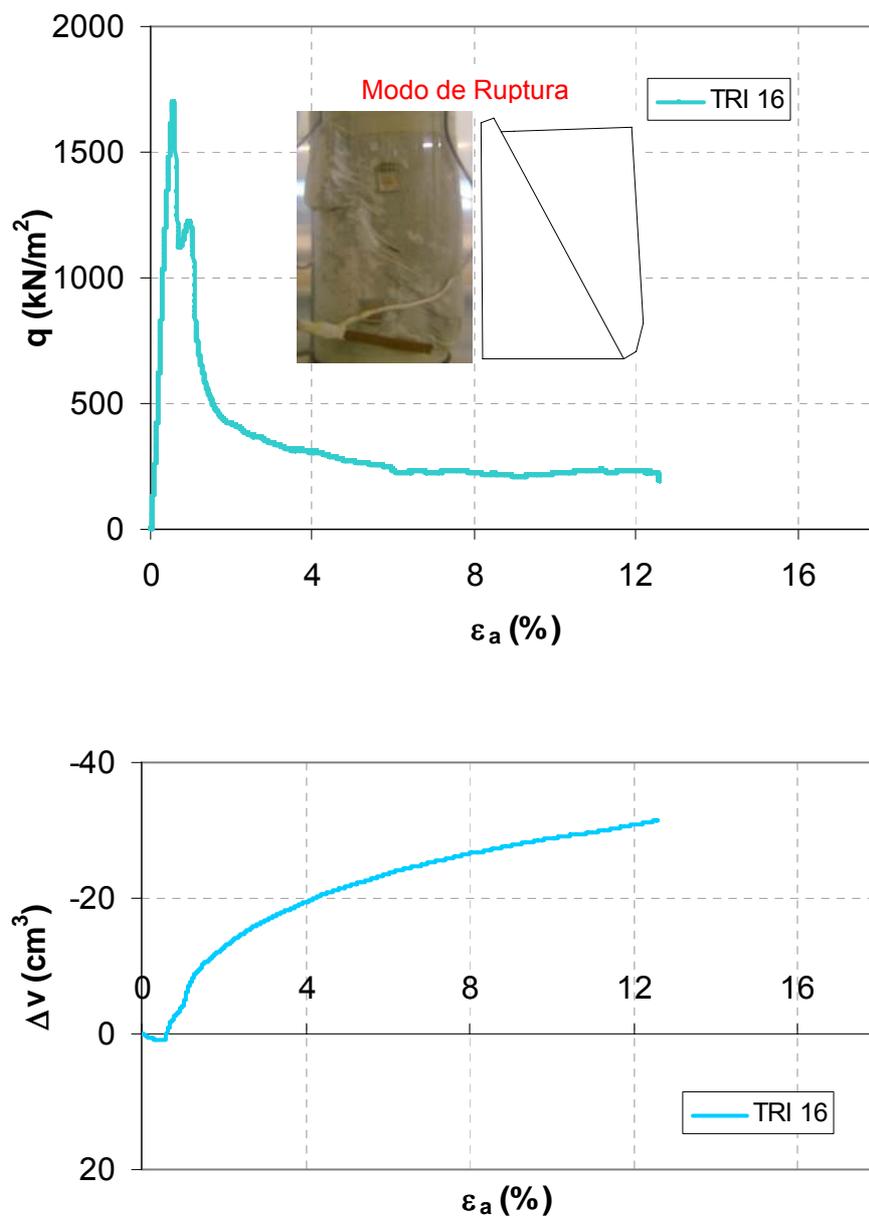


Figura 4.33 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 17 – 10,3% de cimento ( $e=0,80$ ),  $200\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

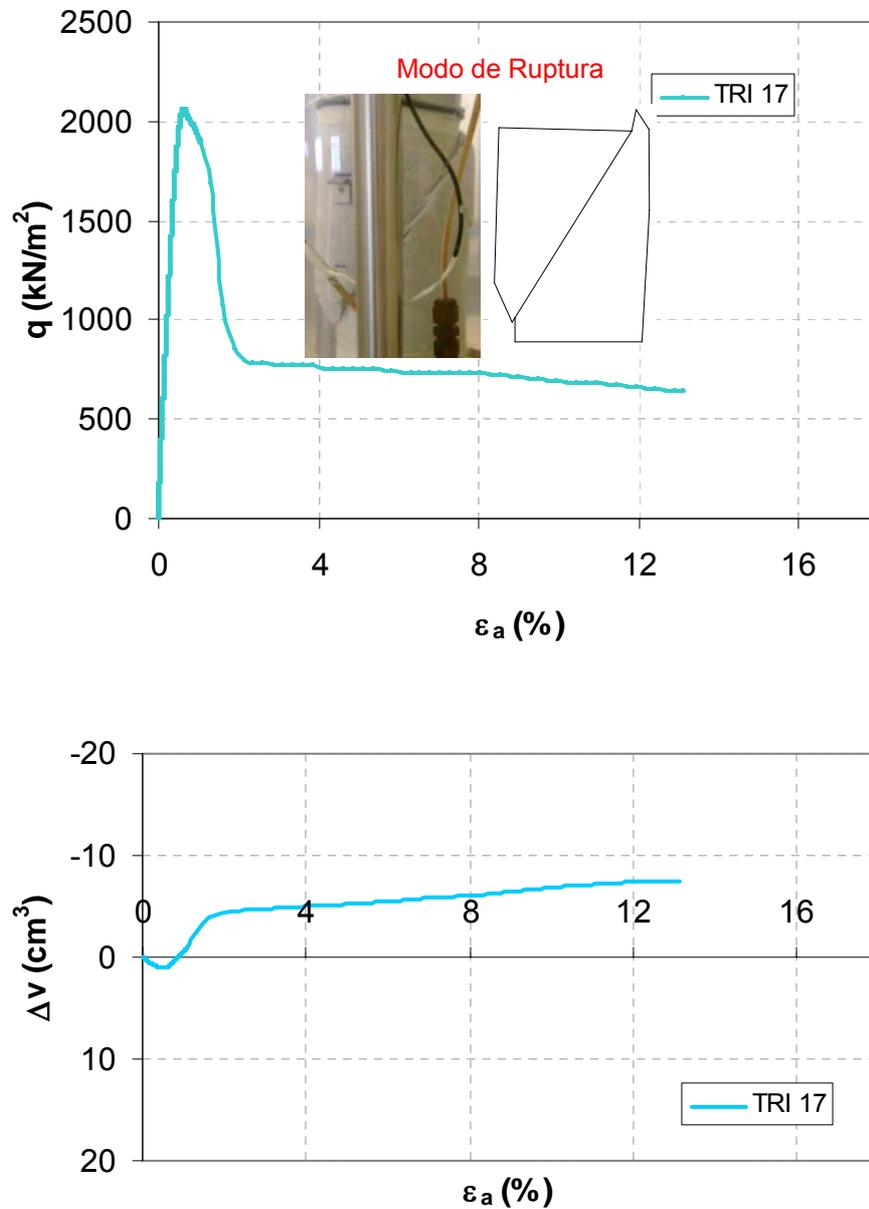


Figura 4.34 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Ensaio TRI 18 – 10,3% de cimento ( $e=0,80$ ),  $400\text{kN/m}^2$  de tensão confinante efetiva e  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

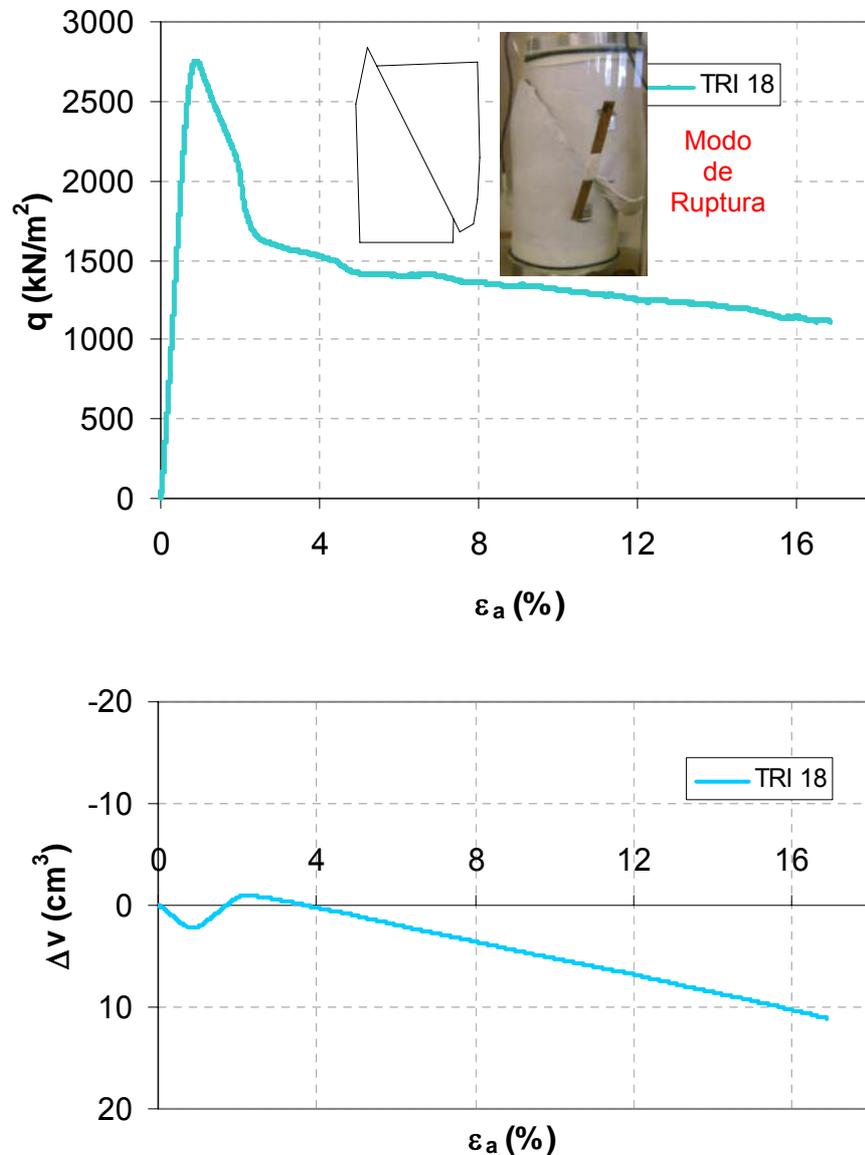


Figura 4.35 – Tensão-deformação, modo de ruptura e variação volumétrica.

Os ensaios *TRI 16*, *TRI 17* e *TRI 18* apresentaram pico de ruptura pronunciado, seu comportamento após a mesma foi uma queda na resistência. Para os ensaios *TRI 16* e *TRI 17* tiveram comportamento compressivo inicialmente até a ruptura, com posterior expansão no restante do ensaio. O ensaio *TRI 18* apresentou comportamento compressivo inicialmente até a ruptura, com posterior expansão até aproximadamente

2,5% de deformação axial, onde voltou a ter comportamento compressivo em deformações axiais maiores que 2,5%, possivelmente por algum erro não constatado, no momento do ensaio, no medidor de variação volumétrica.

#### 4.3.1 Comparação resultados com mesma porcentagem de cimento

Os resultados a seguir (Figuras 4.36 a 4.41) estão agrupados conforme a porcentagem de cimento utilizada, sendo a tensão de confinamento a única variável.

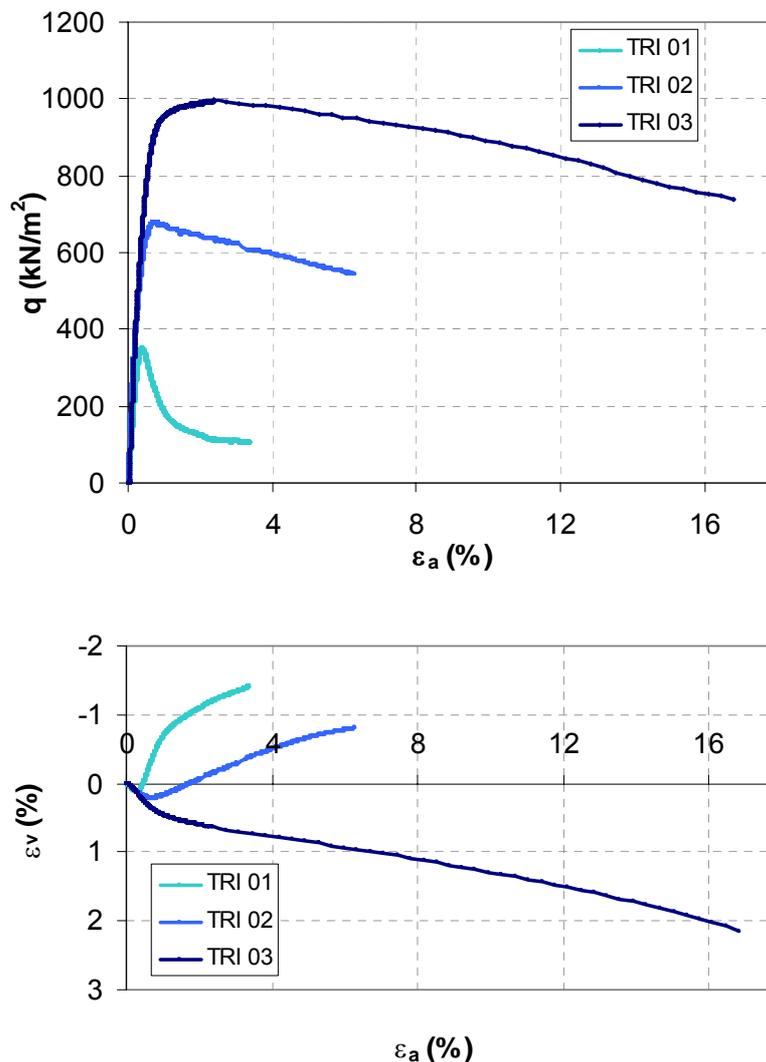


Figura 4.36 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 3% de cimento para 20, 200 e 400 $\text{kN/m}^2$ .

Verifica-se acima, que as resistências aumentam com tensões de confinamento mais altas, e que para as tensões de 20 e 200kN/m<sup>2</sup> existe um pico de ruptura, o que não se verifica para a tensão efetiva de 400kPa. Quanto a deformação volumétrica, observou-se um comportamento inicialmente compressivo para as amostras de 20 e 200kN/m<sup>2</sup> e expansivo após a ruptura. Na amostra com 400kPa o comportamento é compressivo em todo o ensaio.

A seguir (Figura 4.37) temos os ensaios com 3,3% de cimento.

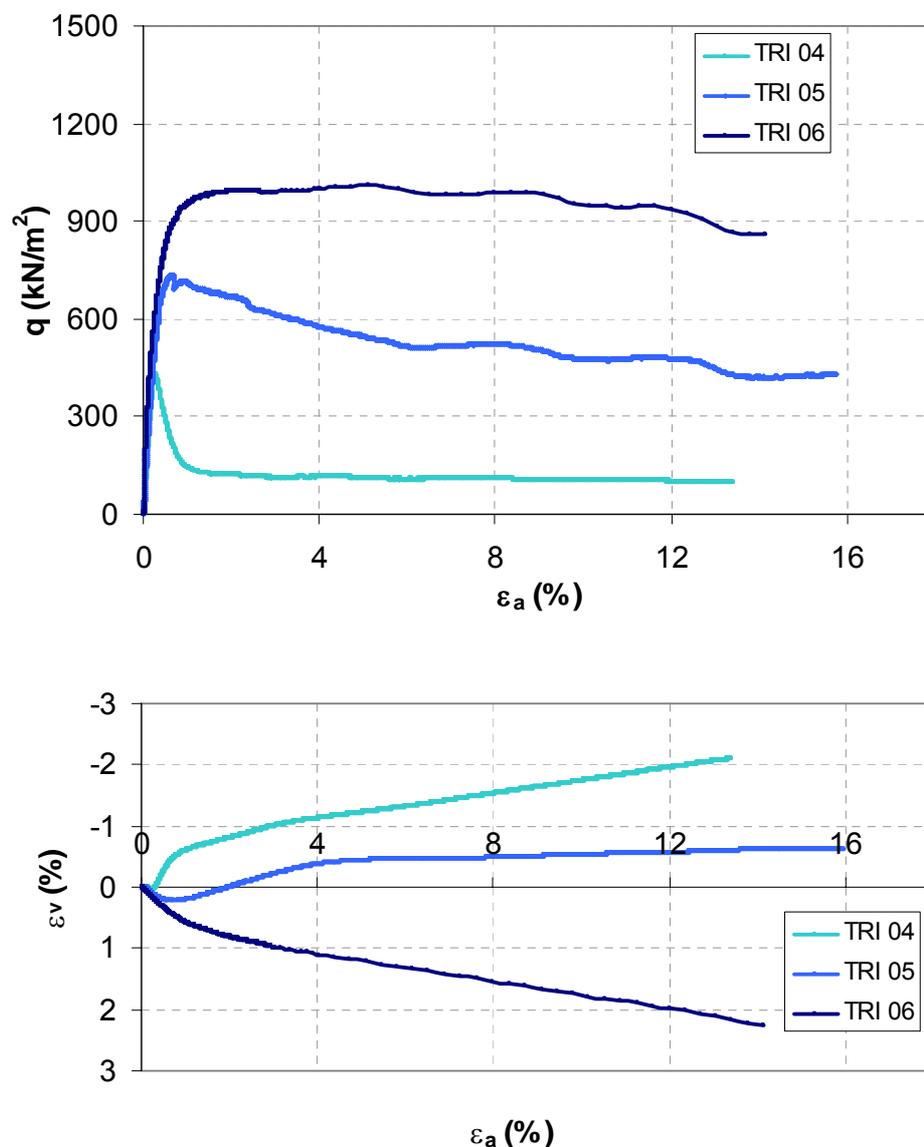


Figura 4.37 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 3,3% de cimento para 20, 200 e 400kN/m<sup>2</sup>.

As amostras com 3,3% de cimento mostraram um comportamento muito semelhante às amostras com 3%, onde para as duas tensões de confinamento mais baixas existiu um pico de ruptura, e para 400kN/m<sup>2</sup> não se verifica o mesmo. E na variação volumétrica ocorre comportamento semelhante também às amostras com 3% de cimento.

A figura 4.38 apresenta as amostras com 5,06% de cimento.

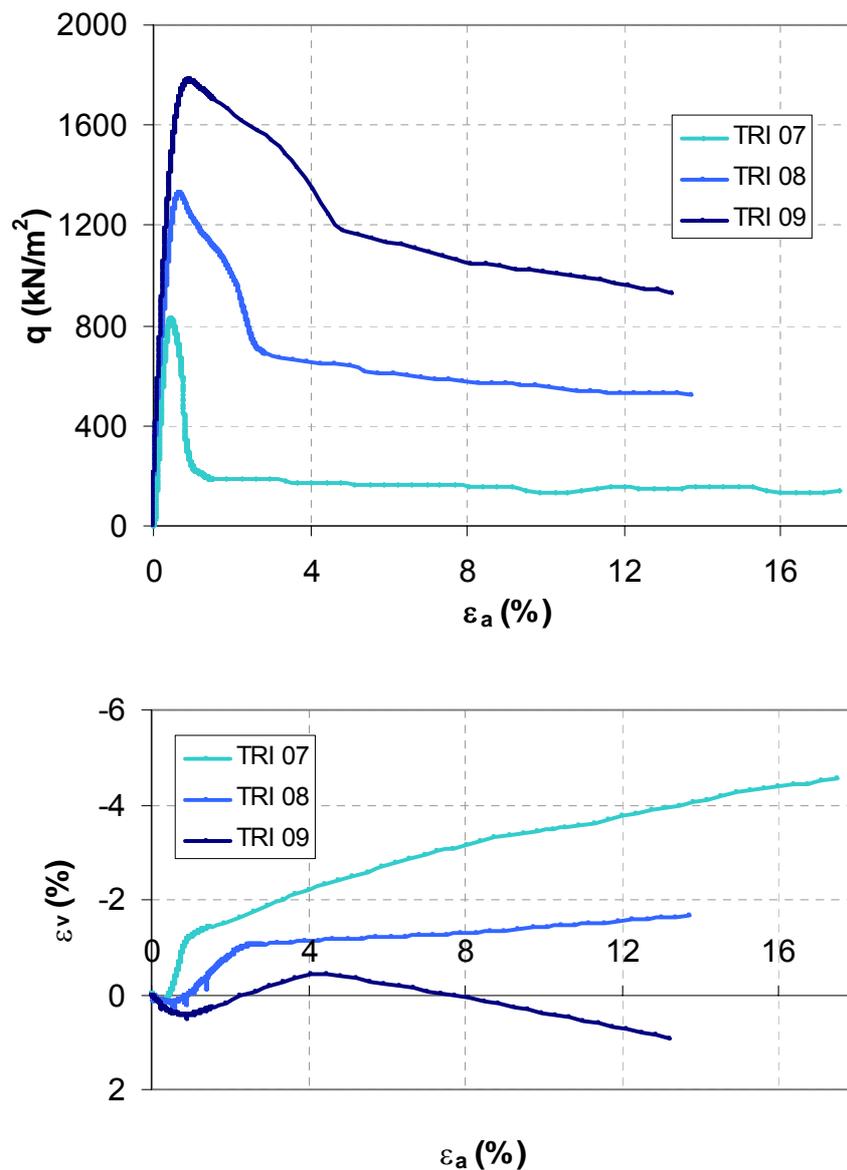


Figura 4.38 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 5,06% de cimento para 20, 200 e 400kN/m<sup>2</sup>.

Observando os resultados da figura 4.38 verifica-se que para as três tensões de confinamento distintas, as amostras apresentaram pico de ruptura definido, diferentemente das amostras das figuras 4.36 e 4.37 anteriormente analisadas. Quanto a deformação volumétrica, verifica-se comportamento diferente na amostra com  $400\text{kN/m}^2$ , onde inicialmente o mesmo é compressivo até a ruptura, expansivo até aproximadamente 4% e volta a ser compressivo após este valor, devido a um possível erro ou mudança de direção no medidor de variação volumétrica.

A figura 4.39 apresenta os ensaios com 6,0% de cimento.

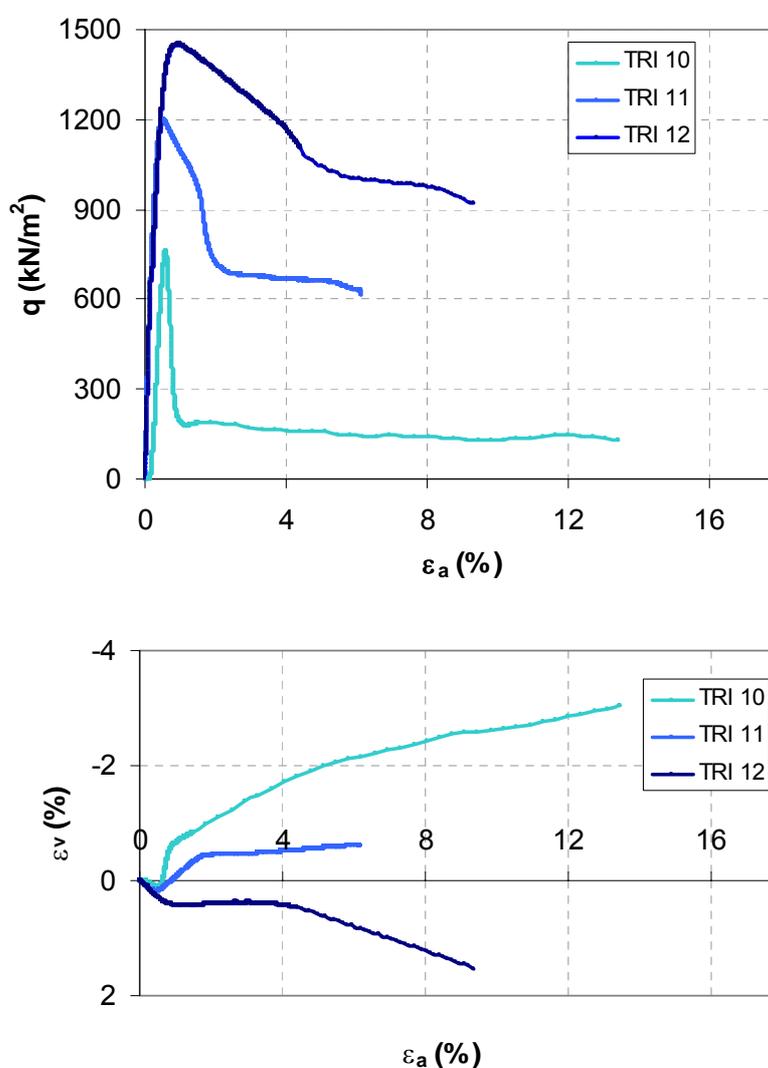


Figura 4.39 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 6,0% de cimento para 20, 200 e  $400\text{kN/m}^2$ .

As amostras com 6,0% de cimento tiveram comportamento similar às amostras com 5,06% de cimento.

As amostras com 8,6% de cimento (Figura 4.40) estão a seguir.

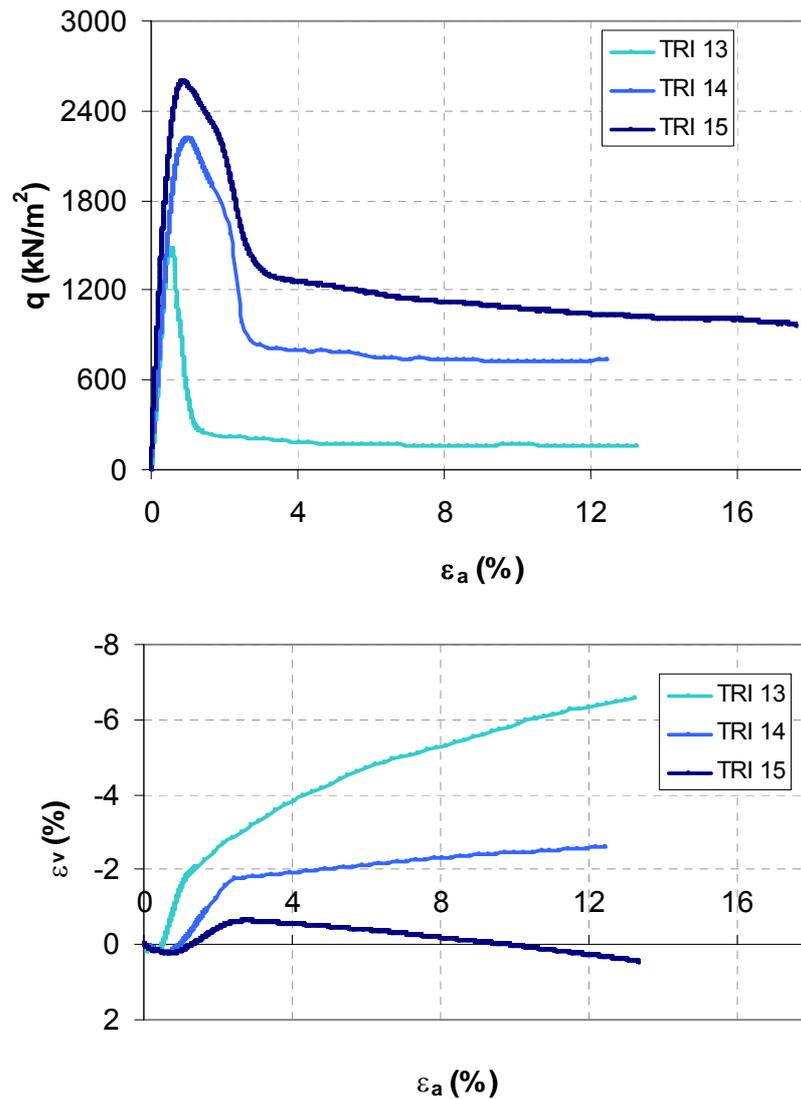


Figura 4.40 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 8,6% de cimento para 20, 200 e 400 $\text{kN/m}^2$ .

