

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

**PARÂMETROS DE CONTROLE DA RESISTÊNCIA E
RIGIDEZ DE SOLOS GRANULARES
ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS**

MÁRCIO FELIPE FLOSS

Porto Alegre
6 de Setembro de 2012

MÁRCIO FELIPE FLOSS

**PARÂMETROS DE CONTROLE DA RESISTÊNCIA E
RIGIDEZ DE SOLOS GRANULARES
ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS**

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^a. DR^a. KARLA SALVAGNI HEINECK

Porto Alegre

6 de Setembro de 2012

CIP - Catalogação na Publicação

Floss, Márcio Felipe

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados / Márcio Felipe Floss. -- 2012.

191 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientadora: Karla Salvagni Heineck.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2012.

1. Solos Granulares. 2. Solos Cimentados. 3. Fator vazios/cimento. 4. Bender elements. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Heineck, Karla Salvagni, coorient. III. Título.

MÁRCIO FELIPE FLOSS

**PARÂMETROS DE CONTROLE DA RESISTÊNCIA E
RIGIDEZ DE SOLOS GRANULARES
ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS**

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

Prof^a. Karla Salvagni Heineck
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Orientadora

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Pedro Miguel Vaz Ferreira (UCL)
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

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

Prof. Samir Maghous (UFRGS)
Ph.D. pela Ecole Nationale des Ponts et Chaussees

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho à minha família
por toda ajuda e em especial à minha
esposa Sandra por todo apoio e compreensão.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus pela presença constante em minha vida e sempre me ajudando a reerguer nos momentos mais difíceis.

À minha família por todo apoio, conselhos e educação prestados durante toda minha vida. À minha esposa Sandra por toda compreensão, companheirismo e apoio incondicional em todos os momentos.

Ao Professor Nilo Consoli por todo o conhecimento repassado, empenho e dedicação, em muitos momentos a paciência e principalmente pela excelente orientação desenvolvida durante o trabalho, demonstrando toda a sua capacidade de professor/pesquisador. À Professora Karla Heineck pelos momentos de orientação e apoio.

Ao Professor Antônio Viana da Fonseca e sua família por toda a hospitalidade, dedicação, envolvimento com a pesquisa e pela preocupação constante de me sentir bem, durante todo o período que estive em Portugal. Nos agradecimentos incluo os momentos de orientação acadêmica, cultura e lazer.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Ana Luiza, Liliane, Carmen e aos demais funcionários pela ajuda prestada durante o doutorado.

Aos amigos da UFRGS Lucas Festugato, Francisco Dalla Rosa, Luizmar Júnior, Vítor Faro, David Lourenço, Álisson Sacheti Sérgio Marques, José Carvalho, José Rojas, Henrique Milan, Anderson Fonini, Rodrigo Caberlon, João Nelson, Amanda Dalla Rosa, Klaus Thiesen, Samuel Mezzomo, Daniela Aliati, Diego Foppa, Viviane Rocha, Bruno Teixeira, Carina Silvani, Marina Corte e Emanuele Gauer,

Aos amigos da FEUP que ficaram em Portugal e que com certeza nos encontraremos um dia, em especial ao André Domingues, José Ferreira, Marco Fonseca, Phillipe Rocke, Antônio Topa Gomes, Marisa Soares, Miguel Amaral, Sara Rios, Sr. Pinto, Cláudia, Daniela, o italiano Fabricio e o húngaro Bernát Csécs.

Ao CNPq e Capes pela bolsa de estudo concedida tanto no período do Brasil como em Portugal.

RESUMO

FLOSS, M.F. **Parâmetros de controle da resistência e da rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A técnica de solo cimento se apresenta como uma ferramenta eficaz no melhoramento de distintos solos, adequando-os às necessidades da engenharia geotécnica. Tal tratamento do solo se aplica, por exemplo, na construção de bases para plataformas rodo-ferroviárias, camada de suporte para fundações superficiais, na prevenção da liquefação de solos granulares em condições fofas, no encapsulamento de solos contaminados e como barreiras de contenção de contaminação. Dessa forma, o presente estudo visa quantificar a influência da quantidade do cimento e da porosidade em relação ao comportamento mecânico das misturas de solos granulares com cimento. Assim, ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral, ensaios com *bender elements* e ensaios triaxiais foram realizados com o objetivo de obter uma metodologia de dosagem de solos granulares com adição de cimento. Para tal, foram utilizados um solo artificial areno-pedregulhoso, um solo arenoso grosso de origem granítica, um solo arenoso fino de origem basáltica, um solo arenoso fino de origem granítica e por último, uma areia fina uniforme, estes últimos três materiais com granulometria semelhante, mas com mineralogia e formato de grãos distintos. Em todos os ensaios foram utilizados cimento Portland CP-V (alta resistência inicial), como agente cimentante e água destilada. Corpos de prova cilíndricos foram moldados com distintos teores de cimento e porosidade. Os ensaios de resistência foram realizados após 7 dias de cura em ambiente com temperatura e umidade controlada. E os ensaios com *bender elements* foram realizados ao longo do tempo de cura, até 7 dias. Por último foi realizada a análise e comparação de todos os dados obtidos juntamente com outros materiais já estudados, no intuito de aprimorar o entendimento da técnica e da metodologia de dosagem de solo cimento.

Palavras-chave: Solos Granulares, Fator vazios/cimento, Solos Cimentados, Dosagem, Resistência, *Bender Elements*.

ABSTRACT

FLOSS, M.F. **Parâmetros de controle da resistência e da rigidez de solos granulares artificialmente cimentados..** 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The soil cement technique itself is an effective tool in the improvement of different soils, adapting them to the needs of geotechnical engineering. Such treatment of the soils might be used in the construction of road subgrades, railway platform subgrades, support layers for shallow foundations, in the encapsulation of contaminated soils in liquefaction prevention of loose granular soils and in barriers for containment of contamination. Thus, this study aimed at measuring the influence of the amount of cement and porosity on the mechanical behavior of granular soils – cement mixtures. Thus, unconfined compression, Brazilian tensile, bender elements and triaxial tests were carried out in order to obtain a dosage methodology for granular soils treated with cement. To this end, an artificial sand-gravel soil, a fine sand soil of basaltic origin, a fine sand soil of granitic origin and lastly, a coarse sandy soil, also of granitic origin were used. Early strength Portland cement was used as cementing agent, as well as distilled water. Cylindrical specimens were cast with different levels of cement and porosity. Strength tests were performed after 7 days curing in an environment with controlled temperature and humidity. Assays were performed using bender elements throughout the curing time, up to 7 days. Finally, a full analysis was performed using data obtained in present work, together with results of other granular soils treated with cement obtained through a literature review, in order to improve understanding of soil cement technique and enhance a dosage methodology of soil cement.

Key-Words: Granular Soils, Porosity/Cement Ratio, Cemented Soils, Dosage, Strength, *Bender Elements*.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	4
LISTA DE TABELAS	10
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	11
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	13
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	15
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 VISÃO GERAL DE SOLOS-CIMENTADOS	17
2.2 INFLUÊNCIAS EM SOLOS CIMENTADOS	19
2.2.1 Compactação	19
2.2.2 Granulometria	20
2.2.3 Cimentação	21
2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS CIMENTADOS	24
2.4 FATOR VAZIOS/CIMENTO	28
2.5 MÓDULO CISALHANTE À PEQUENAS DEFORMAÇÕES	34
2.5.1 Transdutores Piezoelétricos	34
2.5.2 Bender Elements	35
2.5.3 Transdutor de Compressão	37
2.5.4 Ondas Sísmicas	38
2.5.5 Módulo de Cisalhamento Máximo, $G_{MÁX}$	41
2.5.5.1 Ensaios utilizados para obtenção do módulo cisalhante	42
2.5.5.2 <i>Distância de percurso (d)</i>	43
2.5.5.3 <i>Tempo de Propagação (t)</i>	44
2.5.6 Método da primeira chegada da onda de resposta	44
CAPÍTULO 3 - MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTA	46
3.1 MATERIAIS	46
3.1.1 Solo Areno-Pedregulhoso	46
<hr/>	
Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados	

3.1.2 Solo Arenoso Basáltico	47
3.1.3 Solo Arenoso Fino Granítico	49
3.1.4 Solo Arenoso Granítico	50
3.1.5 Cimento Portland	52
3.1.6 Água Destilada	53
3.2 MÉTODOS	54
3.2.1 Preparação das Amostras	54
3.2.2 Caracterização dos Solos	54
3.2.3 Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova	57
3.2.4 Ensaios de Resistência à Compressão Simples	58
3.2.5 Ensaios de Resistência à Tração	58
3.2.6 Ensaio de Compressão Triaxial	59
3.2.7 Método de Griffith	59
3.2.8 Ensaio de <i>Bender Elements</i>	61
3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	61
CAPITULO 4 - RESULTADOS E ANÁLISES	68
4.1 Solo Areno-Pedregulhoso	68
4.1.1 Ensaios de Resistência à Compressão Simples	68
4.1.2 Ensaios de Resistência à Compressão Diametral	71
4.1.3 Ensaios Triaxiais Drenados	76
4.1.4 Método de Griffith	86
4.2 Solo Arenoso Basáltico	88
4.2.1 Ensaios de Resistência à Compressão Simples	88
4.2.2 Ensaios de Resistência à Compressão Diametral	91
4.2.3 Ensaios Triaxiais Drenados	96
4.2.4 Método de Griffith	106
4.2.5 Ensaios com <i>Bender Elements</i>	107
4.3 Solo Arenoso Granítico	116
4.3.1 Ensaios de Resistência à Compressão Simples	116
4.3.2 Ensaios com <i>Bender Elements</i>	118
4.4 Solo Arenoso Fino Granítico	126
4.4.1 Ensaios de Resistência à Compressão Simples	126

4.4.2 Ensaio com <i>Bender Elements</i>	132
CAPITULO 5 - COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS	150
5.1 MATERIAIS INCORPORADOS	151
5.1.1 Solo Residual Granítico do Porto	151
5.1.2 Areia de Osório	152
5.2 COMPARAÇÕES	153
5.2.1 Solos originários do Porto	153
5.2.2 Solos com granulometria de Areia Fina	159
5.3 SOLO RESIDUAL DO PORTO	166
5.3.1 Comparação q_t x q_u	166
5.3.2 Método de Griffith	167
5.4 AREIA DE OSÓRIO	169
5.4.1 Comparação q_t x q_u	169
CAPITULO 6 – CONCLUSÕES	172
6.1 Resistência à Compressão Simples	172
6.2 Resistência à Compressão Diametral	173
6.3 Ensaio Triaxiais Drenados	173
6.4 Método de Griffith	173
6.5 Ensaio de <i>Bender/Extender</i>	174
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Relação RCS com o fator vazios/cimento	31
Figura 2.2 – Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão	35
Figura 2.3 – a) Bender element; b) esquema de funcionamento	36
Figura 2.4 – Transdutor de Compressão	38
Figura 2.5 – Esquema de modos de propagação de ondas P	40
Figura 2.6 – Esquema de modos de propagação de onda S	40
Figura 2.7 – Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades V_P e V_S num meio elástico semi-infinito	41
Figura 2.8 – Definição da distância percorrida pelas ondas	43
Figura 2.9 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta	45
Figura 3.1 – Solo areno-pedregulhoso	47
Figura 3.2 – Solo Arenoso Basáltico	48
Figura 3.3 – Microscopia do Solo Arenoso Basáltico	48
Figura 3.4 – Solo Arenoso Fino Granítico	49
Figura 3.5 – Microscopia do Solo Arenoso Fino Granítico	50
Figura 3.6 – Solo Arenoso Granítico	51
Figura 3.7 – Microscopia do Solo Arenoso Granítico	51
Figura 3.8 – Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland	53
Figura 3.9 – Distribuição granulométrica dos solos	55
Figura 4.1 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento ..	69
Figura 4.2 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade, em cada teor de cimento	70
Figura 4.3 – Variação resistência à compressão simples em relação ao fator vazios cimento em termos de porosidade por teor de cimento volumétrico	71
Figura 4.4 – Relação de q_t com o teor de cimento em amostras de solo areno-pedregulhoso .	72
Figura 4.5 – Relação de q_t com a porosidade para amostras de solo areno-pedregulhoso	73
Figura 4.6 – Relação de q_t com o fator vazios/cimento para amostras de solo areno-pedregulhoso	74
Figura 4.7 – Comparação de q_u e q_t com o fator vazios/cimento, para amostras de solo areno-pedregulhoso	75
Figura 4.8 – Relação de q_t e q_u , para amostras de solo areno-pedregulhoso	75

Figura 4.9 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_5_20	77
Figura 4.10 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_5_80	78
Figura 4.11 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_5_200	79
Figura 4.12 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_6_20	80
Figura 4.13 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_6_80	81
Figura 4.14 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_6_200	82
Figura 4.15 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras com 5% de cimento	83
Figura 4.16 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras com 6% de cimento	84
Figura 4.17 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras de solo areno- pedregulhoso	85
Figura 4.18 – Envoltória de ruptura, amostras de solo areno-pedregulhoso	86
Figura 4.19 – Parábola de Griffith, amostras de solo areno-pedregulhoso	87
Figura 4.20 – Variação resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento	88
Figura 4.21 – Variação resistência à compressão simples em relação à porosidade, em cada teor de cimento	89
Figura 4.22 – Variação resistência à compressão simples em relação ao fator vazios/cimento em termos de porosidade por teor de cimento volumétrico	90
Figura 4.23 – Variação resistência à compressão simples em relação ao fator vazios/cimento com expoente 0,25	91
Figura 4.24 – Relação de q_t com o teor de cimento para amostras de solo arenoso basáltico	92
Figura 4.25 – Relação de q_t com a porosidade para amostras de solo arenoso basáltico	93
Figura 4.26 – Relação de q_t com o fator vazios/cimento, com expoente igual a 1, para amostras de solo arenoso basáltico	94
Figura 4.27 – Relação de q_t com o fator vazios/cimento, com expoente igual a 0,25, para amostras de solo arenoso basáltico	94
Figura 4.28 – Comparação de q_u e q_t com o fator vazios/cimento, com expoente igual a 0,25, para amostras de solo arenoso basáltico	95
Figura 4.29 – Relação de q_t e q_u , com expoente igual a 0,25, para amostras de solo arenoso basáltico	96
Figura 4.30 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_5_20	97
Figura 4.31 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_5_80	98
Figura 4.32 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_5_200	99
Figura 4.33 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_6_20	100
Figura 4.34 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_6_80	101
Figura 4.35 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_6_200	102

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente
cimentados

Figura 4.36 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras com 5% de cimento ..	103
Figura 4.37 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras com 6% de cimento ..	104
Figura 4.38 – Tensão def. e variação volumétrica, amostras de solo arenoso basáltico	105
Figura 4.39 – Envoltória de ruptura, amostras de solo arenoso basáltico	106
Figura 4.40 – Parábola de Griffith, amostras de solo arenoso basáltico	107
Figura 4.41 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 0,71$	108
Figura 4.42 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 0,84$	108
Figura 4.43 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 0,96$	109
Figura 4.44 – Relação de G_0 pelo teor de cimento aos 3 dias de cura	110
Figura 4.45 – Relação de G_0 pelo teor de cimento aos 5 dias de cura	110
Figura 4.46 – Relação de G_0 pelo teor de cimento aos 7 dias de cura	111
Figura 4.47 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1	112
Figura 4.48 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,25	112
Figura 4.49 – Relação de G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1	113
Figura 4.50 – Relação de G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,25	114
Figura 4.51 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1	115
Figura 4.52 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,25	115
Figura 4.53 – Relação de q_u com o teor de cimento	116
Figura 4.54 – Relação de q_u com a porosidade	117
Figura 4.55 – Relação de q_u com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1.....	118
Figura 4.56 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com peso específico igual a 16,4 kN/m ³	119
Figura 4.57 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com peso específico igual a 17,2 kN/m ³	120
Figura 4.58 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com peso específico igual a 18,0 kN/m ³	120
Figura 4.59 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com peso específico igual a 18,8 kN/m ³	121
Figura 4.60 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 3 dias	122
Figura 4.61 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 5 dias	122
Figura 4.62 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 7 dias	123
Figura 4.63 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1	124
Figura 4.64 – Relação do V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1	125

Figura 4.65 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1	126
Figura 4.66 – Relação de q_u com o teor de cimento, amostras com cimento do Brasil	127
Figura 4.67 – Relação de q_u com a porosidade, amostras com cimento do Brasil	128
Figura 4.68 – Relação de q_u com o teor de cimento, amostras com cimento de Portugal	129
Figura 4.69 – Relação de q_u com a porosidade, amostras com cimento de Portugal	130
Figura 4.70 – Relação de q_u com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1	131
Figura 4.71 – Relação de q_u com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10	131
Figura 4.72 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 1,10$, amostras com cimento do Brasil	132
Figura 4.73 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 1,30$, amostras com cimento do Brasil	133
Figura 4.74 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 1,50$, amostras com cimento do Brasil	133
Figura 4.75 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 3 dias, amostras com cimento do Brasil	134
Figura 4.76 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 5 dias, amostras com cimento do Brasil	135
Figura 4.77 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 7 dias, amostras com cimento do Brasil	135
Figura 4.78 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento do Brasil	136
Figura 4.79 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento do Brasil	137
Figura 4.80 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento do Brasil	138
Figura 4.81 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento do Brasil	138
Figura 4.82 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento do Brasil	139
Figura 4.83 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento do Brasil	140
Figura 4.84 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 1,10$, amostras com cimento de Portugal	141
Figura 4.85 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 1,30$, amostras com cimento de Portugal	141

Figura 4.86 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 1,50$, amostras com cimento de Portugal	142
Figura 4.87 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 3 dias, amostras com cimento de Portugal	143
Figura 4.88 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 5 dias, amostras com cimento de Portugal	143
Figura 4.89 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 7 dias, amostras com cimento de Portugal	144
Figura 4.90 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento de Portugal	145
Figura 4.91 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento de Portugal	145
Figura 4.92 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento de Portugal	146
Figura 4.93 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento de Portugal	147
Figura 4.94 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento de Portugal	148
Figura 4.95 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento de Portugal	148
Figura 5.1 – Distribuição granulométrica do Solo Residual Granítico do Porto	152
Figura 5.2 – Distribuição granulométrica da Areia de Osório	153
Figura 5.3 – Curva granulométrica dos Solos de Porto	154
Figura 5.4 – Resultados de compressão simples em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com expoente igual a 1	155
Figura 5.5 – Resultados de compressão simples em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com o respectivo expoente ajustado	156
Figura 5.6 – Resultados de G_0 em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com expoente igual a 1	157
Figura 5.7 – Resultados de G_0 em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com os respectivos expoentes ajustados	157
Figura 5.8 – Resultados de V_s em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com o expoente igual a 1	158
Figura 5.9 – Resultados de V_s em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com o respectivo expoente ajustado	159
Figura 5.10 – Curva granulométrica dos materiais com granulometria de areia fina	160

Figura 5.11 – Resultados de compressão simples em relação ao fator vazios/cimento, com solos arenosos finos, com expoentes igual a 1	161
Figura 5.12 – Resultados de compressão simples em relação ao fator vazios/cimento, com solos arenosos finos, com os respectivos expoentes de ajuste	161
Figura 5.13 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 3 dias de cura, com solos arenosos finos, e expoente igual a 1	163
Figura 5.14 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 5 dias de cura, com solos arenosos finos, e expoente igual a 1	163
Figura 5.15 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 7 dias de cura, com solos arenosos finos, e expoente igual a 1	164
Figura 5.16 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 3 dias de cura, com solos arenosos finos, e com os respectivos expoentes de ajuste	164
Figura 5.17 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 5 dias de cura, com solos arenosos finos, e com os respectivos expoentes de ajuste	165
Figura 5.18 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 7 dias de cura, com solos arenosos finos, e com os respectivos expoentes de ajuste	165
Figura 5.19 – Resultados de q_t e q_u em relação ao fator vazios/cimento para o Solo Residual de Porto	166
Figura 5.20 – Resultados de q_t em relação à q_u para o Solo Residual de Porto	167
Figura 5.21 – Método de Griffith para η/C_{iv} igual a 11, solo residual de Porto	168
Figura 5.22 – Método de Griffith para η/C_{iv} igual a 21, solo residual de Porto	168
Figura 5.23 – Método de Griffith para η/C_{iv} igual a 35, solo residual de Porto	169
Figura 5.24 – Resultados de q_t e q_u em relação ao fator vazios/cimento	170
Figura 5.25 – Resultados de q_t em relação à q_u para a Areia de Osório	170

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Ensaio <i>in situ</i> para avaliação do módulo cisalhante	42
Tabela 3.1 – Método de confecção da mistura de solo Areno-Pedregulhoso	46
Tabela 3.2 – Composição do cimento Portland de alta resistência	52
Tabela 3.3 – Distribuição granulométrica dos Solos	55
Tabela 3.4 – Índices físicos dos Solos	56
Tabela 3.5 – Classificação dos solos pelo Sistema Unificado	56
Tabela 3.6 – Classificação dos solos pelo Sistema Rodoviário	57
Tabela 3.7 – Dimensões dos Corpos de Prova	57
Tabela 3.8 – Programa de Ensaio	62
Tabela 3.9 – Programa de Ensaio de RCS e RDC para o Solo Areno-Pedregulhoso	63
Tabela 3.10 – Programa de Ensaio de RCS e RDC para o Solo Arenoso Basáltico	64
Tabela 3.11 – Programa de Ensaio de RCS para o Solo Arenoso Granítico	65
Tabela 3.12 – Programa de Ensaio de RCS para o Solo Arenoso Fino Granítico com cimento do Brasil	65
Tabela 3.13 – Programa de Ensaio de RCS para o Solo Arenoso Fino Granítico com cimento de Portugal	66
Tabela 3.14 – Programa de Ensaio Triaxiais para o Solo Areno-Pedregulhoso	67
Tabela 3.15 – Programa de Ensaio Triaxiais para o Solo Arenoso Basáltico	68
Tabela 5.1 – Índices Físicos do Solo Residual Granítico do Porto	151
Tabela 5.2 – Índices Físicos da Areia de Osório	152
Tabela 5.3 – Índices físicos dos Solos de Porto	154
Tabela 5.4 – Classificação dos solos de Porto	155
Tabela 5.5 – Índices físicos dos Solos Arenosos Finos	160

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 volumétrico de cimento, expresso em porcentagem do volume total
- CP – cimento Portland
- C_u – coeficiente de uniformidade
- C_c – coeficiente de curvatura
- D_{10} – diâmetro efetivo
- e – índice de vazios
- $E_{s(0,3\%)}$ - módulo de deformação secante medido a 0,3% de deformação axial
- G_{din} – módulo de distorção dinâmico [MPa]
- G_0 – módulo de distorção máximo [MPa]
- $G_{máx}$ – módulo de distorção máximo [MPa]
- NBR – norma brasileira
- q - tensão-desvio
- q_u – resistência à compressão simples
- q_t – resistência à compressão diametral
- S – grau de saturação de moldagem.
- σ' – tensão efetiva normal média
- S_f = grau de saturação após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.
- τ – 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)
- V_p – velocidade de propagação das ondas de compressão [m/s]
- V_s – velocidade de propagação das ondas transversais [m/s]
- ω – teor de umidade
- ϵ_a – deformação axial

ε_s – deformação cisalhante

ε_v – deformação volumétrica

γ_d – massa específica aparente seca

η – porosidade

σ'_1 – maior tensão principal efetiva

σ_1 – maior tensão principal total

σ'_3 – menor tensão principal efetiva

σ_3 – menor tensão principal total

σ_d – tensão desvio

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

A prática de engenharia geotécnica e equipamentos de investigação de subsolo e fundações conta, de 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 na 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 rodoviários e ferroviários, 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, podendo citar THOMÉ (1994; 1999), PRIETTO (1996, 2004), CONSOLI (2003, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012), FOPPA (2005), DALLA ROSA (2006), LOPES JÚNIOR (2007), CABERLON (2008), FONINI (2012), visando seu emprego como camada de suporte para fundações superficiais, no encapsulamento de solos contaminados e como barreiras de contenção de contaminação. Por meio desta técnica está sendo investigado 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 inclusive com 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 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, resistência à tração, rigidez inicial, resistência ao cisalhamento e comportamento tensão deformação de solos artificialmente cimentados, com diferentes granulometrias, mineralogias e formatos de grãos.

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 e tração de diversos solos granulares artificialmente cimentados;

- Verificar, através de ensaios de compressão simples e tração, a relação vazios/cimento, por meio da porosidade e do teor volumétrico de cimento;
- Estabelecer uma relação entre a resistência à compressão simples (q_u) e a resistência à compressão diametral (q_t) de solos granulares artificialmente cimentados.
- Verificar a relação da rigidez inicial G_0 , em relação ao fator vazios/cimento η/C_{iv} ;
- Verificar a influência do tempo de cura das amostras na rigidez inicial G_0 ;
- Estabelecer através do Método de Griffith, envoltória parabólica de ruptura dos solos a partir de ensaios triaxiais drenados e ensaios de compressão diametral;
- Comparar os resultados entre solos de mesma granulometria, porém com diferentes características mineralógicas e distintos formatos de grão;

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, tendo início por este capítulo introdutório (Capítulo 1), logo após apresenta-se uma revisão da bibliografia existente (Capítulo 2) que compreende os principais assuntos abordados no trabalho.

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 e a análise dos mesmos englobando os ensaios de compressão simples, tração, rigidez inicial e triaxiais.

No capítulo 5 são apresentadas comparações dos resultados do presente trabalho juntamente com resultados de outros materiais semelhantes, seja pela granulometria ou pela mineralogia.

Por último, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões as quais o estudo proporcionou através dos diversos ensaios realizados.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada a revisão bibliográfica, onde os principais pontos do estudo são abordados. No primeiro momento são apresentados alguns trabalhos que já estudaram o comportamento de solos cimentados. Após, são expostos os temas relacionados ao módulo cisalhante à pequenas deformações e sua respectiva técnica de obtenção.

2.1 VISÃO GERAL DE SOLOS-CIMENTADOS

Diversos autores já trabalharam com a técnica de solos cimentados na bibliografia brasileira, dentre os quais podem-se citar Consoli et. al. (2003, 2007, 2008, 2010, 2011, 2012), Heineck (1998), Prietto (1996 e 2004), Rotta et. al. (2001a e 2003) Schnaid et. al. (2001); Thomé (1999) e Thomé et al. (2003); Vendruscolo (2003) e Caberlon (2008) e também diversos trabalhos internacionais, dentre estes estão Saxena e Lastrico (1978); Clough et al. (1981), Huang e Airey, (1993); Coop e Atkinson (1992, 1993 e 2003); Viana da Fonseca (2008); Amaral (2009); Rios (2011), os quais abordaram uma gama extensa de parâmetros geotécnicos de solos cimentados tais como granulometria, propriedades físicas, tensões atuantes, resistência mecânica 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 pode ser constatada pelo simples manuseio da amostra (Saxena e Lastrico, 1978).

Areias cimentadas são encontradas em vários locais 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 fraca ou fortemente cimentadas 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).

Como se percebe, a cimentação tem uma grande importância no desenvolvimento de obras geotécnica garantindo, por exemplo, nos taludes, inclinações maiores ou então fatores de segurança maiores. Tal fato está relacionado com a resistência destas areias.

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.

Porém, conforme 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.

De acordo com Saxena e Lastrico, (1978), 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. Tal entendimento serve perfeitamente para a análise de solos-cimentados

Um dos pontos 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).

2.2 INFLUÊNCIAS EM SOLOS CIMENTADOS

2.2.1 Compactação

Uma das causas da cimentação natural do solo se deve 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, frequentemente utilizada como regra no desempenho de taludes.

É de conhecimento que no comportamento drenado, os efeitos da cimentação para amostras mais densas são muito menos significantes do que para amostras menos densas, reduzindo a importância relativa das ligações da cimentação (Huang & Airey, 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).

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

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

Vieira et al. (2006), constataram que valores de diferentes módulos de deformabilidade parecem não depender só da compactidade, já que não decaem tanto do lado úmido, como no lado seco. Assim, não é só o grau de compactação que determina o comportamento mecânico, mas também do teor de água do solo compactado.

2.2.2 Granulometria

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 resistente 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).

Coop e Atkinson (1993), destacam que a presença do cimento pode ter outros efeitos no comportamento do solo, quando por exemplo, pela mudança da curva granulométrica, devido a presença de um teor de finos maior, pela própria cimentação e até mesmo pelo aumento da densidade da amostra.

2.2.3 Cimentação

Leroueil e Vaughan (1990) mostraram padrões similares de comportamento, tendo sido observados em materiais com cimentação de origem geológica (rochas brandas e intemperizadas, argilas rígidas, areias e solos residuais), em solos artificialmente cimentados e em areias grauteadas, onde a cimentação concede resistência à compressão, tração e coesão real ao material.

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), conforme citado anteriormente.

Clough et al. (1981), cita que 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. Sendo que o ângulo de atrito de uma areia cimentada é similar a aquele de uma areia não cimentada.

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 comportamento mais dúctil (Huang & Airey, 1993).

Em 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).

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 aparente. A rigidez, resistência à tração e intercepto coesivo são todos sensíveis a quantidade e natureza do agente cimentante (Clough et al., 1981).

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.

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).

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).

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).

Lade e Overton (1990), constataram que o efeito da cimentação em baixas tensões é de aumentar a coesão e também o ângulo de atrito. Porém, Akinmusuru (1987), constatou que em amostras com até 10% de cimento adicionado mostraram que o parâmetro predominante foi a coesão e não o ângulo de atrito (Akinmusuru, 1987).

De qualquer forma, 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).

Além destes, Coop e Atkinson (1993), citam também como efeito da cimentação, a redução o volume específico pela adição de material cimentante nos espaços vazios.

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).

No mesmo sentido, Consoli et. al. (2003), demonstra que 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. Consoli et. al. (2007) definiu que o modo de ruptura do solo em ensaios de placa foi drasticamente afetado de acordo com o grau de cimentação.

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS CIMENTADOS

Conforme Consoli et al. (2009), para o caso de fundações superficiais o mecanismo de ruptura de camadas superficiais de solo ocorre primeiramente através da tensão de tração na base da camada a ser melhorada, indicando a resistência à tração como o principal parâmetro para execução de projetos compatíveis a este caso.

Sendo assim, para estudar comportamento mecânico de solos cimentados, não basta compreender e conhecer apenas a resistência à compressão do material, necessita de outros dados, os quais indiquem uma referência da resistência à tração, além do comportamento de deformação e rigidez do solo. Acima de tudo, encontrar a relação entre resistência de compressão e tração se mostra um excelente mecanismo para compreensão e comparação entre diferentes materiais disponíveis para o uso na prática.

Segundo Clough et al. (1981), a resistência à tração de uma areia cimentada é em torno de 10% da sua resistência à compressão simples.

O'Rourke e Crespo (1988) estudaram um solo composto por areia fina siltosa moderadamente cimentada, oriunda de uma formação vulcânica conhecida com Cangahua, encontrada no Andes do Equador e Colômbia. Esse material se distanciou dos resultados clássicos, apresentando resistência à tração na ordem de 18 a 29% da resistência à compressão simples.

Consoli et al. (2010), realizaram ensaios à compressão diametral para encontrar a resistência à tração da areia de Osório. O solo é conhecido por ser um

material homogêneo, limpo e uniforme. Ao adicionar cimento ao material, com teores de 1, 2, 3, 5, 7, 9 e 12 % de cimento em amostras com 3 densidades distintas, encontrou-se a relação q_t/q_u igual a 0,15, ou seja, 15 %.

Em relação ao comportamento de tensão deformação, alguns fatores que podem influenciar a relação tensão-deformação do solo-cimento incluem o teor 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).

Em um primeiro momento, o 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. Após 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. Em um terceiro momento, a amostra é cisalhada a pequenas tensões confinantes relativamente à resistência da cimentação e então um estado de pico ocorre na superfície do solo não cimentado (Coop e Atkinson, 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 et. al, 2001).

Uma característica importante em curvas de 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 qualquer nível 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).

Tendências básicas observadas no comportamento tensão-deformação e mudança de volume das areias naturalmente cimentadas também são observadas em areias artificialmente cimentadas. 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. 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).

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).

Conforme Akinmusuru (1987), devido às 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.

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.

Leroueil e Vaughan (1990) mostraram que 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.

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 e Overton, 1990).

De acordo com Clough (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. 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 friccional dos mecanismos de resistência.

Segundo Consoli et. al. (2004), na areia de Osório, 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.

Haeri et al. (2005) estudaram o solo aluvionar do Tehran, sendo um solo areno-pedregulhoso artificialmente cimentado. Em ensaios triaxiais com tensões de confinamento entre 100 e 500 kN/m², as amostras não cimentadas ou levemente cimentadas com 1,5% de cimento CP-I, tiveram comportamento de contração. Já para as amostras cimentadas com 3, 4.5, 6 e 9%, o comportamento foi de dilatância.

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).

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). 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).

Coop (1990), observou que, assim como para solos não cimentados, o principal mecanismo de deformação volumétrica plástica para um solo cimentado é a quebra de partículas. Coop e Atkinson (1993) mostraram 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.

Saxena e Lastrico (1978), ainda afirmam que 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.

2.4 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.

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

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:

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

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

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

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:

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

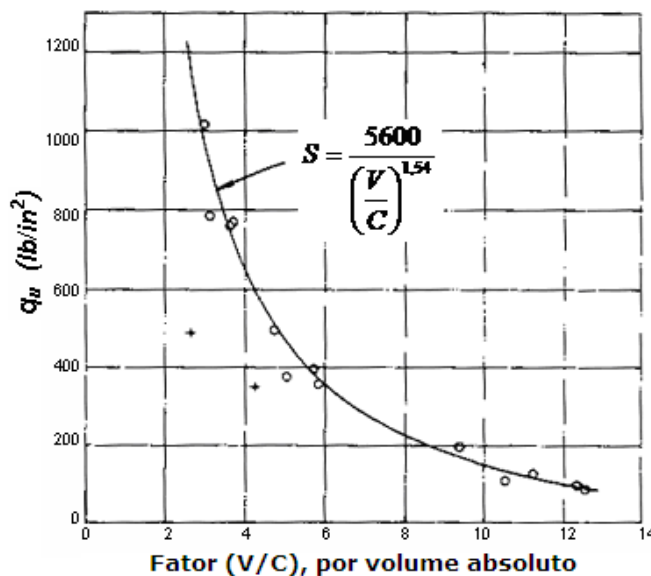


Figura 2.1 – Relação RCS com o fator vazios/cimento (Larnach,1960)

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 compactidade. 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:

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

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:

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

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.

Consoli et al. (2011), apresentaram os resultados de ensaios à compressão diametral realizados com 3 diferentes materiais, Arenito de Botucatu, Areia de Osório

e Solo Residual de Granito do Porto. Após análise verificou-se a ótima relação da resistência à tração obtida com o fator de vazios/cimento (η/C_{iv}).

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.

2.5 MÓDULO CISALHANTE À PEQUENAS DEFORMAÇÕES

2.5.1 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.

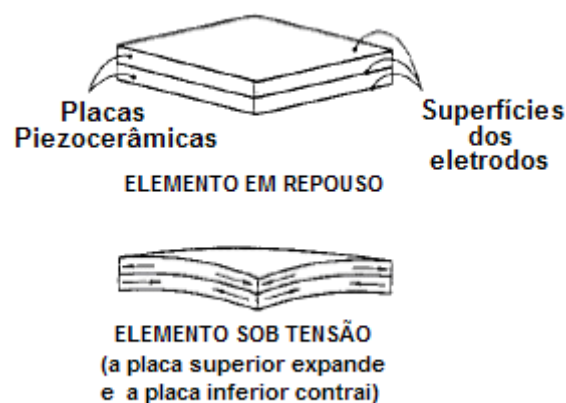


Figura 2.2 – Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão (Ferreira, 2003).

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.

2.5.2 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

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

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 Viana da Fonseca et al. (2009)].

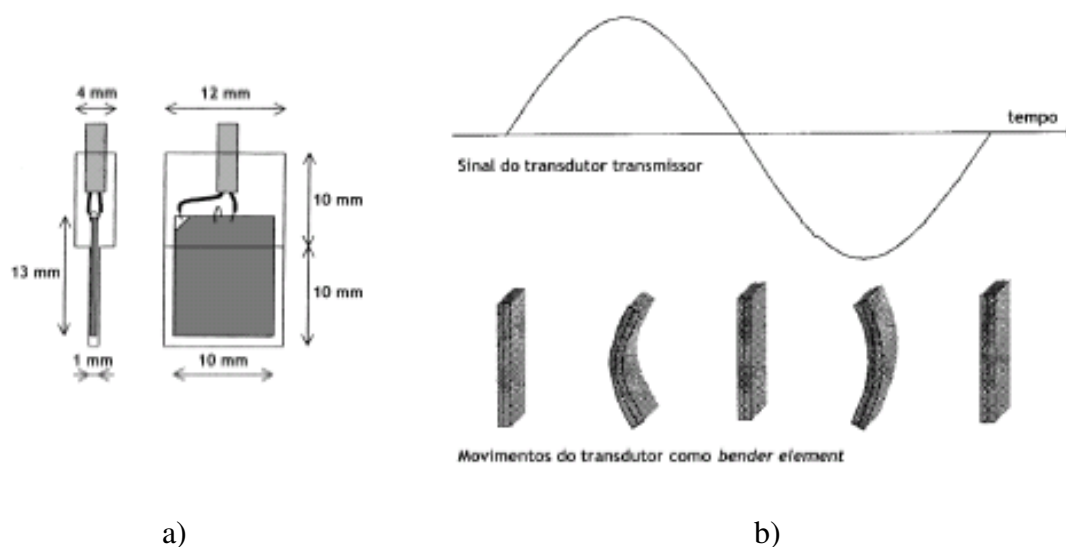


Figura 2.3 – a) Bender element; b) esquema de funcionamento. (Dyvik e Madshus, 1985 adaptado de Ferreira (2003))

O sistema de *bender elements* trata-se de transdutores eletro-mecânicos 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:

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

Onde ρ 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), Ferreira (2003), Heineck et. al., (2005) e Viana da Fonseca et al. (2009)].

2.5.3 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.

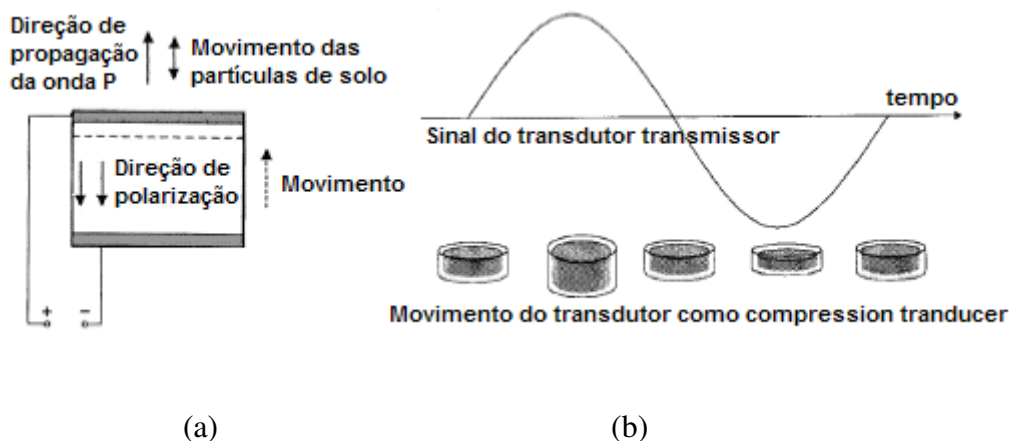


Figura 2.4 –Transdutor de Compressão: (a) diagrama de ligações, polarização e deformação; (b) esquema de funcionamento (adaptado por Ferreira, 2003 de Brignoli et al, 1996).

2.5.4 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 de 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.

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

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

Onde,

E é o módulo de deformabilidade ou de Young;

ρ é a massa específica;

ν é o coeficiente de Poisson;

M é o módulo confinado, e;

G é o módulo cisalhante.

A seguir a Figura 2.5 apresenta o modo de propagação da onda P e na Figura 2.6 o modo de propagação da onda S.

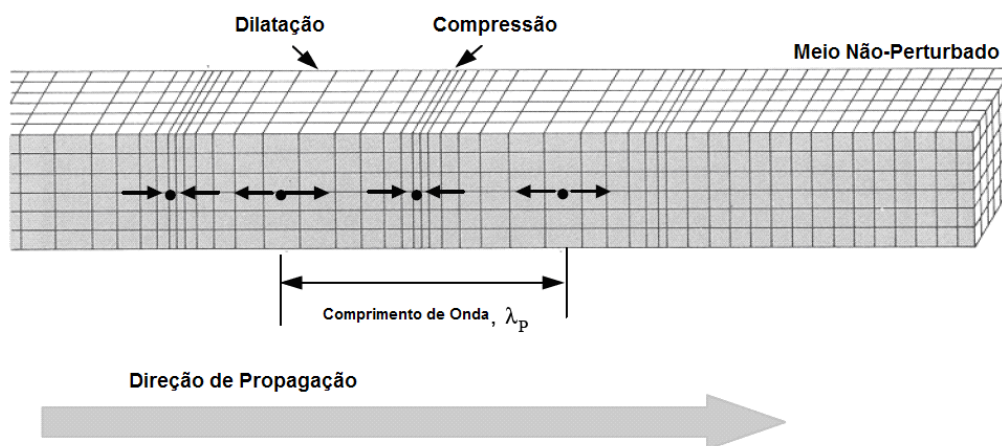


Figura 2.5 – Esquema de modos de propagação de ondas P (adaptado por Ferreira 2003, de Stokoe & Santamarina, 2000)

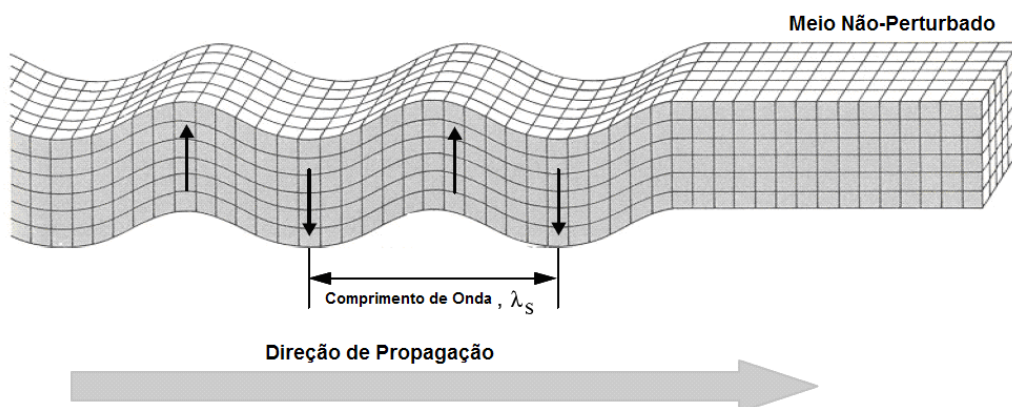


Figura 2.6 – Esquema de modos de propagação de onda S. (adaptado por Ferreira 2003, de Stokoe & Santamarina, 2000)

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 ρ , 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 ν , combinando as expressões (2.7) e (2.8), como se demonstra na seguinte expressão:

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

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

Na Figura 2.7 temos o esquema da relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades das ondas V_P e V_S .

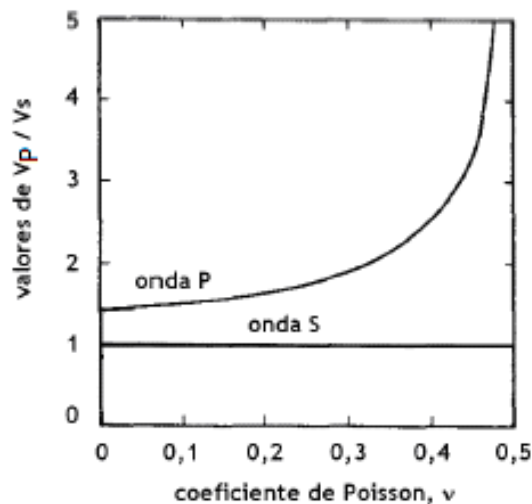


Figura 2.7 – Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades V_P e V_S num meio elástico semi-infinito (adaptado de Ferreira, 2003)

2.5.5 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).

2.5.5.1 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), e 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.

Tabela 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, V_S</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, V_R</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:

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

$$G_{m\acute{a}x} = \rho \cdot V_S^2 \quad \text{e} \quad M = \rho \cdot V_P^2 \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Onde: d = distância de percurso;

t_S = tempo de percurso da onda S;

t_P = tempo de percurso da onda P.

2.5.5.2 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 4 mm), ou seja, a distância entre as extremidades dos transdutores. A figura 2.8 ilustra a determinação de d .

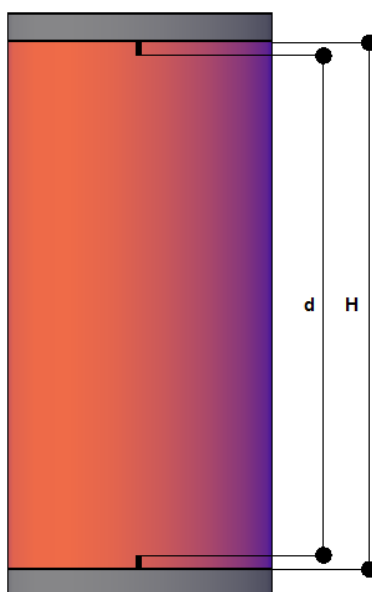


Figura 2.8 – Definição da distância percorrida pelas ondas.

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

2.5.5.3 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, entre outros. [Ferreira, (2003), Viana da Fonseca et al. (2009), Amaral et al. (2011)]

Viana da Fonseca et al (2009), apresentam vários métodos de interpretação de ondas, os quais 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 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.

2.5.6 Método da primeira chegada da onda de resposta

O intervalo de tempo entre a onda 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, conforme Figura 2.9.

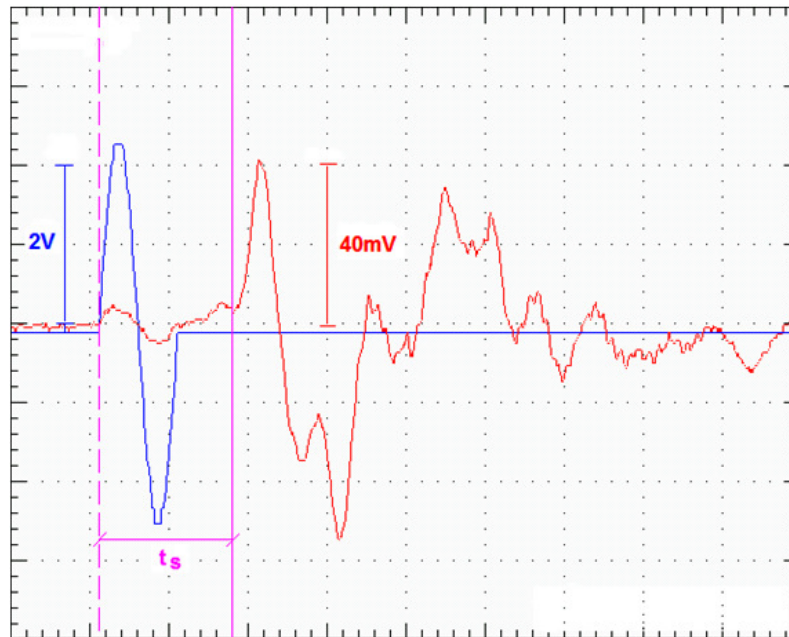


Figura 2.9 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta (Caberlon, 2008)

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.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Solo Areno-Pedregulhoso

O material utilizado é uma mistura de um solo pedregulhoso e outro arenoso. O solo pedregulhoso foi peneirado e dele extraído apenas o material retido entre as peneiras com diâmetro da abertura da malha entre 6,30 e 9,50mm, sendo este identificado como pedregulho. O solo arenoso também foi peneirado e dividido em três partes, areia grossa, areia média e areia fina, conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Método de confecção da mistura de solo Areno-Pedregulhoso.

Material	Peneira Passante (mm)	Peneira Retida (mm)
Pedregulho	9,50	6,30
Areia Grossa	4,75	2,00
Areia Média	1,18	0,43
Areia Fina	0,30	0,075

As quantidades de cada material granulométrico utilizado para a confecção do solo areno-pedregulhoso, em relação à massa de solo foi de 25% de pedregulho, 10% de areia grossa, 32,5% de areia média e 32,5% de areia fina. O material pode ser visualizado através da Figura 3.1.



Figura 3.1 – Solo areno-pedregulhoso

3.1.2 Solo Arenoso Basáltico

O solo utilizado é oriundo do beneficiamento da rocha basáltica, apresentando granulometria arenosa, com presença de pedriscos. Para o uso específico neste trabalho, o material foi peneirado e extraído o material passante e retido nas peneiras #40 e #200 respectivamente, podendo ser observado através da Figura 3.2.



Figura 3.2 – Solo Arenoso Basáltico

Na figura 3.3 apresenta-se uma foto microscópica do solo arenoso basáltico, enfatizando o formato irregular dos grãos.



Figura 3.3 – Microscopia do Solo Arenoso Basáltico

3.1.3 Solo Arenoso Fino Granítico

Este material foi obtido através do peneiramento do Solo Residual de Granito do Porto, o qual é descrito e caracterizado por Rios (2011), extraindo o material passante e retido nas mesmas peneiras que o solo anterior, as peneiras #40 e #200 respectivamente, abrangendo a parcela de areia fina de todo o material, onde encontra-se grande parte de mica. Na Figura 3.4 é apresentado o material. E a foto microscópica do material pode ser observada através da Figura 3.5, onde pode ser observado os grãos lamelares de mica.



Figura 3.4 – Solo Arenoso Fino Granítico

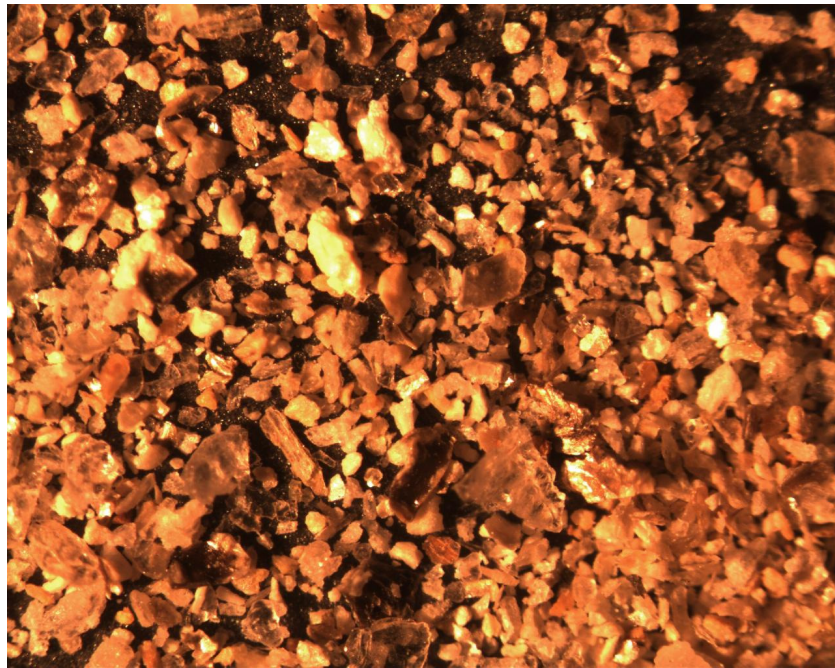


Figura 3.5 – Microscopia do Solo Arenoso Fino Granítico

3.1.4 Solo Arenoso Granítico

A areia grossa do Porto origina-se do mesmo material que o anterior, do solo residual de granito do Porto, mas com a diferença da granulometria, onde esse abrange o diâmetro de areia fina, média e grossa, tendo sido peneirado e utilizado o material passante e retido nas peneiras #4 e #200. A Figura 3.6 apresenta o material e na Figura 3.7 apresenta a foto microscópica do material.



Figura 3.6 – Solo Arenoso Granítico

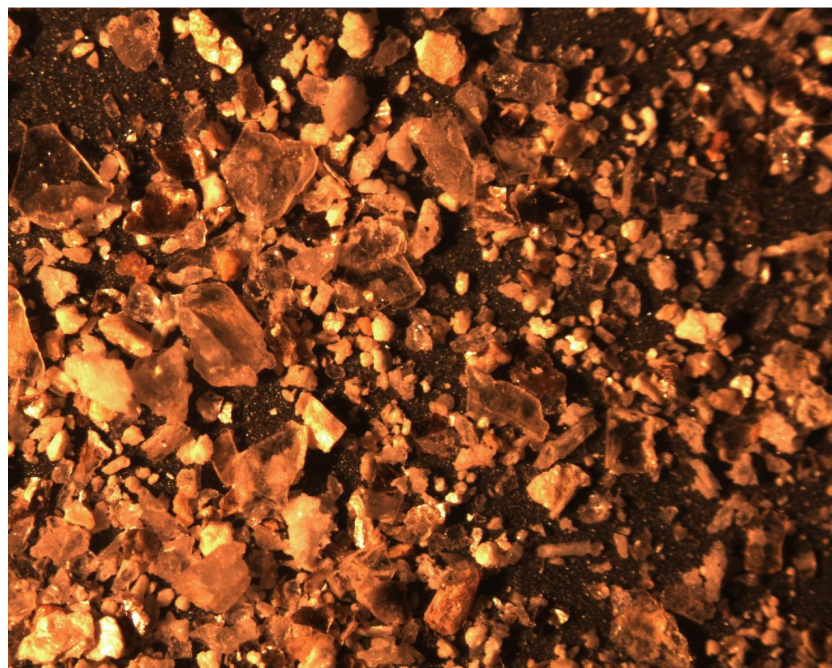


Figura 3.7 – Microscopia do Solo Arenoso Granítico

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

3.1.5 Cimento Portland

Os componentes essenciais do cimento são o CaO (obtido de calcário), SiO_2 e Al_2O_3 (obtidos de argilas, preferencialmente cauliníticas), com pequenas quantidades de Fe_2O_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°C. Água e 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 ($CaSO_4 \cdot H_2O$), sendo o conjunto moído para constituir o cimento.

O cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI), 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 3.2 e Figura 3.8).

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

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

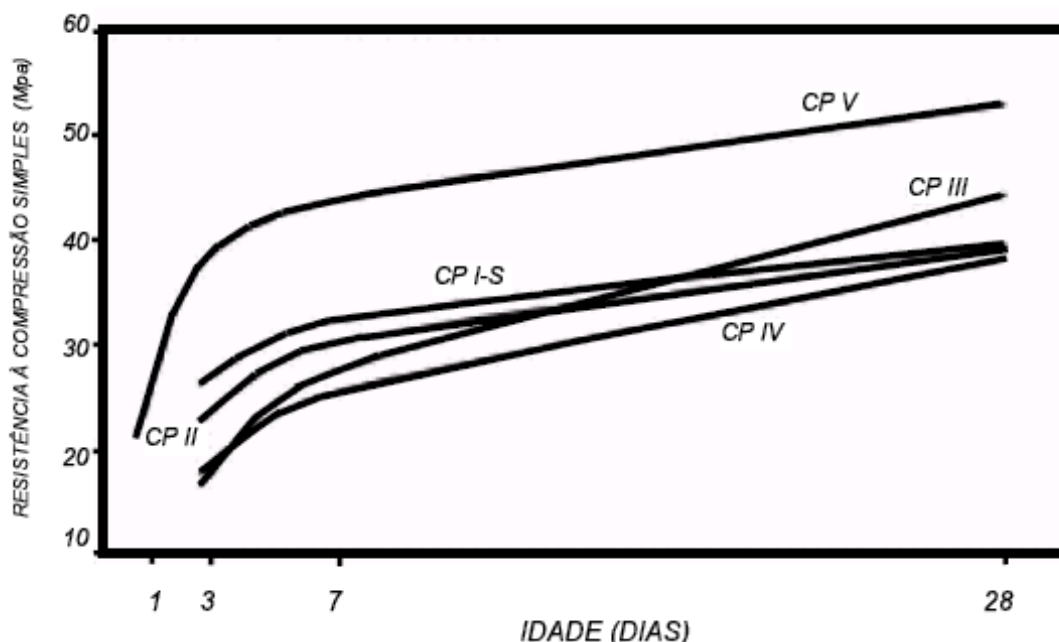


Figura 3.8 – Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

Justifica-se a utilização de cimento Portland CP V-ARI através da Figura 3.8, 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 à 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.

3.1.6 Água Destilada

A água utilizada nos ensaios de caracterização, ensaios de compressão simples e diametral 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, 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 dos Solos

Para caracterização dos solos 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 se retirou duas cápsulas de solo úmido devidamente pesadas ($P_{\text{úmido}}$ e $P_{\text{cápsula}}$) e colocadas na estufa, e posteriormente foram pesadas novamente (P_{seco}). O teor de umidade ou umidade higroscópica foi calculado conforme Eq. 3.1.

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

O teor de umidade resultante das amostras foi nulo, apresentando materiais secos.

A análise granulométrica dos solos (Tabela 3.3 e Figura 3.9) foi realizada por peneiramento, estando de acordo com os procedimentos descritos pela NBR 7181/84. Tendo a seguinte distribuição e curvas granulométricas:

Tabela 3.3 – Distribuição granulométrica dos Solos

Abertura da peneira (mm)	% Passante			
	Solo Areno-Pedregulhoso	Solo Arenoso Basáltico	Solo Arenoso Granítico	Solo Arenoso Fino Granítico
12,50	100,00	100,00	100,00	100,00
9,50	98,02	100,00	100,00	100,00
6,30	75,60	100,00	100,00	100,00
4,75	62,01	100,00	99,23	100,00
2,00	49,97	100,00	67,99	100,00
1,18	44,02	100,00	49,03	100,00
0,85	39,85	100,00	41,62	100,00
0,60	34,84	95,98	31,85	100,00
0,425	25,48	67,22	23,92	96,17
0,3	11,23	53,15	17,31	84,71
0,25	3,79	42,11	14,66	66,55
0,18	0,76	27,91	9,81	47,40
0,15	0,16	20,07	6,75	30,96
0,075	0,00	0,00	0,00	0,00

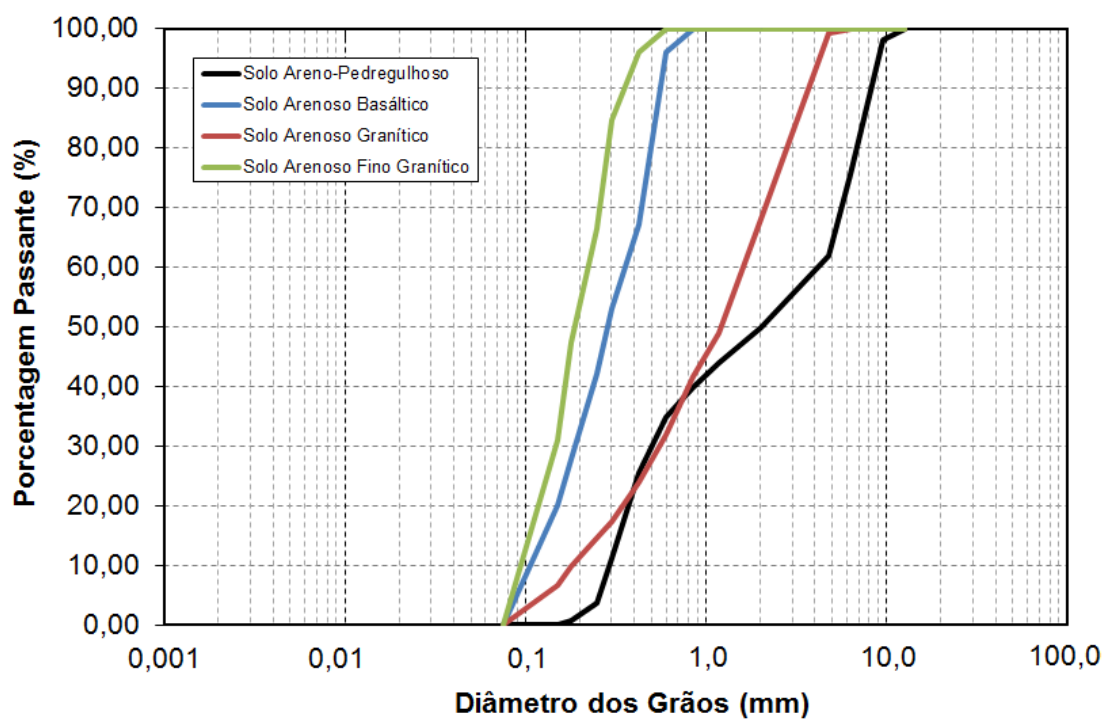


Figura 3.9 – Distribuição granulométrica dos solos.

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

Foram realizados ensaios de índice de vazios máximos e mínimos (Tabela 3.4). Nestes ensaios seguiram-se os procedimentos descritos pelas NBR 12034/90 e NBR 12051/91 respectivamente, 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.

A determinação da massa específica real dos grãos de solo seguiu o método descrito pela NBR 6508/84. A Tabela 3.4 apresenta o resumo dos índices físicos.

Tabela 3.4 – Índices físicos dos Solos

Índices Físicos	Solo Areno-Pedregulhoso	Solo Arenoso Basáltico	Solo Arenoso Granítico	Solo Arenoso Fino Granítico
Peso Esp. real dos grãos (γ_s)	25,1 kN/m ³	26,3 kN/m ³	26,6 kN/m ³	26,2 kN/m ³
Coef. de uniformidade (Cu)	13,67	3,18	8,95	2,44
Coef. de curvatura (Cc)	3,42	0,11	2,71	0,06
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,30 mm	0,11 mm	0,19 mm	0,09 mm
Índice de vazios ($e_{\text{máximo}}$)	0,51	1,05	1,18	2,51
Índice de vazios ($e_{\text{mínimo}}$)	0,31	0,62	0,68	1,52

A partir da caracterização dos materiais foi possível classificar os solos pelo sistema unificado, os quais estão apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Classificação dos solos pelo Sistema Unificado

Solo	Sigla	Classificação
Solo Areno-Pedregulhoso	SP	Areia Mal Graduada
Solo Arenoso Basáltico	SP	Areia Mal Graduada
Solo Arenoso Granítico	SW	Areia Bem Graduada
Solo Arenoso Fino Granítico	SP	Areia Mal Graduada

E a classificação através do Sistema Rodoviário pode ser observada através da Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Classificação dos solos pelo Sistema Rodoviário

Solo	Sigla
Solo Areno-Pedregulhoso	A-1a
Solo Arenoso Basáltico	A-3
Solo Arenoso Granítico	A-1b
Solo Arenoso Fino Granítico	A-3

3.2.3 Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova

Para os ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral e triaxial, com adição de cimento Portland, realizados no Brasil foram utilizados moldes metálicos tripartidos e em Portugal foram utilizados moldes metálicos com desmoldagem por extrusão. Todos os ensaios foram realizados com tempo de cura de 7 dias conforme a norma NBR 12024/92 – Moldagem e Cura de corpos-de-prova cilíndricos. As dimensões dos corpos-de-prova utilizados para este ensaio são apresentadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Dimensões dos Corpos de Prova

Material	Diâmetro (cm)	Altura (cm)
Solo Areno-Pedregulhoso	10,0	20,0
Solo Arenoso Basáltico	5,0	10,0
Solo Arenoso Granítico	7,0	14,0
Solo Arenoso Fino Granítico	7,0	14,0

Os corpos-de-prova, após serem moldados, foram curados por 6 dias em câmara úmida e submersos em um tanque com água por um período de 24 horas que antecede a ruptura, visando aproximar à condição de saturação e eliminar a sucção.

3.2.4 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

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.

A realização dos ensaios de compressão simples seguiu os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025/90. Para estes ensaios foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 50 kN, em conjunto com anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10 e 50 kN e resolução de 0,005 e 0,023kN respectivamente. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 milímetros por minuto.

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.

3.2.5 Ensaio de Resistência à Tração

Os ensaios de resistência à tração foram realizados de acordo com a norma brasileira NBR 7222 (1983). O procedimento foi através de compressão diametral das amostras utilizando a mesma prensa dos ensaios de compressão simples com capacidade máxima de 50kN, em conjunto com anel dinamométrico calibrado com capacidade de 10kN e resolução de 0,005kN. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 milímetros por minuto.

Utilizou-se o mesmo critério de aceitação para o ensaio de resistência à compressão simples, estipulando-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.

3.2.6 Ensaio de Compressão Triaxial

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 (σ_1), até à ruptura.

A tensão confinante é aplicada por intermédio de um fluido sob pressão, neste trabalho foi usado 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 (σ_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 (σ_3), ou seja, $\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)$. Nestas condições de ensaio, as tensões σ_1 e σ_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, ($\sigma_1 - \sigma_3$).

3.2.7 Método de Griffith

O critério de Coulomb usualmente utilizado para traçar a envoltória de ruptura do solo necessita de vários ensaios com diferentes pressões confinantes, de modo a estabelecer uma envoltória de ruptura para uma dada quantidade específica de cimento e porosidade.

Griffith (1924) desenvolveu o Método de Griffith o qual foi formulado no âmbito da mecânica da fratura de materiais quebradiços. De modo geral, Griffith é considerado

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

um modelo conceitual bidimensional de meio elástico contendo formas elípticas de ruptura distribuídas aleatoriamente para encontrar um critério de ruptura próprio.

As etapas fundamentais básicas desta formulação são: a pré-existência de fissuras no interior do meio; no pressuposto de que uma falha irá propagar de maneira instável a partir dos pontos ao longo da superfície de ruptura onde a concentração de tensões de tração máxima atinge um valor limite que é característico do material. Este modelo leva a uma envoltória de ruptura parabólica que pode ser, em vários aspectos, mais realistas do que o critério linear de ruptura de Coulomb.

Originalmente formuladas para explicar ruptura do vidro, o critério de Griffith foi baseado na observação de que o vidro não é internamente homogêneo, mas na verdade conter falhas. O mesmo pode ser dito para os solos artificialmente cimentados. Poros em solo artificialmente cimentado são espaços entre os grãos que não foram completamente preenchidos com cimento. Estes vazios desempenham um papel importante na ruptura do solo artificialmente cimentado, enfraquecendo-o.

Entre as principais contribuições do presente trabalho é analisar se o comportamento do critério parabólico de Griffith se encaixa nos resultados experimentais de resistência ao cisalhamento de diferentes solos artificialmente cimentados em diferentes tensões confinantes, utilizando a relação porosidade / teor de cimento como parâmetro para estabelecer as envoltórias de rupturas dos materiais.

A envoltória parabólica de ruptura de Griffith ocorre através da Eq. 3.2

$$\tau^2 = 4\sigma_t^2 + 4\sigma_t \cdot \sigma \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Onde:

τ = resistência ao cisalhamento;

σ = Tensão Normal;

σ_t = Resistência à tração

3.2.8 Ensaio de *Bender Elements*

Os ensaios com *bender elements* foram todos realizados no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Em todas as amostras fez-se necessária a abertura prévia de um sulco na base e no topo da amostra, no segundo dia de cura, onde os transdutores foram instalados com o auxílio de uma pasta úmida feita com o mesmo material da amostra com o objetivo de melhorar a interação entre o transdutor e a amostra, e por sua vez, a acurácia das leituras. Os procedimentos para a realização dos testes e métodos de interpretação foram baseados em Ferreira (2003), Viana da Fonseca et al. (2009) e Amaral et al. (2011).

3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este programa experimental foi elaborado com o intuito de verificar a validade do fator Vazios/Cimento (η/C_{iv}) 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 máximos e mínimos e massa específica dos materiais. A Tabela 3.8 apresenta o programa completo de ensaios realizados durante a pesquisa.

Tabela 3.8 – Programa de Ensaios

Etapa	Material	Cimento	Tipo de Ensaio	Nº de ensaios Programados	
Caracterização dos Materiais	Solo Areno-Pedregulhoso		Massa Específica Real dos Grãos	1	
			Análise Granulométrica	1	
			Índice de Vazios Mínimo	1	
			Índice de Vazios Máximo	1	
	Solo Arenoso Basáltico		Massa Específica Real dos Grãos	1	
			Análise Granulométrica	1	
			Índice de Vazios Mínimo	1	
	Solo Arenoso Granítico		Índice de Vazios Máximo	1	
			Massa Específica Real dos Grãos	1	
			Análise Granulométrica	1	
	Solo Arenoso Fino Granítico		Índice de Vazios Mínimo	1	
			Índice de Vazios Máximo	1	
			Massa Específica Real dos Grãos	1	
	Resistência Mecânica	Solo Areno-Pedregulhoso	CP – V	Compressão Simples	54
				Compressão Diametral	54
Solo Arenoso Basáltico		CP – V	Compressão Simples	54	
			Compressão Diametral	54	
Solo Arenoso Granítico		CP – V	Compressão Simples	48	
Solo Arenoso Fino Granítico		CP – V	Compressão Simples	54	
Rigidez Inicial		Solo Arenoso Basáltico	CP – V	<i>Bender Elements</i>	54
		Solo Arenoso Granítico	CP – V	<i>Bender Elements</i>	144
	Solo Arenoso Fino Granítico	CP – V	<i>Bender Elements</i>	162	
Comportamento Tensão Deformação	Solo Areno Pedregulhoso	CP – V	Triaxial Drenado	6	
	Solo Arenoso Basáltico	CP – V	Triaxial Drenado	6	

A segunda parte deste estudo passou pelo entendimento das características mecânicas do material, com a realização de ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e ensaios de resistência à compressão diametral (RCD), ensaios simples de serem realizados e com muito boa confiabilidade quanto aos resultados obtidos. As tabelas 3.9 a 3.13 apresentam as características dos ensaios de compressão simples e diametral.

Tabela 3.9 – Programa de Ensaios de RCS e RDC para o Solo Areno-Pedregulhoso

Amostra	Cimento %	Umidade %	e	η/C_{iv}
1	1			44,27
2	2			22,31
3	3	8	0,35	14,99
4	5			9,13
5	7			6,62
6	9			5,24
7	1			51,86
8	2			26,14
9	3	8	0,41	17,56
10	5			10,70
11	7			7,76
12	9			6,13
13	1			59,43
14	2			29,96
15	3	8	0,47	20,13
16	5			12,27
17	7			8,90
18	9			7,02

Tabela 3.10 – Programa de Ensaios de RCS e RDC para o Solo Arenoso Basáltico

Amostra	Cimento %	Umidade %	e	η/C_{iv}
1	1			85,78
2	2			43,24
3	3	10	0,71	29,07
4	5			17,72
5	7			12,86
6	9			10,17
7	1			101,48
8	2			51,16
9	3	10	0,84	34,39
10	5			20,97
11	7			15,22
12	9			12,01
13	1			115,94
14	2			58,47
15	3	10	0,96	39,30
16	5			23,96
17	7			17,39
18	9			13,74

Tabela 3.11 – Programa de Ensaio de RCS para o Solo Arenoso Granítico

Amostra	Cimento %	Umidade %	Peso Específico kN/m ³	η/C_{iv}
1	2			37,75
2	3			25,47
3	5	12	16,40	15,65
4	7			11,44
5	2			33,19
6	3			22,40
7	5	12	17,20	13,78
8	7			10,08
9	2			29,04
10	3			19,61
11	5	12	18,00	12,07
12	7			8,83
13	2			25,24
14	3			17,05
15	5	12	18,80	10,50
16	7			7,69

Tabela 3.12 – Programa de Ensaio de RCS para o Solo Arenoso Fino Granítico com cimento do Brasil

Amostra	Cimento %	Umidade %	e	η/C_{iv}
1	2			66,97
2	3			45,02
3	5	10	1,30	27,45
4	7			19,92
5	2			79,15
6	3			53,20
7	5	10	1,50	32,44
8	7			23,54
13	2			91,33
14	3			61,39
15	5	10	1,70	37,43
16	7			27,16

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

Tabela 3.13 – Programa de Ensaios de RCS para o Solo Arenoso Fino Granítico com cimento de Portugal

Amostra	Cimento %	Umidade %	e	η/C_{iv}
91	2	10	1,10	66,97
92	5	10	1,10	27,45
93	2	10	1,30	79,15
94	5	10	1,30	32,44
95	2	10	1,50	91,33
96	5	10	1,50	37,43

Também foram realizados ensaios com o uso de *bender elements* para a obtenção de G_0 , fornecendo informações sobre o comportamento do material à pequeníssimas deformações. Ocorreram leituras com *bender elements* ao longo do tempo, determinando o G_0 em diferentes tempos de cura, com 3, 5 e 7 dias. Com este amplo estudo foi possível estudar as correlações entre as características de cada material.

O ensaio com *bender elements* foi realizado com os solos Arenoso Basáltico, Arenoso Granítico e Arenoso Fino Granítico, com as mesmas características apresentadas anteriormente nas Tabelas 3.10 a 3.13.

Por fim, dando continuidade com o entendimento mecânico e de deformabilidade, a terceira parte deste estudo engloba 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.

Para os ensaios triaxiais foi escolhido um valor para o fator η/C_{iv} a ser estudado para cada material. Para um mesmo valor de η/C_{iv} , serão moldadas duas amostras com distintos índices de vazios e distintas porcentagens de cimento totalizando-se assim 2 amostras distintas para cada solo. Para cada amostra foram

utilizadas as seguintes tensões efetivas de confinamento: 20, 80 e 200 kPa, totalizando seis ensaios triaxiais, para cada tipo de solo.

Na Tabela 3.14 é apresentado o teor de cimento, fator η/C_{iv} , índice de vazios de cada amostra ensaiada com o Solo Areno-Pedregulhoso.

Tabela 3.14 – Programa de Ensaios Triaxiais para o Solo Areno-Pedregulhoso

Amostra	Cimento (%)	η/C_{iv}	e	Tensão confinante efetiva (kPa)
TRI_10_5_20				20
TRI_10_5_80	5,0	10	0,383	80
TRI_10_5_200				200
TRI_10_6_20				20
TRI_10_6_80	6,0	10	0,456	80
TRI_10_6_200				200

Para os ensaios triaxiais do solo arenoso basáltico, os valores de teor de cimento, fator η/C_{iv} e índice de vazios, são apresentados na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Programa de Ensaios Triaxiais para o Solo Arenoso Basáltico

Amostra	Cimento (%)	η/C_{iv}	e	Tensão confinante efetiva (kPa)
TRI_19_5_20				20
TRI_19_5_80	5,0	10	0,761	80
TRI_19_5_200				200
TRI_19_6_20				20
TRI_19_6_80	6,0	10	0,906	80
TRI_19_6_200				200

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 e mínimo, e massa específica real dos grãos dos diferentes tipos de solo.

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios relativos ao comportamento mecânico e suas respectivas análises efetuadas, tendo em vista os objetivos propostos para esta pesquisa. Está exposto em cada item, cada um dos materiais utilizados subdividido pelo diferentes tipos de ensaios realizados.

4.1 Solo Areno-Pedregulhoso

4.1.1 Ensaios de Resistência à Compressão Simples

Após realizada a etapa de caracterização dos materiais, foram executados os ensaios de resistência à compressão simples do solo areno-pedregulhoso. Admitindo-se os índices de vazios 0,35, 0,41 e 0,47 e teores de cimento de 1, 2, 3, 5, 7 e 9%, com moldagem em triplicata, foram moldados um total de 54 amostras. Sendo apresentados os resultados nas figuras 4.1 a 4.3.

Na figura 4.1 apresenta-se a resistência em função do teor de cimento para cada índice de vazios.

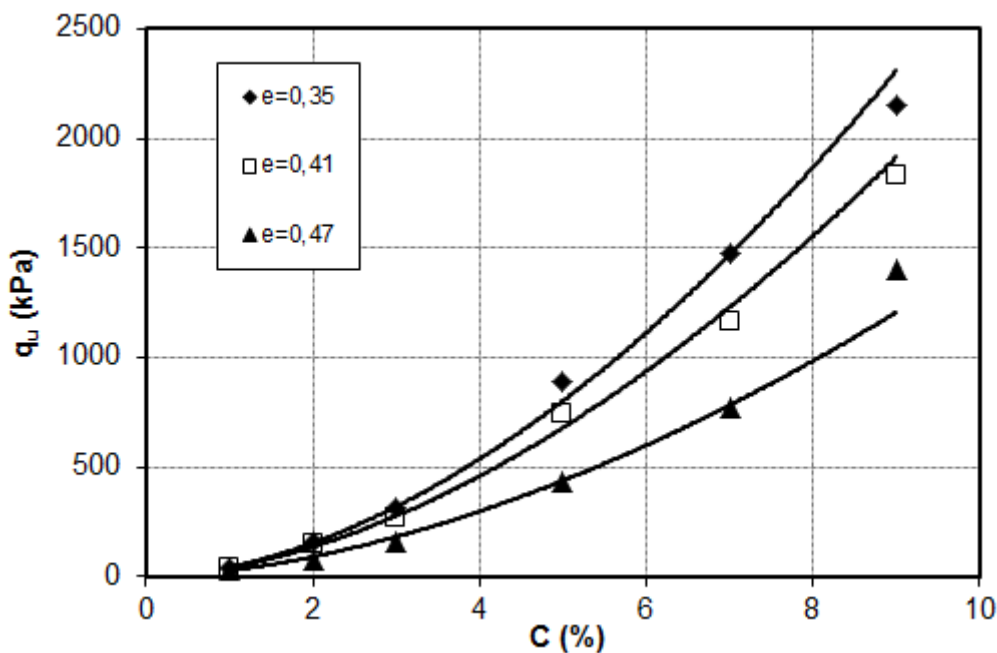


Figura 4.1 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento.

Verifica-se, como esperado, o aumento do teor de cimento nas amostras eleva a resistência à compressão simples de forma potencial. Da mesma forma, quanto maior a densidade dos corpos de prova, ou seja, menor o índice de vazios, a resistência também é maior. Nas amostras com índice de vazios igual a 0,35, o aumento de resistência foi de aproximadamente 50 vezes, passando de 41 para 2.205 kPa, ao variar o teor de cimento de 1 para 9% respectivamente. Já nas amostras com índice de vazios 0,47, o acréscimo foi de aproximadamente 45 vezes, passando de 32 para 1.478 kPa.

Nota-se também que nas amostras com apenas 1% de teor de cimento, as resistências não variam muito, sendo umas das causas a pouca quantidade de cimento, sendo insuficiente para envolver as partículas maiores do material.

A figura 4.2 apresenta a resistência à compressão simples em relação à porosidade das amostras para cada teor de cimento.

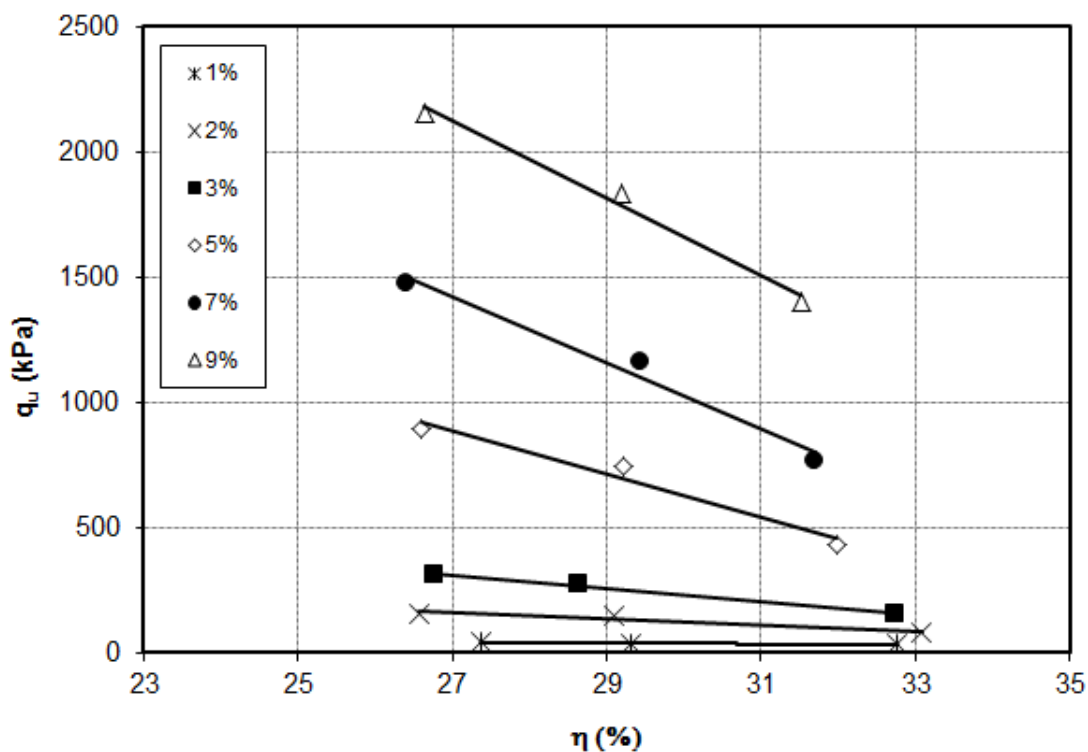


Figura 4.2 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade, em cada teor de cimento.

Verifica-se que quanto maior a porosidade, menor é a resistência. Tal comportamento é intensificado nas amostras com maior teor de cimento, identificado pelo aumento da inclinação da reta de ajuste. Observa-se também o aumento da resistência pelo aumento do teor de cimento.

A variação da resistência nas amostras com 1% de cimento chegou a 26%, embora quase imperceptível no gráfico, variando de 32,7 para 41,3 kPa. Nas amostras com 9% de cimento, a variação foi de 49%, variando de 1.478 kPa na amostra mais fofa e 2.205 kPa na amostra mais densa.

A figura 4.3 apresenta a resistência à compressão simples em relação ao fator vazios/cimento.

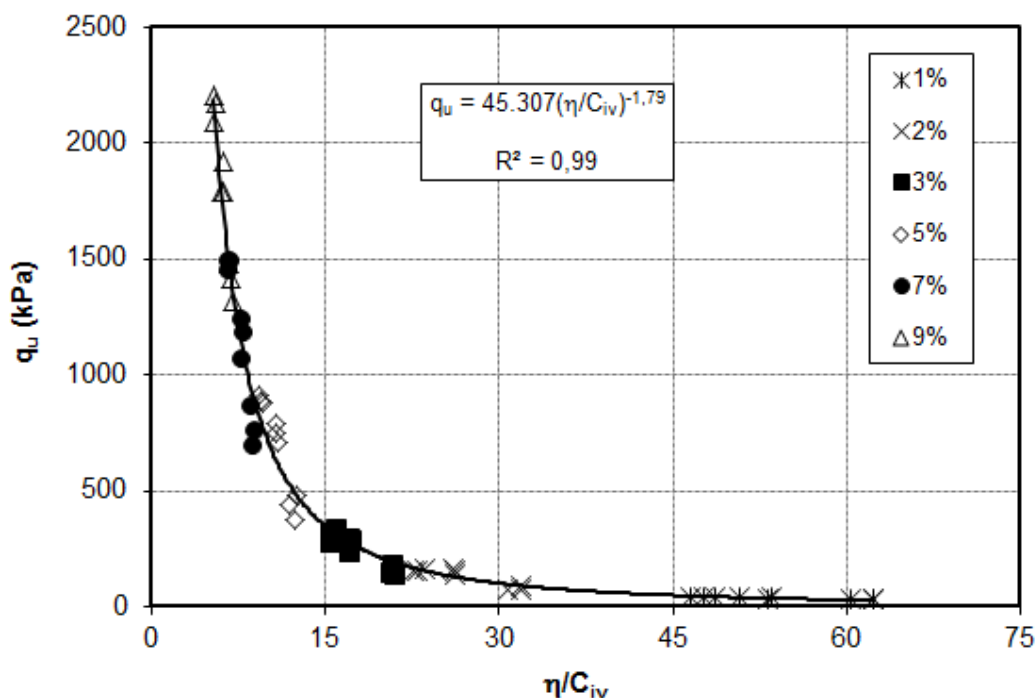


Figura 4.3 – Variação resistência à compressão simples em relação ao fator vazios cimento em termos de porosidade por teor de cimento volumétrico.

Verifica-se que quanto maior a relação vazios/cimento, menor é a resistência, ou seja, quanto maior a porosidade ou menor o volume de cimento, a resistência das amostras é menor. Nota-se que a partir do teor de cimento na ordem de 2%, a resistência à compressão simples se torna tão baixa, que a linha de tendência potencial se torna praticamente horizontal. O oposto ocorre quando o fator vazios/cimento é baixo, transformando a linha de tendência na vertical, ou seja, a resistência se eleva enquanto o fator vazios/cimento varia pouco.

A diferença total de resistência à compressão simples, comparando a amostra mais fofo com menor teor de cimento (32,73 kPa) e a amostra mais densa com teor máximo de cimento (2.205 kPa), foi de 6.638%.

4.1.2 Ensaios de Resistência à Compressão Diametral

As amostras dos ensaios de resistência à compressão diametral seguiram as mesmas características dos ensaios de compressão simples. Portanto, foram moldadas

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

amostras com índices de vazios 0,35, 0,41 e 0,47 e teores de cimento de 1, 2, 3, 5, 7 e 9% de moldagem em triplicata, tendo sido moldados um total de 54 amostras. Sendo apresentados os resultados nas figuras 4.4 a 4.6.

Na figura 4.4 apresenta-se a resistência à compressão diametral em função do teor de cimento para cada índice de vazios.

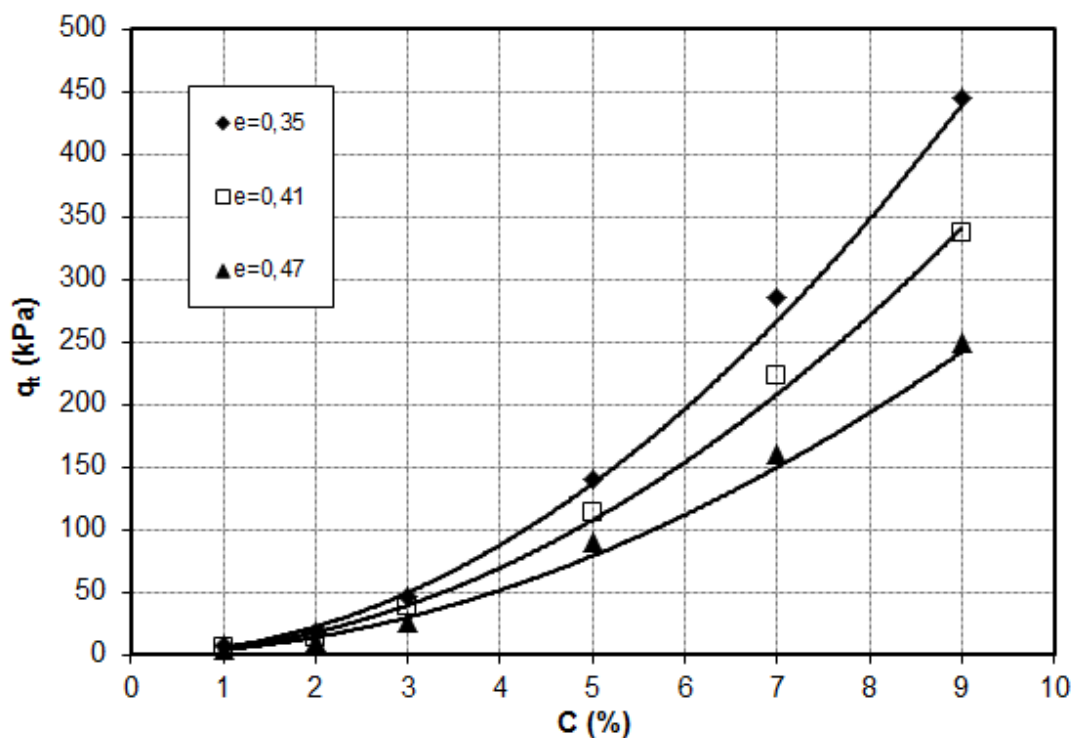


Figura 4.4 – Relação de q_t com o teor de cimento para amostras de solo areno-pedregulhoso

A análise desses resultados não difere muito dos resultados de resistência à compressão simples. A resistência à compressão diametral aumenta conforme o acréscimo do teor de cimento e compactação do material. Para as amostras com índice de vazios 0,35, o aumento de resistência foi de aproximadamente 70 vezes. E nas amostras com índice de vazios igual a 0,47, o aumento próximo a 50 vezes.

Na figura 4.5 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão diametral, fazendo a relação da resistência q_t pela porosidade do material.

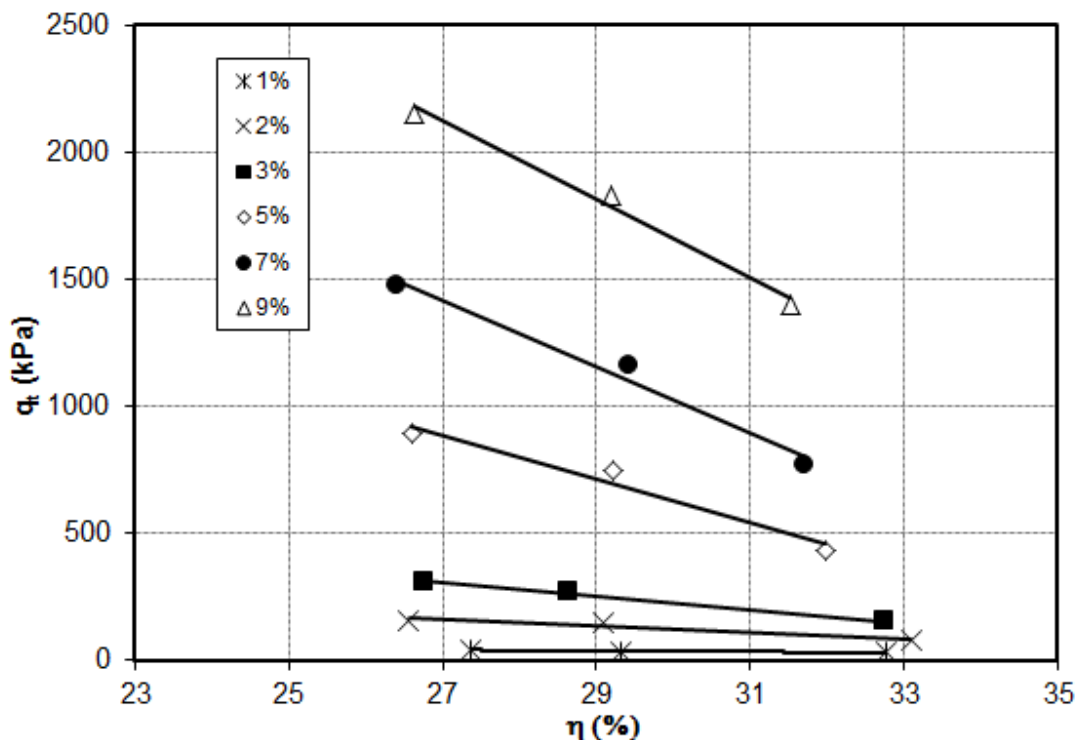


Figura 4.5 – Relação de q_t com a porosidade para amostras de solo areno-pedreguloso

O aumento de resistência devido ao grau de compactação é nítido ao visualizar a figura 4.5. Nas amostras com 1% de cimento, a diferença de resistência entre os três índices de vazios moldados chega a 35%, passando de 4,7 para 6,4 kPa. Nas amostras com 9% de cimento essa diferença foi superior, chegando a 78%, com resistências de 248 e 443 kPa nas amostras com índice de vazios igual a 0,47 e 0,35 respectivamente.

A relação da resistência à compressão diametral pelo fator de vazios/cimento é apresentado na figura 4.6.

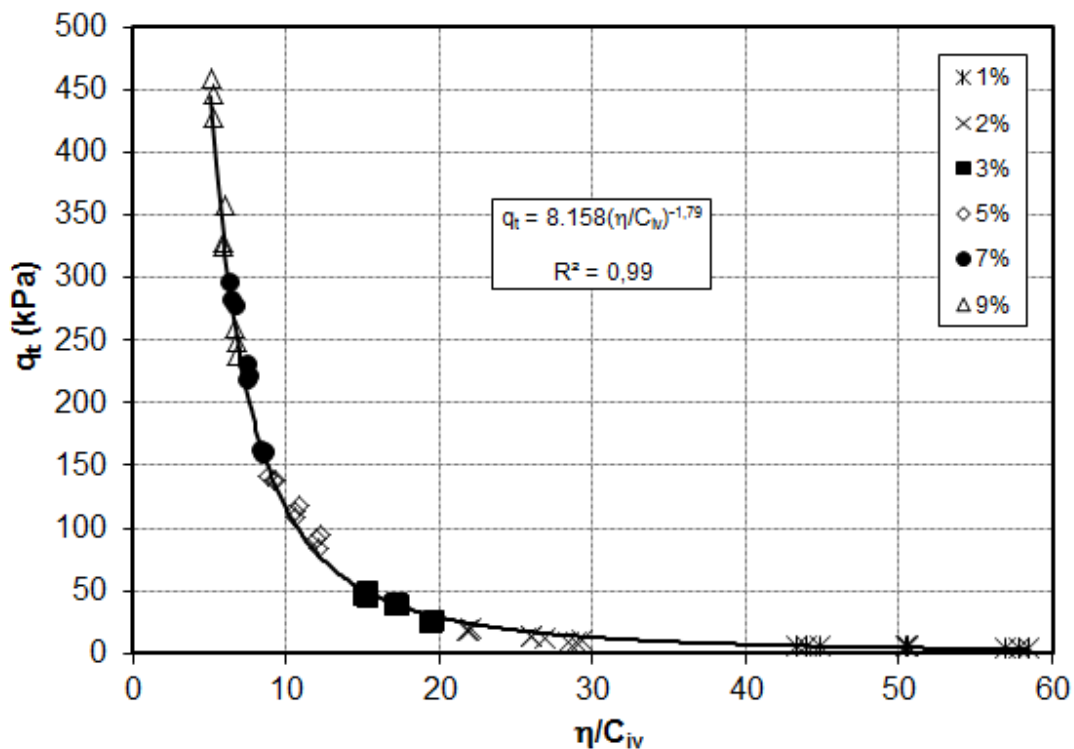


Figura 4.6 – Relação de q_t com o fator vazios/cimento para amostras de solo areno-pedregulhoso

A figura 4.6 apresenta os resultados da resistência à compressão diametral em relação ao fator vazios/cimento. Pode-se reparar o excelente ajuste matemático da linha de tendência exponencial. O acréscimo de resistência entre a amostra menos resistente e mais resistente foi de 9.297%.

As figuras 4.7 e 4.8 apresenta a comparação das resistências à compressão simples e diametral de acordo com o fator η/C_{iv} .

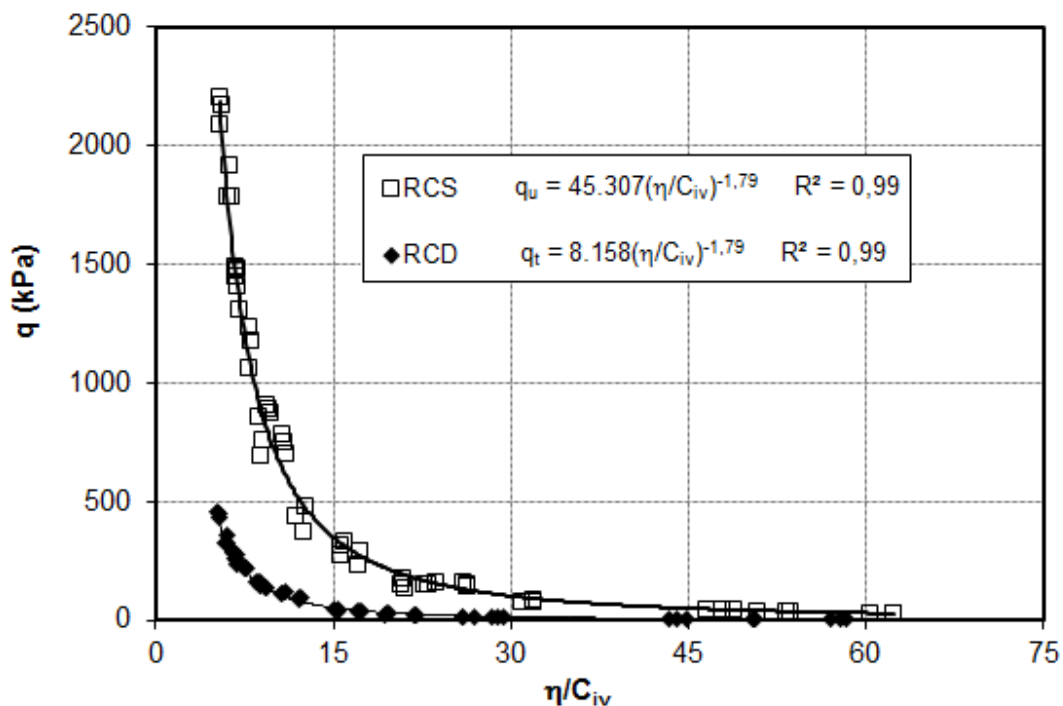


Figura 4.7 – Comparação de q_u e q_t com o fator vazios/cimento, para amostras de solo areno-pedregulhoso

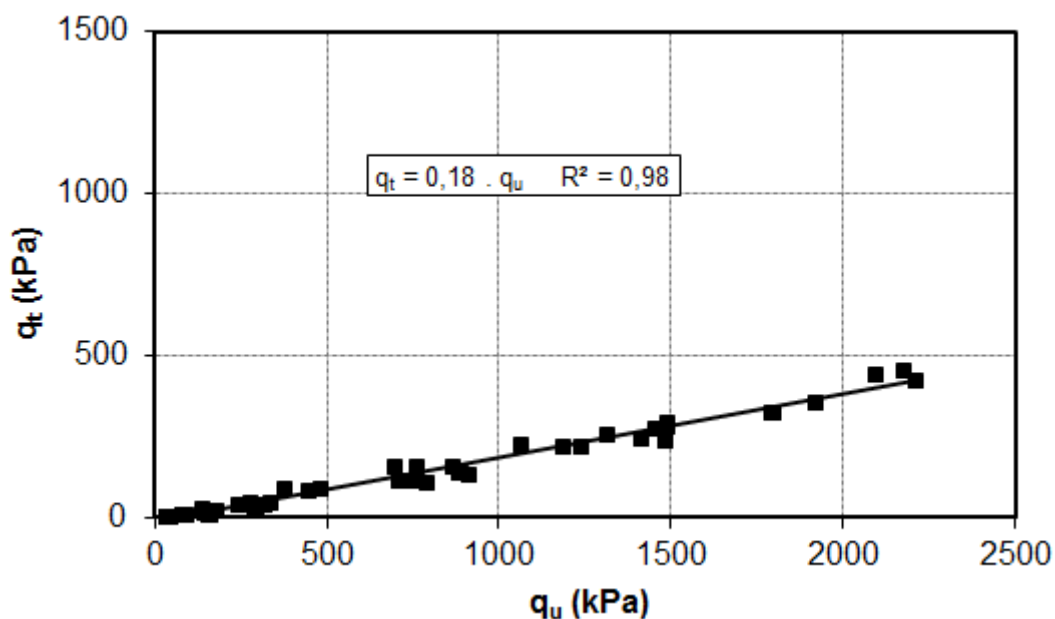


Figura 4.8 – Relação de q_t e q_u , para amostras de solo areno-pedregulhoso

Nas figuras 4.7 e 4.8 percebe-se a grande diferença entre a resistência à compressão simples e a resistência à compressão diametral. A resistência à compressão diametral do solo areno-pedregulhoso é 18,0% do valor da resistência à compressão simples.

4.1.3 Ensaios Triaxiais Drenados

Os ensaios triaxiais drenados, para o solo areno-pedregulhoso, foram realizados para amostras com fator vazios/cimento (η/C_{iv}) igual a 10, com diferentes índices de vazios e teor de cimento. Os índices de vazios utilizados foram de 0,38 e 0,46, e o teor de cimento foi de 5 e 6%. Para cada teor de cimento foram realizados ensaios com tensão confinante de 20, 80 e 200 kPa.

As amostras foram identificadas, apresentando o respectivo fator vazios/cimento, teor de cimento e tensão confinante. Como por exemplo, a amostra TRI_10_5_200, sendo caracterizada pelo η/C_{iv} igual a 10, teor de cimento de 5% e tensão confinante de 200 kPa.

As figuras 4.9 a 4.11 apresentam os gráficos de tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com 5% de cimento, sendo cada gráfico representando uma das tensões confinantes.

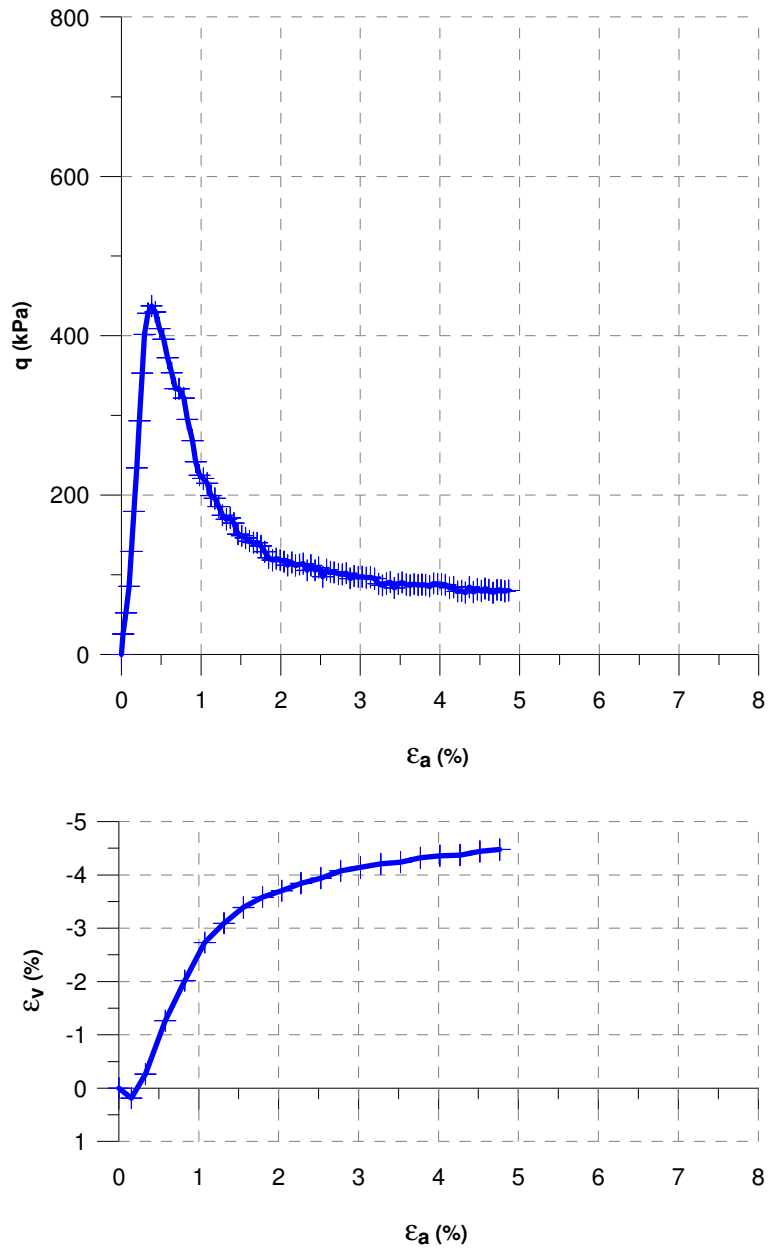


Figura 4.9 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_5_20

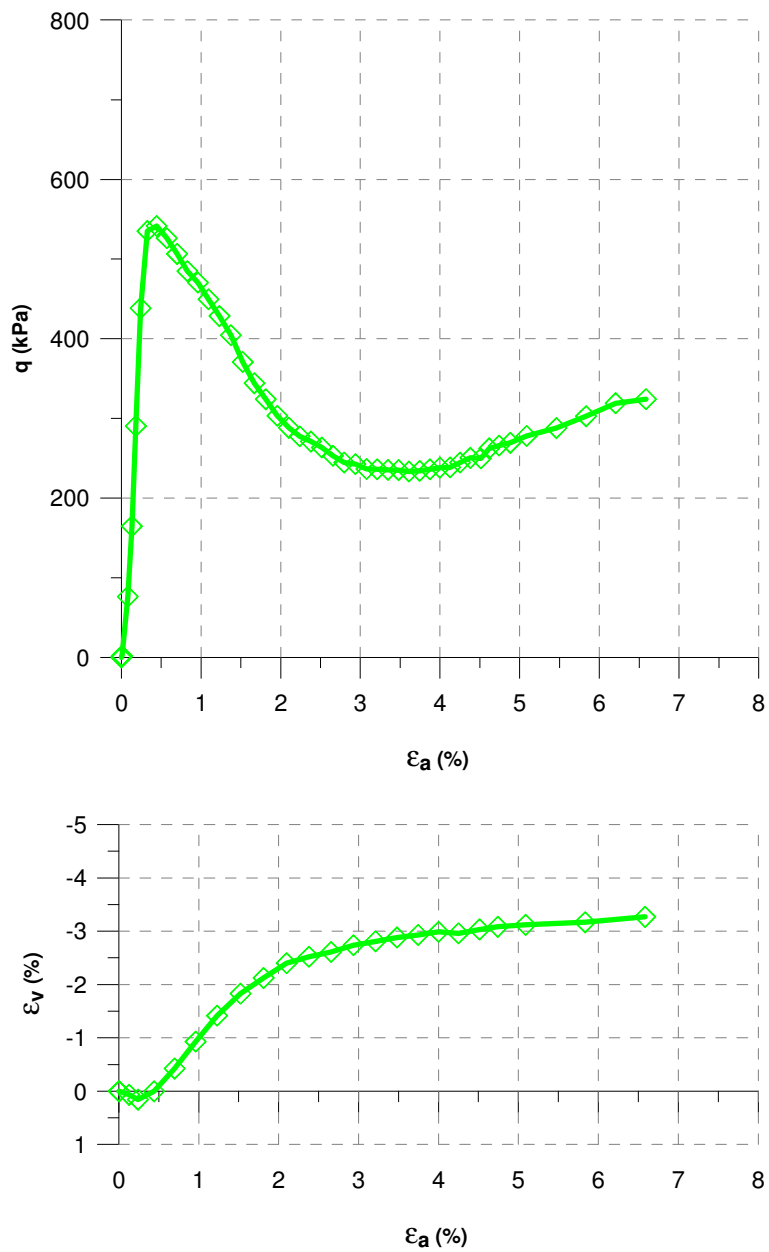


Figura 4.10 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_5_80

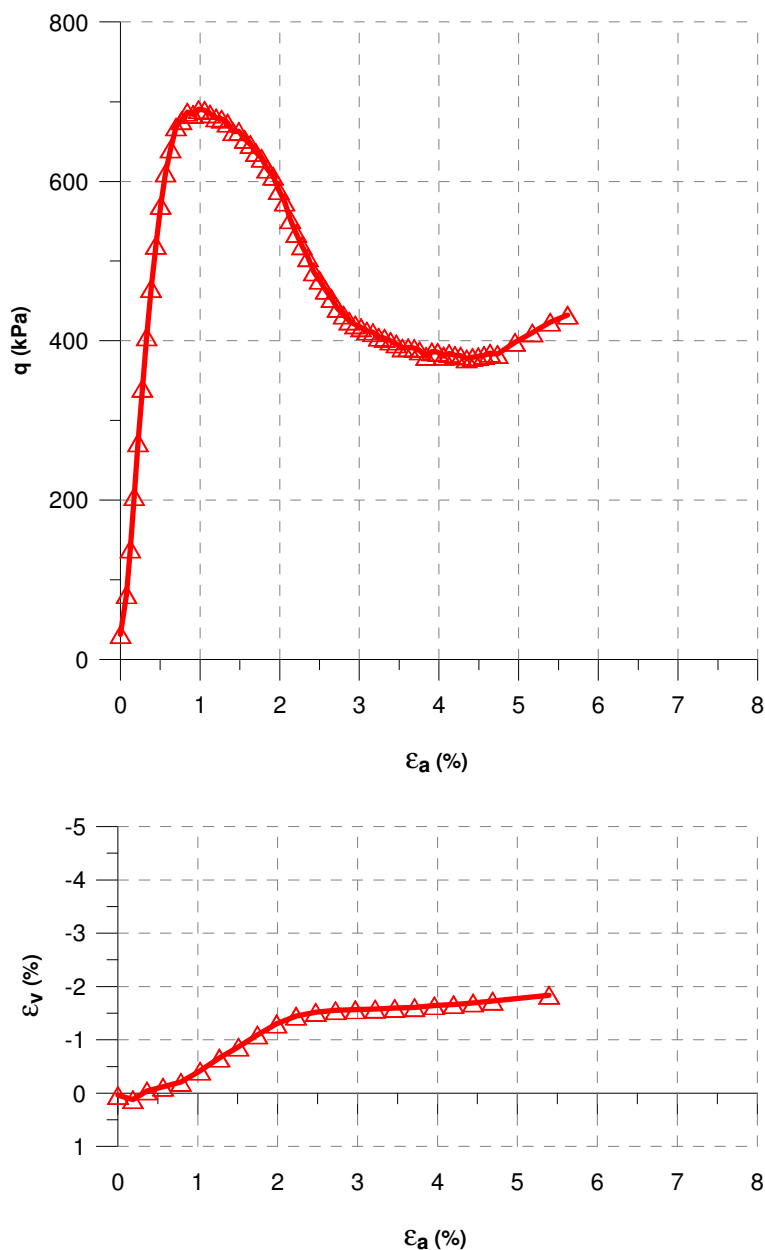


Figura 4.11 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_5_200

Todas as amostras apresentaram pico de ruptura, sendo mais pronunciado nas amostras com menor tensão confinante. As amostras também apresentam compressão volumétrica até o momento de ruptura, onde passam a expandir. Na amostra com tensão confinante de 200 kPa, a compressão volumétrica foi muito pequena, não chegando a 0,2%, e logo passou a expandir.

