

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Solos Artificialmente Cimentados em Célula Cúbica: Isotropia a Pequenas Deformações e na Ruptura.**

CARINA SILVANI

Porto Alegre  
2017

CARINA SILVANI

**Soloss Artificialmente Cimentados em Célula Cúbica:  
Isotropia a Pequenas Deformações e na Ruptura**

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre  
2017

---

---

**CARINA SILVANI**

**SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS EM CÉLULA  
CÚBICA: ISOTROPIA A PEQUENAS DEFORMAÇÕES E NA  
RUPTURA**

Porto Alegre, 17 de Janeiro de 2017.

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Ph.D. pela Concordia University, Canadá  
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Fernando Schnaid**  
Ph.D. em Ciência de Engenharia pela University of Oxford.

**Prof. Lucas Festugato**  
D.Sc. pelo PPGEC-UFRGS

**Prof. Antônio Thomé**  
D.Sc. pelo PPGEC-UFRGS

**Prof. Pedro Domingos Marques Prietto**  
D.Sc. pelo PPGEC-UFRGS

Dedico este trabalho a namorado Marcos e a minha mãe que foram meu porto seguro e meu apoio durante todo o doutorado.

## **AGRADECIMENTOS**

Desejo expressar os meus agradecimentos as seguintes pessoas e instituições. Primeiramente . ao meu namorado Marcos, por nunca me deixar desistir e por sempre estar do meu lado nas horas boas e ruins da minha vida. A minha mãe que sempre encondeu sua dor com minha partida, pois sabia que eu estava buscando os meus sonhos. **EU AMO VOCÊS!!!!**

Ao meu orientador Nilo Cesar Consoli pela confiança que depositou em mim, dedicação, amizade e empenho com que me orientou além do exemplo de caráter e profissionalismo. Sem contar as vezes que acabou agindo como psiquiatra!!!! Aos professores Antônio Thomé, Pedro Prietto, Lucas Festugato e Adriana Silveira pelo interesse, incentivo, amizade e conhecimentos transmitidos.

Ao professor Lucas, eu nunca serei capaz de agradecer o suficiente. Sua amizade foi excensial para mim continuar no caminho do doutorado. **VAI TER CHURRASCO!!!!**

A todos os meus queridos colegas do LEGG/ENVIRONGEO. Muito obrigado pela troca de ideias, (relacionadas ou não com a pesquisa), pela ajuda na realização dos ensaios e pelas dicas de como executá-los com mais precisão, pelas risadas e pela amizade. Obrigado por nos dias mais triste me fazerem ver que havia esperança, mesmo tendo que refazer uma batelada de ensaios. **OBRIGADO FAMÍLIA LEGG!!!!**

Em especial, agradeço aos bolsistas Guilherme Masuero, Eduardo Braun, Giovanna Danieli, Estefano Menger, Clara Cordeiro Carvalho por me ajudarem a executar os corpos de prova e por me fazerem rir! **SEM VOCÊS EU NÃO TERIA TERMINADO OS ENSAIOS!!!**

I would like to thanks Dr Erdin Ibraim for the oportunit to work in your lab, in the university of Bristol. I learned a lot with you. Now I see geomechanics in a diferent way. Sorry I was grumpy a lot, I was alone in a diferent country working with a difficult machine. **THE LAMB IS WAITING FOR YOU!!!**

My Bristol friends I would not had survived without you and I learnd a lot abot about diferents cultures with you guys. Irina Lazar really thanks, you made me feel welcome! Luana Maciel and Eduardo Krúpa thank you for saving me of myself.. **CHURRASCO IS WAITING FOR YOU!!!**

À colega Mosara Benetti pela ajuda no controle da temperatura do tanque, sem contar no controle dos meus nervos!!!

Aos colegas de mestrado e doutorado pelo apoio, a amizade e por compartilhar minhas aflições se não pessoalmente, via internet.

Aos funcionários da Escola de Engenharia da UFRGS pelo apoio nas atividades realizadas, em especial a João Diniz pela colaboração nas coletas de amostras e ensaios de laboratório e às funcionárias da secretaria do PPGEC.

Ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS pela oportunidade de realizar este curso de Doutorado.

À Companhia Tractebel Energia SUEZ pela disponibilização da cinza volante da Usina Termelétrica de Charqueadas. A CAPES e CNPq pelo auxílio proporcionado com a bolsa de estudos que possibilitou minha total dedicação aos estudos e ao desenvolvimento desta pesquisa.

“Sonhar pequeno dá o mesmo trabalho que sonhar  
grande.”

*Jorge Paulo Lemann*

## RESUMO

SILVANI, C. **Solos Artificialmente Cimentados em Célula Cúbica: Isotropia a Pequenas Deformações e na Ruptura**. 2017. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O solo é base de praticamente todas as obras de Engenharia Civil e em algumas situações este não apresenta condições de suportar o carregamento imposto. Tal problema pode ser solucionado com técnicas de estabilização. A estabilização com cal é uma técnica clássica, porém não apresenta um método racional de dosagem e uma superfície de falha tridimensional conhecida. Entretanto este quadro vem alterando-se por meio de pesquisas que buscam utilizar o coeficiente porosidade/teor volumétrico de cal para dosar solo-cal. Assim, esta pesquisa tem como objetivo avaliar a influencia do coeficiente  $\eta/(L_{iv})$  na variação de resistência à tração na compressão diametral de misturas solo- cinza volante-cal para diferentes temperaturas e diferentes tempos de cura. Busca-se obter, também, a envoltória de ruptura tridimensional deste material. Para isso foram realizados ensaios de tração por compressão diametral em corpos de prova da mistura areia de Osório e cinza volante com 3, 5 e 7 % de cal (em peso), com peso específico aparente seco de 14, 15 e 16 kN/m<sup>2</sup>, curados a 20, 27, 35, 50, 65,80 e 90°C por 1, 3 e 7 dias. Ensaios em Triaxial Verdadeiro e de ondas ultrassônicas foram executadas em amostras com 3 dias de cura a 35°, 3% de cal, peso específico seco de 14kN/m<sup>3</sup> e  $\alpha$  variando de 0 até 180°. A relação porosidade/teor volumétrico de cal ajustado por um coeficiente  $[\eta/(L_{iv})^{0,3}]$  mostrou-se adequada na previsão da resistência à tração para todas as temperaturas e tempos de cura estudados. O uso deste coeficiente permitiu a obtenção de curvas que permitem o cálculo da temperatura máxima que influência na resistência da mistura estudada para cada tempo de tempo. Este coeficiente também permitiu a obtenção de uma equação capaz de determinar a resistência máxima que pode ser obtida em cada tempo de cura independente da temperatura de cura. A envoltória de ruptura encontrada tem formato não circular, logo a resistência do material é dependente do caminho de tensões. A isotropia do material foi confirmada através da comparação entre caminhos de tensão iguais, porém executados em diferentes direções e através da comparação entre o Módulo Oedométrico há pequenas deformações ( $M_0$ ) e o Módulo de Cisalhamento há pequenas deformações ( $G_0$ ) das direções x, y e z da amostra.

Palavras-chave: relação porosidade /teor volumétrico de cal, temperatura, tempo de cura, envoltória de ruptura tridimensional, isotropia, ondas ultrassônicas.

## ABSTRACT



SILVANI, C. **Artificially Cemented Soil Tested in a Cubical Cell : Isotropy at Small Strains and at Failure.** 2017. Thesis – Department of Civil Engineering, UFRGS, PortoAlegre.

Soil is the base of most civil engineering constructions, and when it cannot support the construction loads, such problem can be solved through the use of soil stabilization technique. Lime stabilization is a classical technique, but does not present a rational dosage method and a known three-dimensional failure envelope. This situation has been changed with researches using the porosity/lime ratio to dose soil-lime. Thereby this research aims to evaluate the influence of the quotient  $\eta/(L_{iv})$  in the assessment of splitting tensile at different temperatures and time of curing and find. It was also looked for the three dimensional rupture envelope of this material. For this research splitting tensile tests were carried out with lime contents varying from 3% to 7%, dry unit weight ranging from 14kN/m<sup>3</sup> to 16kN/m<sup>3</sup>, time curing varying from 1 to 7 days and curing time varying from 20° to 90°. True Triaxial tests and ultrasonic waves tests were carried out with samples with 3% of lime content, 14kN/m<sup>3</sup> of dry weight, 3 days of curing at 35° and  $\alpha$  (angle between  $\sigma_z$  and the consider stress path) in ranging from 0° to 180°. The porosity/lime ratio, defined as the ratio of the compacted mixture porosity and the lime volumetric content, adjusted by an exponent, proves to be an appropriate parameter to estimate the splitting tensile strength of the soil-fly ash-lime studied in all time and temperature studied. The use of this coefficient allowed obtaining curves that allow the calculation of the maximum temperature that influences the resistance of the studied mixture for each time period. This coefficient also allowed obtaining an equation capable of determining the maximum resistance that can be reached in each curing time independent of curing temperature. The failure envelope found has a non-circular shape, so the strength of the material is dependent on the stress path. The isotropy of the material was confirmed by comparing equal stress paths, but executed in different directions and by comparing the Oedometric Modulus in small strains ( $M_0$ ) and Shear Modulus in small strains ( $G_0$ ) of the x, y, and z directions the sample.

Key-words: Porosity/lime ratio; Temperature, three-dimensional failure envelope, isotropy, ultrasonic waves.

## Sumário

1. INTRODUÇÃO .....	20
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	20
1.1. OBJETIVOS .....	21
1.2. Objetivo Geral.....	21
1.2.1. Objetivos Específicos.....	21
1.2.2. Organização da Tese .....	21
2. REVISÃO DA LITERATURA .....	23
2.1. ESTABILIZAÇÃO COM CAL .....	23
2.2. ALTERAÇÕES DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS COM A ADIÇÃO DE CAL .....	27
2.2.1. Granulometria .....	27
Tabela 1: Porcentagem de solo retido para um solo mole .....	27
2.2.2 Limites de Atterberg .....	28
2.2.3 Características de Compactação .....	28
2.2.4 Resistência a Compressão .....	28
2.2.5 Resistência a Tração .....	29
2.2.6 Resistência ao Cisalhamento .....	33
Tabela 2- Valores de coesão e ângulo de atrito para solos estabilizados com cal. ....	33
2.3. DOSAGEM DA QUANTIDADE DE CAL POR MÉTODOS CLÁSSICOS .....	34
2.4. VARIÁVEIS DETERMINANTES DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CINZA-CAL .....	36
2.4.1 Efeito da Cal .....	36
2.4.2 Efeito da Cinza .....	37
2.4.3 Efeito do peso específico seco da compactação .....	37
2.4.4 Efeito do tempo de cura.....	38
2.4.5 Efeito da temperatura de cura .....	47
2.4.6 Efeito da relação entre porosidade e teor volumétrico de cal .....	52
2.5. MEDIDAS DE RIGIDEZ .....	57
2.5.1 Método Pulse Velocity .....	58
2.5.2 Ultrasonic Pulse Velocity.....	59
2.5.2.1 Distância de percurso (d).....	60
2.5.2.2 Velocidade de Propagação.....	60
2.6. ENSAIO TRIAXIAL VERDADEIRO .....	61
2.6.1 Triaxial Verdadeiro com Tensão Controlada e Parede Flexível .....	62
2.6.2 Triaxial Verdadeiro com Deformação Controlada e Parede Rígida .....	63
2.6.3 Triaxial Verdadeiro Parede Mista.....	64
2.7. RESULTADOS DE ENSAIOS EM TRIAXIAL VERDADEIRO PARA SOLO COM CIMENTAÇÃO .....	64
2.8. CRITÉRIOS DE RUPTURA PARA MATERIAIS FRICCIONAIS .....	67
2.9.1 Representação das tensões e deformações no plano Tridimensional.....	67
2.9.2 Descrição das Superfícies de falha .....	68

2.9.2.1 Critério de Ruptura de Mohr-Coulamb.....	68
2.9.2.2 Critério de Ruptura de Drucker-Prager.....	69
2.9.2.3 Critério de Ruptura de Willam-Warnke (com 3 Parâmetros) .....	70
2.9.2.4 Critério de Ruptura de Willam-Warnke (com 5 Parâmetros) .....	73
Tabela 4- Estado de tensões dos ensaios de compressão axial, tração direta e compressão biaxial. ....	74
2.9.2.5. O critério ruptura de Lade-Kim .....	75
2.9.2.6 Método de Gao e Zhao para Inserir Anisotropia em Critérios de Ruptura Isotrópicos.....	76
3. MATERIAIS E MÉTODOS .....	79
3.1. PROGRAMA DE PESQUISA.....	79
3.2. MATERIAIS.....	81
3.2.1 Cal .....	81
3.2.2 Solo.....	82
3.2.3 Cinza Volante .....	83
3.2.4 Água .....	85
3.3. PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	85
3.3.1 Amostragem do Solo .....	85
3.3.2 Determinação do Teor Mínimo de Cal .....	86
3.3.3 Ensaio de Compactação.....	87
3.3.4 Definição das Variáveis.....	87
3.3.5 Preparação das Misturas e Moldagem dos Corpos-de-Prova para Ensaio de Tração na Compressão Diametral. ....	91
3.3.6 Preparação das Misturas e Moldagem dos Corpos-de-Prova para Ensaio Triaxial Verdadeiro e Pulse Wave Velocity .....	93
3.3.7 Preparação das Misturas e Moldagem dos Corpos-de-Prova para Ensaio Triaxial .....	94
3.3.8 Cura .....	95
3.3.9 Resistência a Tração na Compressão Diametral.....	95
3.3.10 Ensaio de Ultrassônico para Avaliação da Isotropia Inicial .....	97
3.3.11 Ensaio Triaxial Verdadeiro.....	100
3.3.12 Ensaio Triaxial.....	112
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	114
4.1. ENSAIOS DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL .....	114
4.1.1 Efeito do Teor de cal .....	114
4.1.2 Efeito da Porosidade.....	123
4.1.3 Efeito da Relação Porosidade/Teor Volumétrico de Cal .....	132
4.1.4 Efeito da Temperatura de Cura.....	150
4.1.5 Efeito do Tempo de Cura.....	155
4.2. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	160
Tabela 15- Ensaio triaxiais realizados .....	161
4.3. ENSAIO TRIAXIAL VERDADEIRO .....	162
4.3.1 Isotrópico até 140kPa .....	162
4.3.2 Cisalhamento no Plano Octaédrico.....	163
4.3.3. Quebra da Cimentação.....	167
4.3.4. Envoltória de Ruptura no Plano Octaédrico .....	167

Tabela 17- Ensaios realizados e parâmetros do critério. ....	169
4.3.5. Envoltória de Ruptura no Plano Triaxial .....	172
4.3.6 Dependência do caminho de tensões .....	173
4.3.7 Isotropia da Mistura Areia- Cinza Volante- Cal .....	176
4.4. Avaliação da Isotropia da Mistura Através de Ensaio Ultrassônico. ....	179
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	182
5.1. CONCLUSÕES .....	182
5.2. Sugestões para Trabalhos Futuro: .....	183
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	184
APÊNDICE A – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 20°C .....	1
APÊNDICES B – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 35°C .....	3
APÊNDICES C – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 50°C .....	7
APÊNDICES D – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 65°C .....	11
APÊNDICES E – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 80°C .....	14
APÊNDICES F – EXECUÇÃO DO ENSAIO TRIAXIAL VERDADEIRO .....	17
APÊNDICES G – RUPTURA DAS AMOSTRAS DO TRIAXIAL VERDADEIRO .....	21

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Mecanismo de flocculação do solo devido a troca catiônica .....	24
Figura 2- Mecanismos da estabilização solo-cal. ....	25
Figura 3- Efeito da quantidade de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias. ....	30
Figura 4-Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal das amostras curadas a 20°C.....	30
Figura 5- Variação da resistência à tração em relação à quantidade de cal das amostras com 20% de umidade. .	31
Figura 6- Variação da resistência à compressão tração por compressão diametral em relação à quantidade de cal das amostras curadas a 20°C.....	32
Figura 7-Variação da resistência a tração com o variação da porosidade. ....	32
Figura 8-Variação da resistência à compressão tração por compressão diametral em relação à porosidade das amostras curadas a 20°C .....	33
Figura 9-Comportamento tensão-deformação de um solo residual de arenito com adição de cal e cinz volante. (Tensão de confinamento de 20kPa) .....	35
Figura 10 – Efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão. ....	39
Figura 11-Cinza volante estabilizada com diferentes teores de cal. ....	40
Figura 12 Microscopia eletrônica de varedura de solo tratado com 10% de cal e curado a 75°C por (a) 1 dia, (b) 21 dias, (c) 35 dias e (d) 84 dias. ....	42
Figura 13- Microscopia de transmissão de elétrons mostrando os geis de silicato em uma amostra curada por 1 ano a 75°C. ....	42
Figura 14- Avaliação do aumento da resistência à tração na compressão diametral com tempo de cura.....	43
Figura 15- Consumo de cal em diferentes tempos de cura para a mistura argila cal. ....	43
Figura 16-Difratograma de Raios X da mistura contendo 20% de cal curada a 20°C. ....	44
Figura 17 - Resistência a Compressão Simples da mistura argila e cal curada a 20°C.....	44
Figura 18- Variação da resistência à compressão simples ajustada com a tempo de cura.....	45
Figura 19-Variação da resistência à compressão simples ajustada com a tempo de cura para corpos de prova curados há 80°C.....	45
Figura 20-Resistência à compressão simples de cinza volante estabilizada com: 20% de cal (a e b), 30% de cal (c e d) e 40% de cal (e e f). As figuras a,c e d foram compactadas com uma energia de 50MPa e as figuras b, d e f foram compactadas com 150 Mpa.....	46
Figura 21- Resistência a Compressão simples de um solo argiloso de baixa plasticidade tratado com 3% de cal (ICL) e diferentes teores de gesso .....	46
Figura 22- Resistência a Compressão Simples para diferentes misturas de resíduo de rolagem de pedras preciosas, solo com características lateríticas e 8% de cal para diferentes temperaturas. ....	48
Figura 23- Relação entre os dias de cura e a porcentagem de cal utilizada. ....	48
Figura 24- Resistência da compressão da mistura argila-cal curadas há diferentes temperaturas. ....	49
Figura 25-Difratograma de Raios X da mistura contendo 20% de cal curada a 50°C. ....	50
Figura 26-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta / (L_{iv})^{0.3}$ . ....	51
Figura 27- Mudança na resistência à compressão diametral pela variação da relação $\eta / (L_{iv})^{0.3}$ . ....	51
Figura 28-Variação da resistência à compressão simples com a variação da temperatura para vários tempos de cura. ....	52
Figura 29– Fator vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 28 dias de cura. ....	54
Figura 30– Fator vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 90 dias de cura.....	55
Figura 31- Fator vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para as amostras com 25% de cinza volante ensaiadas com 28 dias de cura.....	56
Figura 32 Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação .....	56
Figura 33: Curva de degradação da rigidez com o nível de deformação .....	58
Figura 34-Distância percorrida pela onda no corpo-de-prova. ....	60
Figura 35- Pontos da onda de saída .....	61
Figura 36- Componentes o Triaxial Verdadeiro de Tensão Controlada e parede flexível. ....	63
Figura 37- Arranjo das placas que aplicam a deformação no Triaxial Verdadeiro de parede Rígida. ....	63
Figura 38- Triaxial Verdadeiro de Parede mista de Lade (1973) .....	64
Figura 39-Compressão Hidrostática de areia- cimento.....	65
Figura 40-Resultados dos testes com b=1 para areia artificialmente cimentada. ....	66
Figura 41-Superfície de ruptura no plano triaxial.....	66

Figura 42-Superfície de ruptura no plano 3D da areia artificialmente cimentada. ....	67
Figura 43-Representação das tensoes principais no plano octahedrico. ....	68
Figura 44-Critério de escoamento de Mohr-Coulomb: a) no plano ( $\sigma, \tau$ ); b) em plano. ....	69
Figura 45-Critério de escoamento de Mohr-Coulomb e Drucker- Prager em plano.....	70
Figura 46-Envoltoria de Ruptura de Willam-Warnke no plano octaédrico. ....	71
Figura 47-Localização do vértice e dos pontos de resistência à tração e compressão na envoltória de Willam-Warnke. ....	73
Figura 48- Superfície de ruptura de William-Warkle com 5 parâmetros.....	75
Figura 49-Comportamento do critério de ruptura de Lade e Kim (a) no plano biaxial e (b) no plano triaxial. ....	76
Figura 50-Critério de ruptura de Kim e Lade original comparado com a versão corrigida para materiais anisotropicos proposta por Gao e Zhao para um granito totalmente decomposto de Hong Kong.....	78
Figura 51- Fluxograma da Pesquisa. ....	80
Figura 52 - Curva granulométrica da areia de Osório. ....	83
Figura 53- (a)Usina Termoelétrica de Charqueadas RS (b) Aspecto da cinza volante.....	84
Figura 54- Curva Granulométrica da Cinza Volante. ....	85
Figura 55- Determinação do teor mínimo de cal. ....	87
Figura 56-Curva de Compactação da Mistura. ....	88
Figura 57-Pesos Específicos investigados. ....	89
Figura 58-Trajatórias de tensão estudadas.....	90
Figura 59- Corpo de prova moldado.....	92
Figura 60- Molde cúbico. (a) Perfil do molde. (b) Vista do molde .....	93
Figura 61-Corpo-de-prova Cúbico .....	94
Figura 62- Corpo-de-prova do ensaio triaxial. ....	95
Figura 63- Sistema de cura: (a) Disposição da resistência e termostato, (b) Corpos de prova cilíndricos durante a cura, (c) sistema de cura dos corpos-de- prova cúbico. ....	95
Figura 64- Ruptura típica do ensaio de tração na compressão diametral.....	96
Figura 65-Ensaio de Tração na Compressão Diametral. ....	97
Figura 66-Transdutor do Pundit Lab Plus .....	98
Figura 67- Comportamento da velocidade da onda e o do módulo de Young da pasta de cimento segundo varias técnicas. ....	99
Figura 68-Armação de aço da CCA. ....	101
Figura 69-Esquema da armação e das paredes rígidas e flexiveis do CCA. ....	102
Figura 70-(a) Parede flexível de boracha-(b) Parede flexível instalda na armação do CCA. ....	102
Figura 71-Parede utilizada para selar a almofada de ar com detalhes da instrumentação do equipamento.....	103
Figura 72-Rotulagem das faces da CCA .....	103
Figura 73- Painel de controle. ....	104
Figura 74- (a) Suporte para o micrometro utilizado para calibrar para os LVDTs, (b) e (c) execução da calibração dos LVDTs na placa Z1.....	106
Figura 75-(a) Modelo em papel da amostra com posicionamento dos LVDTs, (b) Isometrico da amostra com posicionamento do LVDTs, (c) Projção em planta do posicionamento de todos os LVDTs.....	107
Figura 76-Equipamento utilizado para calibrar os transdutores de pressão.....	108
Figura 77- Relação tensão por deformação axial, deformação volumétrica por deformação axial e variação da popopressão com deformação axial.....	109
Figura 78- Curva de tensão por tempo. ....	110
Figura 79- Localização dos pontos de leitura das deformações na face Y2. ....	110
Figura 80- Amostra acondicionada na membrana de látex.....	112
Figura 81- Equipamento Triaxial .....	113
Figura 82-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 20°C por 1 dia...	115
Figura 83-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 20°C por 3 dias.	116
Figura 84-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 20°C por 7 dias.	116
Figura 85-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 35°C por 1 dia...	117
Figura 86- Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 35°C por 3 dias.	117
Figura 87-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 35°C por 7 dias.	118
Figura 88-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 50°C por 1 dia...	118
Figura 89-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 50°C por 3 dias.	119
Figura 90-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 50°C por 7 dias.	119
Figura 91-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 65°C por 3 dias.	120
Figura 92-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 65°C por 7 dias.	120
Figura 93-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 80°C por 1 dia...	121

Figura 94-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 80°C por 3 dias.	121
Figura 95-Variação da resistência a tração por compressão diametral com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 90°C por 1 dias.	122
Figura 96-Variação da resistência a tração por compressão diametral com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 90°C por 3dias.	122
Figura 97- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 20°C por 1 dia.	125
Figura 98-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 20°C por 3 dias.	125
Figura 99-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 20°C por 7 dias.	126
Figura 100-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 35°C por 1 dia.	126
Figura 101-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 35°C por 3 dias.	127
Figura 102-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 35°C por 7 dias.	127
Figura 103-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 50°C por 1 dia.	128
Figura 104-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 50°C por 3 dias.	128
Figura 105-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 50°C por 7 dias.	129
Figura 106-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 65°C por 3 dias.	129
Figura 107- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 65°C por 7 dias.	130
Figura 108-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 80°C por 1 dia.	130
Figura 109-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 80°C por 3 dias.	131
Figura 110- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 90°C por 1 dia.	131
Figura 111- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 90°C por 3 dias.	132
Figura 112- Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 20°C por 1 dia.	134
Figura 113-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 20°C por 3 dias.	134
Figura 114-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 20°C por 7 dias.	135
Figura 115-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 35°C por 1 dia.	135
Figura 116-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 35°C por 3 dias.	136
Figura 117-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 35°C por 7 dias.	136
Figura 118-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 50°C por 1 dia.	137
Figura 119-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 50°C por 3 dias.	137
Figura 120-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 50°C por 7 dias.	138
Figura 121- Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 65°C por 3 dias.	138
Figura 122 - Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 65°C por 7 dias.	139
Figura 123- Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 80°C por 1 dia.	139

Figura 124- Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 80°C por 3 dias.....	140
Figura 125-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 90°C por 1 dias.....	140
Figura 126-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal $\eta/L_{iv}$ para as amostras curadas a 90°C por 3 dias.....	141
Figura 127-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 20°C por 1 dia. ....	141
Figura 128-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 20°C por 3 dias.....	142
Figura 129 - Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 20°C por 7 dias. ....	142
Figura 130-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 35°C por 1 dia. ....	143
Figura 131-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 35°C por 3 dias.....	143
Figura 132-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 35°C por 7 dias.....	144
Figura 133-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 50°C por 1 dia. ....	144
Figura 134-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 50°C por 3 dias.....	145
Figura 135-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 50°C por 7 dias.....	145
Figura 136- Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 65°C por 3 dias.....	146
Figura 137-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 65°C por 7 dias.....	146
Figura 138- Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 80°C por 1 dia. ....	147
Figura 139- Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 80°C por 3 dias.....	147
Figura 140-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 90°C por 1 dia. ....	148
Figura 141-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados a 90°C por 3 dias.....	148
Figura 142-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para as amostras curadas por 7 dias em todas as temperaturas de 20, 35,50 e 65°C.....	151
Figura 143- Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados por 3 dias nas temperaturas de 20, 35,50, 65, 80 e 90°C.....	152
Figura 144- Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para os corpos-de-prova curados por 1 dia nas temperaturas de 20, 35, 50,80 e 90°C.....	152
Figura 145- Variação da resistência à tração por compressão diametral ajustada com a temperatura para vários dias de cura.....	153
Figura 146 -da resistência à tração por compressão diametral ajustada com o tempo de cura para várias temperaturas de cura.....	154
Figura 147- Relação entre a temperatura de estabilização do crescimento da resistência com o tempo de cura. ....	154
Figura 148 Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para as amostras curadas à 20°C por 1,3,7 e 28 dias.....	156
Figura 149-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para as amostras curadas à 35°C por 1,3,7 e 28 dias.....	157
Figura 150-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para as amostras curadas à 50°C por 1,3,7 e 28 dias.....	157
Figura 151 Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para as amostras curadas à 60°C por 3 e 7 dias.....	158
Figura 152 Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta/ (L_{iv})^{0,3}$ para as amostras curadas à 80°C por 1 e 3 dias.....	158