Conforme os resultados da figura 4.40 pode-se verificar que para as três tensões de confinamento distintas, as amostras apresentaram comportamento semelhante às da figura 4.39 (com o mesmo  $\eta/Ci_v$ ). No que diz respeito à deformação volumétrica, verifica-se um comportamento inicialmente compressivo até a ruptura, expansivo até aproximadamente 2,5% e volta a ser compressivo após este valor, para a amostra com 400kN/m<sup>2</sup>.

A figura 4.41 apresenta os ensaios com 10,6% de cimento.

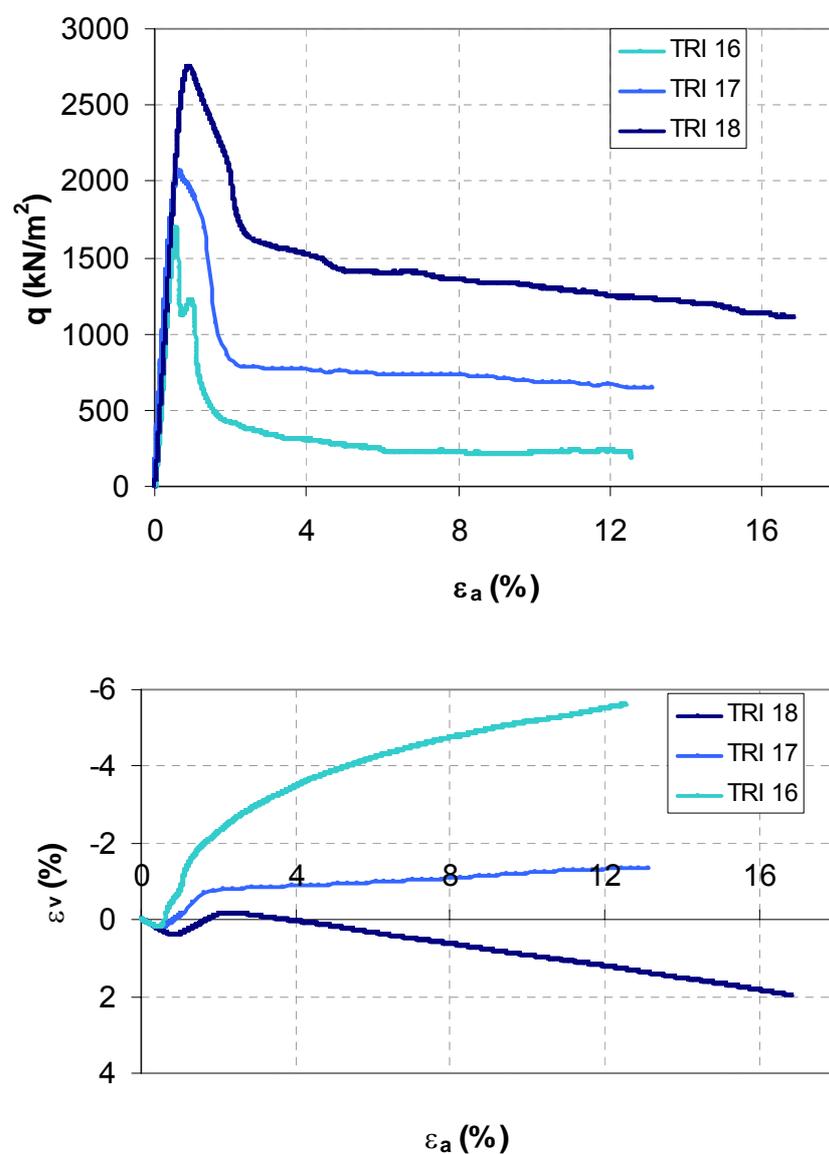


Figura 4.41 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com 10,3% de cimento para 20, 200 e 400kN/m<sup>2</sup>.

A figura 4.41 mostra comportamento semelhante às anteriores. No que diz respeito à deformação volumétrica, verifica-se um comportamento inicialmente compressivo até a ruptura, expansivo até aproximadamente 2% e volta a ser compressivo após este valor, para a amostra com 400kN/m<sup>2</sup>.

Analisando-se todas as porcentagens de cimento (Figuras 4.36 a 4.41) verificou-se que:

- A resistência das amostras aumenta quanto maior for a tensão de confinamento efetiva e quanto maior for a porcentagem de cimento das amostras.
- Para as amostras com menos cimento, 3 e 3,3%, os ensaios com 400kN/m<sup>2</sup> efetivos não apresentam pico de ruptura definido. Para todos outros ensaios e porcentagens de cimento observou-se um pico de ruptura bem definido.
- Quanto maior a tensão de confinamento efetiva, menos brusca é a queda de resistência no pós-pico. Esta queda acentua-se quanto maior for a porcentagem de cimento nas amostras.
- O comportamento das amostras para as tensões de confinamento efetivas de 20 e 200kN/m<sup>2</sup> é compressivo inicialmente até a ruptura e expansivo após a mesma. Com 400kN/m<sup>2</sup> de tensão de confinamento efetivos, para as porcentagens de cimento de 3 e 3,3% o comportamento das amostras foi expansivo durante todo o ensaio. Já para os teores de cimento mais altos, o comportamento foi compressivo inicialmente, expansivo após a ruptura e mais tarde voltou a ser compressivo devido a algum possível erro não constatado no momento do ensaio.

### 4.3.2 Comparação resultados com mesmo fator vazios/cimento

A seguir (Figuras 4.42 a 4.44) estão apresentados os ensaios agrupados conforme o valor do fator vazios/cimento.

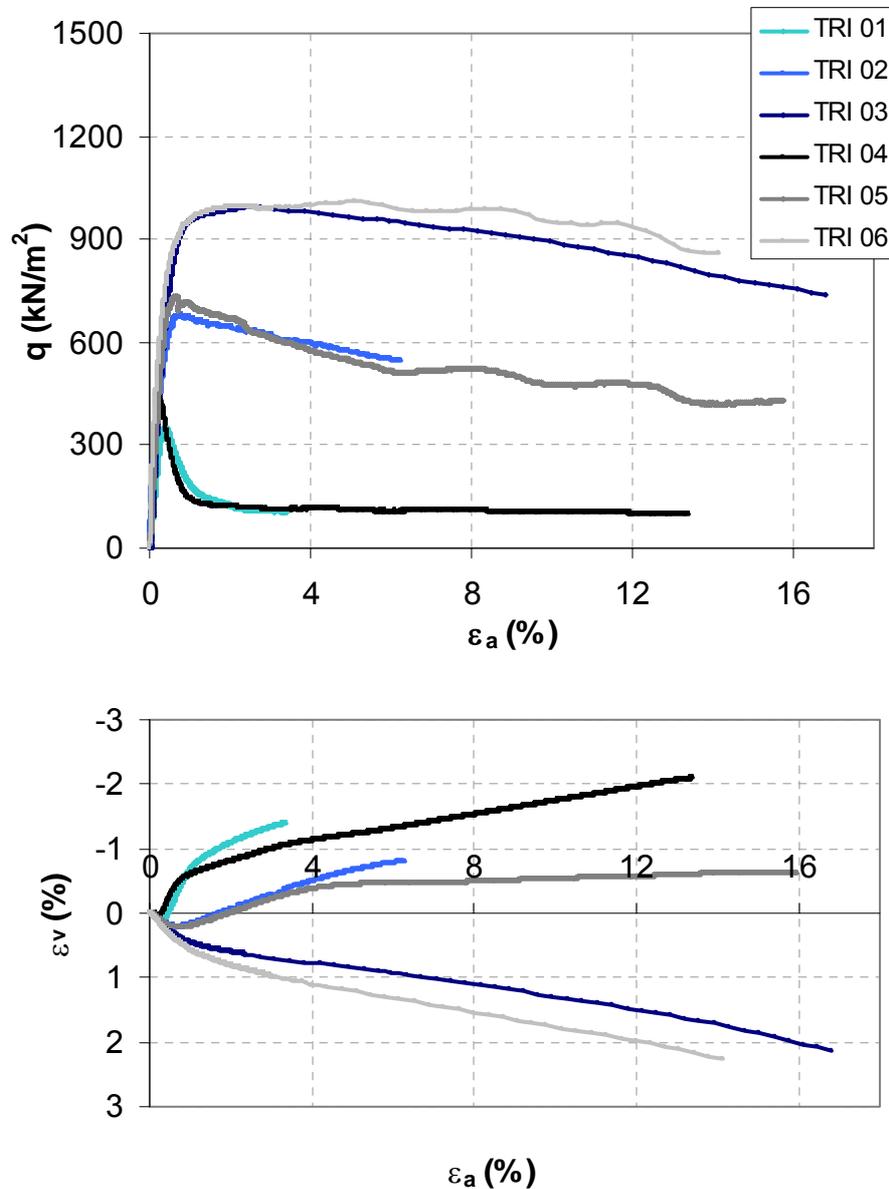


Figura 4.42 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com o fator  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

Verifica-se que para o fator vazios/cimento  $\sim 30$  as amostras tiveram comportamentos muito semelhantes em todas as tensões de confinamento, tanto em relação à tensão–deformação quanto à deformação volumétrica.

As amostras com fator vazios/cimento de aproximadamente 17 são apresentadas na Figura 4.43.

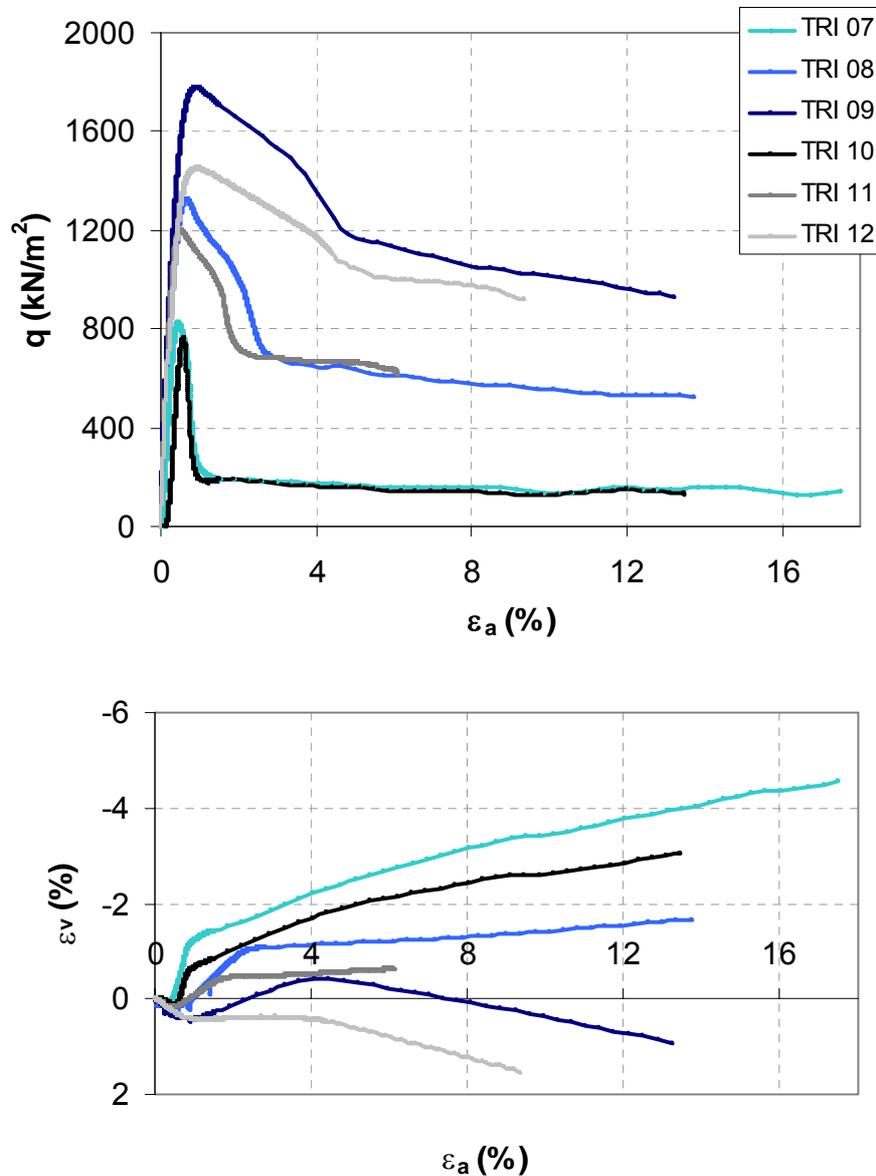


Figura 4.43 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com o fator  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

Nota-se uma tendência semelhante de comportamento das amostras com o mesmo  $\eta/Ci_v$  e tensões de confinamento iguais, conforme visto nas amostras da figura 4.42. A deformação volumétrica também se mostrou com

uma tendência de comportamento muito semelhante nas amostras com mesma tensão confinante.

O comportamento das amostras com  $\eta/Ci_v \sim 10$  são apresentados na figura 4.44.

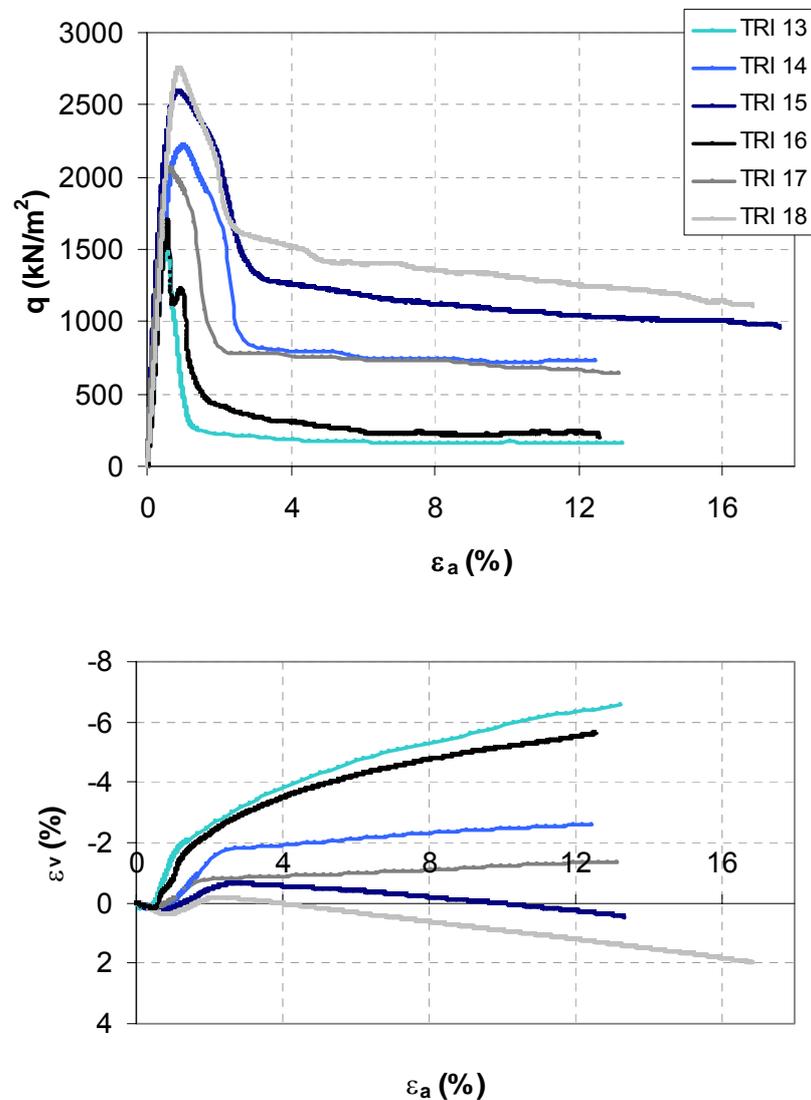


Figura 4.44 – Tensão-deformação axial e deformação volumétrica das amostras com o fator  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

Como observado nos fatores vazios/cimento de  $\sim 30$  e  $\sim 17$ , para o comportamento das amostras com  $\eta/Ci_v \sim 10$ , não foi diferente, as mesmas apresentaram uma tendência muito semelhante de comportamento para cada tensão de confinamento em todos os aspectos.

### 4.3.3 Envoltórias de resistência com mesmo fator vazios/cimento

O intuito desta pesquisa é comprovar que a areia tem o mesmo comportamento, ou muito similar para amostras que tenham o mesmo valor do fator vazios/cimento. Então, para isso utilizaram-se as trajetórias com o mesmo fator vazios/cimento para originarem as envoltórias (Figuras 4.45 a 4.48) de ruptura, não mais separadas conforme a porcentagem de cimento, mas sim pelo fator vazios/cimento.

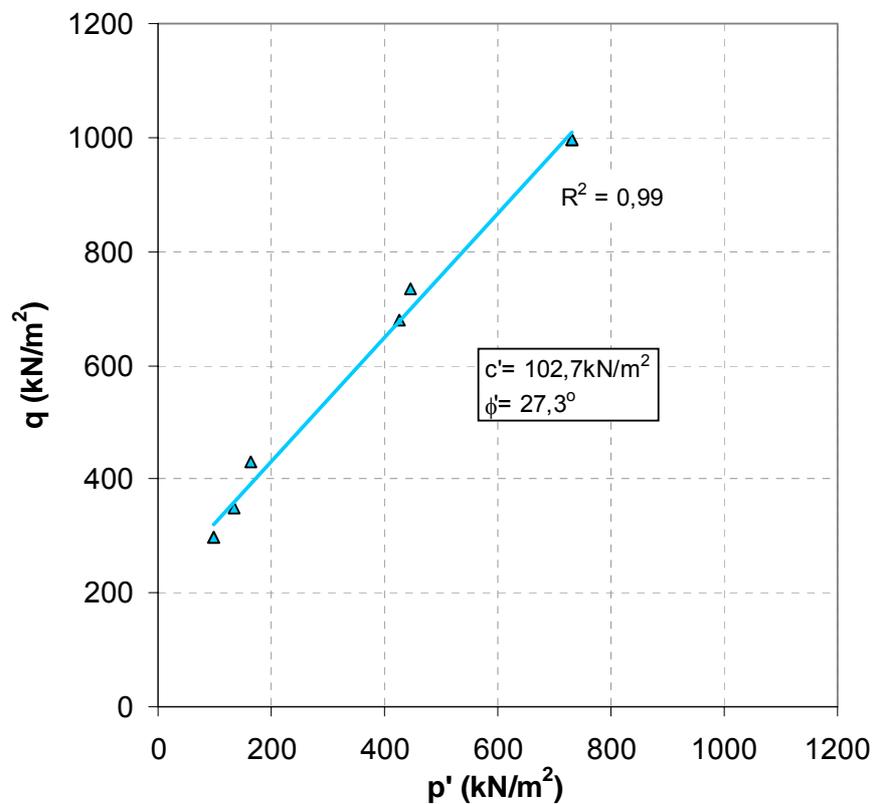


Figura 4.45 – Envoltória de ruptura para o fator  $\eta/C_{iv} \sim 30$ .

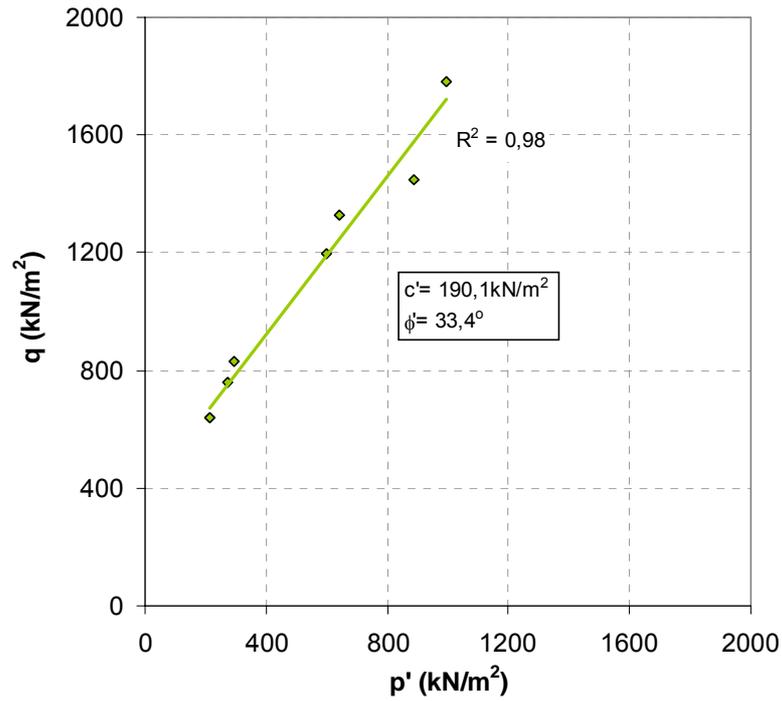


Figura 4.46 – Envoltória de ruptura para o fator  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

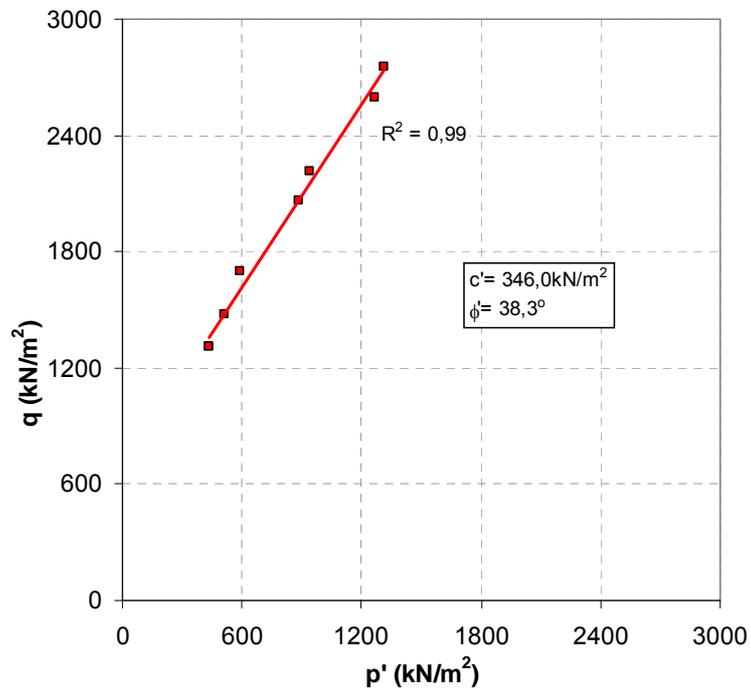


Figura 4.47 – Envoltória de ruptura para o fator  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

Verificando as envoltórias das figuras 4.45 a 4.47, pode-se afirmar que há uma boa correlação entre as tensões máximas das trajetórias para as diferentes tensões confinantes efetivas estudadas. Tal fato reforça a validade do uso do fator vazios/cimento como determinante do comportamento de amostras moldadas com diferentes porcentagens de cimento e índice de vazios, mas com mesmo fator.

#### 4.3.4 Comparação das envoltórias de ruptura

As envoltórias de ruptura para os fatores vazios/cimento estudados são apresentadas em conjunto a seguir.

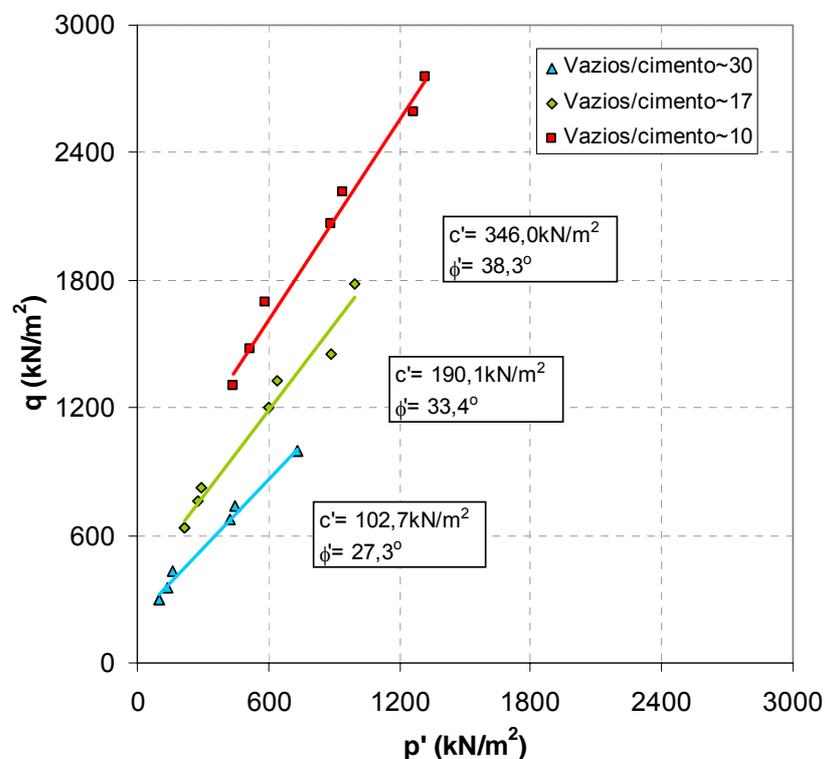


Figura 4.48 – Envoltórias de ruptura.

Analisando as envoltórias de ruptura acima, observa-se que quanto maior o fator vazios/cimento, menor será o intercepto coesivo e o ângulo de atrito do material, devido à menor quantidade de cimento ou maior volume de vazios das amostras.

Como o objetivo desta pesquisa é validar o uso do fator vazios/cimento para dosagem de solo-cimento, a seguir teremos algumas correlações estabelecidas entre as características do material em relação ao fator vazios/cimento. Começamos por correlacioná-lo com o seu intercepto coesivo (Figura 4.49) e ângulo de atrito (Figura 4.50).

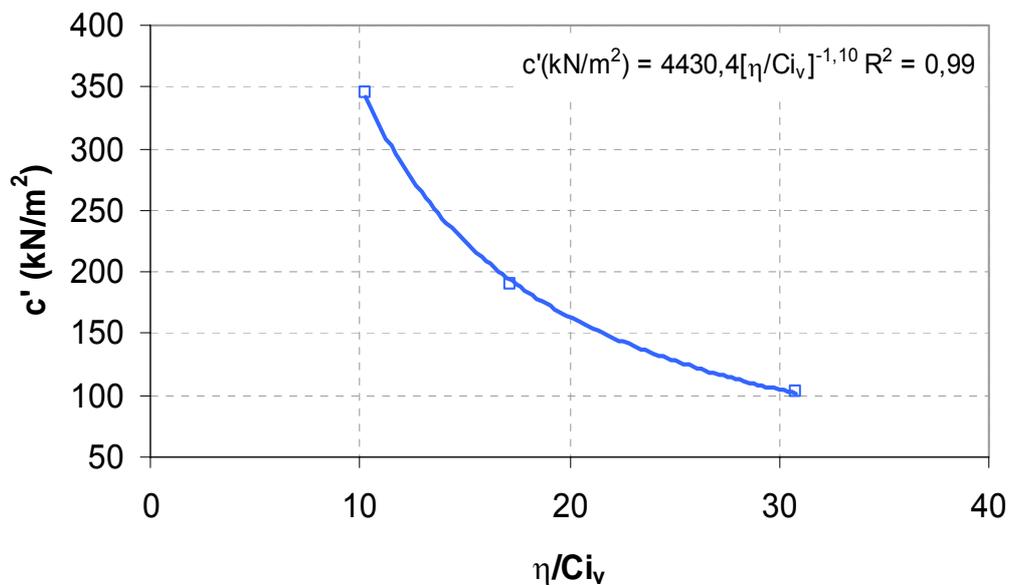


Figura 4.49 – Correlação entre o intercepto coesivo e o fator vazios/cimento.