As figuras 4.12 a 4.14 apresentam os gráficos de tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com teor de cimento de 6%.

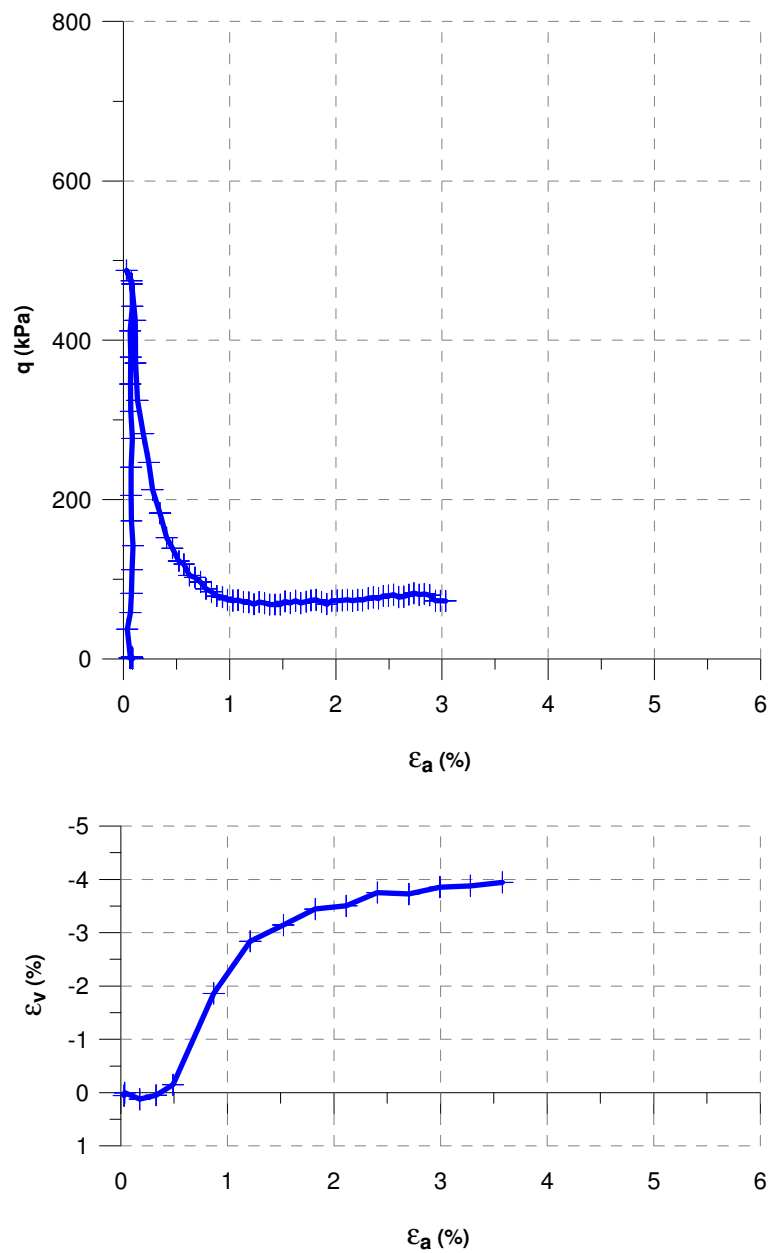


Figura 4.12 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_6_20

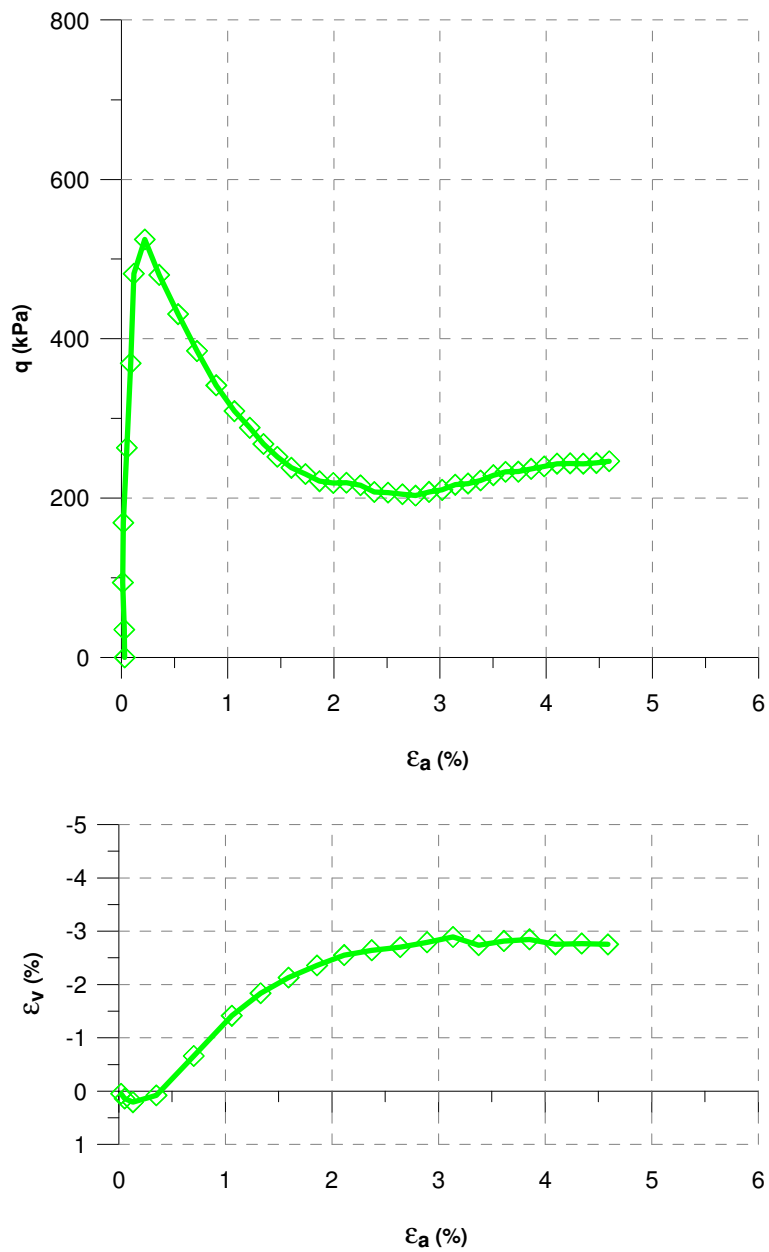


Figura 4.13 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_6_80

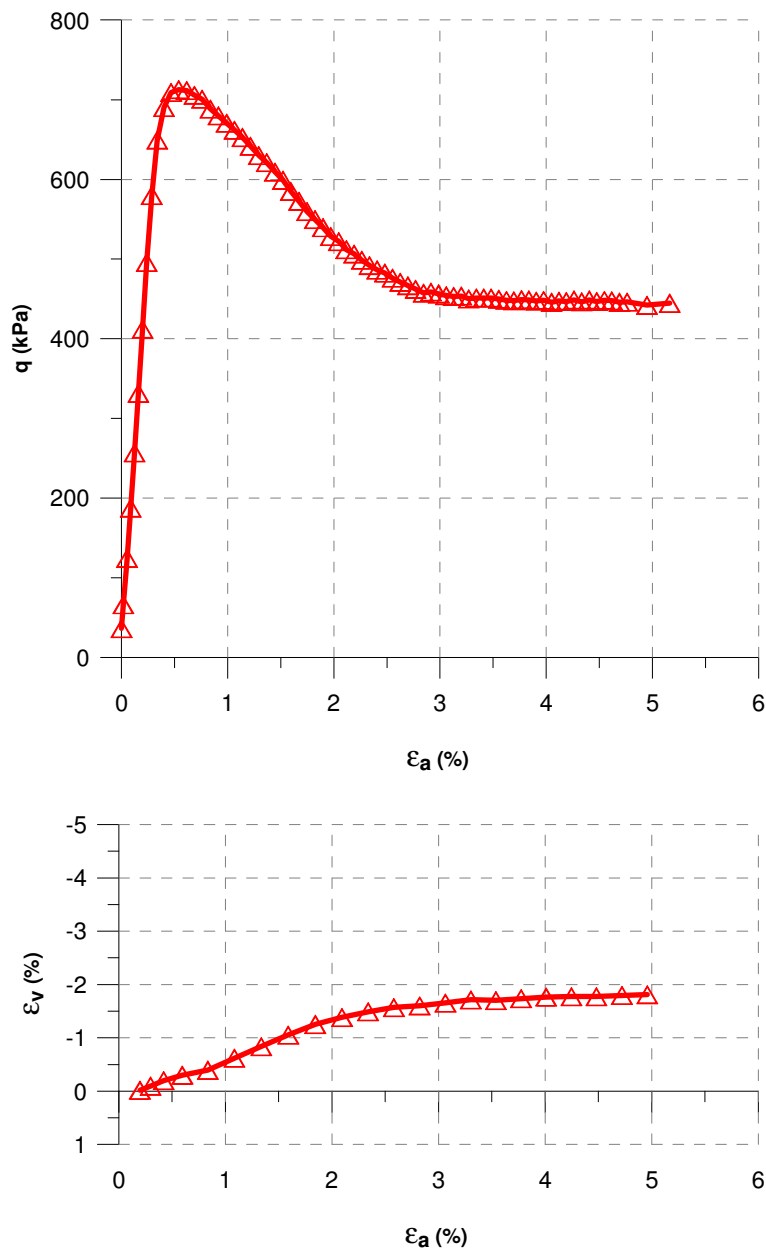


Figura 4.14 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_10_6_200

As três amostras apresentaram pico de ruptura muito bem pronunciado, com pouca deformação axial. Logo após o pico, a amostra passou a expandir volumetricamente, apresentando o comportamento característico de materiais cimentados.

A seguir são apresentados as figura 4.15 a 4.17, onde os resultados das amostras estão agrupados por teor de cimento e após todos os resultados.

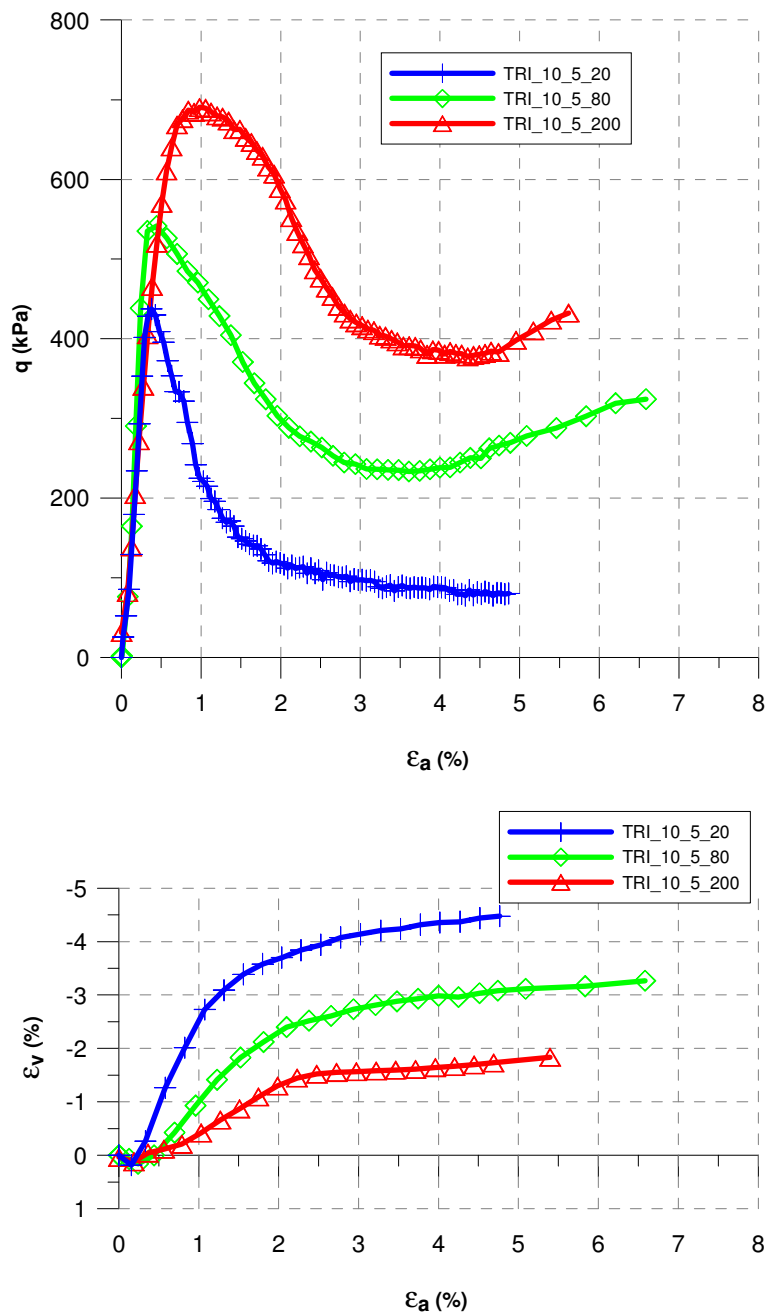


Figura 4.15 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras com 5% de cimento

Verifica-se o aumento da resistência com o acréscimo da tensão confinante, porém não modifica o comportamento. Ou seja, todas as amostras apresentam pico de ruptura, com leve compressão até esse ponto, e após, apresenta expansão. Nota-se, portanto, o aumento da resistência na ordem de 55%, em relação às amostras com pressão de 20 e 200 kPa de confinante, passando de aproximadamente 450 para 700 kPa a resistência.

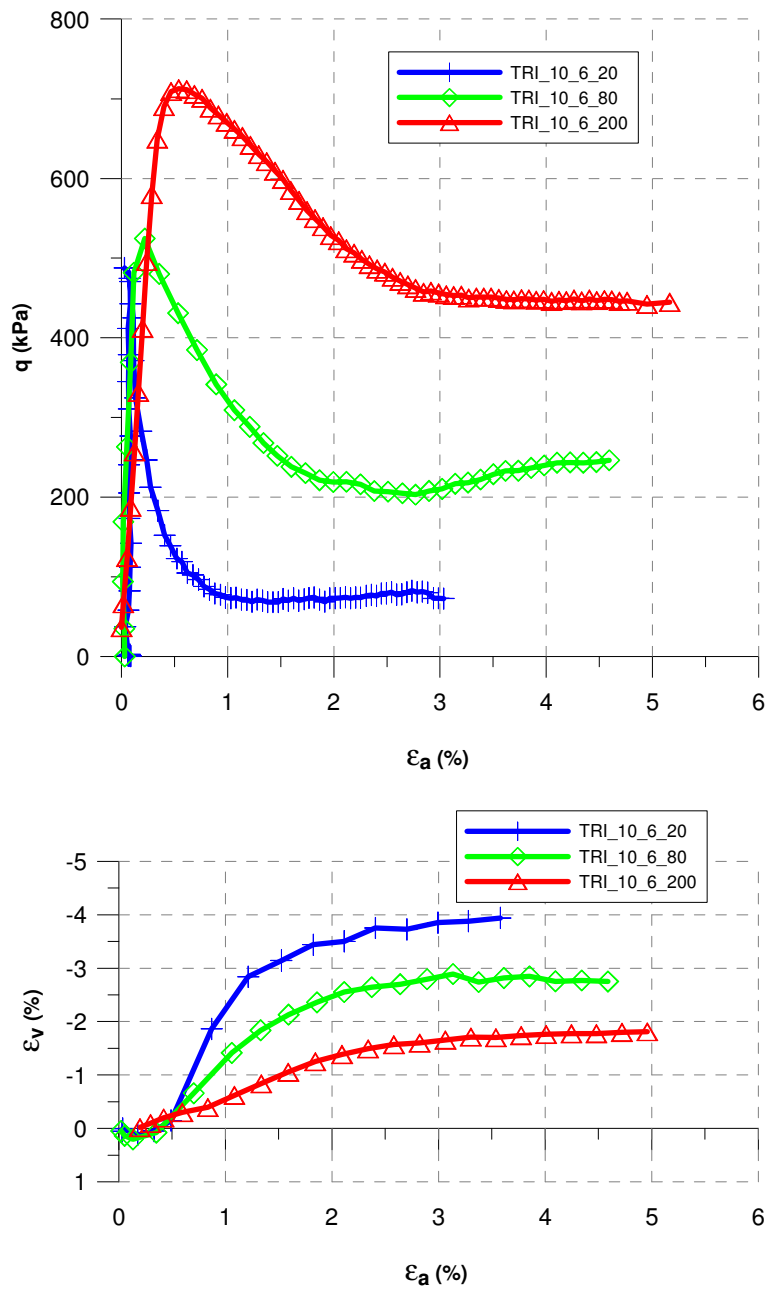


Figura 4.16 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras com 6% de cimento

Nessas amostras, observa-se o mesmo comportamento das anteriores. A resistência de pico passou de aproximadamente 500 kPa para 730 kPa, comparando as amostras com tensão confinante de 20 e 200 kPa respectivamente. E da mesma forma, observa-se o pequeno comportamento de compressão e logo passando à expansão da amostra.

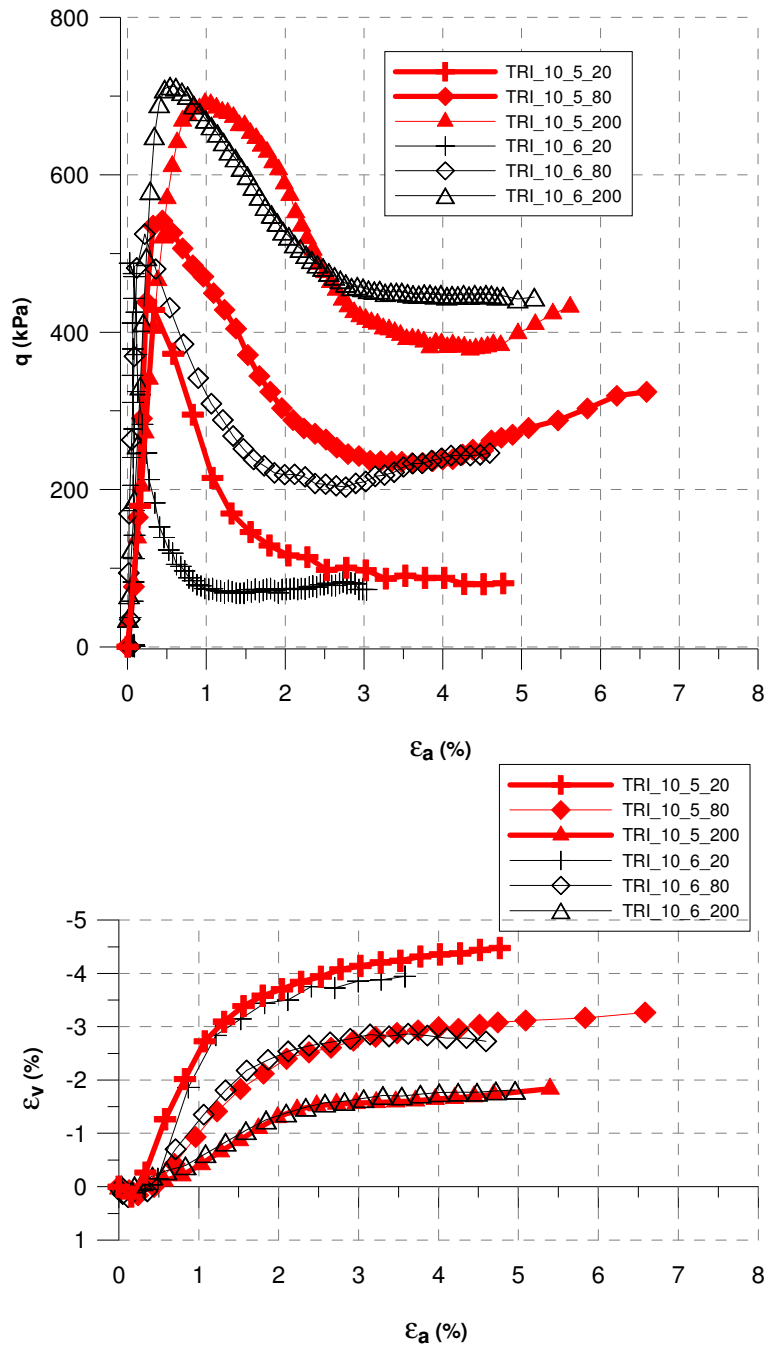


Figura 4.17 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras de solo areno-pedregulhoso

Observa-se a similaridade das amostras de variação volumétrica, quando comparado às amostras com mesma tensão de confinamento. Já no gráfico de tensão-deformação, verifica-se uma diferença substancial comparando as amostras com mesma tensão confinante, mais na deformação, do que na resistência de pico.

A figura 4.18 apresenta a envoltória de ruptura das amostras estudadas, com η/C_{iv} igual a 10.

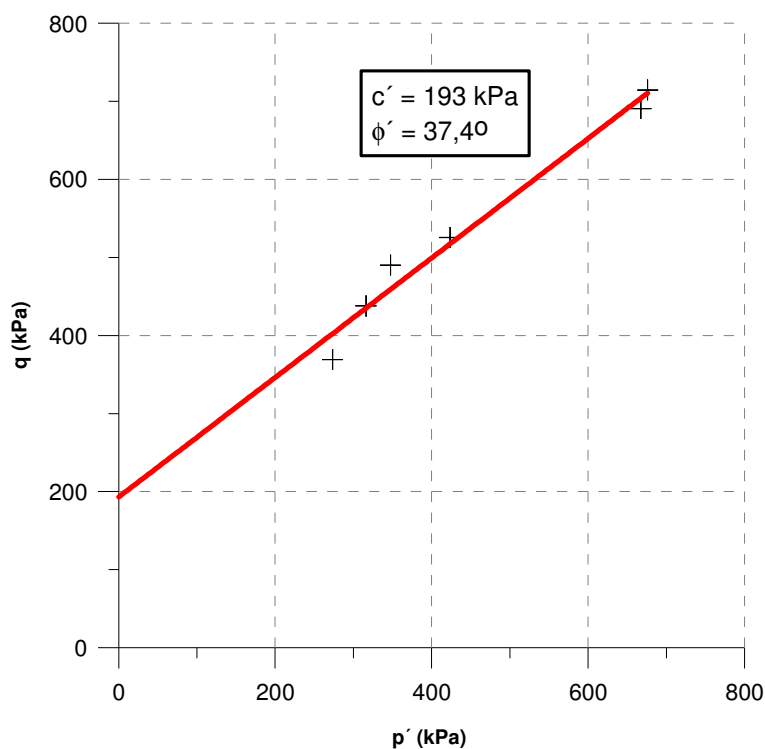


Figura 4.18 – Envoltória de ruptura, amostras de solo areno-pedregulhoso

Além da envoltória, também é apresentado os valores de coesão e ângulo de atrito do material, resultando em coesão de 193 kPa e ângulo de atrito efetivo igual a 37° .

4.1.4 Método de Griffith

A partir dos resultados triaxiais e de compressão diametral, foi possível verificar a adoção do Método de Griffith, que consiste num critério de ruptura parabólico de solos.

A equação característica do Método de Griffith é apresentada novamente na Equação 4.1.

$$\tau^2 = 4\sigma_i^2 + 4\sigma_i \cdot \sigma \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Onde τ é a tensão cisalhante, σ é a tensão normal e σ_i é a resistência à tração da amostra. Inserindo a equação de resistência à tração, extraído do gráfico $q_t \times \eta/C_{iv}$ das amostras de Solo Areno-pedregulhoso, resulta-se na equação 4.2.

$$\tau^2 = 4 \cdot \left[11.772 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-2,007} \right]^2 + 4 \cdot \left[11.772 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-2,007} \right] \cdot \sigma \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Na figura 4.19 apresentam-se os círculos de Mohr da resistência de pico medidos através dos ensaios triaxiais através da relação $\tau \times \sigma$, para todos os ensaios. Também é apresentada a parábola oriunda da equação 4.2.

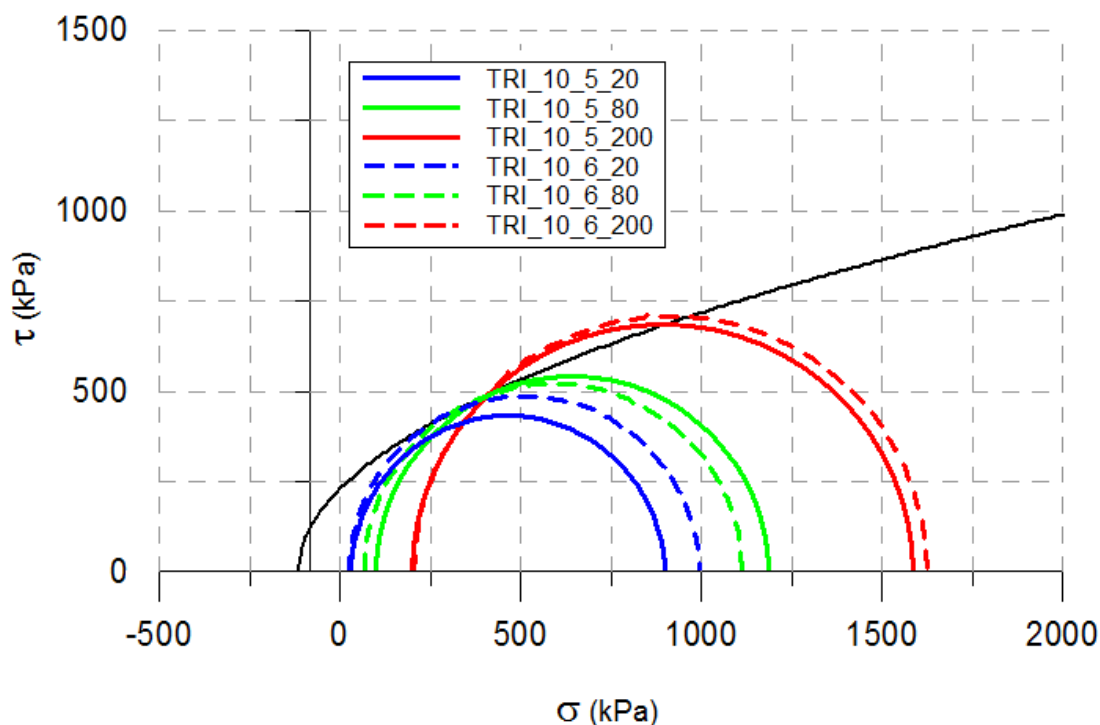


Figura 4.19 – Parábola de Griffith, amostras de solo areno-pedregulhoso

Pode ser observado na Figura 4.19 que o critério de ruptura parabólico de Griffith, alterado com a relação empírica entre resistência à tração e razão η/C_{iv} , representa muito bem as amostras estudadas do solo areno-pedregulhoso. Nota-se

também que o método aplica-se melhor para amostras com tensões confinantes mais baixas. Assim, como se pode observar, para amostras com tensão confinante de 200 kPa, os círculos de Mohr apresentam pico superior à parábola de Griffith.

4.2 Solo Arenoso Basáltico

4.2.1 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Para o solo arenoso basáltico, foram moldados um total de 54 amostras, com três índices de vazios diferentes, 0,71; 0,84; e 0,96, e seis teores de cimentos variando dessa forma, 1, 2, 3, 5, 7 e 9%, sendo cada amostra moldada em triplicata.

A Figura 4.20 apresenta o resultado de resistência à compressão simples de acordo com o teor de cimento para cada índice de vazios.

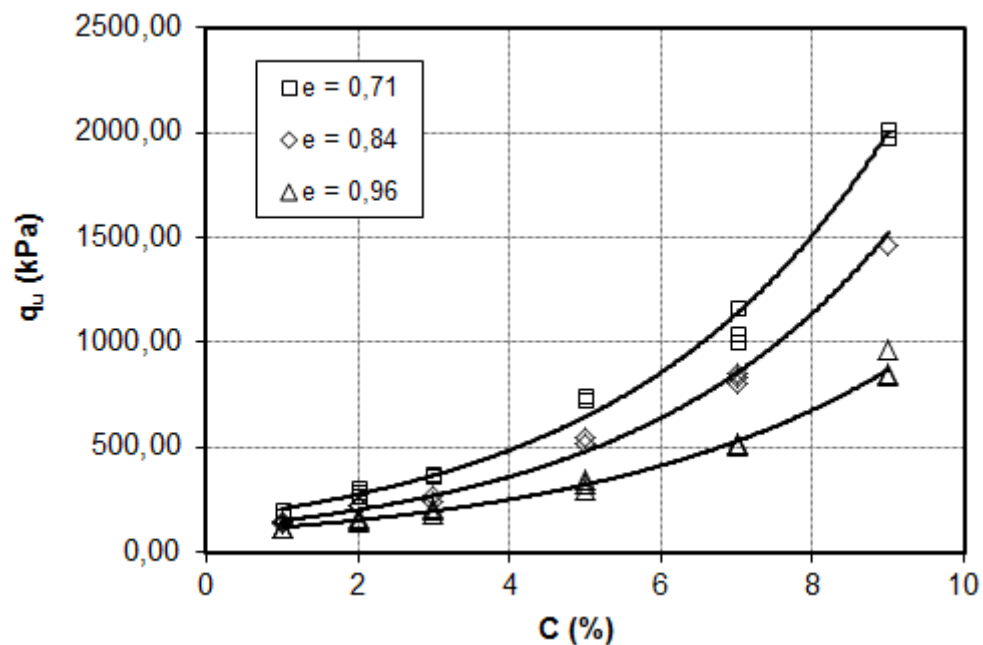


Figura 4.20 – Variação resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento.

Pode-se verificar, da mesma forma que o material anterior, que conforme se eleva o teor de cimento nas amostras, a resistência à compressão simples aumenta de

forma potencial. Assim como, quanto maior a densidade dos corpos de prova, a resistência também é maior.

Nas amostras com índice de vazios igual a 0,71, a resistência à compressão simples aumentou de 177 para 2.012 kPa, ao elevar o teor de cimento de 1 para 9%, representando um acréscimo de 1.028%. Já nas amostras mais fofas, com índice de vazios igual a 0,96, o acréscimo de resistência foi de 694%, passando de 121 para 962 kPa, com a mesma variação do teor de cimento.

A figura 4.21 apresenta a resistência à compressão simples em relação à porosidade das amostras para cada teor de cimento.

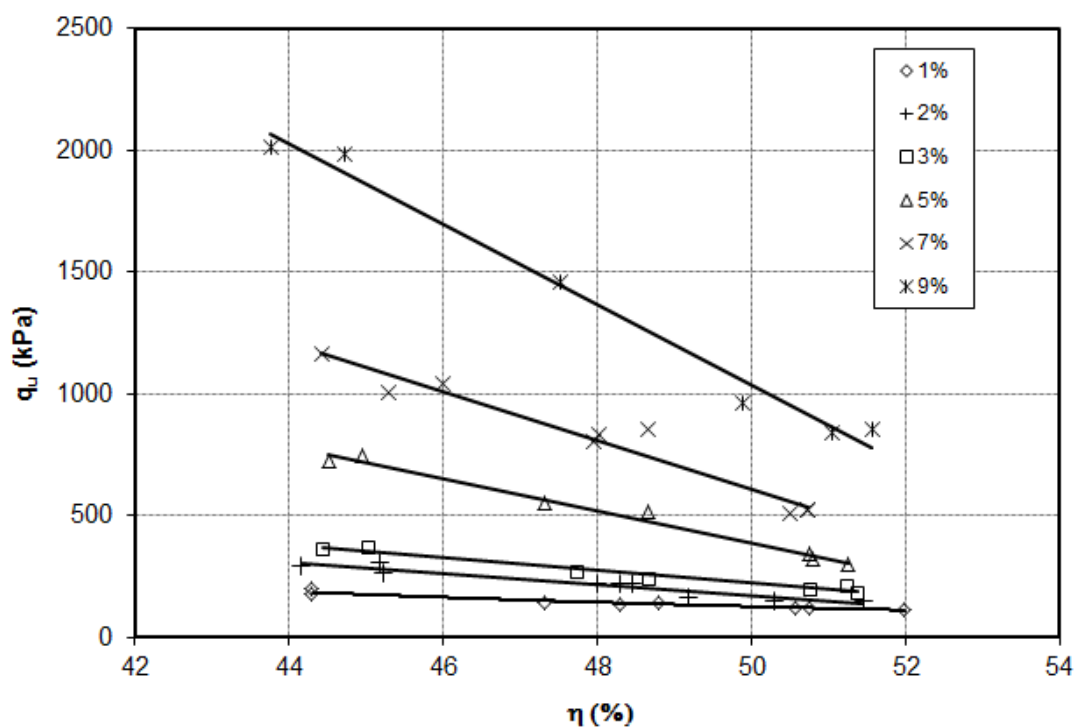


Figura 4.21 – Variação resistência à compressão simples em relação à porosidade, em cada teor de cimento.

De acordo com a Figura 4.21, verifica-se que quanto maior a porosidade, menor é a resistência. Observa-se também através dessa figura, o aumento da resistência pelo aumento do teor de cimento, no caso das amostras com 1% de cimento, esse acréscimo de resistência foi de 53,4%, passando de 115 para 177 kPa.

Para as amostras com 9% de cimento, o aumento foi mais pronunciado, chegando a 136% de aumento, passando de 854 para 2.012 kPa.

A figura 4.22 apresenta a resistência à compressão simples em relação ao fator vazios/cimento em termos de porosidade em relação ao teor de cimento volumétrico.

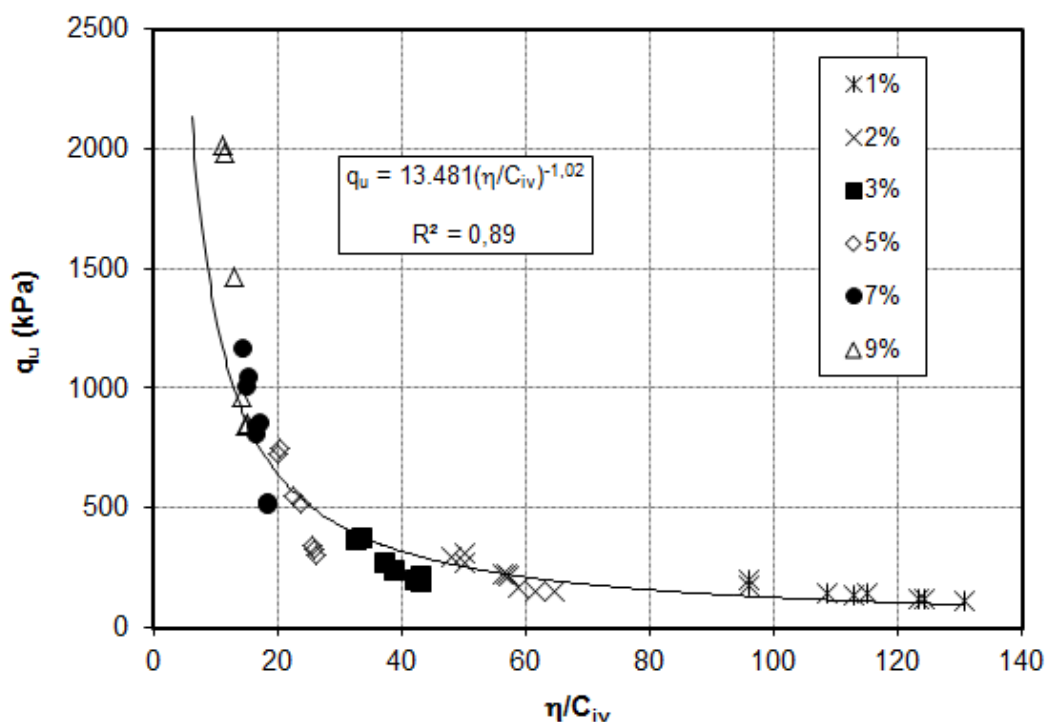


Figura 4.22 – Variação resistência à compressão simples em relação ao fator vazios/cimento em termos de porosidade por teor de cimento volumétrico.

Verifica-se o aumento potencial da resistência, conforme diminui-se o fator vazios/cimento. Ou seja, para fator η/C_{iv} aproximadamente igual a 130 a resistência é de 115 kPa, e para o fator aproximado de 10, a resistência à compressão simples supera a 2.000 kPa, representando um aumento de 1.647%.

A Figura 4.23 apresenta os mesmo resultados da figura anterior, porém com a adição de um expoente ao fator vazios/cimento. Para este material, o expoente com melhor resultado foi de 0,25. Assim a figura apresenta os resultados da resistência à compressão simples de acordo com o fator $\eta/C_{iv}^{0,25}$.

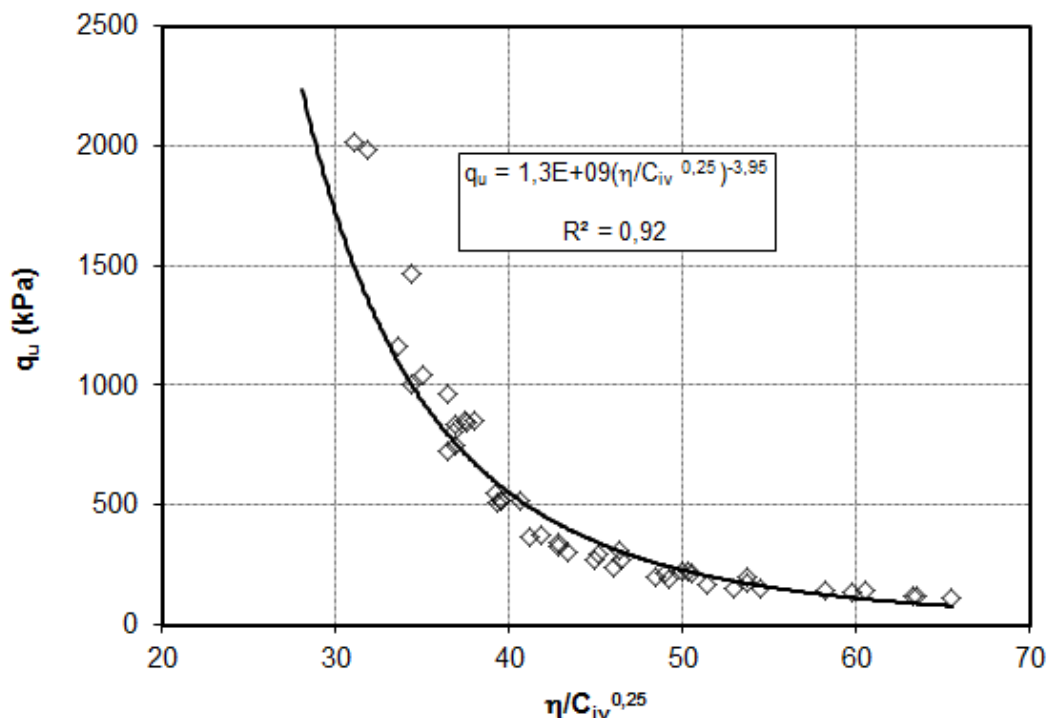


Figura 4.23 – Variação resistência à compressão simples em relação ao fator vazios/cimento com expoente 0,25

Em termos de resistência à compressão simples, os resultados permanecem os mesmos. A variação do resultado apresenta em relação ao fator vazios/cimento, apresentando uma variação menor de valores $\eta/C_{iv}^{0,25}$.

4.2.2 Ensaio de Resistência à Compressão Diametral

Para o ensaio de resistência à compressão diametral, as moldagens seguiram o mesmo critério em relação ao ensaio de compressão simples. Foram moldados um total de 54 amostras, com 3 índices de vazios diferentes, 0,71; 0,84; e 0,96, e 6 teores de cimentos variando assim, 1, 2, 3, 5, 7 e 9%, sendo cada amostra moldada em triplicata.

A Figura 4.24 apresenta o resultado de resistência à compressão diametral de acordo com o teor de cimento para cada índice de vazios.

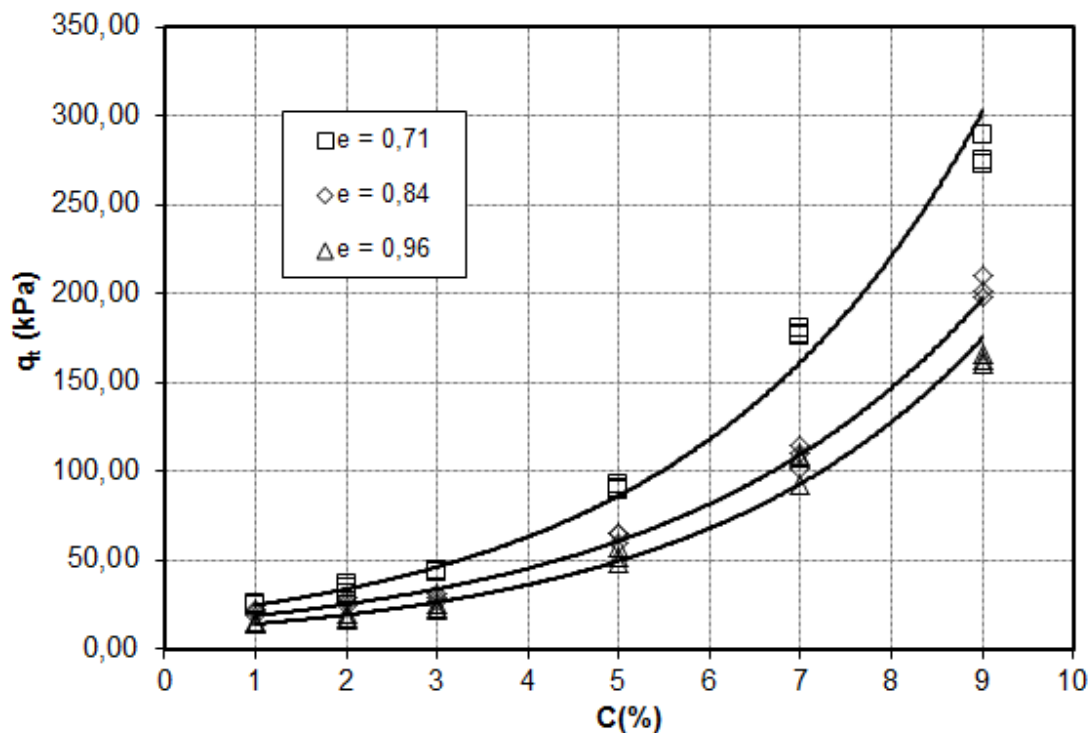


Figura 4.24 – Relação de q_t com o teor de cimento para amostras de solo arenoso basáltico

A figura 4.24 mostra o aumento da resistência à compressão diametral de forma exponencial, conforme se aumenta o teor de cimento. Nas amostras com índice de vazios 0,71, o aumento foi de 1.103%, passando de 24 para 288 kPa. E nas amostras com e igual a 0,96, o aumento foi de 1.038%, variando de 14 para 166 kPa.

A figura 4.25 apresenta os resultados de resistência à compressão diametral das amostras de solo arenoso basáltico, comparando com a porosidade das amostras.

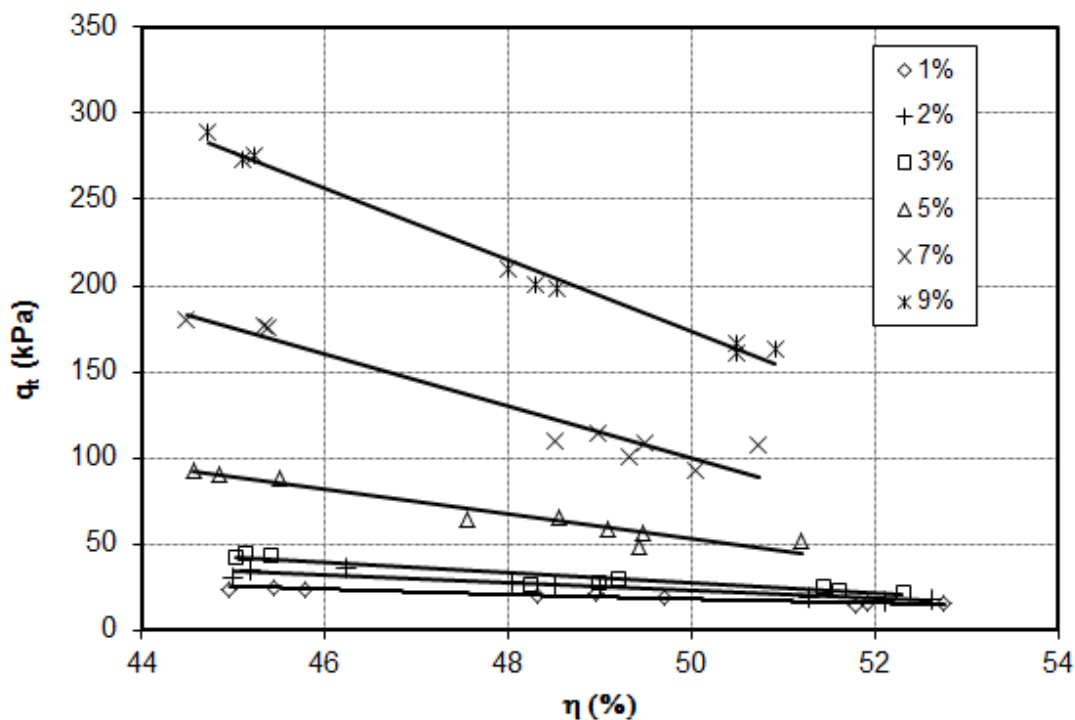


Figura 4.25 – Relação de q_t com a porosidade para amostras de solo arenoso basáltico

Embora aparente ser mais pronunciado o aumento de resistência nas amostras com teor de cimento mais elevado, quando comparado em termos de porcentagem, esse aumento não apresenta distinto resultado. Nas amostras com teor de cimento de 1%, o acréscimo de resistência foi de 63,9%, tendo obtido 14 kPa na amostra mais fofa e 24 kPa na amostra mais densa. Já nas amostras com 9% o aumento foi de 73,3%, passando de 166 para 288 kPa.

A figura 4.26 apresenta os resultados da resistência à compressão diametral de acordo com o fator vazios/cimento, com expoente igual a 1. E na figura 4.27, apresenta os resultados de acordo com o fator vazios/cimento com o expoente 0,25.

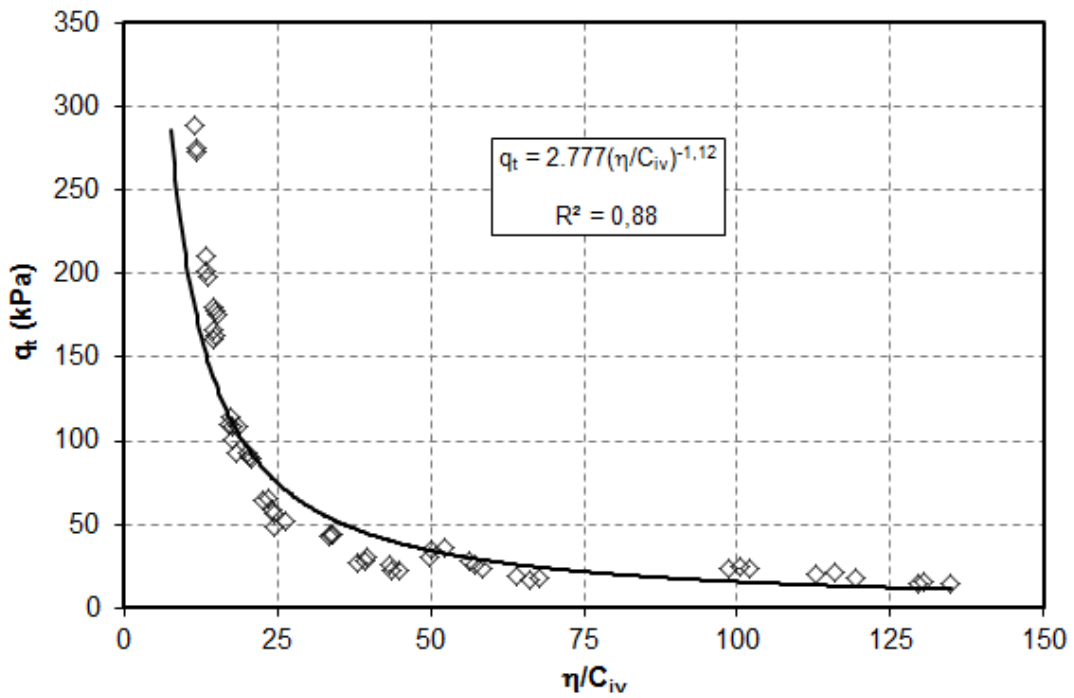


Figura 4.26 – Relação de q_t com o fator vazios/cimento, com expoente igual a 1, para amostras de solo arenoso basáltico

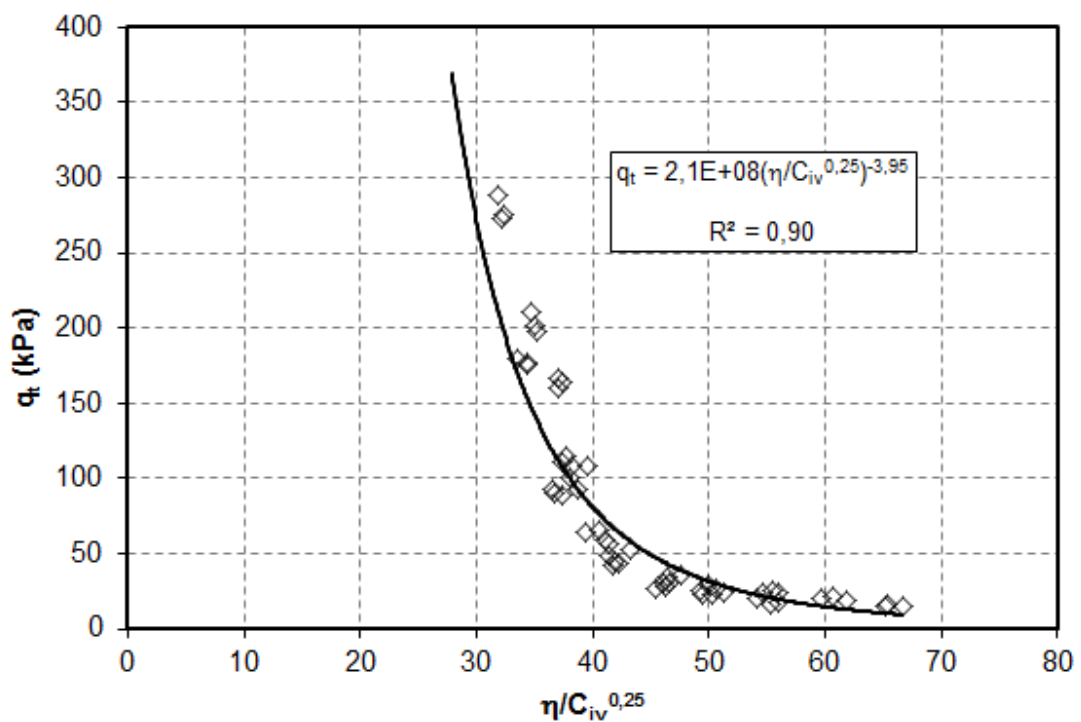


Figura 4.27 – Relação de q_t com o fator vazios/cimento, com expoente igual a 0,25, para amostras de solo arenoso basáltico

A variação total da resistência à compressão diametral foi de 1.872%, variando de 15 até 289 kPa.