Figura 153-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação $\eta / (L_{iv})^{0,3}$ para as amostras curadas à 90°C por 1 e 3 dias.....	159
Figura 154- Variação da resistência à tração por compressão diametral ajustada com o tempo de cura para varias temperaturas. ....	159
Figura 155- Deformação volumétrica pela deformação axial na consolidação isotrópica até 140 kPa. ....	162
Figura 156- Para a amostra rompida com $\alpha=0^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais. ....	163
Figura 157- Para a amostra rompida com $\alpha=30^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais. ....	164
Figura 158- Para a amostra rompida com $\alpha=60^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais. ....	164
Figura 159- Para a amostra rompida com $\alpha=90^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais. ....	165
Figura 160-Para a amostra rompida com $\alpha=120^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.....	166
Figura 161- Para a amostra rompida com $\alpha=150^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.....	166
Figura 162-Para a amostra rompida com $\alpha=180^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.....	167
Figura 163-Deformações principais pela tensão cisalhante octaédrica na fase de cisalhamento de uma amostra consolidada até 700 kPa e depois cisalhada com $\alpha=180$ .....	167
Figura 164- Envoltória de Ruptura no plano $\sigma_{oct}=1$ normalizado para a mistura areia-cinza volante-cal. ....	168
Figura 165- (a) Obtenção de m; (b) obtenção de $\eta_1$ .....	170
Figura 166- (a) Obtenção de m; (b) obtenção de $\eta_1$ .....	171
Figura 167- Dados da ruptura dos ensaios de triaxial verdadeiro juntamente com a representação do critério de falha de Mohr- Coulamb, Willam-Warnke (3 Parâmetros), Willam-Warnke (5 Parâmetros), Lade e Kim, Lade e Kim (Gao e Zhao) plano desviatório, em termos das componentes ortogonais da tensão desviadora. ....	172
Figura 168-Envoltoria de Ruptura no Plano Triaxial para a mistura areia- cinza volante-cal. ....	174
Figura 169- Comparação entre a superfície de ruptura no plano triaxial encontrado com o resultado do critério de falha de Kim e Lade. ....	174
Figura 170- Superfície de falha no plano $I_1/\sigma_{oct} - 1,41J_{2d}/\sigma_{oct}$ para a mistura areia- cinza volante-cal. ....	175
Figura 171- Dados da ruptura dos ensaios de triaxial verdadeiro juntamente com a representação do critério de falha de Druker- Prager. ....	175
Figura 172- Deformação volumétrica pela tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão norma octaédrica das amostras com $\alpha=0^\circ$ e $\alpha=120^\circ$ (b=0). ....	177
Figura 173 Deformação volumétrica pela tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão norma octaédrica das amostras com $\alpha=60^\circ$ e $180^\circ$ (b=1). ....	177
Figura 174 Deformação volumétrica pela tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica das amostras com $\alpha=30^\circ, 90^\circ$ e $120^\circ$ (b=0,5). ....	178
Figura 175- Variação no nível $\tau_{oct}/\sigma_{oct}$ de ruptura com a variação de $\alpha$ e b. ....	178
Figura 176-Razão entre $M_0$ das faces x e y de amostras com 16 kN/m <sup>3</sup> e 14 kN/m <sup>3</sup> em diferentes tempos de cura. ....	180
Figura 177- Razão entre $G_0$ das faces x e y de amostras com 16 kN/m <sup>3</sup> e 14 kN/m <sup>3</sup> em diferentes tempos de cura. ....	180
Figura 178- Razão entre $M_0$ das faces x e z de amostras com 16 kN/m <sup>3</sup> e 14 kN/m <sup>3</sup> em diferentes tempos de cura. ....	181
Figura 179- Razão entre $G_0$ das faces x e z de amostras com 16 kN/m <sup>3</sup> e 14 kN/m <sup>3</sup> em diferentes tempos de cura. ....	181
Figura 180-(a) Painel de controle manual e estrutura de suporte do CCA.(b)Paredes rígidas do CCA.(c) Almofadas rígidas. ( utilizadas para evitar translação da amostra).(d) Estrutura com CCA com barras usadas de apoia para a colocação das paredes rígidas.(e) Rotação por meio de polias da estrutura do CCA para colocação do fundo e topo.(f) Colocação das almofadas de ar e parede rígida no topo da estrutura do CCA.(g) Estrutura montado com o topo e base na posição correta.(h) CCA montado. (g) Visão geral do equipamto. ....	20

## LISTA DE TABELA

Tabela 1: Porcentagem de solo retido para um solo mole .....	27
Tabela 2- Valores de coesão e ângulo de atrito para solos estabilizados com cal. ....	33
Tabela 3- Valores das resistências normalizadas para os ensaios de compressão simples, tração direta e compressão biaxial. ....	72
Tabela 4- Estado de tensões dos ensaios de compressão axial, tração direta e compressão biaxial. ....	74
Tabela 5- Propriedades da cal.....	81
Tabela 6: Índices físicos da areia de Osório. ....	83
Tabela 7- Granulometria da Cinza Volante .....	85
Tabela 8- Variáveis Investigadas no Programa Experimental .....	89
Tabela 9- Variáveis Fixadas no Programa Experimental .....	90
Tabela 10: Variáveis de Ruído no Programa Experimental: .....	91
Tabela 11- Características das amostras do CCA.....	104
Tabela 12- Coeficientes de calibração do LVDTs.....	105
Tabela 13- Coeficientes de calibração dos transdutores de pressão. ....	108
Tabela 14- Equações de correção para as deformações das almofadas de ar e da membrana de látex. ....	110
Tabela 15- Ensaios triaxiais realizados .....	161
Tabela 16- Parâmetros do critério de Mohr-Coulomb .....	169
Tabela 17- Ensaios realizados e parâmetros do critério. ....	169
Tabela 18- Parâmetros do critério. ....	170
Tabela 19- Parâmetros do critério de Lade e Kim. ....	171
Tabela 20- Parâmetros do modelo de Kim e Lade (Gao e Zhao) .....	172
Tabela 21- Parâmetros do critério de Druker-Prager.....	175

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIMBOLOS E SIGLAS

- ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ASTM: American Society for Testing and Materials
- $L_{iv}$ : teor de volumétrico de cal, expresso em porcentagem do volume total
- CCA: Cubical Cell Aparatus (Triaxial Verdadeiro)
- $C_u$ : coeficiente de uniformidade
- $D_{10}$ : diâmetro efetivo
- $e$ : base do logaritmo neperiano (2,7183)
- $e$ : índice de vazios
- ENVIRONGEO: Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental
- LEGG: Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
- LL: limite de liquidez
- LP: limite de plasticidade
- NBR: Norma Brasileira
- PCA: Portland Cement Association
- $q_u$ : resistência à compressão simples
- $q_t$ : resistência a tração na compressão diametral
- $S$  : grau de saturação de moldagem.
- $S_f$ : grau de saturação após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.
- TRB: Transportation Research Board
- UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul
- $\gamma_d$ : massa específica aparente seca
- $\eta$ : porosidade
- $\omega$ : teor de umidade
- $\omega_f$  : teor de umidade após a imersão do corpo-de-prova por 24 horas.
- $R^2$ : coeficiente de determinação
- $\phi'$ : ângulo de atrito efetivo
- L: teor de cal
- $\eta/L_{iv}$  :coeficiente porosidade/teor volumétrico de cal
- T: Temperatura

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As obras de engenharia em sua quase totalidade são sustentadas pelo solo, porém este, em alguns casos, não apresenta as características necessárias para resistir ao carregamento com deformações compatíveis com a estrutura. Uma metodologia utilizada para a melhorar as características do solo é a adição de um agente cimentante: cal ou cimento.

A cal é utilizada no melhoramento de solos desde a antiguidade, há exemplos encontrados ao sul da Itália, na Via Ápia, entre a Posta Capena-Capua-Brindisi, construída no ano 312 a.C. A cal interage com as partículas de argila, promovendo uma série de transformações de natureza físico-química que resultam em maior estabilidade, face à ação da água, e maior capacidade de suporte. Devido à natureza endotérmica das reações quanto maior a temperatura do meio mais rapidamente a melhoria das propriedades do solo ocorre.

Solos que não apresentam fração argilosa, ou que a possuem em quantidade baixa, não apresentam melhoras significativas com adição de cal. Nestes solos a cal deve ser utilizada em associação com adições reativas (argilas, cinza volante, pó de pedra) para que sejam conseguidas as melhoras esperadas. O uso de cinza volante, material muito reativo, favorece o ganho de resistência e ainda incorpora a variável sustentável, por se tratar-se de um resíduo.

Apesar do amplo uso da estabilização com cal pouco é conhecido sobre técnicas de dosagem racionais e sobre seu comportamento sob carregamento tridimensional. Pesquisas recentes (LOPES JUNIOR, 2007; DALLA ROSA, 2009; LOPES JUNIOR, 2011, SILVANI, 2013, SALDANHA, 2014) preencheram parte do lapso de conhecimento sobre dosagem de solo cal. como razão das tensões Entretanto ainda há algumas duvidas com relação a influencia da temperatura e do tempo de cura que este trabalho visa sanar.

A modelagem numérica com este tipo de material também apresenta grandes lapsos de conhecimento. A modelagem de solos cimentados, devido à falta de dados específicos, é feita com base em modelos clássicos para materiais friccionais, que consideram o material isotrópico. Porém dados sobre o comportamento de materiais cimentados sob caminhos de tensão diferentes da compressão Triaxial são escasso e concentra-se em  $\alpha$  (ângulo entre  $\sigma_z$  e a

caminho de tensões seguido) variando de 0 a 60°, logo a isotropia do material não pode ser afirmada ( REDDY, 1994).

Assim, a presente pesquisa visa avaliar a isotropia de um solo cimentado, composto por areia-cinza volante –cal, através de ensaios de cisalhamento e ultra sônicos em célula cúbica, bem como examinar a influencia do tempo e da temperatura de cura na resistência do material estudado.

## 1.1. OBJETIVOS

### 1.2. Objetivo Geral

Avaliar a comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado quando submetido a pequenas deformações e na ruptura.

#### 1.2.1. Objetivos Específicos

- Avaliar a aplicabilidade da relação porosidade/ teor volumétrico de cal na previsão da resistência à tração de amostras curadas sob diferentes temperaturas e tempos de cura;
- Obter a superfície de ruptura do solo cimentado estudado no plano octaédrico;
- Examinar a isotropia do solo cimentado no momento da ruptura;
- Analisar a isotropia do solo cimentado submetida a pequenas deformações.

#### 1.2.2. Organização da Tese

A presente de tese está estruturado em 5 capítulos. O capítulo1, denominado introdução, apresenta à problemática e a justificativa para a realização da pesquisa, juntamente com os objetivos gerais e específicos.

O capítulo 2 constitui-se de uma revisão da literatura que aborda os princípios de estabilização solo cal, a influência da temperatura e do tempo de cura no ganho de resistência, os métodos de dosagem clássicos de solo-cal e os métodos baseados no coeficiente porosidade/teor volumétrico de cal para dimensionamento de misturas solo-cal à tração. Também são discutidos

resultados de materiais cimentados submetidos a carregamento tridimensional bem como os modelos clássicos utilizados na previsão do comportamento deste material.

O capítulo 3 contempla a caracterização dos materiais utilizados na pesquisa e a descrição detalhada dos procedimentos adotados.

O capítulo 4 apresenta os resultados do programa experimental bem como uma discussão dos mesmos e comparação com dados mostrados no capítulo 2.

Por fim, a tese é encerrada com o capítulo 5 onde são exibidas as conclusões, obtidas a partir da análise dos dados obtidos a partir do programa experimental e sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO DA LITERATURA

Estabilização de solos é a denominação normalmente utilizada para misturas de solo e aditivo que desenvolvem elevadas resistências (especialmente à tração) e que apresentam grande durabilidade. Já melhoramento de solos se refere àquelas misturas que, devido ao pequeno teor de estabilizante, não desenvolvem resistências elevadas, mas experimentam melhorias em outras propriedades, tais como plasticidade e potencial de expansão/contração.

### 2.1. ESTABILIZAÇÃO COM CAL

A cal tem pouco efeito em solos altamente orgânicos e também em solos com pouca ou nenhuma quantidade de argila. É mais eficiente em solos argilosos, podendo ser mais efetiva que o cimento em pedregulhos argilosos (INGLES; METCALF, 1972).

Segundo Daimond e Kinter (1972) alguns tipos de reações químicas ocorrem quando a cal é misturada com solos de granulometria fina. Estas reações podem ser classificadas em dois estágios relativamente bem definidos: um processo rápido (minutos a dias, podendo atingir meses), na qual há uma melhora na plasticidade do material, mas é desenvolvida pouca resistência permanente; e um processo lento (semanas a anos) de desenvolvimento de resistência, com a formação de produtos cimentantes.

As reações necessitam de e água para que tenham início. O primeiro evento é a dissociação da molécula de hidróxido de cálcio segundo as seguintes reações:



Após a dissipação da cal, o meio fica com uma grande quantidade  $\text{Ca}^{++}$  e  $\text{Ca(OH)}^+$  livre, o que desencadeia o processo de troca catiônica. A troca catiônica é a permutação dos cátions  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$  e  $\text{Mg}^{++}$  existentes na superfície das partículas, pelo  $\text{Ca}^{++}$  da cal. Segundo Grim (1953), assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns associados é dada pela seguinte série:  $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++}$ . Cátions da direita tendem a substituir cátions da esquerda e cátions monovalentes são geralmente substituídos por cátions multivalentes. A

adsorção de cátions adicionais resulta da aglomeração das partículas de argilas (floculação). O efeito dessas duas reações pode ser observado inclusive visualmente, pois solos argilosos tornam-se mais friáveis (HERRIN; MITCHELL, 1961). A Figura 1 ilustra o processo de floculação do solo, este processo ocorre rapidamente, porém somente melhora as características de trabalhabilidade do solo.

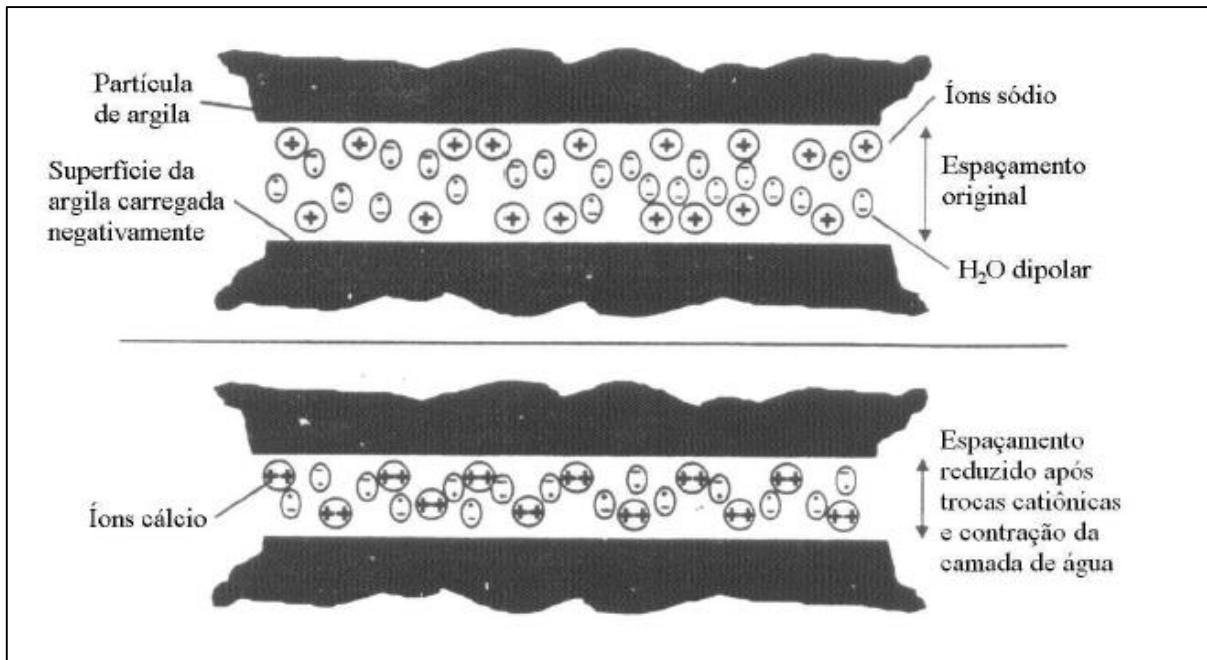


Figura 1- Mecanismo de floculação do solo devido a troca catiônica.

(Adaptado de: PRUSINSKI; BHATTACHARJ Arusinski (1999))

As reações capazes de aumentar a resistência são as que se processam lentamente e são denominadas reações pozolânicas. As reações pozolânicas ocorrem com materiais que contêm sílica e alumina e que, estando finamente divididos em presença de água, reagem com a cal. Para que ocorram as reações pozolânicas, é necessário que a sílica e a alumina sejam solubilizadas. Alexander et al. (1954 apud MALLMANN, 1996) realizaram estudos da solubilidade da sílica amorfa e verificaram que a mesma ocorre a valores de pH maiores que 11. Não só a sílica, mas também a alumina, tem sua solubilidade aumentada em valores altos de pH (TRB, 1987).

Inglês e Metcalf (1972) explicaram que os efeitos da estabilização dependem do ataque de um produto químico como a cal, junto a um argilo-mineral do solo para formar uma mistura cimentante. As reações pozolânicas, responsáveis pelo efetivo aumento de resistência da mistura, iniciam com o aumento do pH pela hidroxila disponibilizada pela cal, que permite a



dissolução da sílica e alumina do solo, criando géis de silicato. Ainda, afirmam que os géis de silicato resultantes da reação imediatamente cobrem e ligam as partículas de argila, bloqueando os vazios. Os géis são cristalizados lentamente e transformados em silicatos hidratados de cálcio bem definidos. Esta reação só ocorre em presença de água, que tem a função de carregar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila. Este mecanismo é mostrado na Figura 2.

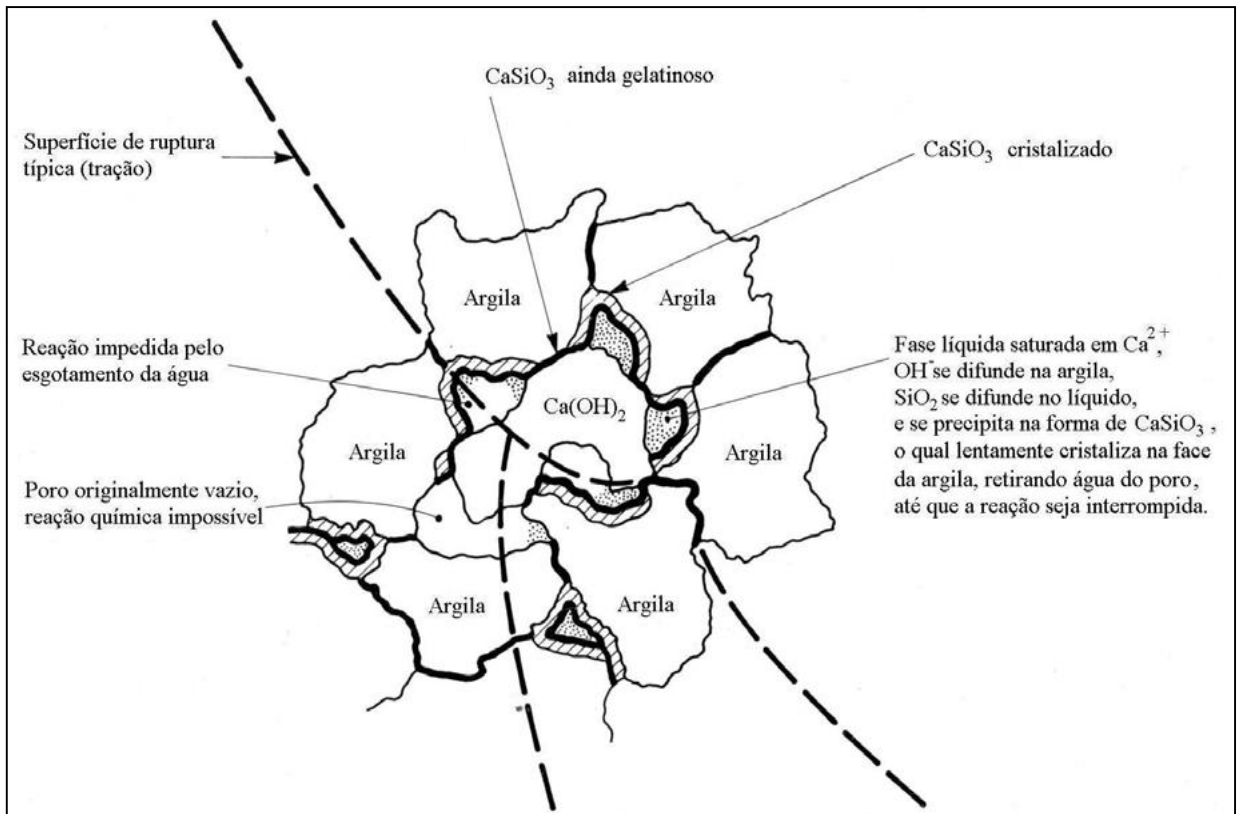
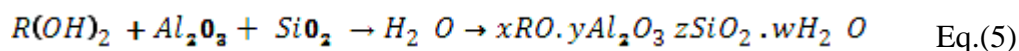
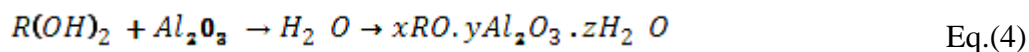
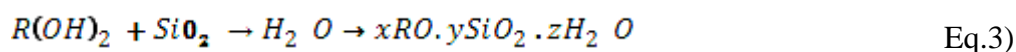
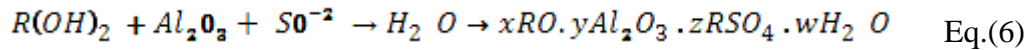


Figura 2- Mecanismos da estabilização solo-cal.

(Adaptado de: (INGLES;METCALF, 1972))

Alguns possíveis compostos oriundos das reações entre a cal e os componentes de natureza pozolânica das cinzas são apresentados por MINNICK (1967), conforme as expressões a seguir:





Onde: R representa os íons Ca<sup>++</sup> ou Mg<sup>++</sup>, ou ainda, uma combinação entre eles.

Obviamente, as reações descritas anteriormente estão resumidas. As reações químicas entre a cal e as cinzas volantes ou pesadas são muito complexas, não somente pelo número de reações possíveis, mas também porque há uma grande variedade de produtos nestas reações. Além disso, existem muitas reações que podem não ocorrer à temperatura ambiente (MATEOS, 1964) Minnick (1967) sugere que os principais compostos cimentantes formados em misturas contendo cal e cinza são, provavelmente, membros da família da tobermorita (silicato de cálcio hidratado) e, possivelmente, da etringita (sulfato de cálcio e alumínio hidratado), que é nocivo por ser potencialmente expansivo.

A cal, também, é capaz de reagir com dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) existente no ar. O dióxido de carbono reage com o hidróxido de cálcio [Ca (OH)<sub>2</sub>] da cal e forma o carbonato de cálcio (CaCO<sub>3</sub>). Estes carbonatos são cimentos fracos e detêm as reações pozolânicas, sendo, portanto, indesejáveis (HARTY; THOMPSON, 1973).

Uma forma de potencializar a estabilização com a cal, quando o solo não possui argila suficiente ou esta não é suficientemente reativa, é através da substituição do solo por materiais pozolânicos, como a cinza volante de carvão mineral e a cinza da casca de arroz, entre outros. De acordo com Pinto (1971 *apud* THOMÉ, 1994), o uso de cinza volante misturada com cal, para estabilização de solos arenosos iniciou na década de 40 nos Estados Unidos, onde parte de uma autoestrada de New Jersey foi executada com este tipo de mistura. Ainda o estudo de Dalla Rosa (2009), para um solo residual da formação arenito Botucatu, cinza volante e cal, encontrou ganho de resistência maior para solo-cinza-cal do que para solo-cal.

Behak (2007) estudou a adição de cal e cinza de casca de arroz em solo sedimentar arenoso e constatou a produção de um material significativamente mais resistente e durável e menos deformável que o solo natural.

Baseando-se nos dados encontrados na literatura e na análise da cinética das reações de ganho de resistência da cal, pode-se afirmar que melhores resultados serão obtidos quando aplica-se esta técnica a um solo rico em sílica e alumina em estado amorfo ou em misturas de solo com um material que possua os elementos acima citados.

## 2.2. ALTERAÇÕES DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS COM A ADIÇÃO DE CAL

As propriedades físicas de um solo são afetadas pelas reações químicas que ocorrem quando se adiciona cal ao mesmo. Em geral, os solos finos apresentam redução na plasticidade, melhoria na trabalhabilidade e maior estabilidade volumétrica quando são tratados com cal, porém nem todos os solos apresentam ganhos de resistência e de durabilidade. O tipo de solo, tipo de cal, a percentagem usada, tempo de cura e a temperatura de cura são algumas variáveis importantes que influem no comportamento dos solos tratados com cal. Serão resumidas, a seguir, algumas alterações das propriedades físicas do solo.

### 2.2.1. Granulometria

Devido ao fenômeno de floculação, que ocorre imediatamente após a adição da cal ao solo, um aumento do diâmetro dos aglomerados dos grãos do solo é esperado. Metcalf, 1960 *apud* Ingles e Metcalf, 1972 encontrou para um solo mole percentagem retidas maiores depois da adição de cal, que na caracterização do solo natural como pode ser observado na Tabela 1.

Tabela 1: Porcentagem de solo retido para um solo mole

Peneiras(mm)	Porcentagem de solo retido	
	Não tratado	Tratado com 5% de cal
50,8	80	83
25,4	40	50
12,7	17	28
6,35	7	19
3,17	4	15

(Adaptado de: (INGLES E METCALF,1972)

Os resultados de Argelim (2005), para um solo laterítico, mostram que a mesma tendência, pois mesmo com o uso de defloculante, a porcentagem passante em todas as peneiras das misturas solo-cal foi menor que a porcentagem passante do solo natural. Isso indica que o defloculante não é suficientemente capaz de separar todas as partículas da cal aderidas à superfície das partículas do solo.

### 2.2.2 Limites de Atterberg

Nos solos muito expansivos e de alta plasticidade, a cal diminui o limite de liquidez aumenta o limite de plasticidade, resultando em um decréscimo no índice de plasticidade. Solos de baixa plasticidade e pouco expansivos, apresentam um aumento no limite de liquidez e também acréscimos no limite de plasticidade quando misturados com cal. O limite de contração sempre aumenta com adição da cal aos solos (HERRIN; MITCHELL, 1961).

Guimarães (1998) afirma que a adição de cal em argilas com ou sem cátions trocáveis aumenta o índice de plasticidade, tornando o solo portador de minerais com esse predicado mais facilmente adaptado a trabalhos e construções, pelo efeito aglomerante da troca iônica.

Este fato foi mostrado por Angelin (2005), que estudou a adição de cal a um solo fino laterítico e concluiu que a adição de cal hidratada diminuiu os índices de plasticidade em relação ao do solo natural, sendo mais acentuada a redução nas situações em que a cal foi adicionada diluída na água de compactação. O limite de liquidez foi mais influenciado que o de plasticidade pela adição da cal hidratada ao solo, reduzindo seu valor de 48 para um valor médio de 39.

### 2.2.3 Características de Compactação

Quando compactadas com o mesmo esforço, as amostras solo-cal têm pesos específicos secos mais baixos que a amostra de solo puro. Se a quantidade de cal da mistura cresce, o peso específico seco decresce mais. A umidade ótima cresce com a adição de cal ao solo e com o aumento da percentagem de cal usada na mistura (HERRIN; MITCHELL, 1961).

Os resultados do peso específico seco máximo para as amostras de solo estabilizadas com cal foram inferiores ao da densidade obtida com o solo natural (sem cal). Atribui-se este comportamento ao maior teor de umidade para a obtenção da respectiva massa específica seca máxima das amostras de solo-cal e às partículas de cal, que substituem uma parcela dos grãos do solo de massa específica superior (ANGELIN, 2005).

### 2.2.4 Resistência a Compressão

Segundo Inglês e Metcalf (1972), geralmente, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com a quantidade de cal até certo nível, usualmente 8% para solos argilosos. A partir deste ponto a taxa de acréscimo de resistência diminui com a quantidade de cal, devido às misturas solo-cal apresentarem uma cimentação lenta e dependerá do tipo de solo (Figura 3).

Estudos mais recentes (DALLA ROSA, 2006, LOPES JUNIOR 2007, SILVANI, 2013, SALDANHA, 2014) mostram que para períodos de cura maiores o aumento do teor de cal aumenta a resistência linearmente como pode ser observado na Figura 4. Os resultados apresentados por Ingles e Metcalf provavelmente divergem por trabalharem com tempos de cura baixos onde não há reações pozolânicas e pelas diferenças mineralógicas dos solos estudados.

Tratando-se da curva de compactação, Mates e Davidson (1963 apud CARRARO, 1995) observaram que na estabilização de um solo arenoso com cinza volante e cal hidratada, não existe correlação direta entre o teor de umidade que assegura à confecção de amostras na máxima densidade (umidade ótima de compactação) e o teor de umidade em que se observa os maiores valores de resistência a compressão simples. Porém observa-se que o teor de umidade que leva a máximas resistências à compressão localiza-se no ramo seco da curva de compactação. Comportamento bastante similar pode ser observado para o solo residual, estabilizado com cinza volante e cal hidratada, estudado por Ceratti (1979).

O fenômeno que garante resistência a compressão são as reações pozolânicas, pois segundo Chu *et al.*(1955) citados por Carraro (1995) e Arabi e Wild, (1986), a resistência a compressão simples de misturas de solo, cinza e cal devida a carbonatação é insignificante e os cimentos gerados pela carbonatação são laváveis ou seja desaparecem quando a amostra é imersa em água.

### 2.2.5 Resistência a Tração

Cargas de tração em pavimentos podem ser oriundas de tensões de tração na base da placa carregada ou por tensões de natureza térmica.