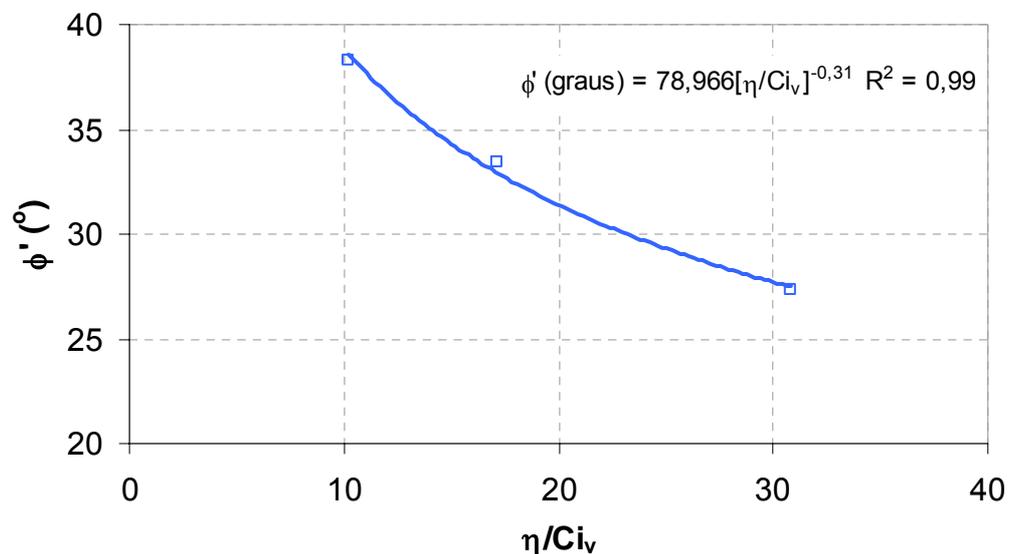


Figura 4.50 – Correlação entre o ângulo de atrito e o fator vazios/cimento.

Analisando as figuras acima pode-se afirmar que o fator vazios/cimento estabelece uma forte correlação entre as características do

material, pois através das figuras acima (Figuras 4.49 e 4.50) observa-se uma mesma tendência de comportamento com a resistência a compressão simples para este material (Figura 4.5), dadas as devidas proporções.

A seguir (Figuras 4.51 a 4.54) estão as envoltórias “residuais” assim chamadas, por representarem o comportamento da amostra no final do ensaio, mesmo sabendo-se que as deformações atingidas nos ensaios não são suficientemente grandes (~18%) para serem atingidos os ângulos de atrito residuais de fato, para cada fator vazios/cimento distinto, calculado através da tensão desvio no final de cada ensaio, os valores estão na tabela 4.6, vista anteriormente.

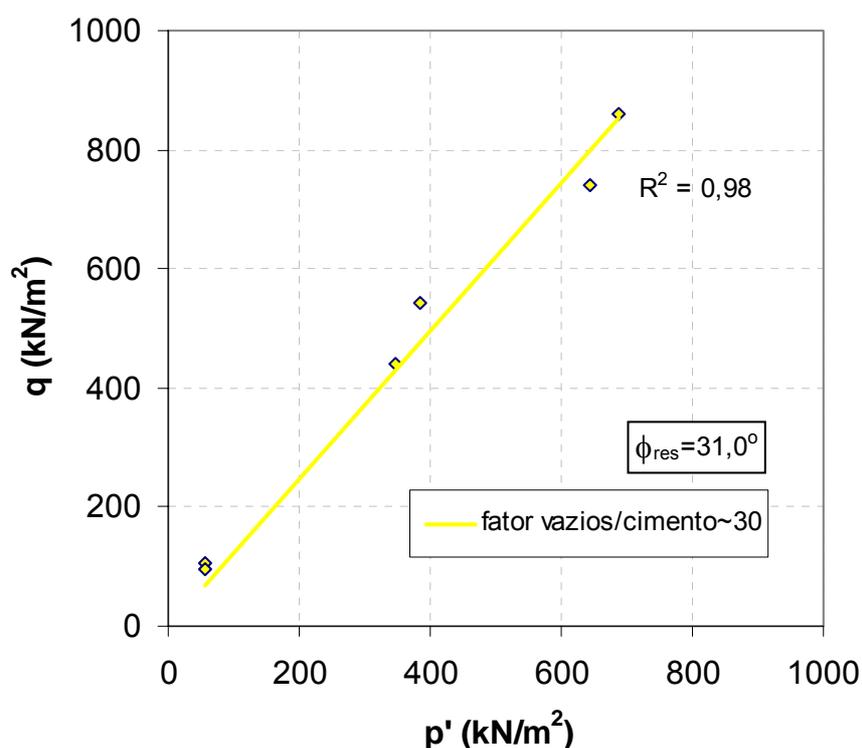


Figura 4.51 – Envoltória residual para fator vazios cimento~30.

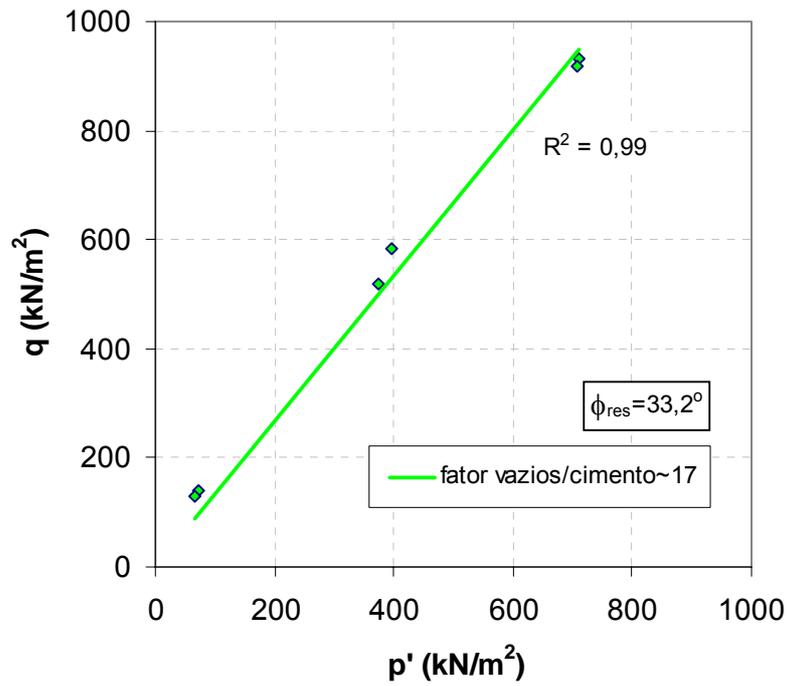


Figura 4.52 – Envoltória residual para fator vazios cimento~17.

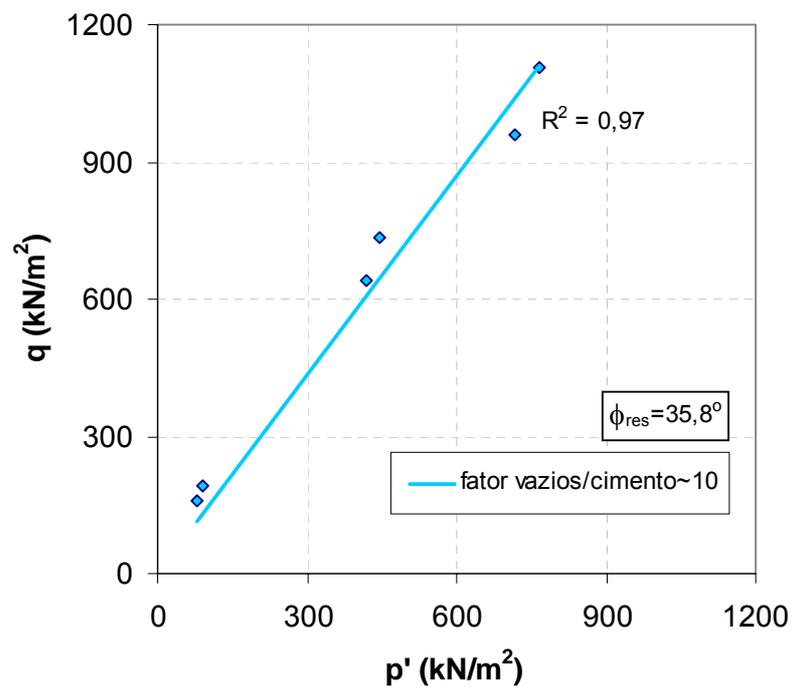


Figura 4.53 – Envoltória residual para fator vazios cimento~10.

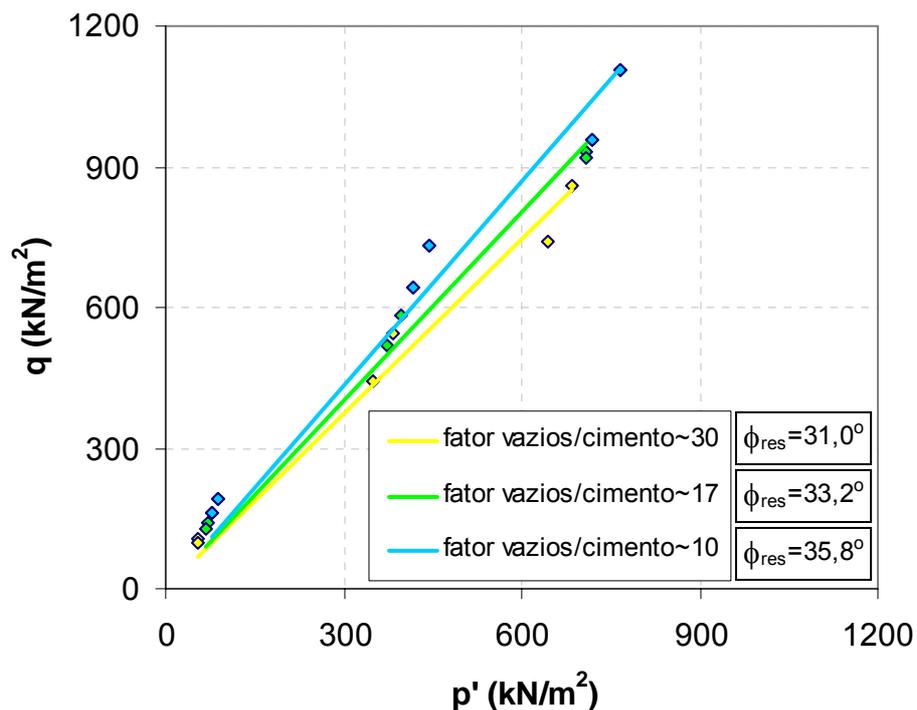


Figura 4.54 – Envoltórias residuais agrupadas.

#### 4.3.5 Ensaio de resistência à compressão simples e triaxiais agrupados

A seguir (Figura 4.55) estão os resultados de resistência à compressão simples (Figura 4.5) agrupados com os resultados dos ensaios triaxiais (TRI 01 a TRI 18) (Figuras 4.18 a 4.35) vistos nesta pesquisa.

A figura 4.55 sugere que quanto maior for o fator vazios/cimento menor será a resistência do material, tanto à compressão simples quanto a resistência triaxial. O gráfico ainda mostra que para as diferentes tensões de confinamento o material apresentou o mesmo comportamento, como era esperado, e que quanto maior a tensão de confinamento, maior foi a resistência do material, como esperado e já visto anteriormente.

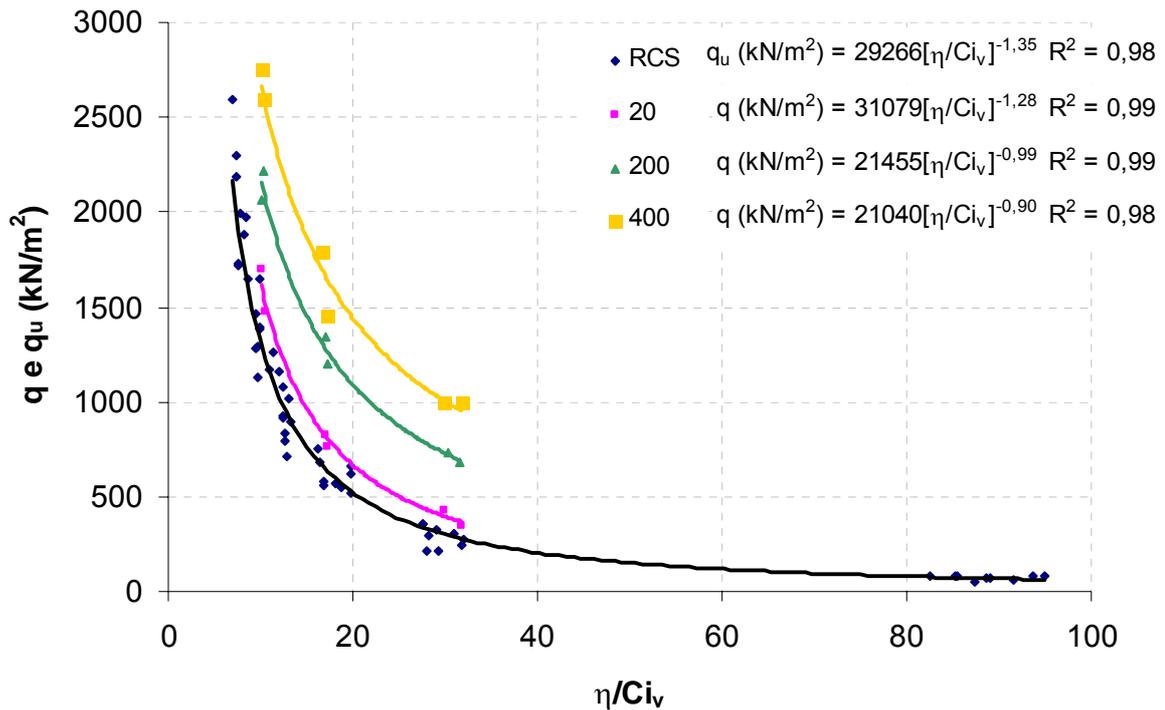


Figura 4.55 – Tensão versus fator vazios/cimento da areia de Osório para as diferentes tensões de confinamento.

Observa-se ainda na figura acima (4.55) que utilizando-se as equações das curvas geradas a partir dos resultados, pode-se arbitrar um valor para o fator vazios/cimento e assim encontrar uma estimativa muito razoável para o valor de resistência do material, para as dadas tensões efetivas de confinamento de 0, 20, 200 e 400kN/m<sup>2</sup>, o que valida o uso do fator vazios/cimento na dosagem de areia-cimento.

#### 4.3.6 Análise da rigidez das amostras com mesmo fator vazios/cimento

A seguir estão apresentados os gráficos de módulo secante das amostras com mesmo fator vazios/cimento, iniciando pelas amostras com fator  $\eta/Ci_v \sim 30$  (Figura 4.56) seguidos pelos fatores de 17 e 10 (Figuras 4.57 e 4.58).

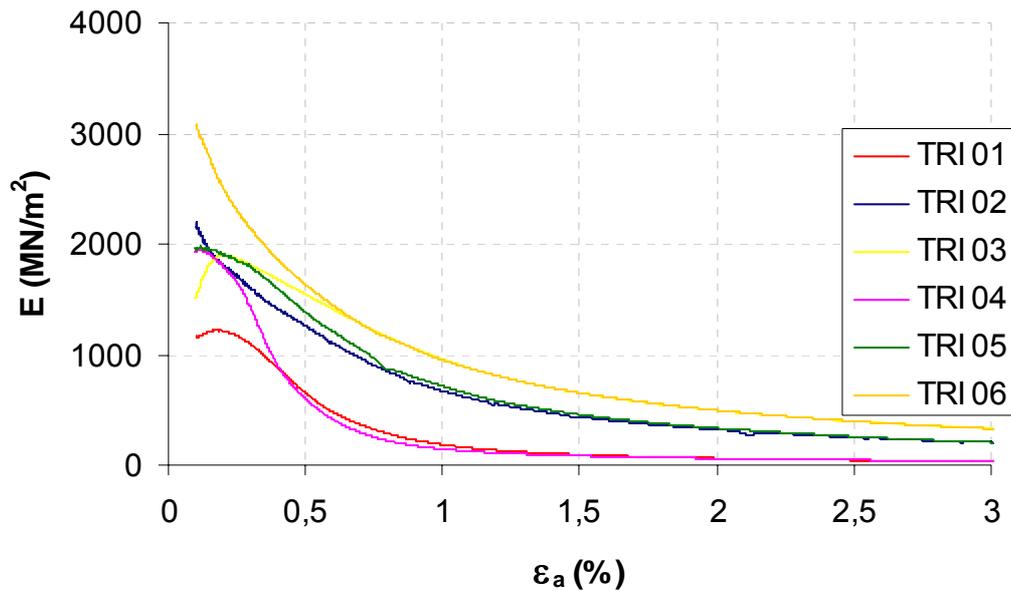


Figura 4.56 – Módulo secante das amostras com  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

Nota-se que a partir de valores próximos de 0,5% de deformação, o módulo das amostras com mesma tensão de confinamento está muito próximo, acentuando-se assim as semelhanças entre a rigidez das amostras com mesmo fator vazios/cimento. Notando-se um agrupamento das dos resultados para amostras com tensões de confinamento iguais.

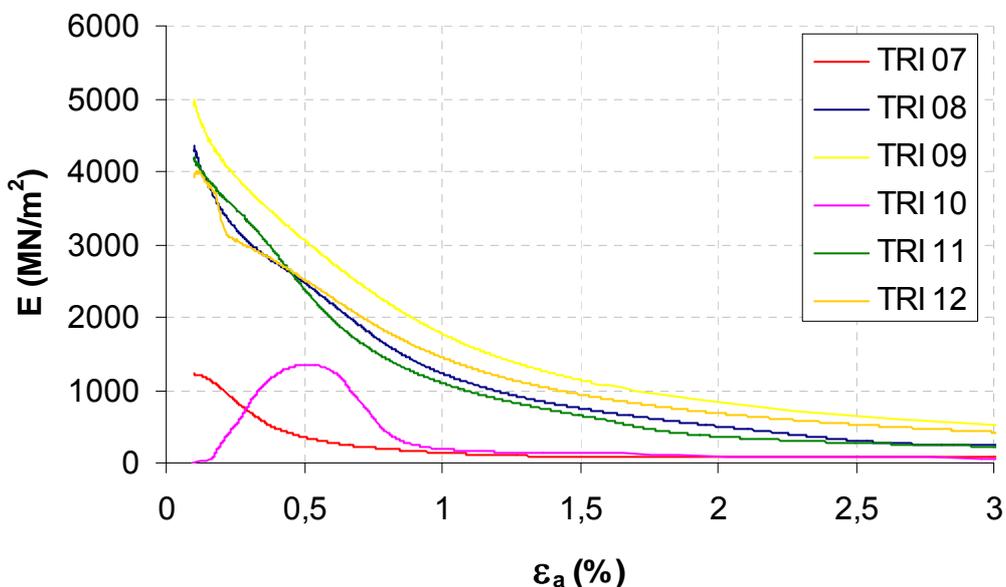


Figura 4.57 – Módulo secante das amostras com  $\eta/Ci_v \sim 17$ .

Para as amostras com fator vazios/cimento de aproximadamente 17, o módulo das amostras com tensões de confinamento de 200 e 400kN/m<sup>2</sup>, está

muito próximo desde a deformação de 0,1%, onde o mesmo tem início na figura acima, e as amostras com 20kN/m<sup>2</sup> tem o módulo mais baixo que as demais. A rigidez destas amostras aumentou com o aumento da tensão confinante.

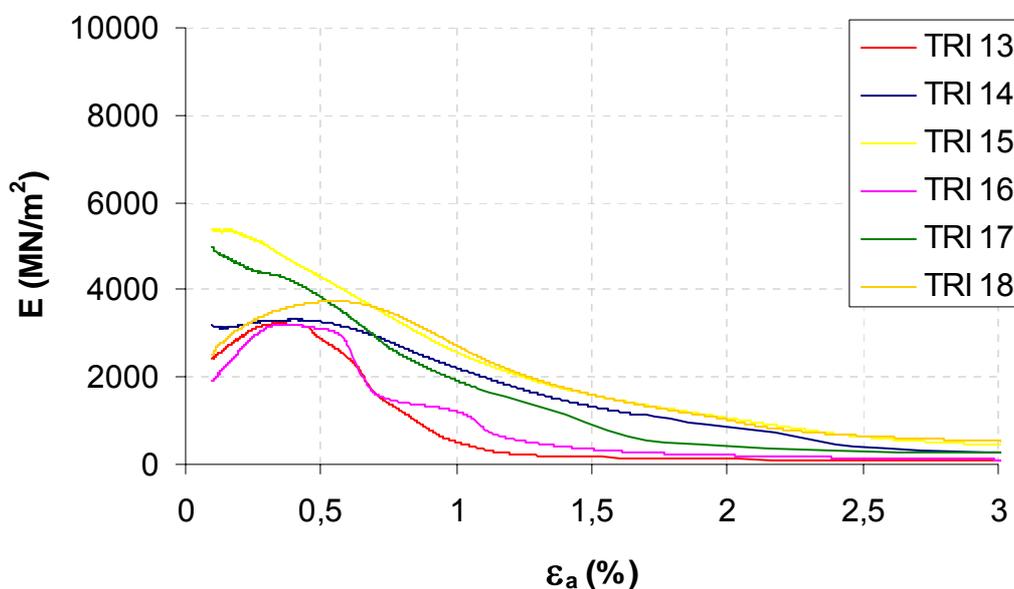


Figura 4.58 – Módulo secante das amostras com  $\eta/Ci_v \sim 10$ .

Constata-se analisando as figuras acima que amostras moldadas com diferentes porcentagens de cimento e com diferentes índices de vazios, mas com o mesmo fator vazios/cimento, tem o módulo muito semelhante para este material. Tal fato reforça a validade do uso do fator vazios/cimento como parâmetro para dosagem deste material.

As figuras a seguir mostram o módulo secante para deformações axiais médias de aproximadamente 0,3% das amostras separadas pela quantidade de cimento (Figura 4.59), e determinadas a partir da reta que melhor se adequou à reta inicial até 0,3% de deformação axial (comportamento elástico) do gráfico tensão-deformação de cada ensaio.

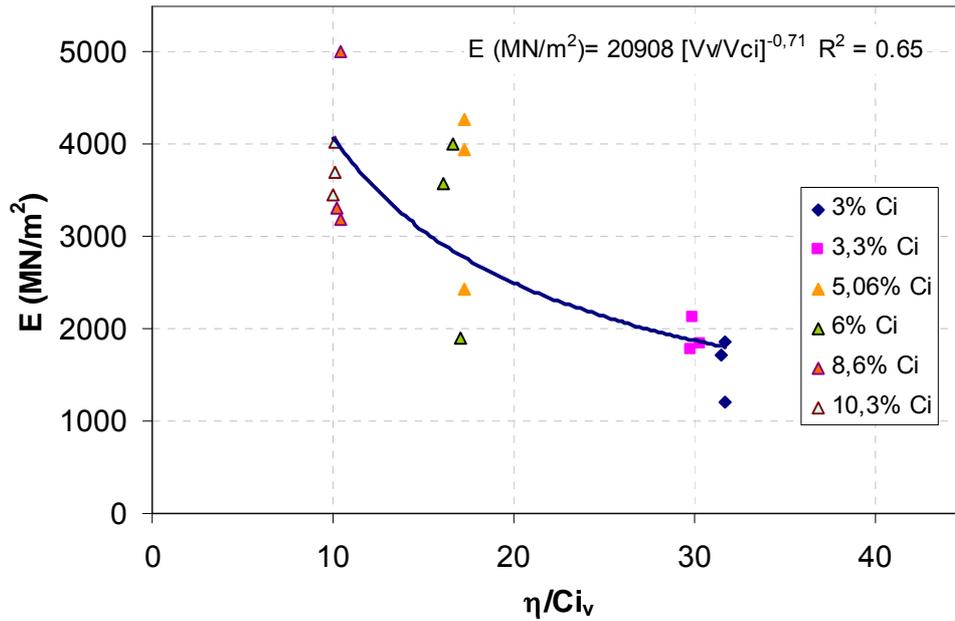


Figura 4.59 – Módulo secante das amostras versus fator vazios/cimento.

Mesmo com uma dispersão maior de resultados nas amostras com fator vazios/cimento de aproximadamente 17, a figura 4.59 mostra uma tendência de que quanto maior o fator vazios/cimento, menor o módulo secante das amostras.

#### 4.3.7 Análise do módulo cisalhante da areia de Osório ( $G_{din}$ e $G_0$ )

As figuras 4.60 a 4.66, mostram módulo cisalhante inicial ( $G$ ) das amostras, medido através de *bender elements*, para as deformações axiais de 0, 0,01, 0,02, 0,05, 0,1, 0,2, 0,5, 1 e 2% de cada ensaio.

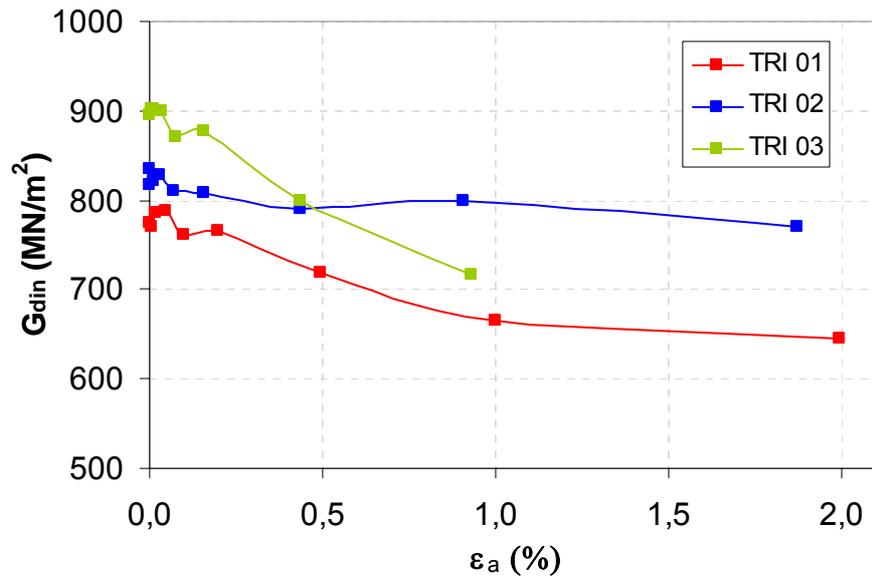


Figura 4.60– Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.

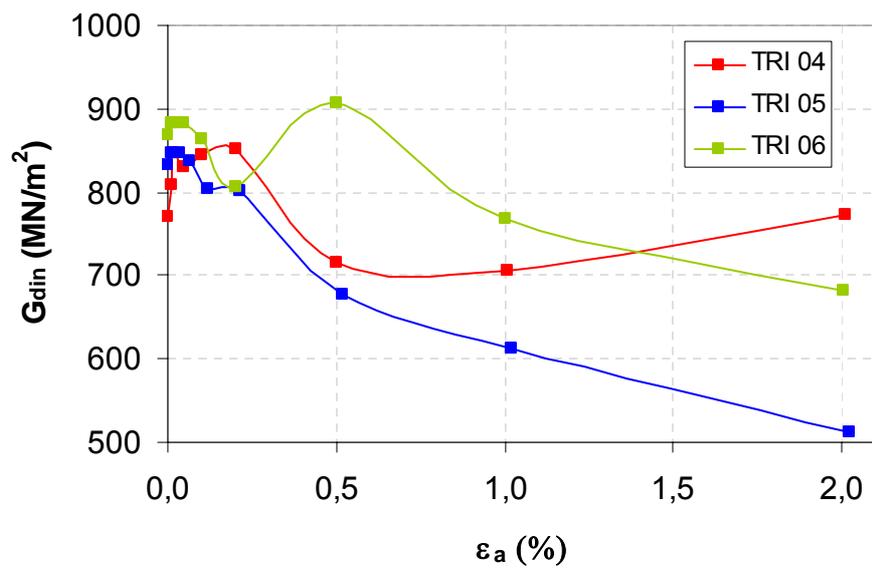


Figura 4.61 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.