As figuras 4.28 e 4.29 apresenta a comparação das resistências à compressão simples e diametral de acordo com o fator vazios/cimento com expoente 0,25.

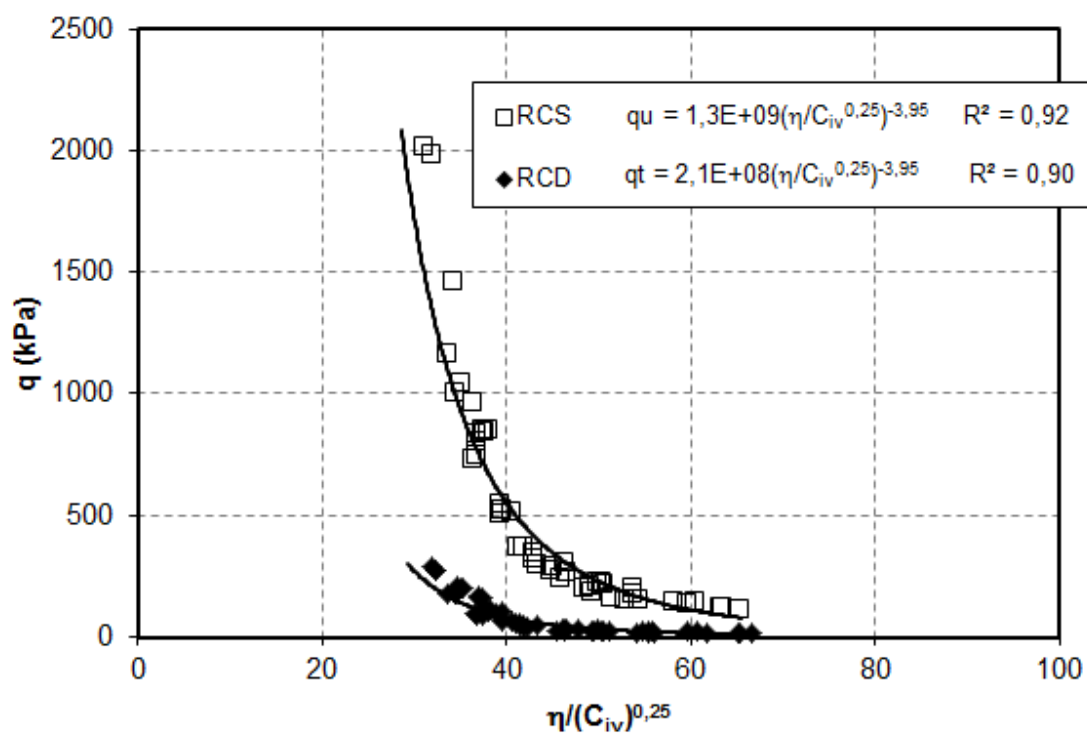


Figura 4.28 – Comparação de q_u e q_t com o fator vazios/cimento, com expoente igual a 0,25, para amostras de solo arenoso basáltico

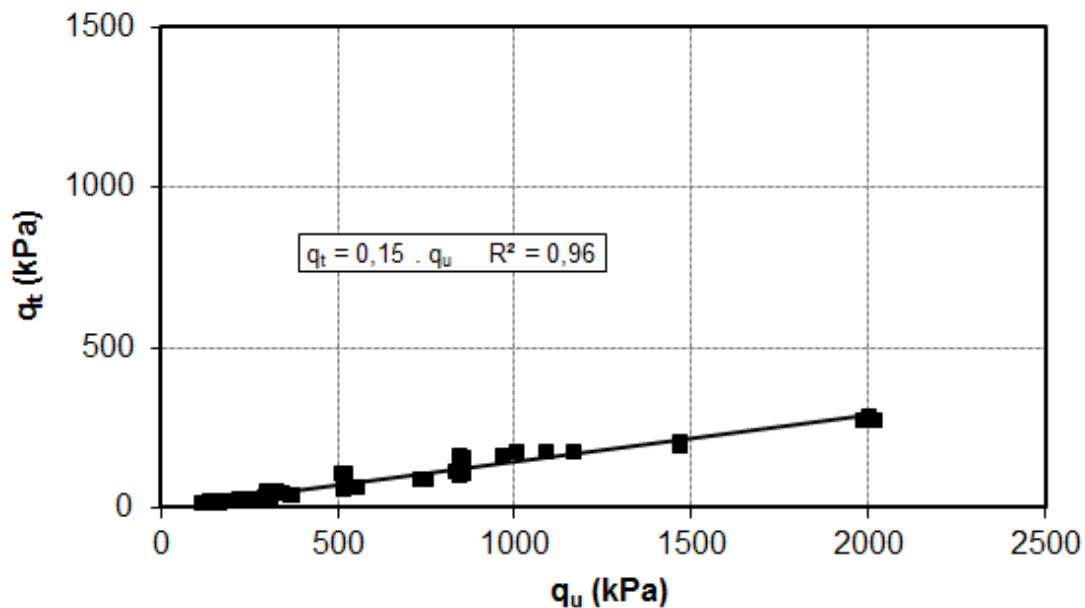


Figura 4.29 – Relação de q_t e q_u , com expoente igual a 0,25, para amostras de solo arenoso basáltico

Nas figuras 4.28 e 4.29 percebe-se a diferença da resistência à compressão simples com a resistência à compressão diametral. A resistência à compressão diametral é 15,5% do valor da resistência à compressão simples.

4.2.3 Ensaios Triaxiais Drenados

Os ensaios triaxiais para o solo arenoso basáltico compreenderam amostras com fator vazios/cimento (η/C_{iv}) igual a 19, porém diferenciando o índice de vazios e o teor de cimento. O índice de vazios utilizado foi de 0,76 e 0,91, e o teor de cimento foi de 5 e 6%. Para cada teor de cimento foram realizados ensaios com tensão confinante de 20, 80 e 200 kPa.

As amostras foram identificadas, apresentando o respectivo fator vazios/cimento, teor de cimento e tensão confinante. Como por exemplo, a amostra TRI_19_5_200, sendo caracterizada pelo η/C_{iv} igual a 19, teor de cimento de 5% e tensão confinante de 200 kPa.

As figuras 4.30 a 4.32 apresentam os gráficos de tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com 5% de cimento, sendo cada gráfico representando uma das tensões confinantes.

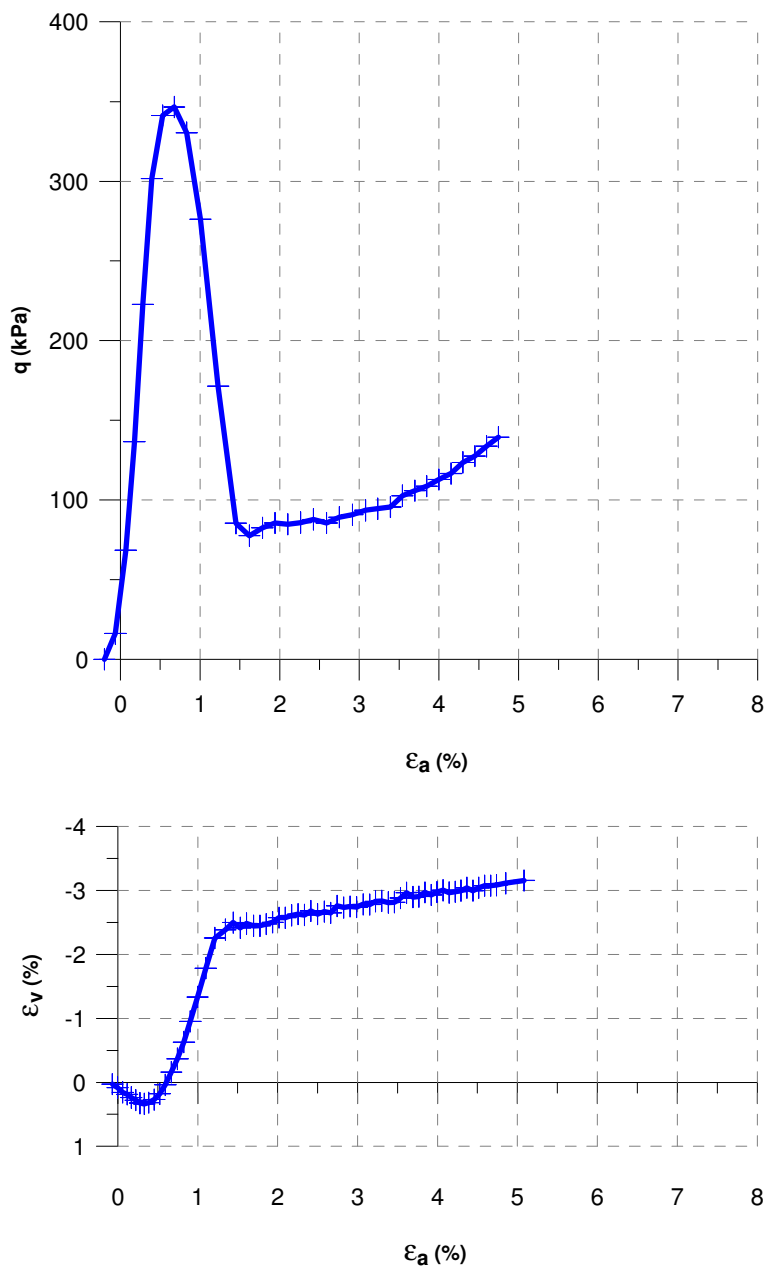


Figura 4.30 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_5_20

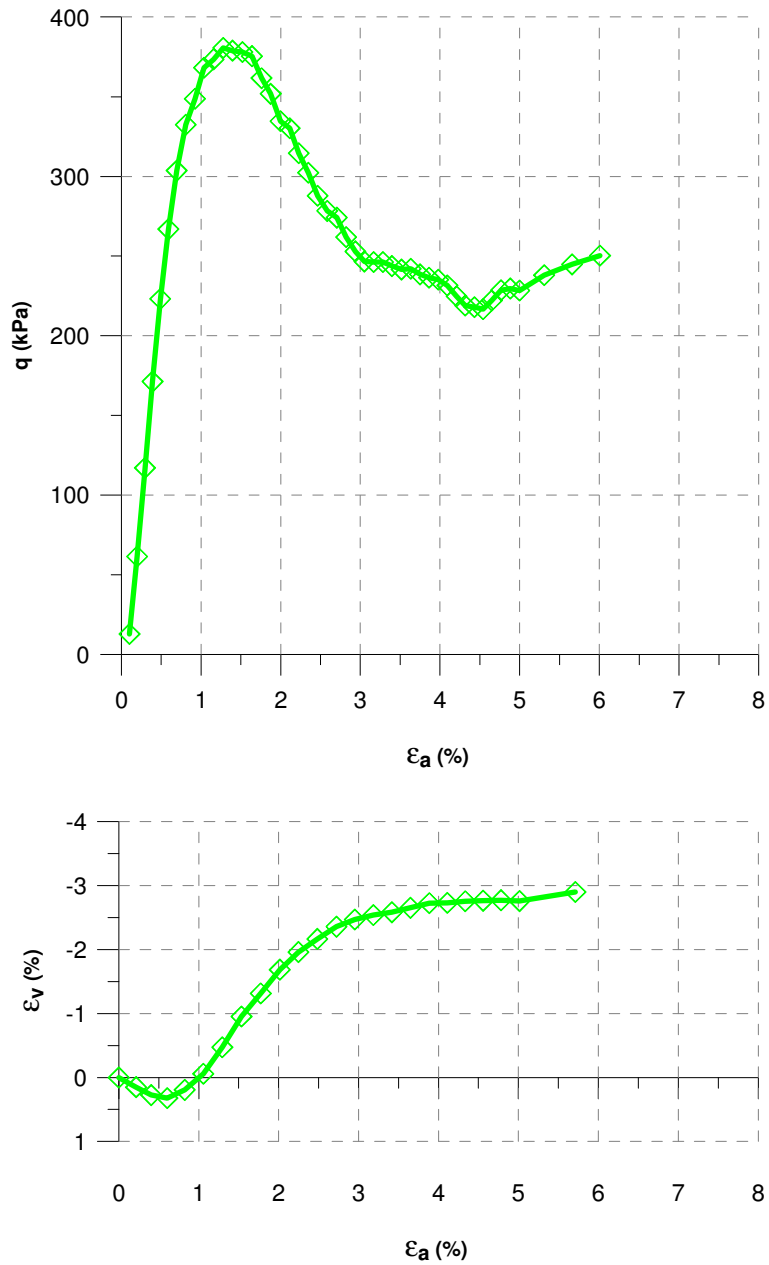


Figura 4.31 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_5_80

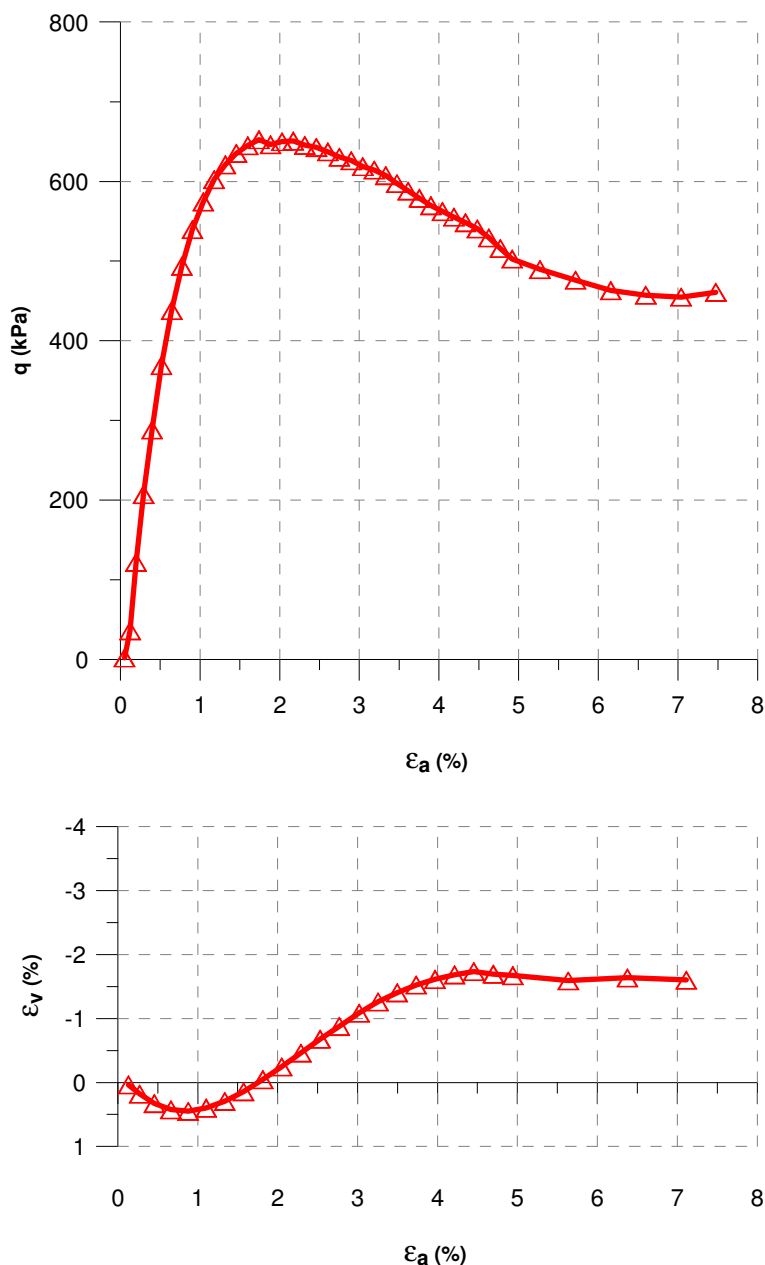


Figura 4.32 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_5_200

As três amostras apresentaram pico de ruptura, sendo mais pronunciado nas amostras com menor tensão confinante. As amostras também apresentam compressão até a ruptura, onde passam a expandir.

As figuras 4.33 a 4.35 apresentam os gráficos de tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com teor de cimento de 6%.

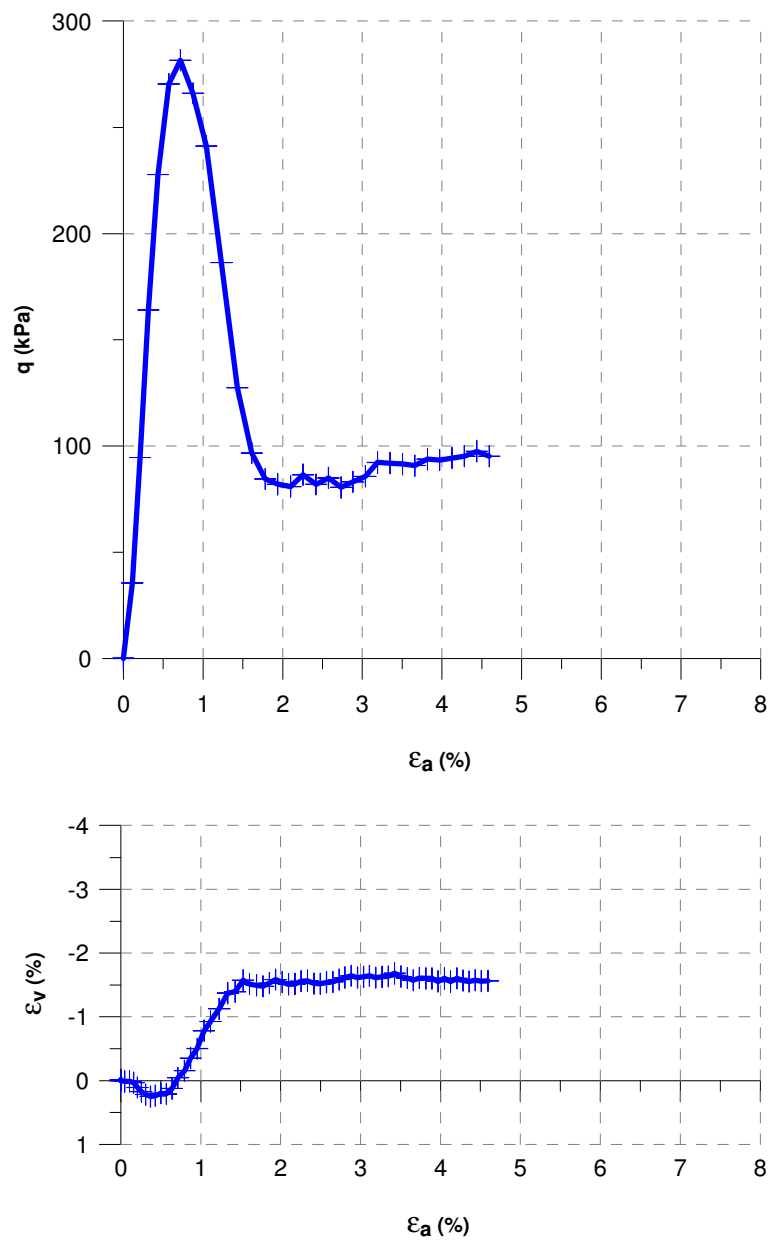


Figura 4.33 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_6_20

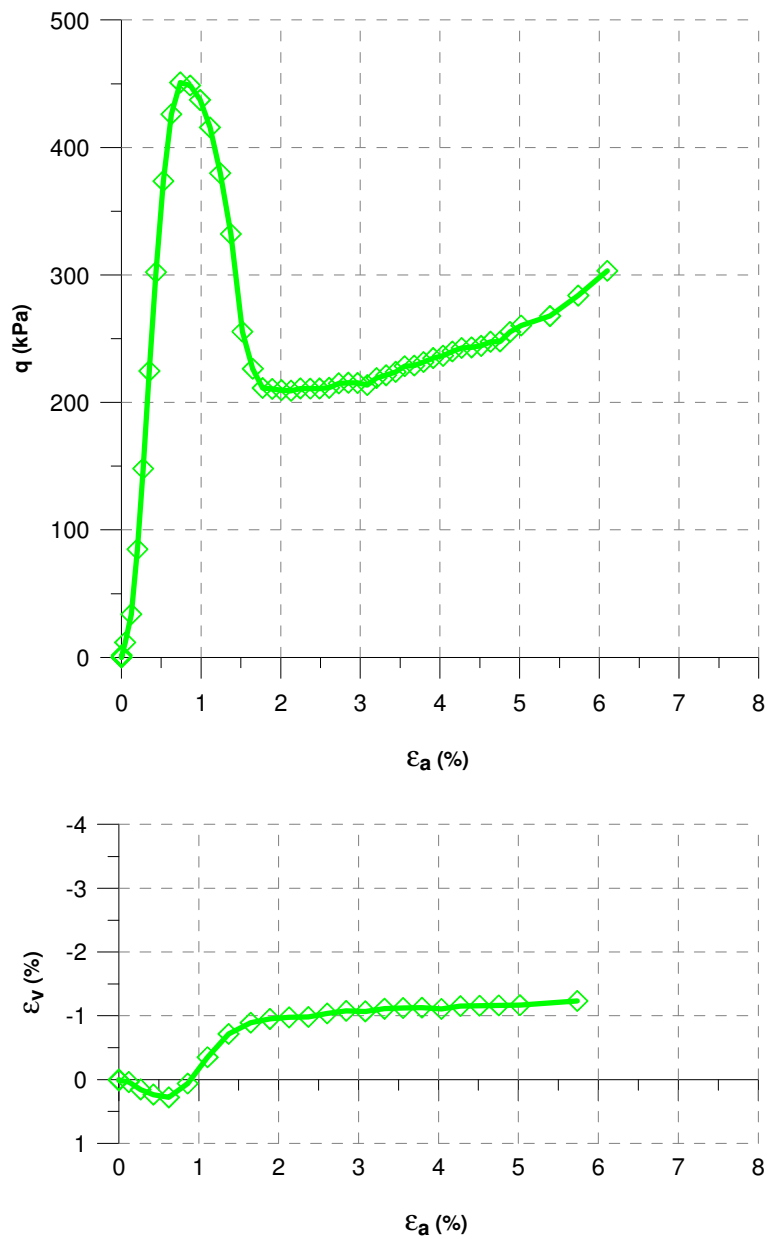


Figura 4.34 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_6_80

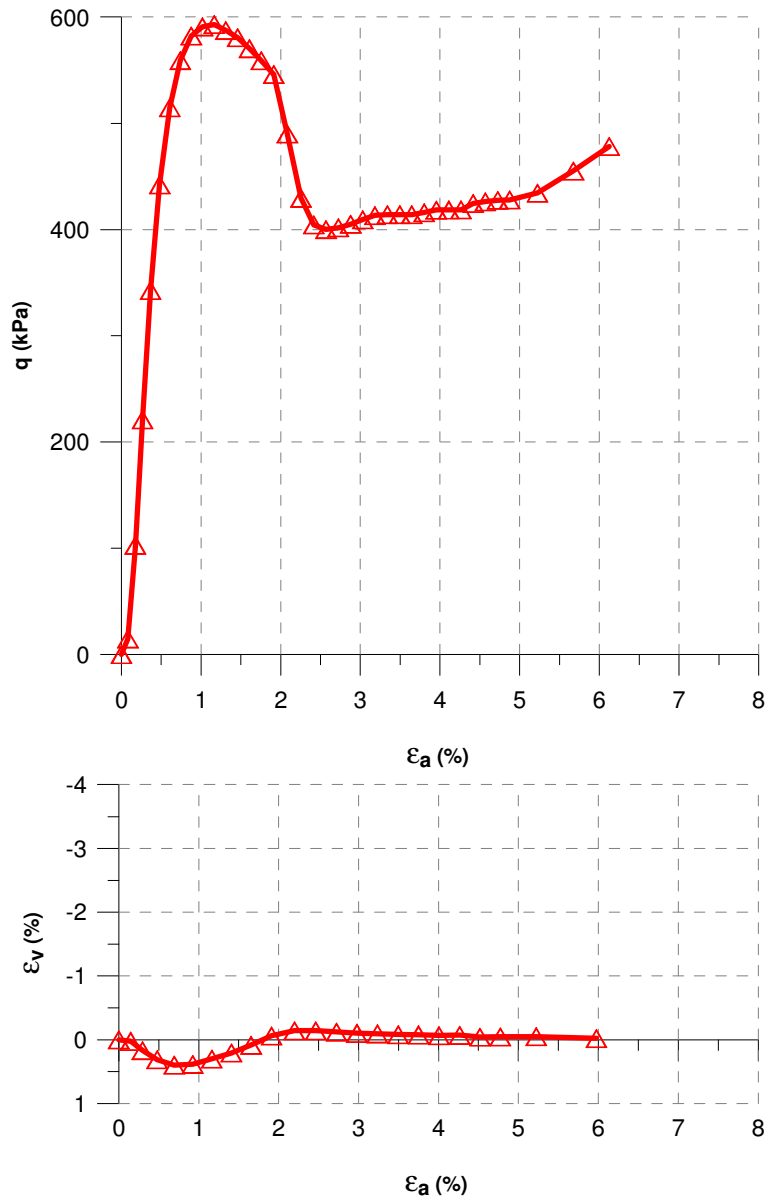


Figura 4.35 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostra TRI_19_6_200

As amostras apresentaram pico de ruptura mais pronunciado nas amostras com menor tensão confinante. As amostras também apresentaram compressão até a ruptura, e posterior expansão das amostras após o pico.

A seguir são apresentados as figura 4.36 a 4.38, onde os resultados das amostras são agrupados por teor de cimento e após todos os resultados.

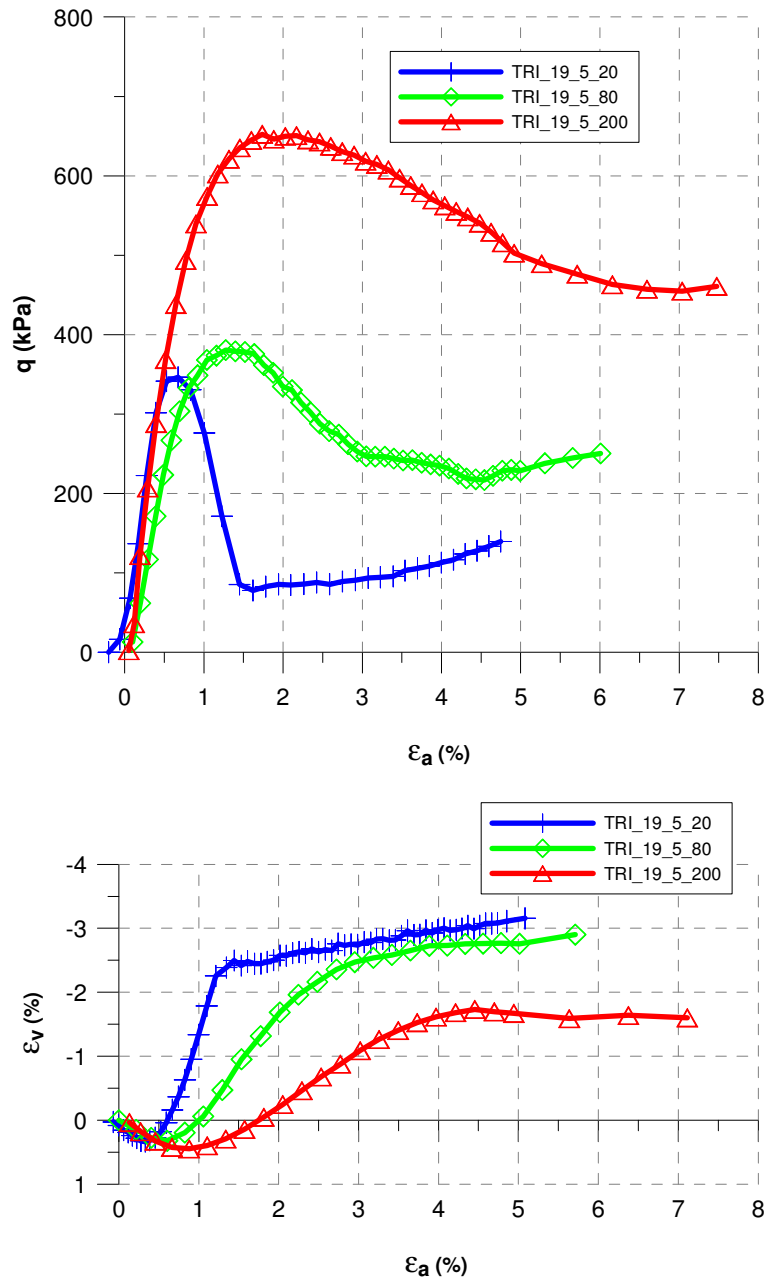


Figura 4.36 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras com 5% de cimento

Verifica-se o aumento da resistência conforme se aumenta a tensão de confinamento, porém não modifica o comportamento. Ou seja, todas as amostras apresentam pico de ruptura, com compressão até esse ponto, e após apresenta expansão. Nota-se também uma pequena diferença entre as tensões de confinamento de 20 e 80 kPa, onde repetiu-se o ensaio de 80 kPa, mas não foi possível obter os resultados.

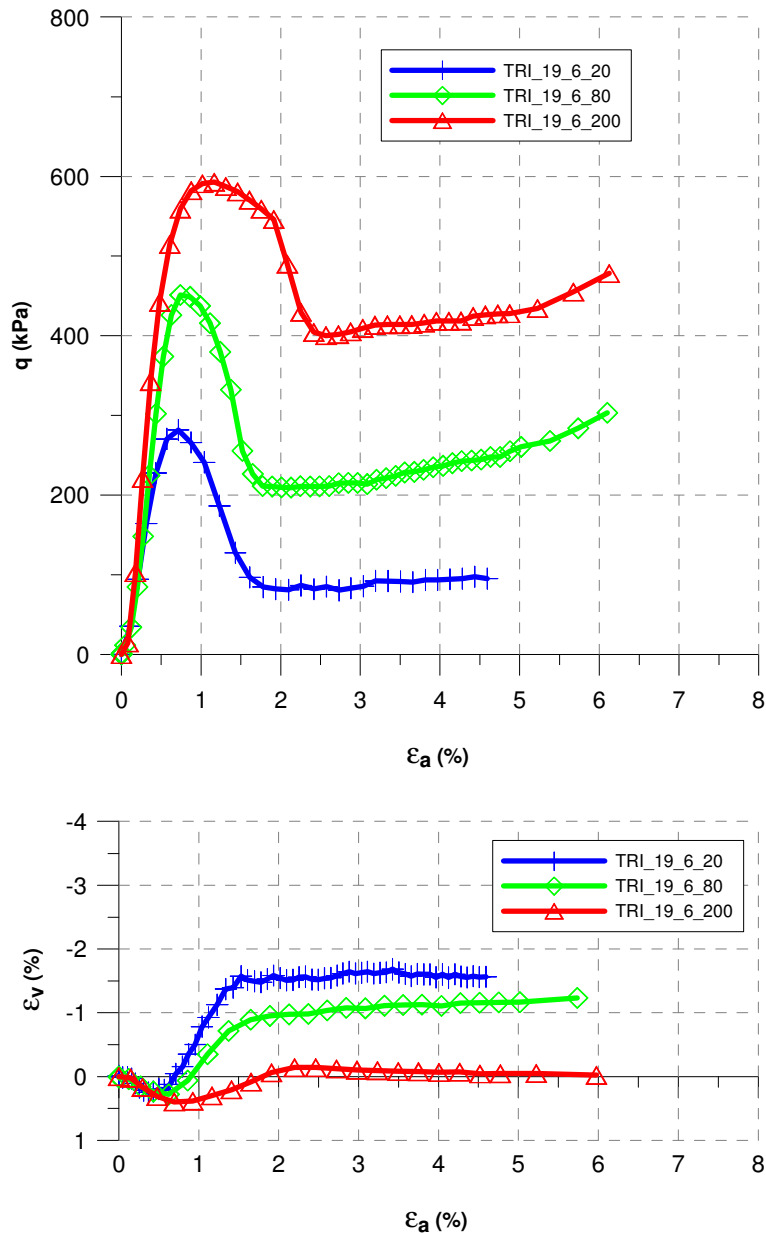


Figura 4.37 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras com 6% de cimento

Nessas amostras, observa-se o mesmo comportamento das anteriores. A resistência de pico passou de aproximadamente 300 kPa para 600 kPa, comparando as amostras com tensão confinante de 20 e 200 kPa respectivamente.

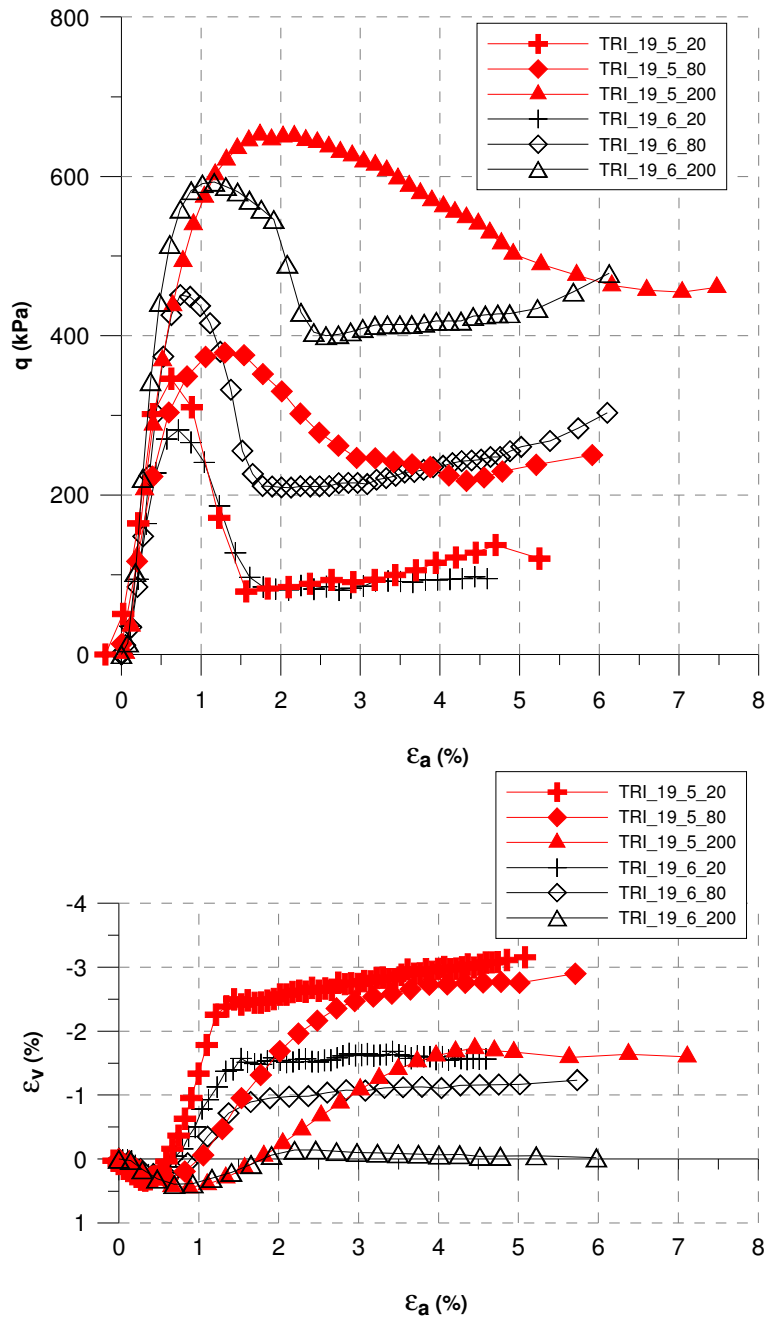


Figura 4.38 – Tensão deformação e variação volumétrica, amostras de solo arenoso basáltico

Observa-se a similaridade das amostras do gráfico tensão-deformação, quando comparado às amostras com mesma tensão de confinamento. Já no gráfico de variação volumétrica, verifica-se uma diferença substancial comparando as amostras com mesma tensão confinante.

A figura 4.39 apresenta a envoltória de ruptura das amostras estudadas, com η/C_{iv} igual a 19.

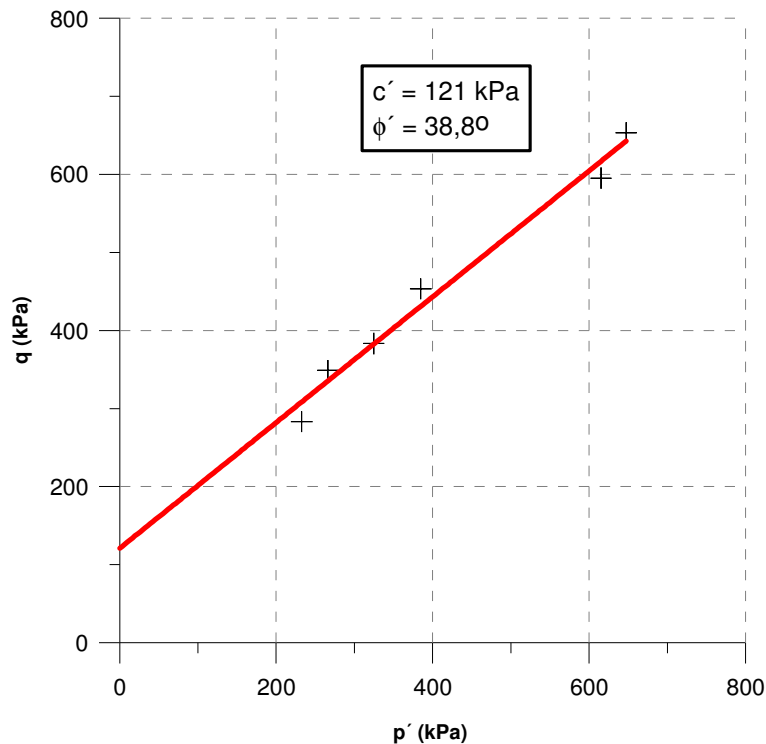


Figura 4.39 – Envoltória de ruptura, amostras de solo arenoso basáltico

Além da envoltória, também é apresentado os valores de coesão e ângulo de atrito do material, resultando em coesão de 121 kPa e ângulo de atrito igual a 39°.

4.2.4 Método de Griffith

A partir dos dados oriundos dos ensaios triaxiais e de compressão diametral, apresenta-se a figura 4.40, utilizando da equação 4.3 adaptada, demonstrando o método de Griffith.

$$\tau^2 = 4 \left[2.777 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,123} \right]^2 + 4 \left[2.777 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,123} \right] \cdot \sigma \quad (\text{Eq. 4.3})$$

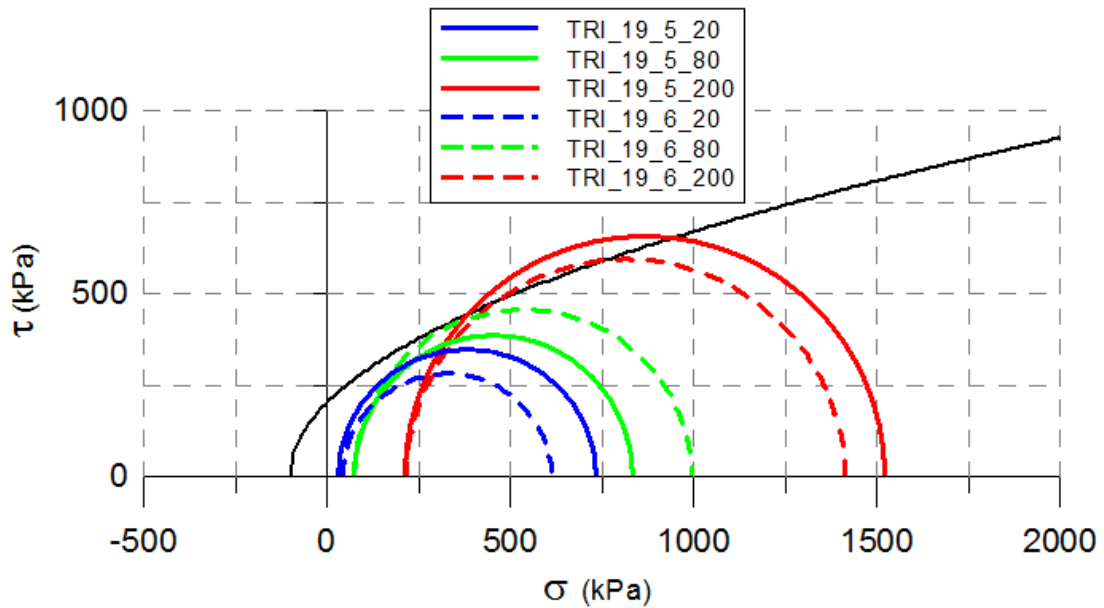


Figura 4.40 – Parábola de Griffith, amostras de solo arenoso basáltico

Observa-se através da figura 4.40 que o critério de ruptura parabólico de Griffith, também representa muito bem para as amostras com solo arenoso basáltico. Nota-se também que a constatação anterior, onde o método aplica-se melhor para amostras com tensão confinante mais baixas, também fica explícito nessas amostras.

4.2.5 Ensaios com *Bender Elements*

Após a etapa de caracterização do material foi realizada a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de ondas *bender/extender*. Os corpos de prova foram moldados conforme os ensaios anteriores, com 3 índices de vazios, 0,71, 0,84 e 0,96 com teores de cimento de 1, 2, 3, 5 e 7 e 9%, e com 10% de umidade.

Nas Figuras 4.41 a 4.43 apresentam-se os resultados de G_0 ao longo dos dias, com leituras aos 3, 5 e 7 dias.

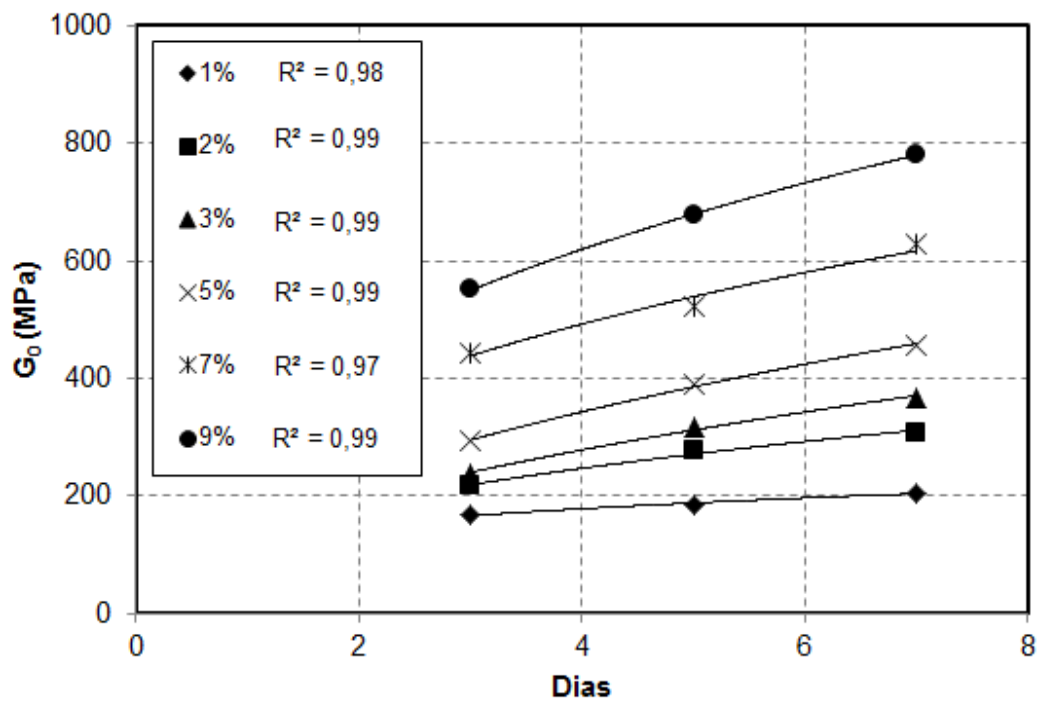


Figura 4.41 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 0,71$

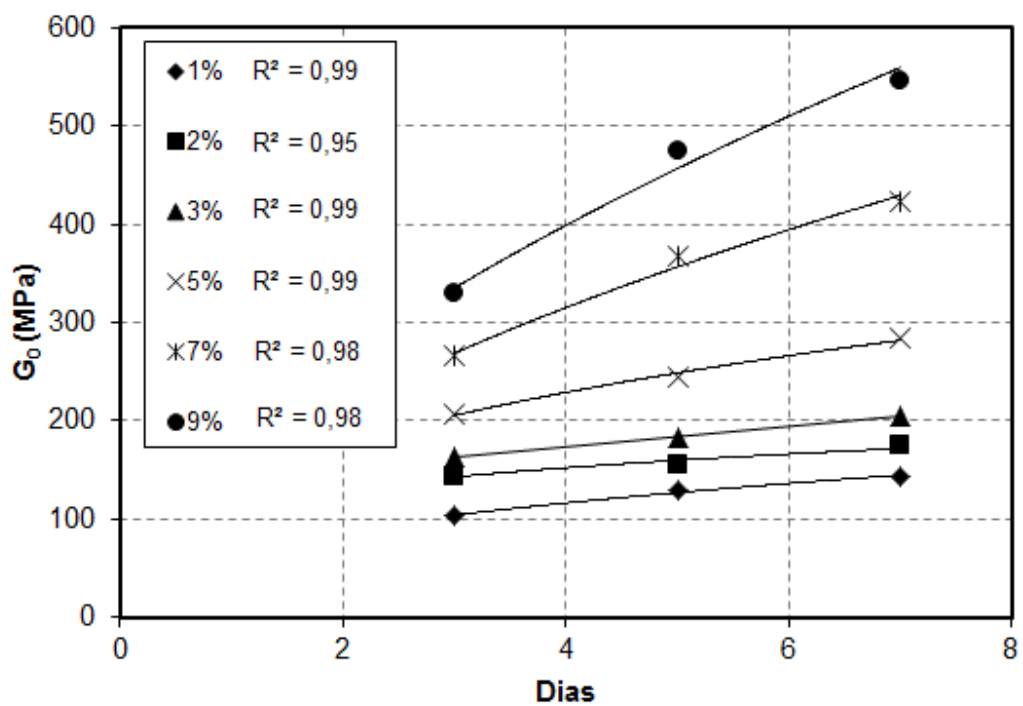


Figura 4.42 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 0,84$

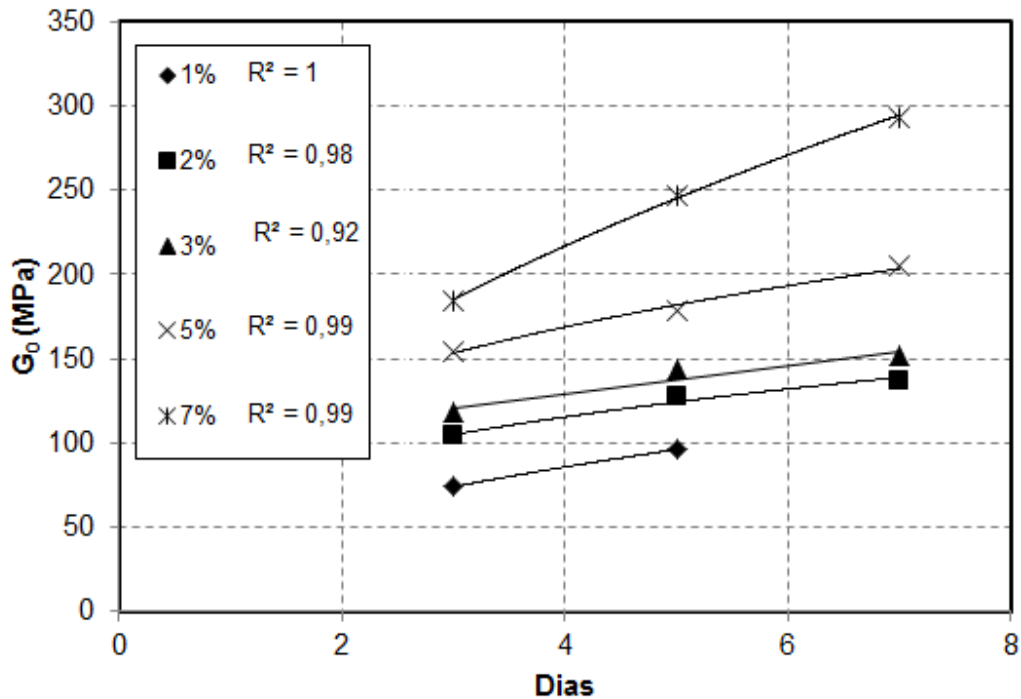


Figura 4.43 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 0,96$

Após análise dos resultados, verifica-se um aumento do G_0 ao longo dos dias, com um intenso aumento nas amostras com teores de cimento mais elevados. Esta característica é encontrada nos 3 diferentes índices de vazios, onde pode-se verificar pelo ângulo de inclinação de cada curva. Nas amostras mais densas, com índice de vazios igual a 0,82, apresentou o módulo cisalhante de 781 Mpa, como o valor máximo das amostras, com teor de 9% de cimento.

A seguir são apresentados os resultados de G_0 em relação ao teor de cimento, divididos nos 3 tempos de cura, através das Figuras 4.44 a 4.46.