Conforme citado por Núñez (1991), Thompson (1975) afirmou que a resistência à tração por compressão diametral conduz a menores valores que a resistência à tração na flexão. Constatou também que o quociente entre a resistência a tração pela resistência à compressão simples das misturas solo-cal estudadas varia de 0,10 a 0,15, independente do tipo e/ou teor de cal, o mesmo fato foi observado por Ceratti (1979) e Carraro (1997), ao estudar os efeitos da adição de cal e cinza volante a um solo residual compactado. Entretanto Silvani (2013) encontrou valores maiores, 0,19, para a razão tração compressão de uma mistura de areia uniforme com cinza volante e cal.

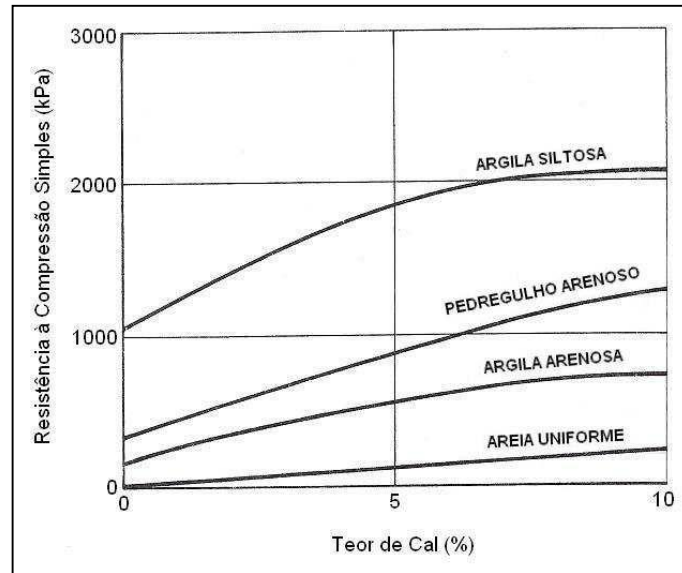


Figura 3- Efeito da quantidade de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias.

(Adaptado:( INGLÊS; METCALF, 1972))

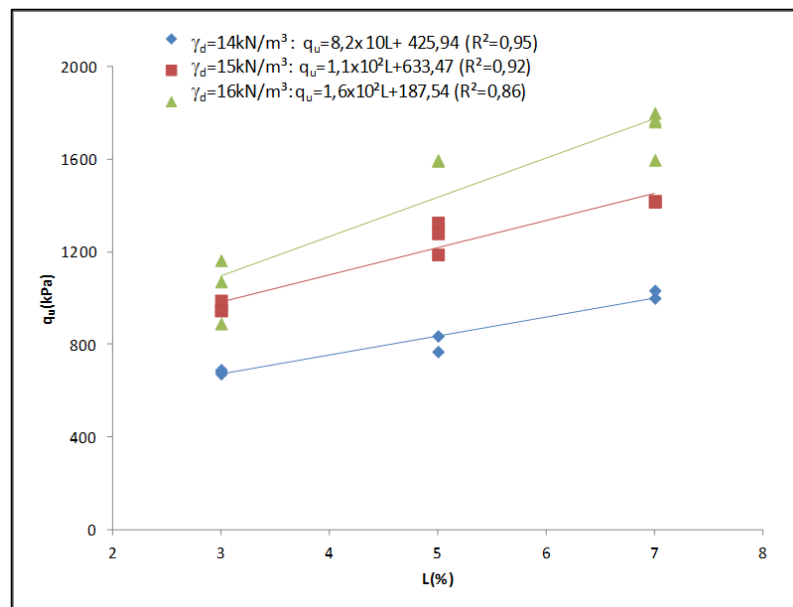


Figura 4-Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal das amostras curadas a 20°C.

Fonte: (SILVANI,2013)

Consoli *et al.* (2012) em trabalho realizado com mistura de caulim com 3%, 5%, 7% e 9% de cal com 20% umidade demonstrou que a resistência à tração aumenta linearmente com o aumento do teor de cal e a taxa de ganho da resistência à tração aumenta com o aumento da massa específica aparente seca do solo compactado, tal fato pode ser observado na Figura 5. O

mesmo fato foi observado por Silvani, (2013) para uma mistura de areia uniforme cinza volante e cal, como pode ser observado na Figura 6. Isso ocorre remove o aumento da resistência à tração do solo-cal. Independente do teor de cal utilizado, a redução da porosidade promove ganhos na resistência à tração das amostras. Foi observado também que a resistência à tração aumenta exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada, o que indica que a diminuição na porosidade promove um maior intertravamento entre as partículas, uma melhor cimentação e, conseqüentemente, um aumento na resistência, como pode ser verificado na figura 7. Este mesmo comportamento foi observado por Silvani (2013) como pode ser observado na Figura 8.

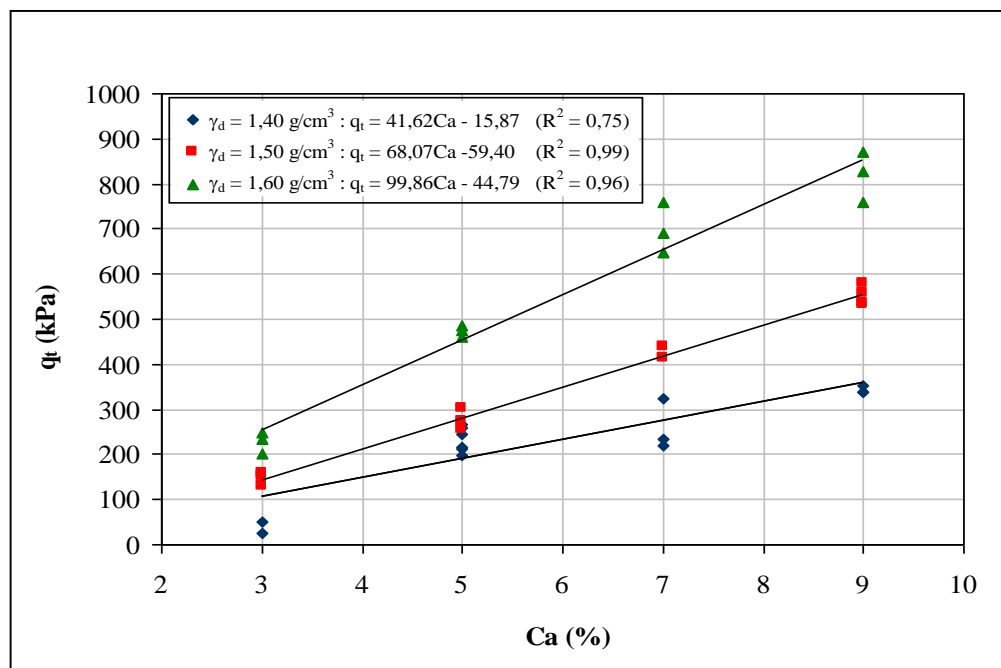


Figura 5- Variação da resistência à tração em relação à quantidade de cal das amostras com 20% de umidade.

Fonte: (CONSOLI et al.,2012)

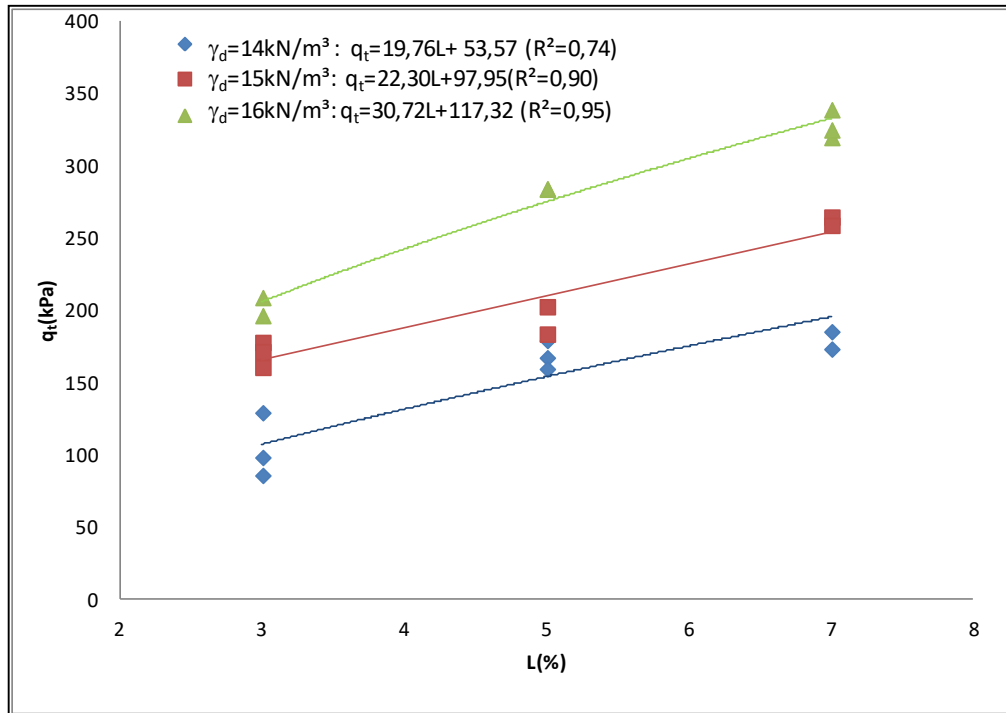


Figura 6- Variação da resistência à compressão tração por compressão diametral em relação à quantidade de cal das amostras curadas a 20°C.

Fonte: (SILVANI,2013)

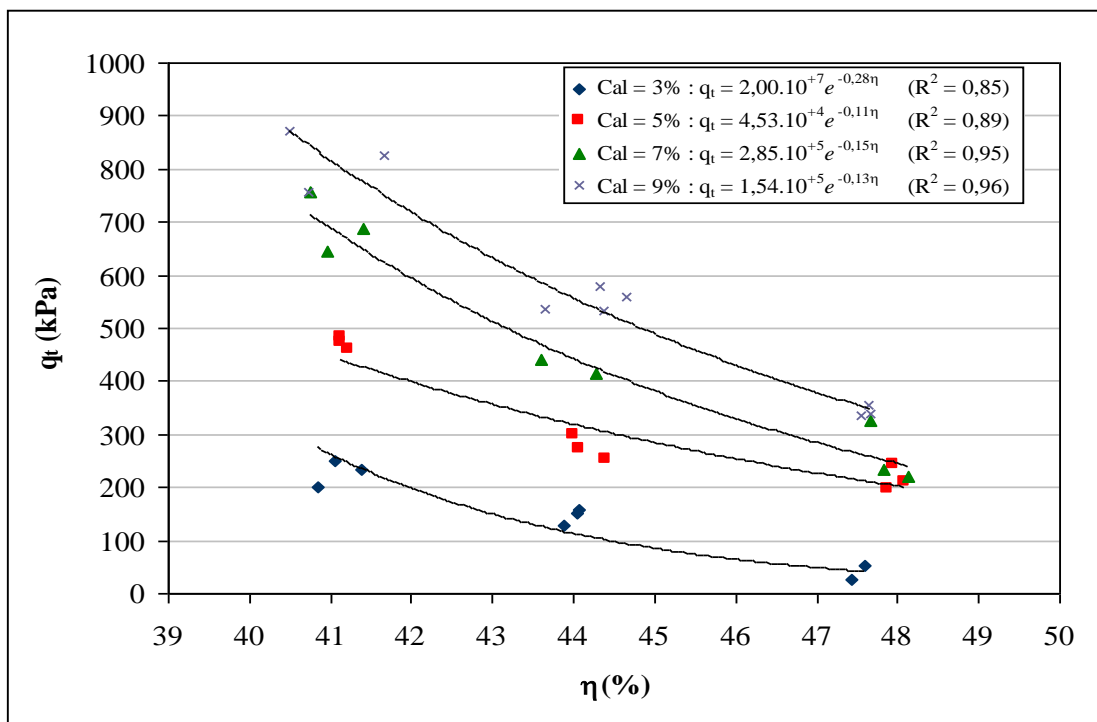


Figura 7-Variação da resistência a tração com o variação da porosidade.

Fonte: (CONSOLI et al.,2012)



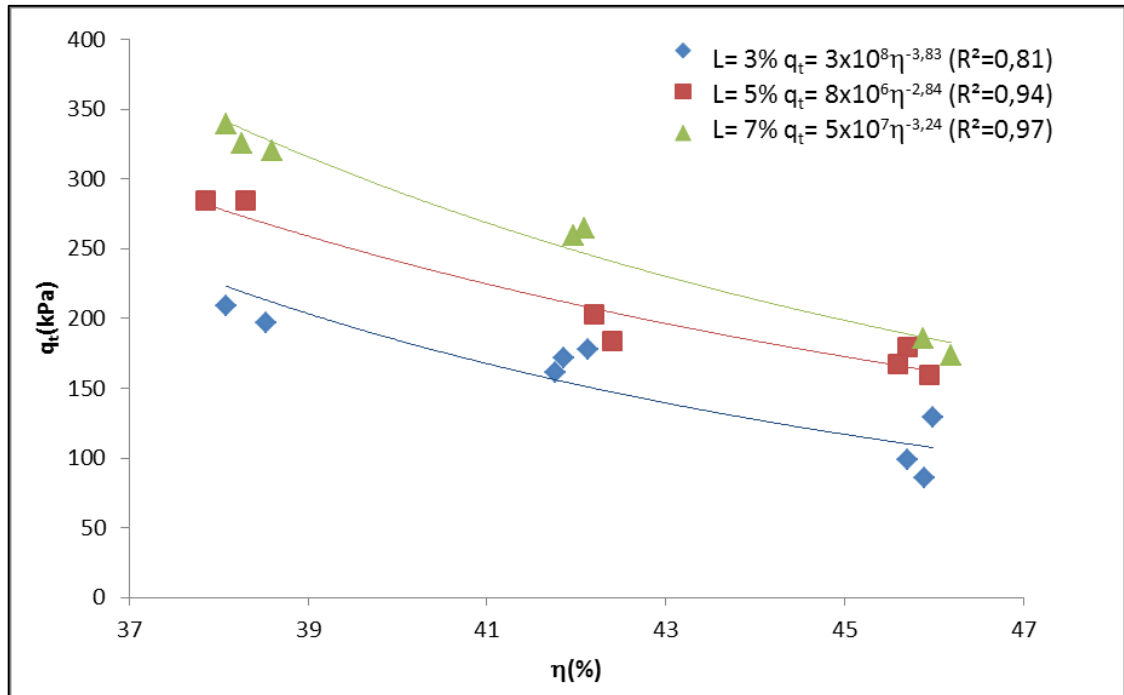


Figura 8-Variação da resistência à compressão tração por compressão diametral em relação à porosidade das amostras curadas a 20°C

Fonte: (SILVANI, 2013)

## 2.2.6 Resistência ao Cisalhamento

O principal efeito na resistência ao cisalhamento de um solo fino reativo é o de produzir um substancial aumento da coesão; sendo o aumento do ângulo de atrito bem menos expressivo. (SCHNAID *et al.*, 2001). A literatura disponível baseia-se em ensaio triaxiais convencionais.

A Tabela 22 mostra resultados de literatura para a resistência ao cisalhamento para solos estabilizados com cal e cinza volante. Pode-se observar que não há grande variação no ângulo de atrito, pois este está ligado às partículas do solo. As variações encontradas por Lopes Junior (2011) provavelmente são causadas pela alta velocidade de cisalhamento e a consequente não dissipação da poropressão do solo. A coesão apresenta aumento com a adição de cal em todos os estudos apresentados. O aumento da coesão é facilmente compreendido pois ao adicionarmos cal adicionamos um agente capaz de cimentar as partículas gerando assim coesão.

Tabela 2- Valores de coesão e ângulo de atrito para solos estabilizados com cal.

Carina Silvani (carinasilvani@hotmail.com). Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS. 2017.

Material	Tempo de cura	Coesão (kPa)	$\phi$	Velocidade de cisalhamento (mm/h)	Fonte:
Arenito+cal	28	10	31,6	3	Lopes Junir (2011)
Arenito+cal	90	37,6	32,8	3	Lopes Junir (2011)
Arenito+cal	360	203,3	23,2	3	Lopes Junir (2011)
Arenito+ pó de pedra+cal	28	76,4	30,6	3	Lopes Junir (2011)
Arenito+ pó de pedra+cal	90	123,9	34,5	3	Lopes Junir (2011)
Arenito+ pó de pedra+cal	360	394,4	28,5	3	Lopes Junir (2011)
Arenito+ cinza volante+cal	28	403,3	33,2	3	Lopes Junir (2011)
Arenito+ cinza volante+cal	90	668,3	44,6	3	Lopes Junir (2011)
Arenito + cinza volante	0	7	36	1.02	Consoli <i>et al.</i> , (2001)
Arenito + cinza volante+ cal	0	24	41	1.02	Consoli <i>et al.</i> , (2001)
Arenito + cinza volante+ cal	28	122	46	1.02	Consoli <i>et al.</i> , (2001)
Gley umido	0	6,1	18	2.53(CIU)	Thomé(1994)
gley umido+ cal	28	21	23	2.53(CIU)	Thomé(1994)

### 2.3. DOSAGEM DA QUANTIDADE DE CAL POR MÉTODOS CLÁSSICOS

A dosagem visa selecionar a quantidade de cal a ser adicionada ao solo que fornecerá a resistência e a durabilidade adequadas ao uso que o material se destina. O procedimento de dosagem é feito através de baterias de testes de laboratório (INGLES e METCALF, 1972). Os métodos mais conhecidos e utilizados são:

- I. Método do Lime Fixation Point (Hilt & Davidson, 1960) – baseado no limite de plasticidade, que determina o teor de cal máximo que proporciona melhoria na trabalhabilidade, sem ganhos significativos de resistência;

- II. Método de Thompson (1966) – que define como reativo um solo que apresente um aumento de resistência à compressão simples de pelo menos 345 kPa quando estabilizado com cal.
- III. Método do pH (EADES e GRIM, 1966) – consiste na determinação do teor mínimo de calque produza um aumento no valor de pH para 12,4.
- IV. Método do ICL (Initial Consumption of Lime) – proposto por Rogers *et al.*,(1997), é uma variação do método do pH, onde o teor mínimo de cal é aquele onde o pH atinge um valor constante (máximo);

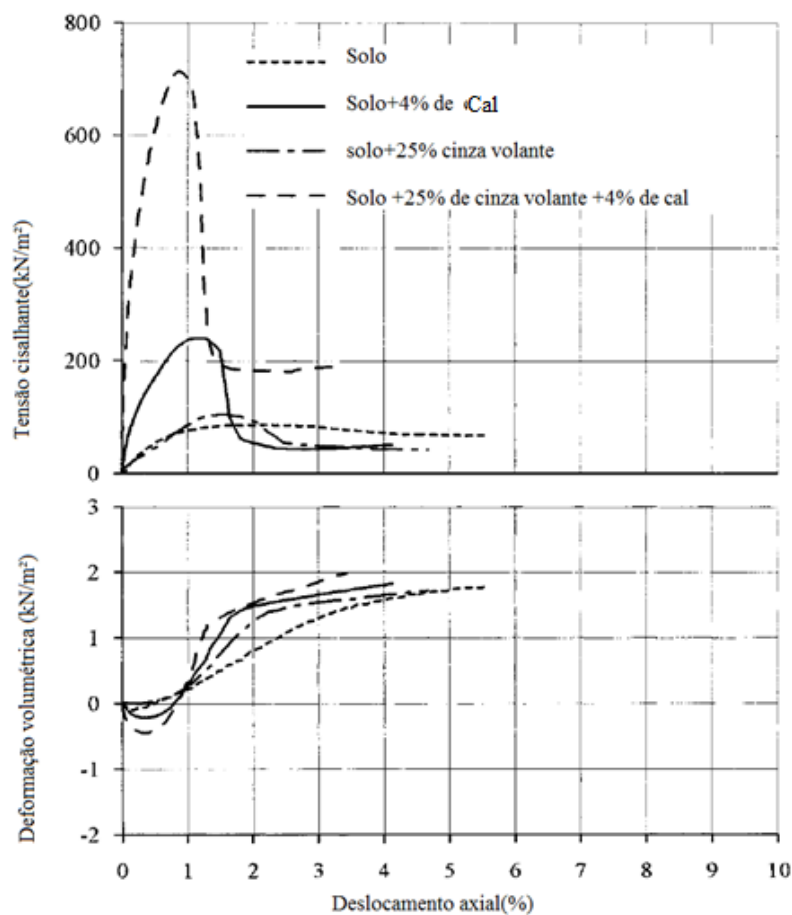


Figura 9-Comportamento tensão-deformação de um solo residual de arenito com adição de cal e cinz volante. (Tensão de confinamento de 20kPa)

Adaptado de:(CONSOLI et al., (2001)).

Analisando os métodos citados a cima pode-se concluir que a dosagem pelos métodos I, III e IIV, dá-se pela análise de parâmetros secundários, trabalhabilidade e pH, não permitindo assim

a análise da quantidade de cal necessária para que a resistência e durabilidade pretendida sejam alcançadas.

Outro problema encontrado nos métodos citados é sua não adequação a uso em solos tropicais que apresentam evolução pedológica diferenciada de solos de regiões subtropicais. Nuñez (1991), que estudou solo residual de arenito com baixa quantidade de finos e Thomé (1994) que analisou um solo classificado como Gley Húmico, ambos não encontraram concordância entre a dosagem de cal que resultou máxima resistência à compressão simples e a quantidade de cal calculado pelo método I.

## 2.4. VARIÁVEIS DETERMINANTES DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CINZA-CAL

A adição de cal e de cinza volante em um solo altera suas propriedades. Os parâmetros que controlam a mudança sofrida pelos solos serão detalhados a seguir.

### 2.4.1 Efeito da Cal

Quando pequenas quantidades de cal são adicionadas ao solo somente ocorrem reações rápidas, logo há apenas ganhos na trabalhabilidade do solo. Quantidade de cal maior permite ganhos de resistência consideráveis devido às reações pozolônicas. (INGLES; METCALF, 1972).

Guimarães (1998) afirma que, de modo geral, a cal afeta favoravelmente certas propriedades dos solos, o que se reflete em variações das características físicas seguintes: granulometria, plasticidade, contração e retração, umidade de campo, peso específico seco, trabalhabilidade, desintegração, compactação, resistência e condutividade hidráulica.

Consoli *et al.*, (2001), ao estudarem um solo arenoso tratado com cinza volante e cal de carbureto, verificaram que para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cal provoca aumento da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido, como pode ser visto na Figura 9.

Porém solos arenosos sem fração fina, como o caso do material estudado, não apresentam reações secundárias, não aumentando consideravelmente sua resistência somente com a adição de cal. A adição concomitante de cinza volante e cal ao solo permite que ocorram reações pozolônicas em solos arenosos, pois disponibiliza sílica amorfa para as reações.

### 2.4.2 Efeito da Cinza

Solos que não possuem fração amorfa necessitam de uma adição mineral para que seja possível sua estabilização com cal. Uma adição com vantagens ambientais é a cinza volante. Este material é resíduo da queima de carvão e é composto em maioria por sílica em estado amorfo. Kaniraj e Havanagi (1996) argumentam que, à medida que o teor de cinza volante presente aumenta, em misturas contendo solo, cinza volante e cal hidratada, observa-se uma redução do máximo peso específico aparente seco e um aumento da umidade ótima, fixado um determinado esforço de compactação. Este fenômeno é causado pela redução do peso específico real dos grãos das misturas. Além disso, amostras compactadas nas condições de umidade ótima e máximo peso específico aparente seco, para um específico esforço de compactação, apresentam aumento da porosidade e do índice de vazios, em teores crescentes de cinza volante.

Quanto à resistência Dalla Rosa (2009) encontrou, para um solo arenoso com baixo teor de finos, valores de resistência consideravelmente maiores em amostra executadas em solos-cinza-cal que em amostra de solo-cal. Carraro (1997) estudando mistura de com poucos finos encontrou que a resistência máxima é atingida com a adição de 25% de cinza volante, valor adotado no trabalho.

Baseando-se nestes dados, pode-se constatar que apesar da redução da massa específica da mistura causada pela adição da cinza-volante, ocorre aumento da resistência devido a tratar-se de um material rico em sílica e alumina no estado amorfo.

### 2.4.3 Efeito do peso específico seco da compactação

De similar importância à quantidade de cal é o peso específico seco no qual a mistura é compactada. Com o aumento da densidade, a resistência aumenta, a condutividade hidráulica diminui até um valor mínimo, próximo da umidade ótima, depois começa a aumentar novamente (INGLES; METCALF, 1972). Um aumento na compactação aproxima as partículas remove ar do sistema, tornando-o menos suscetível às mudanças de volume.

Diversos autores observaram que misturas solo-cal apresentam peso específico aparente máximo ( $\gamma_d$ ) menor que o solo natural, para uma mesma energia de compactação. À medida que o teor de cal aumenta o  $\gamma_d$  continua diminuindo. Além disso, a umidade ótima aumenta com o aumento do teor de cal (TRB, 1987).

O fenômeno acima descrito ocorre, pois as partículas do solo, quando adicionada cal, se tornam mais floculadas, devido à substituição dos íons sódio monovalentes da argila por íons cálcio bivalentes. Devido à floculação, a quantidade de vazios e o tamanho dos vazios no solo aumentam. Esta estrutura floculada é forte o suficiente para resistir aos esforços de compactação, reduzindo assim o  $\gamma_d$  do solo. Quanto mais vazios houver, mais água será necessária para preenchê-los, o que resultará em uma umidade ótima maior, e uma curva de compactação mais achatada (SIVAPULLAIAH *et al.*, 1998 apud LOPES JUNIOR 2007).

Em um estudo comparativo Kennedy *et al.* (1987 apud BHATTACHARJA *et al.*, 2003) estudou a resistência à compressão simples de corpos de prova compactados na energia de Proctor normal e modificada para solo argiloso com um IP de 36. Neste estudo demonstrou um aumento do esforço de compactação quadriplica a resistência de compressão não confinada. Marcialli (*et al.* 1973) encontraram resultados semelhantes para cinza volante estabilizada com cal. Este material quando sujeito mesmas condições de cura, apresenta maior resistência à compressão simples quando compactado com uma energia de 150 MPa do que quando compactado com energia de 50MPa.

O mesmo fenômeno foi observado por Mallmann (1996). Segundo este autor, grande parte deste aumento ocorreu devido, provavelmente, a um maior número de reações pozolânicas que se desenvolveram com a aproximação das partículas devido ao aumento da energia. Este fato também foi constatado por Cristelo (2001), estudando solos graníticos com diferentes matrizes.

#### 2.4.4 Efeito do tempo de cura

Inglês e Metcalf (1972) apresentam um estudo sobre a influência do tempo de cura em diferentes tipos de solos e observaram que quanto maior o tempo de cura maior as taxas de ganhos de resistência como pode ser observado na Figura 10. Zhou *et al.* (2002) encontrou um resultado parecido como pode ser observado na Figura 11, para cinza volante estabilizada com cal.

Arabi e Wild (1986) estudaram um solo rico em ílta estabilizado com cal e investigaram os novos materiais formados com microscopia eletrônica de varredura, difração de raios X e termogravimetria. Estes autores encontraram nas microscopias eletrônicas de varredura, que podem ser vistas na Figura 12, o surgimento de um novo material na superfície das partículas de solo e seu crescimento com o aumento do tempo de cura. Porém nas difrações de Raios X não há surgimento de novos picos. Segundo os autores isto pode significar que o material

formado ainda não se apresenta no estado totalmente cristalino possivelmente gel de silicato. Os géis de silicato somente puderam ser fotografados em amostras curadas por 1 ano a temperatura de 75°C, devido a sua abundância.

Entretanto, Silvani (2013) encontrou um comportamento levemente diferente do relatado por Inglês e Metcalf (1972), Zhou et al (2002) e Arabe e Wild (1986), para a resistência a tração de uma mistura areia-cinza volante-cal, como pode ser observado na Figura 14. Nesta figura todos os pontos possuem mesmo teor de cal e mesma massa específica, pode-se observar que para cada temperatura estudada há um nível diferente de estabilização da resistência com o tempo de cura e que o crescimento da resistência à tração com o tempo de cura é logarítmico. A observação cautelosa da Figura 11 nos permite observar que para o teor de cal de 5% o comportamento do material estudo por Zhou *et al.*(2002) também mostra tendência à estabilização.