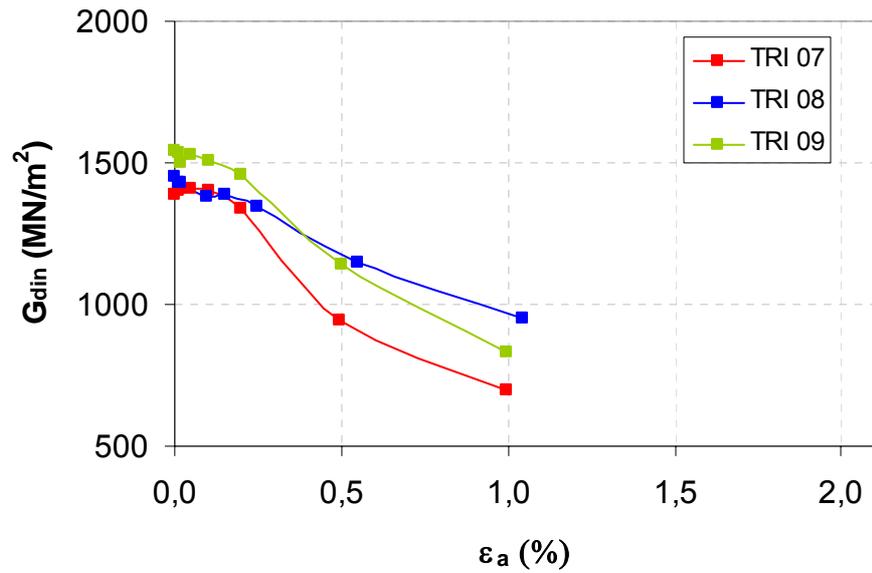


Figura 4.62 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.

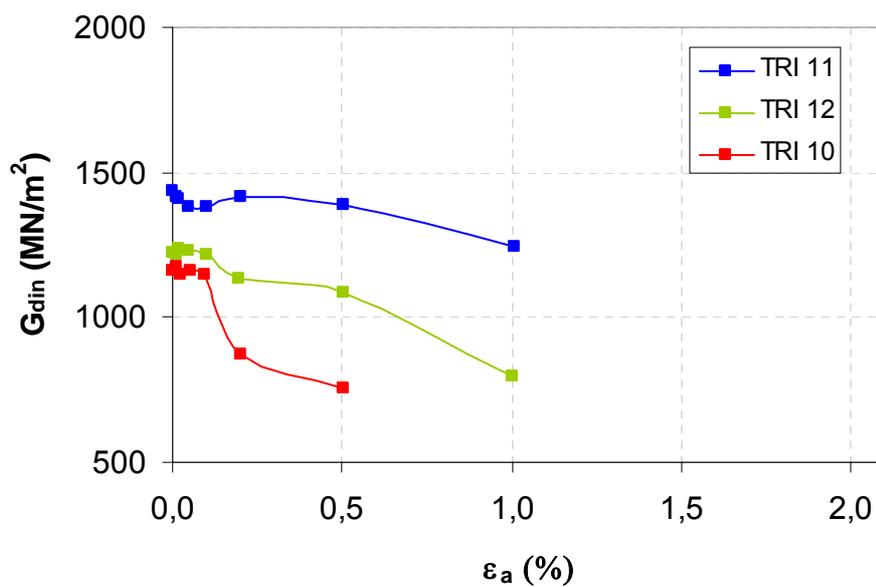


Figura 4.63 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.

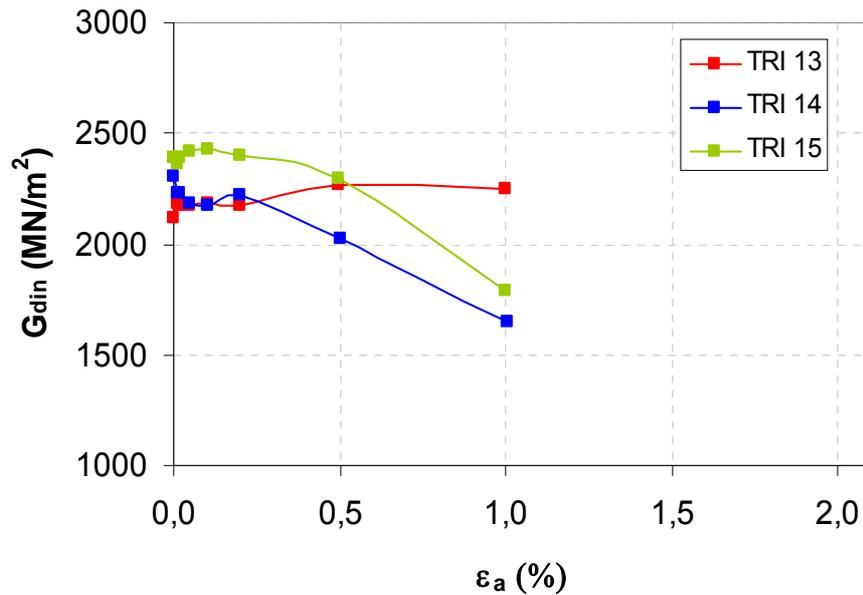


Figura 4.64 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.

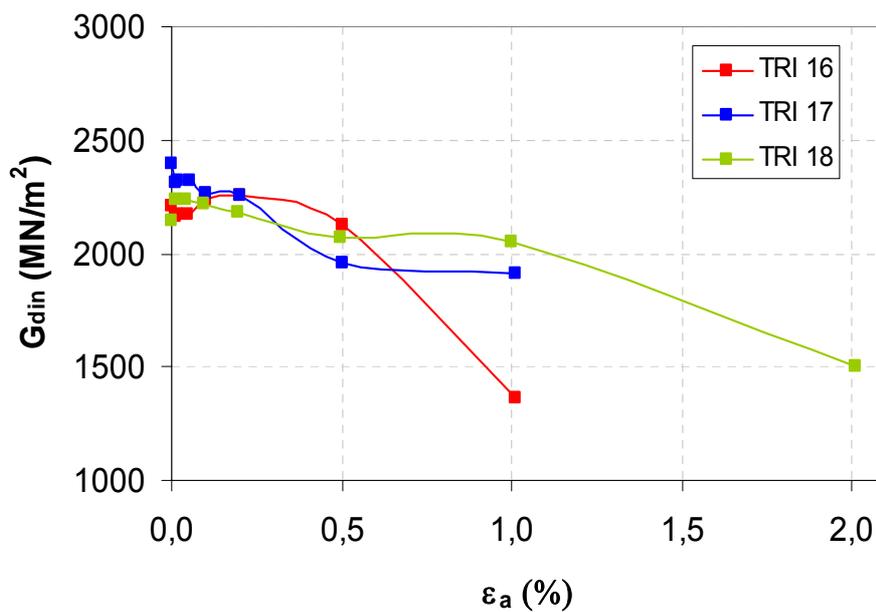


Figura 4.65 – Módulo cisalhante das amostras versus deformação axial.

Nota-se que para um mesmo fator vazios/cimento (analisando conjuntamente as Figuras 4.60 e 4.61; 4.62 e 4.63; 4.64 e 4.65) o valor do módulo ficou muito próximo. Sendo os mesmos, maiores tanto quanto menor

for o fator vazios/cimento das amostras. Analisando qualitativamente a figura abaixo (Figura 4.66) pode-se verificar mais facilmente a afirmativa anterior, com ênfase às deformações axiais menores do que 0,5%, onde este comportamento foi mais acentuado.

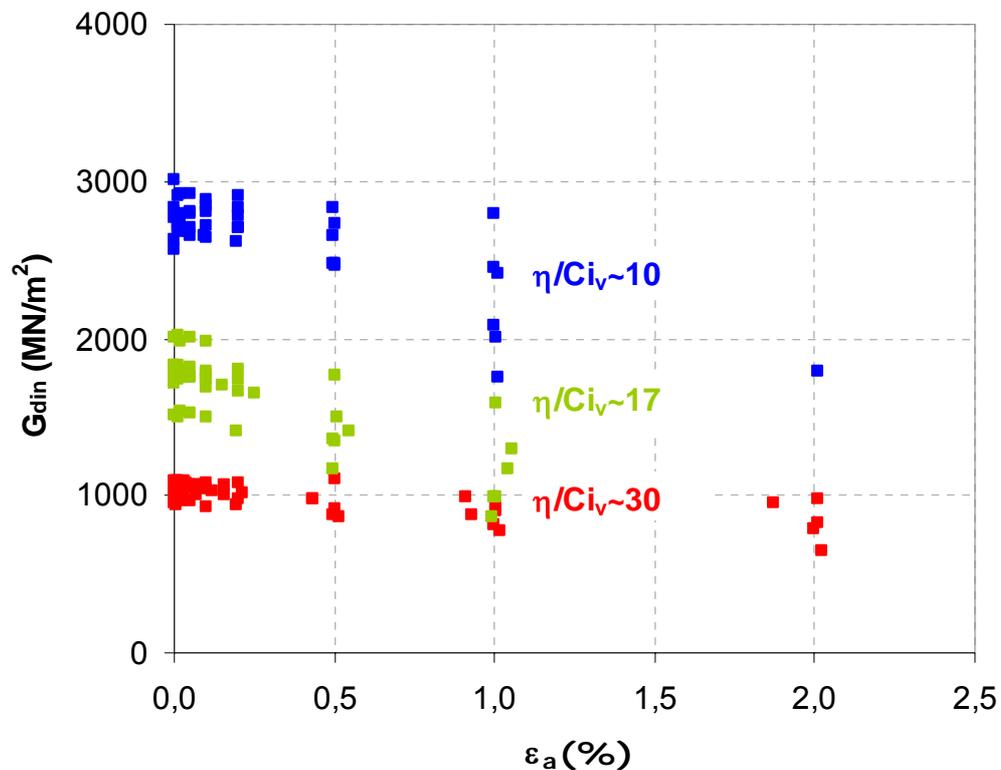


Figura 4.66 – Módulo cisalhante de todos os ensaios versus deformação axial.

A seguir (Tabela 4.7) temos os valores do módulo cisalhante inicial,  $G_0$  para cada amostra ensaiada com os *bender elements*, juntamente com o valor do fator vazios/cimento de cada amostra.

Tabela 4.7 –  $G_0$  das amostras medido com *bender elements*.

Ensaio	CP (kN/m <sup>2</sup> )	$\eta/Ci_v$	$G_0$ (MN/m <sup>2</sup> )
TRI 01	20	31,74	947,37
TRI 02	200	31,56	1037,15
TRI 03	400	31,69	1090,68
TRI 04	20	29,86	983,66
TRI 05	200	30,40	1061,14
TRI 06	400	29,93	1052,62
TRI 07	20	17,32	1720,52
TRI 08	200	17,33	1779,24
TRI 09	400	17,24	1832,7
TRI 10	20	17,07	2023,01
TRI 11	200	17,04	1824,89
TRI 12	400	16,70	1533,16
TRI 13	20	10,44	2631,09
TRI 14	200	10,26	2804,21
TRI 15	400	10,40	2767,62
TRI 16	20	10,04	2837,38
TRI 17	200	10,07	3003,73
TRI 18	400	10,07	2566,1

A seguir temos algumas correlações de  $G_0$  com dois fatores considerados importantes e fundamentais para reforçar o entendimento dos objetivos desta pesquisa (Figuras 4.67 e 4.68). Começaremos por correlacionar o  $G_0$  com a tensão confinante (Figura 4.67), onde observa-se

que para tensões confinantes maiores, o  $G_0$  tem uma tendência discreta de aumento. Analisando-se as duas figuras (Figuras 4.67 e 4.68) nota-se que quanto menor o fator vazios/cimento, maior será o valor de  $G_0$ .

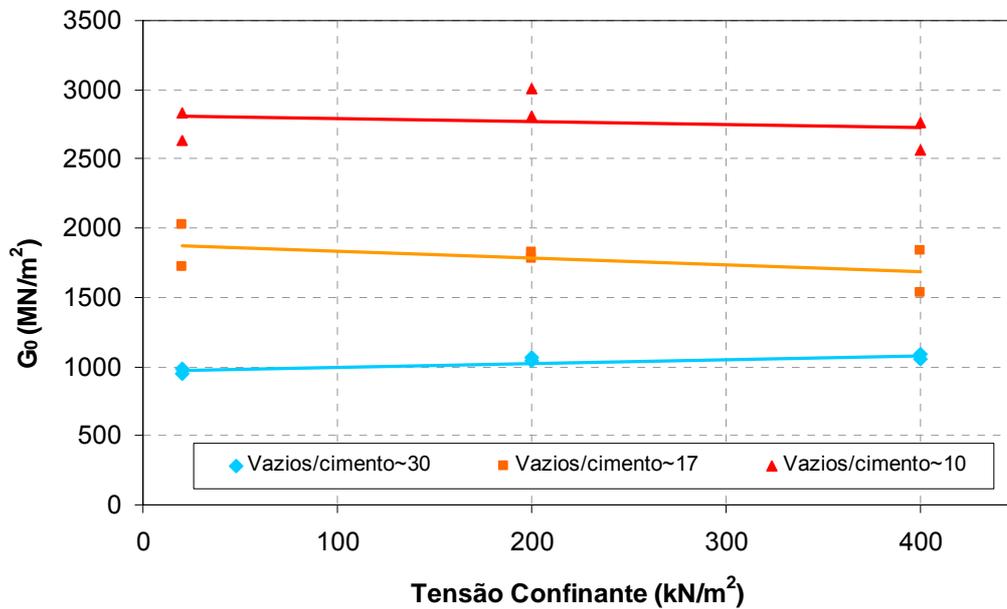


Figura 4.67 – Módulo cisalhante das amostras versus tensão confinante.

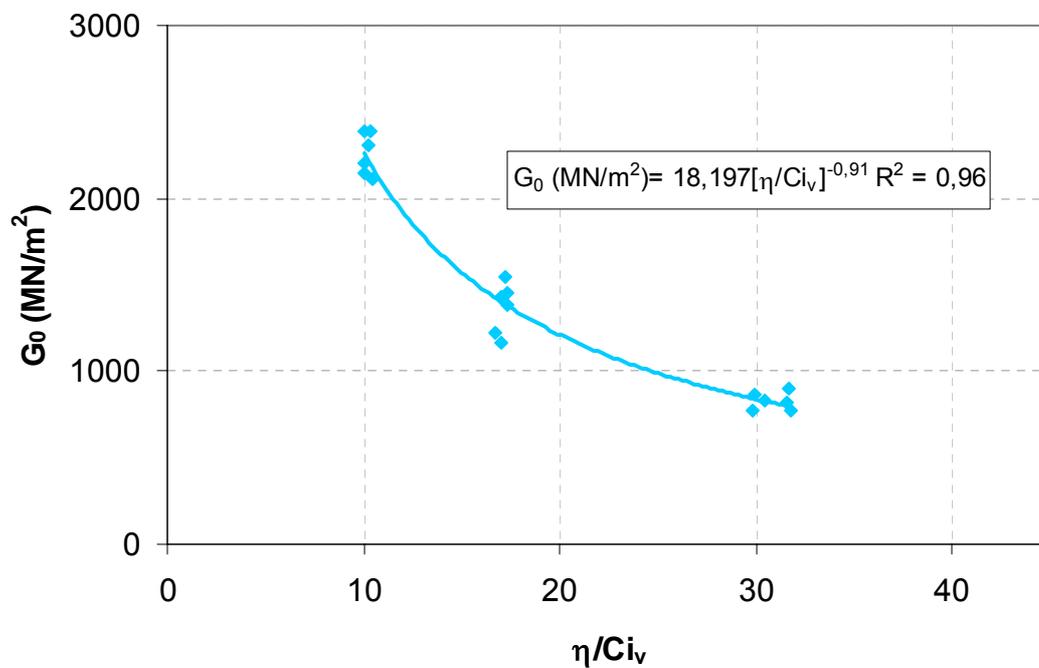


Figura 4.68 – Módulo cisalhante das amostras versus fator vazios/cimento.

Através da figura anterior (Figura 4.68) e a respectiva equação da curva gerada pelos resultados, pode-se utilizar o fator vazios/cimento para relacionar a resistência à compressão simples e sua respectiva equação (Figura 4.5) com o módulo cisalhante inicial  $G_0$ , gerando assim uma nova equação. As equações individuais que foram determinadas pelo comportamento do material e sua relação estão a seguir.

- Equação de compressão simples ( $q_u$ ) x  $\eta/Ci_v$

$$\rightarrow q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 29266 [\eta/Ci_v]^{-1,35} \quad (4.1)$$

- Equação do módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) x  $\eta/Ci_v$

$$\rightarrow G_0 \text{ (MN/m}^2\text{)} = 18197 [\eta/Ci_v]^{-0,91} \quad (4.2)$$

**- Equação resultante da combinação das equações anteriores**

$$\rightarrow \frac{G_0}{q_u} \cong 622 \left( \frac{\eta}{Ci_v} \right)^{0,44} \quad (4.3)$$

Tal equação permite determinar  $G_0$  para amostras ensaiadas à compressão simples, tendo-se o valor da resistência ( $q_u$ ) e o fator vazios/cimento ( $\eta/Ci_v$ ) de amostras ensaiadas. É importante ressaltar que para concreto, a norma brasileira (NBR 6118/2003) sugere a existência de uma relação  $E_{ci} = 5600 \cdot (f_{ck})^{0,5}$ , onde  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade e o  $f_{ck}$  é a resistência à compressão simples definida para um tempo de cura de 28 dias. Nesta tese apresenta-se pela primeira vez uma relação para solo-cimento, verificando-se a originalidade da proposta. É importante ressaltar que para solo-cimento, as variáveis  $\eta$  e  $Ci_v$  são importantes na correlação proposta.

### 4.3.8 Dilatância das amostras

A seguir teremos o comportamento tensão ( $q/p'$ ) versus dilatância ( $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ ) das amostras ensaiadas ( $\varepsilon_v = \Delta V/V$  e  $\varepsilon_s = \varepsilon_a - (\varepsilon_v/3)$ ), primeiramente os gráficos (Figuras 4.69 a 4.74) divididos pelas porcentagens de cimento utilizadas.

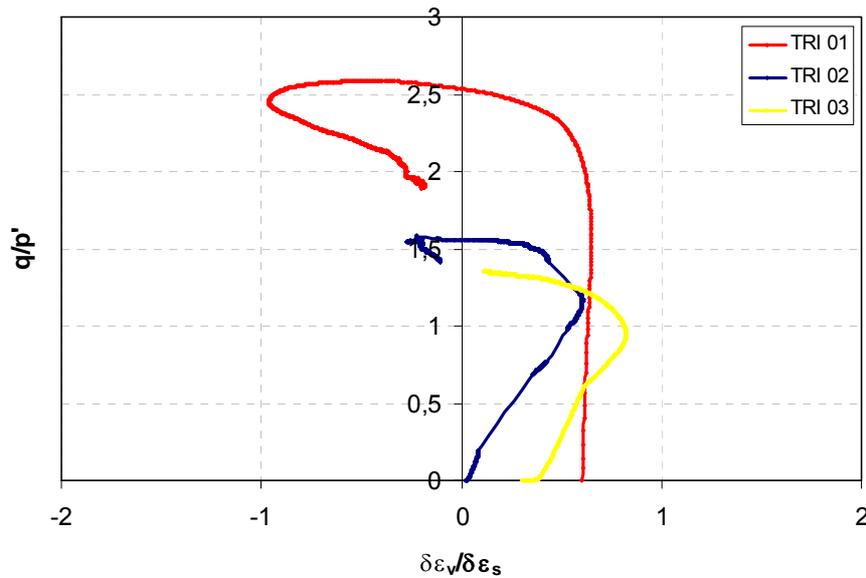


Figura 4.69 – Tensão-dilatância de amostras com 3,0% de cimento e índice de vazios inicial de 0,78.

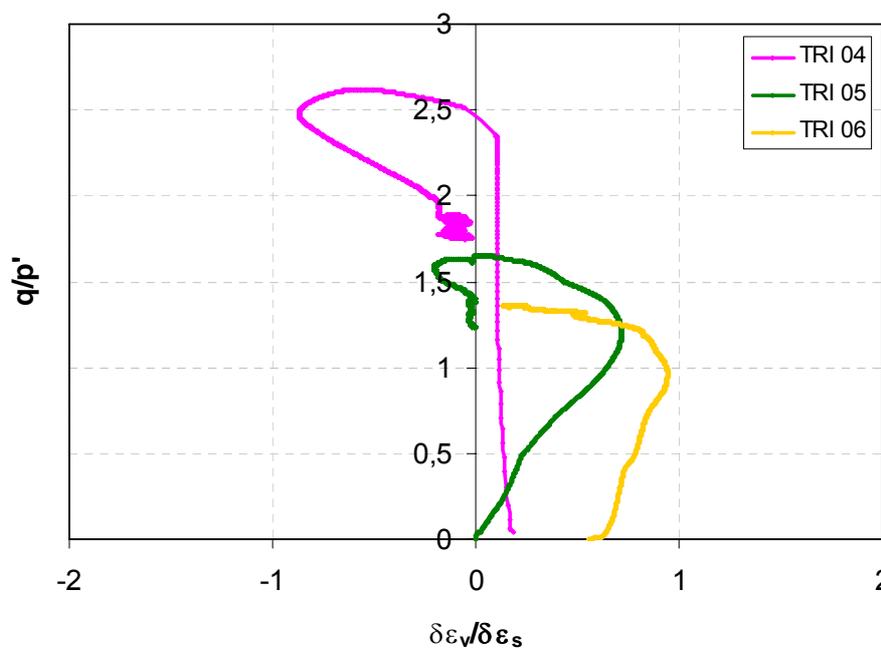


Figura 4.70 – Tensão-dilatância de amostras com 3,3% de cimento e índice de vazios inicial de 0,81.

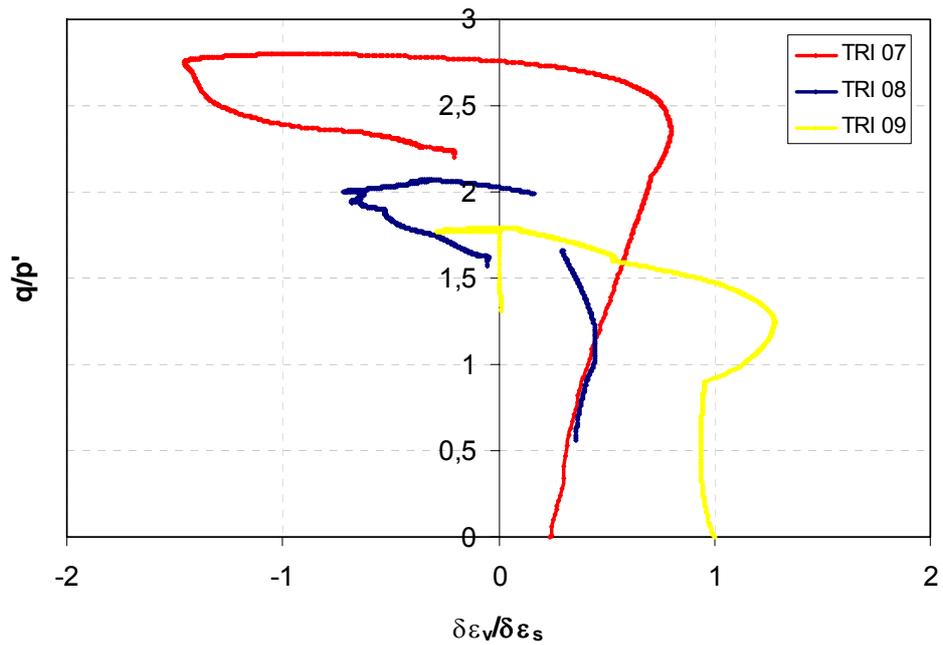


Figura 4.71 – Tensão-dilatância de amostras com 5,06% de cimento e índice de vazios inicial de 0,71.

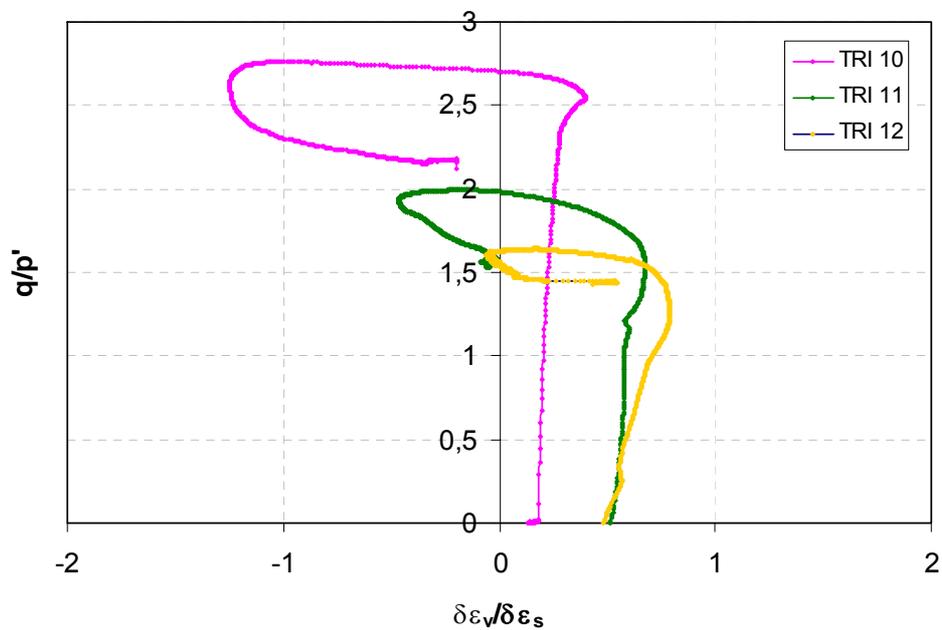


Figura 4.72 – Tensão-dilatância de amostras com 6,0% de cimento e índice de vazios inicial de 0,80.

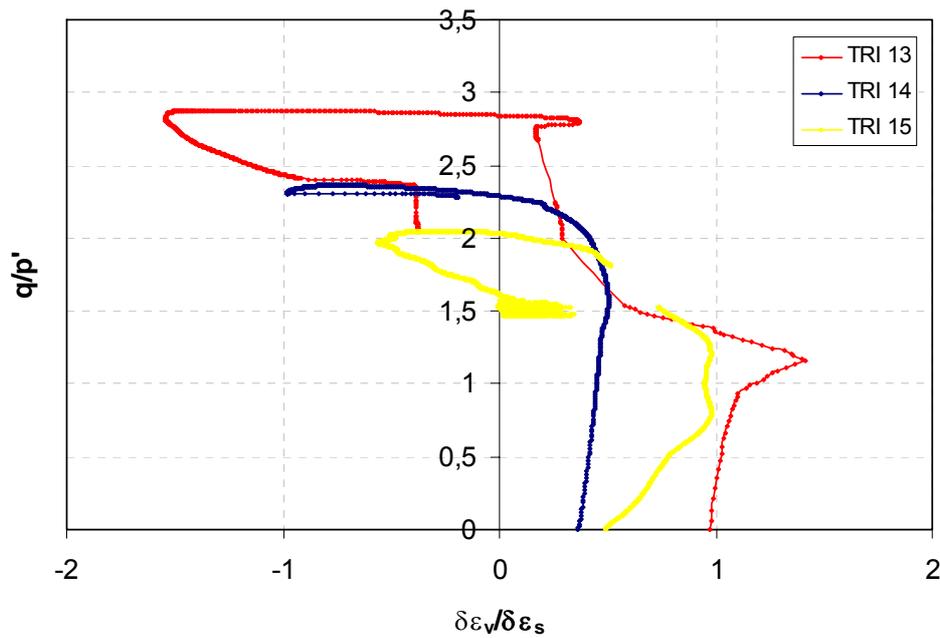


Figura 4.73 – Tensão-dilatância de amostras com 8,6% de cimento e índice de vazios inicial de 0,70.