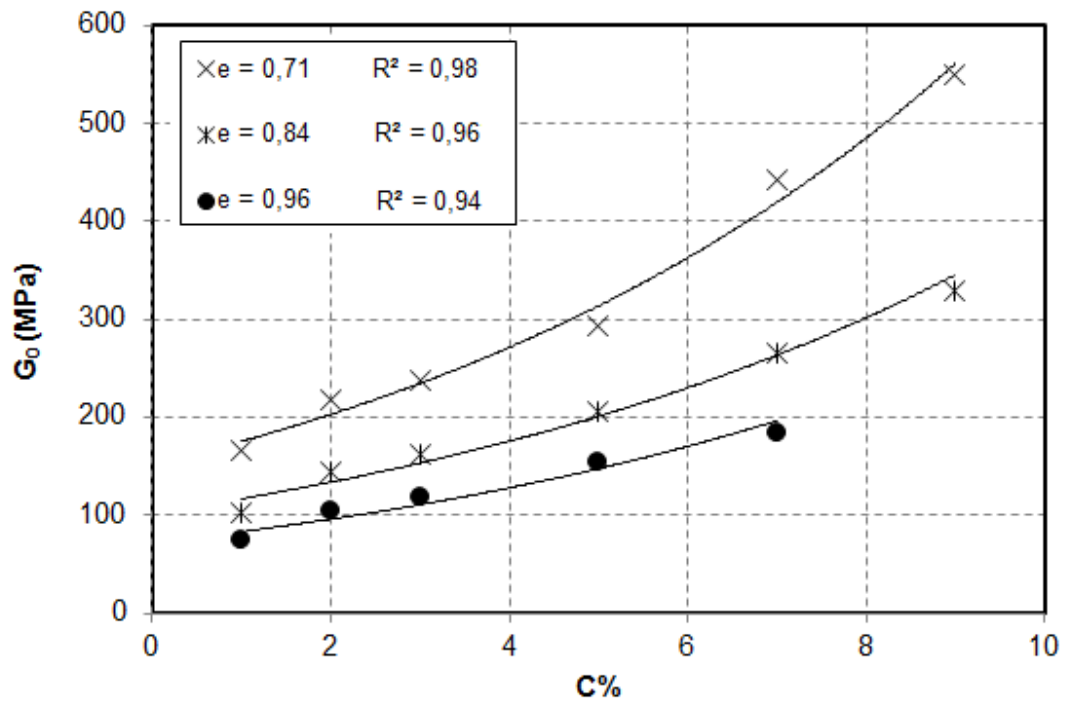


Figura 4.44 – Relação de G_0 pelo teor de cimento aos 3 dias de cura

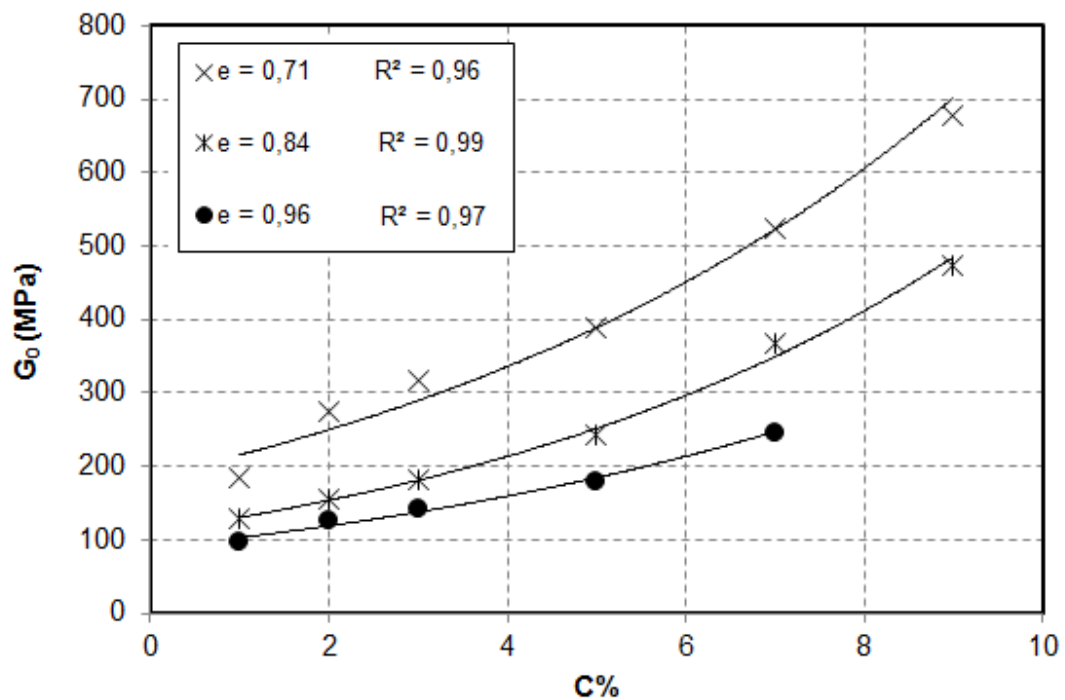


Figura 4.45 – Relação de G_0 pelo teor de cimento aos 5 dias de cura

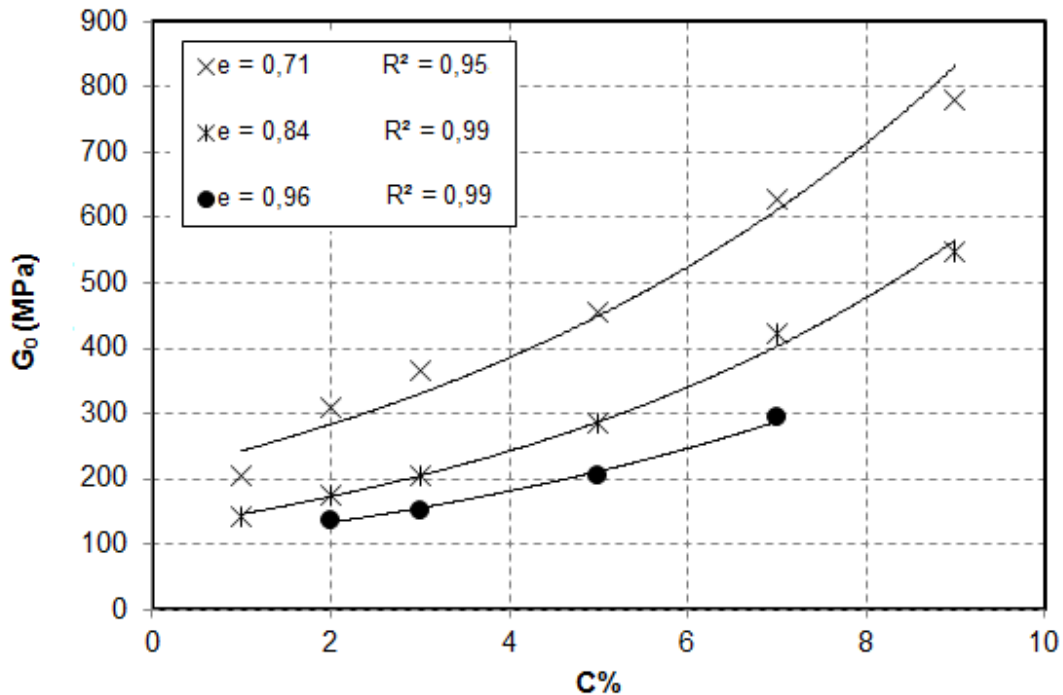


Figura 4.46 – Relação de G_0 pelo teor de cimento aos 7 dias de cura

Como pode ser observado, da mesma forma como os resultados anteriores, o aumento do teor de cimento provoca o aumento da rigidez das amostras de forma exponencial, apresentando seus valores máximos nas amostras mais densas com o maior teor de cimento aos 7 dias de cura. De forma contrária, os valores mais baixos se encontram nas amostras mais fofas, com menos cimento variando entre 308 e 360 MPa nas amostras com índice de vazios igual a 0,96 e 0,82 respectivamente após 7 dias de cura.

Como a amostra mais fofa com 1% de cimento apresentava uma resistência muito baixa, a mesma não pode ser analisada, em virtude na dificuldade de manuseio da amostra.

Nas Figuras 4.47 e 4.48 são apresentados os resultados do coeficiente de Poisson em relação ao fator vazios/cimento, após 7 dias de cura. Na Figura 4.47 apresenta os resultados com os valores do fator vazios/cimento com expoente igual a 1, já na Figura 4.48 apresenta a constante 0,25 como expoente do fator.

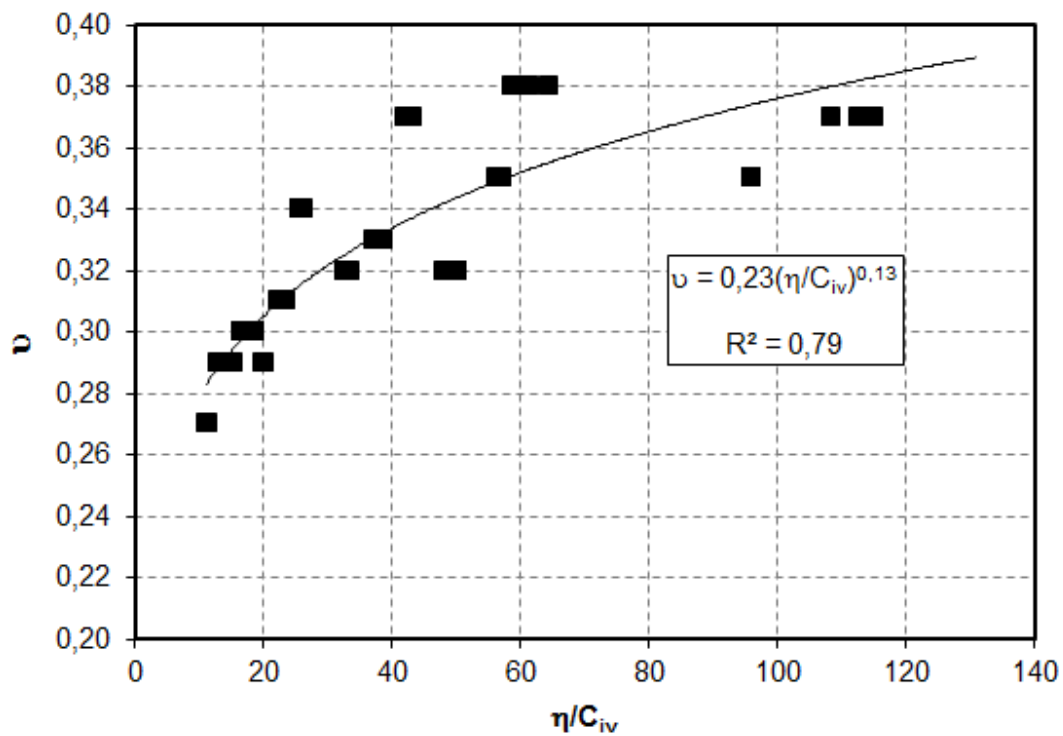


Figura 4.47 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1

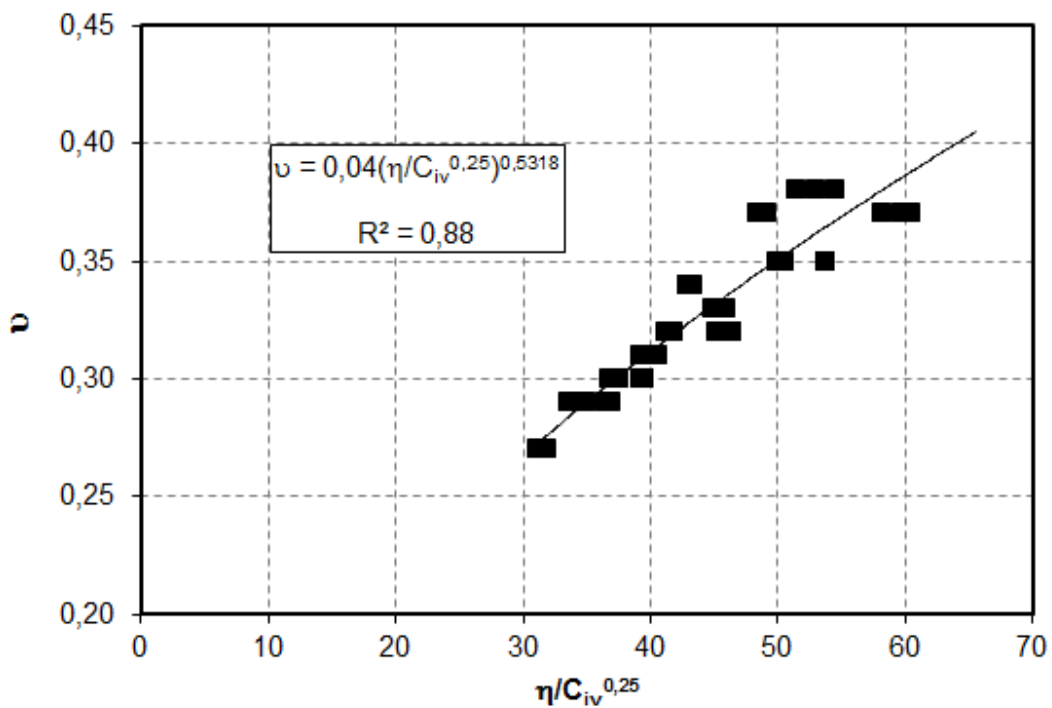


Figura 4.48 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,25

Os resultados mostram o aumento potencial do coeficiente do Poisson conforme o aumento do fator η/C_{iv} , ou seja, maior porosidade e menor teor de

cimento. Apresenta também uma consistência melhor no ajuste dos resultados do gráfico com o expoente inserido no fator vazios/cimento. O coeficiente de Poisson apresentou valores de 0,27 a 0,38 após 7 dias de cura.

A seguir, apresentam-se as Figuras 4.49 e 4.50, com os resultados de G_0 em relação ao fator η/C_{iv} , após 7 dias de cura. Na Figura 4.49 apresenta o fator vazios/cimento sem expoente ou igual a 1 e na Figura 4.50 com o expoente igual a 0,25.

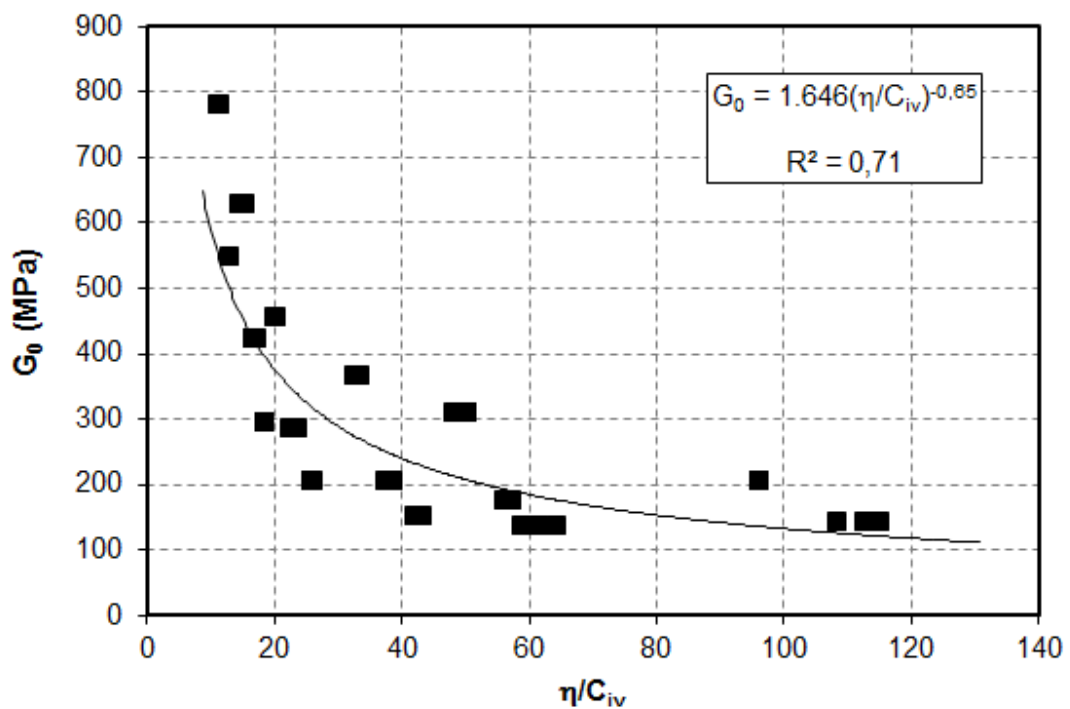


Figura 4.49 – Relação de G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1

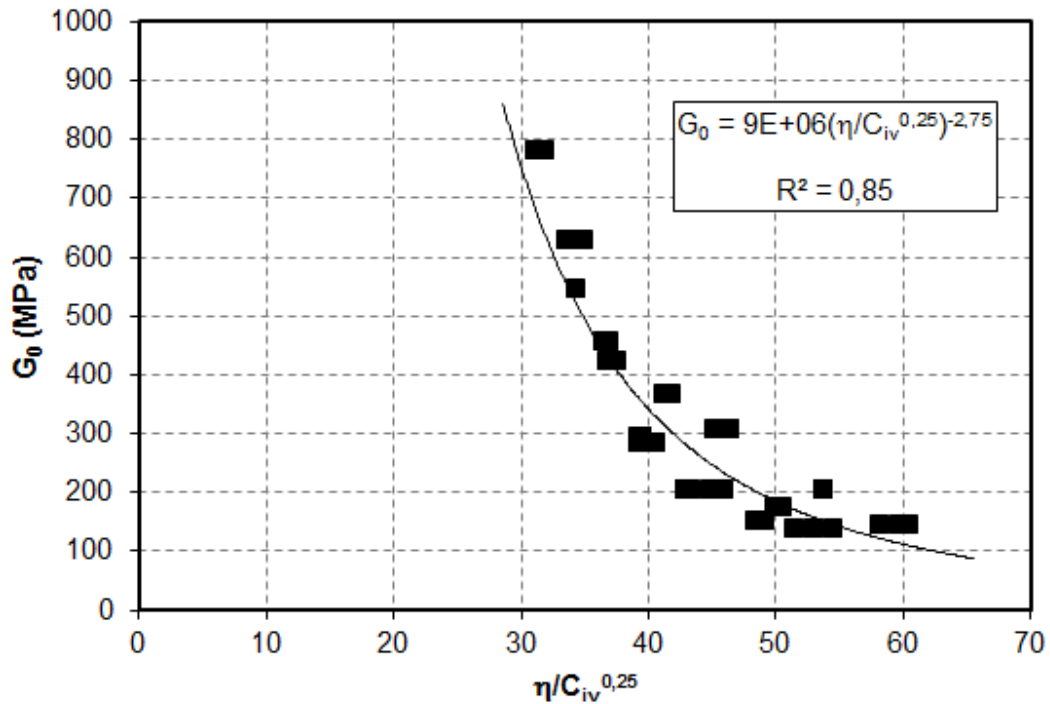


Figura 4.50 – Relação de G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,25

Através dos resultados, comprova-se o aumento potencial da rigidez conforme se diminui o fator vazios/cimento. Para valores de $\eta/C_{iv}^{0,25}$ próximos a 45, obtêm-se valores de G_0 na ordem de 150 MPa. E para valores de $\eta/C_{iv}^{0,25}$ próximos a 8, obtêm-se valores de G_0 na ordem de 800 MPa.

Nas Figuras 4.51 com expoente igual a 1 e na Figura 4.52 com expoente igual a 0,25, apresentam-se os resultados da velocidade das ondas de corte em relação ao fator vazios/cimento.

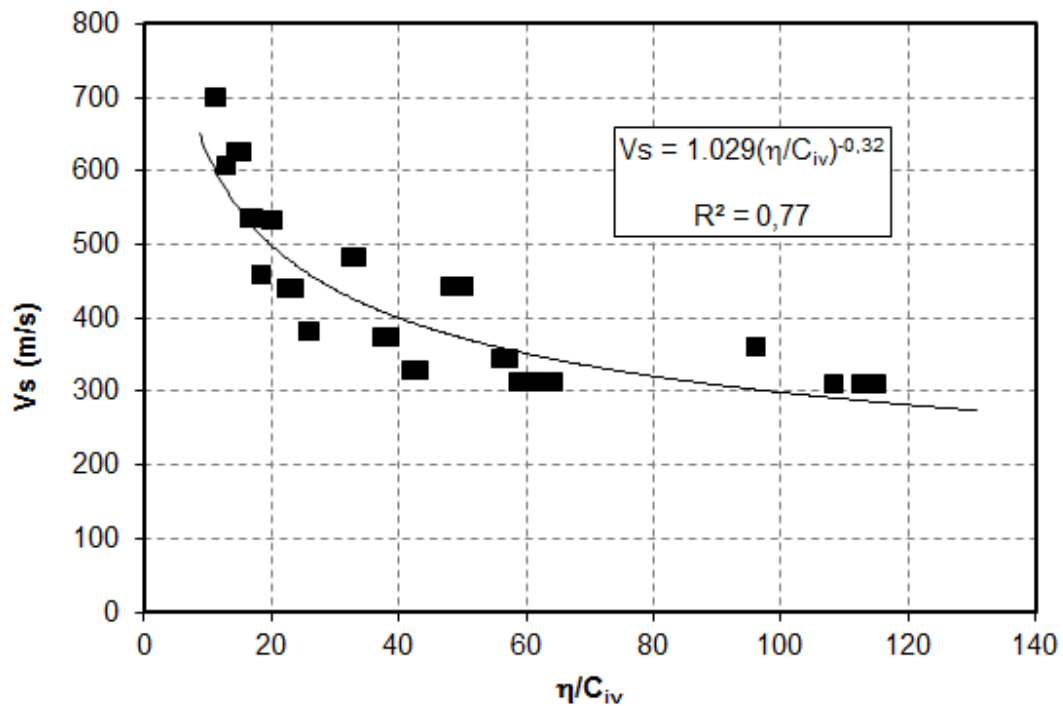


Figura 4.51 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1

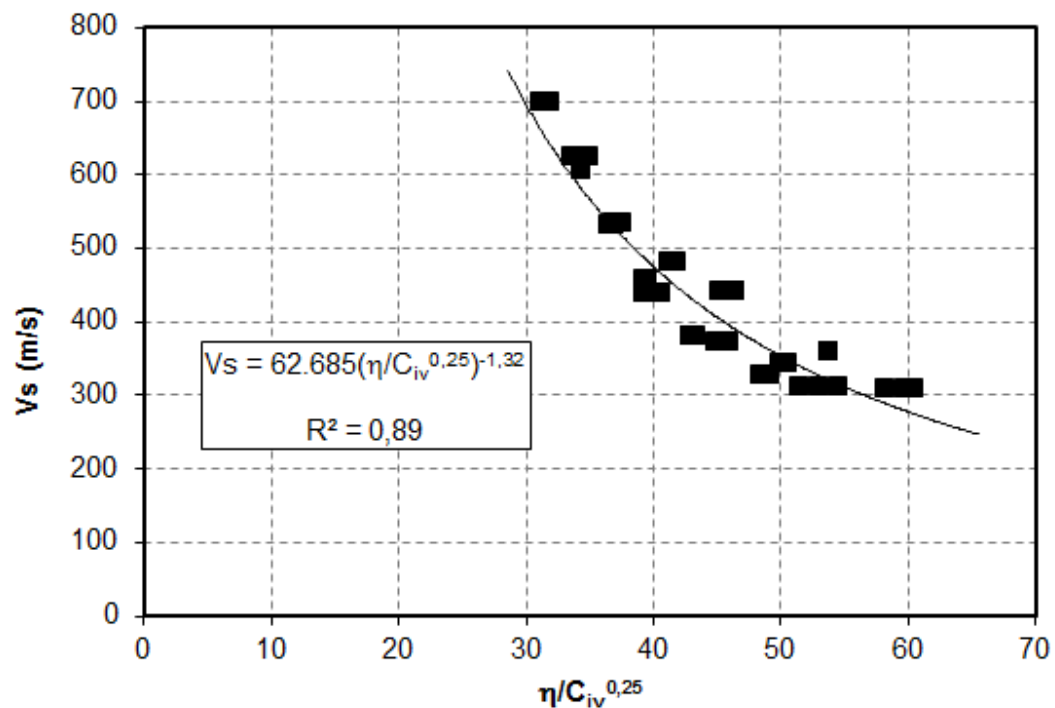


Figura 4.52 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,25

Percebe-se que os valores de V_s variam entre 308 e 697 m/s, totalizando um aumento de 126%, com o aumento do teor de cimento e a compactação da amostra. E

da mesma forma que os resultados com G_0 , a velocidade das ondas aumentam conforme diminui o fator vazios/cimento, pois a rigidez é diretamente proporcional às velocidades das ondas de corte.

4.3 Solo Arenoso Granítico

4.3.1 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

As amostras com areia grossa do Porto foram moldadas em 4 densidades diferentes, 16,4, 17,2, 18,0 e 18,8 kN/m³. Todas as densidades foram moldadas com teores de cimento de 2, 3, 5 e 7% de cimento, com 12% de umidade. Todas as amostras foram moldadas em triplicata, totalizando 48 amostras moldadas.

A Figura 4.53 apresenta os resultados de resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento.

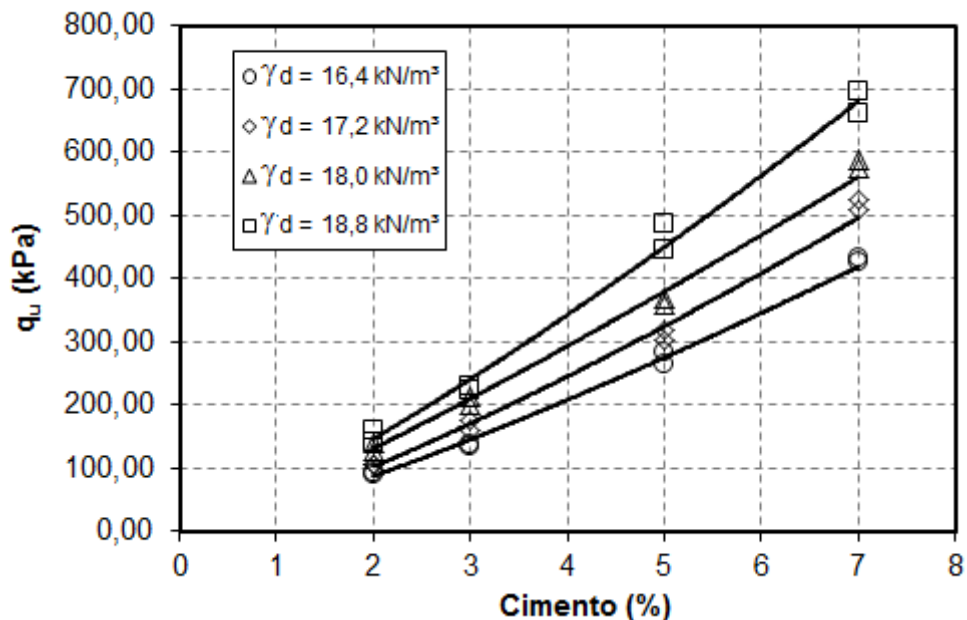


Figura 4.53 – Relação de q_u com o teor de cimento

Nota-se nitidamente o aumento potencial da resistência com o aumento do teor de cimento. Conforme se compacta mais a amostra, esse aumento se torna mais

efetivo, podendo observar pelo ângulo de inclinação da curva de ajuste de cada conjunto de amostras representadas por cada densidade.

Na Figura 4.54 são apresentados os resultados de resistência à compressão simples em relação à porosidade, admitindo cada curva de ajuste para um teor de cimento diferente.

Conforme aumenta a porosidade da amostra, nesse caso, diminuindo a densidade da amostra, a resistência à compressão simples tende a diminuir. De forma aproximada, percebe-se que a resistência das amostras com porosidade em torno de 45% se aproxima dos valores de resistência das amostras com porosidade de 35% porém essas com um teor de cimento mais elevado. A característica citada pode ser exemplificada através das curvas de ajuste com teores de 7 e 5% de cimento, onde a amostra com 45% de porosidade e 7% de cimento apresenta resistência aproximada de 1290 kPa e a amostra com 35% de porosidade, sendo amostra mais densa, mas com 5% de cimento apresenta resistência de 1400 kPa. Este é um exemplo claro que pode ser encontrado na prática, onde pode-se definir entre aumentar a compactação ou aumentar o teor de cimento do solo para encontrar a resistência do solo necessária.

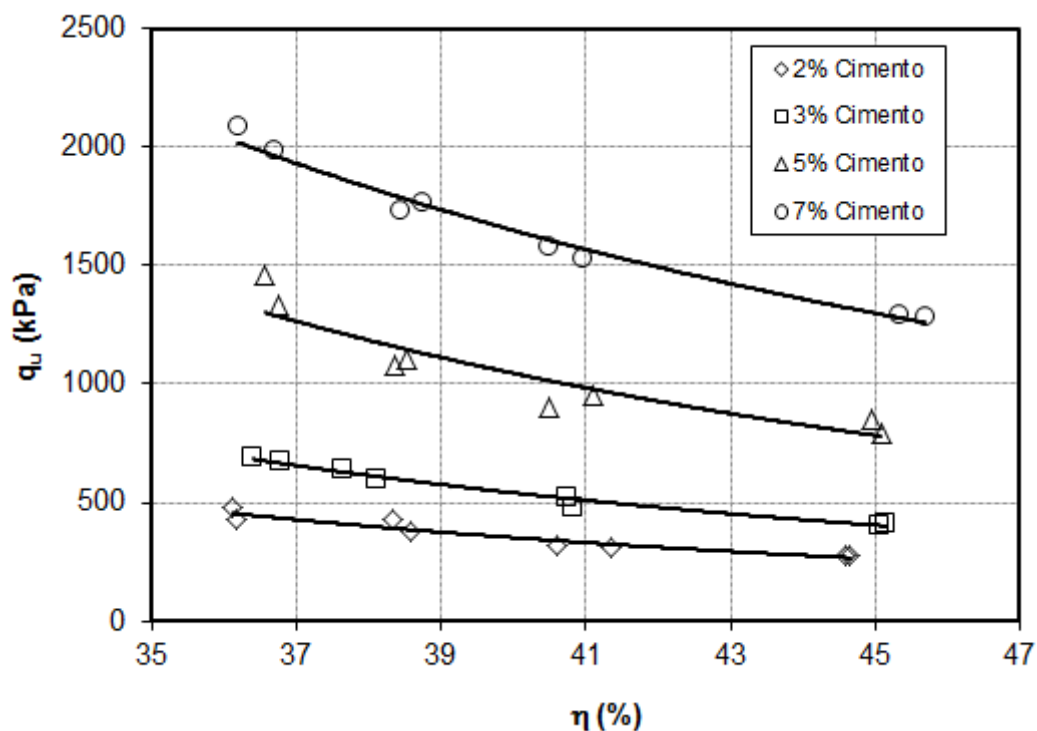


Figura 4.54 – Relação de q_u com a porosidade

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

A Figura 4.55 apresenta os resultados de q_u em relação ao fator vazios/cimento, com o resultado de todas as amostras numa mesma curva de ajuste.

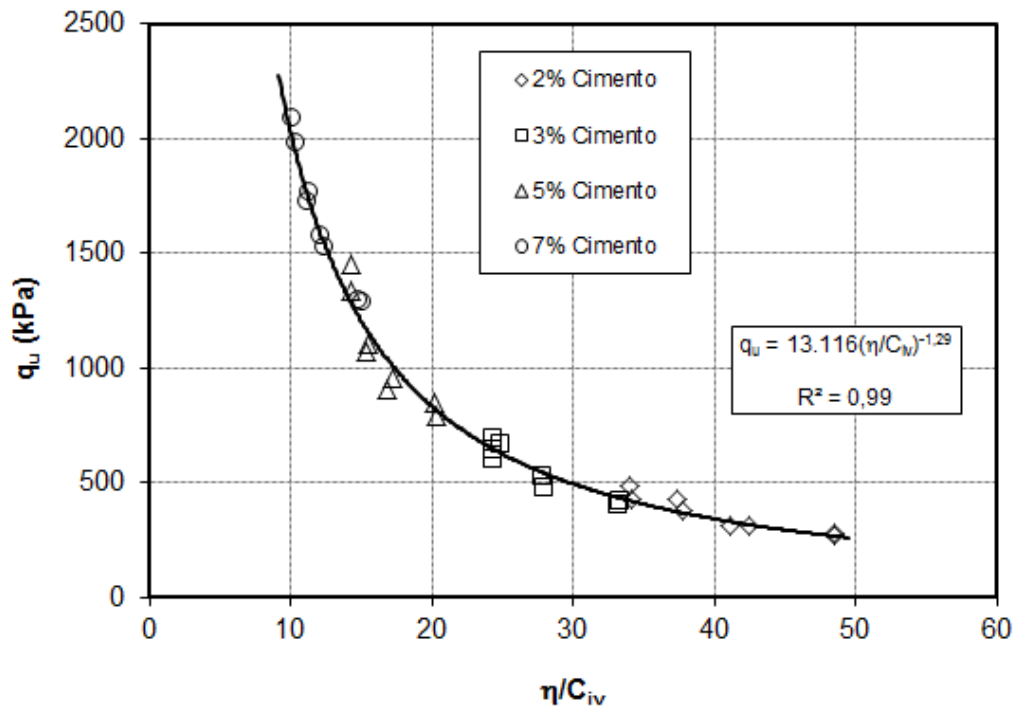


Figura 4.55 – Relação de q_u com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1

A resistência à compressão simples variou de 275 a 2088 kPa, apresentando os valores mais elevados na faixa de fator vazios/cimento igual a 10, ou seja, menor porosidade e maior teor de cimento. No caso deste material, o melhor ajuste da curva foi utilizando expoente igual a 1, ou seja, sem adicionar nenhum expoente ao fator vazios/cimento.

4.3.2 Ensaios com *Bender Elements*

As amostras com areia grossa do Porto foram moldadas em 4 densidades diferentes, 16,4, 17,2, 18,0 e 18,8 kN/m³. Todas as densidades foram moldadas com teores de cimento de 2, 3, 5 e 7% de cimento, com 12% de umidade. Após moldadas, foram realizados os ensaios de *bender/extender* com 3, 5 e 7 dias de cura, e no oitavo

dia foram realizados os ensaios de compressão simples. Todas as amostras foram moldadas em triplicata, totalizando 48 amostras moldadas.

Nas Figuras 4.56 a 4.59 são apresentados os resultados do Módulo de cisalhamento em relação ao tempo de cura para os 4 diferentes níveis de compactação.

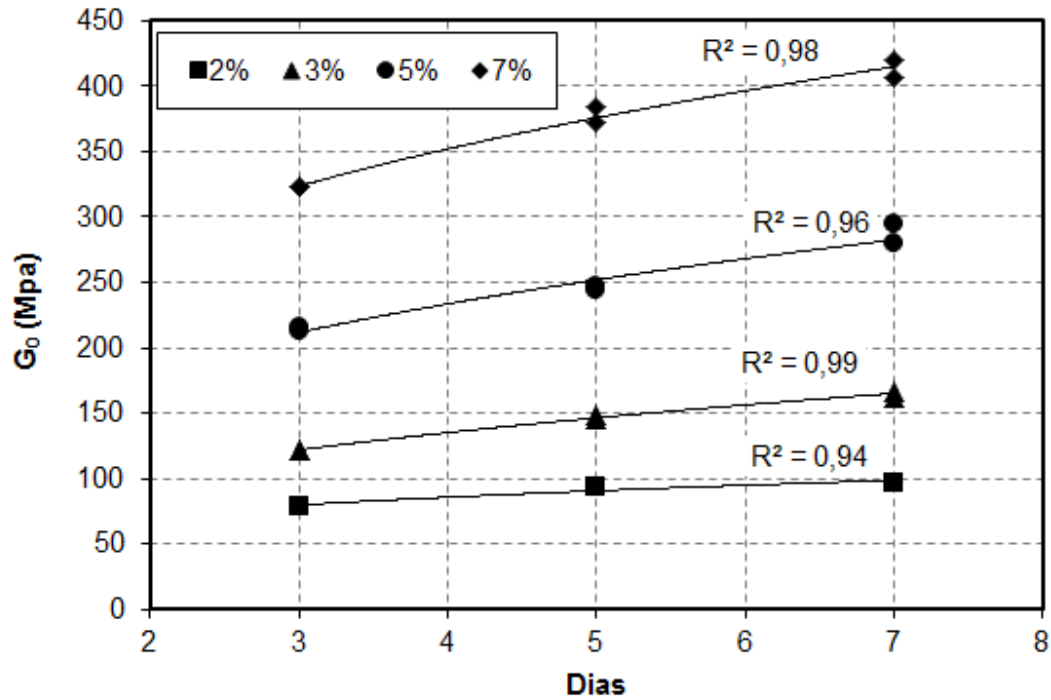


Figura 4.56 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com peso específico igual a $16,4 \text{ kN/m}^3$

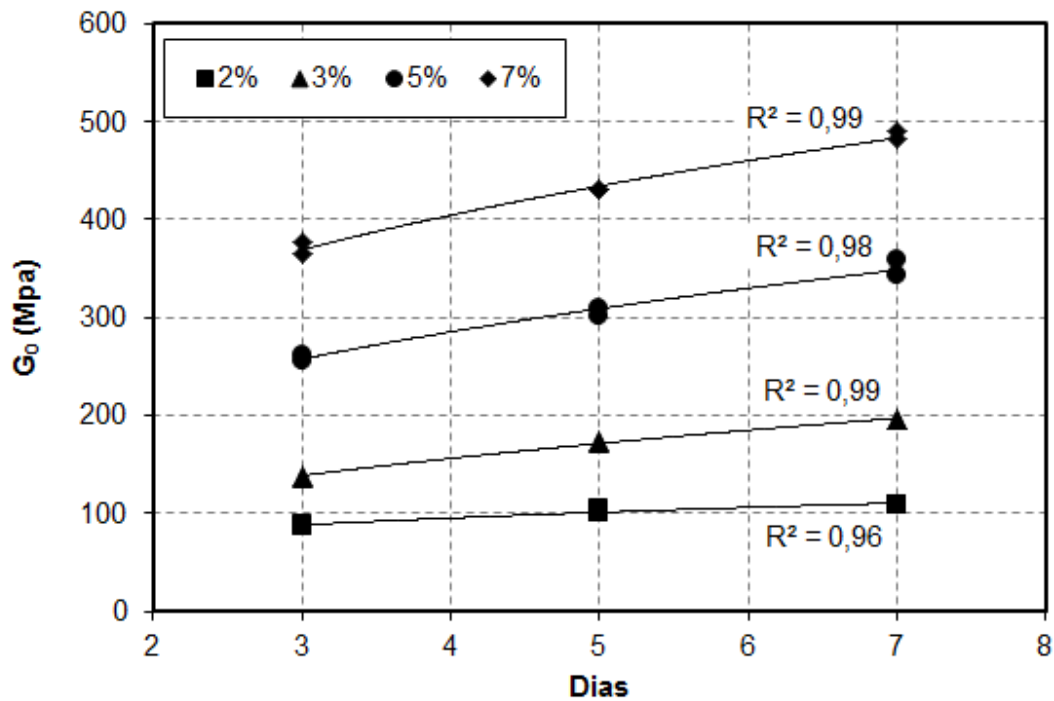


Figura 4.57 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com peso específico igual a $17,2 \text{ kN/m}^3$

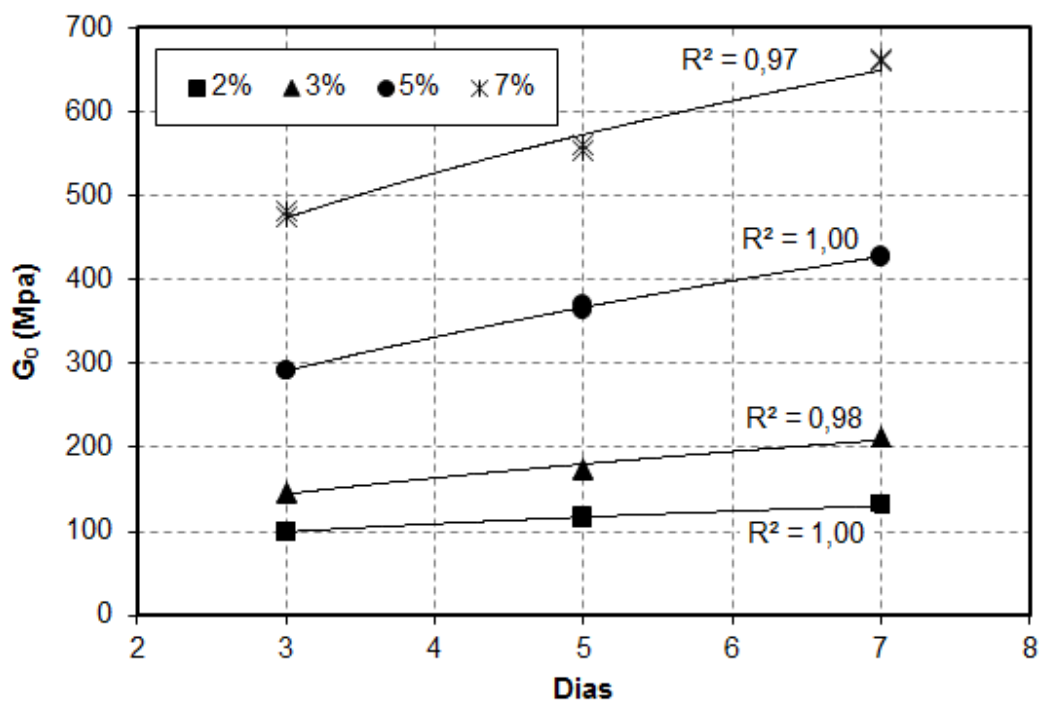


Figura 4.58 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com peso específico igual a $18,0 \text{ kN/m}^3$

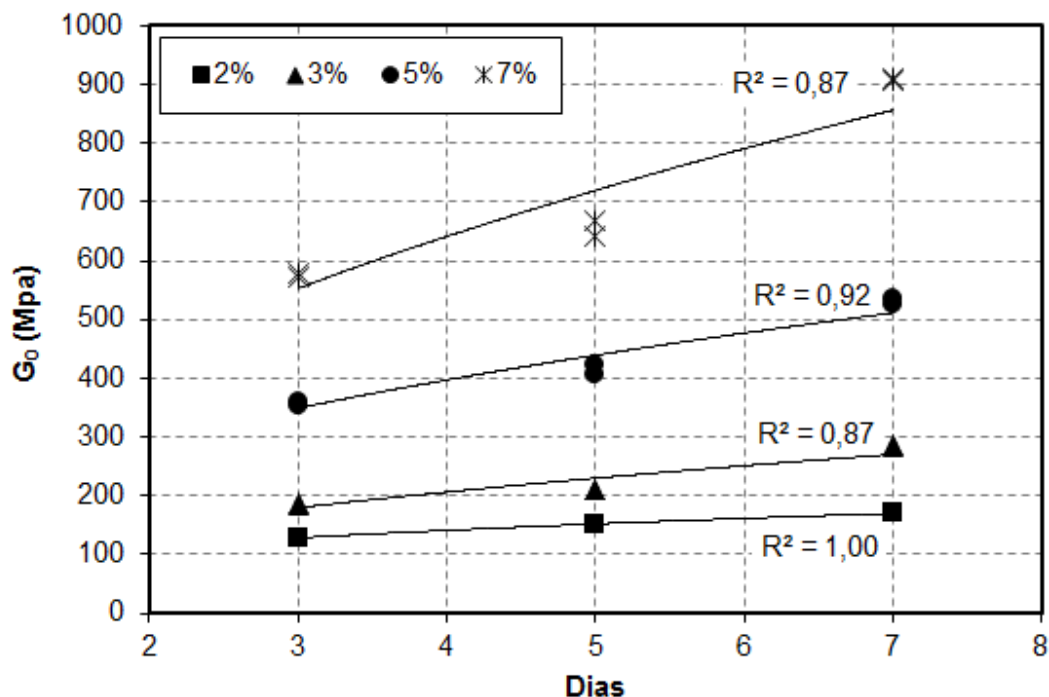


Figura 4.59 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com peso específico igual a $18,8 \text{ kN/m}^3$

Verifica-se o aumento do G_0 ao longo dos dias, com um intenso aumento nas amostras com teores de cimento mais elevados. O valor mínimo de módulo cisalhante foi de 96 MPa, na amostra com 1% de cimento e peso específico de $16,4 \text{ kN/m}^3$. Nas amostras mais densas, com peso específico igual a $18,8 \text{ kN/m}^3$, apresentou o módulo cisalhante de 909 MPa, como o valor máximo das amostras, com teor de 7% de cimento. A diferença entre o menor e o maior valor foi de 813 MPa, ou aumento de 847%.

Nas Figuras 4.60 a 4.62 são apresentados os resultados de G_0 em relação ao teor de cimento para diferentes tempos de cura, 3, 5 e 7 dias.

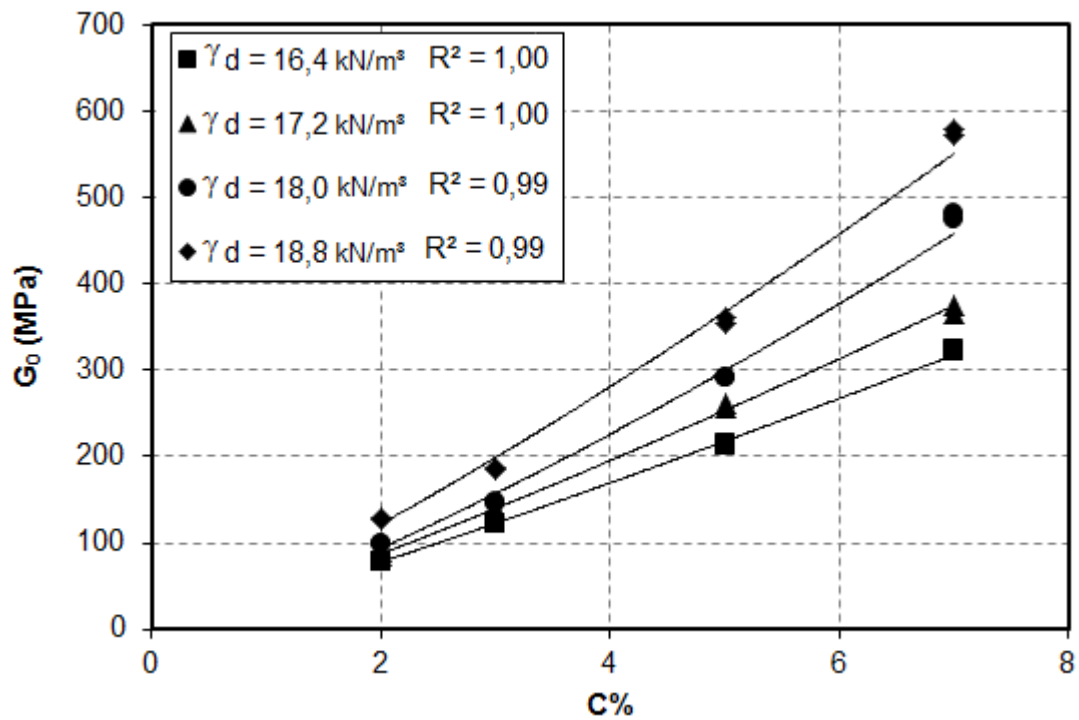


Figura 4.60 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 3 dias

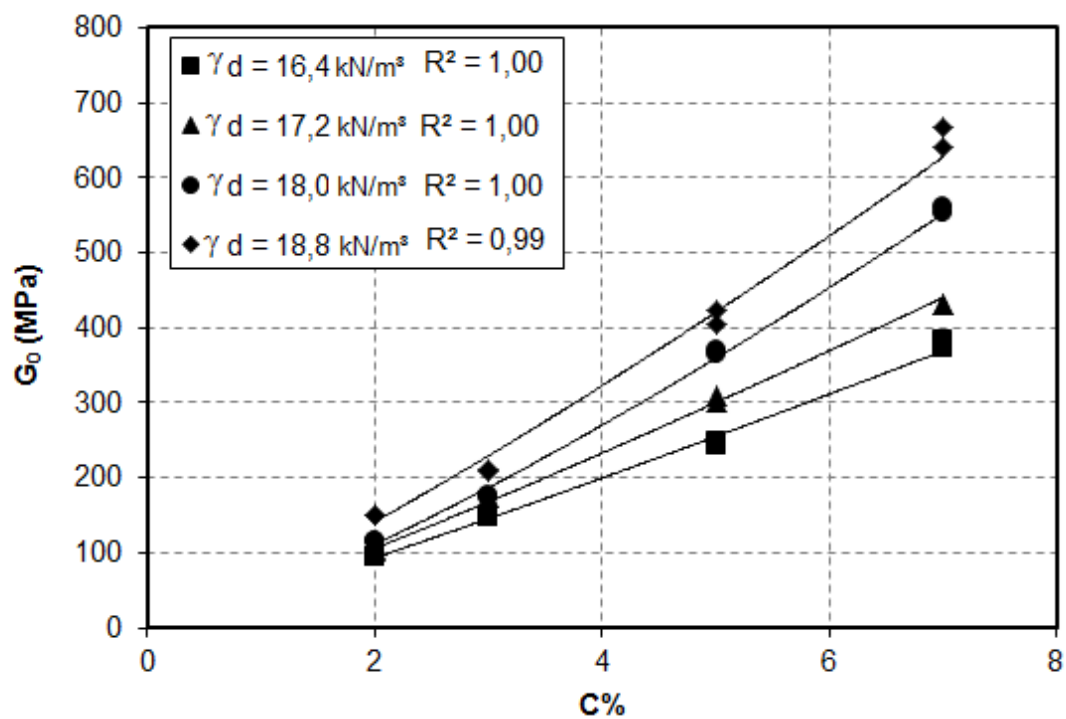


Figura 4.61 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 5 dias

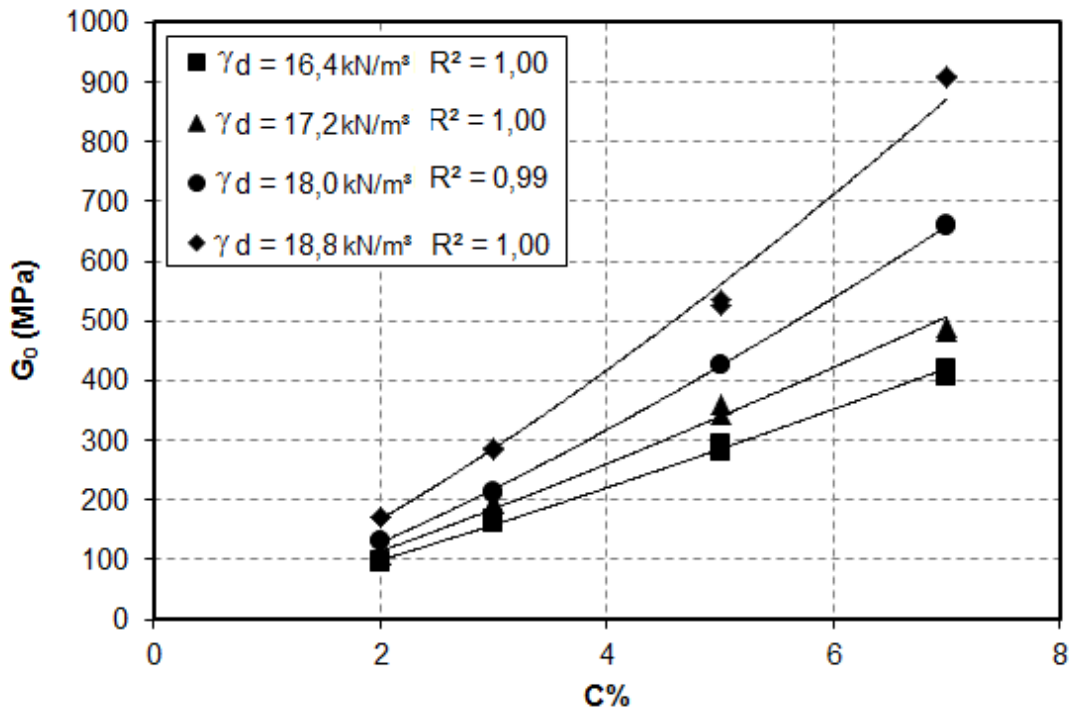


Figura 4.62 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 7 dias

Da mesma forma como os resultados anteriores, o aumento do teor de cimento provoca o aumento da rigidez das amostras de forma exponencial, apresentando seus valores máximos, nas amostras mais densas e com o maior teor de cimento aos 7 dias de cura.

Para os teores baixos de cimento, o acréscimo de rigidez não é tão acentuado como ocorre para as amostras com teores mais elevados de cimento. Com 1% de cimento a amostra mais fofa aumenta sua rigidez em 22,3%, comparando valores aos 3 e 7 dias. Já na amostra mais densa, com 7% de cimento, o acréscimo de rigidez é na ordem de 60%.

Na Figura 4.63, apresenta-se os resultados do coeficiente de Poisson em relação ao fator vazios/cimento, após 7 dias de cura.

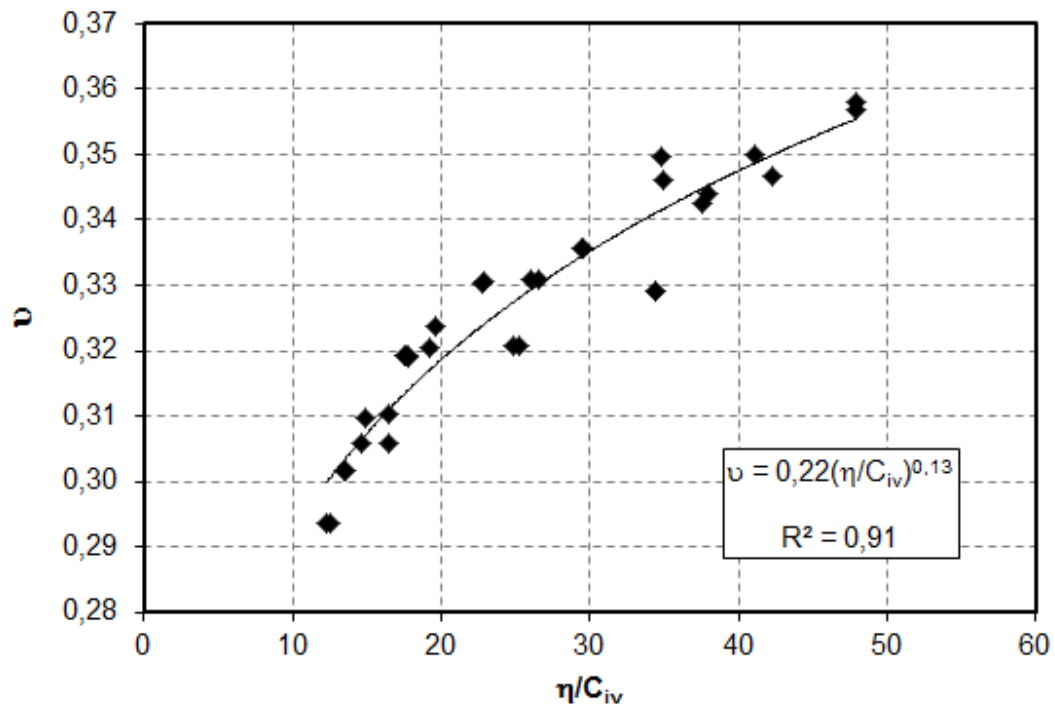


Figura 4.63 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1

Os resultados mostram o aumento potencial do coeficiente do Poisson conforme o aumento da porosidade e menor teor de cimento. O coeficiente de Poisson apresentou valores variando entre 0,29 a 0,36 após 7 dias de cura.

Na Figura 4.64, é apresentado os resultados da velocidade das ondas de corte em relação ao fator vazios/cimento.