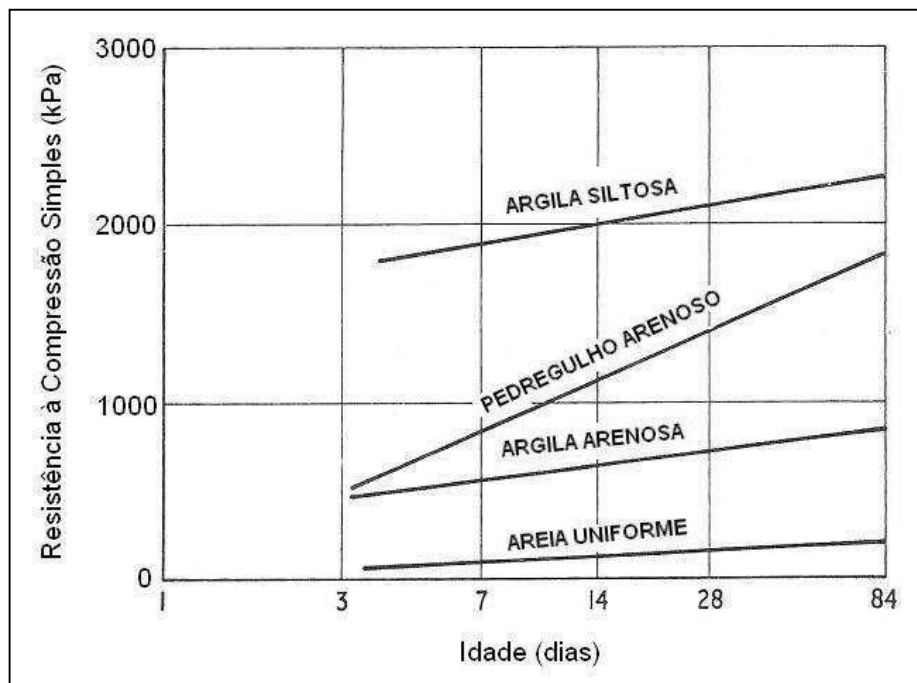


Figura 10 – Efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão.

(Adaptado de: (INGLES; METCALF, 1972)).

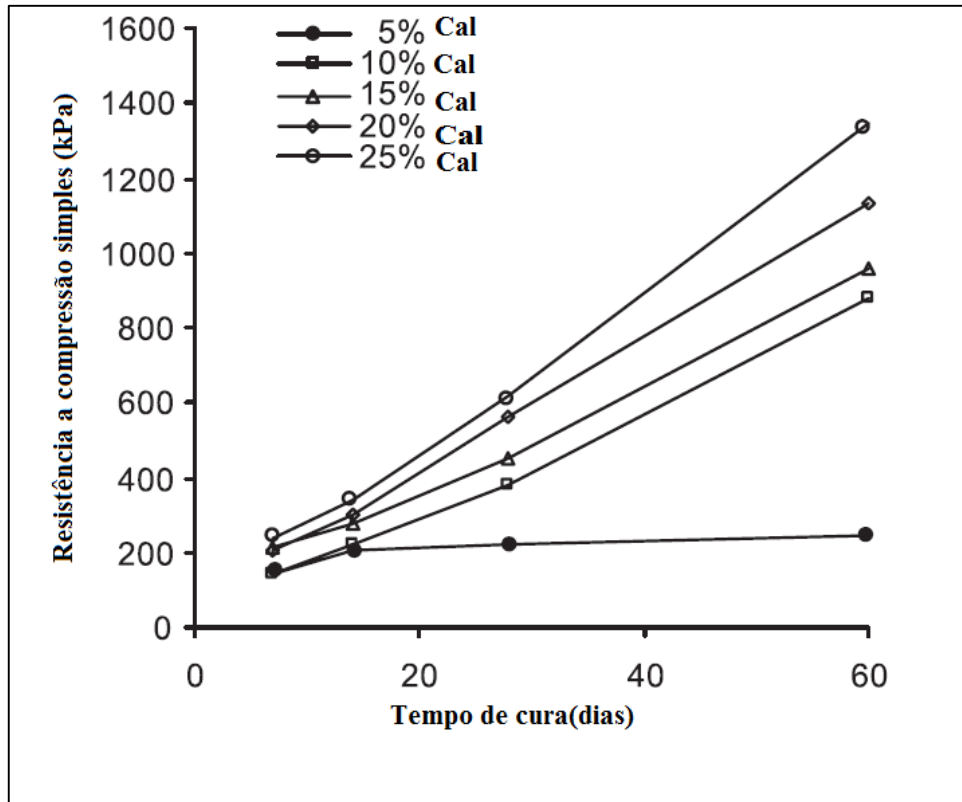


Figura 11-Cinza volante estabilizada com diferentes teores de cal.

(Adoptado de: ZHOU et al,( 2002)).

Al-Mukhtar *et al.*, (2010(a)), que estudou uma argila chamada Impersol com 2, 4, 6, 8, 10 e 20% de cal. Neste artigo a quantidade de hidróxido de cálcio não consumida foi medida pela concentração de cálcio em um líquido extraído das amostras usando um espectrômetro de absorção atômica e pode ser analisado na Figura 15. Quanto ao consumo de cal pode-se observar que mesmo com 90 dias de cura esta não é totalmente consumida e que há um maior consumo de cal no primeiro mês de cura. Pode-se perceber uma tendência de estabilização no consumo da cal. Neste artigo também é apresentada a evolução dos componentes da mistura solo-cal, por meio de difração de Raios X apresentada na Figura 16. Os resultados mostram novas reflexões no d-espçamento de 0,76 nm e 0,367 nm em todas as amostras tratadas. As intensidades dos picos aumentaram com o aumento do tempo de cura. Estas reflexões correspondem a hidrato de aluminato de cálcio (CAH). Além disso, uma nova reflexão correspondente a este hidrato apareceu mais claramente com intensidades fracas no d-espçamento de 0,286 e 0,166 nm para maior tempo cura (90 dias). Estes resultados demonstram que as reações pozolânicas iniciam com um tempo de cura de cerca de 7 dias, para esta percentagem de cal e continuam durante um longo período. Reflexões de cal estão presentes apenas nas difrações de raios X em amostras curadas até 45 dias e as intensidades dos



picos diminuem com o tempo de cura. As difrações também mostram diminuição, com o tempo de cura, da esmectita e caulinita o que indica seu consumo nas reações pozolânicas. Finalmente, os padrões de difração de raios-X também mostram reflexões de  $\text{CaCO}_3$ , devido à carbonização. Resultados semelhantes foram encontrados por Arabi e Wild, (1986) em trabalho já citado. Os dados de Al-Mukhtar *et al.* (2010(a)), para a resistência compressão simples, quando plotados em escala natural apresentam a mesma tendência encontrada por Silvani (2013), como pode ser observado na Figura 17. Este fato também pode ser observado nos dados de Johann (2013), que estudou um solo siltoso estabilizado com cal, apresentados na Figura 18 e nos dados de Saldanha (2014) que estudou uma mistura de cinza volante com cal de carbureto, apresentados na Figura 19. A Figura 20 mostra a resistência a compressão simples de misturas de cinza volante e cal a diferentes temperaturas e tempos de cura estudados por Marcial et al (1983). Nesta figura apesar do curto tempo de cura o fenômeno de estabilização pode ser observado também.

Aldaood *et al.* (2014) estudou uma argila de baixa plasticidade estabilizada com 3% de cal (ICL) e diferentes teores de gesso. Este material foi curado 20 e 40 °C. Os resultados da variação da resistência à compressão simples são similares ao de Silvani (2014), como pode ser observado na Figura 20. Análises de Difração de Raios X realizadas por este autor mostram surgimento prematuro de produtos de reações pozolânicas em amostras curadas há temperaturas elevadas.

A análise das Figuras 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20 e 21 nos permite observar que existe para todos os materiais a resistência não aumenta linearmente, mas segundo uma função logaritma.

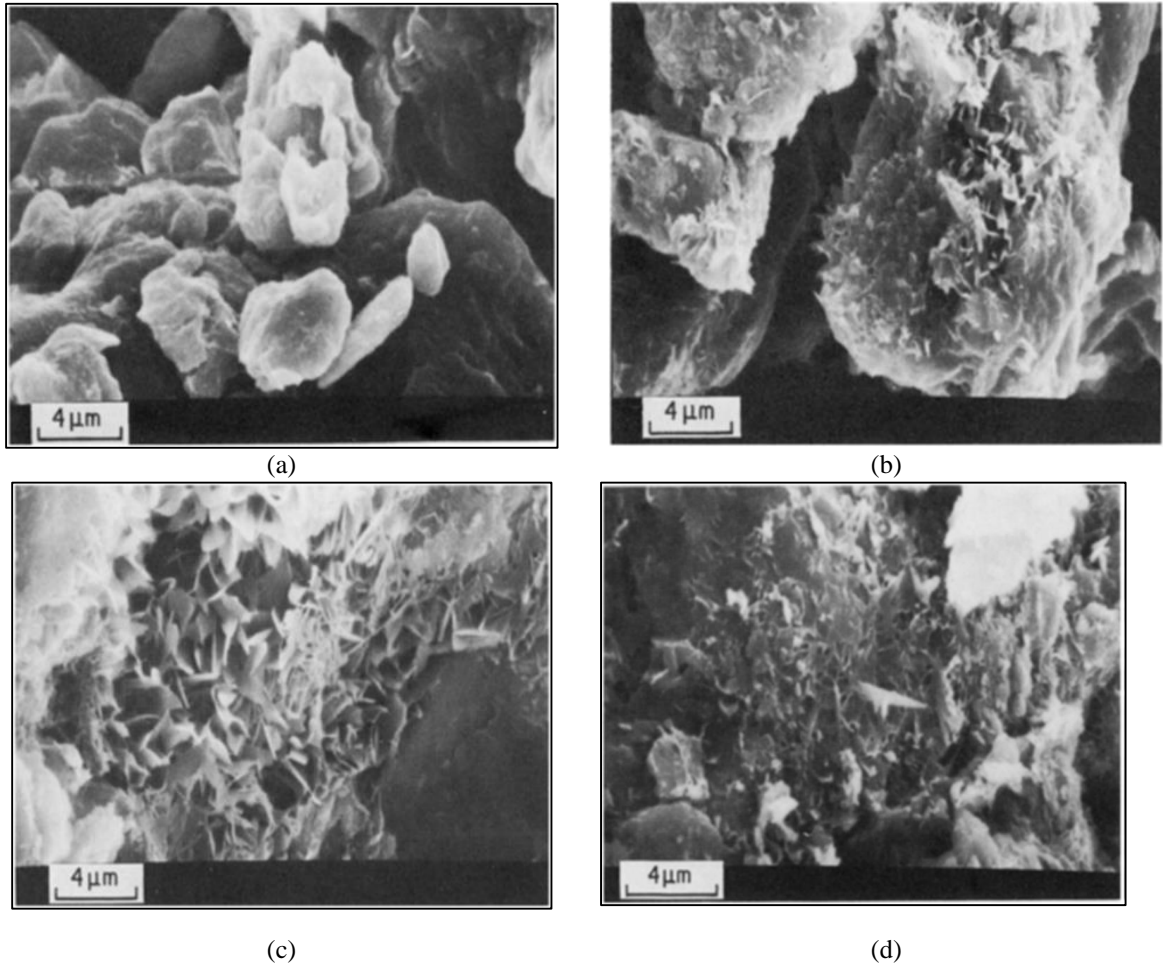


Figura 12 Microscopia eletrônica de varedura de solo tratado com 10% de cal e curado a 75°C por (a) 1 dia, (b) 21 dias, (c) 35 dias e (d) 84 dias.

Fonte:(ARABI; WILD, (1986)).

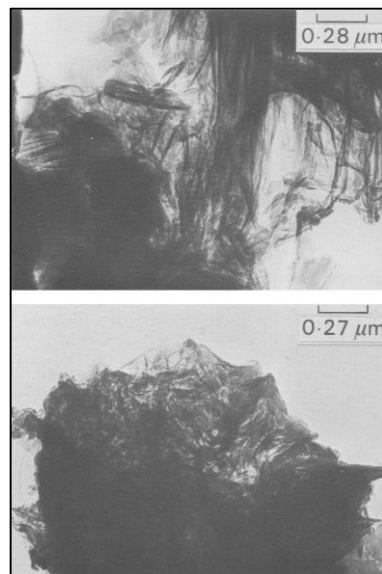


Figura 13- Microscopia de transmissão de eletrons mostrando sos geis de silicato em uma amostra curada por 1 ano a 75°C.

(Fonte:WILD et al.,(1986))

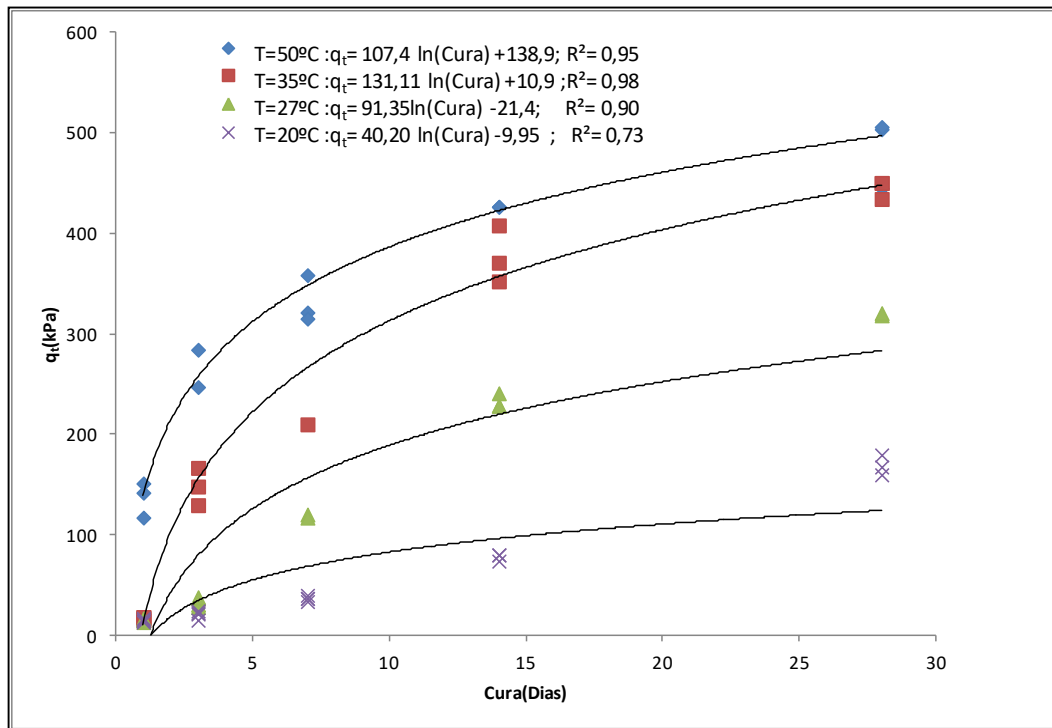


Figura 14- Avaliação do aumento da resistência à tração na compressão diametral com tempo de cura.

(Fonte: SILVANI,(2013))

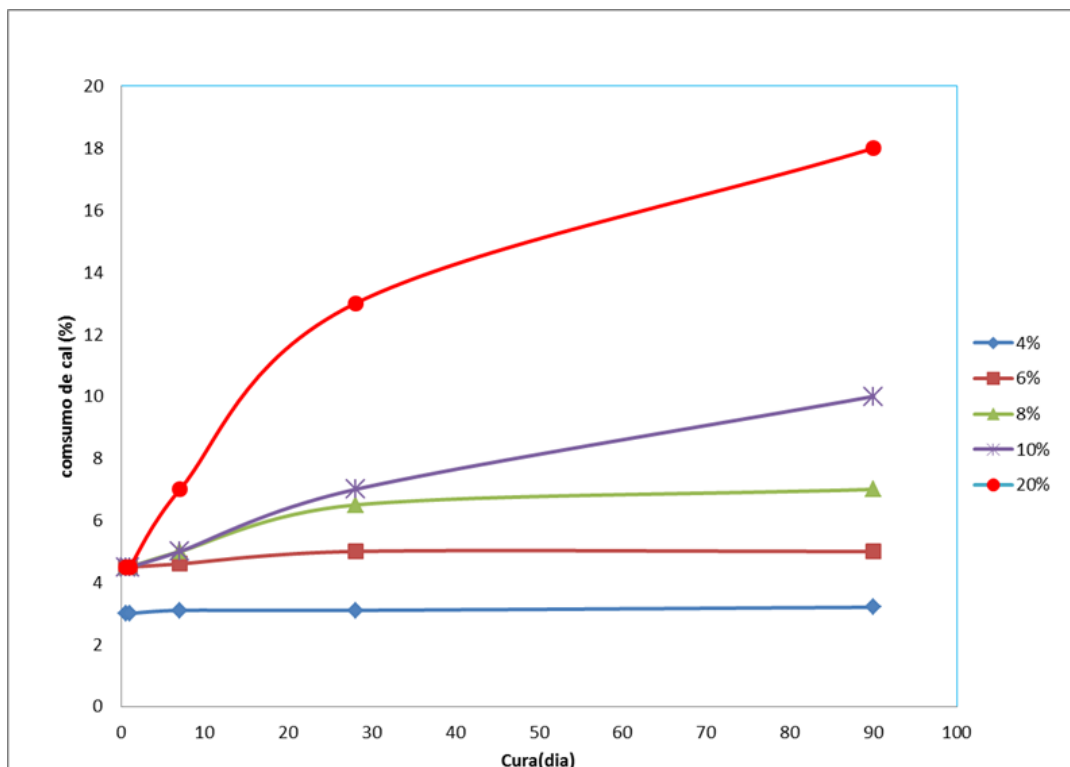


Figura 15- Consumo de cal em diferentes tempos de cura para a mistura argila cal.

(Adaptado: AL-MUKHTAR *et al.* (2010(a)))

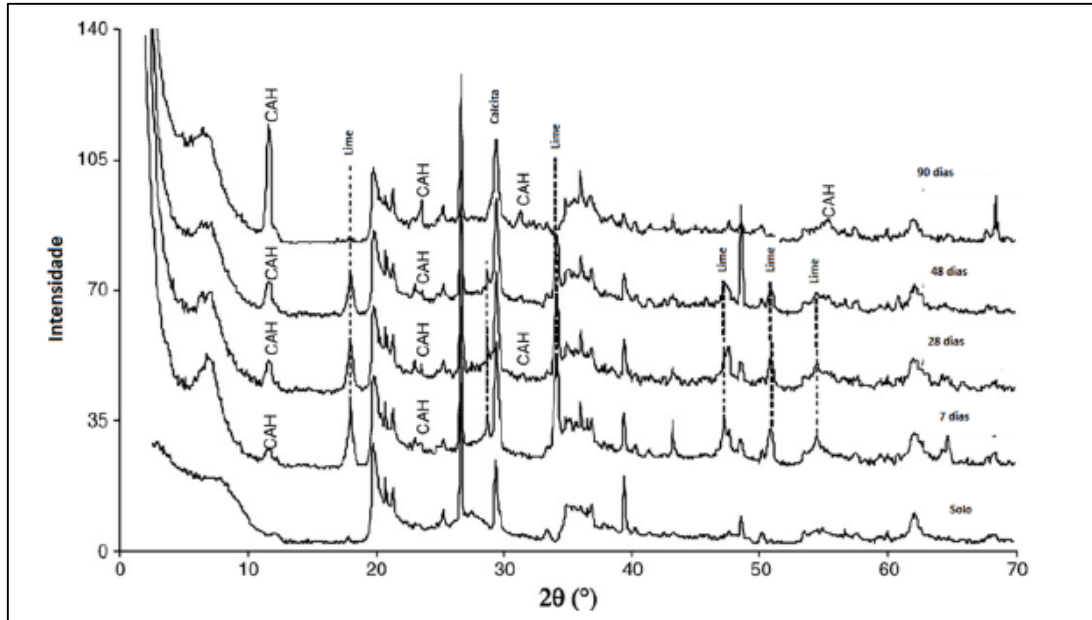


Figura 16-Difratograma de Raios X da mistura contendo 20% e cal curada a 20°C.

(Adaptado de: AL-MUKHTAR *et.al.* (2010(a)))

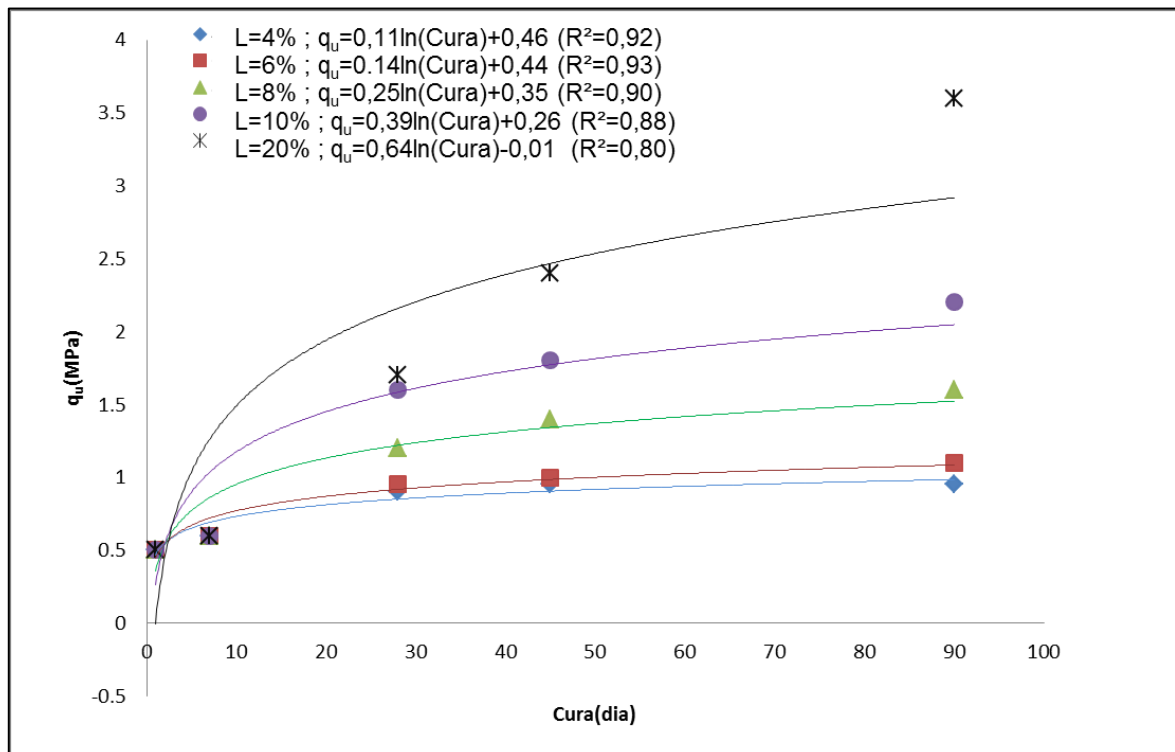


Figura 17 - Resistência a Compressão Simples da mistura argila e cal curada a 20°C.

(Adaptado: AL-MUKHTAR *et al.* (2010(a)))

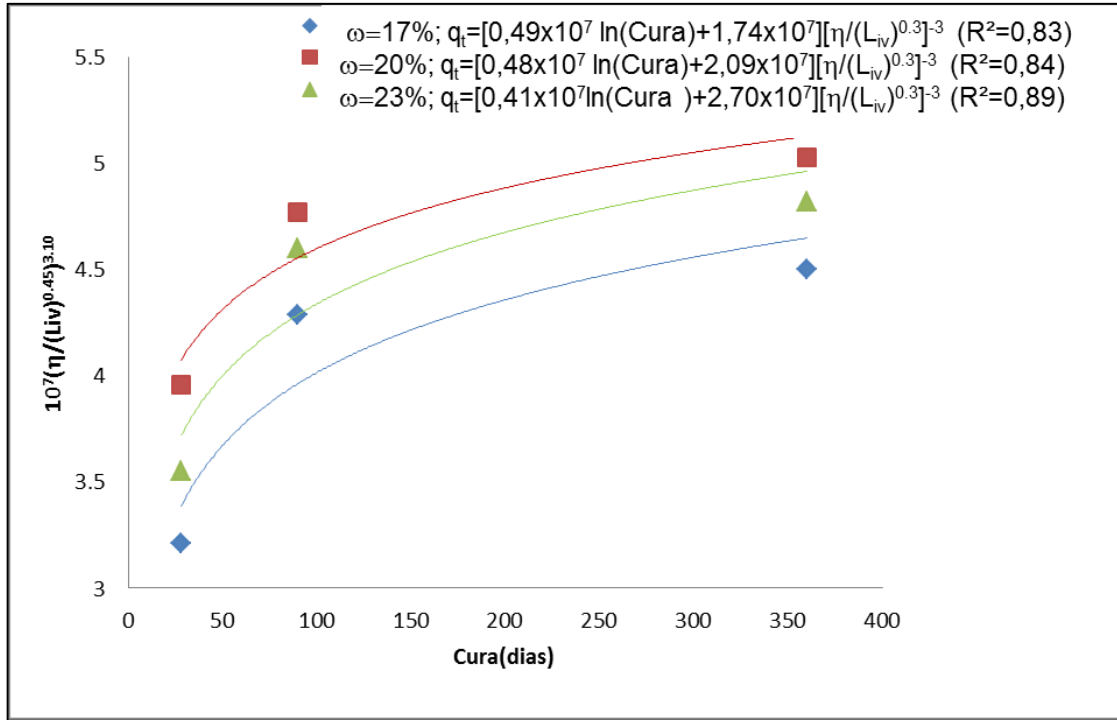


Figura 18- Variação da resistência à compressão simples ajustada com a tempo de cura.

(Adaptado: JOHANN,(2013))

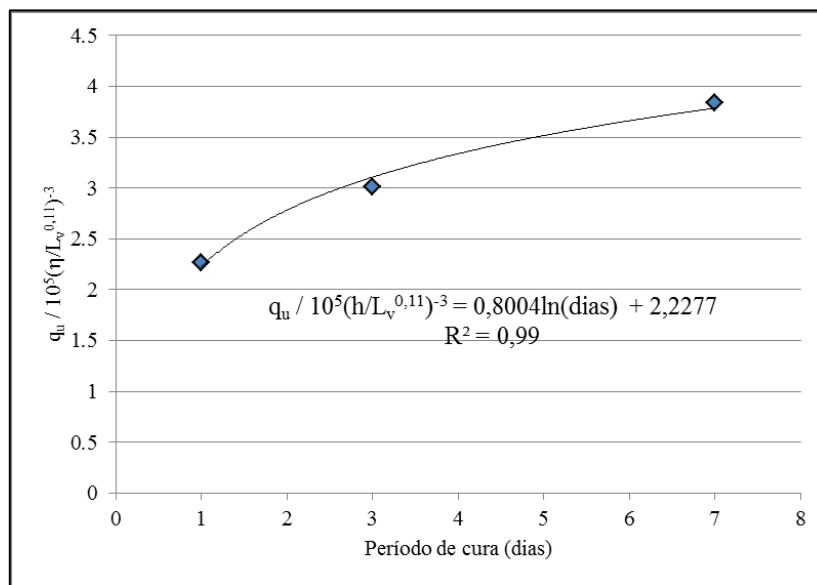


Figura 19-Variação da resistência à compressão simples ajustada com a tempo de cura para corpos de prova curados há 80°C.

(Fonte: SALDANHA, (2014))

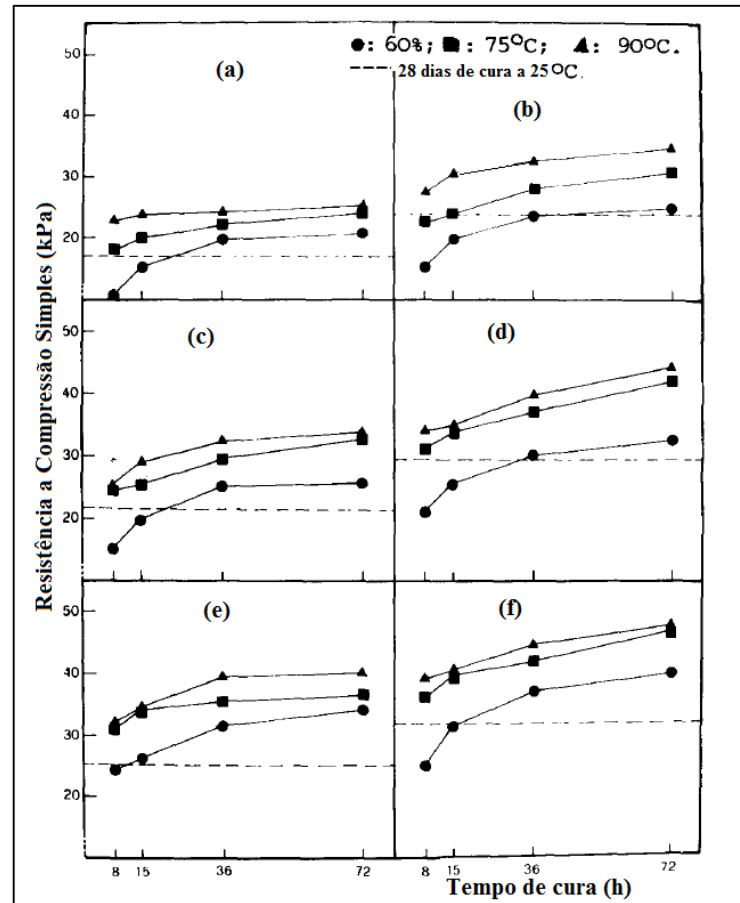


Figura 20-Resistência à compressão simple de cinza volante estabilizada com: 20% de cal (a e b), 30% de cal (c e d) e 40% de cal (e e f). As figuras a,c e d foram compactadas com uma energia de 50MPa e as figuras b, d e f foram compactadas com 150 Mpa.