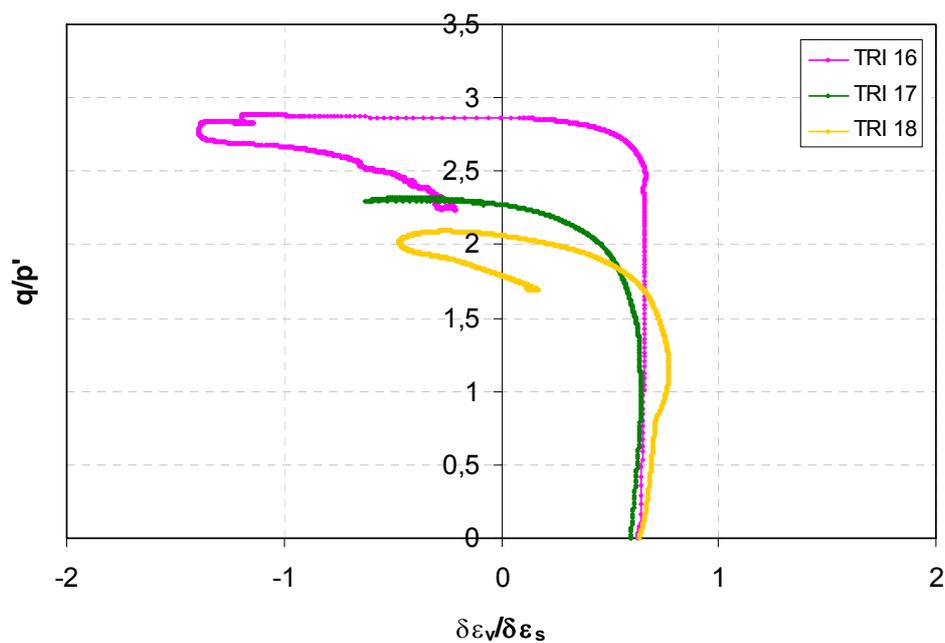


Figura 4.74 – Tensão-dilatância de amostras com 10,3% de cimento e índice de vazios inicial de 0,80.

Verifica-se pelas figuras anteriores que todos os ensaios apresentaram curvas dilatantes típicas de areias cimentadas, onde inicialmente no plano  $q/p' \times \delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$  existe um trecho vertical, considerado elástico (aumento de  $q/p'$

e  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s \sim \text{constante}$ ), ocorreram casos onde este trecho é inclinado, a razão para isto será discutida posteriormente. Logo após este trecho localiza-se o ponto de plastificação e o comportamento da curva muda bruscamente ( $q/p' \sim \text{constante}$  e  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  varia) tornando-se praticamente horizontal (zona de plastificação, pico de ruptura e determinação do plano de ruptura, quando o mesmo existir) atingindo uma dilatância máxima. No trecho final ocorre uma queda na razão  $q/p'$  e há uma variação da dilatância do material, tendendo o mesmo a atingir gradualmente seu estado último ou crítico, onde  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s=0$ . Segundo Prietto (2004), a cimentação restringe a dilatância inicial do material. Sendo a mesma, resultado do balanço de energia que deve ser satisfeito, onde o trabalho realizado externamente deve ser compensado internamente. Ainda segundo Prietto (2004).

[...] Em presença de cimentação, o trabalho disponível para ser dissipado no atrito é menor por um período. Assim que o processo de degradação se intensifica, a dilatação progride e aumenta mesmo após a queda da relação de tensões. Ao final, o trabalho é totalmente de natureza friccional e o material tende a atingir  $D=1$  ( $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$ ), isto é, o estado crítico.

[...] No ponto de máxima dilatância, a coesão entre as partículas foi totalmente eliminada e o material percorre uma trajetória de inclinação  $K$  onde o comportamento é teoricamente e integralmente friccional.

Através da dilatância das figuras acima (4.69 a 4.74) pode-se determinar o ponto de plastificação das amostras com certa precisão, principalmente nos ensaios mais cimentados e com menor tensão confinante. Nota-se ainda que para uma mesma porcentagem de cimento, quanto menor a tensão confinante, maior é a razão  $q/p'$  atingida pela amostra. Algumas amostras com menor cimentação e tensão confinante maior, apresentam uma inclinação na região inicial da dilatância (região considerada elástica, teoricamente vertical para solos cimentados) com o aumento da razão  $q/p'$ , isto, segundo Coop e Willson (2003) pode ser devido a uma mudança no

coeficiente de Poisson ou por ocorrência de plastificação devido a aplicação da tensão de confinamento anterior ao ponto de plastificação por cisalhamento da amostra.

A seguir temos as figuras 4.75 a 4.77 separadas pelas diferentes tensões de confinamento.

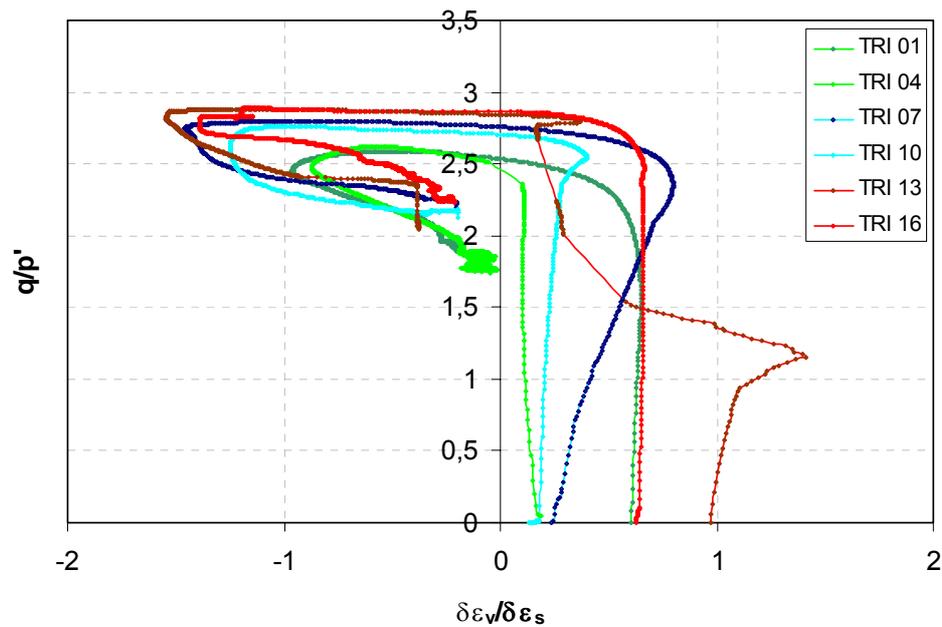


Figura 4.75 – Tensão-dilatância de amostras com  $\sigma_3' = 20\text{kN/m}^2$ .

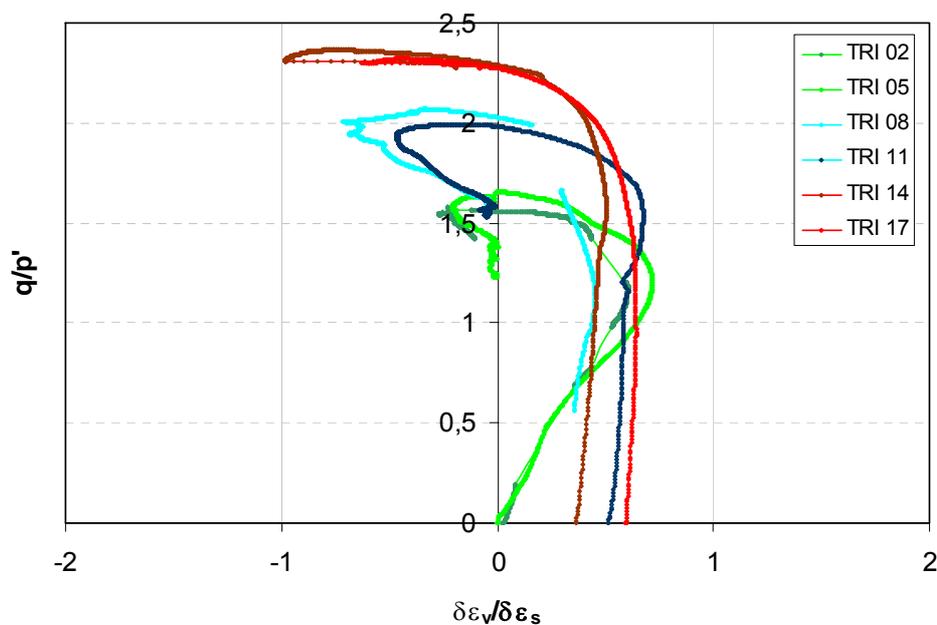


Figura 4.76 – Tensão-dilatância das amostras com  $\sigma_3' = 200\text{kN/m}^2$ .

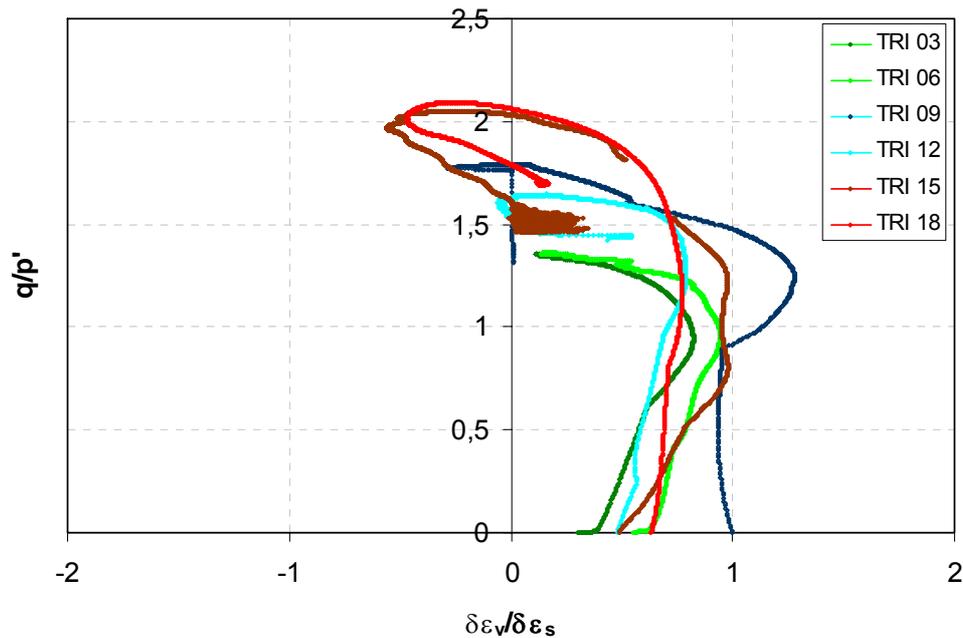


Figura 4.77 – Tensão-dilatância das amostras com  $\sigma_3' = 400 \text{ kN/m}^2$ .

Pode-se constatar que para mesmas tensões de confinamento, diferentes porcentagens de cimento e distintos índices de vazios, as amostras atingem uma razão  $q/p'$  praticamente igual após o ponto de plastificação (trecho teoricamente horizontal), onde ocorre a ruptura e a criação do plano de ruptura quando o mesmo existir nas amostras, desde que as amostras tenham o mesmo fator vazios/cimento ( $\eta/Ci_v$ ). Quanto maior o fator vazios/cimento ( $\eta/Ci_v$ ), maior é a razão  $q/p'$  e maior é a dilatância máxima atingida pelas mesmas, para uma mesma tensão de confinamento.

As figuras de 4.78 a 4.80 ilustram a dilatância das amostras separadas pelo fator vazios/cimento.

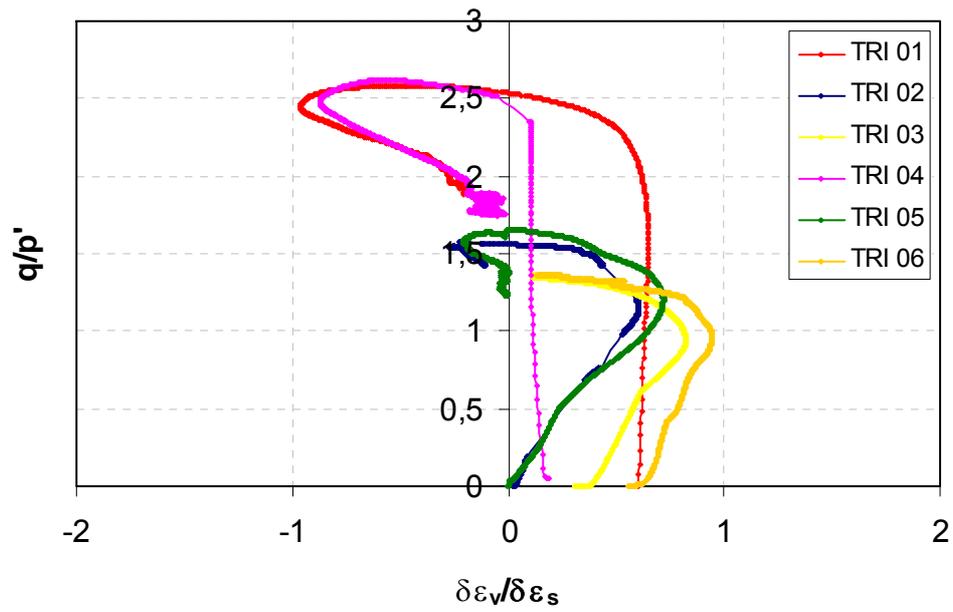


Figura 4.78 – Tensão-dilatância das amostras com fator vazios/cimento~30.

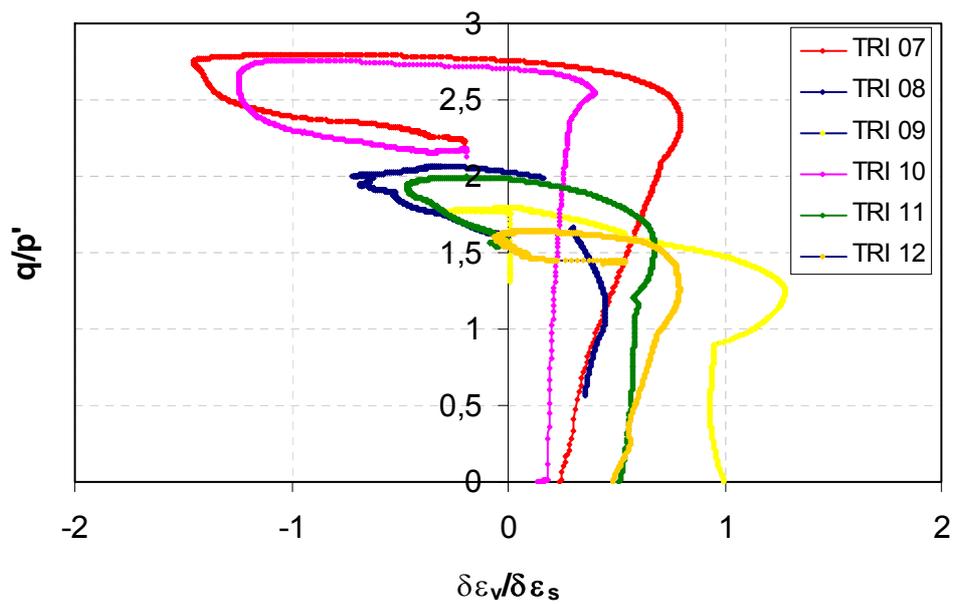


Figura 4.79 – Tensão-dilatância das amostras com fator vazios/cimento~17.

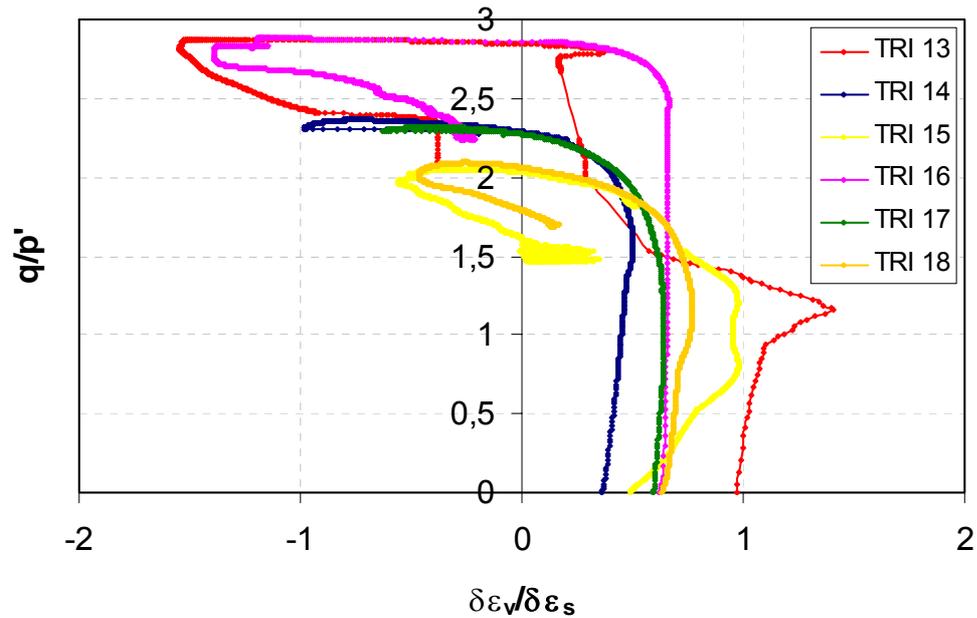


Figura 4.80 – Tensão-dilatância das amostras com fator vazios/cimento~10.

As amostras com mesmo fator vazios/cimento comportam-se de maneira similar quanto à dilatância. A razão  $q/p'$  máxima atingida pelas amostras é praticamente a mesma, não levando-se em conta a tensão de confinamento.

Na figura 4.81, a seguir, estão todos os ensaios agrupados.

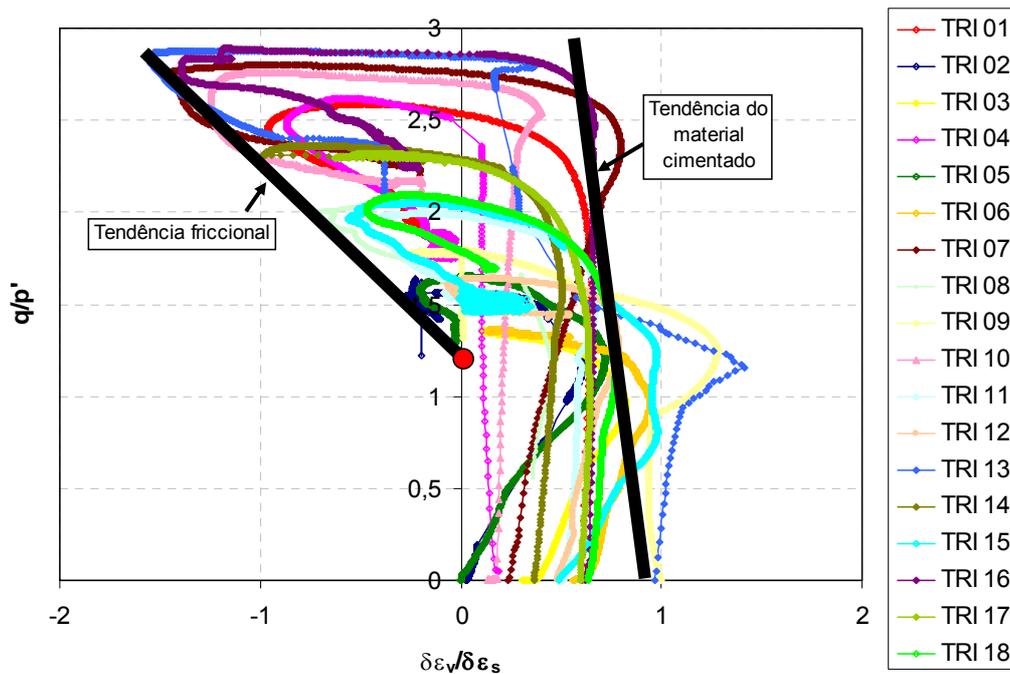


Figura 4.81 – Tensão-dilatância de todas as amostras ensaiadas.

Analisando-se a figura 4.81 e estimando-se uma tendência friccional considerando todas as amostras, nota-se que a reta corta o eixo das ordenadas ( $q/p'$ ) num valor de  $M$  praticamente igual ao valor de  $M$  encontrado por Santos (2008) para areia sem cimentação (Ver Figura 4.82). Pode-se observar mais claramente na figura 4.83, onde são apresentadas as amostras com e sem cimento.

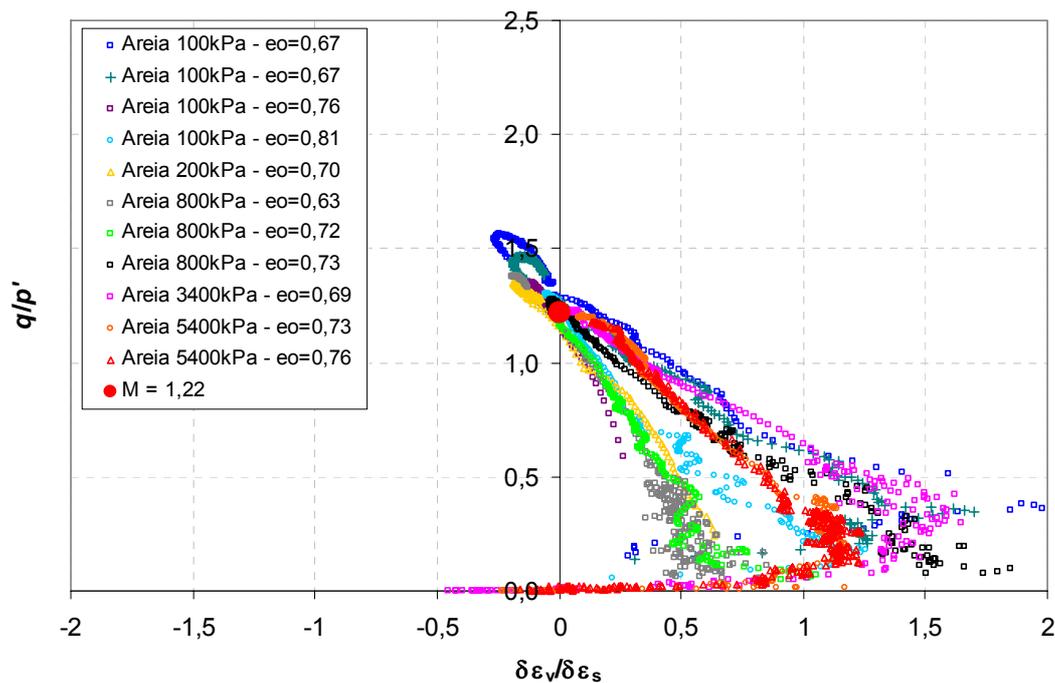


Figura 4.82 – Dilatância de ensaios realizados na areia (Santos, 2008)

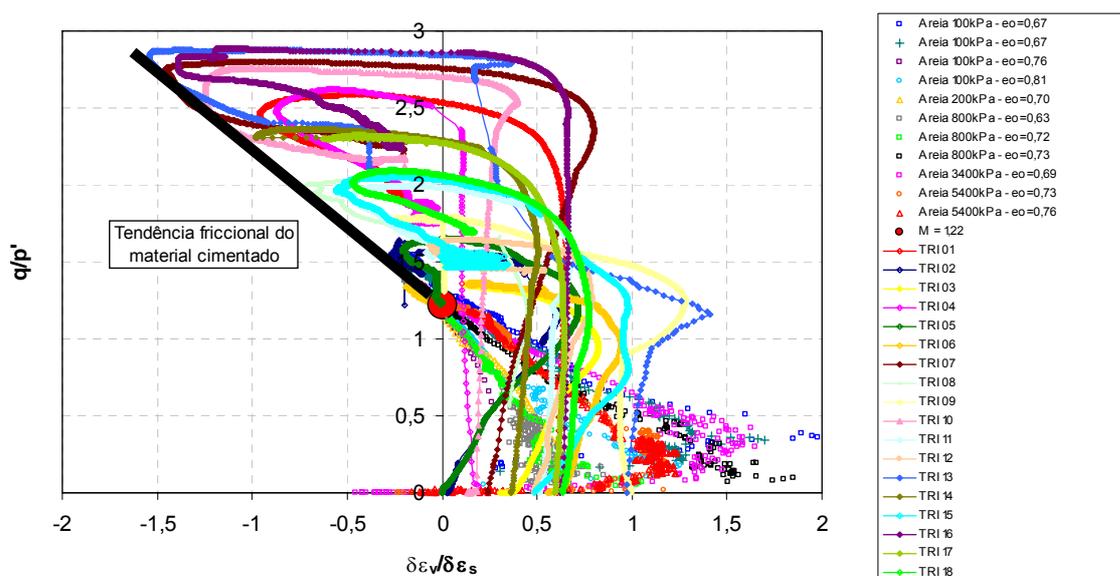


Figura 4.83 – Dilatância da areia com e sem cimentação.

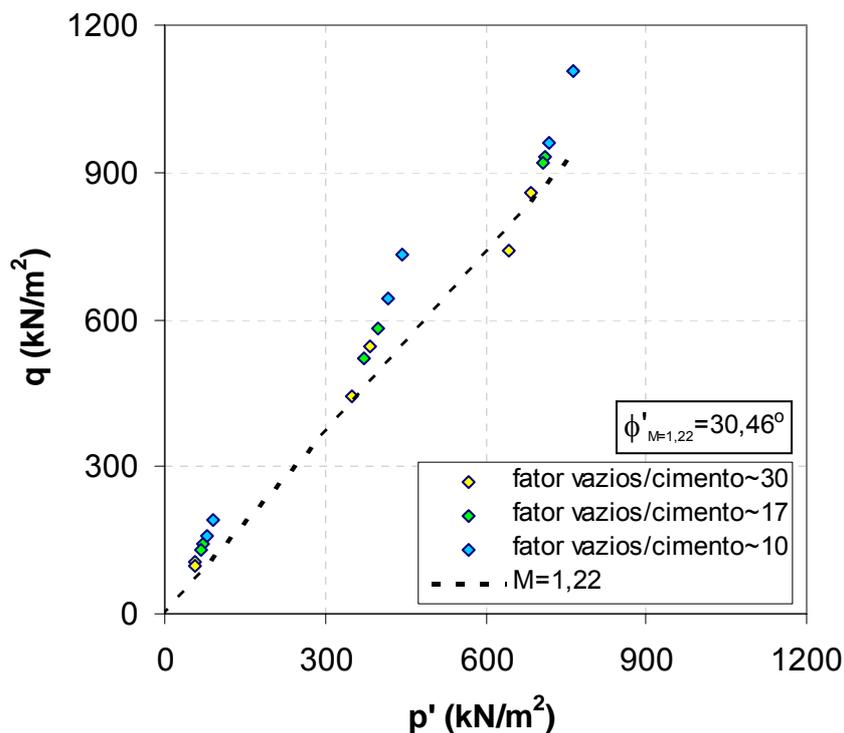


Figura 4.84 – Envoltórias residuais para areia com e sem cimentação.

Através da figura 4.84 observa-se que o valor de  $M=1,22$  para as amostras cimentadas e não cimentadas, fornece uma boa aproximação das envoltórias, sendo corroborados por Santos (2008), onde obteve-se uma mesma envoltória crítica para a areia com e sem cimento. Os pontos localizados mais acima da envoltória com  $M=1,22$  (para fatores vazios/cimento~10 e 17) podem ser corroborados pelas curvas de tensão-dilatância, que após a dilatância máxima das amostras, onde tem-se uma tendência de comportamento puramente friccional, houve um desvio da trajetória onde os valores de  $M$  foram superiores ao 1,22. Este comportamento deve-se provavelmente a tendência puramente friccional do material, ocasionando uma não homogeneidade da amostra nesta fase de ensaio.

#### 4.4 Ensaio triaxiais no solo residual de arenito Botucatu (SRAB)

Estudos de Consoli *et. al.* (2007) e Lautenschläger (2007), foram realizados com intuito de avaliar o comportamento do SRAB em termos do fator vazios/cimento em tensões de confinamento de 20, 200 e 400kN/m<sup>2</sup>, para isso foram realizados ensaios triaxiais com estas tensões efetivas. Os estudos foram realizados para  $\eta/Ci_v \sim 20, 25$  e 30. E os resultados juntamente com a tabela de dosagens estão a seguir (Tabela 4.8, e Figuras 4.85 a 4.94).

Tabela 4.8 – Dosagem em triaxiais no SRAB.