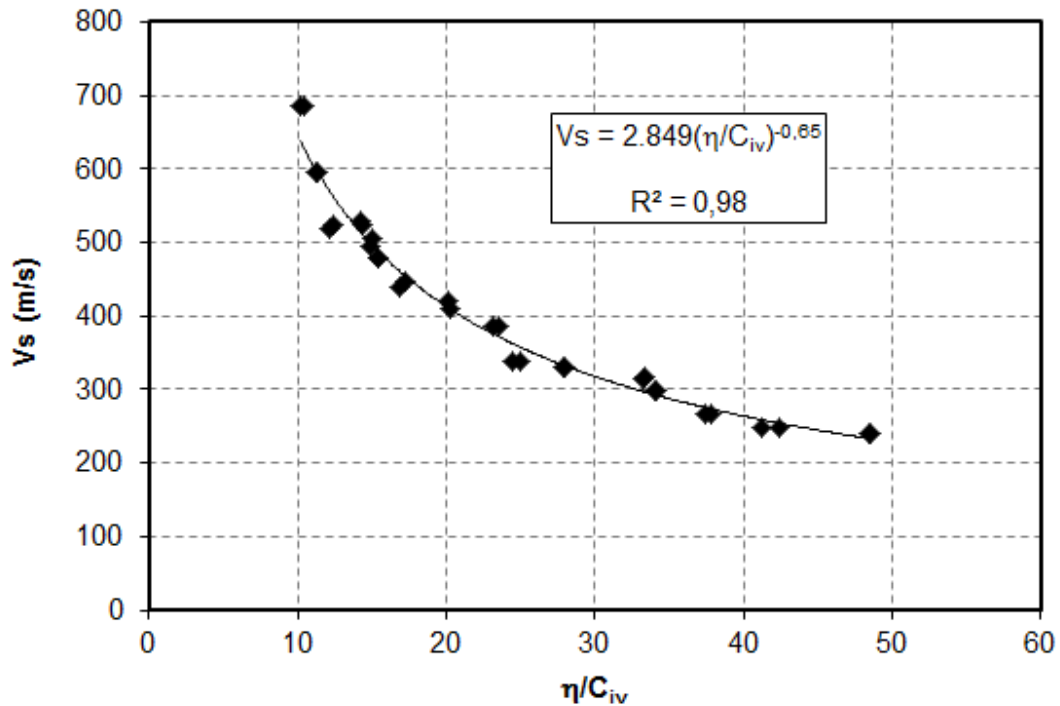


Figura 4.64 – Relação do V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1

Através da Figura 4.64, verifica-se a variação dos valores de V_s entre 241 e 687 m/s, representando um aumento de 185%, com o aumento do teor de cimento e a compactação da amostra. Admitindo apenas os resultados da amostra mais rígida, o aumento da velocidade varia de 298 a 687 m/s, obtendo um aumento de 130 %. Se considerar somente as amostras com 7% de cimento o aumento da velocidade considerando apenas o aumento da energia de compactação varia entre 495 e 687 m/s, representando um aumento de 39%.

A seguir, apresenta-se a Figura 4.65, com os resultados de G_0 em relação ao fator η/C_{iv} , após 7 dias de cura.

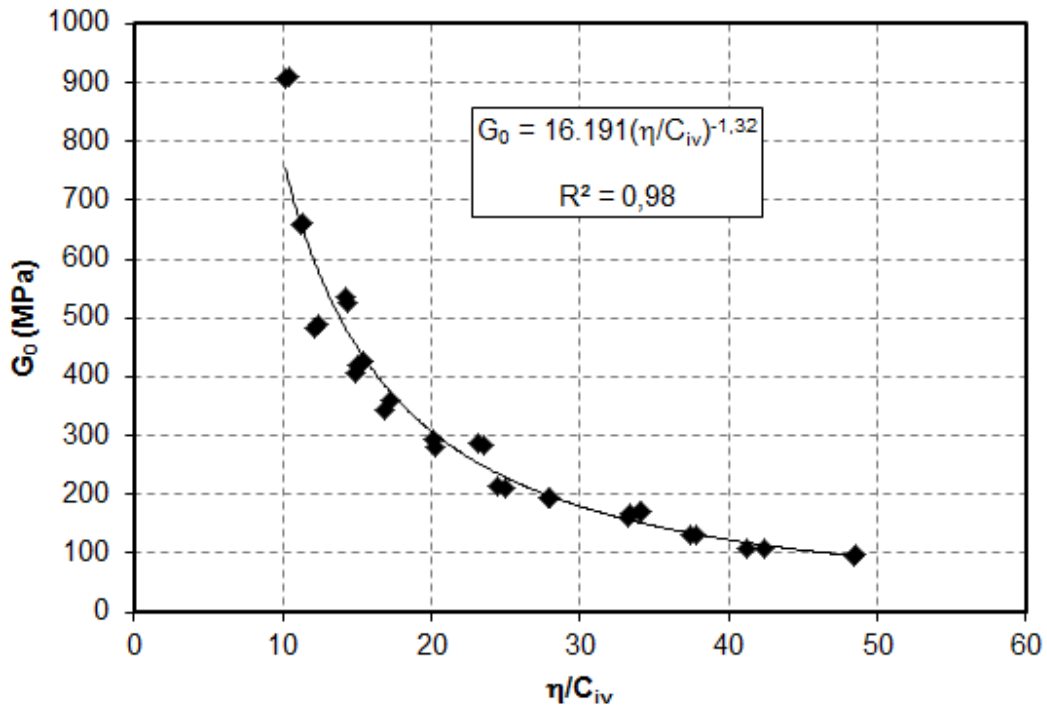


Figura 4.65 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1

Através dos resultados, comprova-se o aumento potencial da rigidez conforme se diminui o fator vazios/cimento. Para valores de η/C_{iv} próximos a 50, obtêm-se valores de G_0 na ordem de 100 MPa. E para valores de η/C_{iv} próximos a 10, obtêm-se valores de G_0 na ordem de 900 MPa.

Para as amostras mais fofas, o aumento da rigidez, comparando apenas o aumento do teor de cimento, cresce de 96 para 420 MPa, um aumento de 337%. Nas amostras mais densas, com valores entre 170 e 909Mpa, o aumento do módulo cisalhante chega a 435%.

4.4 Solo Arenoso Fino Granítico

4.4.1 Ensaios de Resistência à Compressão Simples

As amostras de areia fina do Porto foram moldadas em 3 índices de vazios diferentes, 1,10, 1,30 e 1,50. Todas as densidades foram moldadas com teores de cimento de 2, 3, 5 e 7% de cimento oriundo do Brasil e com 2 e 5% de cimento de

Portugal, com 10% de umidade. Todas as amostras foram moldadas em triplicata, totalizando 54 amostras moldadas.

A Figura 4.66 apresenta os resultados de resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento, com uso do cimento do Brasil.

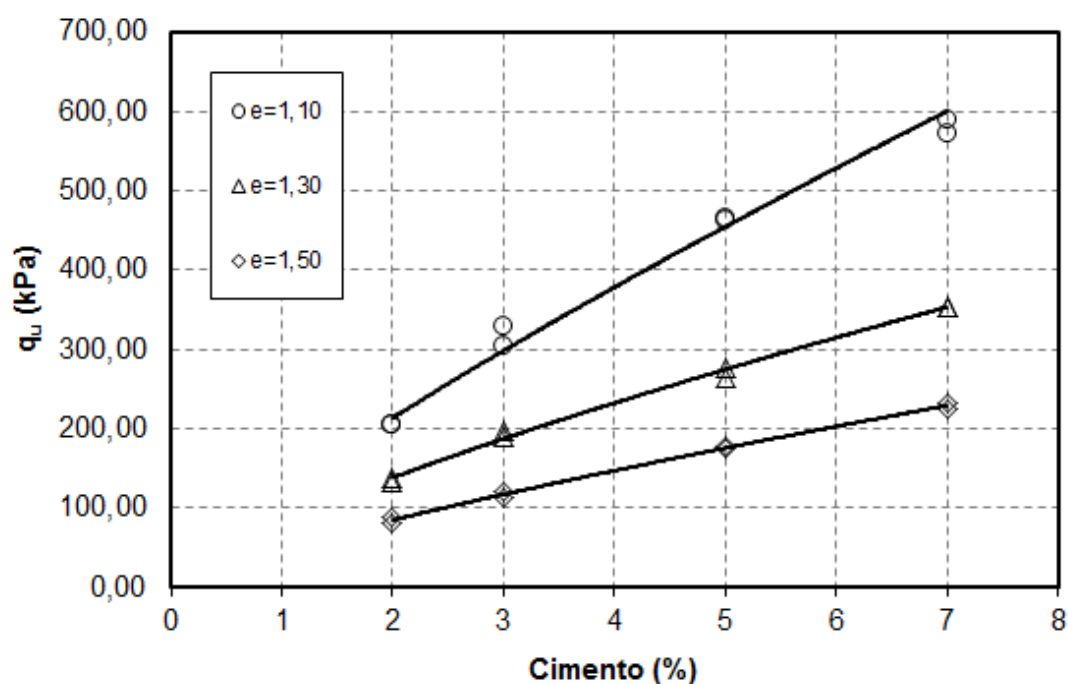


Figura 4.66 – Relação de q_u com o teor de cimento, amostras com cimento do Brasil

Na Figura 4.66 pode-se perceber o aumento potencial da resistência, com o aumento do teor de cimento. Percebe-se também que a resistência da amostra mais fofa, com índice de vazios igual a 1,50 e teor de cimento de 7% é igual à resistência da amostra mais densa ($e = 1,10$), com o menor teor de cimento (2%), ambas com resistência aproximada de 200 kPa.

A adição de cimento para este material, nas amostras mais densas de $e = 1,10$, variando o teor de 2 para 7% de cimento, representa acréscimo de resistência de 203 para 571 kPa respectivamente, apresentando variação de 180%. Nas amostras mais fofas, na mesma variação do teor de cimento, o aumento de resistência apresenta uma menor variação, mas também substancial de 160%, passando de 89 para 232 kPa.

A Figura 4.67 apresenta a relação da resistência à compressão simples com a porosidade, para amostras com cimento do Brasil.

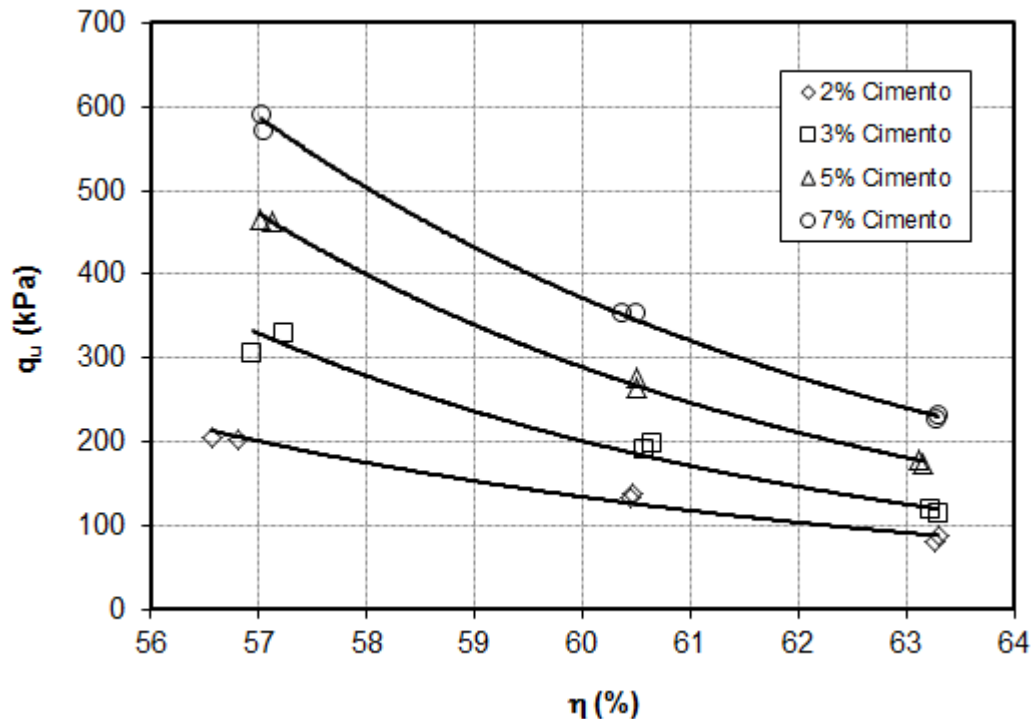


Figura 4.67 – Relação de q_u com a porosidade, amostras com cimento do Brasil

Na figura 4.67 nota-se o aumento da resistência conforme diminui a porosidade da amostra. Nas amostras com 2% de cimento, o aumento da resistência representa 129,9%, passando de 89 para 205 kPa nas amostras com índice de vazios igual a 1,50 e 1,10 respectivamente. Já nas amostras com 7% de cimento, o aumento foi de 154,2%, passando de 232 para 589 kPa, nos mesmos índices de vazios anteriormente citados.

A Figura 4.68 apresenta os resultados de resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento, com uso do cimento de Portugal.

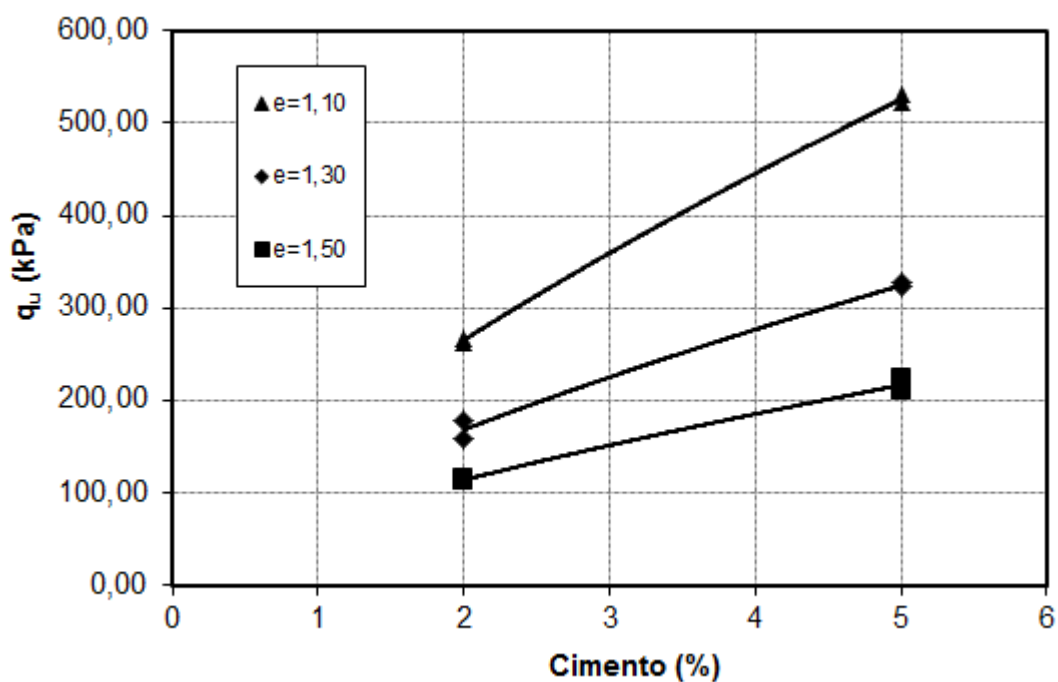


Figura 4.68 – Relação de q_u com o teor de cimento, amostras com cimento de Portugal

A figura 4.68 apresenta o aumento potencial da resistência com o aumento do teor de cimento. Nas amostras mais fofas, com índice de vazios igual a 1,50, o acréscimo de resistência representa 93,9%. Nas amostras mais densas o aumento foi de 94,9%, sendo a diferença levemente superior se comparado à amostra mais fofa.

A Figura 4.69 apresenta a relação da resistência com a porosidade, também com cimento de Portugal.

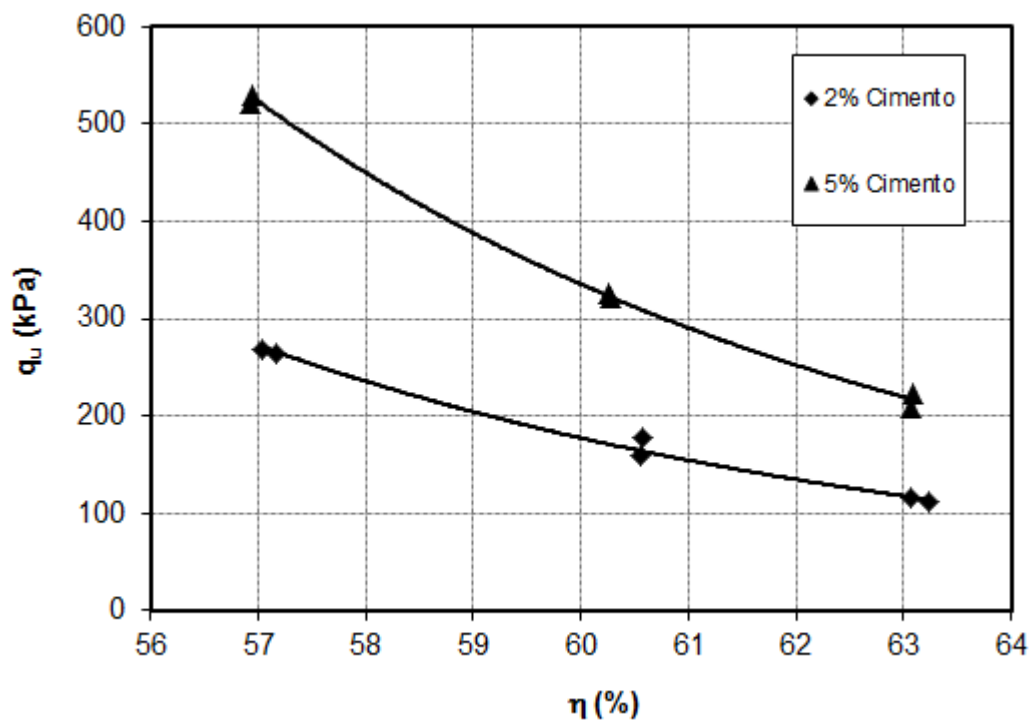


Figura 4.69 – Relação de q_u com a porosidade, amostras com cimento de Portugal

A figura 4.69 apresenta a diferença de resistência das amostras com 2 e 5% de cimento, assim como o acréscimo de resistência com a diminuição da porosidade. Nas amostras com 2% de cimento, o acréscimo foi de 138,2%. Já nas amostras com 5% de cimento, o aumento foi de 149,1%.

As Figuras 4.70 e 4.71 apresentam os resultados da resistência à compressão simples em relação ao fator vazios/cimento, comparando os resultados com cimento do Brasil e Portugal, sem o uso de expoente de ajuste e após com o expoente ajustado.

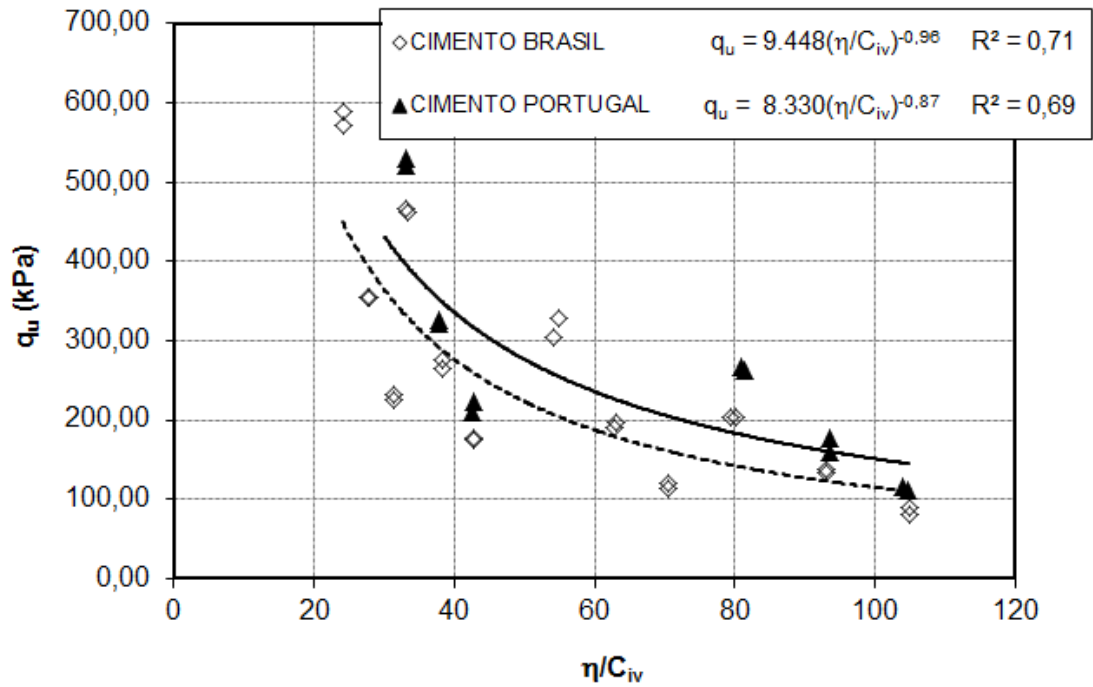


Figura 4.70 – Relação de q_u com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1

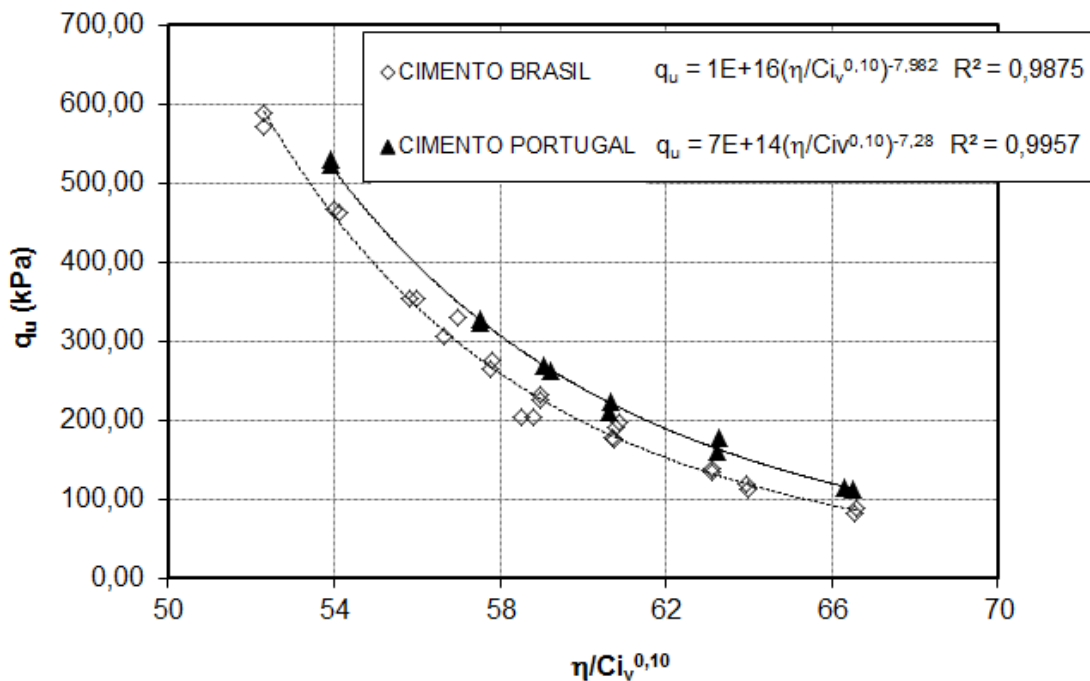


Figura 4.71 – Relação de q_u com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10

A resistência com cimento de Portugal é levemente superior à resistência obtida com adição de cimento originário do Brasil. Nas amostras com cimento do Brasil, a diferença de resistência entre a amostra mais fofo com menor teor de cimento e a amostra mais densa com maior teor de cimento foi de 542%, variando de 89 para

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

571 kPa. E nas amostras com cimento de Portugal o acréscimo de resistência foi de 352,5%. Deve-se ficar atento para as diferenças de teor de cimento máximo entre as amostras com cimento do Brasil e Portugal, lembrando que nas amostras com cimento do Brasil o teor máximo foi de 7% e nas amostras com cimento de Portugal o teor máximo foi de 5%.

Também nota-se a diferença de resistência quando comparado os tipos de cimento, onde o cimento de Portugal apresenta um acréscimo de 29,7% de resistência nas amostras com 2% de cimento.

4.4.2 Ensaio com *Bender Elements*

As Figuras 4.72 a 4.74 apresentam os resultados de G_0 em relação ao tempo de cura, para os 3 diferentes índices de vazios, com uso do cimento do Brasil. Cada curva de tendência representa um teor de cimento.

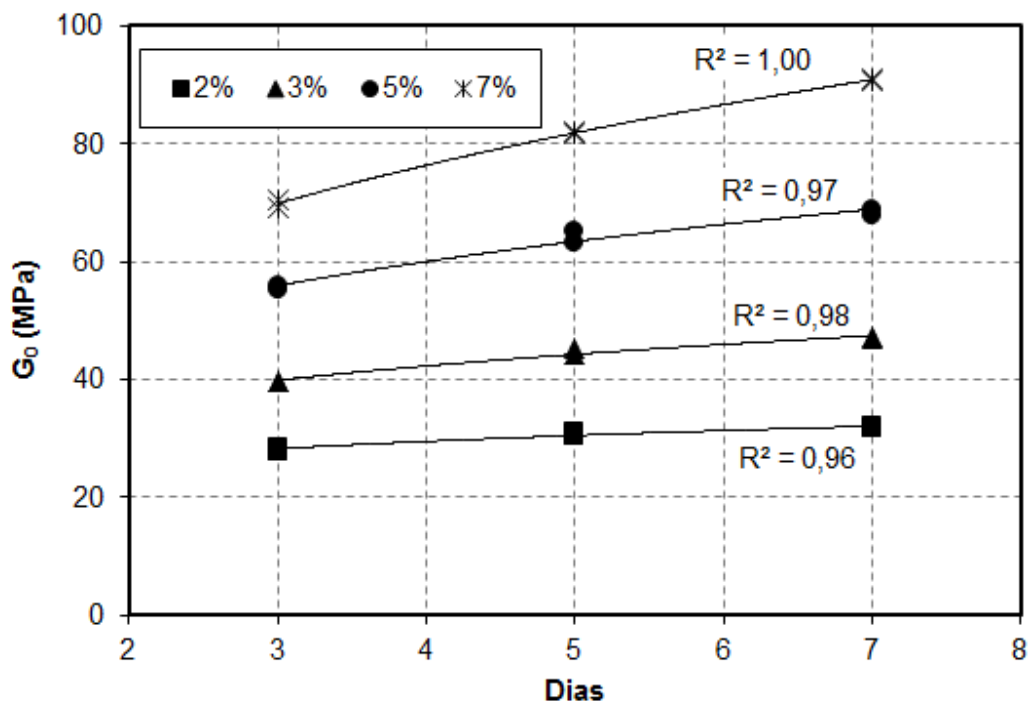


Figura 4.72 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e=1,10$, amostras com cimento do Brasil

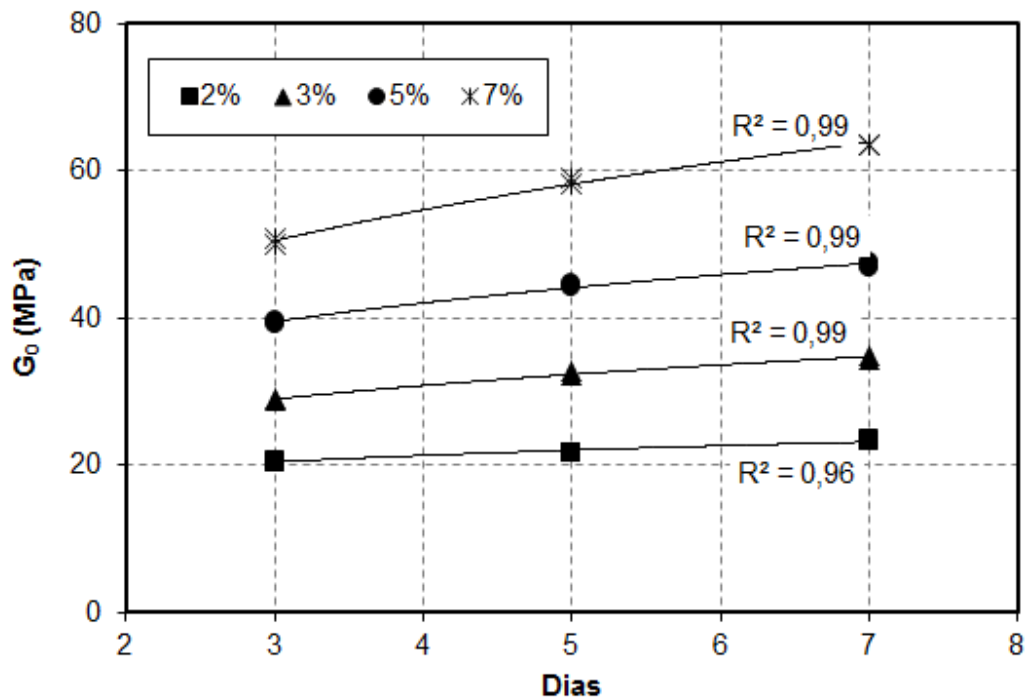


Figura 4.73 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e=1,30$, amostras com cimento do Brasil

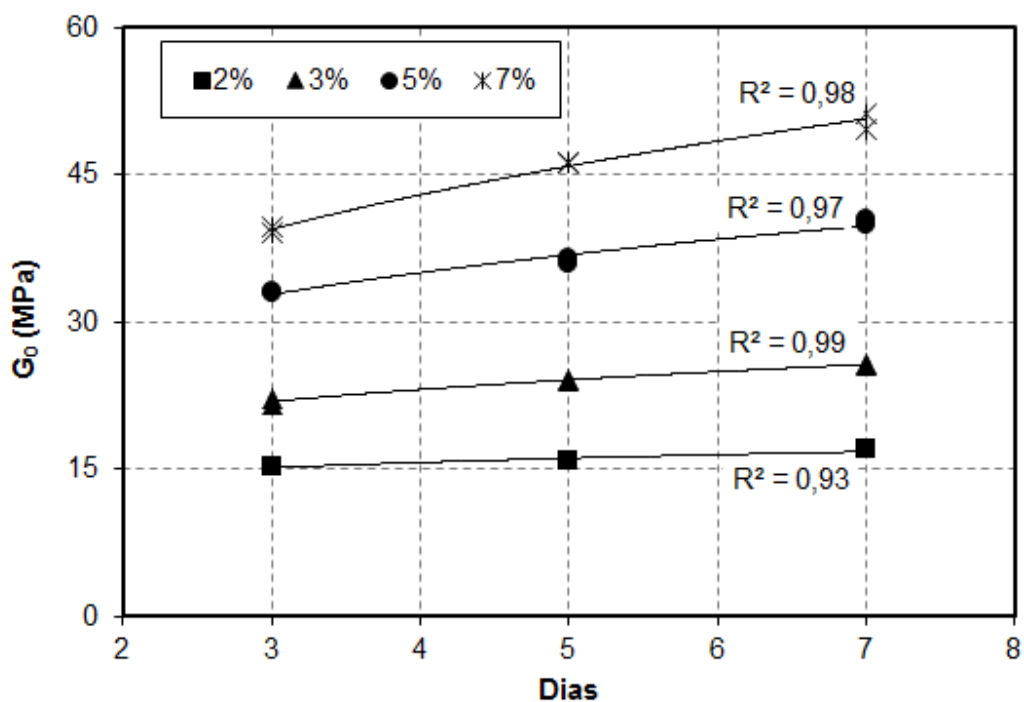


Figura 4.74 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e=1,50$, amostras com cimento do Brasil

Percebe-se um aumento significativo do módulo cisalhante nas amostras com adições mais elevadas de cimento, porém nas amostras com apenas 2%, esse aumento é restrito, em torno de 12%, enquanto que para amostras com 7% esse aumento supera em 30%.

As Figuras 4.75 a 4.77 apresentam os resultados de G_0 em relação ao teor de cimento, com uso do cimento do Brasil, para cada tempo e cura.

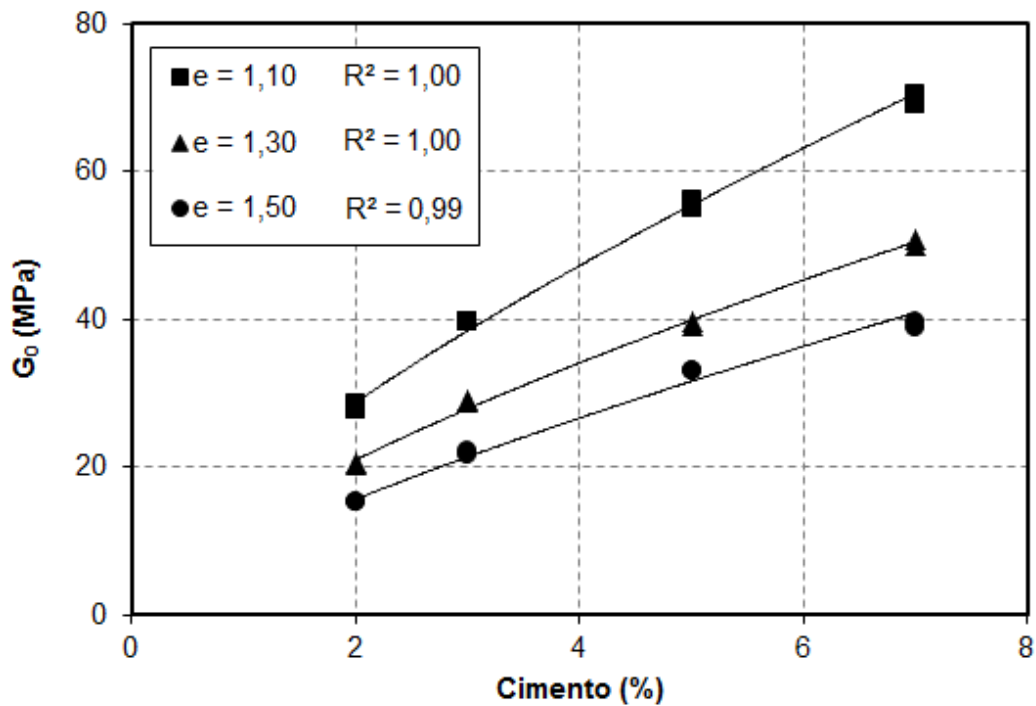


Figura 4.75 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 3 dias, amostras com cimento do Brasil

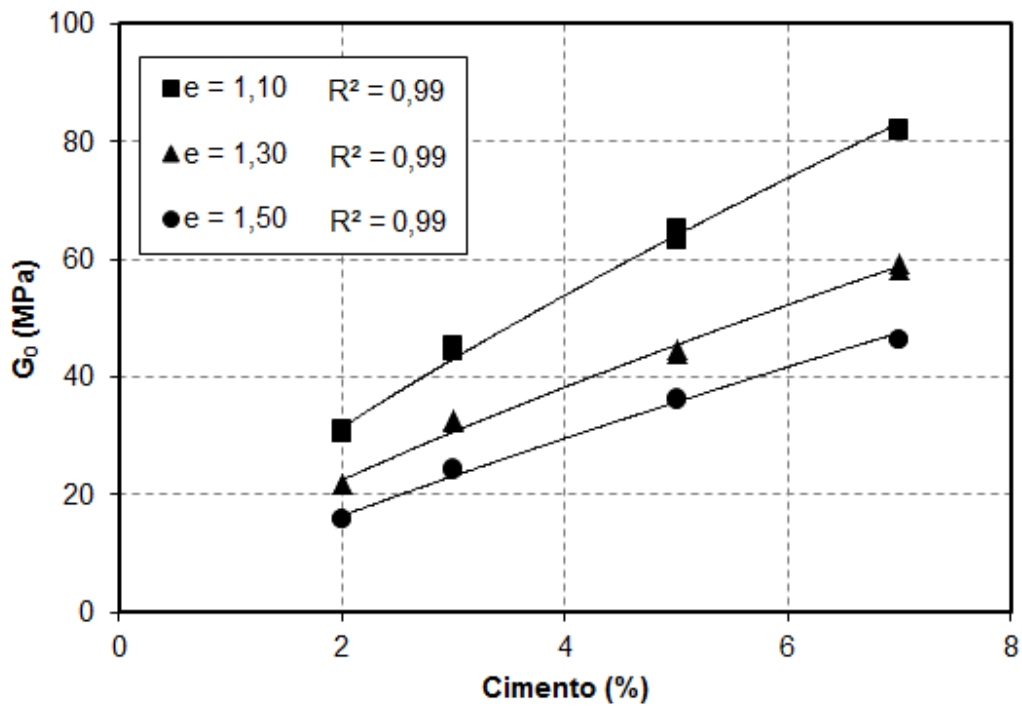


Figura 4.76 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 5 dias, amostras com cimento do Brasil

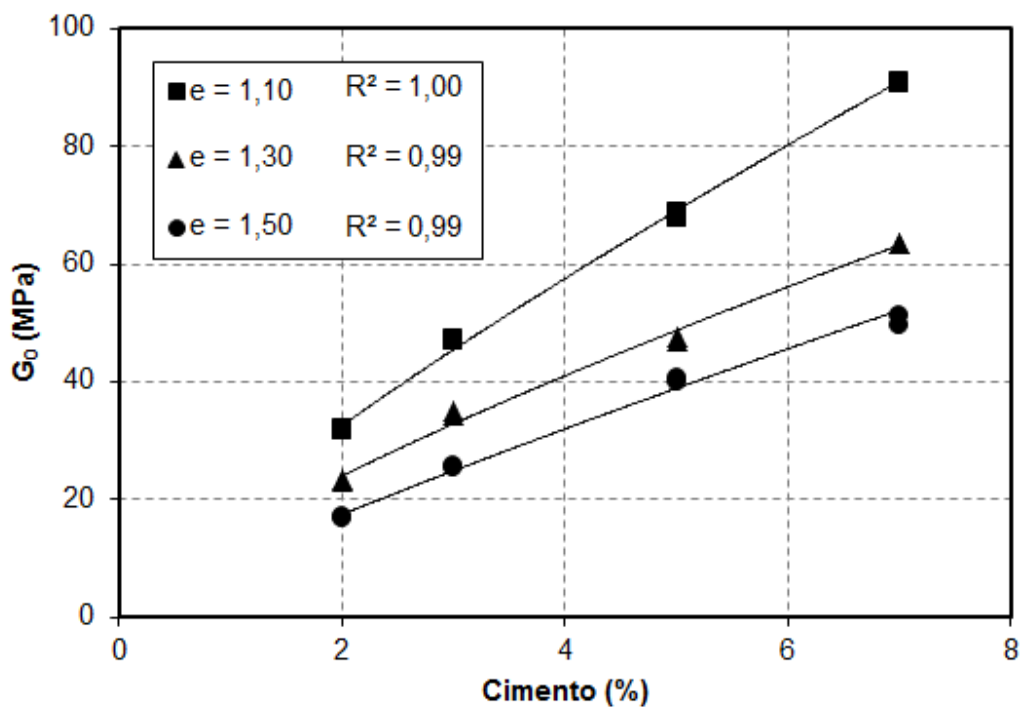


Figura 4.77 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 7 dias, amostras com cimento do Brasil

Os resultados com a amostra de areia fina de Porto apresentam resistências e rigidez muito baixos. Um dos motivos é pela grande presença de mica no material, o que fez com que o índice de vazios fosse alto, apresentando assim, corpos de prova extremamente fofos e até difíceis de manusear.

As Figuras 4.78 e 4.79 apresentam os resultados do coeficiente de Poisson em relação ao fator vazios/cimento com expoente igual a 1 e 0,10, com uso do cimento do Brasil.

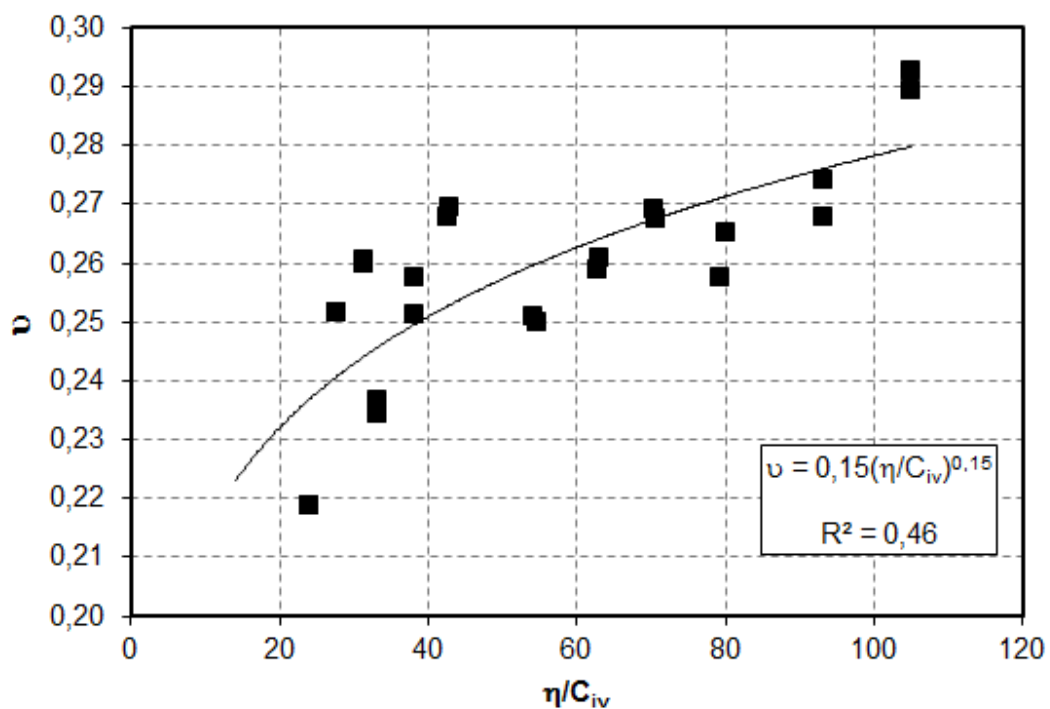


Figura 4.78 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento do Brasil

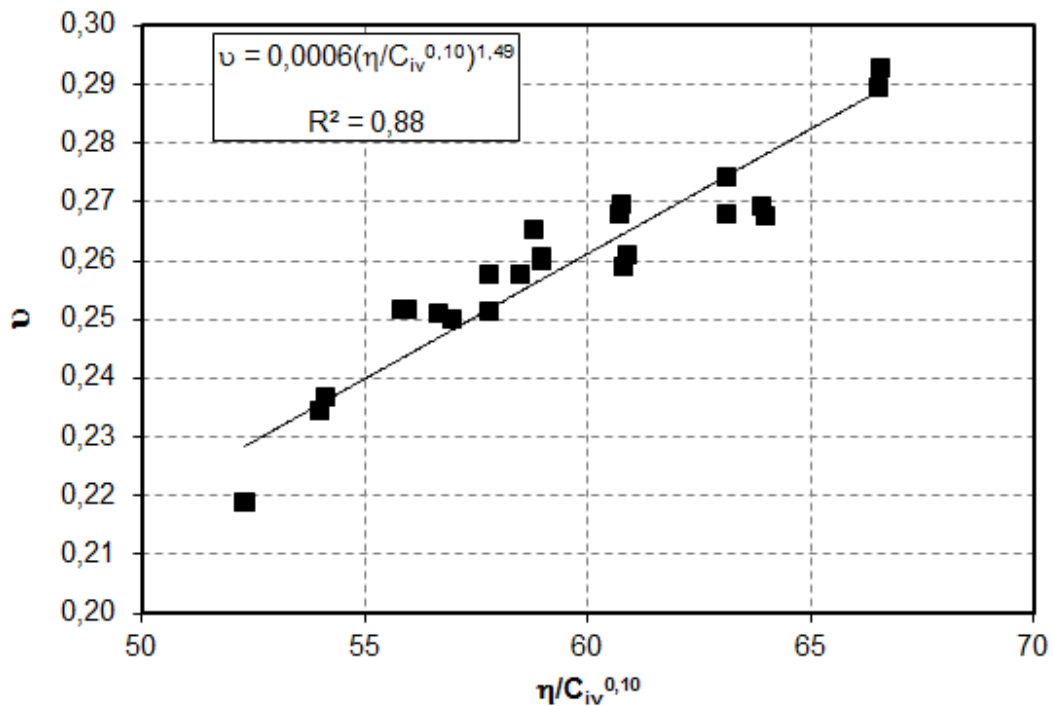


Figura 4.79 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento do Brasil

O coeficiente de Poisson para as amostras com areia fina de Porto e adição de cimento do Brasil variaram entre 0,22 e 0,30, após 7 dias de cura.

Nas Figuras 4.80 e 4.81 são apresentados os resultados de G_0 em relação ao fator de vazios/cimento.

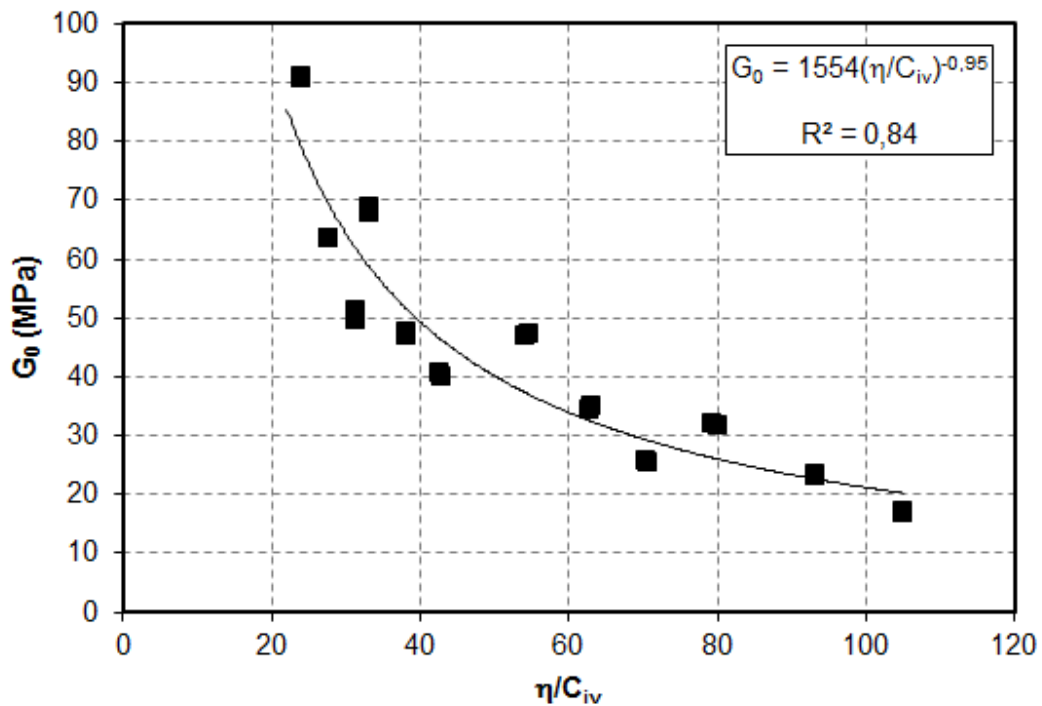


Figura 4.80 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento do Brasil

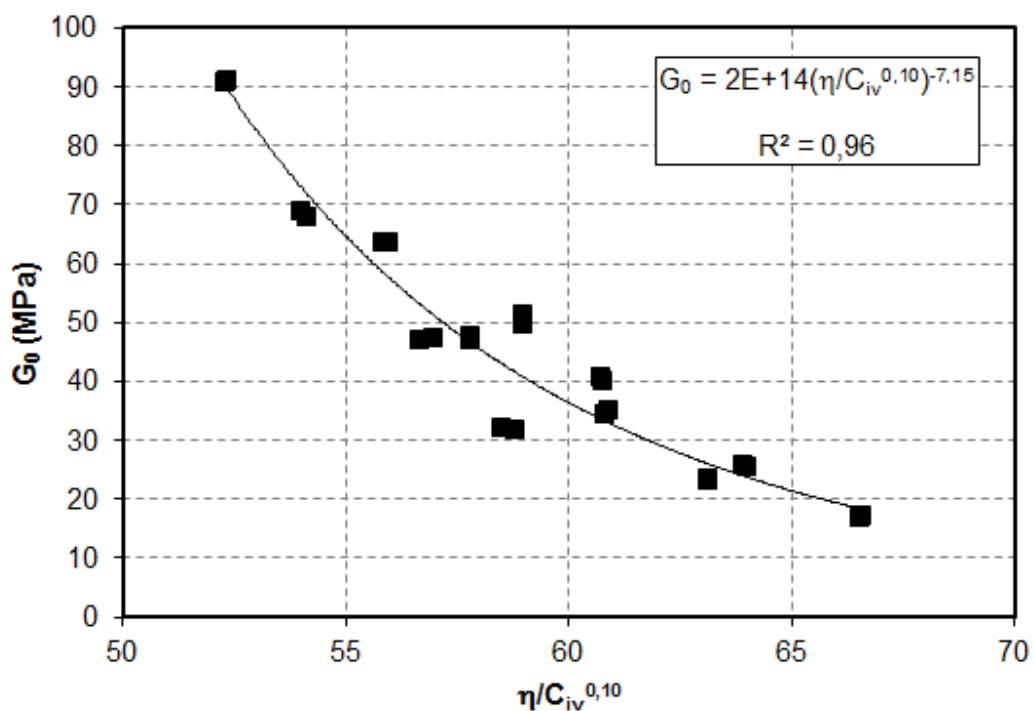


Figura 4.81 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento do Brasil

Os resultados do módulo cisalhante à pequenas deformações variou de 16,93 a 90,64 MPa, com aumento de total de 425%. Nas amostras mais fofas, o aumento

representa 202%, já para as amostras mais densas o aumento foi de 186%, comparando o teor mais baixo de cimento e o teor mais elevado de cada densidade.

As Figuras 4.82 e 4.83 apresentam os resultados da velocidade de corte das ondas em relação ao fator vazios/cimento, com adição de cimento do Brasil.

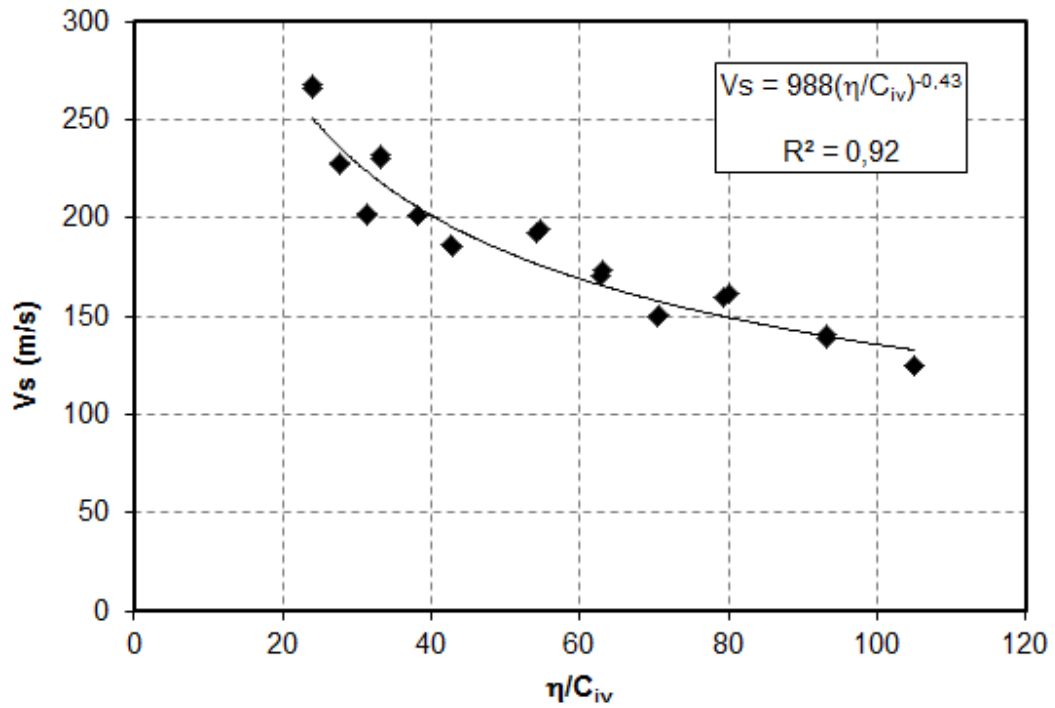


Figura 4.82 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento do Brasil

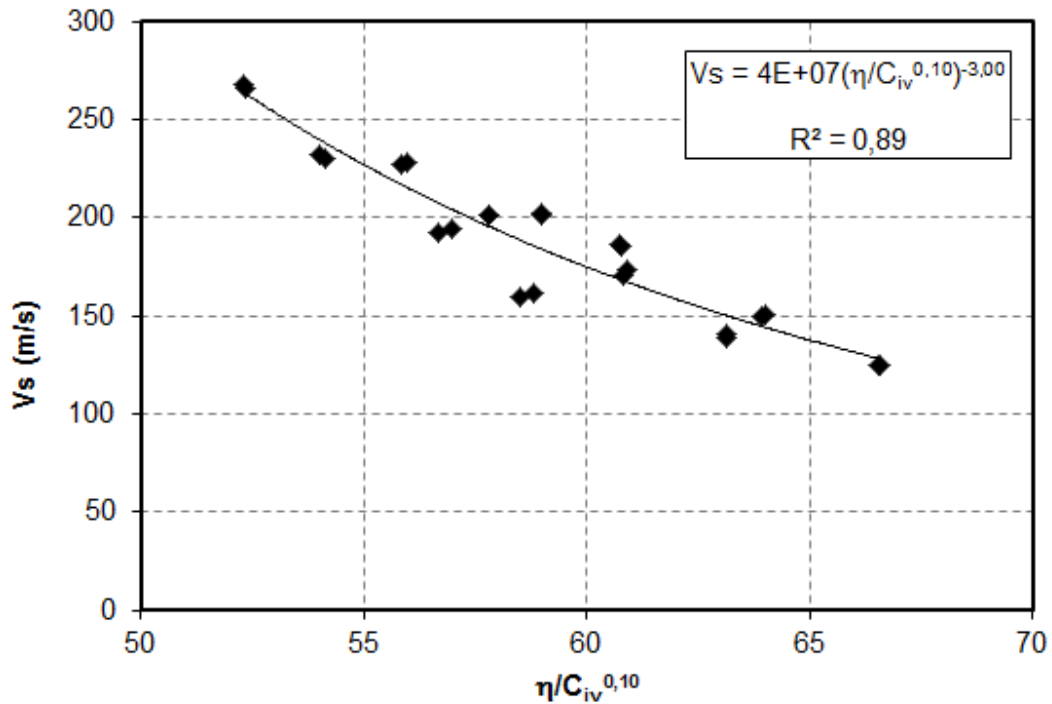


Figura 4.83 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento do Brasil

As velocidades das ondas S variaram de 124 m/s para amostra mais fofa com apenas 2% de cimento e 268m/s para amostra mais densa com 7% de cimento, a diferença de velocidade representa 116%.