(Adaptado de: MARCIALI et al. (1983))

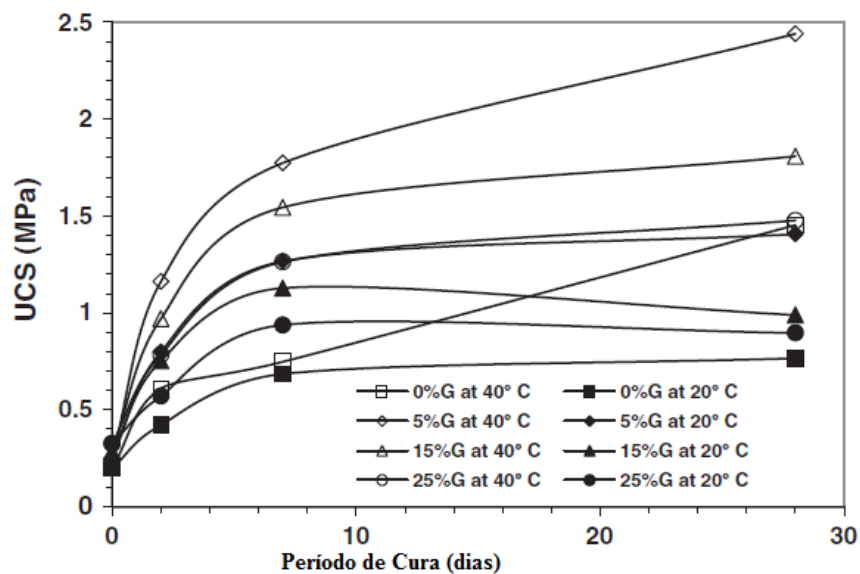


Figura 21- Resistência a Compressão simples de um solo argiloso de baixa plasticidade tratado com 3% de cal (ICL) e diferentes teores de gesso

(Adaptado de: ALDAOOD et al. (2014))

#### 2.4.5 Efeito da temperatura de cura

As reações de hidratação da cal são endotérmicas, logo quanto maior a temperatura de cura maior a resistência alcançada. Este fato foi constatado por Thompson, (1966) que relata que a resistência observada para corpos de prova curados por 24 horas a 48,9 °C foi aproximadamente equivalente a 30 dias de cura em 21,1°C. Resultados semelhantes foram encontrados por Mateos (1964) para diferentes tipos de solo.

Dumbleton and Ross (1960, apud BHATTACHARJA *et al.* 2003), para areia tratada com cal, encontraram uma reação linear entre o aumento da temperatura de cura e o aumento da resistência à compressão. Resultado semelhante foi encontrado por Dalla Rosa e Thomé (2002), que estudaram um mistura de solo, classificado pela HRB como um A-7-5 e pela UCS como um CH (Argila muito plástica), 8 % de cal dolomítica e resíduo da rolagem de pedras preciosas curadas a temperaturas de 5°C, 20°C, 30°C e 40°C. Estes encontraram para todas as misturas aumento da resistência com o aumento da temperatura de cura, como pode ser observado na figura 22. Verifica-se também que temperaturas muito baixas limitam as reações pozolânicas. Serrafini (2002) estudou o mesmo material e encontrou que os fatores que influenciam o aumento da resistência à tração por compressão diametral são os mesmos que propiciam aumento de resistência a compressão, ou seja, o aumento da quantidade de cal, da temperatura de cura e do tempo de cura. Cronst (2010) estudou um solo também classificado como A-7-5 estabilizado com cal calcítica e cal dolomítica. Este pesquisador encontrou resultados semelhantes aos já citados, porém a resistência atingida pelos corpos de prova estabilizados com cal calcítica foi maior que dos corpos de prova estabilizados com cal dolomítica, provavelmente devido a maior oferta de Ca (OH)<sub>2</sub> presente nesta cal.

Entretanto nem todos os trabalhos mostram uma relação linear entre a resistência do material e a temperatura de cura. Por exemplo, o trabalho Rojas e Cabrera (2001) que estudou uma mistura de metacaulim e cal na proporção de 1:1 em peso curada a temperaturas de 20°C e 60°C por diferentes tempos, com relação água/ aglomerante de 2,37. A taxa de reação foi medida com base na quantidade de hidróxido de cálcio não consumido. O quantidade de hidróxido de cálcio foi calculado pela perda de peso pela devido à desidroxilação do Ca (OH)<sub>2</sub> (a cerca de 400-500°C) e de descarbonatação do CaCO<sub>3</sub> (cerca de 600-750°C). Os resultados de consumo de cal em função do tempo estão apresentados na Figura 23. Uma tendência diferente é encontrada para cada temperatura. Nas amostras curadas a 60°C, a cal é rapidamente consumida durante as primeiras 120 horas. Nestas amostra também pode ser observado que o consumo de cal, entre 5 e 9 dias, é 65% maior que nas amostras curadas a 20°C.

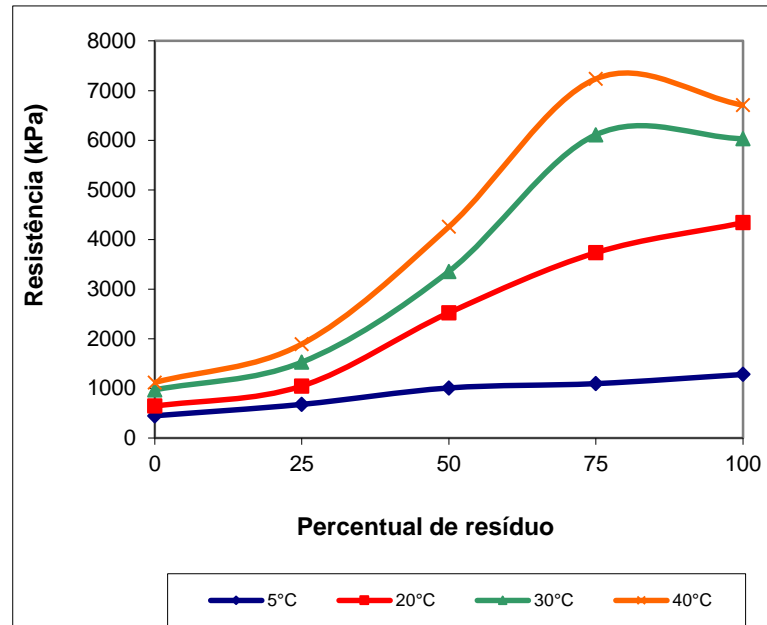


Figura 22- Resistência a Compressão Simples para diferentes misturas de resíduo de rolagem de pedras preciosas, solo com características lateríticas e 8% de cal para diferentes temperaturas.

(Fonte: CROST,(2010))

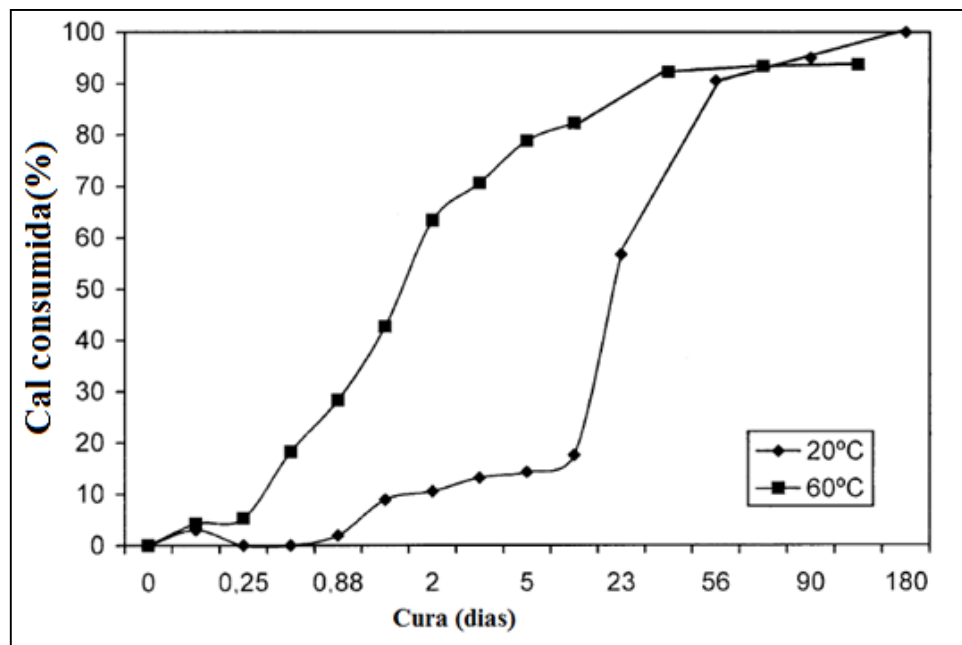


Figura 23- Relação entre os dias de cura e a porcentagem de cal utilizada.

Adaptado de: (ROJAS; CABRERA, (2001))

Comparando os resultados de Al-Mukhtar *et al.*(2010(a)) e (2010(b)), onde os autores estudaram uma mistura de argila chamada de Impersol com 20% de cal curada por 1, 7, 28 e 90 dias a temperaturas de 20 e 50°C respectivamente, pode-se observar um grande aumento na resistência à compressão simples é obtido pelo tratamento de cal, principalmente devido às



reações pozolânicas. A Figura 24, composta por dados dos dois artigos acima citado, nos permite observar que o aumento da temperatura de cura de 20° para 50°C fez a resistência duplicar e que o crescimento da resistência em cada temperatura não é linear, mas sim logarítmico. A Figura 25 apresenta a difração de raios X para este material curado à 50°C, quando esta ilustração é comparada com a Figura 14 pode-se observar que quando curado a 50° o material deixa de apresentar picos de cal com tempos de cura menores e os picos de aluminato hidratado de cálcio surgem com sete dias de cura e não apresentam crescimento após 28 dias de cura, o que indica que sua produção nesta temperatura é finalizada com 28 dias de cura. Após 7 dias de cura começam a surgir picos de silicato hidratado de cálcio, mal definidos, que segundo os autores seria responsável pelo aumento da resistência. Na Figura 25, como na Figura 14 se observa diminuição dos picos dos materiais componentes da argila devido às reações pozolânicas e presença de carbonato de cálcio. Resultados próximos foram encontrados por Morsy (2005) para uma mistura de metacaulim, sílica ativa e cal curadas a 20 e 60°C.

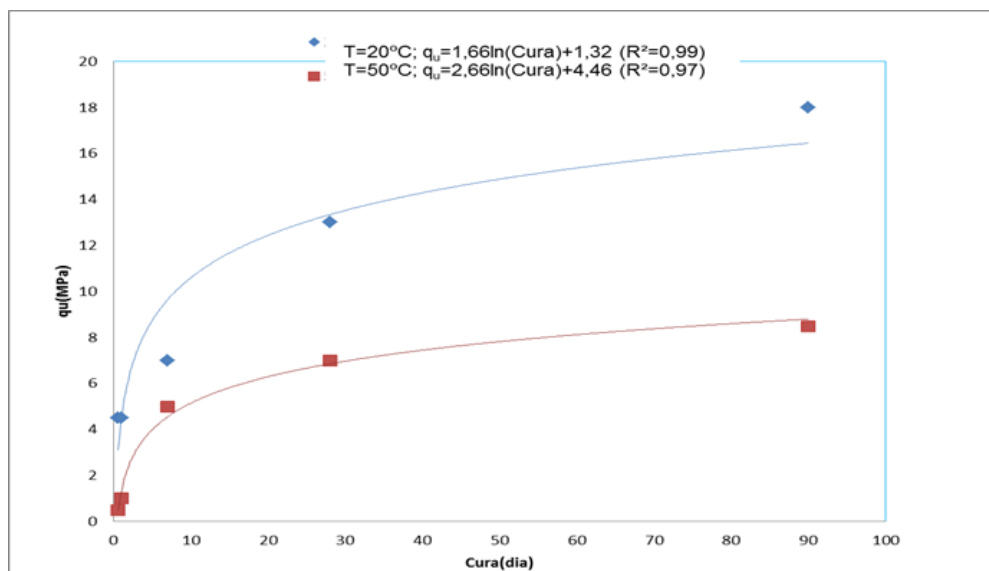


Figura 24- Resistencia da compressão da mistura argila-cal curadas há diferentes temperaturas.

Adaptado de: (AL-MUKHTAR *et.al.*, (2010(b e a)).

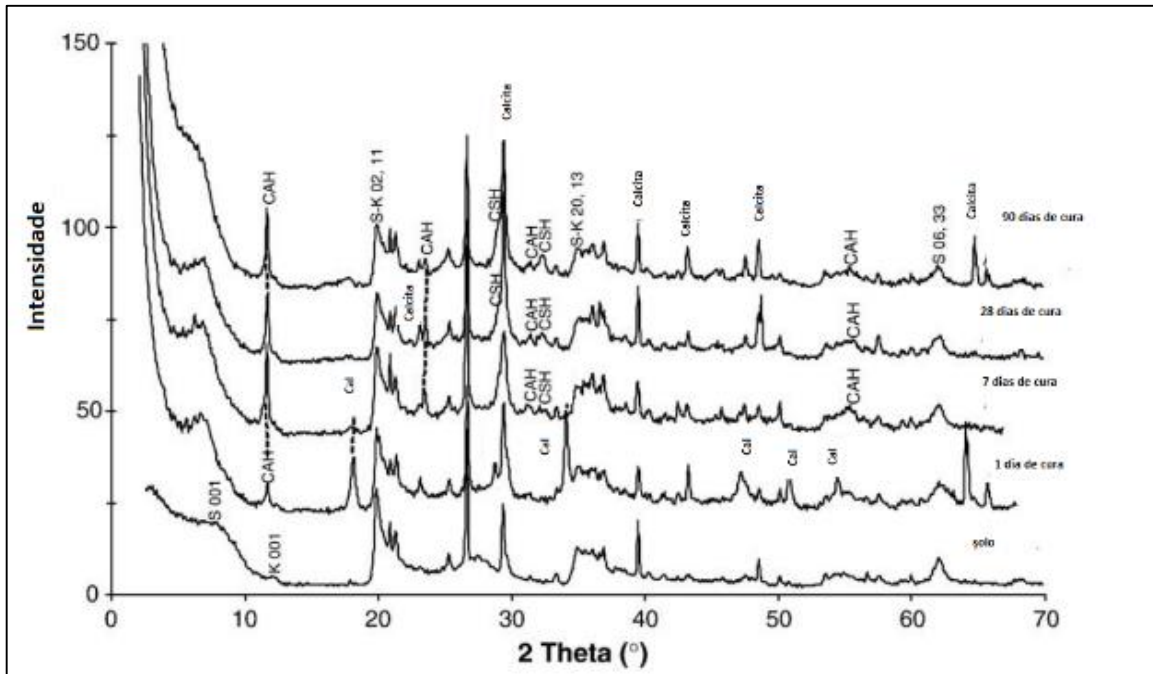


Figura 25-Difratograma de Raios X da mistura contendo 20% e cal curada a 50°C.

Adaptado de: (AL-MUKHTAR *et al.* (2010(b)))

Silvani (2013) estudou a influência da temperatura para uma mistura de areia, cinza volante e cal, para isso foram realizados ensaios de compressão simples e de tração na compressão diametral em corpos de prova com 3, 5 e 7% de cal, com massa específica seca de 14, 15 e 16 kN/m<sup>2</sup>, curados a 20, 27, 35 e 50°C por 28 dias. Os resultados encontrados demonstram que ambas as resistências estudadas aumentam linearmente com o aumento da quantidade de cal e exponencialmente com a redução da porosidade. Com relação à temperatura foi observado que resistência à tração na compressão diametral aumentou 1,6 vezes quando a temperatura de cura passou de 20°C para 27°C, 1,4 vezes quando a temperatura de cura foi elevada de 27°C para 35°C porém não houve acréscimo relevante quando a temperatura variou de 35°C para 50°C, como pode ser observado na Figura 26. O comportamento da resistência à compressão simples foi semelhante, pois quando a temperatura de cura foi elevada de 20°C para 35°C houve um aumento de cerca de 2 vezes na resistência, a partir desta temperatura não houve grande incremento no crescimento da resistência, como pode ser observado na Figura 27. A tendência de estabilização no crescimento da resistência a compressão para um dado tempo de cura também foi percebida por Saldanha (2014), sendo que para 1 dia de cura não houve estabilização, para as temperaturas estudadas, para 3 dias de cura a resistência estabilizou em 60°C e para 7 dias de cura a temperatura de estabilização foi cerca de 50°C, como pode ser observado na Figura 28.

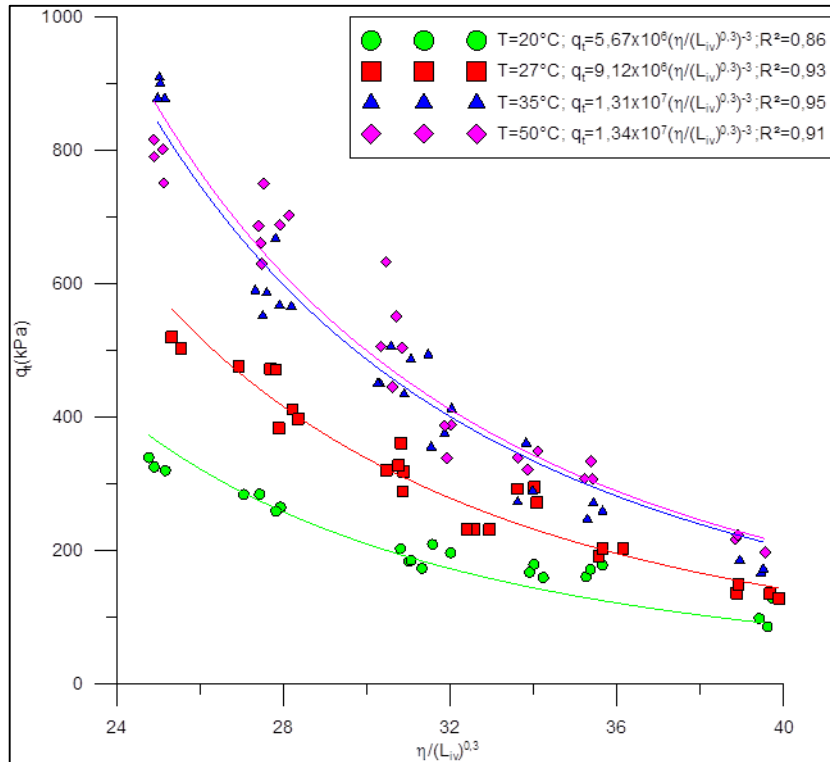


Figura 26-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta / (L_{iv})^{0,3}$ .

Fonte: (SILVANI, (2013))

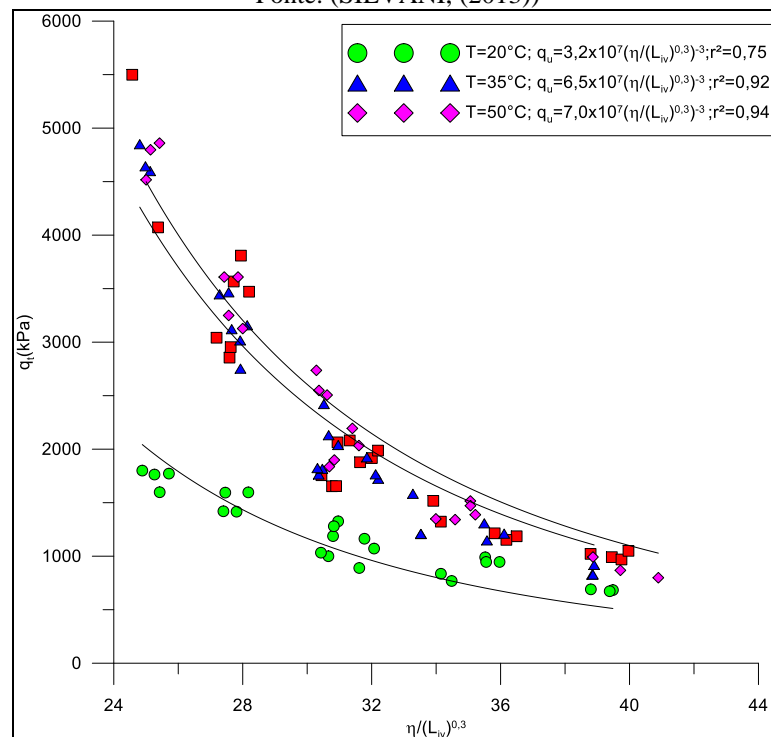


Figura 27- Mudança na resistência à compressão diametral pela variação da relação  $\eta / (L_{iv})^{0,3}$ .

Fonte: (SILVANI, (2013))

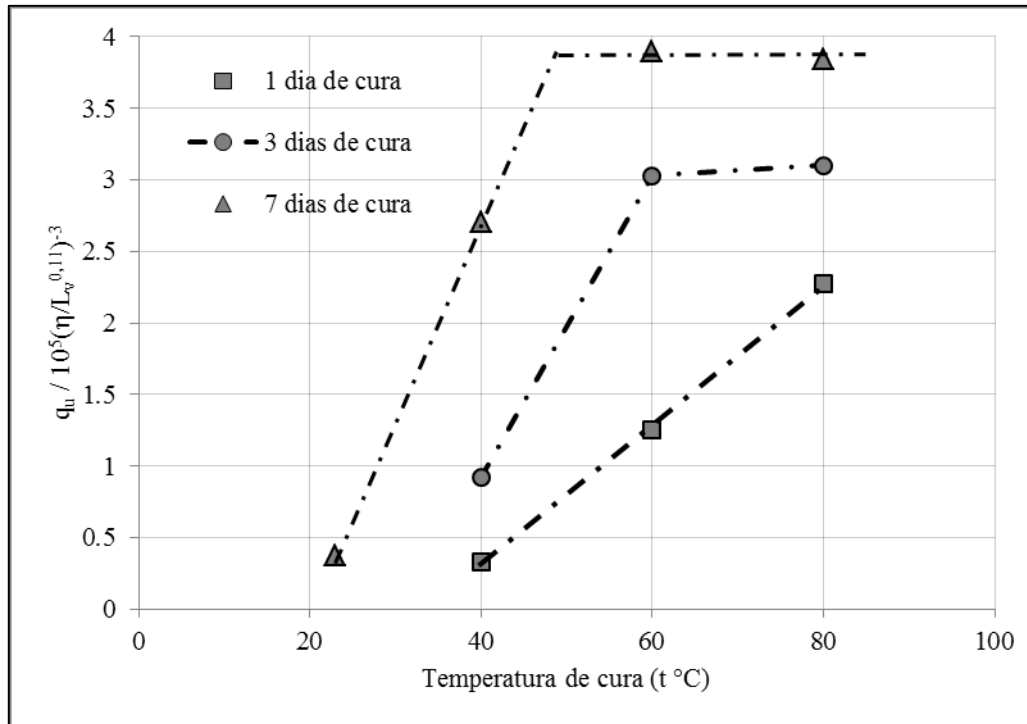


Figura 28-Varição da resistência à compressão simples com a variação da temperatura para vários tempos de cura.

Fonte: (SALDANHA, (2014))

Um caso de obra interessante é citado por Rohfes Junior (1996). Ele descreve as fundações da Usina de Força de Canton, no estado americano de Illinois, onde um solo siltoso foi estabilizado usando 3% de cal hidratada e de 2 a 5% de cinza volante. Após 4 dias de cura a 38°C, observou-se uma resistência a compressão simples entre 1 a 1,4 MPa.

#### 2.4.6 Efeito da relação entre porosidade e teor volumétrico de cal

Segundo Larnach (1960), como a compactação em solos ou no solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com o fator água/cimento, pois este só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água, como no caso de argamassas e concretos tradicionais. A partir de seu estudo com uma mistura de areia com argila estabilizada com cimento propôs a relação vazios/cimento definida pela seguinte expressão:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + \acute{a}gua)}}{\text{Volume Absoluto de Cimento}} \quad \text{Eq.(8)}$$

Uma evolução desta relao foi apresenta por Foppa,(2005) para uma areia artificialmente cimentada e pode ser observada na Equao 9:

$$\frac{\eta}{C_{iv}} = \frac{\left(\frac{V_v}{V_{total}}\right)}{\left(\frac{V_C}{V_{total}}\right)} = \frac{V_v}{V_C} \quad \text{Eq.(9)}$$

Onde  $\eta$  é a porosidade do material,  $C_{iv}$  é o teor volumétrico de cimento,  $V_v$  é o volume de vazios e  $V_C$  é volume de cimento.

Quando a resistência de solos estabilizados é plotada pela relao porosidade/ teor volumétrico de cimento encontra-se uma curva exponencial. Esta tendência foi encontrada por Foppa, (2005), Cruz (2006) em areias.

Porém para solos com parcelas finas ou estabilizados com cal esta não tendência não foi encontrada. Nestes materiais a relao entre a resistência do material e o coeficiente  $\eta/L_{iv}$  sugere que este coeficiente junta dois efeitos distintos das variáveis ( $\eta$ ,  $L_{iv}$ ) em único fator de controle. Mecanicamente falando trata-se do fato de que estas variáveis afetam a resistência do material de formas diferentes, ou seja, o aumento do teor de aglomerante aumenta a resistência enquanto o aumento da porosidade diminui a mesa. Esta disparidade pode ser resolvida com a aplicao de um expoente em uma das variáveis. A maioria dos autores adotou um expoente no coeficiente volumétrico de aglomerante como pode ser visto nos exemplos citados a seguir.

Lopes Junior (2007) estudou a relao vazios/cal tratando um solo arenoso com resíduo de britagem e as proporoes de 3%, 5%, 7%, 9% e 11% de cal em relao ao peso de solo seco. Para cada porcentagem de cal foi feita uma série de ensaios de compressão simples moldadas a diferentes teores de umidade e pesos específicos aparente seco, ambos determinados a partir das curvas de compactao das misturas de solo, resíduo e cimento. As Figuras 29 e 30 apresentam os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras tratadas com cal e com 28 e 90 dias de cura respectivamente Verifica-se um bom ajuste dos dados à porosidade/teor volumétrico de aglomerante ( $\eta/L_{iv}$ ) (ajustados por um fator 0,06).

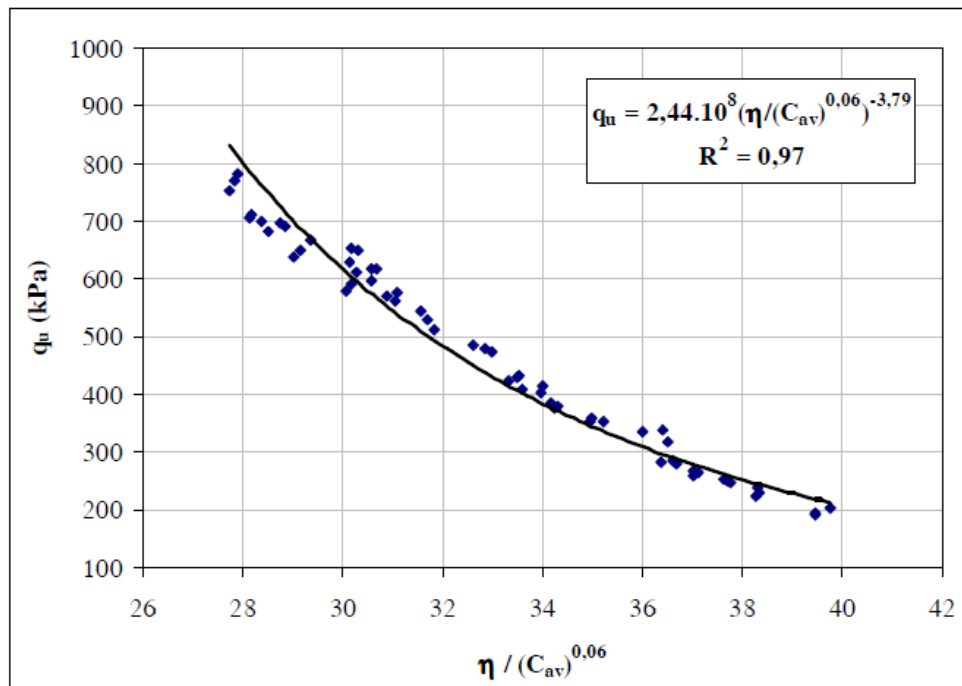


Figura 29– Fator vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 28 dias de cura.