Ensaio SRAB	TC (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\eta$ (%)	$Ci_v$ (%)	$\eta/(Ci_v)^{0,28}$	$q_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )
TRI 01	20	1,73	36,0	7,87	20,2	3156
TRI 01 <sub>a</sub>	20	1,73	34,8	4,45	22,9	2311
TRI 02	200	1,69	36,8	7,86	20,2	4485
TRI 03	400	1,72	36,2	7,82	20,5	3930
TRI 04	20	1,94	27,0	2,83	20,2	2474
TRI 04 <sub>a</sub>	20	1,97	26,5	3,23	19,1	3167
TRI 05	200	1,97	25,9	2,87	19,3	3500
TRI 06	400	1,97	26,1	2,83	20,1	3488
TRI 07	20	1,73	35,4	4,15	23,8	1671
TRI 07 <sub>a</sub>	20	1,73	34,3	1,75	29,3	1050
TRI 08	200	1,71	36,1	4,16	23,7	2627
TRI 09	400	1,73	35,7	4,16	23,7	2731
TRI 10	20	1,94	26,9	1,29	25,1	1445
TRI 10 <sub>a</sub>	20	1,97	25,4	1,28	23,7	2056
TRI 11	200	1,96	26,7	1,31	23,8	1833
TRI 12	400	1,96	26,0	1,31	23,8	2756
TRI 13	20	1,72	35,2	1,43	31,8	892
TRI 13 <sub>a</sub>	20	1,73	34,9	0,63	39,7	512
TRI 14	200	1,73	35,0	1,44	31,4	1020
TRI 15	400	1,71	35,5	1,44	31,4	1373
TRI 16	20	1,95	26,2	0,45	32,9	1174
TRI 16 <sub>a</sub>	20	1,97	25,3	0,47	31,4	1557
TRI 17	200	1,94	26,6	0,45	31,8	1299
TRI 18	400	1,93	27,0	0,45	31,8	1747

<sub>a</sub> – ensaios complementares realizados por Consoli *et. al.* (2007).

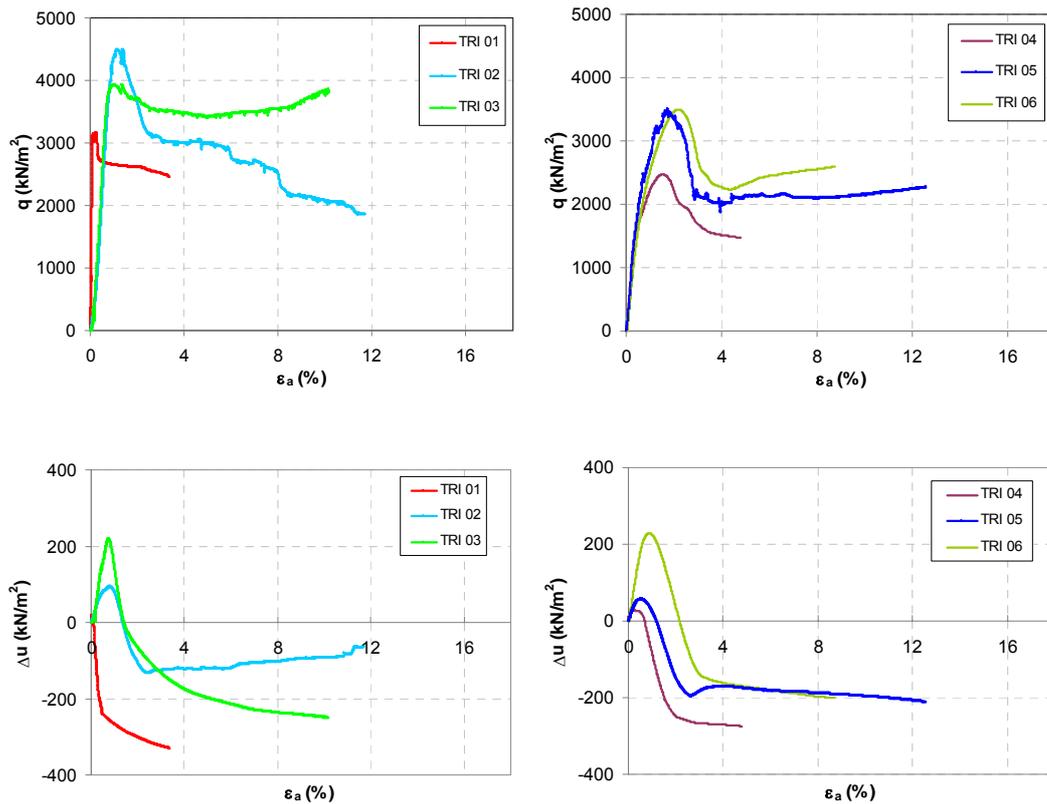


Figura 4.85– Tensão-deformação e geração de poro-pressão para  $\eta/Ci_v \sim 20$ .

Analisando os ensaios acima (Figura 4.85) pode-se constatar a presença de pico de ruptura pronunciado, com posterior queda da tensão-desvio após a ruptura da amostra. Quanto à geração de poro-pressão verifica-se que inicialmente há a geração de poro-pressão positiva, tornando a ter a geração da poro-pressão negativa anteriormente à ruptura.

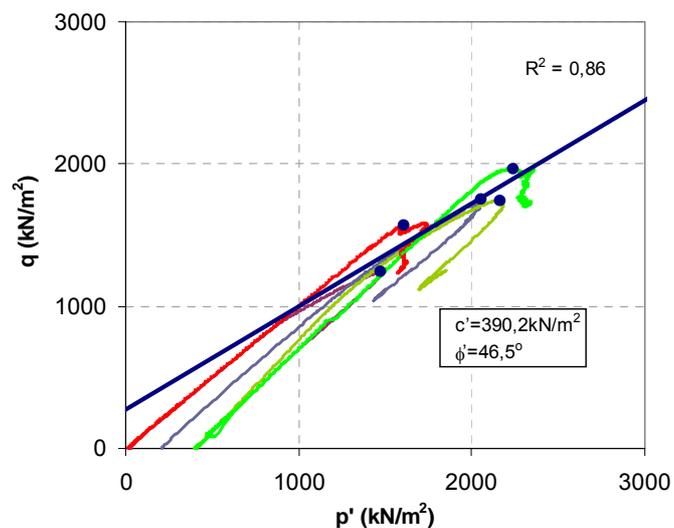


Figura 4.86–Trajetórias e envoltória de tensões para amostras com  $\eta/Ci_v \sim 20$ .

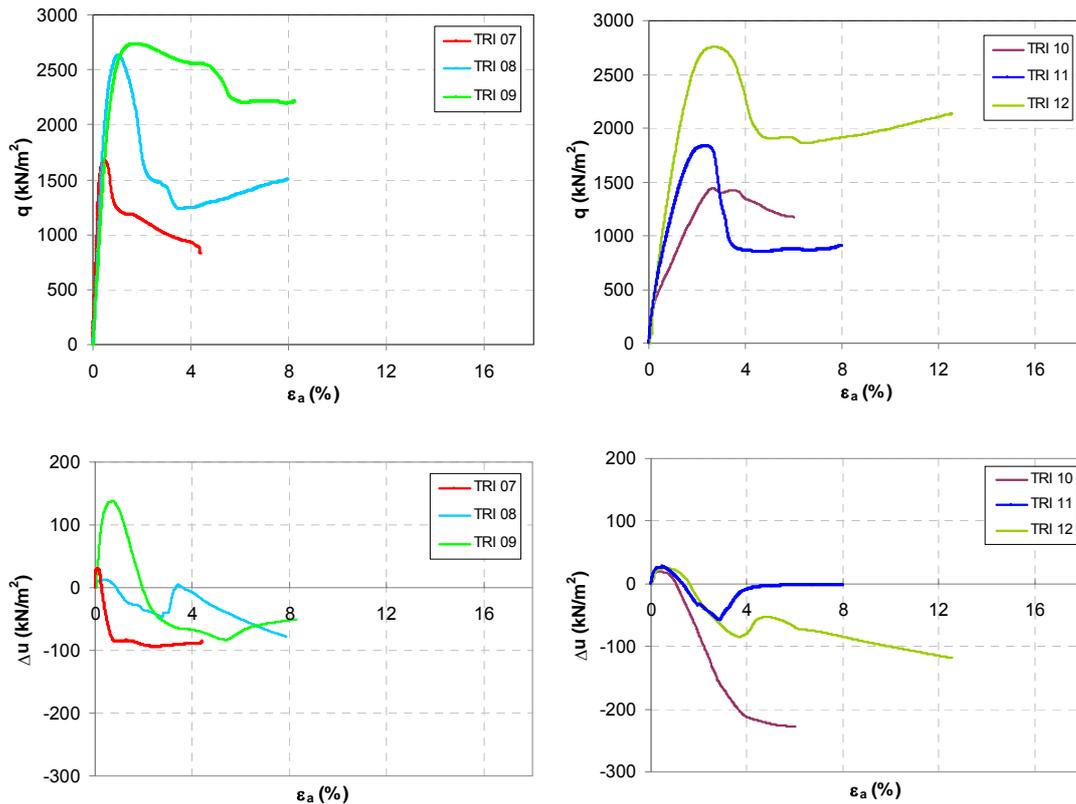


Figura 4.87 – Tensão-deformação e geração de poro-pressão  $\eta/Ci_v \sim 25$ .

Analisando os ensaios (Figura 4.87) acima verifica-se a presença de pico de ruptura pronunciado, com posterior queda da tensão-desvio após a ruptura da amostra. Quanto à geração de poro-pressão verifica-se que inicialmente há a geração de poro-pressão positiva, tornando a ter a geração da poro-pressão negativa anteriormente à ruptura.

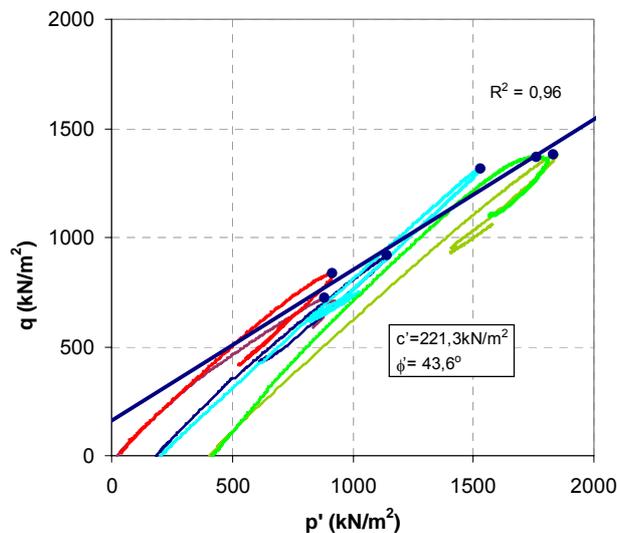


Figura 4.88-Trajetórias e envoltória de tensões para amostras com  $\eta/Ci_v \sim 25$ .

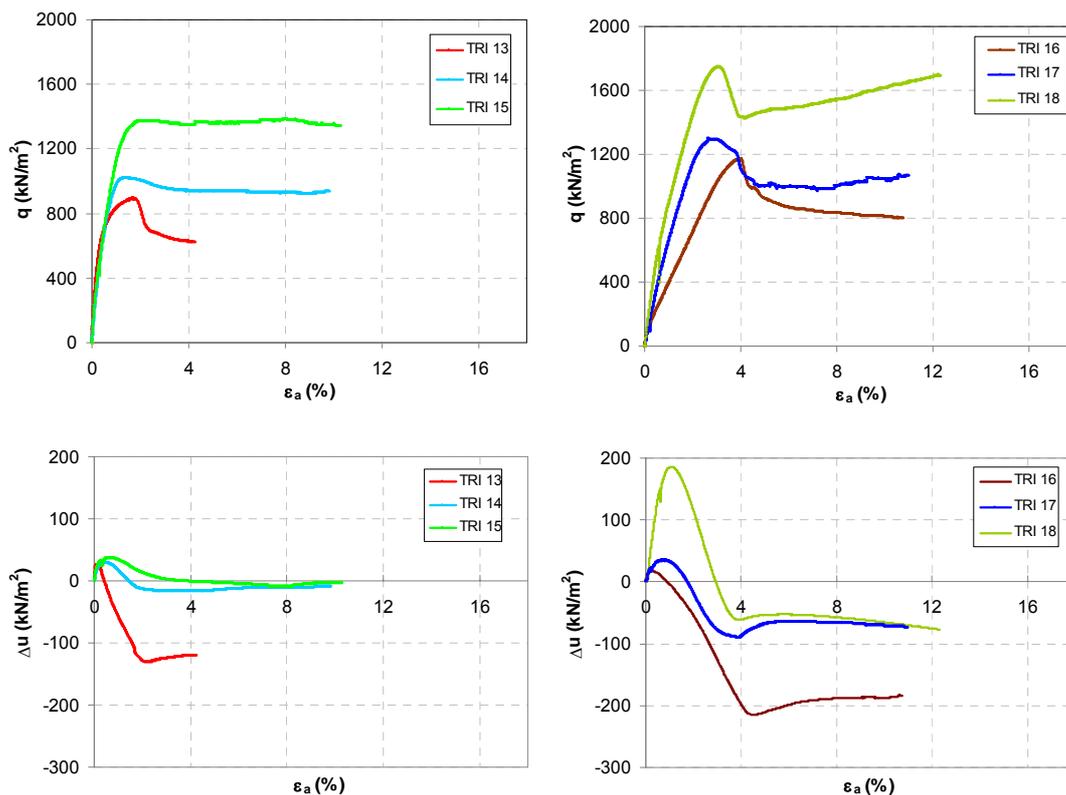


Figura 4.89 – Tensão-deformação e geração de poro-pressão  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

Analisando os ensaios acima (figura 4.89) pode-se constatar a presença de pico de ruptura pronunciado, com posterior queda da tensão-desvio após a ruptura da amostra. Quanto à geração de poro-pressão verifica-se que inicialmente há a geração de poro-pressão positiva, tornando a ter a geração da poro-pressão negativa anteriormente à ruptura.

A seguir (Figura 4.90) são apresentadas as trajetórias e a envoltória de ruptura para as amostras com o fator vazios/cimento  $\sim 30$ .

Na figura 4.91 apresenta-se as envoltórias agrupadas.

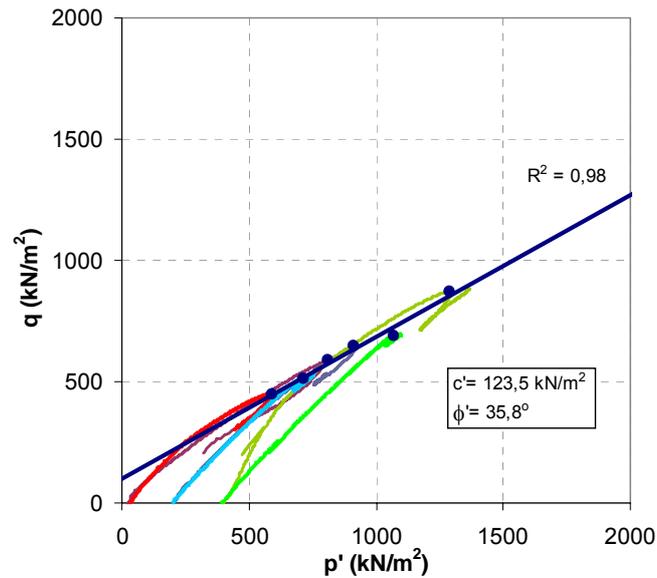


Figura 4.90-Trajetórias e envoltória de tensões para amostras com  $\eta/Ci_v \sim 30$ .

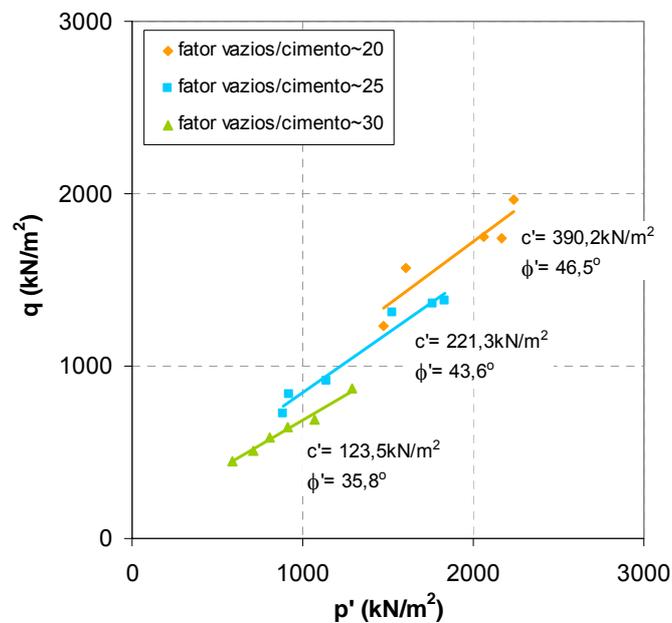


Figura 4.91– Trajetórias e envoltória de tensões do arenito Botucatu.

Sobre as curvas tensão-deformação temos em geral um comportamento mais resistente, quanto maior for a tensão confinante e quantidade de cimento. ou quanto menor for o fator vazios/cimento

Analisando as envoltórias de ruptura do solo residual de arenito Botucatu, verifica-se que quanto maior o fator vazios/cimento, menor é o

ângulo de atrito das amostras ensaiadas, e menor é o intercepto coesivo dos mesmos.

A seguir (Figuras 4.92 e 4.93) temos os resultados do ângulo de atrito e do intercepto coesivo em função do fator vazios/cimento, juntamente com os resultados do arenito estão os resultados para a areia de Osório. Verifica-se então uma tendência de comportamento, semelhante com a da areia, onde para fatores vazios/cimento maiores, o ângulo de atrito médio e o intercepto coesivo tendem a cair.

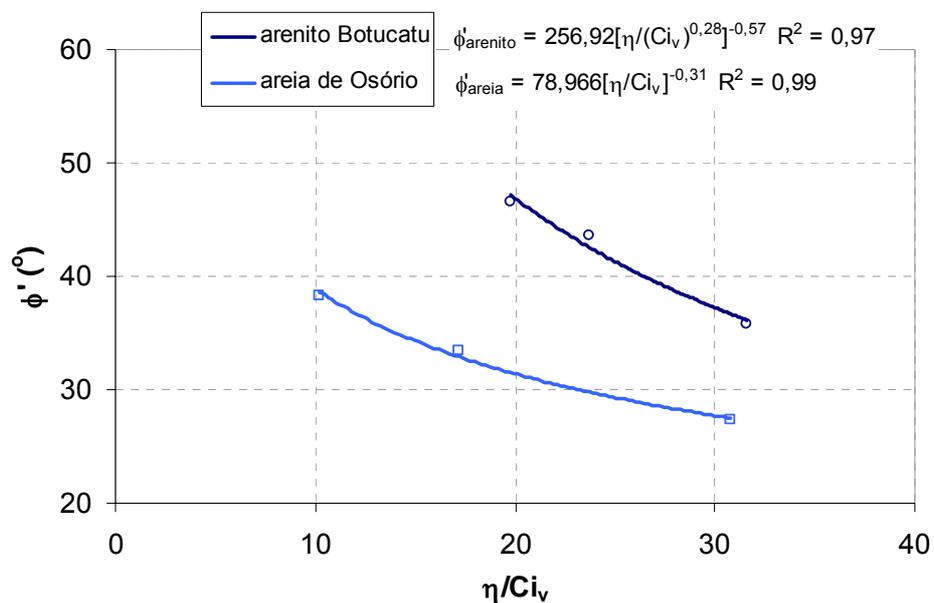


Figura 4.92 – Relação  $\phi'$  versus fator vazios cimento.

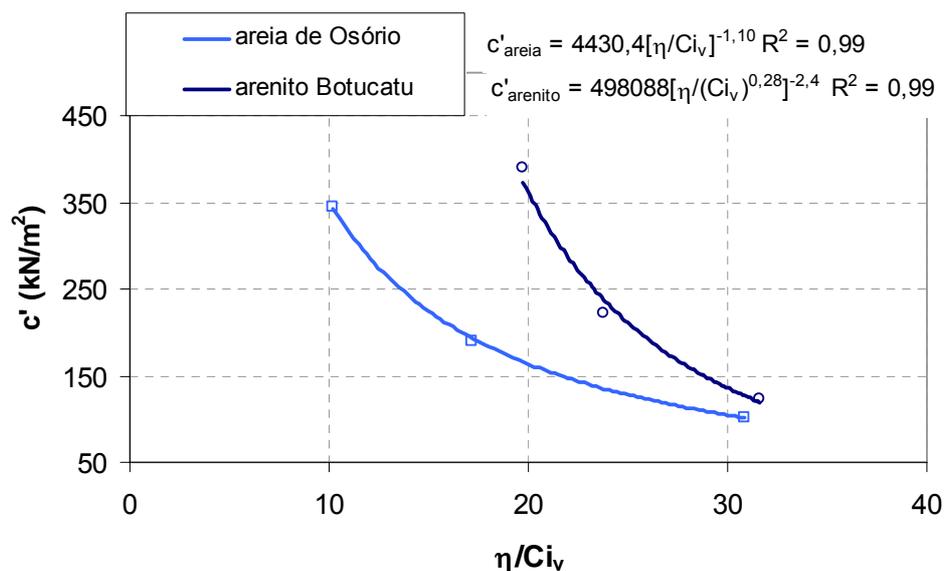


Figura 4.93 – Relação  $c'$  versus fator vazios cimento.

A seguir (Figura 4.94) temos o fator vazios/cimento relacionado com a tensão desvio das amostras de arenito Botucatu, os resultados foram agrupados com os dados de Foppa, (2005) de resistência à compressão simples.

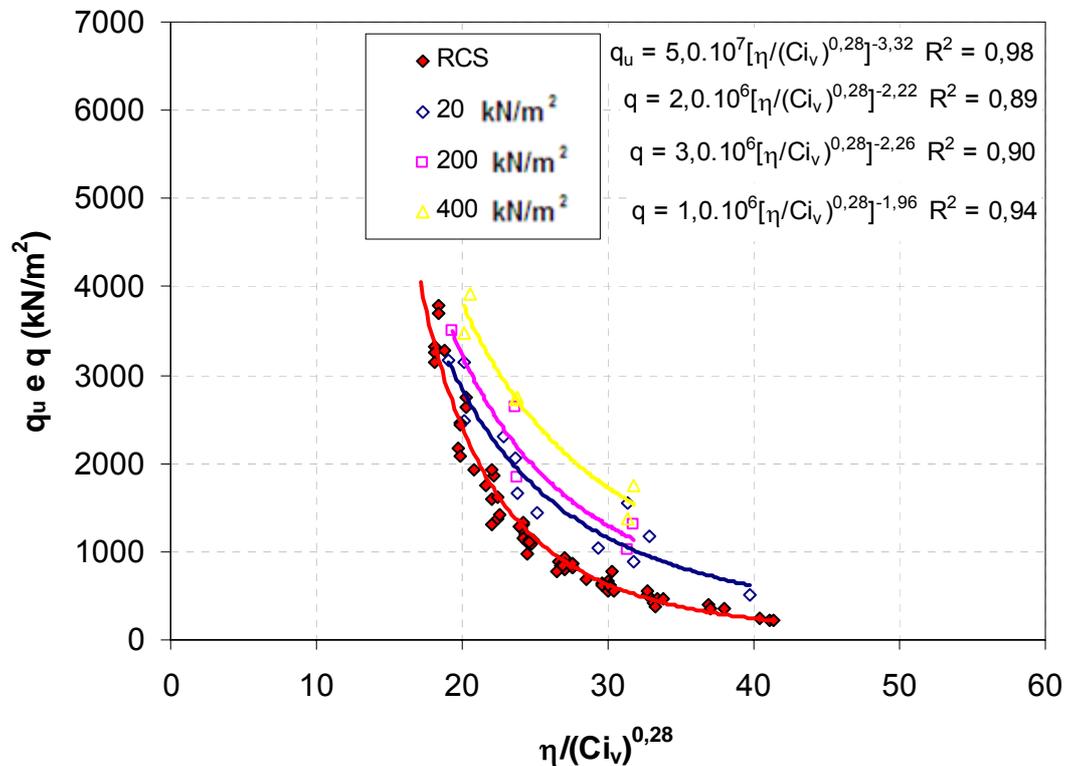


Figura 4.94 – Relação vazios/cimento para o arenito Botucatu.

Nota-se que para tensões confinantes maiores a resistência também aumentam, como visto para a areia de Osório. Para fatores vazios/cimento maiores a resistência diminui. A figura anterior pode ser utilizada para a dosagem do solo residual de arenito Botucatu com cimento, onde estima-se um valor para o fator vazios/cimento e através das curvas encontra-se a resistência correspondente, para as suas específicas tensões de confinamento.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões desta pesquisa, baseadas nos objetivos pretendidos e nos resultados obtidos dos ensaios e análises.

Quanto à resistência à compressão simples pode-se concluir que:

- É diretamente proporcional ao teor de cimento das amostras, pois quanto maior o teor de cimento nas mesmas, maior será a sua resistência à compressão simples;
- É inversamente proporcional à porosidade, pois quanto maior for a porosidade das amostras, menor será a sua resistência à compressão simples;
- É inversamente proporcional ao fator vazios/cimento, tanto em função do volume de vazios/volume de cimento ( $V_v/V_{ci}$ ), quanto em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento ( $\eta/Ci_v$ ), pois quanto menor o fator vazios/cimento, maior será a sua resistência à compressão simples.
- O expoente de ajuste da curva  $q_u \times \eta/Ci_v$  para a areia de Osório é igual a 1.

Quanto à sucção pode-se concluir que:

- A mesma variou de 0,2 a 8,2kPa, com valor médio de 5,3 kPa, considerou-se que a mesma não teve influência na resistência à compressão simples das amostras.

Quanto à comparação da areia de Osório com outros solos pode-se concluir que:

- O fator vazios/cimento constitui-se num bom parâmetro de dosagem tanto para a areia de Osório quanto para os outros solos estudados;
- 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 ( $\eta/(C_{i_v})^{\text{expoente}}$ ) nas curvas  $q_u \times \eta/(C_{i_v})^{\text{expoente}}$ ;

Quanto à Tensão-deformação nos ensaios triaxiais pode-se concluir que:

- Quanto maior a cimentação das amostras maior a tensão desvio “q” atingida pelas mesmas;
- Todas as amostras apresentaram plano de ruptura no cisalhamento;
- Quanto maior a tensão de confinamento efetiva das amostras, maior a tensão desvio “q” atingida pelas mesmas, para uma mesma porcentagem de cimento;
- Quanto maior a tensão de confinamento efetiva, menos brusca é a queda de resistência no pós-pico. Esta queda acentua-se quanto maior for a porcentagem de cimento nas amostras.
- Amostras com mesmo fator vazios/cimento tiveram um comportamento muito semelhante (praticamente unívoco) tanto em termos de tensão-deformação quanto em termos de variação volumétrica.

Quanto às envoltórias de tensões pode-se concluir que:

- Quanto maior o fator vazios/cimento, menor será o intercepto coesivo e o ângulo de atrito do material;

- O fator vazios/cimento tem uma forte correlação para com o intercepto coesivo do material em questão ( $c'$ ).

Quanto à rigidez das amostras pode-se concluir que:

- Quanto maior a tensão de confinamento efetiva, maior a rigidez do material;
- Quanto maior a porcentagem de cimento, maior a rigidez das amostras;
- Quanto menor o fator vazios/cimento, maior a rigidez das amostras.

Quanto ao módulo cisalhante ( $G_{din}$ ) das amostras pode-se concluir que:

- Quanto menor o fator vazios/cimento, maior é o módulo cisalhante das amostras;

Quanto ao módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) das amostras pode-se concluir que:

- Quanto menor o fator vazios/cimento, maior é o módulo cisalhante inicial das amostras;
- Através da correlação das equações do fator vazios/cimento das figuras 4.7 e 4.71, estabelece-se uma relação entre o  $G_0$  e a resistência à compressão simples das amostras.

**- Equação resultante da combinação das equações anteriores**

$$\rightarrow \frac{G_0}{q_u} \cong 622 \left( \frac{\eta}{C i_v} \right)^{0,44}$$

Quanto à dilatação das amostras pode-se concluir que:

- As amostras apresentaram curvas típicas (plano  $q/p'$  x  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ ) de solos cimentados, com um trecho “vertical” inicialmente, ponto de plastificação claramente definido, trecho horizontal, de plastificação e formação do plano de ruptura, atingindo dilatação máxima neste trecho. Finalizando com um trecho de queda na relação  $q/p'$  e queda na dilatação, tendendo ao comportamento exclusivamente friccional até atingir o estado último ou crítico onde  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$ .
- As amostras com mesmo fator vazios/cimento têm um comportamento dilatante muito semelhante, levando-se em conta a tensão de confinamento efetiva das amostras.
- Quanto menor o fator vazios/cimento, maior é o valor da razão  $q/p'$  atingido pelas amostras nas curvas tensão-dilatação.