Nos próximos resultados dos ensaios de *bender/extender* da areia fina de Porto, a adição do agente cimentante foi realizada com o cimento de Portugal. Nas Figuras 4.84 a 4.86, são apresentados os resultados de G_0 em função do tempo de cura para os 2 teores de cimento, 2 e 5%.

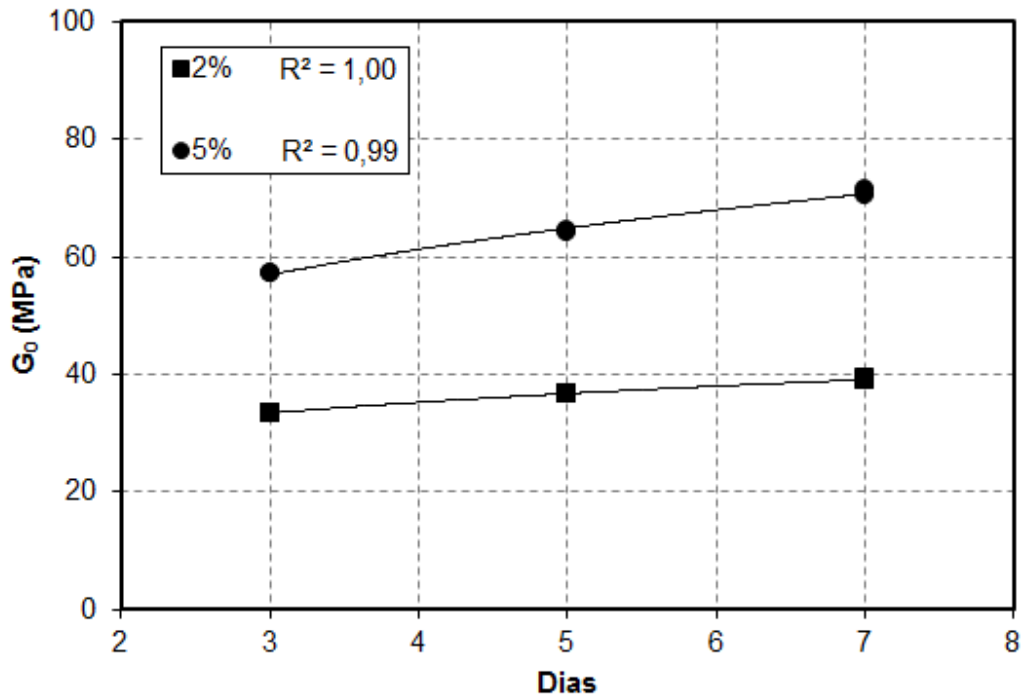


Figura 4.84 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e=1,10$, amostras com cimento de Portugal

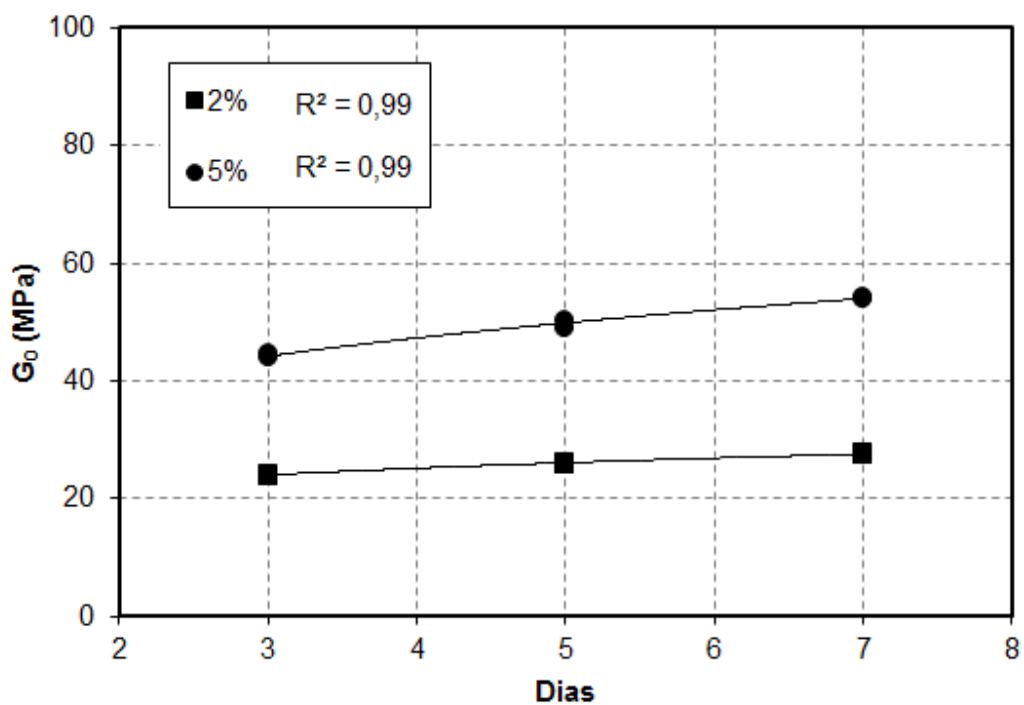


Figura 4.85 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e=1,30$, amostras com cimento de Portugal

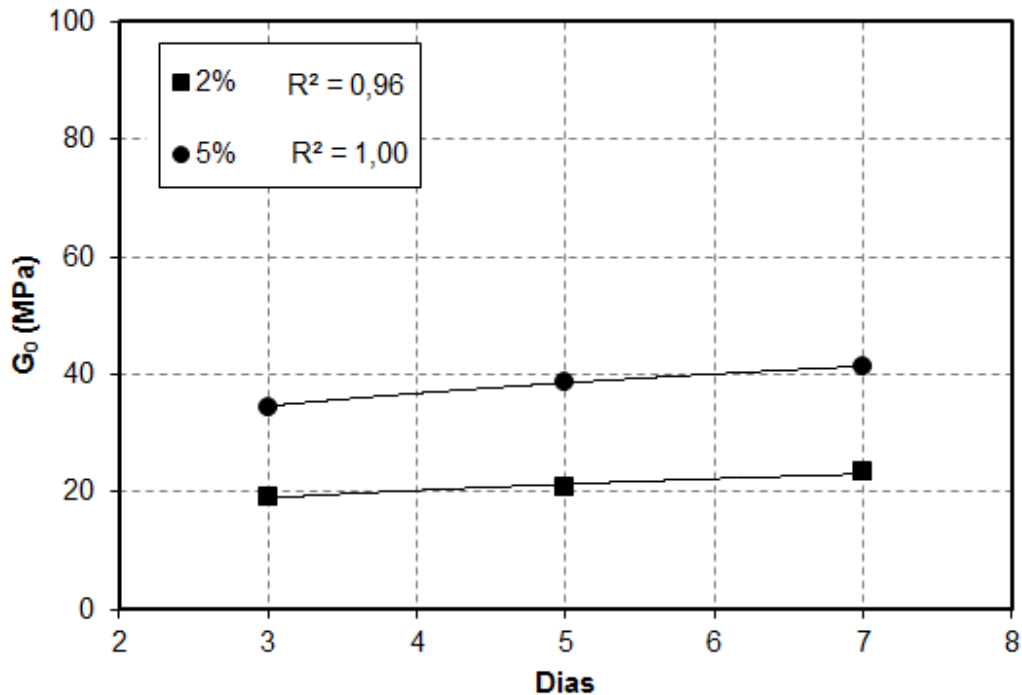


Figura 4.86 – Relação de G_0 pelo tempo de cura para amostras com $e = 1,50$, amostras com cimento de Portugal

O módulo cisalhante à pequenas deformações das amostras com cimento de Portugal apresentaram um leve acréscimo, assim como a resistência à compressão simples. Nestas amostras, o valor de G_0 variou de 19 e 57 MPa (valores mínimo e máximo para 3 dia de cura), para 23 e 71 MPa (valores mínimos e máximos para 7 dias de cura). O valor mínimo foi obtido pela amostra com índice de vazios igual a 1,50, com 2% de cimento e o valor máximo através da amostra com índice de vazios igual a 1,10 e adição de 5% de cimento.

As Figuras 4.87 a 4.89 apresentam os resultados de G_0 em relação ao teor de cimento, para os 3 tempos de cura diferentes.

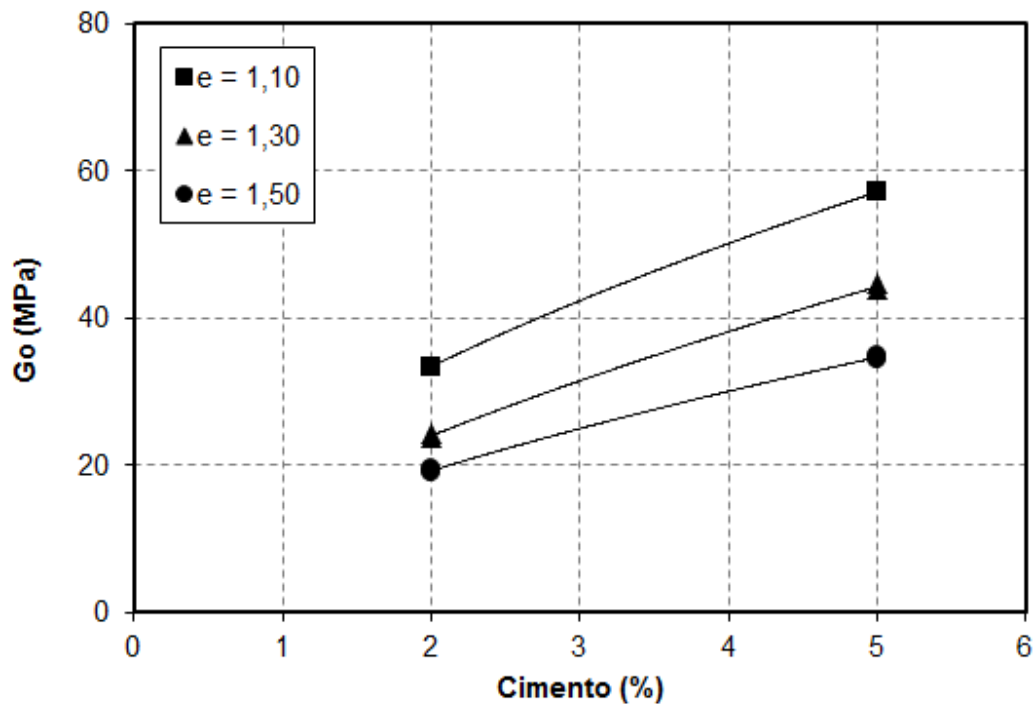


Figura 4.87 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 3 dias, amostras com cimento de Portugal

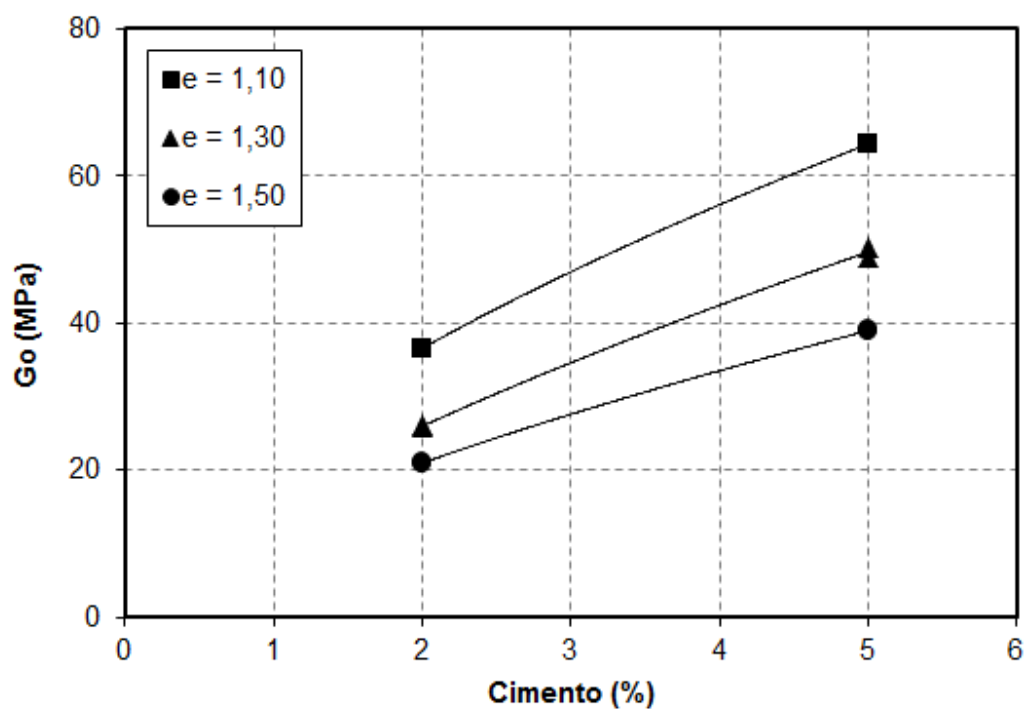


Figura 4.88 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 5 dias, amostras com cimento de Portugal

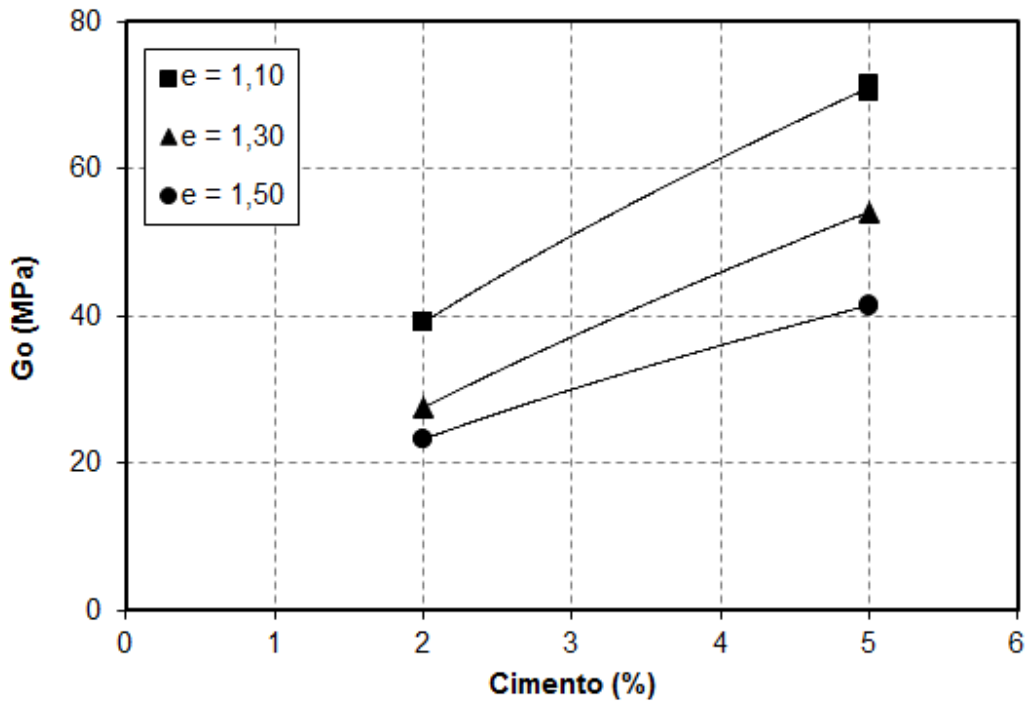


Figura 4.89 – Relação de G_0 pelo teor de cimento após cura de 7 dias, amostras com cimento de Portugal

Com 3 dias de cura, os valores mínimos e máximos de G_0 foram de 19 e 57 MPa, aumento de 200%. Para 5 dias de cura, os resultados foram de 21 e 64 MPa, aumento de 205%. E, para 7 dias de cura, o aumento percentual foi de 209%, com valores entre 23 e 71 MPa.

As Figuras 4.90 e 4.91 apresentam a variação do coeficiente de Poisson em relação ao fator vazios/cimento, com expoente igual a 1 e 0,10.

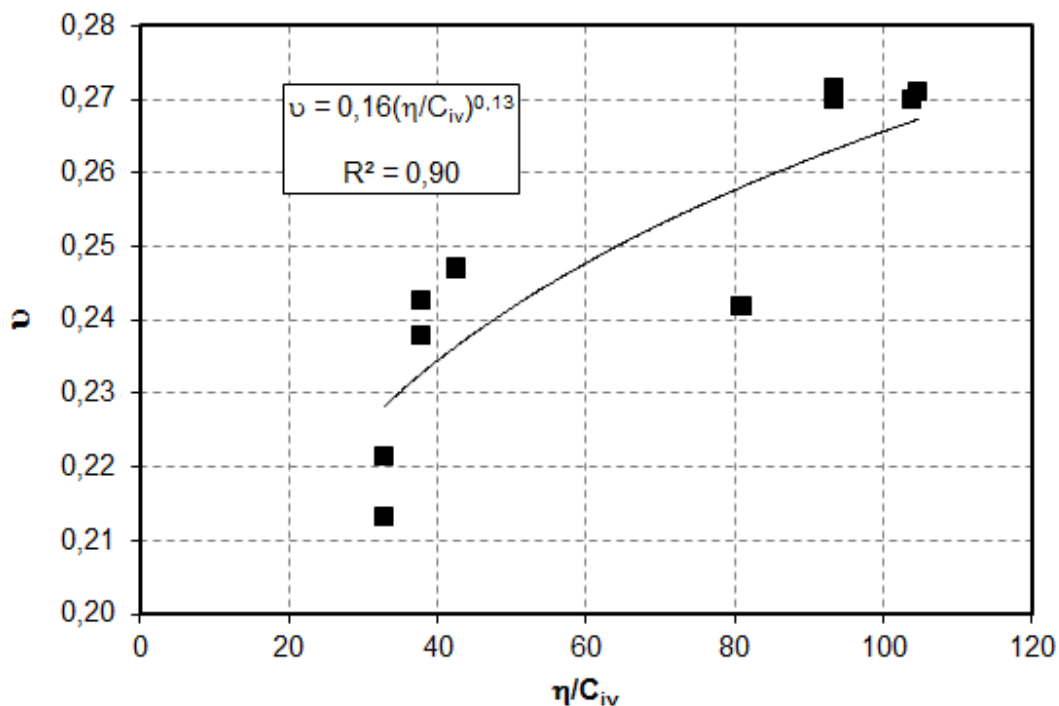


Figura 4.90 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento de Portugal

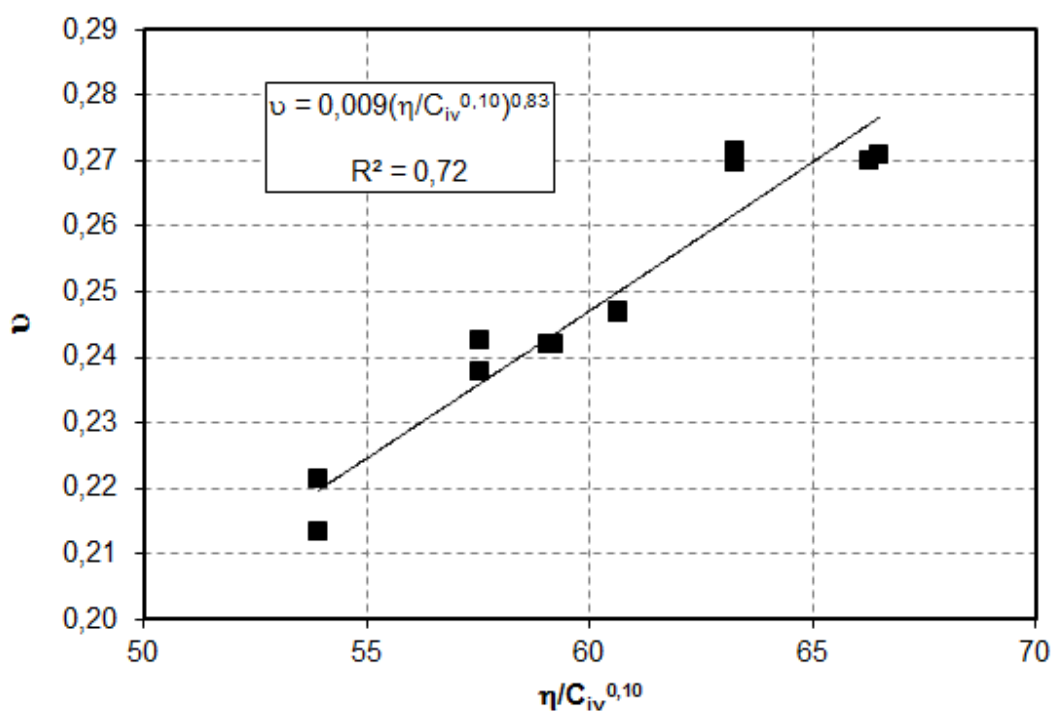


Figura 4.91 – Relação do coeficiente de Poisson com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento de Portugal

O coeficiente de Poisson variou entre 0,21 e 0,27 na amostra de areia fina do Porto com adição de cimento de Portugal.

Nas Figuras 4.92 e 4.93 apresentam-se os resultados de G_0 em função do fator η/C_{iv} com expoente igual a 1 e 0,10 para amostras com cimento de Portugal.

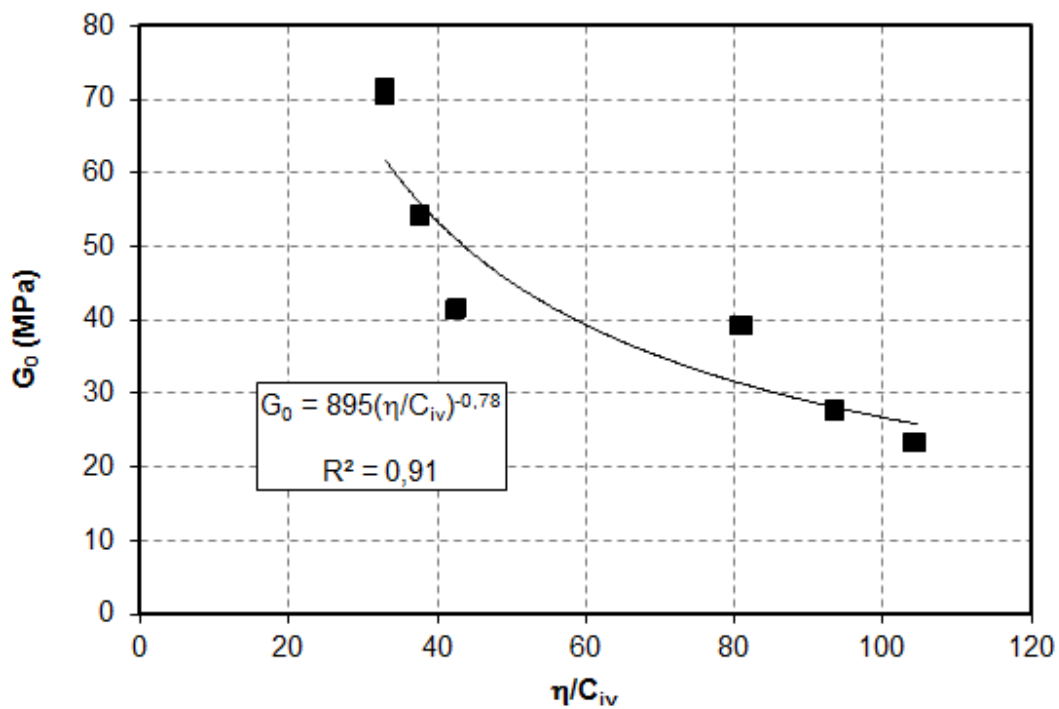


Figura 4.92 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento de Portugal

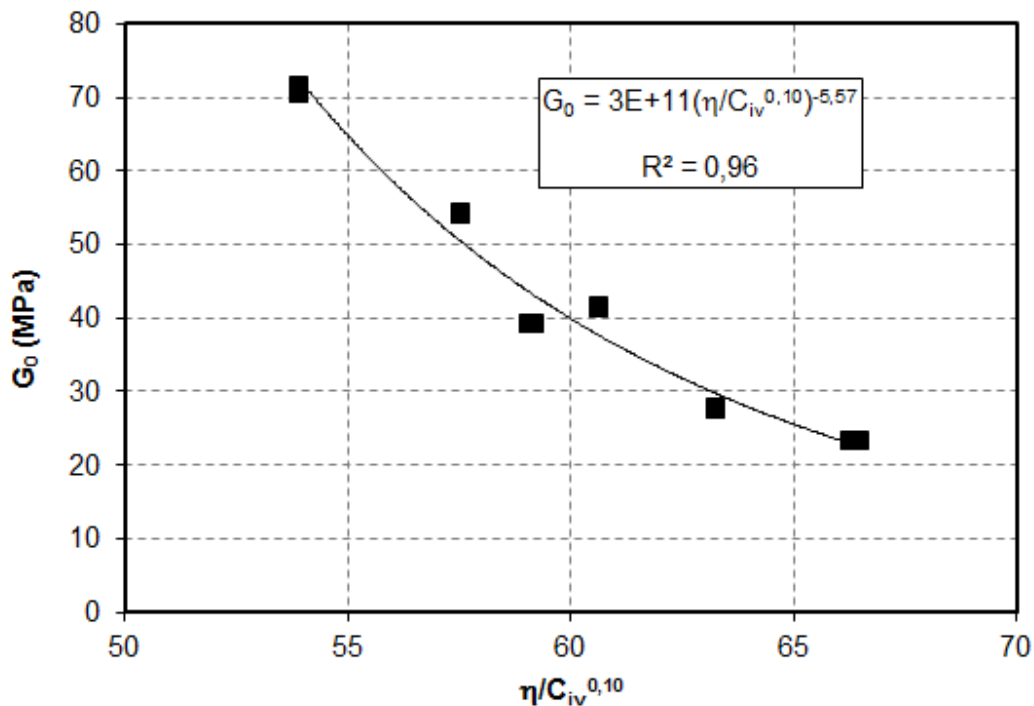


Figura 4.93 – Relação do G_0 com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento de Portugal

O fator vazios/cimento com ajuste potencial da linha de tendência, variou o G_0 de 23 Mpa, até 71MPa. Representando assim, uma diferença de 208% no módulo cisalhante a pequenas deformações.

Nas Figuras 4.94 e 4.95, podem-se observar os resultados da velocidade de corte das ondas em função do fator vazios/cimento, tanto com expoente igual a 1, como para o ajuste da tendência com expoente igual a 0,10.

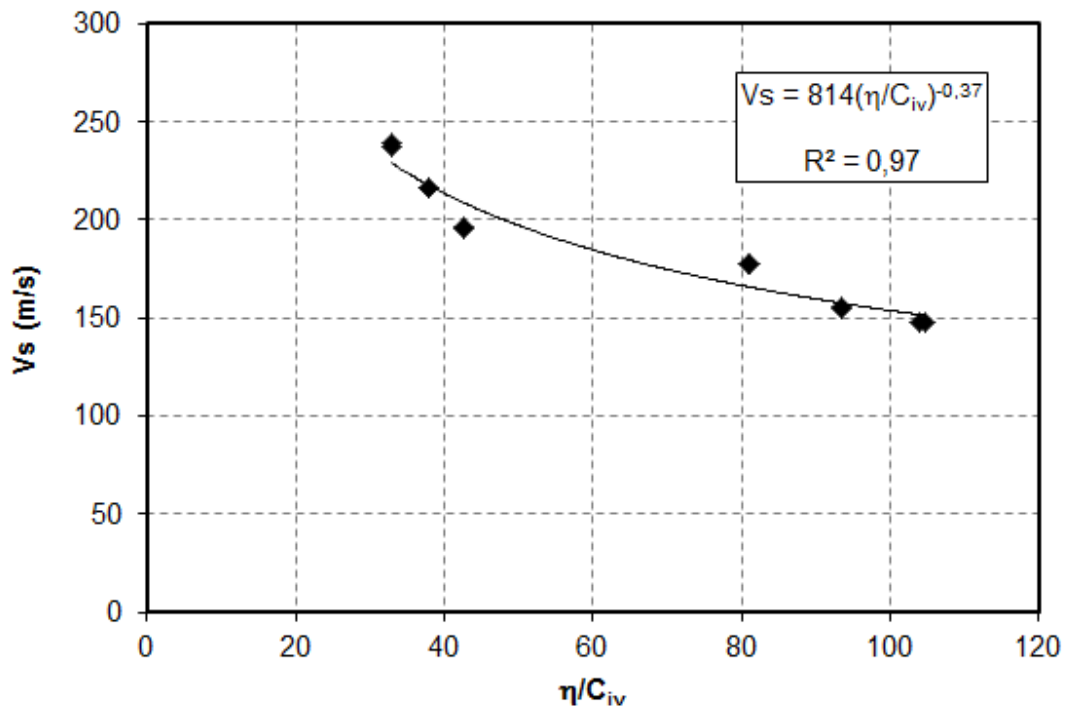


Figura 4.94 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 1, amostras com cimento de Portugal

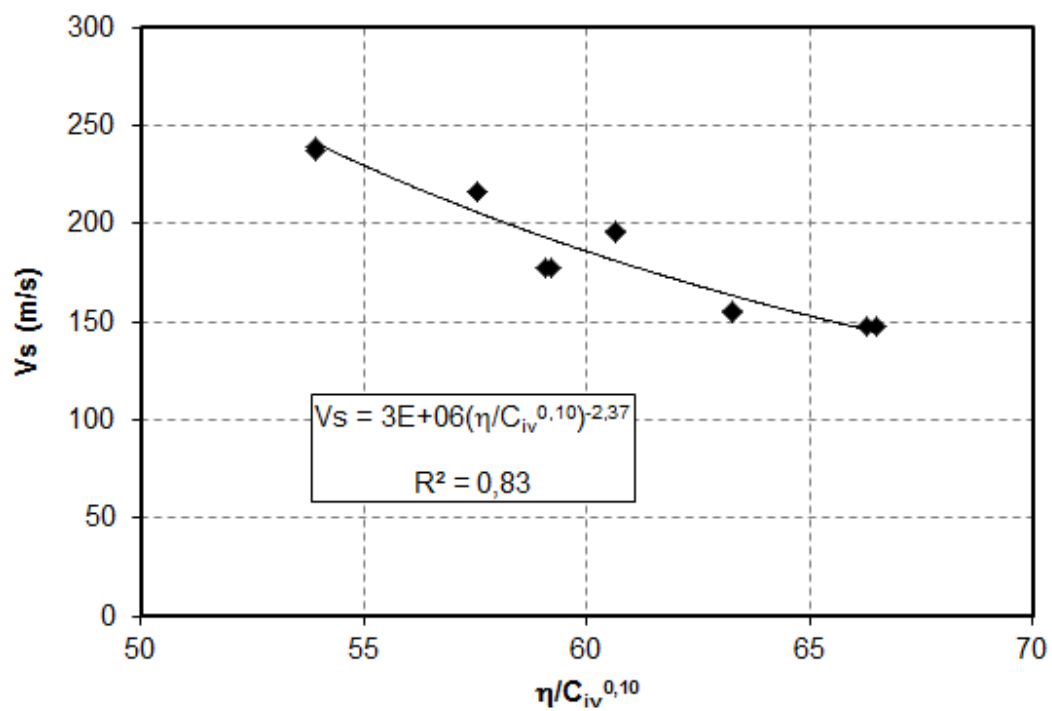


Figura 4.95 – Relação de V_s com o fator vazios/cimento com expoente igual a 0,10, amostras com cimento de Portugal

A velocidade das ondas S variaram entre 147 m/s para amostras fofas com 2% de cimento e 239m/s para amostras densas com 5% de cimento, representando um aumento da velocidade e conseqüentemente da rigidez de 63%. Comparando os dois agentes cimentantes usados para as amostras com areia fina de Porto, para as amostras mais fofas com 2% de cimento, o aumento da velocidade foi de 19% quando usado o cimento de Portugal, e para as amostras densas com 5% de cimento foi de 4%, representando assim uma leve diferença em relação aos dois agentes cimentantes.

CAPITULO 5

COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentadas as comparações dos resultados já avaliados no capítulo anterior para com outros materiais, que de alguma forma apresentam similaridade com os materiais estudados neste trabalho, ou por serem amplamente estudados, a ponto de se tornar importante tal comparação.

As comparações abrangem dois conjuntos de dados com características semelhantes em cada grupo de dados. O primeiro conjunto é constituído de materiais com a mesma mineralogia, diferenciando apenas pela granulometria do material. Tal estudo foi realizado com o Solo Arenoso Granítico, Solo Arenoso Fino Granítico e tendo sido incorporado ao estudo, os resultados de Rios (2011), na Faculdade de Engenharia do Porto, referente ao Solo Residual Granítico do Porto a ser apresentado posteriormente.

E o outro conjunto de dados comparativos se relacionam pela granulometria dos materiais. Foi constituído do Solo Basáltico, Solo Arenoso Fino Granítico e também da Areia de Osório, amplamente estudado nas dependências da UFRGS, através de Cruz (2008) e Fonini (2012). Todos estes materiais se enquadram na mesma faixa de granulometria fina, se diferenciando pela mineralogia e formato de grãos.

5.1 MATERIAIS INCORPORADOS

5.1.1 Solo Residual Granítico do Porto

O solo residual Granítico do Porto é oriundo da alteração da rocha granítica do Porto, encontrada na região central e norte de Portugal. De acordo com Rios (2011), o solo é classificado através do sistema unificado como SM, ou areia siltosa, bem graduada apresentando 30% de finos. A Tabela 5.1 apresenta os principais índices físicos e após, a Figura 5.1 apresenta a curva granulométrica do solo.

Tabela 5.1 – Índices Físicos do Solo Residual Granítico do Porto (Rios, 2011)

Índices Físicos	Solo de Porto
Massa específica real dos grãos	27,2 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, Cu	113
Coefficiente de curvatura, Cc	2,72
Diâmetro médio, D50	0,25 mm
Limite de Liquidez, %LL	34
Limite de Plasticidade, %LP	31

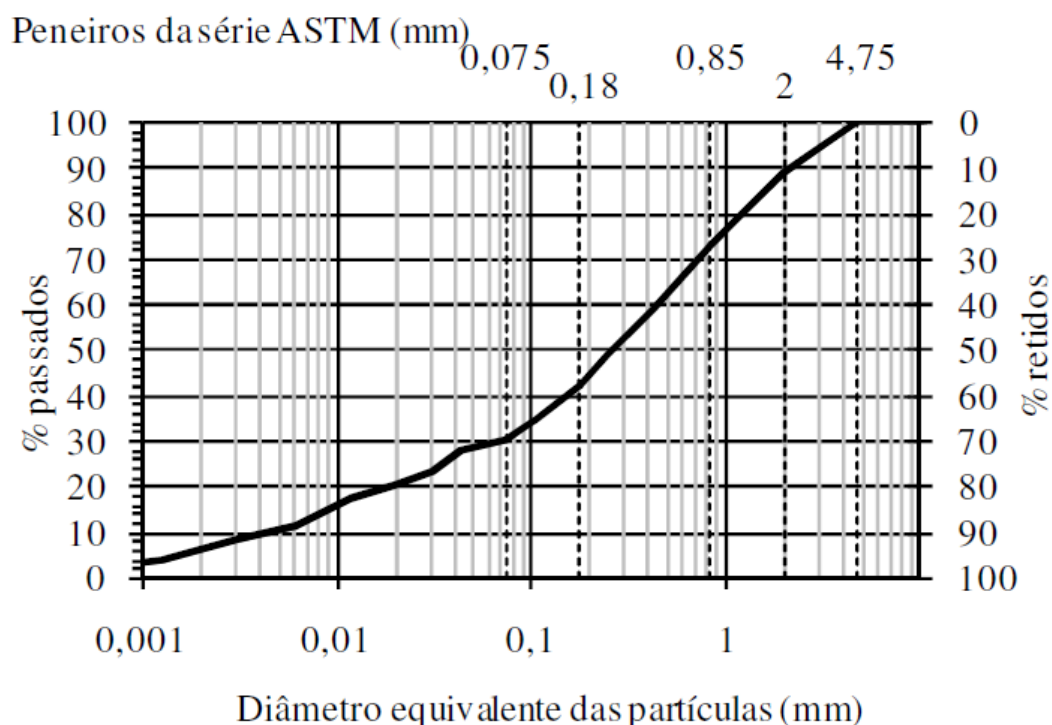


Figura 5.1 – Distribuição granulométrica do Solo Residual Granítico do Porto, Rios (2011)

5.1.2 Areia de Osório

A areia de Osório é proveniente do município gaúcho de Osório. Sua caracterização informa ser de granulometria fina, limpa e uniforme. A Tabela 5.2 apresenta os índices físicos do solo e a Figura 5.2 apresenta sua curva granulométrica.

Tabela 5.2 – Índices Físicos da Areia de Osório (Cruz, 2008)

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	2,65 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, Cu	2,11
Coefficiente de curvatura, Cc	1,15
Diâmetro médio, D10	0,09 mm
Diâmetro médio, D50	0,17 mm
Índice de vazios mínimo, emín	0,60
Índice de vazios máximo, emáx	0,85

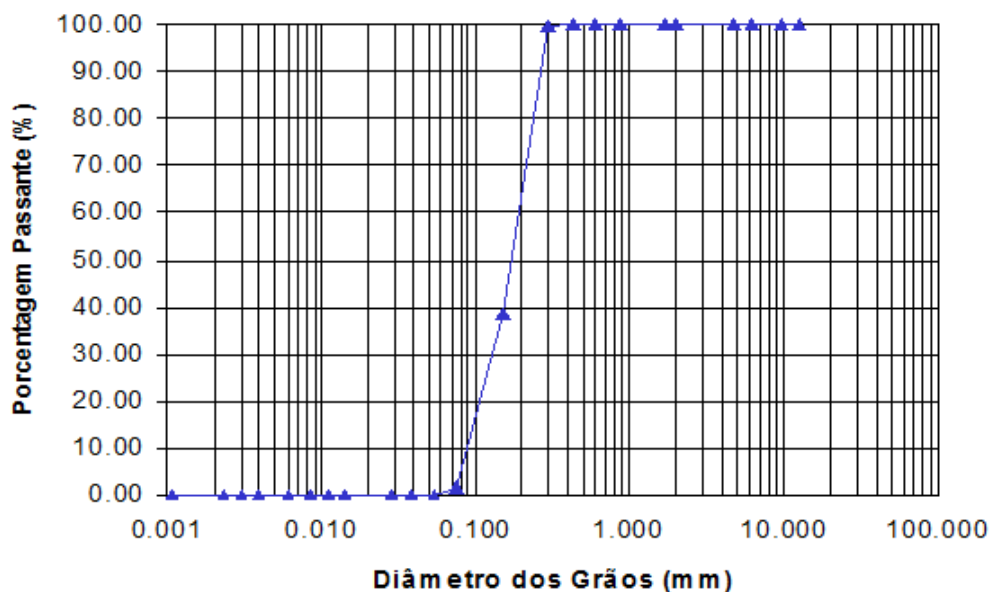


Figura 5.2 – Distribuição granulométrica da Areia de Osório, Cruz (2008)

5.2 COMPARAÇÕES

5.2.1 Solos graníticos do Porto

Os solos do Porto são oriundos da decomposição da rocha granítica, encontrada na região central e norte de Portugal. Os três materiais que compõem este estudo comparativo detêm a mesma mineralogia, a partir do solo residual granítico, diferenciando pela granulometria de cada material, e no caso do solo arenoso fino, prevalecendo em sua composição, o mineral mica.

Uma informação importante, condiz ao fato dos 3 materiais aqui analisados serem ensaiados com a adição de cimento de alto rendimento inicial de origem portuguesa.

Na Figura 5.3 são apresentadas as 3 curvas granulométricas dos solos de Porto, onde pode ser observado as diferença granulométrica entre os materiais bem como a uniformidade dos grãos entre eles.

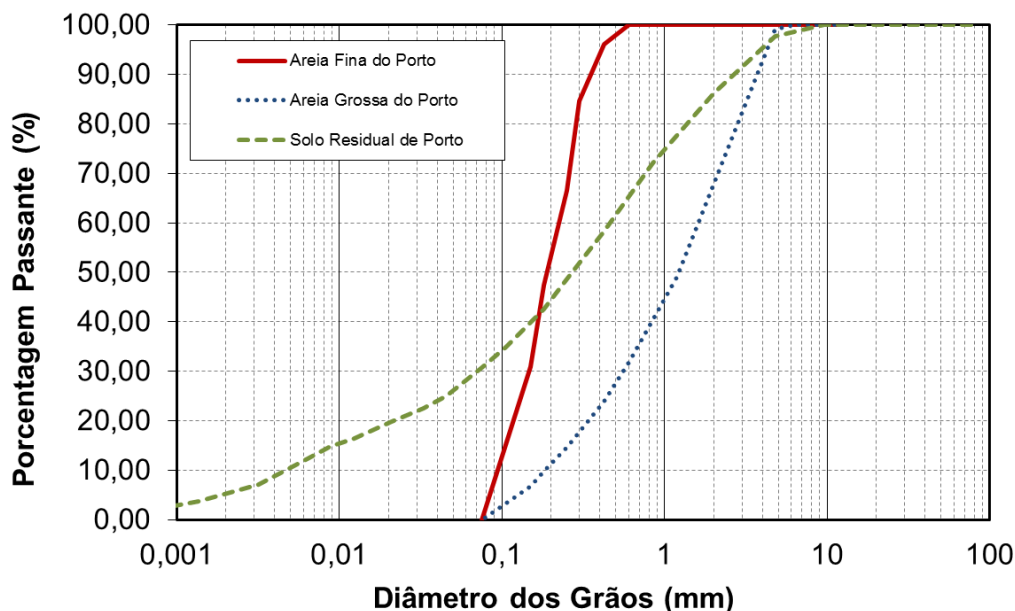


Figura 5.3 – Curva granulométrica dos Solos de Porto

Na Tabela 5.3 a seguir, são apresentados os índices físicos dos solos de Porto, onde observa-se a grande diferença entre eles, principalmente no diâmetro efetivo D_{10} e os índices de vazios.

Tabela 5.3 – Índices físicos dos Solos de Porto

Índices Físicos	Solo Residual Granítico do Porto	Solo Arenoso Granítico	Solo Arenoso Fino Granítico
Peso Esp. real dos grãos (γ_s)	26,5 kN/m ³	26,6 kN/m ³	26,2 kN/m ³
Coef. de uniformidade (Cu)	112	8,95	2,44
Coef. de curvatura (Cc)	2,72	2,71	0,06
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,0045 mm	0,19 mm	0,09 mm
Índice de vazios ($e_{\text{máximo}}$)	---	0,68	2,51
Índice de vazios ($e_{\text{mínimo}}$)	---	1,18	1,52

E na Tabela 5.4, apresentam-se as classificações pelo Sistema Unificado dos 3 solos oriundos de Porto.

Tabela 5.4 – Classificação dos solos de Porto

Solo	Sigla	Classificação
Solo Residual Granítico de Porto	SM	Areia Siltosa Bem Graduada
Solo Arenoso Granítico	SW	Areia Bem Graduada
Solo Arenoso Fino Granítico	SP	Areia Mal Graduada

As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam a comparação dos resultados de resistência à compressão simples dos materiais analisados em relação ao fator vazios/cimento (η/C_{iv}), sendo estes apresentados com expoentes igual a 1 e após com os respectivos expoentes ajustados.

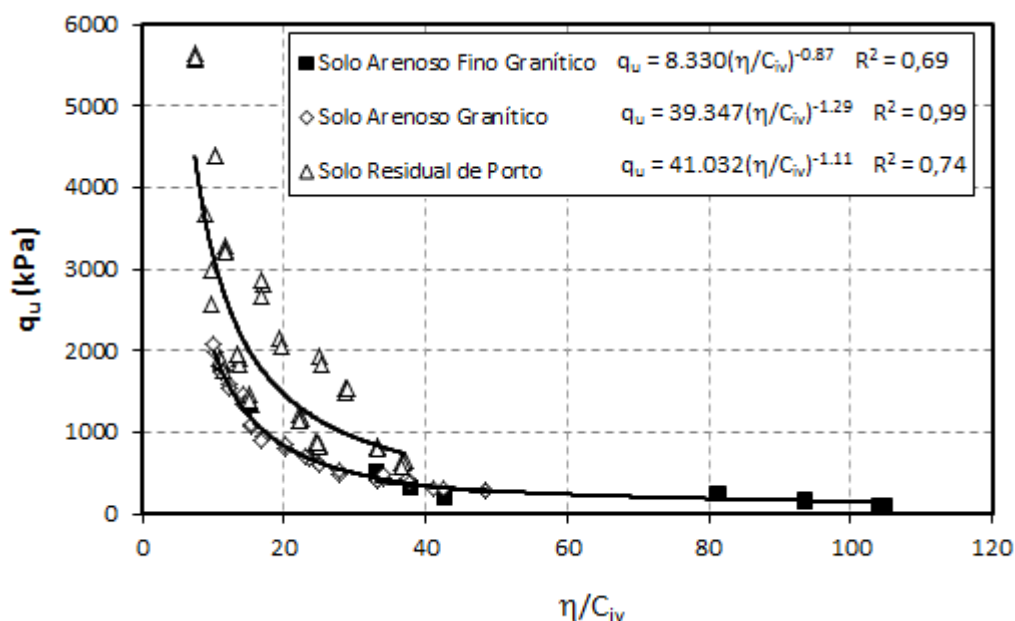


Figura 5.4 – Resultados de compressão simples em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com expoente igual a 1

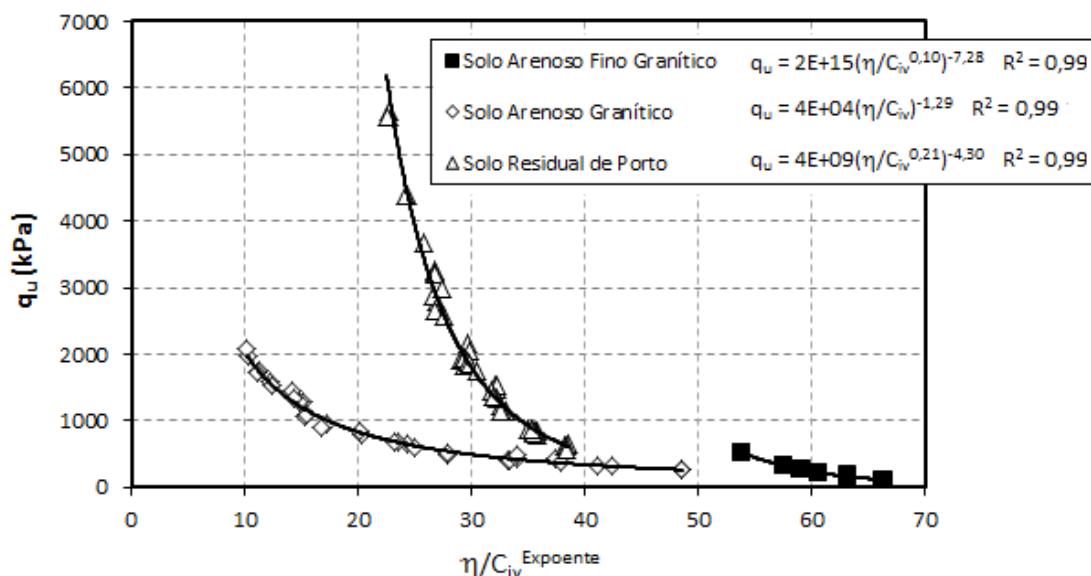


Figura 5.5 – Resultados de compressão simples em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com o respectivo expoente ajustado

Através das Figuras 5.4 e 5.5 pode-se observar, num primeiro momento, o deslocamento lateral dos dados dos solos arenoso fino granítico, influenciado pelo elevado índice de vazios do material, ocasionado pela presença de grande quantidade de mica, apresentando assim uma porosidade maior em relação aos outros materiais, gerando um fator η/C_{iv} também elevado, pois o teor volumétrico de cimento mantinha-se próximo quando comparado aos demais materiais.

Outro fato a ser observado é a resistência elevada do solo residual de Porto, devido à granulometria do material ser bem graduada, e bem distribuído, incluindo a parcela de 30% de finos, havendo inclusive uma verticalidade dos resultados maior em relação aos seus pares.

Ainda, chama-se a atenção aos diferentes expoentes relacionados a cada material. Embora o comportamento do solo arenoso fino seja muito diferente, em virtude da presença da mica, o que dificulta a compactação e principalmente o controle da compactação, será ainda assim feita a comparação. Assim, nota-se a diferenciação dos expoentes, podendo ser correlacionado tal fato, também a composição granulométrica do solo, e não por si só a mineralogia do material. Ou seja, não pode-se determinar o expoente simplesmente pela mineralogia, granulometria ou formato de grão, acredita-se que o expoente seja determinado por

uma característica própria de cada material estudado, devendo levar em consideração toda uma gama de característica, incluindo a mineralogia, granulometria e formato do grão.

Nas Figuras 5.6 e 5.7, são apresentados os resultados dos materiais, relacionando o Módulo Cisalhante para pequenas deformações com o fator vazios/cimento.

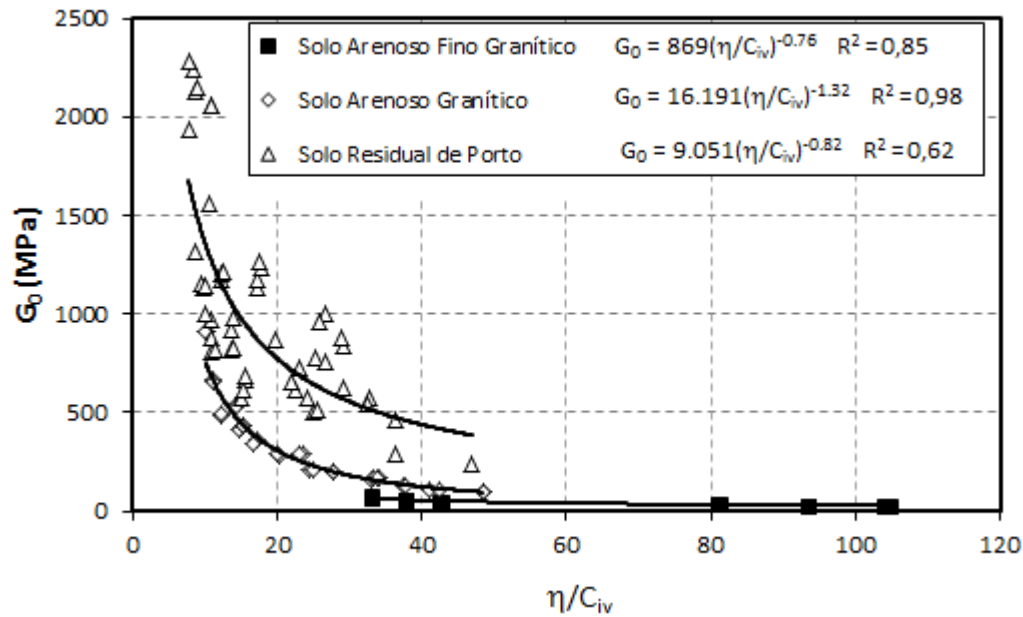


Figura 5.6 – Resultados de G_0 em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com expoente igual a 1

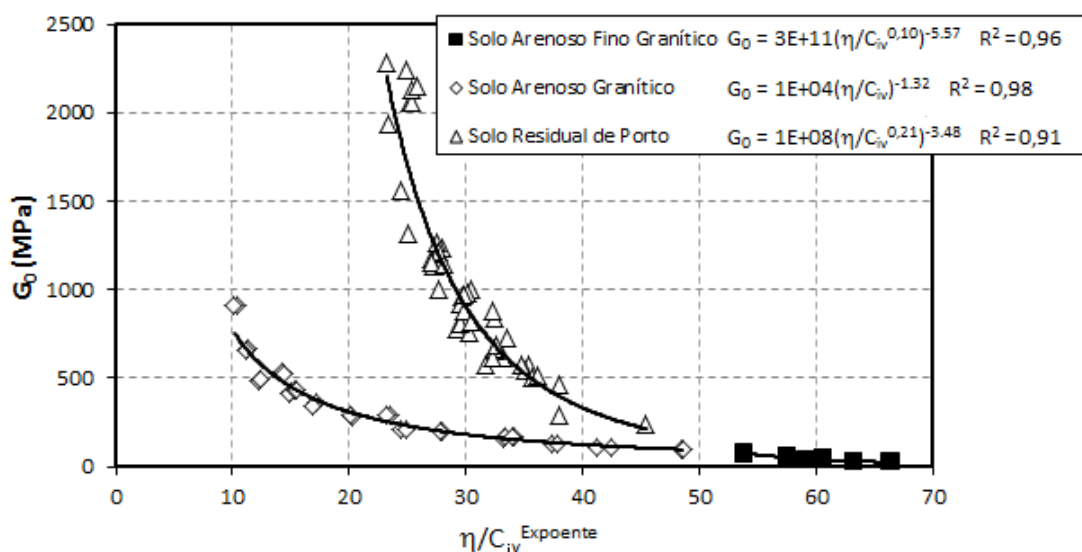


Figura 5.7 – Resultados de G_0 em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com os respectivos expoentes ajustados

Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados

Admitindo-se a diferença escalar dos valores entre resistência à compressão uniaxial e módulo, mesmo dessa forma, o comportamento das linhas de tendências é muito parecido ao comparar este gráfico com o anterior. Nota-se, portanto, que o módulo diminui conforme a distribuição granulométrica dos materiais se torna mais fina. Ou seja, conforme exclui-se uma parcela granulométrica de grãos, o módulo é reduzido.