(Fonte: LOPES JUNIOR, (2007))

Dalla Rosa (2009), estudando um arenito da formação Botucatu com adição de 0%, 12,5% e 25% de cinza volante, 3%, 5%, 7% e 9% de cal e tempos de cura de 28, 60, 90 dias encontrou que a relação porosidade/teor volumétrico de aglomerante (ajustado por um fator 0,12), apresenta uma correlação razoável com os valores obtidos para a resistência à compressão simples, tanto para amostras com 0% de cinza volante como pra as amostras com 12,5% e 25% de cinza volante 28, 60 e 90 dias de cura. A Figura 27 mostra os dados plotados exponencialmente para 25% de adição de cinza volante curados por 28 dias.

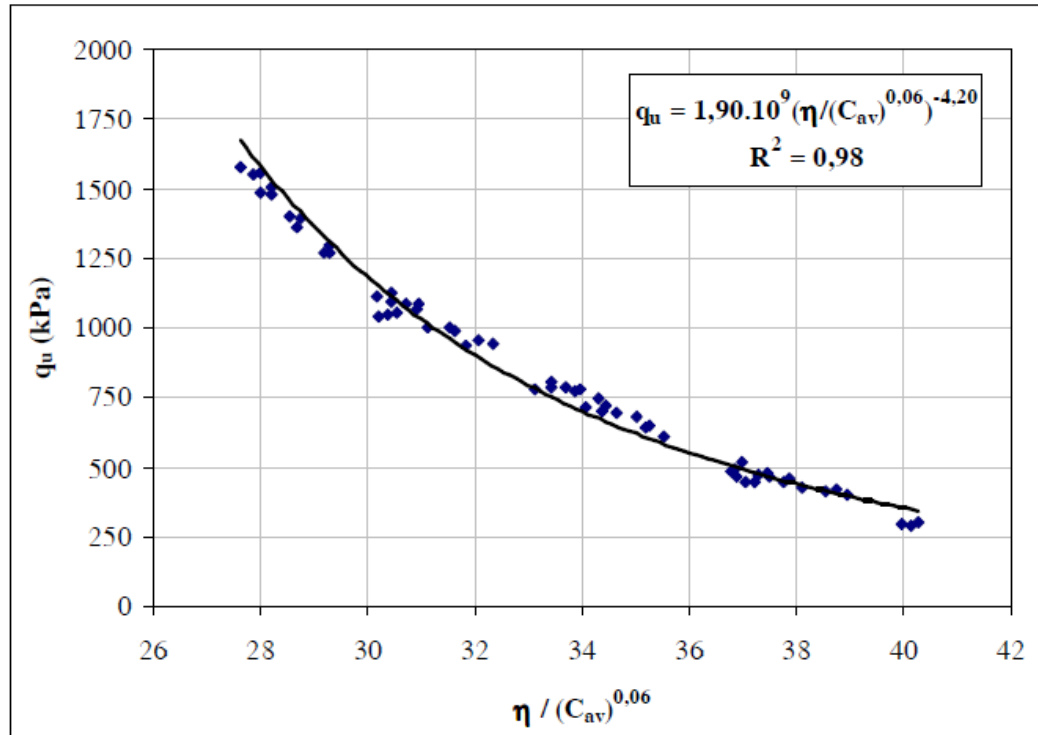


Figura 30– Fator vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 90 dias de cura

(Fonte: LOPES JUNIOR, (2007))

Com base na pesquisa acima citada, Dalla Rosa (2009) concluiu que, para se atingir a resistência desejada, pode-se aumentar a quantidade de cal ou aumentar a energia de compactação ou ainda aumentar o tempo de cura. A dosagem pode ser realizada através da Eq.10 e Eq.11 de maneira interativa.

$$L_v = \frac{100 \left( \frac{\left[ \frac{\gamma_d V_s}{1 + \left( \frac{L}{100} \right)} \right] \left( \frac{L}{100} \right)}{\gamma_{sL}} \right)}{V_s} \quad \text{Eq.(11)}$$

$$\eta = \frac{100 \left\{ \left( \frac{\left[ \frac{\gamma_d V_s}{1 + \left( \frac{L}{100} \right)} \right] \left( \frac{S}{100} \right)}{\gamma_{ss}} \right) + \left( \frac{\left[ \frac{\gamma_d V_s}{1 + \left( \frac{L}{100} \right)} \right] \left( \frac{FA}{100} \right)}{\gamma_{sFA}} \right) + \left( \frac{\left[ \frac{\gamma_d V_s}{1 + \left( \frac{L}{100} \right)} \right] \left( \frac{L}{100} \right)}{\gamma_{sL}} \right) \right\}}{V_s} \quad \text{Eq.(12)}$$

Onde : $\gamma_d$ = Peso específico do solo seco;

$V_s$ = Volume de sólido;

L = teor de cal;

$\gamma_{sL}$ = peso específico real da cal;

S=teor de solo;

FA= teor de cinza volante;

$\gamma_{sFA}$ = peso específico real da cinza volante;

$\gamma_{sL}$ = peso específico real do solo.

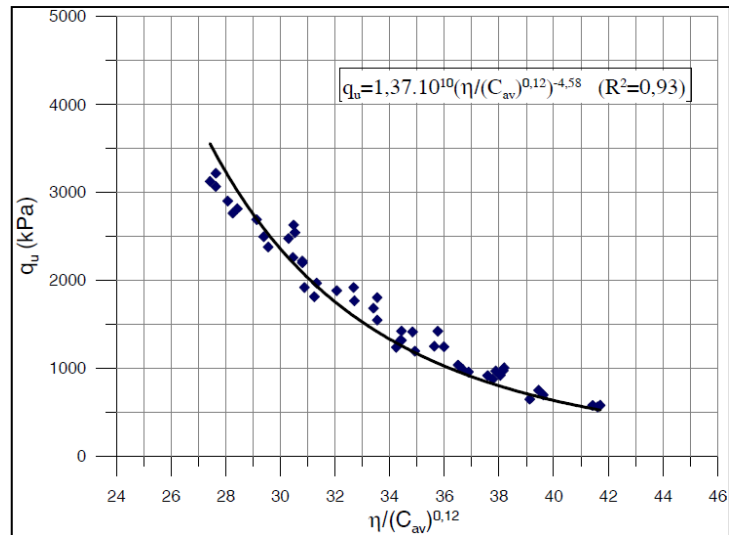


Figura 31- Fator vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para as amostras com 25% de cinza volante ensaiadas com 28 dias de cura.

Fonte: (DALLA ROSA, 2009)

O parâmetro porosidade/ teor volumétrico de cal ajustado com um expoente já se mostrou capaz de representar o comportamento de solo estabilizado com cal curado em diferentes temperaturas como pode ser observado nas Figuras 26, 27, 28 e 32.

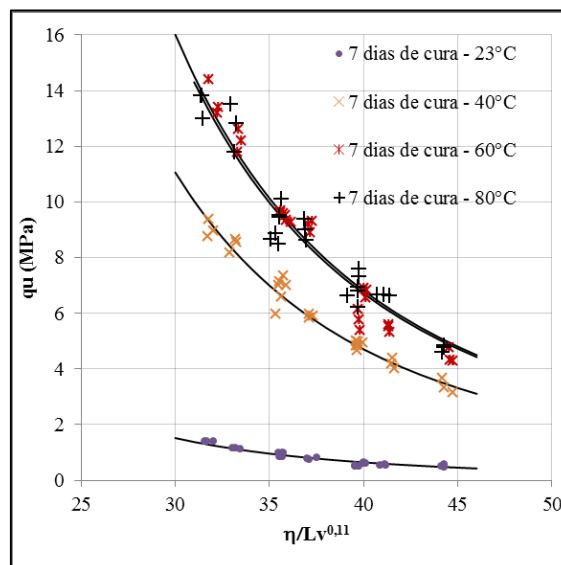


Figura 32 Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação

Fonte: (SALDANHA, 2014).



## 2.5. MEDIDAS DE RIGIDEZ

O aumento da rigidez inicial é o efeito mais evidente em solos cimentados, por esta razão, diversos autores se dedicaram ao estudo do comportamento de pequenas deformações materiais geotécnicos cimentados. Entre eles, estão Clough *et al.*, (1981), Chang e Woods (1992), High e Jardine (1993), Tatsuoka *et al.*, (1999), Schnaid *et al.*, (2001) e Consoli *et al.*, (2010) .

Lopes Junior (2011) e Johram (2013) que estudaram misturas de solo estabilizado com cal verificaram que a adição de cal, mesmo em pequenas quantidades, promoveu o aumento substancial da rigidez inicial. O módulo cisalhante tende a aumentar não linearmente com o aumento da quantidade de cal.

O fato de que, para pequenas deformações, o solo exhibe frequentemente um comportamento não linear que traz consequências práticas e de caráter fundamental (BURLAND, 1989). Por exemplo, Jardine *et al.*, (1986) mostraram que a não linearidade da relação tensão-deformação do solo produz efeitos muito significativos na interação solo-estrutura, na distribuição de tensões na massa de solo e nos deslocamentos em zonas próximas às áreas carregadas e escavações. Burland (1989) enfatiza que se a natureza não linear do comportamento do solo a pequenas deformações não é considerada, a interpretação de ensaios de campo pode se tornar confusa e equivocada.

A Figura 33 mostra uma típica curva rigidez-deformação, onde se observa a degradação da rigidez com o aumento da deformação. Nesta figura também pode ser observado que as faixas de deformações a que o solo está submetido em condições de serviço para diferentes estruturas geotécnicas e as faixas de deformações para as quais a rigidez pode ser determinada em diferentes ensaios laboratoriais. Verifica-se que para pequenas deformações a rigidez é relativamente alta, enquanto que, para deformações próximas da ruptura, o seu valor diminui drasticamente. Esta degradação demonstra claramente a forte dependência da rigidez com o nível de deformação, comprovando o caráter não linear dos solos.

Existem vários métodos para a obtenção da rigidez de solos a pequenas deformações: coluna ressonante, *bender/ extender elements*, técnicas ultrassônicas. Neste trabalho devido a facilidade de operação será utilizada a técnica de ultrassônica *Pulse Velocity*.

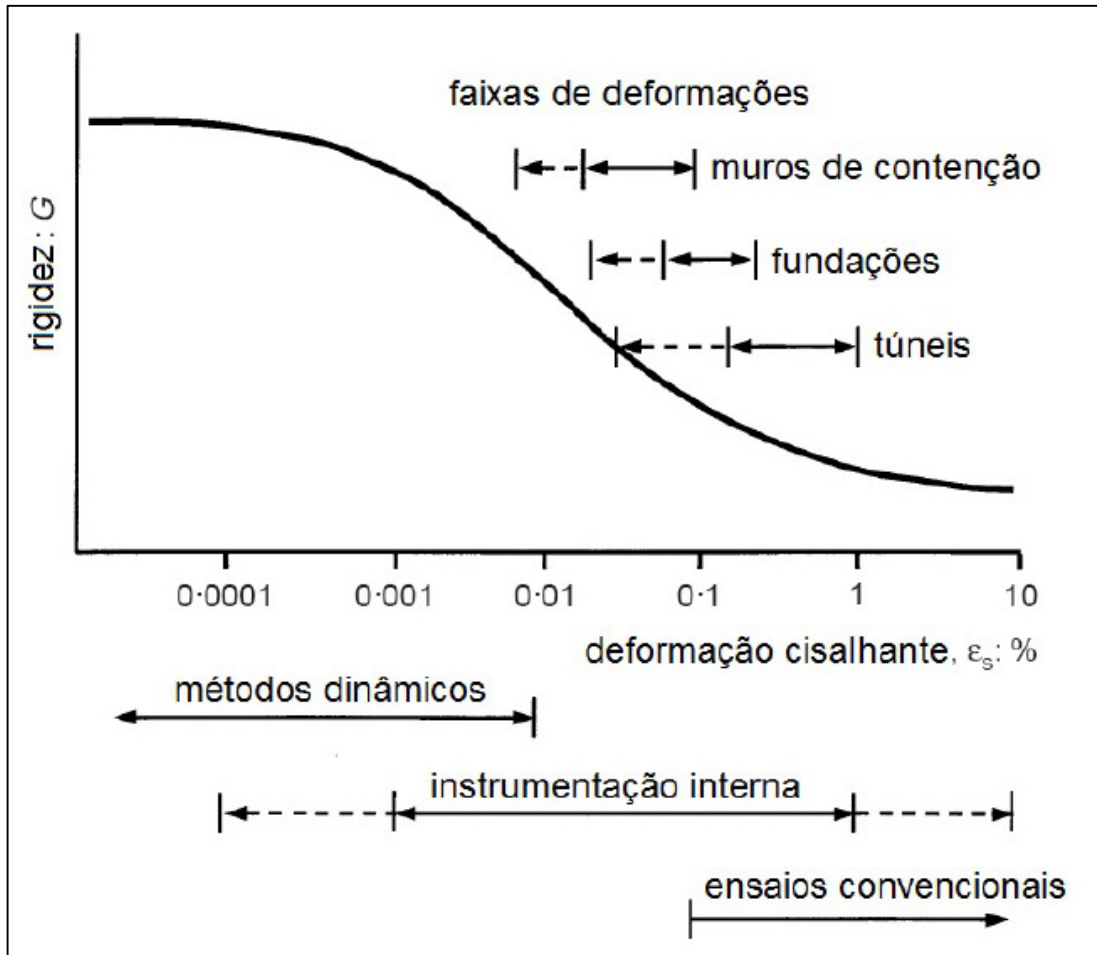


Figura 33: Curva de degradação da rigidez com o nível de deformação

(Adaptado de: ATKINSON, (2000))

### 2.5.1 Método Pulse Velocity

Esta técnica consiste na geração de um pulso, transmissão através do meio desejado, recepção e amplificação do sinal, medição e cálculo do tempo de viagem. Esse método pode ser aplicado através de transmissores ultrassônicos de ondas, *bender/extender elements* ou um impacto externo. (GRANJA *et. al.* 2014)

Long, (2000) mostra que técnicas *Pulse Velocity* envolvem a propagação e detecção de uma vibração mecânica que interagiu com a estrutura testada. Quando a superfície de um sólido semi-infinito é excitada por uma força mecânica que varia com o tempo, energia é irradiada da fonte no formato de três tipos de ondas elásticas. A onda de maior velocidade (a que chega primeiro) é chamada de onda longitudinal ou P. A velocidade das ondas P ( $V_p$ ) é função do

Modulo de Young dinâmico, do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e da peso específico do material ( $\rho$ ), e é dado por:

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \text{Eq.(13)}$$

A segunda onda mais rápida é a onda de cisalhamento ou onda transversa ou ainda onda S. Esta onda causa um movimento das partículas perpendicular a fonte. A velocidade da onda S ( $V_s$ ) depende do modulo de cisalhamento dinâmico( $G$ ) e da  $\rho$ , conforme equação abaixo:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{Eq.(14)}$$

O módulo de Young dinâmico e o módulo de cisalhamento dinâmico podem ser relacionados pela equação:

$$E = 2G(1-\nu) \quad \text{Eq.(15)}$$

Ondas S e P são teoricamente relacionadas com o  $\nu$  através da equação:

$$\nu = \frac{-2 + \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2}{-2 + 2\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2} \quad \text{Eq.(16)}$$

Ondas com menor velocidade trafegam pela superfície do material e tem trajetória elíptica. Estas ondas não serão caracterizadas, pois não são utilizadas para obtenção da rigidez de solo.

## 2.5.2 Ultrasonic Pulse Velocity

Técnicas de *Ultrasonic Pulse Velocity* são usadas para avaliar a resistência, detectar falhas e estimar a espessura do concreto desde a década de 40 (LONG, 2000). Esta técnica, na ultima década, passou a ser utilizada em amostras de solo estabilizado com cal.(JOHAN, 2010 e CONSOLI *et al.*, 2016).

### 2.5.2.1 Distância de percurso (d)

Uma questão importante na interpretação dos resultados da técnica de *Ultrasonic Pulse Velocity* trata-se da distancia de viagem nos corpos de prova. Usualmente usam-se as distancias entre o topo dos transdutores como visto na Figura 34. Santamaria *et al.*, (2001) sugere que para evitar “cross talking” deve-se usar uma distância de percurso maior que duas vezes o comprimento de onda.

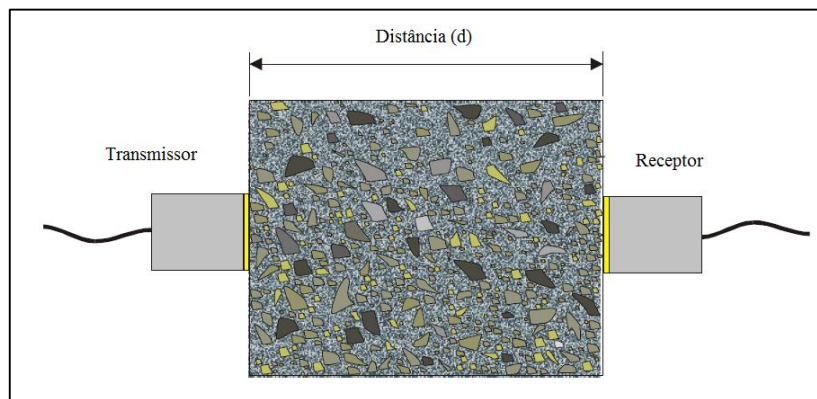


Figura 34-Distância percorrida pela onda no corpo-de-prova.

(Adaptado de: LONG, (2000)).

### 2.5.2.2 Velocidade de Propagação

Outra questão na interpretação da técnica de *Ultrasonic Pulse Velocity* é a avaliação do tempo de viagem da onda sísmica no interior da amostra. Segundo Arroyo *et al.*, (2003) em um material isotrópico, elástico e contínuo o pulso propagado em uma extremidade seria lido inalteradamente do outro lado da amostra. Porém os materiais geotécnicos dificilmente apresentam esta configuração, ou seja, a onda sônica após percorrer o corpo de prova apresenta grandes distorções que dificultam a leitura.

Um dos métodos mais difundidos para o cálculo do tempo de propagação é a medição do tempo entre o início da transmissão e o início do recebimento do sinal (Ponto A na Figura 35). Para ondas de compressão este método pode ser eficaz como retratado por Caberlon (2008), Fonini, (2012) e Floss (2012). Porém para onda de cisalhamento segundo Sanchez-Salineró *et al.*, (1987) é comum que a onda transmitida apresente a primeira onda positiva e a onda recebida apresente o primeiro pico negativo. Este fato é devido ao *near field effect*. Para resolver este problema pode-se adotar a distancia entre outros pontos da onda. O tempo pode ser medido do início da transmissão ate o primeiro vale recebido (Ponto B na Figura 35) ou o ponto onde a onda deixa de ser negativa e passa

a ser positiva (Ponto C na Figura 35). Também pode ser usada a distância entre a crista da onda transmitida e a primeira crista da onda recebida (Ponto D na Figura 36). A técnica utilizada no trabalho será a medição do tempo entre o início da transmissão da onda e a primeiro sinal recebido tanto para ondas de compressão como para ondas de cisalhamento.

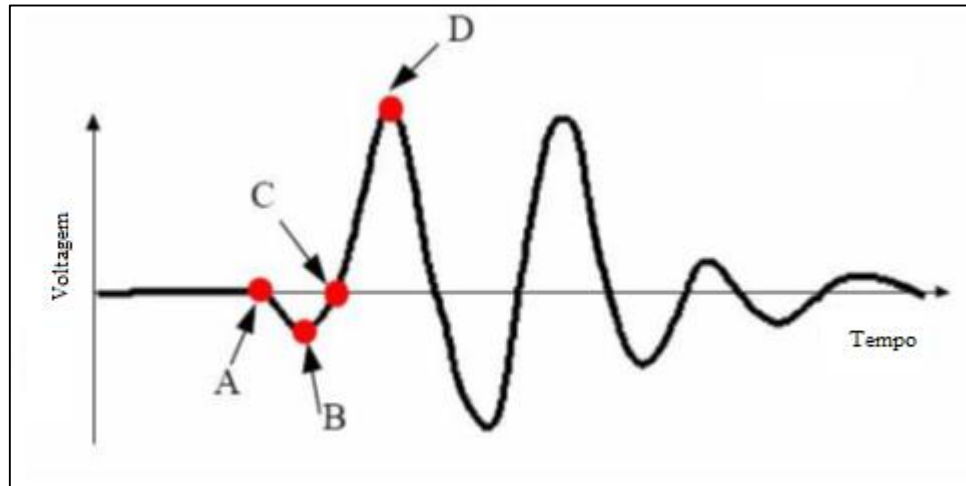


Figura 35- Pontos da onda de saída

(Adaptado de :YAMASHITA *et al.*, (2007))

## 2.6. ENSAIO TRIAXIAL VERDADEIRO

O aparelho de ensaio triaxial convencional é um dispositivo de laboratório amplamente usado para explorar características de deformação e resistência ao cisalhamento de solos. Porém, apesar do nome, não permite o controle independente das três tensões principais do solo, pois a tensão intermediária tem que ser igual a pelo menos uma das outras tensões principais aplicadas no aparelho. Na prática, o solo no entorno de qualquer estrutura geotécnica geralmente é submetido a seis variáveis de estresse independentes.

O aparelho de ensaio triaxial verdadeiro proporciona a possibilidade de controlar as três tensões principais ou as três deformações principais sem permitir a rotação da direção dos eixos principais. Este, portanto, permite a exploração do comportamento tridimensional dos elementos de solo. Os principais elementos estudados em equipamento de triaxial verdadeiro são:

- A influência da tensão principal intermédia sobre o comportamento dos solos. Lade e Duncan (1973 *apud* SADEK, (2006)) realizaram testes multiaxiais em uma areia com a finalidade de explorar os efeitos da tensão principal intermediária. Eles relataram que, quando a tensão principal intermediária muda a partir do seu valor mínimo (isto é, igual à tensão menor principal) para o seu valor máximo (ou seja, igual à maior tensão principal) as seguintes características são observadas: a deformação principal maior mantém-se como compressão, mas tem seu valor diminuído; a deformação principal menor permanece de expansão e com isso há um aumento da taxa de expansão; as taxas de contração inicial e subsequente expansão aumentam.
- Efeito de bandas de cisalhamento sobre o comportamento de tensão-deformação e falha de solos.
- Investigação da natureza anisotrópica não-monotônica de solos.
- Utilização de dados multiaxiais para a exploração e verificação das hipóteses básicas de modelos constitutivos sofisticados.

O parâmetro associado com o ensaio triaxial verdadeiro é o parâmetro  $b$ , definido como:

$$b = \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad \text{Eq.17}$$

onde  $\sigma_1$  = tensão principal maior,

$\sigma_2$  = tensão principal intermediária, e

$\sigma_3$  = tensão principal menor.

Vários tipos de aparelhos foram desenvolvidos por muitos pesquisadores diferentes, mas todos eles se dividem em três categorias principais: tensão controlada com parede flexível, deformação controlada com parede rígidas e fronteira mista.

### 2.6.1 Triaxial Verdadeiro com Tensão Controlada e Parede Flexível

Ko e Scott desenvolveram um aparelho, em 1967, que tem sido o modelo de muitos equipamentos de Triaxial Verdadeiro com parede flexível. Segundo Willians (2001) o conceito básico deste tipo de equipamento é de uma caixa rígida cúbica capaz de proporcionar força de reação para membranas flexíveis de borracha que podem ser pressurizadas independentemente e assim transmitir tensões uniformes para a amostra cubicas nos três planos principais. O deslocamento e a alteração do volume das membranas podem ser medidos para o cálculo das tensões. Segundo Desai *et al.*, (1982 *apud* WILLIANS, 2001), o aparelho apresenta como principais componentes os elementos mostrados na Figura 38.

Outra vantagem deste tipo de equipamento consiste na possibilidade da instalação de *bender elements* nas três direções principais da amostra. Logo através de trajetórias isotrópicas pode-se avaliar a anisotropia da amostra a grandes deformações e com o uso dos *bender elements* pode-se avaliar a anisotropia da amostra a pequenas deformações.

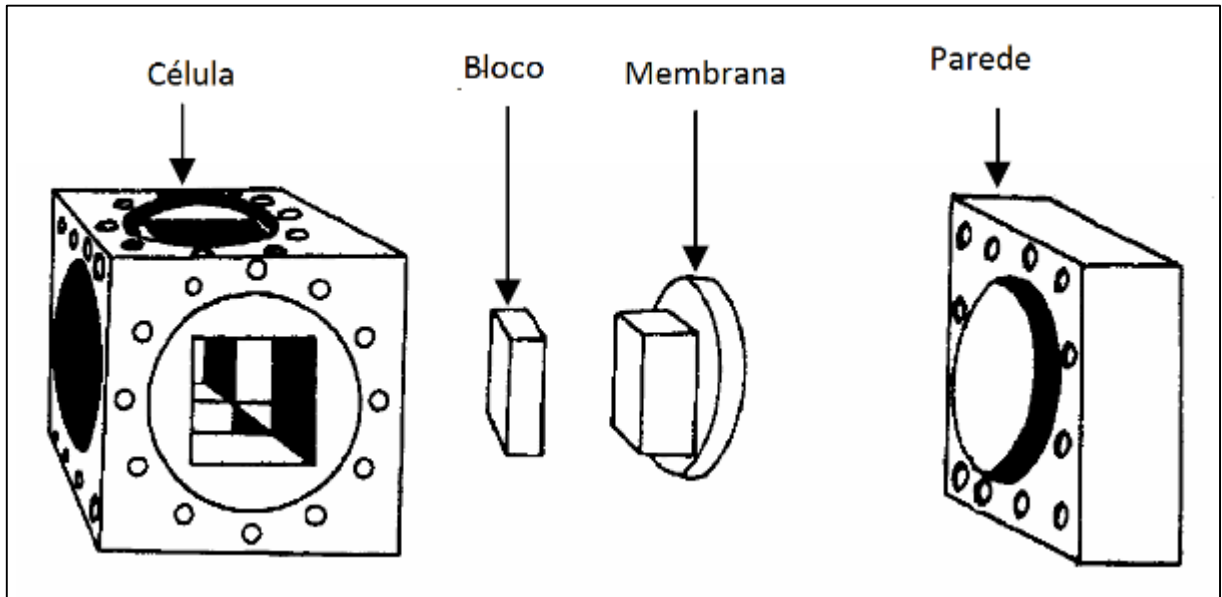


Figura 36- Componentes o Triaxial Verdadeiro de Tensão Controlada e parede flexível.

(Adaptado de: WILLIAN,(2001))

### 2.6.2 Triaxial Verdadeiro com Deformação Controlada e Parede Rígida

O conceito básico do equipamento Triaxial Verdadeiro de parede rígida foi desenvolvido por Hambly em 1969 (Figura 39). Este equipamento é composto por seis placas rígidas que se deslocam uma em relação às outras da forma que a amostra possa ser distorcida nas três direções principais. Os deslocamentos são controlados pelos deslocamentos das placas e as tensões por células de carga, porém há dificuldade na verificação da homogeneidade das tensões.

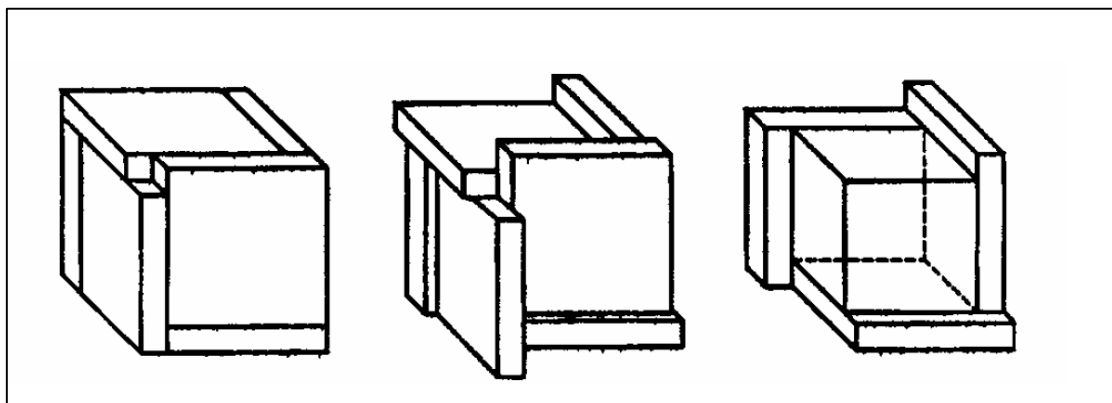


Figura 37- Arranjo das placas que aplicam a deformação no Triaxial Verdadeiro de parede Rígida.

(Fonte: WILLIAMS, (2001))

### 2.6.3 Triaxial Verdadeiro Parede Mista

Usualmente utiliza-se um equipamento semelhante ao aplicado nos equipamentos triaxiais para a aplicação da tensão principal menor e a tensão desviadora. A tensão intermediária é conseguida com a adição de um sistema de carregamento horizontal, que pode ser rígido ou semi-flexível. O sistema rígido pode geral apresentar alguns erros devido à desuniformidade da carga. O sistema semi-flexível utilizado Lade e Duncan (1973 *apud* WILLIAMS, 2001) aplica a carga por meio de uma superfície que composta por lâminas horizontais alternadas de inox, aço e madeira de balsa que pode deformar até 20%. A Figura 40 mostra o equipamento de Lade 1973.