Quanto aos ensaios CIU no SRAB pode-se concluir que:

- Para amostras com mesmo fator vazios/cimento, o comportamento tensão-deformação é semelhante;
- Quanto menor é o fator vazios/cimento, maior é o ângulo de atrito do material;

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, para os solos estudados.
- A dosagem baseada no fator vazios/cimento foi possível tanto para ensaios drenados quanto para ensaios não drenados.

- O fator vazios/cimento pode ser utilizado com segurança para a determinação da dosagem do solo-cimento.

## 5.1 SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS

- Estabelecer o comportamento de outros tipos de solos, em função do fator vazios/cimento.
- Realizar ensaios de compressão triaxial com outras trajetórias de tensões, como por exemplo, extensão axial e descarregamento lateral, para estabelecer o comportamento do material submetido a outros tipos de carregamento.
- Realizar ensaios triaxiais com tensões de confinamento mais altas.
- Utilizar a técnica de bender elements em todos os casos sugeridos acima, para obtenção do módulo cisalhante das amostras, de maneira a definir as relações de  $G_0$  com outras características do material a ser utilizado.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ABBISS, C. P. Shear wave measurements of the elasticity of the ground. *Géotechnique*. v.31. Issue 1. p.721-726. 1981.

AIREY, D.W., FAHEY, M. Cyclic Response Calcareous Soil from the North West Shelf of Australia. *Géotechnique* 41, n° 1, 101-122, 1991.

AKINMUSURU, J. O. The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand. In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, Lagos. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, 1987. v.1, p.435-442.

ALMANN, M.A., POULOS, H.G. Stress-Strain behavior of an Artificially Cemented Calcareous Soil. *Proc. Int. Conf. Calcareous Sediments*, 1, 51-60, 1988.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487. Philadelphia, p. 11, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12024: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpo de prova cilíndricos. 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12025: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12034: Índice de vazios máximo para solos granulares. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12051: Índice de vazios máximo para solos granulares. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

ATKINSON, J. H. An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations. McGraw-Hill International Series in Civil Engineering. London, UK, 1993.

ATKINSON, J. H. Non-linear Soil Stiffness in routine design. Geotechnique, v. 50, n. 5. pp.487-508. 2000.

BOEY, C.F., CARTER, J.P. Mechanical Testing of Artificially Cemented Carbonate Soil. Proc. 5<sup>th</sup> Aust. N.Z. Geomechanical Conference. Sydney, 145-149, 1988.

BITTENCOURT, R. M.; TRABOULSI, M. A.; BITTENCOURT, R. M; FONSECA, A. C.; PINTO, J. L. A. Estudo da Influência de Variáveis no Controle da Resistência do Concreto Compactado com Rolo. Trabalho da Disciplina Concretos Especiais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BLACK, D. K.; LEE, K. L. “Saturating Laboratory Samples By Back Pressures”. Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. Sm1, 75-93. 1973.

BOLTON, M.D. A Guide to Soil Mechanics. Cambridge: MD & K Bolton, 1991.439p.

BRIGNOLI, E.G.M.; GOTTI, M. AND STOKOE, K.H.II. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. /Geotechnical Testing Journal/, ASTM. Vol.19, N° 4, pp. 384-397. 1996.

BRITISH STANDARD METHODS OF TEST. BS 1377: Soil for civil engineering purposes – Part 8. Shear strength tests (effective stress). 1990.

CARTER, J.P., JOHNSTON, I.W., FAHEY, M., CHAPMAN, G.A., NOVELLO, E.A., KAGGWA, W.S. Triaxial Testing of North Rankin Calcareous. Proc. Int. Conf. Calcareous Sediments, Perth 2, 515-530, 1988.

CECCONI, M., VIGIANNI, G., RAMPELO S. An Experimental Investigation of the mechanical behavior of a pyroclastic soft rock - In: EVANGELISTA-PICARELLI (Eds.) The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Rotterdam: A.A. Balkema, 1998, p.473-482.

CHEMBEZE, S. D. L. Estudo Experimental Das Características Mecânicas De Solos Evolutivos Em Aterros De Estradas De Baixo Custo E Sujeitas A Ciclos De Molhagem – Secagem. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto, Portugal. 210p. 2006.

CLOUGH, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. Cemented Sand Under Static Loading. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p. 799-817, 1981.

CONSOLI, N.C., THOMÉ, A., DONATO, M., GRAHAM, J. Loading tests on compacted soils, bottom-ash and lime layers. Geotechnical Engineering 161, issue GEI, ICE. p 29-38, 2008.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.133, n.2, p.197-205, 2007.

CONSOLI, N.C., VENDRUSCOLO, M.A., PRIETTO, P.D.M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, v. 129. n. 1, p 96-101, 2003.

CONSOLI, N.C., LEHANE, B.M., L'AMANTE, D. HELINSKI, M., RICHARDS, D.J., RATTLEY, M.J. On the pullout of footings backfilled with cemented sand. Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering. Souza Fernandes, Vargas Jr. e Azevedo (eds). p. 331-337, 2007.

CONSOLI, N.C., VENDRUSCOLO, M.A., PRIETTO, P.D.M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, v. 129. n. 1, p 96-101, 2003.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. *The Mechanics of Cemented Carbonate Sands*. Géotechnique, London, v.42, n.4, 1992.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. *The Mechanics of Cemented Carbonate Sands*. Géotechnique, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.

COOP. M. R.; WILLSON, S. M. Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Reston – Virginia – USA, v.129,n.11, p.1010-1019, 2003.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the Mechanics of Structured Sands. *Géotechnique*, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.

DALLA ROSA, F. Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curado Sob Tensão em Ensaios Triaxiais. *Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS*. Porto Alegre, 104p. 2006.

DUPAS, J. M.; PECKER, A. Static and Dynamic Properties of Sand-Cement. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.105, n.GT3, p.419-436, 1979.

DYVIK, R. E MADHSUS, C. Lab measurements of Gmax using bender elements. *Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, Detroit, Michigan, pp. 186-197, 1985.

ELMORE. W.C., HEALD, M.A. *Physics of waves*. Dover Editions. P225-229. 1969.

FEUERHARMEL, C. Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil. 2003. *Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre*. 128p.

FERREIRA, C.M. F. Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de mestrado. FEUP-Universidade do Porto, Portugal. 2003.

FOPPA, D. Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2005.

GENS, A., NOVA, R. Conceptual Bases for a Constitutive Model for Bonded Soils and Weak Rocks. Geotechnical Engineering and Hard Soils, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410344 2, p. 485-494, 1993.

GIDIGASU, M.B. Lateritic Soil Engineering. New York: Elsevier Scientific Publications, 1976.

GOTO, S.; TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S.; KIM, Y.S.; SATO, T. A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. Soils and Foundations. p. 2179-2180, 1991.

HEINECK, K.S. Estudo da influência da cimentações introduzidas sob tensão. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 118p. 1998.

HEINECK, K. S. Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis. Tese (Doutorado em Engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre. 234p. 2002.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. Manual de Dosagem e Controle do Concreto. 1ed. São Paulo: PINI, 1993. 349p.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand. In: INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553.560.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.115, n.10, p.1373-1387, 1990.

---

LARNACH, W. J. Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures. Civil Engineering and Public Works Reviews. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1960.

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R. Influência Da Relação Vazios/Cimento nos Parâmetros de Resistência de um Solo Artificialmente Cimentado. Trabalho de Diplomação. DECIV/EE/UFRGS, Porto Alegre, 91p, 2007.

LEROUEIL, S., VAUGHAN, P.R. The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks. Géotechnique 40 n° 3, 467-488, 1990.

LOPES JUNIOR, L. S. Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MARINHO, F. A. M. A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: CPGEC/CNPQ/FINEP/FAPERGS/ABMS, 2v, v.1, p.111-125, 1995.

PRIETTO, P.D.M. Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 150p. 1996.

PRIETTO, P.D.M. Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental. Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 229p. 2004.

ROTTA, G. V., PRIETTO, P.D.M., COMSOLI, N.C., GEHLING, W.Y.Y. Influência do índice de vazios na Formação da Matriz Cimentante no Comportamento Mecânico de Solos Cimentados. Revista Solos e Rochas, 24, (1). p. 23-41, 2001.

ROTTA, G.V., PRIETTO, P.D.M., GEHLING, W.Y.Y, CONSOLI, N.C. Comportamento Mecânico de Solos Cimentados Submetidos à Compressão isotrópica. Solos e Rochas, v.24, n.2, p 115-128, 2001a.

ROTTA, G. V., CONSOLI, N. C., PRIETTO, P. D. M., COOP, M. R. & GRAHAM, J. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. *Géotechnique*, v. 53, n. 5, 493–501, 2003.

ROWE, P.W. The Stress-Dilatancy for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, *Proceedings of Royal Society, London*, v. 269A, p.500-527, 1962.

ROWE, P.W. Stress-dilatancy, earth pressures and slopes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York*, v.89, n.3, p 37-61, 1963a.

ROWE, P.W. Stress-dilatancy, earth pressures and slopes. Discussion. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York*, v.89, n.6, p 127-133, 1963b.

ROWE, P.W. Stress-dilatancy, earth pressures and slopes. Discussion. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York*, v.90, n.1, p 133-153, 1964a.

ROWE, P.W. Stress-dilatancy, earth pressures and slopes. Discussion. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York*, v.90, n.4, p 145-180, 1964b.

ROWE, P.W. Osbourne Reynolds and dilatancy. *Géotechnique, London*, V.19, n.1, p.1-5, 1969a.

ROWE, P.W. The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear. *Géotechnique, London*, V.19, n.1, p.75-86, 1969b.

ROWE, P.W. Theoretical Meaning and Observed Values of deformation parameters for soil. In: PARRY, R.G.H. (Ed.) *Stress-Strain behavior of Soils*. 1971. 143-194.

ROWE, P.W., BARDEN, L. Importance of Free Ends in Triaxial Testing. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York*, v.90, n.1, p 1-27, 1964.

ROWE, P.W., OATES, D.B., SKERMER, N.A. The Stress-Dilatancy Performance of Two Clays. In: Laboratory Shear Testing of Soils. Special Technical Publication n. 361. Philadelphia: ASTM, p. 134-143. 1963.

ROWE, P.W., BARDEN, L., LEE, I.K. Energy Components During Triaxial Cell and Direct Shear Tests. *Géotechnique*, London, V.14, n.3, p.247-261, 1964.

SANTOS, A.P.S. Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra Sob Altas Pressões. Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 171p., 2008.

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M., Static Properties of Lightly Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104 n° GT12, 1978.

SEMPLE, R. State of the Art Report on Engineering Properties of Carbonate Soils. *Proc. Int. Conf. Calcareous Sediments, Perth 2*, 807-836, 1988.

SCHNAID, F., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C. Characterization of Cement Sand in Triaxial Compression. *ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.127, n.10, p 857-868, 2001.

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

THOMÉ, A. Comportamento De Fundações Superficiais Apoiadas Em Aterros Estabilizados Com Resíduos Industriais. 1999. 238p. Tese (Doutorado Em Engenharia) - Ppgec/Ufrgs, Porto Alegre.

THOMÉ, A., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C. Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada. *Solos e Rochas*, v. 26, n.2, p 141-163, 2003.

VAUGHAN, P.R., MACCARINI, M., MOKHTAR, S.M. Indexing the Engineering Properties of Residual Soils. *Quart. J. Eng. Geol.* 21, n° 21, 69-84. 1988.

VENDRUSCOLO, M. A. Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais. Tese de Doutorado. PPGEC/ UFRGS. Porto Alegre. 248p. 2003.

VIANA DA FONSECA, A - Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas. Tese de Doutorado apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1996.

VIANA DA FONSECA, A e COSTA, C. F. G. -“True Triaxial and Stress-Path Cell Controlled by ‘TRIAX’”; “Data Acquisition with Datascan of transducers used in ‘True Triaxial’ and ‘Stress-Path’ Cell”. Manuais dos sistema automáticos e de controlo de ensaios triaxiais do Laboratório de Geotecnia da FEUP. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.

## Apêndice – Produção Científica do Doutorando Durante o Curso

### **Artigos completos publicados em periódicos**

★ CONSOLI, N. C., FONSECA, A. J. P. V., CABERLON, Rodrigo Cruz, HEINECK, K. S. *Fundamental parameters for the stiffness and strength control of*

---

Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.

*artificially cemented sand* (Artigo Submetido). Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. , v.1, p.1 - 31, 2008.

KNOP, A., CABERLON, Rodrigo Cruz, HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Comportamento de Camadas de Confinamento Submetidas ao Contato com Rejeitos* de Pirita. Geotecnia (Lisboa). , v.108, p.137 - 149, 2007.

★ HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., CABERLON, Rodrigo Cruz, KNOP, A. *Encapsulamento de um solo contaminado por óleo diesel*. Geotecnia (Lisboa). , v.110, p.3 - 17, 2007.

### **Comunicações e Resumos Publicados em Anais de Congressos ou Periódicos (completo)**

CABERLON, Rodrigo Cruz, FESTUGATO, L., KNOP, A., HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Uso de Cal de Carbureto e Cimento Portland no Encapsulamento de um Solo Contaminado por Óleo Diesel* In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG) - II Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia (CLBG) - IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas (SBMR), 2006, Curitiba. **XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006.** , 2006. v.1. p.1

CABERLON, Rodrigo Cruz, FESTUGATO, L., KNOP, A., HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Utilização de Cal de Carbureto e Cimento Portland no Encapsulamento de um Solo Contaminado com Hidrocarbonetos* In: XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba. **XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.** 2006.

CABERLON, Rodrigo Cruz, HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Adição de Cal de Carbureto em um Solo Contaminado Encapsulado com Cimento Portland* In: III Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul - Geors, 2005, Passo Fundo. **III Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul - Geors.** , 2005. v.CD.

KNOP, A., CABERLON, Rodrigo Cruz, HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Solidification Stabilization of a Residual Soil Contaminated by Diesel Oil* In: International Conference on Deep Mixing Best practice and Recent Advances., 2005, Estocolmo. **International conference on Deep Mixing Best Practice and recent Advances.** , 2005. v.1.

CABERLON, Rodrigo Cruz, KNOP, A., HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C.

*The use of carbide lime and portland cement on the encapsulation of a soil contaminated by diesel oil* In: ISSMGE's 5th International Congress on Environmental Geotechnics, 2005, Cardiff. **ISSMGE's 5th International Congress on Environmental Geotechnics.** , 2005. v.1. p.95.

CABERLON, Rodrigo Cruz, KNOP, A., HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Encapsulation of a Soil Contaminated by Hydrocarbons* In: Symposium International Sur L'amélioration des Sols en Place International / Syposium on Ground Improvement. ASEP-GI 2004, 2004, Paris. **Symposium International Sur L'amélioration des Sols en Place International / Syposium on Ground Improvement. ASEP-GI 2004.**

KNOP, A., CABERLON, Rodrigo Cruz, HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Investigação da Resistência à Compressão não Confinada de um Solo Residual Contaminado Por Hidrocarbonetos* In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul., 2004, Curitiba/PR. **GEOSUL 2004.**

KNOP, A., CABERLON, Rodrigo Cruz, HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Solidificação e Estabilização de um Solo Residual Contaminado por Hidrocarbonetos* In: IV Simpósio Internacional De Qualidade Ambiental, 2004, Porto Alegre/RS. **IV Simpósio Internacional De Qualidade Ambiental.**

KNOP, A., CABERLON, Rodrigo Cruz, HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. *Solidification / Stabilization of a Residual Soil Contaminated by Hydrocarbons* In: 8o Simposio Nacional de la Sociedad Española de Mecanica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, 2004, Valencia. **8o Simposio Nacional de la Sociedad Española de Mecanica del Suelo e Ingeniería Geotécnica.** , 2004. v.1. p.73 – 77.

Artigo enviado para o *Journal of Geotechnical Engineering* em 10 de Janeiro de 2008 e aceito para publicação em 2008, como pré-requisito para obtenção do título de Doutor.

# FUNDAMENTAL PARAMETERS FOR THE STIFFNESS AND STRENGTH CONTROL OF ARTIFICIALLY CEMENTED SAND

by

**Nilo Cesar Consoli, Ph.D.**

Associate Professor, Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil

**António Viana da Fonseca, D.Sc.**

Associate Professor, University of Porto, Portugal

**Rodrigo Caberlon Cruz, M.Sc.**

Ph.D. Student, Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil

**Karla Salvagni Heineck, D.Sc.**

Adjunct Professor, Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil

**Key words:** soil-cement, voids/cement ratio, triaxial tests, stiffness, strength

## Contact Address:

Prof. Nilo Cesar Consoli

Department of Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul

Av. Osvaldo Aranha, 99, 3 Andar

CEP: 90035-190 – Porto Alegre – Rio Grande do Sul – Brazil

**Phone:** + 55 51 3308 3552 – **Fax :** + 55 51 3308 3999

E-mail: [consoli@ufrgs.br](mailto:consoli@ufrgs.br)

Date manuscript: 10<sup>th</sup> January 2008

**ABSTRACT:** The treatment of soils with cement is an attractive technique when the project requires improvement of the local soil for the construction of subgrades for rail tracks, as a support layer for shallow foundations and to prevent sand liquefaction.

Consoli *et al.* (2007) established a unique dosage methodology based on rational criteria where the voids/cement ratio plays a fundamental role in the assessment of the target unconfined compressive strength. Present study broadened Consoli *et al.* (2007) research quantifying the influence of voids/cement ratio on the initial shear modulus ( $G_0$ ) and Mohr-Coulomb effective strength parameters ( $c', \phi'$ ) of an artificially cemented sand. A number of unconfined compression and triaxial compression tests with bender elements measurements were carried out. It was shown that the voids/cement ratio defined as the ratio between the volume of voids of the compacted mixture and the volume of cement is an appropriate parameter to assess both initial stiffness and effective strength of the sand-cement mixture studied.

## **INTRODUCTION**

The use of traditional techniques in geotechnical engineering often faces problems because of high costs and/or environmental issues. An example is the construction of foundations in soils with poor bearing capacities, where the costs of a deep foundation solution can be incompatible with the overall costs for low-budget building projects, or the use. In these cases, an alternative is the improvement of local soil by the addition of Portland cement [Ingles & Metcalf (1972), Dupas & Pecker (1979), Porbaha *et al.* (1998), Thomé *et al.* (2005), Consoli *et al.* (2007)].

In spite of the numerous applications, there are no dosage methodologies based on rational criteria as in the case of the concrete technology, where the water/cement ratio plays a fundamental role in the assessment of the target strength or stiffness. In recent work the soil-cement ratio has been assessed by numerous laboratory tests that aim to find the minimum amount of cement that meets the target properties in terms of strength and durability. This approach probably results from the fact that soil-cement shows a complex behavior that is affected by many factors, for example the physical-chemical properties of the soil, the amount of cement, and the porosity and moisture content at the time of compaction [Felt (1955), Moore *et al.* (1970), Clough *et al.* (1981), Porbaha *et al.*, 2000, Consoli *et al.* (2000, 2001, 2003, 2006)].

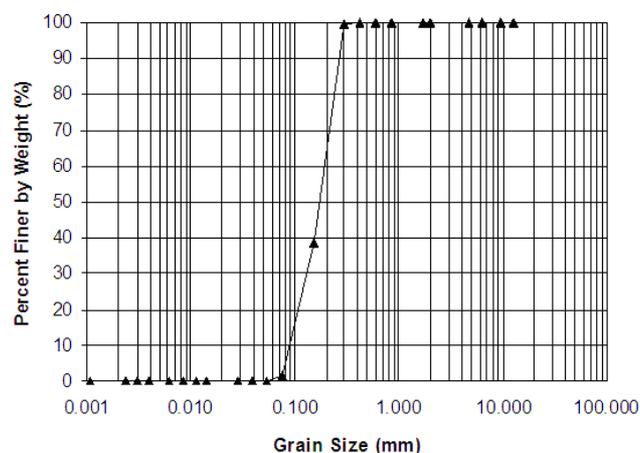
This study therefore aims to quantify the influence of the amount of cement and the porosity (here associated to voids/cement ratio) on the initial shear modulus ( $G_0$ ) and effective strength parameters ( $c'$ ,  $\phi'$ ) of an artificially cemented sand.

## EXPERIMENTAL PROGRAM

The experimental program was carried out in two parts. First, the geotechnical properties of the soil and cement were characterized. Then, a number of unconfined compression tests were carried out, as discussed below. Triaxial compression tests with measurements of initial stiffness were also executed in specimens under distinct confining pressures and voids/cement ratio.

### Materials

The sand used in the testing was obtained from the region of Osorio near Porto Alegre, in Southern Brazil, being classified [ASTM D 2487-93 (1993)] as non-plastic uniform fine sand (SP) with specific gravity of the solids 2.63. Mineralogical analysis showed that sand particles are predominantly quartz. The grain size (see Fig. 1) is purely fine sand with a mean effective diameter ( $D_{50}$ ) of 0.16 mm, being the uniformity and curvature coefficients of 1.9 and 1.2, respectively. The minimum and maximum void ratios are 0.6 and 0.9, respectively.



**FIGURE 1:** Grain size distribution

Portland cement of high initial strength (Type III) was used as the cementing agent. Its fast gain of strength allowed the adoption of seven days as the curing time. The specific gravity of the cement grains is 3.15.

Distilled water was used for the characterization tests, but for molding specimens for the compression tests tap water was used.

## Methods

### *Molding and Curing of Specimens*

For all testing, cylindrical specimens, 50mm in diameter and 100mm high, were used. After the sand, cement and water were weighed, the sand and cement were mixed until the mixture acquired a uniform consistency. The water was then added continuing the mixture process until a homogeneous paste was created. The amount of cement for each mixture was calculated based on the mass of dry soil and the target moisture content.

After mixing sufficient material for one specimen, the mixture was stored in a covered container to avoid moisture losses before subsequent compaction. The time it took to prepare (mix and compact) was always less than 1 hour, which is much shorter than the initial setting time of 3.25 hours of the Portland cement used. The specimen was then statically compacted in three layers inside a cylindrical PVC split mold, which was lubricated, so that each layer reached the specified dry density. The top of each layer was slightly scarified. After the molding process, the specimen was immediately extracted from the split mold, and its weight, diameter and height measured with accuracies of about 0.01g and 0.1mm. The samples were then placed within plastic bags to avoid significant variations of moisture content. They were cured in a humid room at  $23^{\circ}\pm 2^{\circ}\text{C}$  and relative humidity above 95% for six days.

The samples were considered suitable for testing if they met the following tolerances:

- *Dry Density* ( $\gamma_d$ ) within  $\pm 1\%$  of target value,
- *Moisture Content* ( $\omega$ ) within  $\pm 0.5\%$  of the target value,

- *Diameter* within  $\pm 0.5\text{mm}$ ,
- *Height* within  $\pm 1\text{mm}$ .

It is important to point out that the dry density ( $\gamma_d$ ) of the specimens was calculated as the dry mass of the soil and cement divided by the total volume of the sample. In order to keep the dry density ( $\gamma_d$ ) of the specimens constant with increasing cement content, a small portion of the soil was replaced by cement. As the specific gravity of the cement grains (3.15) is greater than the specific gravity of the soil grains (2.63), for the calculation of void ratio and porosity, a composite specific gravity based on the soil and cement percentages in the specimen was used.

#### *Unconfined Compression Tests (UCT)*

Unconfined compression tests have been used in most of the experimental programs reported in the literature in order to verify the effectiveness of the stabilization with cement or to access the importance of influencing factors on the strength of cemented soils. One of the reasons for this is the accumulated experience with this kind of test for concrete. The test is also simple and fast, while being reliable and cheap.

An automatic loading machine, with maximum capacity of 50kN and proving rings with capacities of 10kN and 50kN and resolutions of 0.005kN and 0.023kN respectively, were used for the unconfined compression tests.

After curing in a humid room for 6 days, the specimens were submerged in a water tank for 24 hours for saturation and to minimize suction, totalizing 7 days as the curing time period. The water temperature was controlled and maintained at  $23 \pm 3^\circ\text{C}$ . Immediately before the test, the specimens were taken out the tank and dried superficially with an absorbent cloth. Then, the unconfined compression test was carried out and the maximum load reached by the specimen recorded. As acceptance criteria, it was stipulated that the individual strengths of three specimens, molded with the same characteristics, should not deviate by more than 10% from the mean strength.

### *Triaxial Compression Test (TCT)*

The triaxial compression tests were carried out under controlled deformation at a strain velocity of 0.0173mm/min. Pressure transducers monitored the pore pressure and confining stress, while the deviatoric load was measured with a load cell with a capacity of 10kN and a resolution of 0.005kN, positioned internal to the chamber. The axial strains were measured through two independent systems. An internal system, using two LDT's sensors [Goto *et al.* (1991)], allowed the measurement of the initial strains with resolution smaller than 1 $\mu$ m. There was also a linearly variable differential transformer (LVDT) with a resolution smaller than 10 $\mu$ m measuring the relative displacement between the triaxial chamber and the loading piston.

The execution of the triaxial tests followed the general procedures described by BS 1377 (1990). The specimens were saturated under back pressure (saturation was monitored in each test – ensuring B values of about 1.0 for all specimens) and the effective confining pressure was 20, 200 or 400 kPa, after that, the axial load was applied drained until failure. For the calculation of the applied stresses, the area corrections proposed by La Rochelle *et al.* (1988) were adopted. From the observations of the rupture shapes of the specimens, it was considered that the samples suffered deformation as a right cylinder until reaching the peak stress. After the peak it was considered that the deformations were a combination of bulging and sliding on a shear plane. No corrections were made for the restraint imposed by the latex membrane because it was considered difficult to evaluate and of insignificant magnitude at the applied stresses.

### *Bender Element Tests (BET)*

Introduced by Shirley and Hampton (1977), bender elements are currently a standard technique for deriving the elastic shear modulus of a soil at very small strains. In bender element tests, the maximum shear strain was estimated by Dyvik and Madshus (1985) to be less than  $10^{-5}$  so that the shear modulus determined is  $G_0$ , relevant to very small strains (Viggiani and Atkinson 1995). Bender element systems can be set up in most laboratory apparatus, but are particularly versatile when used in the triaxial test, as described by Dyvik and Madshus (1985). The time difference

between the transmission and reception represents the travel time through the sample from which the velocity of the shear wave  $V_s$  may be calculated and hence the elastic shear modulus of the soil

$$G_0 = \rho V_s^2 = \rho \left( \frac{L}{t} \right)^2 \quad (1)$$

where  $\rho$ =total mass density of the soil;  $L$ =tip to tip length between the elements; and  $t$ =travel time of the shear wave through the sample.

For the cemented samples studied in the present work, a slot was precut in the specimen to avoid damaging the element or sample. The test procedures and methods of interpretation followed Jovicic *et al.* (1996) and Viana da Fonseca *et al.* (2008).

#### *Program of Unconfined Compression Tests*

The unconfined compression tests (together with sand characterization) constituted the first part of this research. The program was chosen in such a way as to evaluate the voids/cement ratio.

The molding points were chosen considering voids ratio of 0.68, 0.73 and 0.80, with the same moistures content (about 10%). Each point was molded with five different cement percentages: 1%, 3%, 5%, 7%, 9% and 12%. These percentages were chosen considering the Brazilian and international experience with soil-cement [e.g., Mitchell (1981), Schnaid *et al.* (2001), Consoli *et al.* (2003, 2006, 2007)], both in experimental and practical work. Because of the typical scatter of data for unconfined compression tests, for each point three specimens were tested.