As Figuras 5.8 e 5.9 apresenta a velocidade das ondas de corte dos materiais em relação ao fator vazios/cimento.

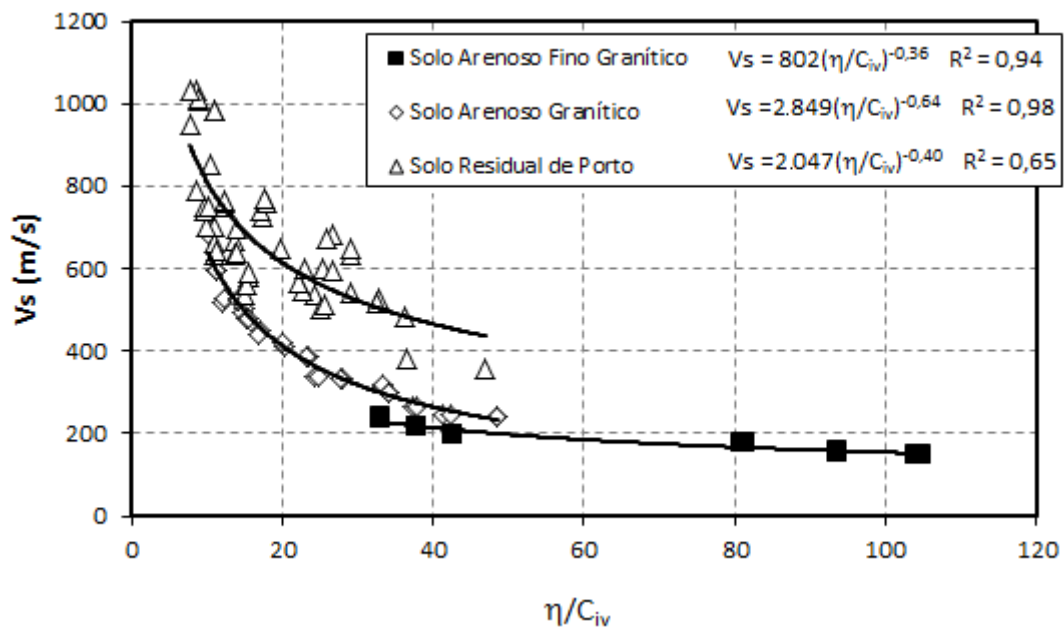


Figura 5.8 – Resultados de V_s em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com o expoente igual a 1

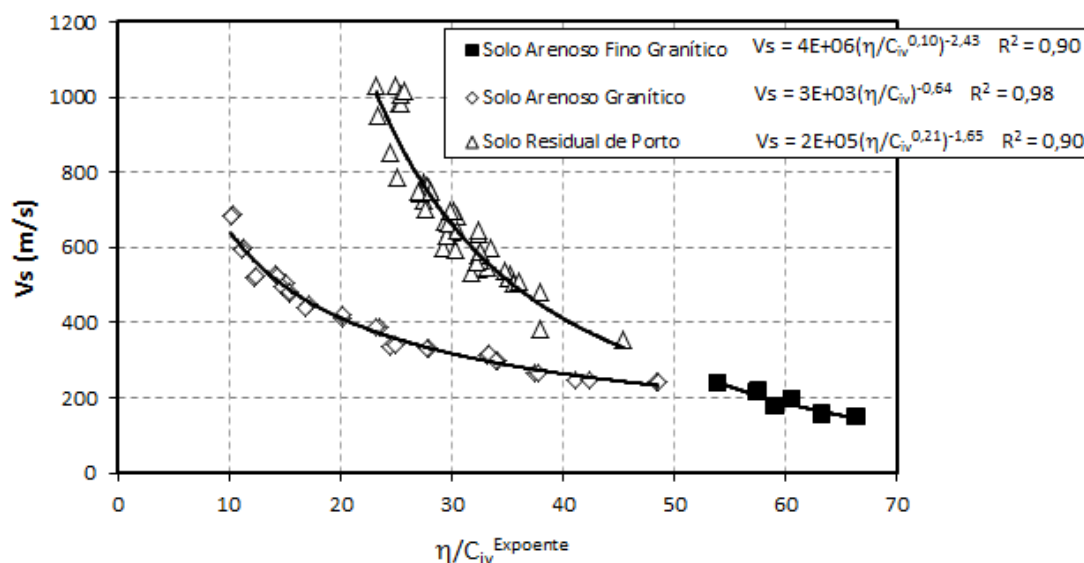


Figura 5.9 – Resultados de V_s em relação ao fator η/C_{iv} , para solos de Porto, com o respectivo expoente ajustado

Nas Figuras 5.8 e 5.9, observa-se o mesmo comportamento dos materiais já demonstrado nos gráficos anteriores, mas desta vez utilizando como parâmetro a velocidade das ondas de corte. Percebe-se assim, o aumento da velocidade da onda de corte, quando analisamos materiais com finos, onde estes preenchem melhor os vazios do solo, garantindo um contato maior entre as partículas do solo, conforme ocorre no solo residual do Porto. No solo arenoso granítico a velocidade reduz, sendo no solo arenoso fino, onde essa constatação fica mais evidente, porém lembrando que neste material a mica proporciona uma arranjo diferencial dos grãos em relação aos demais materiais.

5.2.2 Solos com granulometria de Areia Fina

Na comparação de solos com mesma granulometria, utilizou-se 3 materiais com diferentes mineralogias e formatos de grão, formados por Areia de Osório, Solo Arenoso Basáltico e Solo Arenoso Fino Granítico. A areia de Osório possui mineralogia de feldspato, com formato de grão arredondado. O solo arenoso basáltico tem formato de grão angular, devido ao processo de beneficiamento da rocha

basáltica. Já o solo arenoso fino granítico, possui formato dos grãos lamelar devido aos folhelhos de mica.

Na Figura 5.10 são apresentadas as 3 curvas granulométricas dos solos em estudo, onde pode ser observado a semelhança granulométrica entre os materiais bem como a uniformidade dos grãos.

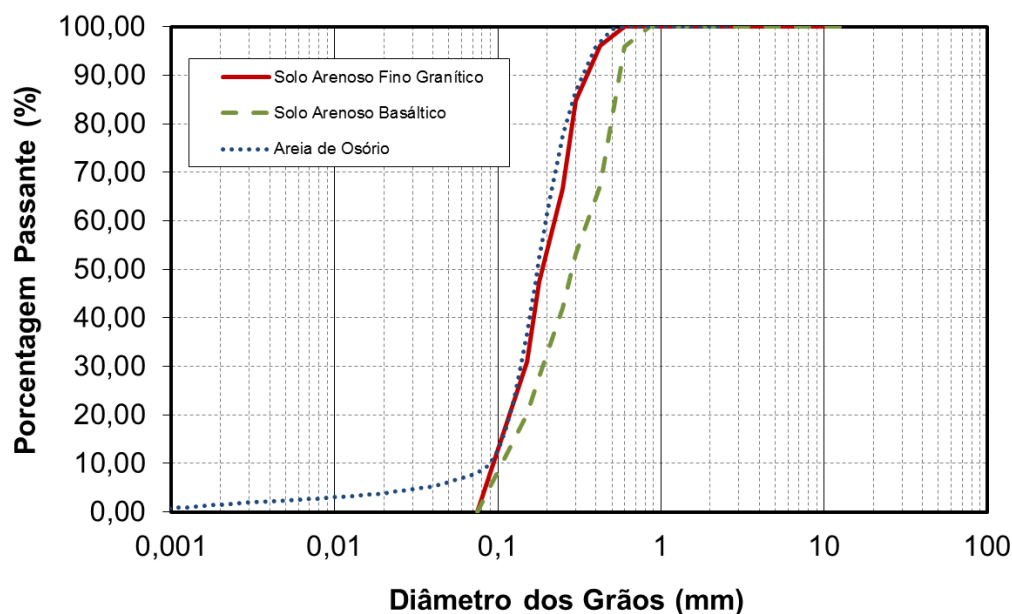


Figura 5.10 – Curva granulométrica dos materiais com granulometria de areia fina

Na Tabela 5.5 são apresentados os índices físicos dos solos arenosos finos, onde observa-se a singularidade dos materiais, com diâmetro efetivo aproximadamente iguais, porém com coeficientes de uniformidade e curvatura, e índices de vazios distintos.

Tabela 5.5 – Índices físicos dos Solos Arenosos Finos

Índices Físicos	Areia de Osório	Solo Arenoso Basáltico	Solo Arenoso Fino Granítico
Peso Esp. real dos grãos (γ_s)	2,65 kN/m ³	26,3 kN/m ³	26,2 kN/m ³
Coef. de uniformidade (Cu)	2,11	3,18	2,44
Coef. de curvatura (Cc)	1,15	0,11	0,06
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,09 mm	0,11 mm	0,09 mm
Índice de vazios ($e_{máximo}$)	0,85	1,05	2,51
Índice de vazios ($e_{mínimo}$)	0,60	0,62	1,52

As Figuras 5.11 e 5.12 apresentam a comparação dos resultados de resistência à compressão simples dos solos arenosos finos em relação ao fator vazios/cimento (η/C_{iv}).

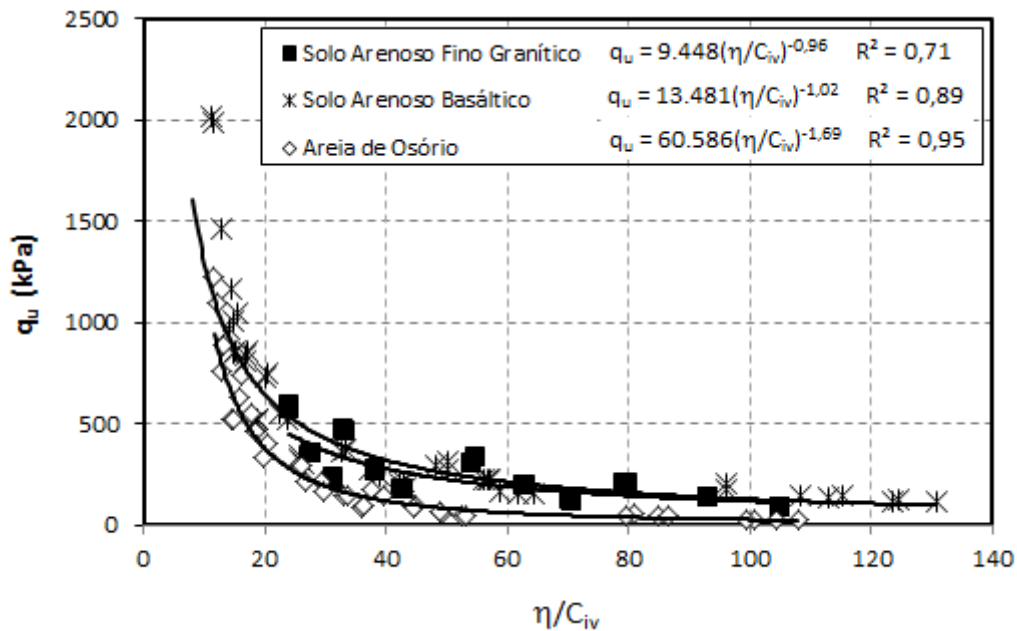


Figura 5.11 – Resultados de compressão simples em relação ao fator vazios/cimento, com solos arenosos finos, com expoentes igual a 1

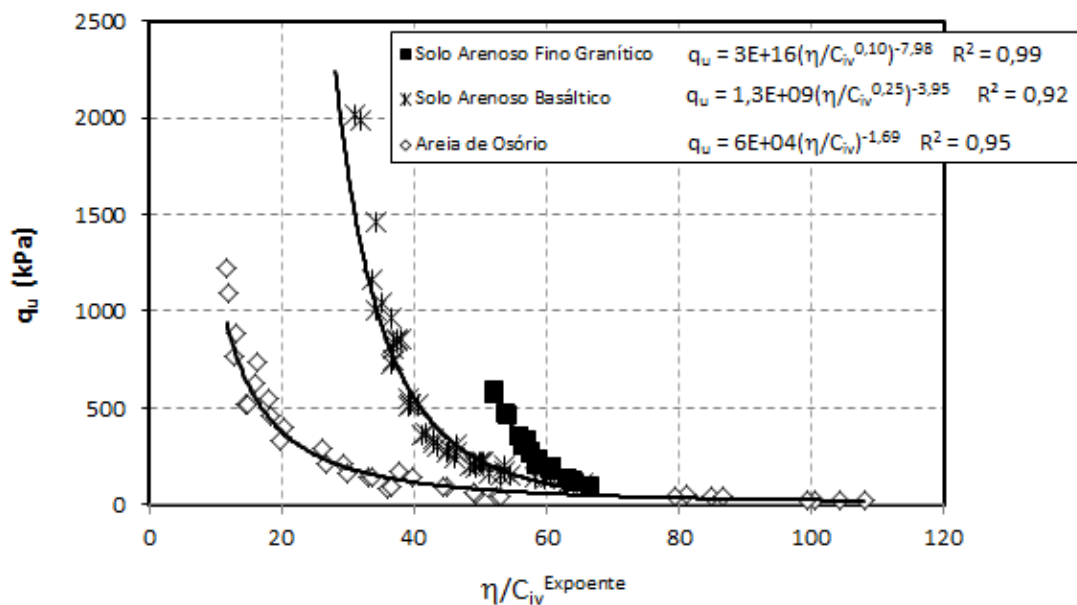


Figura 5.12 – Resultados de compressão simples em relação ao fator vazios/cimento, com solos arenosos finos, com os respectivos expoentes de ajuste

Percebe-se uma tendência natural dos resultados apresentarem de forma paralela. A adição do expoente força uma aglutinação dos resultados, verificada nas linhas de tendência dos solos arenosos graníticos e basálticos. Já na areia de Osório, sem expoente (ou expoente igual a 1), os dados ficam mais distribuídos.

A moldagem dos três materiais seguiu uma mesma metodologia quanto aos parâmetros de adição do cimentante e densidade relativa das amostras. Dessa forma, pode-se determinar que a Areia de Osório necessita de um grau de compactação (diminuição da porosidade) maior para atingir resistência comparadas ao solo basáltico, porém com as densidades utilizadas, a resistência fica menor ao material de origem basáltica.

O Solo arenoso fino granítico, não atingiu resistências elevadas, devido à dificuldade de compactação, já comentada, onde os grãos após serem compactos, tendem a se expandir, elevando assim a porosidade do material e impossibilitando o ganho de resistência.

Já para o solo arenoso basáltico, característico pelos seus grãos de formato irregular, atingiu-se resistências mais elevadas com grau de compactação intermediário em comparação aos demais materiais, sendo o material mais equilibrado ao analisar o comparativo de energia de compactação necessário e quantidade de cimento.

A seguir são apresentados os resultados do módulo cisalhante em 3 períodos de tempo diferentes de cura, 3, 5 e 7 dias, conforme as Figuras 5.13 a 5.15, com expoente de ajuste igual a 1.

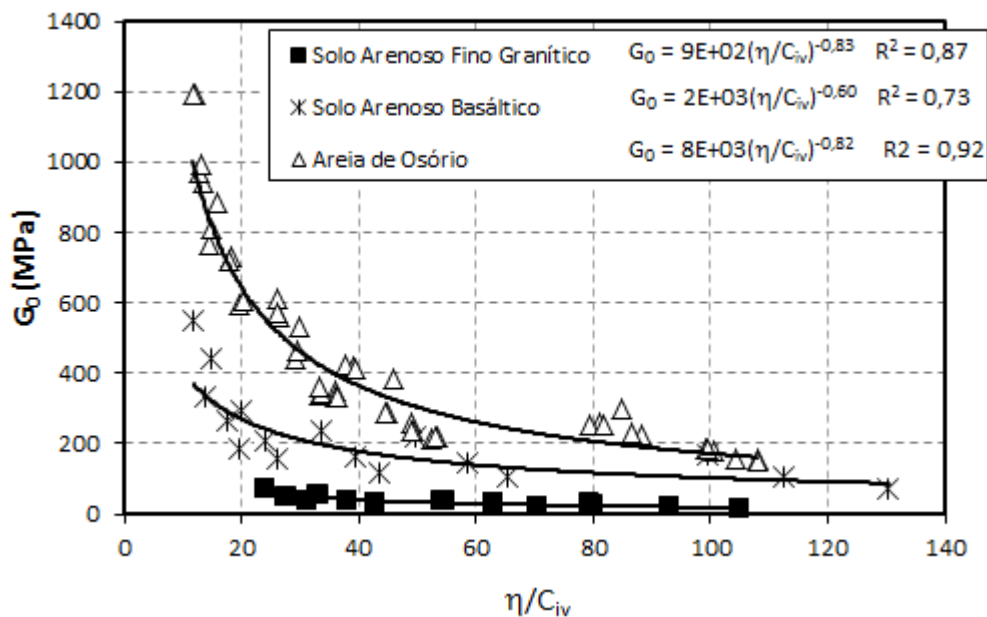


Figura 5.13 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 3 dias de cura, com solos arenosos finos, e expoente igual a 1

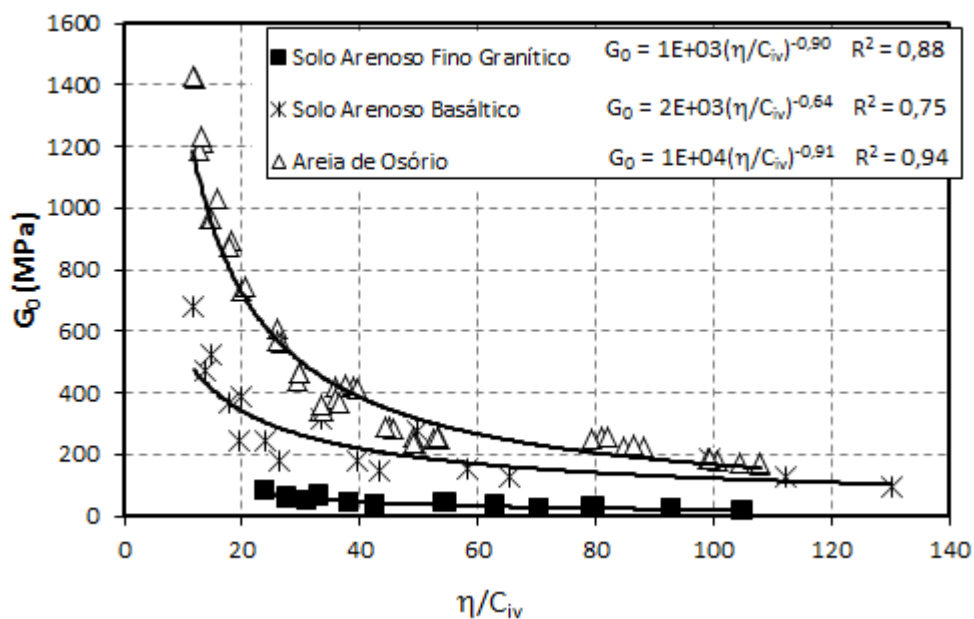


Figura 5.14 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 5 dias de cura, com solos arenosos finos, e expoente igual a 1

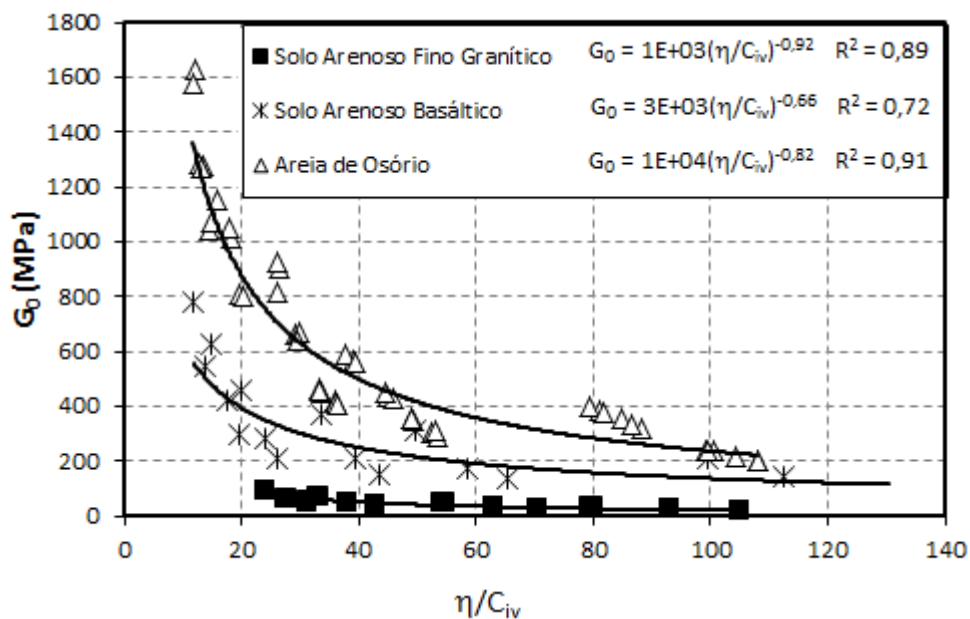


Figura 5.15 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 7 dias de cura, com solos arenosos finos, e expoente igual a 1

A seguir, nas Figuras 5.16 a 5.18, são apresentados os resultados do módulo cisalhante em 3 períodos de tempo diferentes de cura, 3, 5 e 7 dias, conforme as Figuras 5.13 a 5.15, com os respectivos expoentes de ajuste.

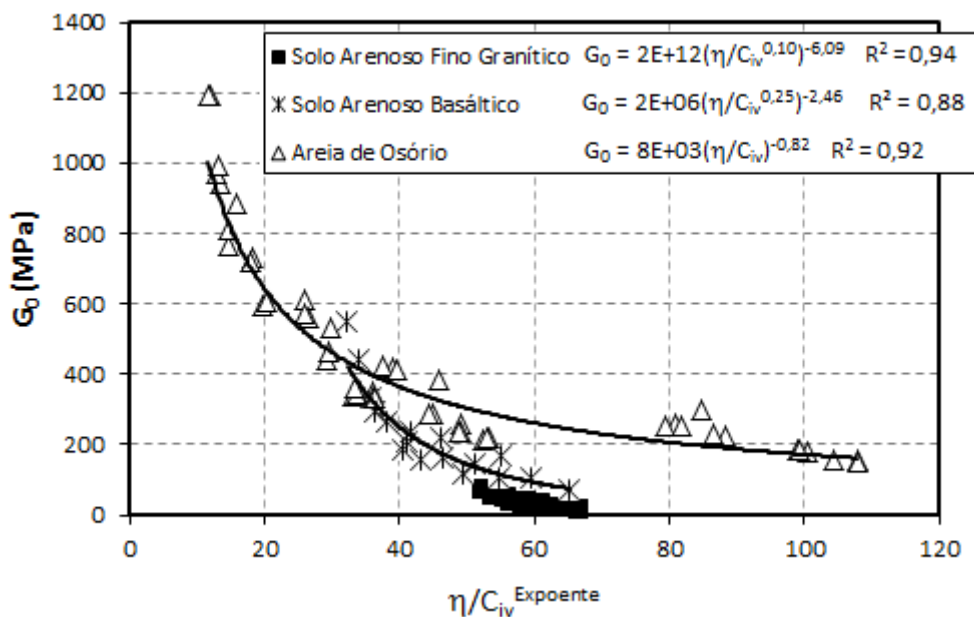


Figura 5.16 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 3 dias de cura, com solos arenosos finos, e com os respectivos expoentes de ajuste

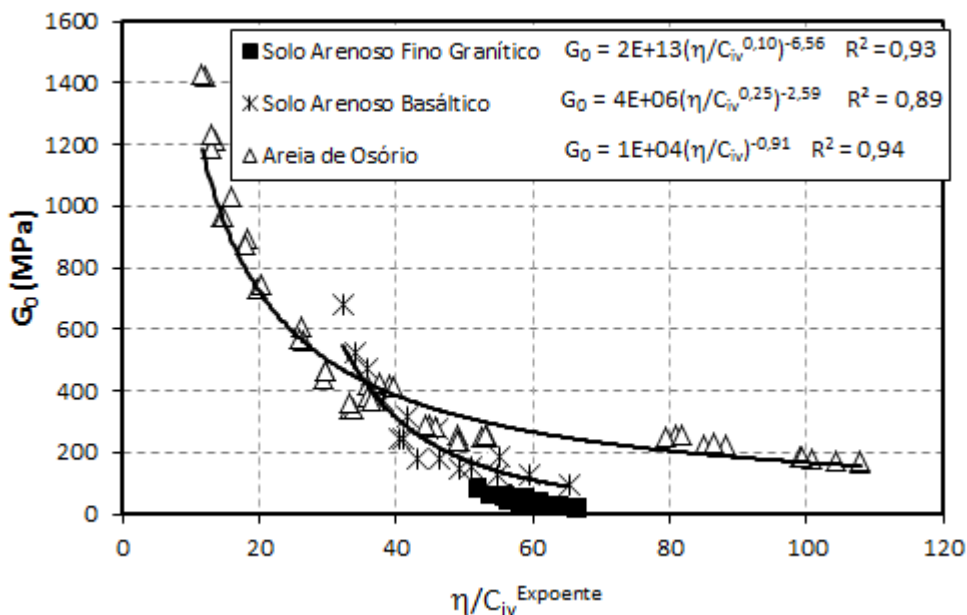


Figura 5.17 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 5 dias de cura, com solos arenosos finos, e com os respectivos expoentes de ajuste

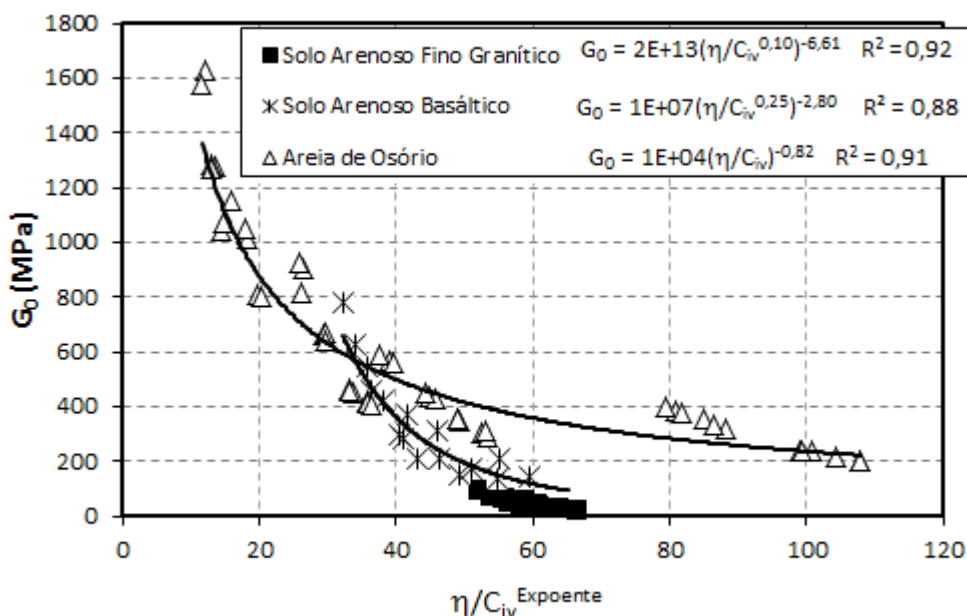


Figura 5.18 – Resultados de G_0 em relação ao fator vazios/cimento, após 7 dias de cura, com solos arenosos finos, e com os respectivos expoentes de ajuste

Analisando as figuras anteriores percebe-se o mesmo comportamento dos materiais, alterando apenas o módulo cisalhante, aumentando ao longo do tempo. A areia de Osório apresentou o maior módulo cisalhante entre os materiais analisados.

5.3 SOLO RESIDUAL DO PORTO

5.3.1 Comparação q_t x q_u

Consoli et al. (2011) e Rios (2011), apresentaram entre outros, resultados de ensaios de compressão uniaxial e tração com o solo residual de Porto. Nas Figuras 5.19 e 5.20 são apresentadas as comparações entre os dois ensaios.

Na figura 5.19 apresenta-se tanto a resistência à compressão simples, como a resistência à tração em relação ao fator $\eta/C_{iv}^{0,21}$.

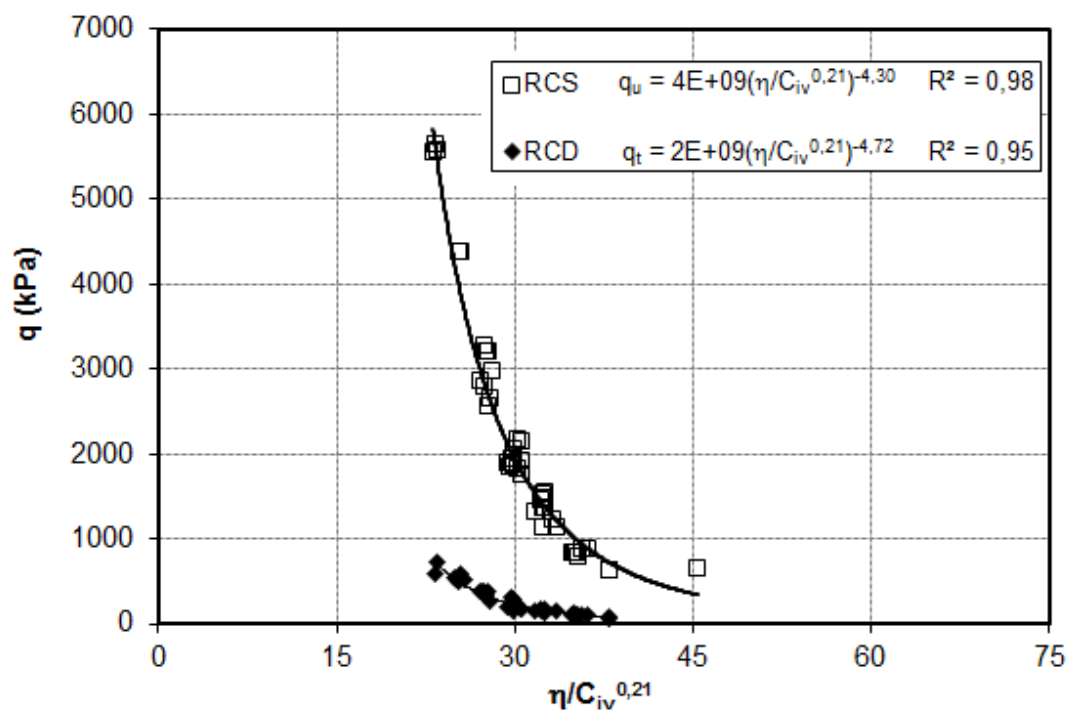


Figura 5.19 – Resultados de q_t e q_u em relação ao fator vazios/cimento para o Solo Residual de Porto

Na figura 5.20 é apresentada a resistência à tração em relação à compressão simples.

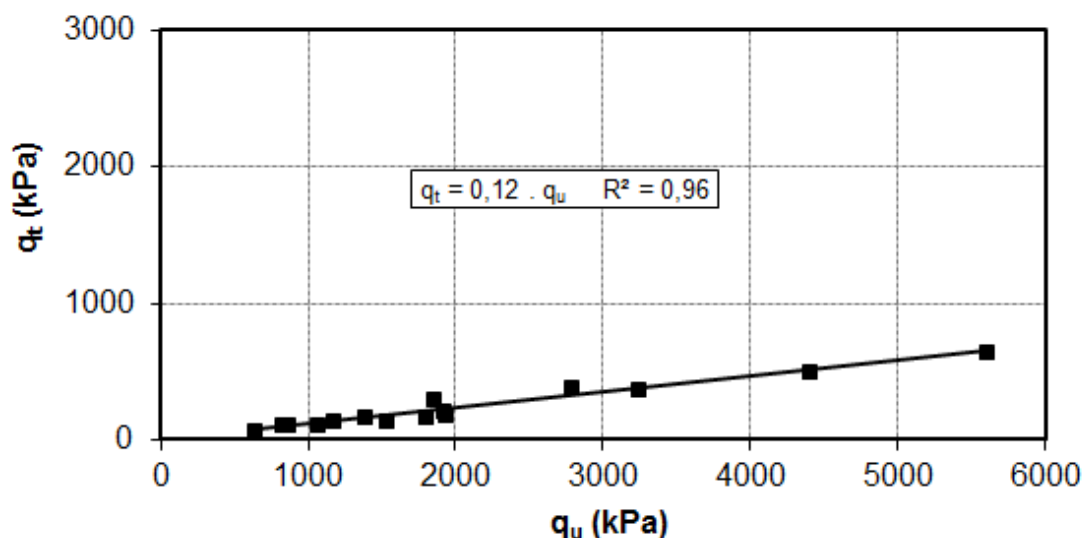


Figura 5.20 – Resultados de q_t em relação à q_u para o Solo Residual de Porto

Nas figuras anteriores verifica-se a relação consistente entre a resistência à tração e a resistência à compressão simples do solo residual de Porto. Assim, encontra-se o valor da resistência à tração também a partir dos resultados obtidos no ensaio de compressão simples. Como pode ser observado na figura 5.20, a resistência à tração do solo residual de Porto é relativo a 12% da resistência à compressão simples.

5.3.2 Método de Griffith

No capítulo anterior, utilizou-se o método de Griffith para os solos Arenopregulhoso e Arenoso Basáltico, como forma de se obter uma envoltória de ruptura, a partir de dados de ensaios de resistência à tração dos materiais.

Neste item, será utilizado o mesmo método de Griffith para obter a envoltória de ruptura do Solo Residual de Porto, a partir dos dados publicados por Rios (2011), Consoli et al. (20011). Embora os resultados do solo residual de Porto tenham sido utilizados anteriormente com $\eta/C_{iv}^{0,21}$, para o método de Griffith os resultados se mostraram adequados com o η/C_{iv} sem expoente.

As Figuras 5.21 a 5.23 apresentam as envoltórias de ruptura para cada fator η/C_{iv} . A Figura 5.21 apresenta η/C_{iv} igual a 11, com teor de 7% de cimento. A Figura 5.22 apresenta η/C_{iv} igual a 21, com teor de 4% de cimento. A Figura 5.23 apresenta η/C_{iv} igual a 35, com teor de 2% de cimento.

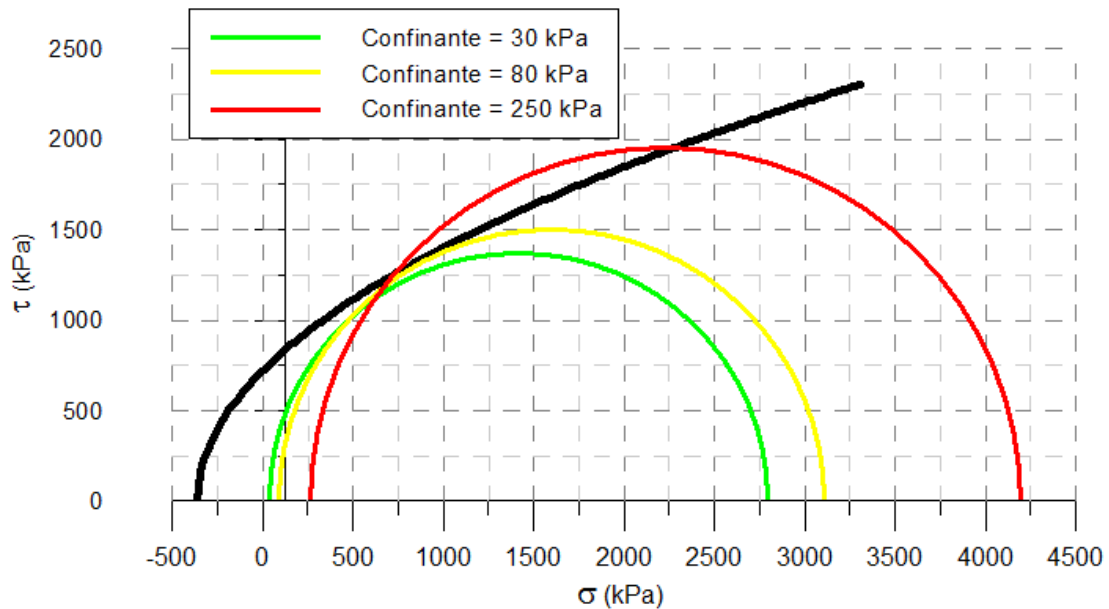


Figura 5.21 – Método de Griffith para η/C_{iv} igual a 11, solo residual de Porto

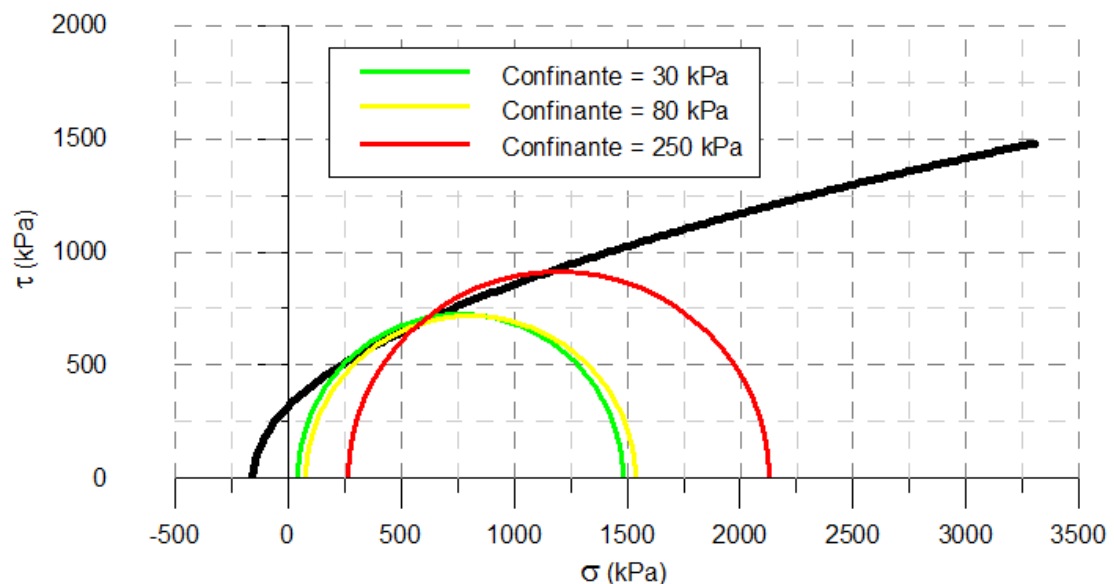


Figura 5.22 – Método de Griffith para η/C_{iv} igual a 21, solo residual de Porto

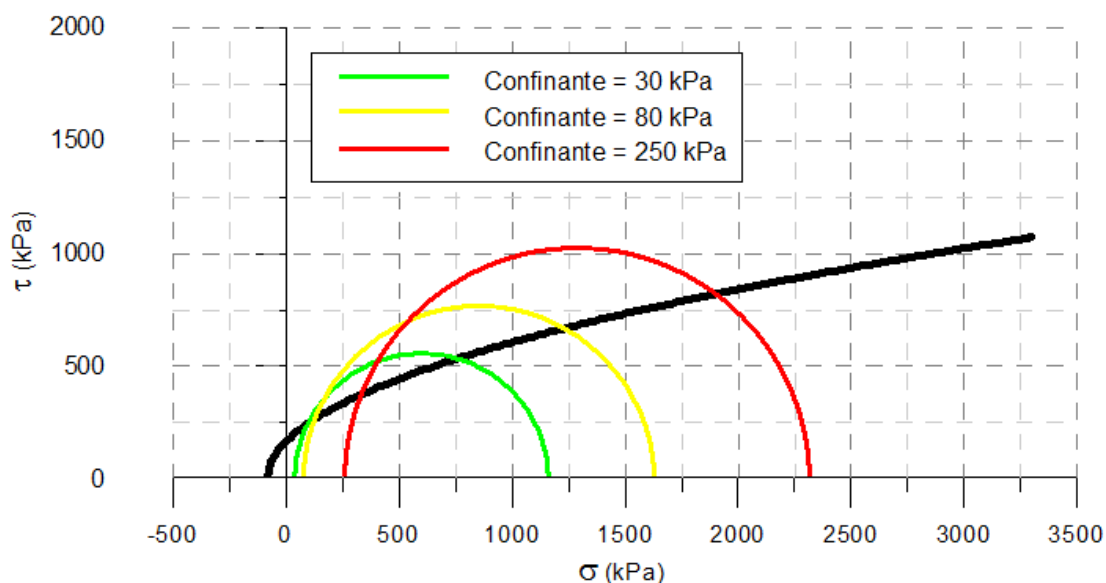


Figura 5.23 – Método de Griffith para η/C_{iv} igual a 35, solo residual de Porto

A partir dos dados apresentados, observa-se que para η/C_{iv} igual a 11 e 21, o método de Griffith se mostrou eficaz mais uma vez, com tensões confinantes relativamente baixas. Porém ao analisar para η/C_{iv} igual a 35, o mesmo não pode ser relatado, podendo estar relacionado à porosidade destas amostras.

5.4 AREIA DE OSÓRIO

5.4.1 Comparação q_t x q_u

Cruz (2008), Consoli (2010; 2011), apresentaram resultados de ensaios de compressão uniaxial e tração com a areia de Osório. Nas Figuras 5.24 e 5.25 são apresentadas comparações entre os dois ensaios, de formas distintas.

Na figura 5.24 apresenta-se tanto a resistência à compressão simples, como a resistência à tração em relação ao fator η/C_{iv} .

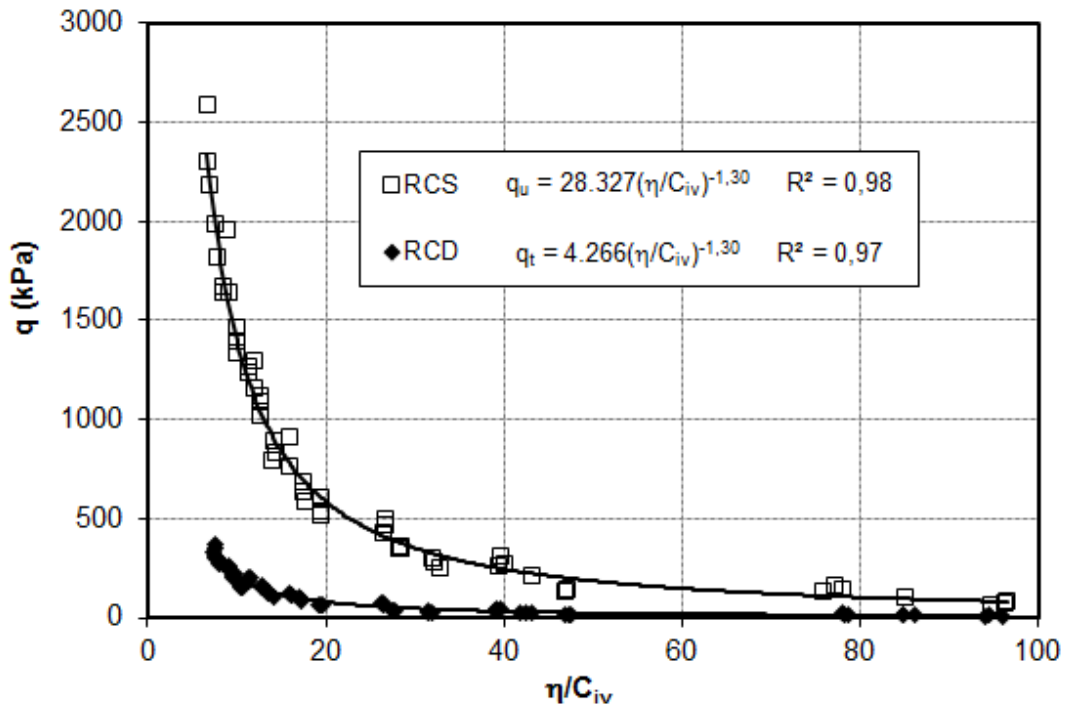


Figura 5.24 – Resultados de q_t e q_u em relação ao fator vazios/cimento

Na figura 5.25 é apresentado a resistência à tração em relação à compressão simples.

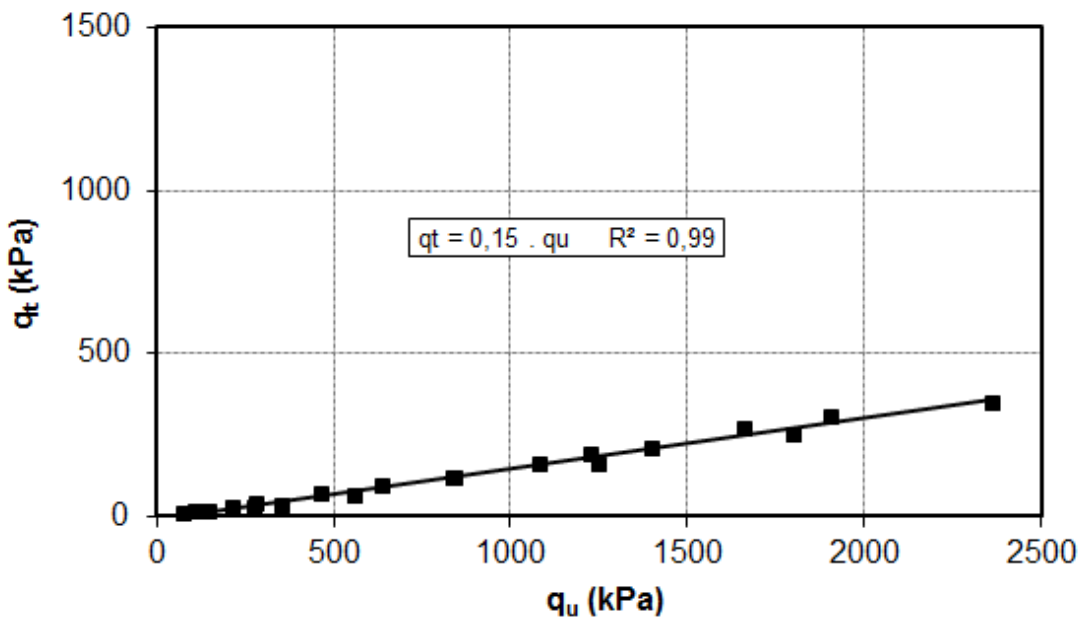


Figura 5.25 – Resultados de q_t em relação à q_u para a Areia de Osório

Nas 2 figuras anteriores é possível verificar a relação consistente entre a resistência à tração e a resistência à compressão simples. Dessa forma é possível encontrar o valor da resistência à tração a partir dos resultados obtidos no ensaio de compressão simples. Como pode ser observado na figura 5.25, a resistência à tração é 15% da resistência à compressão simples, apresentando coeficiente de ajuste de 0,99, mostrando a ampla ligação entre os dois parâmetros.

CAPITULO 6

CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões finais a partir da análise dos resultados e comparações realizados neste estudo. As conclusões estão divididas por cada tipo de ensaio realizado.

6.1 Resistência à Compressão Simples

- Para todos os solos estudados, a adição de agente cimentante bem como a redução da porosidade, produziram um acréscimo potencial da resistência à compressão simples;
- A Resistência à compressão simples é inversamente proporcional ao aumento do fator η/C_{iv} ;
- Ao analisar os 3 solos arenosos finos, o solo arenoso basáltico atingiu resistências mecânicas mais elevadas. A areia de Osório obteve resistências com fator η/C_{iv} mais baixos, diferentemente do solo arenoso fino granítico, que obteve com fatores mais elevados;
- O solo arenoso granítico também obteve resultados da resistência à compressão simples superiores ao solo arenoso fino de Porto, neste caso, uma das causas, diz respeito à uniformidade da granulometria das amostras, onde a granulometria da areia grossa se mostra mais distribuída, preenchendo melhor os vazios do material;
- A utilização do expoente como forma de melhorar os ajustes das linhas de tendência, se mostrou eficiente, porém o mesmo demonstrou ser aliado não

somente ao tipo de solo ou mineralogia, mas também à faixa de granulometria do solo, como provou na comparação entre solos de mesma mineralogia, oriundo do solo residual de Porto.

6.2 Resistência à Compressão Diametral

- O comportamento dos materiais nos ensaios de resistência à compressão diametral se manteve de acordo com os ensaios de compressão simples, modificando apenas pela faixa de valores, limitando-se à 18,0 % no caso do solo areno-pedregulhoso e 15,5% no solo arenoso basáltico;
- A utilização do expoente de ajuste no fator η/C_{iv} manteve o mesmo padrão para os ensaios de compressão diametral.

6.3 Ensaios Triaxiais Drenados

- Conforme aumenta-se a tensão confinante, a tensão desvio “q” aumenta para um mesmo fator η/C_{iv} ;
- Com o aumento da tensão confinante, a queda de resistência pós-pico do material se torna menos brusca;
- Quanto a tensão-deformação, todas as amostras apresentaram o mesmo comportamento, se contraindo até o momento de ruptura e após torna a expandir.

6.4 Método de Griffith

- O método se tornou eficiente para a obtenção da envoltória de ruptura de materiais cimentados, em comparação com ensaios triaxiais drenados, a partir do uso do fator η/C_{iv} e resistência à tração, σ_t .

6.5 Ensaio de *Bender/Extender*

- Os valores mais baixos do coeficiente de Poisson foram encontrados nas amostras do solo arenoso fino granítico, enquanto que nas amostras de solo arenoso basáltico e solo arenoso granítico ficaram muito próximos;
- As velocidades de ondas S nas amostras de solo arenoso basáltico foram muito superiores em comparação com as amostras de solo arenoso fino granítico, chegando a ultrapassar 150% de diferença;
- Comparando os resultados de V_s entre as amostras de mesma origem mas granulometria diferentes, o solo arenoso granítico obteve velocidades maiores, chegando próximo a 100% de diferença;
- Em relação ao módulo cisalhante à pequenas deformações, o resultado de G_0 para o solo arenoso fino granítico, ficaram muito abaixo das demais amostras;
- Nas amostras de solo arenoso basáltico, os valores de G_0 foram superiores às demais amostras, aproximando-se a 900% de aumento quando comparado ao solo arenoso fino granítico.

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.

AMARAL, M.F.S.S.F.. Avaliação de módulos de distorção dinâmicos em misturas de solo-cimento com recurso a métodos ultra-sonicos de impulso no domínio do tempo e registos de modos de ressonância por análise espectral de séries de Fourier. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – FEUP. Porto. 2009.

Amaral, M. ; VIANA DA FONSECA, A. ; ARROYO, M. T. ; CASCANTE, G. ; CARVALHO, J. M. . Compression and shear wave propagation in cemented-sand specimens. *Géotechnique Letters*, v. 1, p. 79-84, 2011.

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. 5th Aust. N.Z. Geomechanical Conference. Sydney, 145-149, 1988.

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.

CABERLON, R.C. Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada. Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 195p. 2008

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.

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., 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.; 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., 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., DALLA ROSA, F. & FONINI, A. Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 135, No. 12, 1846–1856, 2009.

CONSOLI, N.C.; CRUZ, R.C.; FLOSS, M.F.; FESTUGATO, L. Parameters Controlling Tensile And Compressive Strength Of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.136, n.5, p.759-763, 2010.

CONSOLI, N.C.; FONSECA, A.V. da; CRUZ, R.C.; RIOS, S. Voids/Cement Ratio Controlling Tensile Strength of Cement-Treated Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, v. 137. n.11, p 1126-1131, 2011.

CONSOLI, N.C.; FONSECA, A.V.; CRUZ, R.C.; SILVA, S.R.; FONINI, A. Parameters Controlling Stiffness and Strength of Artificially Cemented Soil. *Géotechnique*, London, v.62, p. 177-183, 2012.

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 Ensaio 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.

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.

FONINI, A. Comportamento mecânico de uma areia cimentada: Análise experimental e micromecânica. Tese (Doutorado Em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2012.

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.

GRIFFITH, A.A. The Theory of Rupture. In: Proc. 1st International Congress for Applied Mechanics, Delft, pg. 55-63. 1924

HAERI, S.M., HOSSEINI, S.M., TOLL, D.G., YASREBI, S.S. The behavior of an artificially cemented sandy gravel. Geotechnical and Geological Engineering. n.23. p.537-560.

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
Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente
cimentados

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.

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.

O'ROURKE, T.D.; CRESPO, E. Geotechnical Properties of Cemented Volcanic Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE, v.114, n.10, p.1126-1146, 1988.

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.

RIOS. S. A General Framework for the Geomechanical Characterization of Artificially Cemented Soil. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – FEUP. Porto. 2011.

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.

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

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.

THOMÉ, A. Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Ppgec/Ufrgs, Porto Alegre, 1994.

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

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. PPGECC/ UFRGS. Porto Alegre. 248p. 2003.

VIANA DA FONSECA, A.; COUTINHO R. Q. Characterization of residual soils. Keynote Lecture of ISC'3. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Ed. Huang, A – B & Mayne, P., pp. 195 – 248. Balkema, Taylor & Francis Group. 2008.

VIANA DA FONSECA, A.; FERREIRA, C.; FAHEY, M. A Framework Interpreting Bender Element Tests, Combining Time-Domain and Frequency-Domain Methods. Geotechnical Testing Journal, v. 32, p. 91-107, 2009

VIEIRA, M.; VIANA DA FONSECA, A.; GOMES CORREIA, A. Influência da estrutura induzida pela compactação na deformabilidade dum saibro granítico. Congresso Nacional de Geotecnia, 10, Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia,. vol. 2. p. 563-572. 2006