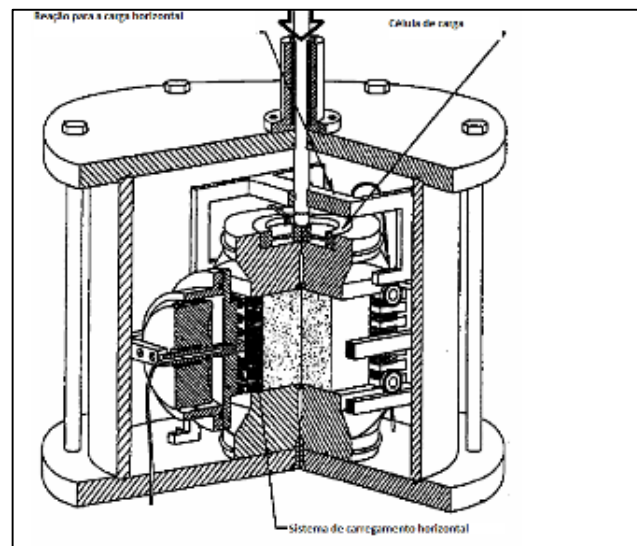


Figura 38- Triaxial Verdadeiro de Parede mista de Lade (1973)

(Adaptado de: WILLIAMS, (2001))

## 2.7. RESULTADOS DE ENSAIOS EM TRIAXIAL VERDADEIRO PARA SOLO COM CIMENTAÇÃO

A maior parte dos estudos em solos cimentados baseia-se em resultados de ensaios triaxiais convencionais. Entre os poucos estudos encontrados destaca-se o de Reddy (1990) que estudou uma areia fina com a adição de 2% de cimento em um triaxial verdadeiro de parede flexível ao longo de diferentes trajetórias de tensão com o parâmetro  $b$  variando de 0 até 1. A Figura 39



mostra o comportamento deste material quando submetido à compressão hidrostática sendo que a Figura 39(a) mostra as curvas tensão x deformação nas 3 direções principais e a Figura 39(b) apresenta a variação volumétrica com a variação da tensão média. A Figura 40 mostra o comportamento deste material quando submetido a uma trajetória com  $b=1$ , sendo que a Figura 40(a) mostra as curvas tensão x deformação nas 3 direções principais e a Figura 40(b) apresenta a variação da deformação na direção z com a variação da tensão média.

A análise das Figuras 39 e 40 nos permitem observar que variações em  $\sigma_2$  resultam em variações na resistência ao cisalhamento. Os resultados encontrados por Reddy (1990) mostram que areias cimentadas em geral expandem na direção da tensão principal menor e intermediária e contraem na direção da tensão principal maior, logo o comportamento do material depende da trajetória de tensões e seu comportamento não segue o modelo elástico. Os resultados também revelam que o solo apresenta isotropia transversal, ou seja, comportamento similar em duas direções (x e y) e comportamento diferenciado na direção z, este comportamento deve-se provavelmente ao tipo de moldagem aplicada ao corpo de prova. O corpo de prova foi compactado em 3 camadas na direção z. Quanto ao comportamento dilatante os dados de Reddy (1990) mostraram uma tendência dilatante mesmo para um material com índice de vazios entre fofo e mediamente compacto.

A Figura 41 mostra a superfície de ruptura no plano triaxial. A superfície 3D de ruptura desse material tem formato cônico com seção transversal triangular com cantos arredondados como pode ser visto na Figura 42. Esta superfície apresenta formato próximo à superfície de falha de areia não cimentada, porém apresenta seu início na parte negativa do gráfico devido ao fato de apresentar resistência à tração.

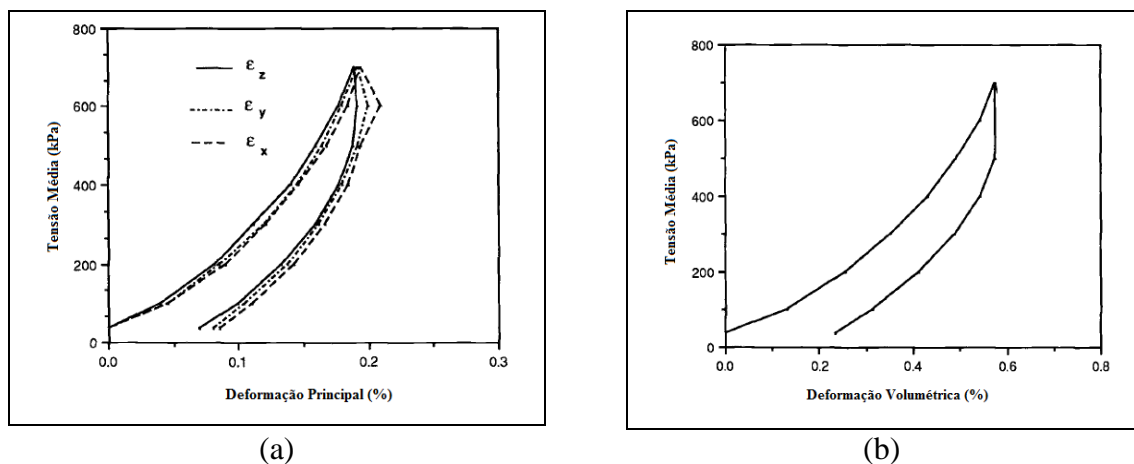
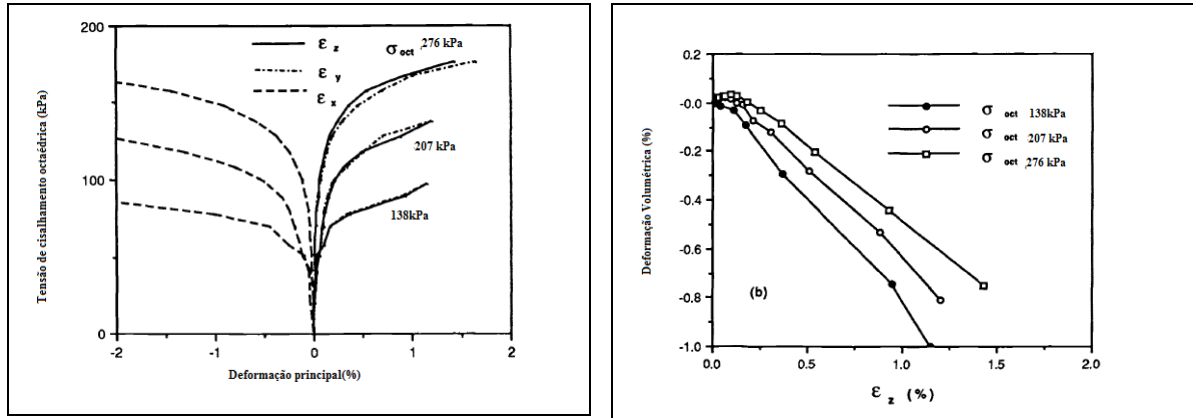


Figura 39-Compressão Hidrostática de areia- cimento  
(Adaptado de: REDDY (1990))



(a) (b)  
 Figura 40-Resultados dos testes com  $b=1$  para areia artificialmente cimentada.

(Adaptado de REDDY (1990)).

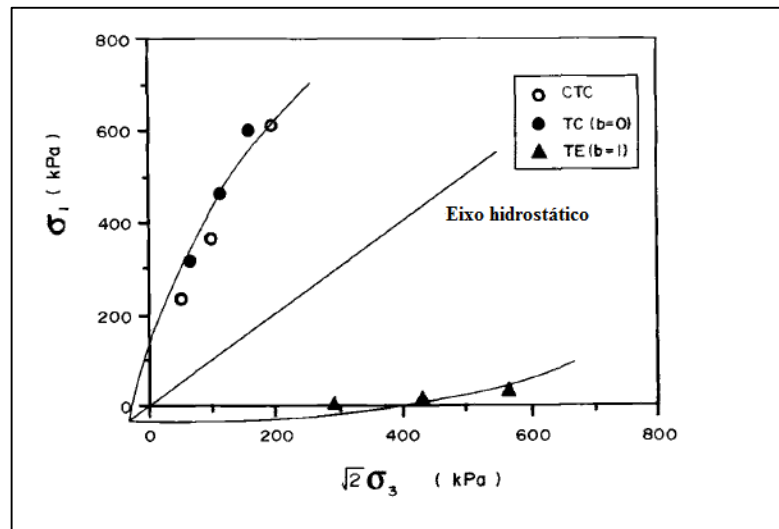


Figura 41-Superfície de ruptura no plano triaxial

(Adaptado de: REDDY (1990))

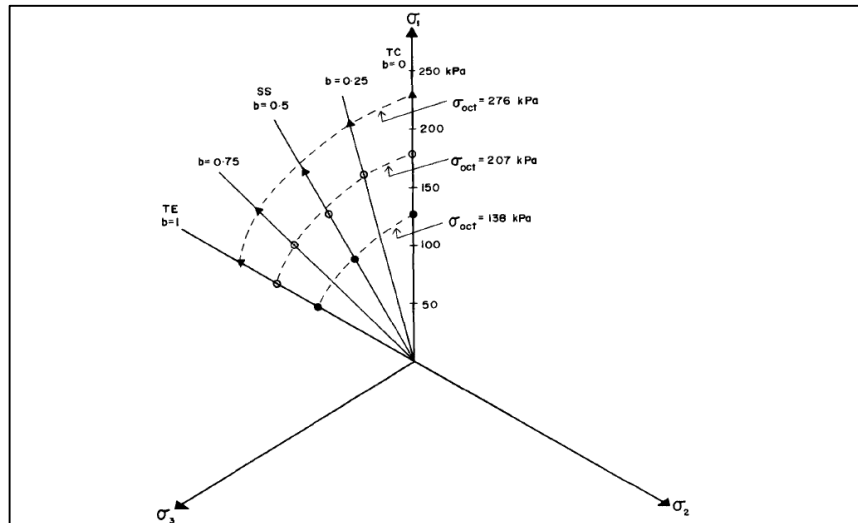


Figura 42-Superfície de ruptura no plano 3D da areia artificialmente cimentada.

(Adaptado de: REDDY (1990))

## 2.8. CRITÉRIOS DE RUPTURA PARA MATERIAIS FRICCIONAIS

Um dos pontos de maior interesse sobre o comportamento do solo, para o engenheiro geotécnico, é o critério de ruptura. Por este motivo vários autores propuseram modelos de critérios de ruptura para materiais friccionais como Mohr Coulamb, Matsuoka e Nakai (1974), Lade e Duncan (1975), Lade e Kim (1988, a, b, c), William and Warnke (1974) e Lade (1977). Os modelos acima citados tratam o material analisado como homogêneo e isotrópico.

### 2.9.1 Representação das tensões e deformações no plano Tridimensional

A Figura 43 mostra um sistema de coordenadas retangulares onde o eixo z é escolhido para coincidir com a direção de compactação. Nesse espaço a linha onde  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$  é chamada de eixo hidrostático e o plano normal a este eixo onde  $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \text{constante}$  é denominado plano octaédrico. As três tensões principais podem ser caracterizadas pelas componentes normais e tangenciais a este plano. A componente normal,  $\sigma'_{oct}$ , e a componente tangencial,  $\tau_{oct}$ , são usualmente chamadas de tensão efetiva octaédrica e tensão cisalhante octaédrica e são calculadas pelas equações 17 e 18:

$$\sigma'_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) \quad \text{Eq.(17)}$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2} \quad \text{Eq.(18)}$$

Outras relações matemáticas que podem ser úteis são apresentadas nas equações 19 e 20. Para a total caracterização deste plano é necessário introduzir outra variável,  $\alpha$ , que determina a direção de cisalhamento no plano octaédrico, como pode ser visto na Figura 44. O cálculo de  $\alpha$  em função das tensões principais é apresentado na Equação 21.

$$\overline{OO'} = \sqrt{3} \sigma'_{oct} = \frac{I_3}{\sqrt{3}} \quad \text{Eq.(19)}$$

$$\overline{O'P} = r = \sqrt{3} \tau_{oct} = \sqrt{2J_2} \quad \text{Eq.(20)}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{3}(\sigma'_y - \sigma'_x)}{2\sigma'_z - \sigma'_x - \sigma'_y} \quad \text{Eq.(21)}$$

A deformação cisalhante octaédrica é calculada em função das deformações principais  $\varepsilon_x, \varepsilon_y$  e  $\varepsilon_z$  através da equação 22.

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2} \quad \text{Eq.(22)}$$

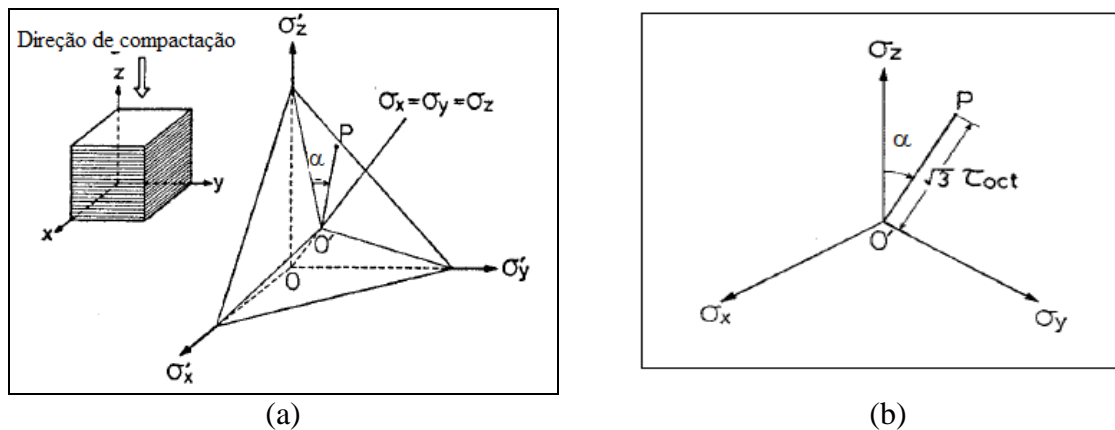


Figura 43-Representação das tensões principais no plano octahedrico.

Adaptado (YAMADA;ISHIHARA, (1979))

## 2.9.2 Descrição das Superfícies de falha

O material estudado trata-se de um material intermediário entre solo e concreto. Devido a esta característica intermediária foram testadas superfícies de ruptura destinadas a solos e a concretos na busca de um resultado otimizado.

### 2.9.2.1 Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb

Trata-se de um critério linear que não leva em consideração a tensão intermediária e destinado a materiais com atrito interno. De acordo com o critério de Mohr-Coulomb (graficamente representado na Figura 44(a)), a resistência ao cisalhamento  $\tau$  na iminência da ruptura, no plano de ruptura, pode ser determinada pela Equação 23, proposta por Coulomb em 1773.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{Eq.(23)}$$

onde  $c$  é a coesão e  $\phi$  o ângulo de atrito interno do material.

O conceito do círculo de Mohr pode ser utilizado para expressar a função de escoamento em termos das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , a tensão principal maior e a tensão principal menor, respectivamente. Desta forma chega-se as Equações 24 e 25.

$$\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{3} \sin \phi + c \cos \phi \quad \text{Eq.(24)}$$

$$F = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} - \frac{\sigma_z - \sigma_x}{3} \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad \text{Eq.(25)}$$

onde  $F$  é a função de resistência para o critério de Mohr-Coulomb em termo das tensões principais ( $F(\sigma_1, \sigma_3)$ ).

A Figura 44 (b) mostra este critério de ruptura no plano octaédrico. Tratasse de uma pirâmide irregular com arestas agudas.

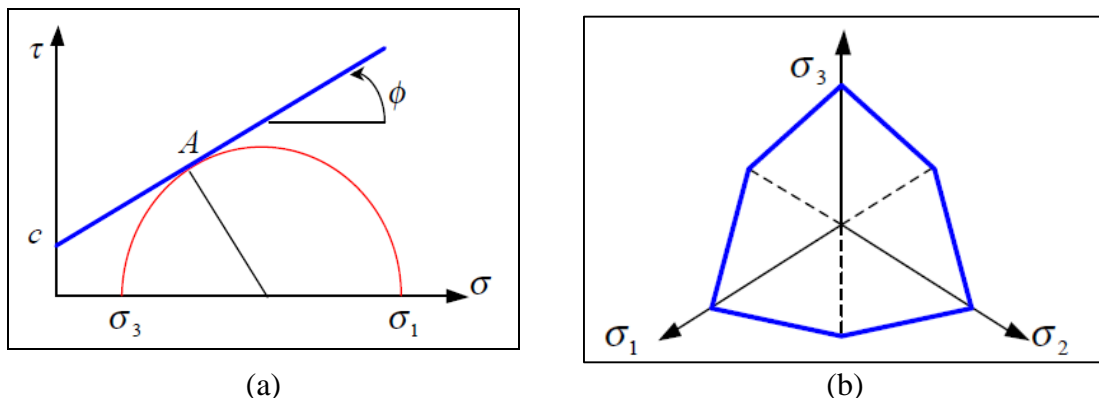


Figura 44-Critério de escoamento de Mohr-Coulomb: a) no plano  $(\sigma, \tau)$ ; b) em plano octaédrico.

### 2.9.2.2 Critério de Ruptura de Drucker-Prager

O modelo de Mohr-Coulomb apresenta cantos agudos quando se traça a função no espaço octaédrico das tensões principais. Esses cantos implicam em singularidades nas funções de fluência que dificultavam a implementação computacional. Visando resolver este problema Drucker e Prager (1952) propuseram uma revisão na equação da superfície de escoamento

proposta por Coulamb. Este critério é apresentado matematicamente pela Equação 26 e não incorpora a ação do caminho de tensão ao qual o material é sujeito. As diferenças entre o critério de Mohr- Coulamb e Drucker-Prager podem ser observadas na Figura 45.

$$F = \sqrt{\frac{1}{6}(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2} - A - B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad \text{Eq.(26)}$$

Onde  $A = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3+\sin \phi)}$  e  $B = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3+\sin \phi)}$  que são funções da coesão e do ângulo de atrito e  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  que são as tensões principais.

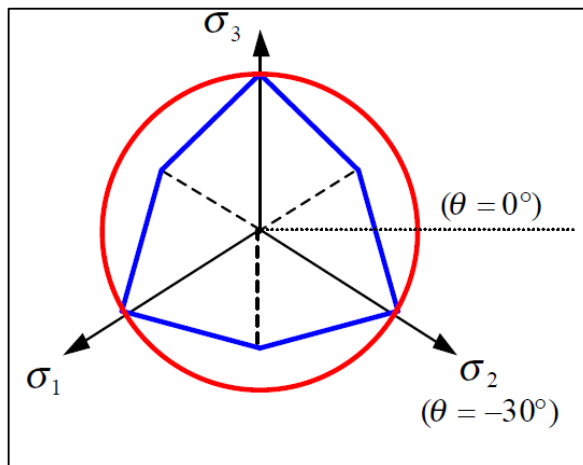


Figura 45-Critério de escoamento de Mohr-Coulomb e Drucker- Prager em plano octaédrico.

### 2.9.2.3 Critério de Ruptura de Willam-Warnke (com 3 Parâmetros)

O Critério de Ruptura de Willam-Warnke foi desenvolvido para uso em concreto e trata-se de uma evolução do modelo de Bresler-Pister que sugeria uma superfície circular de ruptura no plano octaédrico.

Willam e Warnke (1975) sugeriram uma superfície de ruptura baseada em três parâmetros para concreto sob-regime de tração e baixas compressões. Este modelo possui meridianos em forma de retas e seções transversais no plano octaédrico de forma não circular. A seção transversal não circular é desenvolvida por uma aproximação elíptica e então esta seção é usada como base para o desenvolvimento de uma superfície de ruptura cônica com o eixo hidrostático servindo de eixo de revolução.

Considerando um plano desviatório típico da superfície de ruptura do concreto, conforme ilustra a Figura 46, Willam e Warnke chegaram a Equação 27 para  $r(\theta)$  (raio em função do ângulo) em

termos dos parâmetros  $r_c$  e  $r_t$  através de uma aproximação elíptica. A Equação 28 mostra o cálculo de  $\theta$  com base nas tensões principais.

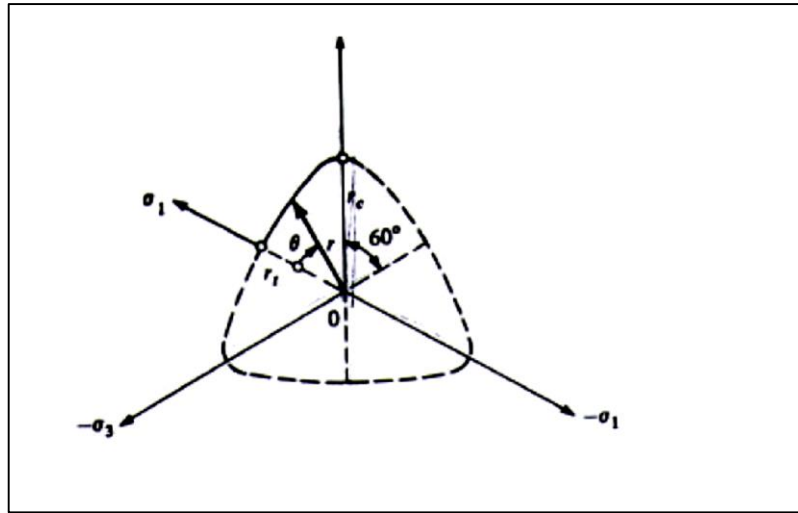


Figura 46-Envoltória de Ruptura de Willam-Warnke no plano octaédrico.

(Fonte: WILLIAM: WARNKE, (1975))

$$r(\theta) = \frac{2r_c(r_c^2 - r_t^2) \cos \theta + r_c(2r_t - r_c) [4(r_c^2 - r_t^2) \cos^2 \theta + 5r_t^2 - 4r_t r_c]^{\frac{1}{2}}}{4(r_c^2 - r_t^2) \cos^2 \theta + (r_c - 2r_t)^2} \quad \text{Eq.(27)}$$

$$\cos \theta = \frac{2\sigma_x - \sigma_y - \sigma_z}{\sqrt{2} [(\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_x)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad \text{Eq.(28)}$$

onde  $r_c$ = raio de compressão e  $r_t$ = raio de tração.

Nota-se que a elipse torna-se um círculo quando  $r_t = r_c$  e que para os meridianos  $\theta = 0^\circ$  e  $\theta = 60^\circ$  a posição do vetor  $r(\theta)$  se torna igual à  $r_t$  ou  $r_c$ . O modelo funciona bem para  $0,5 \leq r_t / r_c \leq 1$ . O plano desviatório ilustrado na Figura 47 é usado como base para uma superfície de ruptura cônica cujo eixo de revolução é o eixo hidrostático e pode ser representado pela Equação 29. Esta superfície de ruptura é expressa em termos de  $\sigma_m$  (tensão normal média),  $\tau_m$  (tensão cisalhante mdia) e do ângulo de similaridade  $\theta$ .

$$f(\sigma_m, \tau_m, \theta) = \frac{1\sigma_m}{\rho f_c} - \frac{1\tau_m}{r(\theta)f_c} - 1 = 0 \quad \text{Eq.(29)}$$

Estas tensões relacionam-se com as tensões octaédricas  $\sigma_{oct}$  e  $\tau_{oct}$ , com os invariantes  $I_1$ ,  $J_2$  e com tensões principais através das Equações 30 e 31.

$$\sigma_m = \sigma_{oct} = \frac{1}{3} I_1 = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad \text{Eq.(30)}$$

$$\tau_m^2 = \frac{3}{5} \tau_{oct}^2 = \frac{2}{3} J_2 = \frac{1}{15} [(\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_x)^2] \quad \text{Eq.(31)}$$

Os valores de  $\sigma_m$  e  $\tau_m$  no critério de ruptura da Equação 30 e 31 são normalizados pela resistência à compressão uniaxial. Os três parâmetros da superfície de ruptura são  $r_t$ ,  $r_c$  e  $\rho$ . Estes são obtidos através de ensaios típicos para concreto: tração uniaxial, compressão uniaxial e compressão biaxial. Usando os valores das resistências normalizadas os três testes são caracterizados conforme ilustra a Tabela 3.

Tabela 3- Valores das resistências normalizadas para os ensaios de compressão simples, tração direta e compressão biaxial.

Ensaio	Relação	$\frac{\sigma_{oct}}{f_t}$	$\frac{\tau_{oct}}{f_t}$	$\theta$	$r(\theta)$
Compressão simples	$\sigma_z = f_t$	$\frac{1}{3} \alpha_z$	$\sqrt{\frac{2}{15}} \alpha_z$	$0^\circ$	$r_c$
Tração Direta	$\sigma_x = -f_t$	$\frac{-1}{3}$	$\sqrt{\frac{2}{15}}$	$60^\circ$	$r_t$
Compressão biaxial	$\sigma_y = \sigma_x = f_c$	$\frac{-2}{3} \alpha_u$	$\sqrt{\frac{2}{15}} \alpha_u$	$60^\circ$	$r_t$

(Adaptado de :WILLIAN e WARNKE, (1974))

Substituindo estes valores de resistência no critério de ruptura apresentado na Equação 29 os três parâmetros do modelo são obtidos:

$$\rho = \frac{\alpha_u \alpha_z}{\alpha_u - \alpha_z} \quad \text{Eq.(32)}$$

$$r_c = \sqrt{\frac{6}{5} \frac{\alpha_u \alpha_z}{2\alpha_u - \alpha_z}} \quad \text{Eq.(33)}$$

$$r_t = \sqrt{\frac{6}{5} \frac{\alpha_u \alpha_z}{3\alpha_{bu} \alpha_z + \alpha_u - \alpha_z}} \quad \text{Eq.(34)}$$



onde  $\rho$  é o vértice da superfície cônica, este sempre se localiza sobre o eixo hidrostático. A localização dos pontos obtidos de resistência à tração e compressão e do vértice na envoltória de ruptura são mostrados na Figura 47.

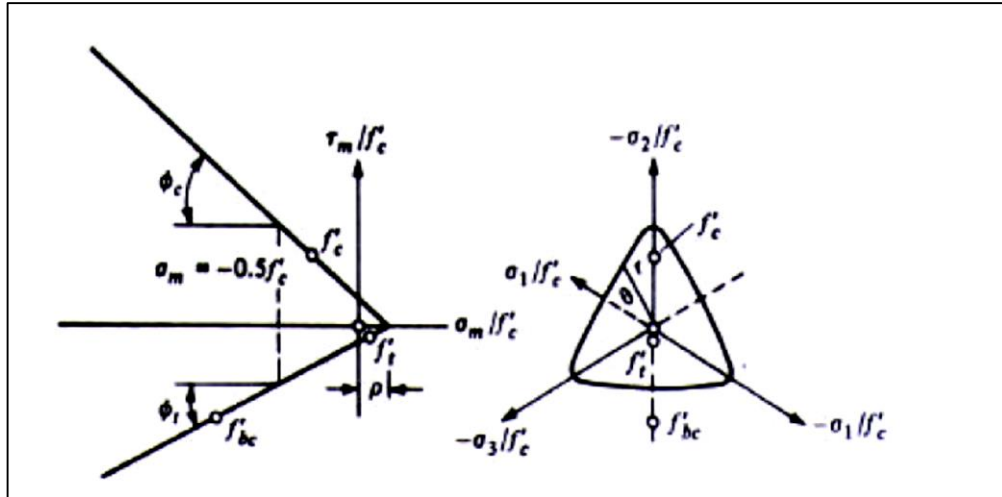


Figura 47-Localização do vértice e dos pontos de resistência à tração e compressão na envoltória de Willam-Warnke.