## **RESULTS**

#### *Effect of Voids/Cement Ratio*

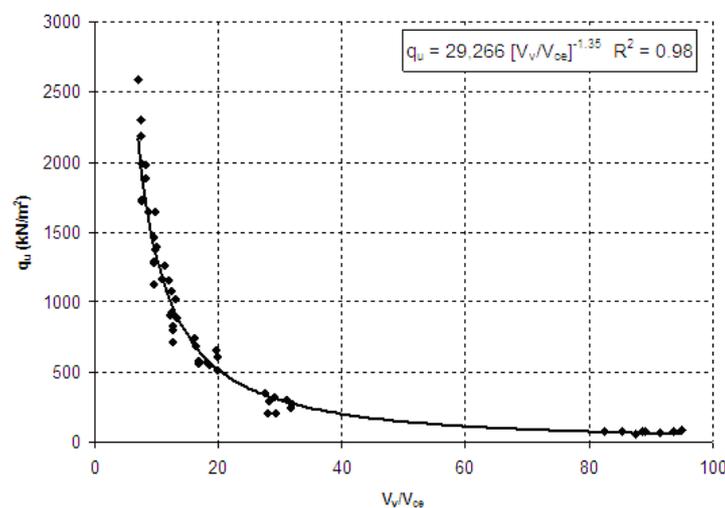
Figure 2 presents the unconfined compression strength as a function of the voids/cement ratio defined by Equation 2 (Consoli *et al.* 2007):

$$\frac{V_v}{V_{ce}} = \frac{\text{Absolute Volume of Voids (water + air)}}{\text{Absolute Volume of Cement}} \quad (2)$$

A good correlation (coefficient of determination –  $R^2=0.98$ ) can be observed between this ratio and the unconfined compression strength ( $q_u$ ) of the sand-cement studied (see Equation 3).

$$q_u \text{ (kPa)} = 29,266 \left[ \frac{V_v}{V_{ce}} \right]^{-1.35} \quad (3)$$

Eighteen consolidated isotropically drained (CID) triaxial compression tests were also carried out with the aim of examining the stress-strain behavior of specimens with the same voids/cement ratio (according to the  $q_u - V_v/V_{ce}$  curve), but different absolute values of porosity and cement content. After saturation and application of the confining stresses (20, 200 and 400 kPa), bender elements inserted on the top and bottom caps of the triaxial equipment were used to measure initial stiffness ( $G_0$ ). Three values for ratio  $V_v/V_{ce}$  (10, 17 and 30) were chosen representing the curve obtained in Fig. 2. Table 1 presents the results of the triaxial tests.



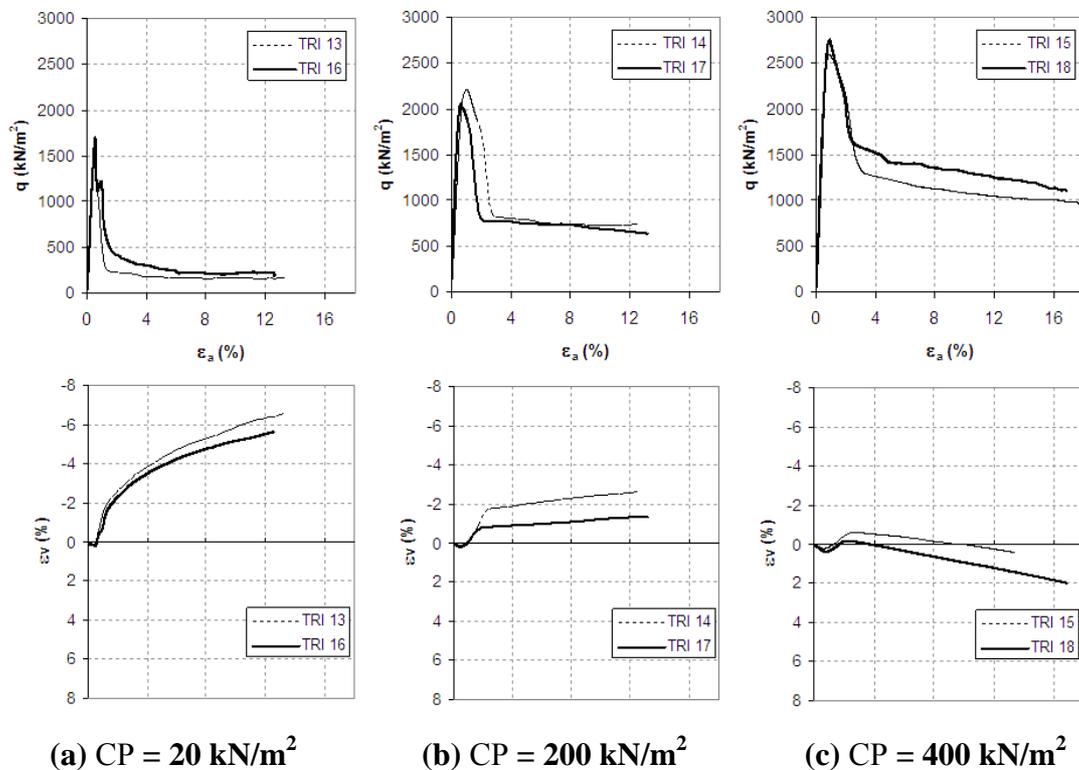
**FIGURE 2:** Variation of unconfined compression strength with voids/cement ratio

**TABLE 1:** Summary of the triaxial compression tests

Specimen	CP (kPa)	Molding $\omega$ (%)	$V_v$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{ce}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_v/V_{ce}$	q (kPa)	$G_0$ (MPa)
TRI-1	20	9.69%	247.80	7.86	31.54	350.85	1321.43
TRI-2	200	9.69%	245.96	7.84	31.36	680.59	1394.29
TRI-3	400	9.65%	247.95	7.88	31.46	1007.49	1523.87
TRI-4	20	9.52%	250.57	8.47	29.57	430.28	1399.47
TRI-5	200	9.78%	254.18	8.40	30.27	738.2	1452.49
TRI-6	400	9.51%	251.17	8.48	29.63	1012.92	1503.20
TRI-7	20	9.85%	235.89	13.66	17.27	828.45	2254.38
TRI-8	200	9.83%	235.82	13.66	17.26	1343.94	2367.07
TRI-9	400	9.91%	234.88	13.65	17.20	1804.58	2504.38
TRI-10	20	9.51%	253.55	14.96	16.94	731.45	2006.67
TRI-11	200	9.57%	252.76	14.96	16.89	1202.04	2482.07
TRI-12	400	9.60%	250.38	15.12	16.56	1462.89	2097.85
TRI-13	20	9.63%	233.88	22.58	10.36	1452.29	3420.17
TRI-14	200	9.59%	229.75	22.61	10.16	2189.42	3701.45
TRI-15	400	9.50%	232.66	22.63	10.28	2618.65	3864.16
TRI-16	20	9.56%	248.11	24.93	9.95	1670.02	3764.56
TRI-17	200	9.53%	248.78	24.95	9.97	2023.58	4085.87
TRI-18	400	9.96%	249.84	24.83	10.06	2722.57	3668.35

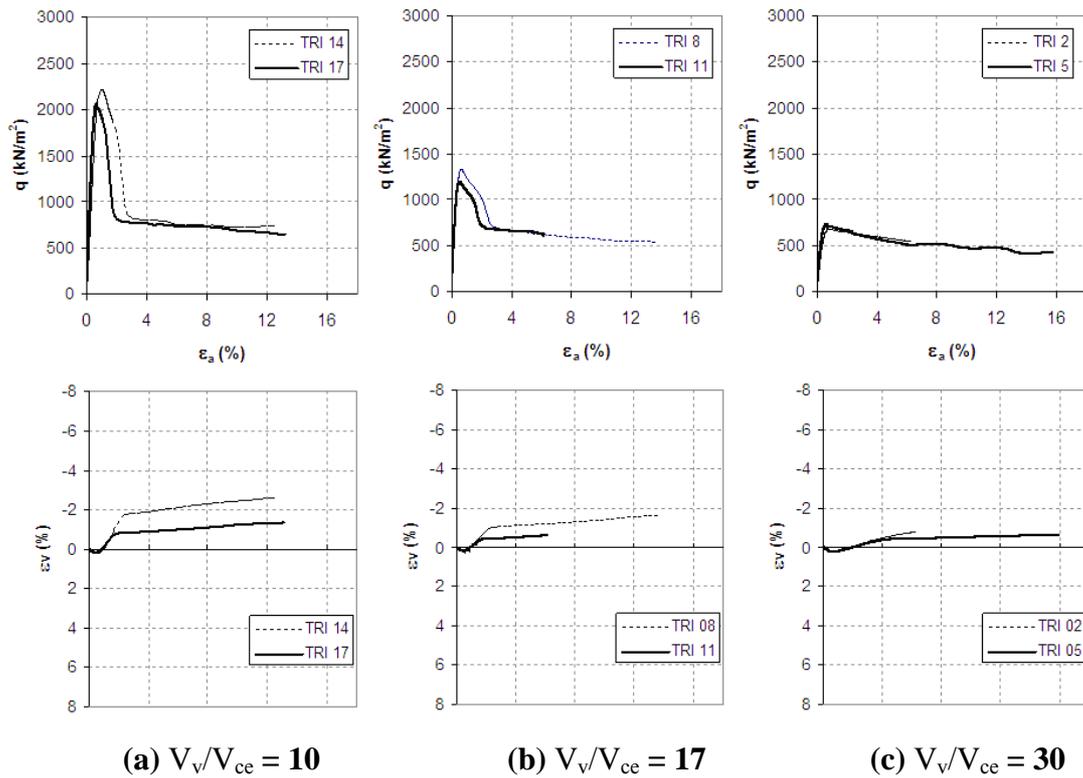
Figure 3 presents the deviator stress-axial strain-volumetric variation behavior for specimens with  $V_v/V_{ce}=10$  under confining pressures of 20, 200 and 400 kPa. Results show that the peak strengths (for each confining pressure), as well as for the whole deviator stress-axial strain-volumetric variation curve up to peak (for the same  $V_v/V_{ce}$  ratio) are about the same, confirming that the voids/cement ratio- $q_u$  strength normalization holds for specimens under confining pressures, and normalization can

be extended to the whole deviator stress-axial strain-volumetric variation curve (at least up to peak and consequent opening of a shear band in the specimens).

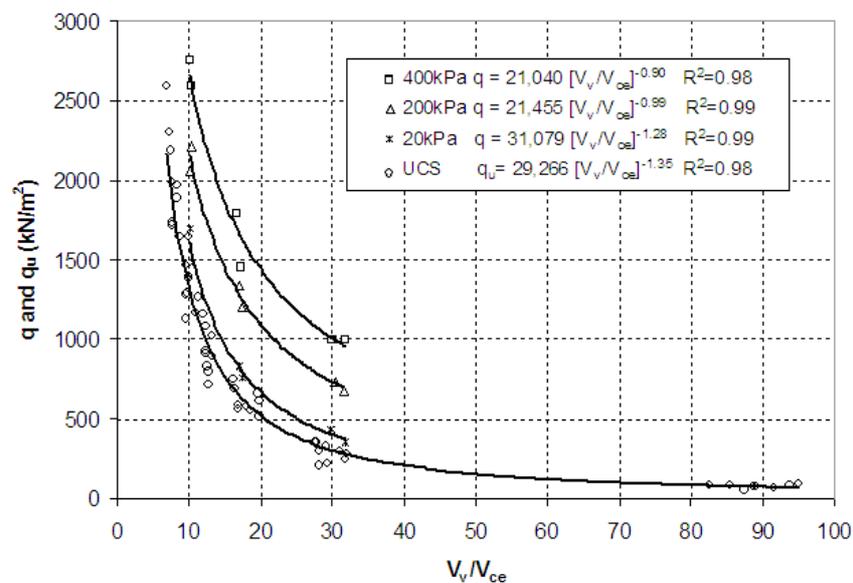


**FIGURE 3:** Stress-axial strain-volumetric variation curves for the drained triaxial tests (TRI-13 to TRI-18) for  $V_v/V_{ce}=10$  and confining pressures of (a)  $20 \text{ kN/m}^2$ , (b)  $200 \text{ kN/m}^2$  and (c)  $400 \text{ kN/m}^2$

Figure 4 presents the deviator stress-axial strain-volumetric variation behavior of specimens with a unique confining pressure ( $200 \text{ kPa}$ ) and the three studied voids/cement ratios, 10, 17 and 30. It can be seen that the conclusions obtained for  $V_v/V_{ce}=10$  can be extended to  $V_v/V_{ce}=17$  and  $V_v/V_{ce}=30$  (and so for any value of  $V_v/V_{ce}$ ).



**FIGURE 4:** Stress-axial strain-volumetric variation curves for the drained triaxial tests (TRI-2, TRI-5, TRI-8, TRI-11, TRI-14 and TRI-17) for confining stresses of 200 kN/m<sup>2</sup> and (a)  $V_v/V_{ce}=10$ , (b)  $V_v/V_{ce}=17$  & (c)  $V_v/V_{ce}=30$ .



**FIGURE 5:** Variation of peak deviator stress with voids/cement ratio for confining pressures of 20kN/m<sup>2</sup>, 200kN/m<sup>2</sup> and 400kN/m<sup>2</sup> (UCS results are also presented for the sake of comparison)

Figure 5 presents the peak compression strength ( $q$  for the three confining pressures used in the research-the relation with  $q_u$  is also shown as a reference) as a function of the voids/cement ratio. Good correlations (coefficient of determination ranging from  $R^2=0.96$  to  $0.99$ ) can be observed between this ratio and the peak compression strength ( $q$ ) of the sand-cement studied (see Equation 4, 5 and 6 for CP=20kPa, 200kPa and 400kPa, respectively).

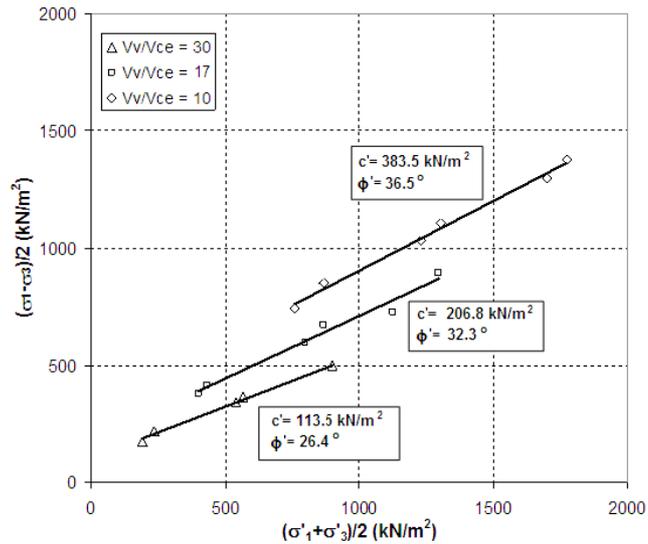
$$q(kPa) = 31,079 \left[ \frac{V_v}{V_{ce}} \right]^{-1.28} \quad (4)$$

$$q(kPa) = 21,455 \left[ \frac{V_v}{V_{ce}} \right]^{-0.99} \quad (5)$$

$$q(kPa) = 21,040 \left[ \frac{V_v}{V_{ce}} \right]^{-0.90} \quad (6)$$

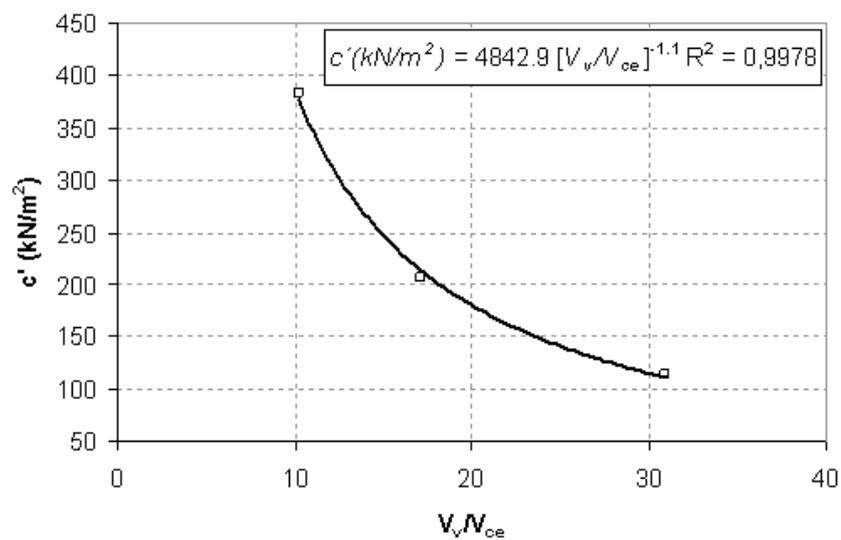
All optimum fitting curves present similar format, with higher triaxial confining pressures positioning above each other and above the unconfined compression curve, due to the effect of the confining pressure on the strength. Such difference looks to be more pronounced for higher  $V_v/V_{ce}$  ratios.

Figure 6 presents the peak strength envelopes for  $V_v/V_{ce}=10, 17$  and  $30$  considering all triaxial data for each voids/cement ratio, as well as the UCS results. The cohesion intercept ( $c'$ ) and friction angle ( $\phi'$ ) for each voids/cement ratio are also presented in Figure 6. Values of  $c'$  and  $\phi'$  reduce with increasing  $V_v/V_{ce}$  values.

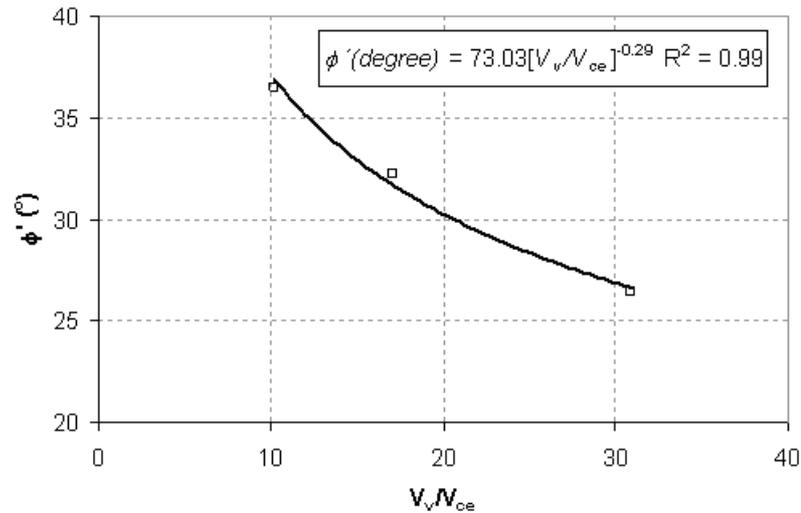


**FIGURE 6:** The peak strength envelopes for  $V_v/V_{ce}=10, 17$  and  $30$  considering all triaxial data for each voids/cement ratio, as well as the UCS results

Figure 7 presents the correlations of the voids/cement ratio with peak strength parameters cohesion intercept (equation 7) and friction angle (equation 8).



(a)



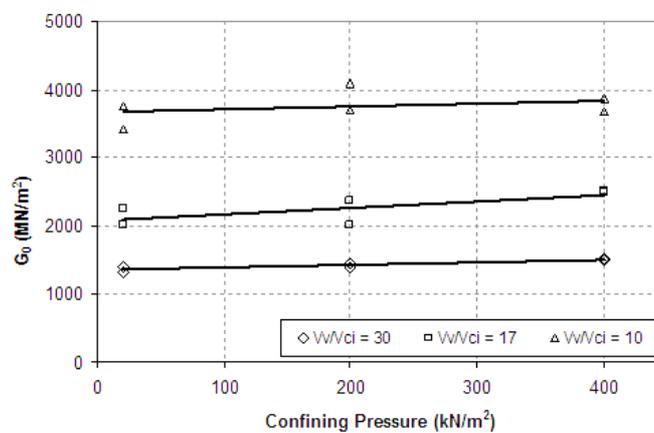
(b)

**FIGURE 7:** Relationship of the voids/cement ratio with peak effective strength parameters (a) cohesion intercept and (b) friction angle

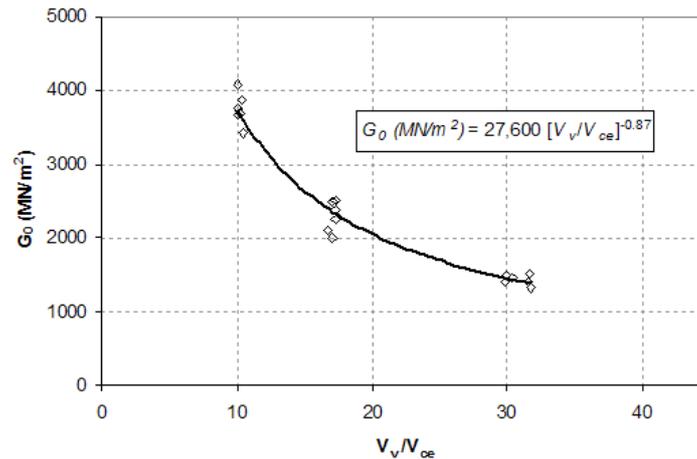
$$c' \text{ (kPa)} = 4,842 \left[ \frac{V_v}{V_{ce}} \right]^{-1.1} \quad (7)$$

$$\phi' \text{ (degrees)} = 73.0 \left[ \frac{V_v}{V_{ce}} \right]^{-0.29} \quad (8)$$

The relation between the estimated initial shear modulus ( $G_0$ ) and confining pressure (CP), for each  $V_v/V_{ce}$  studied, are presented in Figure 8. It can be observed that  $G_0$  slightly increases with increasing confining pressures.



**FIGURE 8:** Relations between  $G_0$  and confining pressure (for  $V_v/V_{ce} = 10, 17$  and 30)



**FIGURE 9:** Relations between  $G_0$  and  $V_v/V_{ce}$  (considering all confining pressures)

Plotting  $G_0$  with  $V_v/V_{ce}$  (considering all confining pressures), as shown in Fig. 9, it can be verified that the following correlation can be observed (see equation 9):

$$G_o (MPa) = 27,600 \left[ \frac{V_v}{V_{ce}} \right]^{-0.87} \quad (9)$$

The optimum fitting curves of the unconfined compression strength ( $q_u$ ) of the sand-cement studied (Equation 3) and initial shear modulus ( $G_0$ ) (Equation 9) with voids/cement ratio present similar format and allow establishing a relationship  $G_0/q_u$  as a function of  $V_v/V_{ce}$  (see equation 10):

$$\frac{G_0}{q_u} \cong 1,000 \sqrt{\frac{V_v}{V_{ce}}} \quad (10)$$

Finally, the results presented in this paper therefore suggest that using the voids/cement ratio as represented by absolute volume of voids divided by absolute volume of cement ( $V_v/V_{ce}$ ), the engineer can choose the amount of cement and the compaction effort appropriate to provide a mixture that meets the strength and stiffness required by the project at the optimum cost. The voids/cement ratio can also be useful in the field control of soil-cement layers. Once a poor compaction has been identified, it can be readily taken into account in the design, through the  $q_u$ ,  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $G_0$

and even  $G_0/q_u$  versus voids/cement ratio ( $V_v/V_{ce}$ ) curves, and adopting corrective measures accordingly such as the reinforcement of the treated layer or the reduction in the load transmitted.

## CONCLUSIONS

From the data presented in this paper, and bearing in mind the limitations of this study (results are valid for the studied sand and cement), the following conclusions can be drawn:

- The peak strengths ( $q$  for each confining pressure), as well as for the whole deviator stress-axial strain-volumetric variation curve up to peak (for the same  $V_v/V_{ce}$  ratio) are about the same, confirming that  $V_v/V_{ce} - q_u$  correlation holds for specimens under confining pressures, and normalization can be extended to the whole deviator stress-axial strain-volumetric variation curve (at least up to peak and consequent opening of a shear band in the specimens).
- Values of  $q_u$ ,  $q$  (consequently  $c'$  and  $\phi'$ ) and  $G_0$  reduce with increasing  $V_v/V_{ce}$  values. A relationship  $G_0/q_u$  as a function of  $V_v/V_{ce}$  was established as  $\frac{G_0}{q_u} \cong 1,000 \sqrt{\frac{V_v}{V_{ce}}}$  and is of great practical interest once that it shows that having determined  $q_u$  and for a given  $V_v/V_{ce}$ ,  $G_0$  might be easily institute. Further research must be carried out in order to check such relationship for other soils and cementitious materials.
- The results presented in this paper therefore suggest that using the voids/cement ratio as represented by absolute volume of voids divided by absolute volume of cement ( $V_v/V_{ce}$ ), the practioners may choose the amount of cement and the compaction effort appropriate to provide a mixture that meets the strength and stiffness required by the project at the optimum cost.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to express their gratitude to MCT/CNPq (Brazilian Research Council - Ministry of Science and Technology), MEC/CAPES (Brazilian Coordination of Personal of Higher Educational Level - Ministry of Education) and to FCT (Portuguese Science and Technology Foundation) for their support to the research group.

## **REFERENCES**

- American Society for Testing and Materials. (ASTM), (1993). "Standard classification of soils for engineering purposes." *ASTM D 2487-93*, Philadelphia.
- British Standard Methods of Test. (1990). "Soil for civil engineering purposes". *BS 1377*.
- Clough, G. W., Sitar, N., Bachus, R. C. & Rad, N. S. (1981). "Cemented sands under static loading". *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, 107(6), 799-817.
- Consoli, N.C., Rotta, G.V. & Prietto, P.D.M. (2000). "The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils". *Géotechnique*, 50(1), 99-105.
- Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., Carraro, J.A.H. & Heineck K.S. (2001). "Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime-fly ash mixtures". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(9), 774-782.
- Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A. & Prietto, P. D. M. (2003). "Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(1), 96-101.
- Consoli, N. C., Rotta, G. V. & Prietto, P. D. M. (2006). "Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress". *Géotechnique*, London, 56(1), 69-72.
- Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L. & Heineck, K. S. (2007). "Key parameters for strength control of artificially cemented soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(2), 197-205.
- Dupas, J. M. & Pecker, A. (1979). "Static and dynamic properties of sand-cement". *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, 105(3), 419-436.
- Dyvik, R., and Madshus, C. (1985). "Lab measurements of Gmax using bender elements." *Proc., Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, American Society of Civil Engineers, New York.

- Felt, E. J. (1955). "Factors influencing physical properties of soil-cement mixtures". *Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5*. Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 138p.
- Goto, S.; Tatsuoka, F.; Shibuya, S.; Kim, Y.S.; Sato, T. (1991). A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils and Foundations*, 31(1), 169-180.
- Ingles, O G. & Metcalf, J. B. (1972). "Soil stabilization – principles and practice". Australia: *Butterworths Pty. Limited*, 366p.
- Jovicic, V., Coop, M. R., and Simic, M. (1996). "Objective criteria for determining  $G_{max}$  from bender element tests." *Géotechnique*, 46(2), 357–362.
- La Rochelle, P., Leroueil, S., Trak, B., Blais-Leroux L. & Tavenas, F. (1988). "Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests". *Proc., Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, Louisville. Philadelphia: ASTM, 715-731.
- Mitchell, J. K. (1981). "Soil improvement - State-of-the-art report". *Proc., 10<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering Stockholm, 509-565.
- Moore, R. K., Kennedy, T. W. & Hudson, W. R. (1970). "Factors affecting the tensile strength of cement-treated materials". *Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects*, Washington - DC, HRB, 315, 64-80.
- Porbaha, A., Tanaka, H. & Kobayashi, M. (1998). "State of the art in deep mixing technology: part II – Applications". *Ground Improvement*, Journal of ISSMGE, 2(2), 125-139.
- Porbaha, A., Shibuya, S. & Kishida, T. (2000). "State of the art in deep mixing technology: part III – geomaterial characterization". *Ground Improvement*, Journal of ISSMGE, 4(3), 91-110.
- Schnaid, F., Prietto, P.D.M. & Consoli, N.C. (2001). "Prediction of cemented sand behavior in triaxial compression". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, 127(10), 857-868.
- Shirley, D. J., and Hampton, L. D. (1977). "Shear-wave measurements in laboratory sediments." *J. Acoust. Soc. Am.*, 63(2), 607–613.
- Thomé, A., Donato, M., Consoli, N. C. & Graham J. (2005). "Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil". *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 1569-1584.

- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C. & Fahey, M. (2008). “Framework for bender element testing: combined methods towards enhanced interpretation”. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM (in press).
- Viggiani, G., and Atkinson, J. H. (1995). “Stiffness of fine-grained soils at very small strains.” *Géotechnique*, 45(2), 249–265.