(Fonte: WILLIAN e WARNKE, (1974))

#### 2.9.2.4 Critério de Ruptura de Willam-Warnke (com 5 Parâmetros)

O Critério de Ruptura de Willam-Warnke com 3 parâmetros possui meridianos retos. Buscando uma representação mais próxima da realidade no mesmo artigoem que sugerem o modelo com 3 parametros, os autores propuseram um critério com 5 parâmetros e meridianos curvos. Estes cinco parâmetros são obtidos dos mesmos ensaios usados no critério apresentado no item anterior. A condição de falha deste modelo é:

$$f(\sigma_a, \tau_a, \theta) = \frac{1}{r(\sigma_a, \theta)} \frac{\tau_a}{f_{cu}} - 1 \quad \text{Eq.(35)}$$

Neste modelo  $\tau_a$  é dependente somente de  $\sigma_a$  e  $\theta$ . A superfície de falha deste modelo é construída aproximando os meridianos  $\theta=0^\circ$  e  $\theta=60^\circ$  por duas parábolas de segunda ordem conectadas por um superficie elipsoidal. Esta superficie é definida como uma extensão da Eq.(27) e esta apresentadas na Equação (36). Neste modelo  $r_c$  e  $r_t$  são calculados pelas Equações (37) e (38).

$$r(\tau_a, \theta) = \frac{2r_c(r_c^2 - r_t^2) \cos \theta + r_c(2r_t - r_c)[4(r_c^2 - r_t^2) \cos^2 \theta + 5r_t^2 - 4r_t r_c]^{\frac{1}{2}}}{4(r_c^2 - r_t^2) \cos^2 \theta + (r_c - 2r_t)^2} \quad \text{Eq.(36)}$$

$$r_c(\sigma_a) = a_0 + a_1 \frac{\sigma_a}{f_{cu}} + a_2 \left( \frac{\sigma_a}{f_{cu}} \right)^2 \quad \text{para } \theta = 0^\circ \quad \text{Eq.(37)}$$

$$r_t(\sigma_a) = b_0 + b_1 \frac{\sigma_a}{f_{cu}} + b_2 \left( \frac{\sigma_a}{f_{cu}} \right)^2 \quad \text{para } \theta = 60^\circ \quad \text{Eq.(38)}$$

A tabela 4 mostra os estados de tensões dos testes usados para a obtenção dos parâmetros do critério de ruptura.

Tabela 4- Estado de tensões dos ensaios de compressão axial, tração direta e compressão biaxial.

Teste	$\frac{\sigma_a}{f_{cu}}$	$\frac{\tau_a}{f_{cu}}$	$\theta$	$r(\sigma_a, \theta)$
$\sigma_1 = f_t$	$\frac{1}{3}\alpha_z$	$\sqrt{\frac{2}{15}} \alpha_z$	$60^\circ$	$r_1(\sigma_a)$
$\sigma_1 = \sigma_2 = f_{bc}$	$\frac{2}{3}\alpha_u$	$\sqrt{\frac{2}{15}} \alpha_z$	$60^\circ$	$r_1(\sigma_a)$
	$-\xi$	$\rho_1$	$60^\circ$	$r_1(\sigma_a)$
$\sigma_3 = f_{cu}$	$\frac{1}{3}$	$\sqrt{\frac{2}{15}}$	$0^\circ$	$r_2(\sigma_a)$
	$-\xi$	$\rho_2$	$0^\circ$	$r_2(\sigma_a)$
	$-\xi$	0	$0^\circ$	$r_2(\sigma_a)$

(Adaptado de :WILLIAN e WARNKE, 1974)

Os parâmetros para a obtenção do raio de compressão são apresentados nas Equações (39) até (42).

$$a_0 = \frac{2}{3}\alpha_u a_1 - \frac{4}{9}\alpha_u^2 \alpha_2 + \sqrt{\frac{2}{15}} a_u \quad \text{Eq.(39)}$$

$$a_1 = \frac{1}{3}(2\alpha_u - \alpha_z) a_2 + \sqrt{\frac{6}{5}} \frac{\alpha_z - \alpha_u}{2\alpha_u + \alpha_z} \quad \text{Eq.(40)}$$

$$a_2 = \frac{\sqrt{\frac{6}{5}}}{(2\alpha_u + \alpha_z)} \frac{\xi(\alpha_z - \alpha_u) - \sqrt{\frac{6}{5}}}{(\alpha_z \alpha_u) + \rho_1(2\alpha_u + \alpha_z)} \quad \text{Eq.(41)}$$

$$\xi_0 = \frac{-a_1 - \sqrt{a_1^2 - 4a_0 a_2}}{2a_2} \quad \text{Eq.(42)}$$

Os parâmetros para a obtenção do raio de tração são apresentados nas Equações (43), (44) e (45).

$$b_0 = -\xi_0 b_1 - \xi_0^2 b_2 \quad \text{Eq.(43)}$$

$$b_1 = \left(\xi + \frac{1}{3}\right) b_2 + \frac{\left(-3\rho_2 - \sqrt{\frac{6}{5}}\right)}{3\xi - 1} \quad \text{Eq.(44)}$$

$$b_2 = \frac{\rho_2 \left(\xi_0 + \frac{1}{3}\right) - (\xi_0 + \xi) \sqrt{\frac{2}{15}}}{(\xi + \xi_0) \left(\xi - \frac{1}{3}\right) \left(\xi_0 + \frac{1}{3}\right)} \quad \text{Eq.(45)}$$

A Figura 48 apresenta o formato da superfície de ruptura quando  $\alpha_u=1,8$ ,  $\alpha_z=0,15$ ,  $\xi=3,67$ ,  $\rho_1=1,59$  e  $\rho_2=1,94$ .

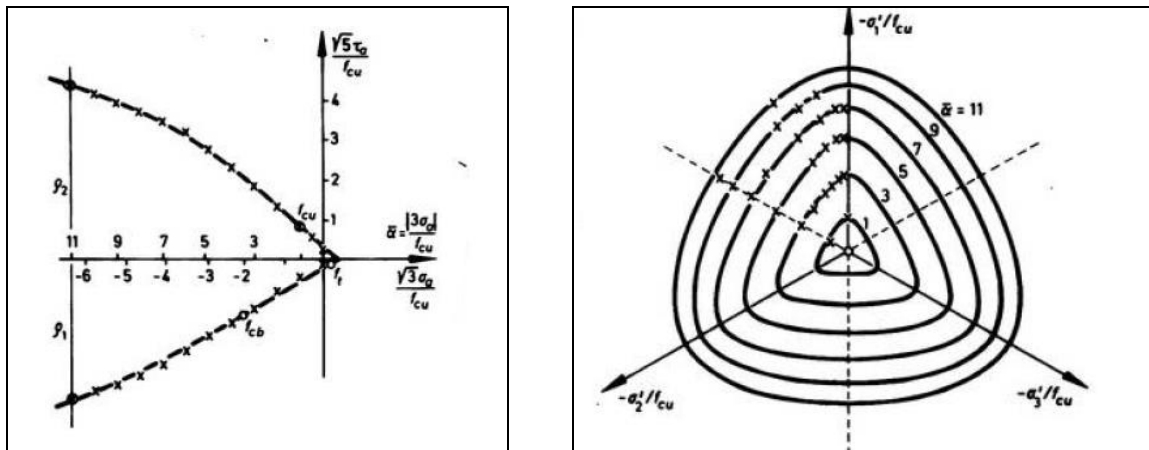


Figura 48- Superfície de ruptura de William-Warnke com 5 parâmetros.

(Fonte: WILLIAN;WARNKE, (1974))

### 2.9.2.5. O critério ruptura de Lade-Kim

Este critério de ruptura foi proposto Kim e Lade (1988 a, b, c). O modelo é formulado no estado 3D de tensões, para materiais isotrópicos. Destina-se a materiais com resistência devido ao atrito interno e coesão. Depende do primeiro e terceiro invariantes do tensor de tensões, sendo expresso pela função:

$$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{P_a}\right)^m - \eta_1 = 0 \quad \text{Eq.(46)}$$

Os parâmetros  $m$  e  $\eta_1$  são constantes adimensionais. O cálculo estes parâmetros será apresentado juntamente com os resultados encontrado para este critério.

A superfície descrita pela Equação (46), segundo Kim e Lade (1988 a, b, c), se assemelha a uma bala assimétrica no espaço de tensões, com a ponta na origem dos eixos. O ângulo da ponta aumenta com o valor de  $\eta_1$  como pode ser observado na Figura 49(a), enquanto que a curvatura da superfície, sempre côncava com respeito ao eixo hidrostático, aumenta com o valor de  $m$ .

Para  $m$  constante e  $\eta_1$  crescente, a projeção da superfície no plano octaédrico é uma curva que varia da forma circular para um triângulo com bordas arredondadas. Para  $m = 0$ , a forma da curva não é afetada por  $I_1$  e para  $m > 0$  muda gradualmente de triangular para circular à medida que  $I_1$  aumenta (Figura 49 (b)).

A resistência à tração (coesão) é incorporada no critério trasladando-se a origem dos eixos de tensão ao longo do eixo hidrostático de um valor  $ap_a$ , de tal forma que a Equação (47) seja satisfeita.

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + ap_a \quad \text{Eq.(47)}$$

onde  $a$  é igual à resistência a tração uniaxial do material normalizada pela pressão atmosférica.

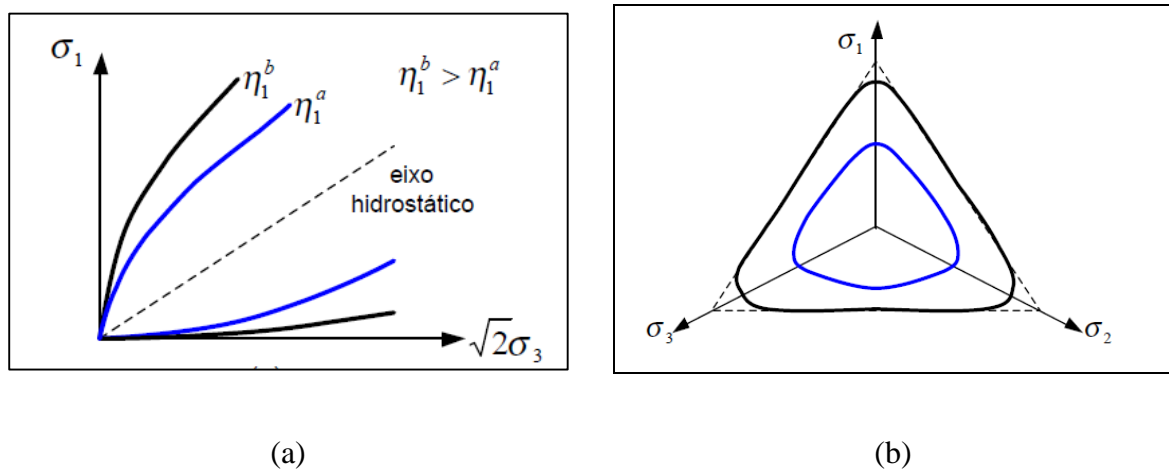


Figura 49-Comportamento do critério de ruptura de Lade e Kim (a) no plano biaxial e (b) no plano triaxial.

(Adaptado de: KIM; LADE,(1988 (b))

### 2.9.2.6 Método de Gao e Zhao para Inserir Anisotropia em Critérios de Ruptura Isotrópicos

Gao e Zhao (2012) propuseram um método que permite inserir anisotropia em um critério de falha desenvolvido para materiais isotrópicos. Eles assumem que qualquer critério de ruptura isotrópico pode ser representado pela função a seguir:

$$f_I = \hat{f}_I(\sigma_{ij}, \chi_r) \quad \text{Eq.(48)}$$

onde  $f_I$  é a expressão do critério de ruptura isotrópico,  $\chi_r$  são os parâmetros relevantes do modelo (exp.: para o Critério de Mohr- Coulomb seriam  $c$  e  $\phi$ ).

A anisotropia pode ser inserida nos critérios de ruptura, segundo Gao e Zhao (2012), através de duas variáveis:  $A$  e  $\Delta$  que podem ser consideradas segundo seu efeito nos parâmetros do modelo como, por exemplo:

$$f_A = \hat{f}_A(\sigma_{ij}, \chi_r) = \hat{f}_A[\sigma_{ij}, \hat{\chi}_r(A, \Delta)] \quad \text{Eq.(49)}$$

onde  $f_A$  é a expressão do critério de ruptura isotrópico,  $\chi_n = \hat{\chi}_r(A, \Delta)$  e  $\hat{\chi}_r$  é função de  $\chi_r$ , envolvendo  $A$  e  $\Delta$ . (PIETRUSZARK e MROZ, 2000).

Pode-se utilizar qualquer função para o cálculo de  $\hat{\chi}_r$ , Gao e Zhao (2012) propõem o uso da seguinte expressão:

$$\chi_n = \chi_n e^{[g(A, \Delta)]} \quad \text{Eq.(50)}$$

Onde  $\chi_r$  tem a forma original com base no critério de ruptura isotrópico e  $g(A)$  é uma função anisotrópica da função geral de Pietruszark e Mroz (2000) apresentada na Equação (51):

$$g(A, \Delta) = \Delta [c_1(1 + A) + c_2(1 + A)^2 + \dots + c_n(1 + A)^n] \quad \text{Eq.(51)}$$

onde  $c_{ai}(i=1, \dots, n)$  refere-se aos parâmetros do material.

Sobre as Equações (50) e (51) os seguintes comentários são feitos:

- Solos isotrópicos têm  $\Delta=0$ ,  $g(A, \Delta)=0$  e  $\chi_n=\chi_r$ , logo o critério proposto remetera ao critério original.
- Solos com *cross-anisotropic* com  $0 < \Delta < 1$ , não zero  $c_i(i=1, \dots, n)$ ,  $g(A, \Delta)$  geralmente variam de acordo com a direção de carregamento  $A$  e com o grau de anisotropia  $\Delta$ . Ensaios de compressão triaxial convencional com a tensão principal maior perpendicular a direção de isotropia sempre tem  $A=-1$ .

### **Aplicação das considerações de anisotropia propostas por Gao e Zhao (2012) ao critério de ruptura de Lade e Kim (1988 b)**

Usando a metodologia proposta nesta seção a Equação (46) fica:

$$f = \left( \frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left( \frac{I_1}{P_a} \right)^m = \eta = \eta_1 e^{[g(A, \Delta)]} \quad \text{Eq.(52)}$$

A Equação (53) é genérica, porém para a maioria a maioria dos solos é suficiente somente considerar o primeiro termo ou seja

$$g(\mathbf{A}, \Delta) = \Delta[c_1(\mathbf{1} + \mathbf{A})] \quad \text{Eq.(53)}$$

A Figura 50 mostra a os resultados do critério de ruptura de Lade e Kim original e versão modificada para levar em consideração a anisotropia do material para um granito totalmente decomposto de Hong Kong. Segundo os autores pode-se perceber que a modificação proposta por Gao e Zhao aumenta levemente a concordância do critério.

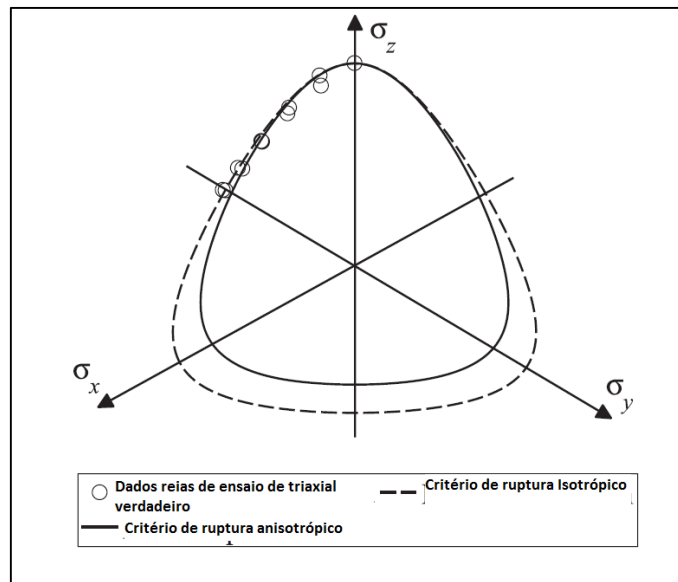


Figura 50-Critério de ruptura de Kim e Lade original comparado com a versão corrigida para materiais anisotrópicos proposta por Gao e Zhao para um granito totalmente decomposto de Hong Kong.

Fonte (Adaptado de Gao e Zhao, 2012).

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1. PROGRAMA DE PESQUISA

O estudo realizou-se em três etapas, conforme o fluxograma apresentado na Figura 51, que representa a estrutura metodológica da pesquisa, contemplando todos os passos e a ordem de execução do trabalho.

Na sequência, é apresentada uma breve descrição de cada etapa da pesquisa:

##### **Etapa 1:** Elaboração do projeto de pesquisa

- Revisão de literatura: nesta etapa buscou-se o embasamento teórico em bibliografias clássicas, normas e materiais recentes, tendo como objetivo de consolidar teoricamente o estudo e estabelecer um panorama do estado da arte da área sobre a estabilização solo-cal;
- Definição de materiais a serem utilizados: nesta etapa, foram definidos, o solo, o resíduo industrial e o tipo de cal que foram empregados na pesquisa, tendo como critério básico a representatividade dos materiais comuns no Rio Grande do Sul;
- Definição de variáveis a serem analisadas: nesta etapa, a partir da revisão bibliográfica, foram definidas as variáveis que foram investigadas na pesquisa, bem como aquelas que serão fixadas, as de ruído e as de resposta.

##### **Etapa 2:** Programa experimental

- Coleta de amostras: nesta etapa o solo foi coletado de maneira deformada na jazida na cidade de Osório e subproduto (cinza volante) foi coletado na termoelétrica de Charqueadas;
- Caracterização dos Materiais: nesta etapa os materiais serão caracterizados geotecnicamente;
- Determinação do Teor Mínimo de Cal: nesta etapa foi obtido o teor mínimo de cal para a estabilização da mistura, através do método do ICL (Initial Consumption of Lime), proposto por Rogers et al. (1997 apud THOMÉ, 1999);
- Ensaio de Compactação: nesta etapa foram realizados ensaios de compactação, na energia Normal e Modificada seguindo a NBR 7182(ABNT 1986);

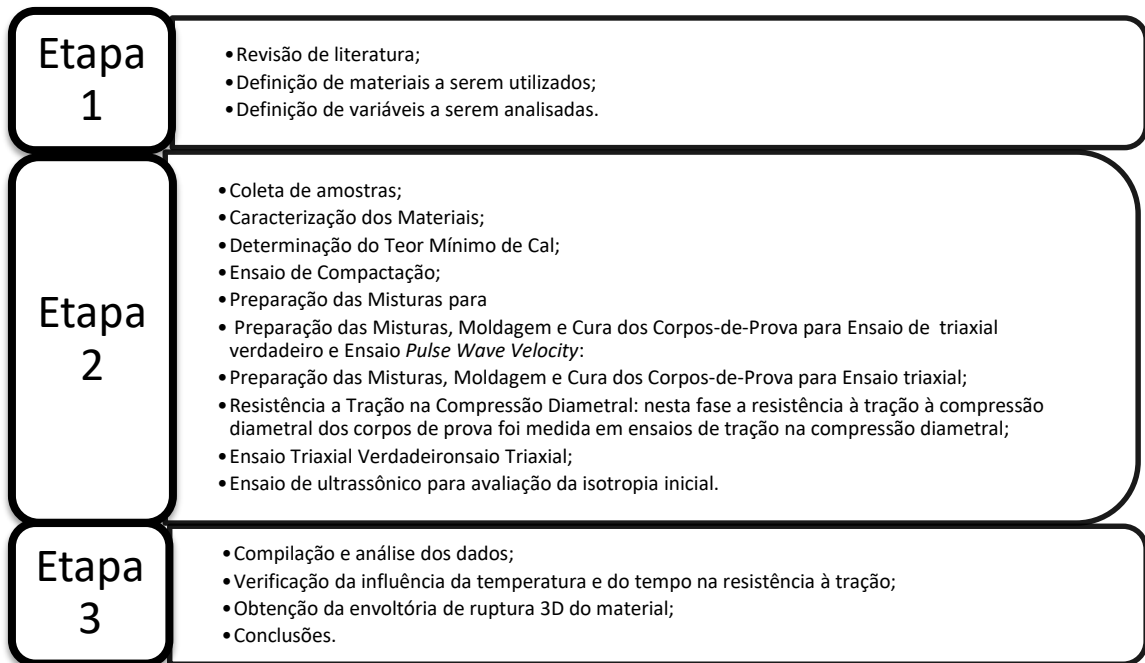


Figura 51- Fluxogram da Pesquisa.

- Preparação das Misturas, Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova para Ensaio de Tração na Compressão diametral, nesta etapa foram moldados corpos-de-prova, segundo as instruções da NBR 12770 (ABNT, 1992), e posteriormente estes foram imersos, protegidos por sacos plásticos, em recipientes com água aquecida por resistências elétricas, para controlar a temperatura durante o tempo de cura. As amostras foram submersas em água 24 horas antes dos ensaios para minimizar a sucção;
- Preparação das Misturas, Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova para Ensaio de Triaxial verdadeiro e Ensaio *Pulse Wave Velocity*: nesta etapa foram moldados corpos-de-prova de provas cúbicos em molde especialmente desenvolvido para os testes. Posteriormente as amostras tiveram as arestas protegidas e foram embaladas em sacos plásticos. A cura deu-se em recipientes com água aquecida por resistências elétricas, para controlar a temperatura;
- Preparação das Misturas, Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova para Ensaio triaxial: nesta etapa foram moldados corpos-de-prova com diâmetro e altura de 70 mm e posteriormente estes foram imersos, protegidos por sacos plásticos, em recipientes com água aquecida por resistências elétricas, para controlar a temperatura;
- Resistência a Tração na Compressão Diametral: nesta fase a resistência à tração à compressão diametral dos corpos de prova foi medida em ensaios de tração na compressão diametral;



- Ensaio Triaxial Verdadeiro: Amostras com 3 dias de cura a uma temperatura de 35°C foram ensaiadas em um Triaxial Verdadeiro de parede flexível na *University of Bristol*;
- Ensaio Triaxial: Amostras com 3 dias de cura a uma temperatura de 35°C foram ensaiadas em um equipamento triaxial na *University of Bristol*;
- Ensaio de ultrassônico para avaliação da isotropia inicial: Utilizou-se um equipamento denominado Pundit, produzido pela Proceq, para emitir e captar as ondas sonoras através das amostras;

### **Etapa 3:** Discussão e Análise dos Resultados

- Compilação e análise dos dados: nesta etapa a partir dos dados que foram obtidos foi realizada análise para avaliar a influencia das variáveis;
- Verificação da influência da temperatura e do tempo na resistência à tração: a partir dos dados de compressão diametral, foi determinada a lei que controla o aumento da resistência devido o aumento da temperatura e uma lei que controla o aumento da resistência com o aumento do tempo de cura. Bem como uma superfície limite resistência, tempo e temperatura de cura.
- Obtenção da envoltória de ruptura 3D do material: Os dados obtidos no ensaio triaxial verdadeiro e triaxial permitiram a obtenção da envoltória de ruptura 3D do material estudado.
- Conclusões: nesta etapa, com base nas variáveis de resposta, foram obtidas as conclusões do trabalho.

## **3.2. MATERIAIS**

Os materiais utilizados nos dois experimentos realizados são apresentados a seguir.

### **3.2.1 Cal**

A cal utilizada no trabalho é do tipo hidratada dolomítica, comercialmente chamada de “Primor Extra”, produzida na cidade de Caçapava do Sul - RS. A Tabela 5 apresenta os resultados de ensaios de caracterização da cal utilizada.

Tabela 5- Propriedades da cal

Propriedades	Análise	Norma
Massa Unitária	510 kg/m <sup>3</sup>	NBR 7251
Finura (0,075)	17,2%	NBR 9289
Massa específica real dos grãos	2,6 g/cm <sup>3</sup>	NBR 6508
Índice de atividade pozolânicas	60 kgf/cm <sup>2</sup>	NBR 5751
Perda ao Fogo	17,10%	NBR 9206
Resíduo Insolúvel	17,10%	NBR 9290
CO <sub>2</sub>	2,20%	NBR 9206
Óxidos Totais	94,80%	
Tóxicos não hidratados	11,00%	
CaO	40,00%	
MgO	28,00%	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,23%	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,20%	
Resíduo na peneira 0,6 mm	0,00%	
Resíduo na peneira 0,075 mm	8,00%	

(Fonte: Vilalba, (2015))

### 3.2.2 Solo

O solo utilizado foi areia proveniente do Município de Osório/RS, por ser um material vastamente estudado no LEGG/ENVIRONGEO. Essa areia possui várias propriedades semelhantes às das areias utilizadas em pesquisas na prática internacional. É classificada como uma areia fina quartzosa, proveniente de depósitos praias marinhos e eólicos e de retrabalhamento eólico atual da região costeira do estado do Rio Grande do Sul, pertencendo ao Sistema Laguna-Barreira III. (SPINELLI, 1999).

De acordo com Tomazelli & Villwock (2005), a Laguna-Barreira III encontra-se muito bem preservada no presente e seu desenvolvimento foi responsável pela implantação final da Lagoa dos Patos. Os depósitos correlacionáveis à Barreira III estendem-se, de maneira quase contínua, ao longo de toda a planície costeira, desde Torres até o Chuí. Os sedimentos praias são compostos por areias quartzosas claras, finas, bem selecionadas, com estratificações bem desenvolvidas. As areias eólicas de cobertura apresentam uma coloração avermelhada e um aspecto maciço, sendo que algumas vezes apresentam-se bioturbadas por raízes e, comumente, intercalam níveis centimétricos de paleossolos. Em vários locais ao longo da Barreira III, a remoção da cobertura vegetal - por processos naturais ou antrópicos - possibilitou a reativação dos processos eólicos. O Sistema Lagunar III envolveu um complexo de ambientes deposicionais instalados na região de retrobarreira. Nesse contexto, as fácies aí acumuladas são representadas principalmente por areias finas, siltico-argilosas, pobremente selecionadas, de

coloração creme, com laminação plano-paralela e, frequentemente, incluindo concreções carbonáticas e ferruginosas.

Esse material caracteriza-se, segundo Casagrande (2005), por ser uma areia fina (NBR 6502 – ABNT, 1995), limpa e de granulometria uniforme que, conforme Spinelli (1999) tem o quartzo como material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. Não sendo observada a presença de matéria orgânica. A Tabela 6 apresenta algumas informações importantes ao desenvolvimento do trabalho e a Figura 52 apresenta a curva granulométrica da areia de Osório.

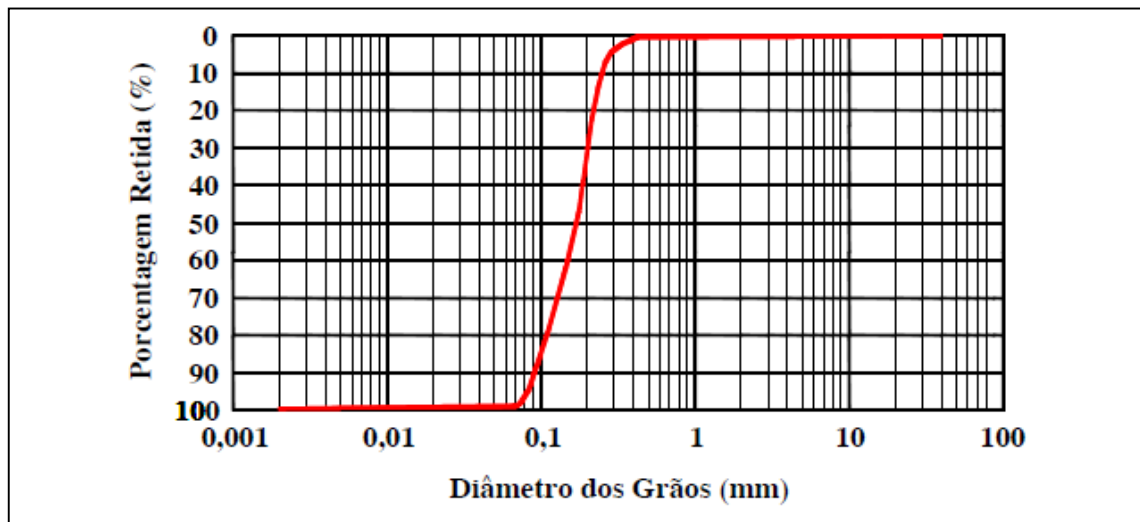


Figura 52 - Curva granulométrica da areia de Osório.

Adaptado de: (CASAGRANDE, 2005).

### 3.2.3 Cinza Volante

Segundo Núñez (2007), a cinza volante (*fly ash*) é uma pozolana artificial, produzida geralmente em termelétricas que queimam carvão mineral ou matéria orgânica. Pozolana é definida pela ASTM como um material silicoso ou sílico-aluminoso, que por si só possui pouca ou nenhuma capacidade de cimentação, porém em forma finamente dividida e na presença de umidade reage quimicamente com hidróxidos alcalinos e alcalinos terrosos à temperatura ambiente para formar ou ajudar a formação de compostos que possuem propriedades cimentantes. A compreensão das reações é difícil, mas se sabe que a cinza volante desenvolve reações pozolânicas e que sua mistura com cal tem as mesmas características de solo-cal.

Tabela 6: Índices físicos da areia de Osório.

Índices Físicos	
Densidade dos grãos (G)	2,63
Coefficiente de uniformidade, $C_u$	2,1
Coefficiente de curvatura, $C_c$	1
Diâmetro efetivo, $D_{10}$ (mm)	0,09
Diâmetro médio, $D_{50}$ (mm)	0,16
Índice de vazios, $e_{mínimo}$	0,6
Índice de vazios, $e_{máximo}$	0,9

Adaptado de: (CASAGRANDE, 2005).

A cinza volante utilizada nesta pesquisa é oriunda da Usina Termelétrica Charqueadas (Figura 53(a)), a qual pertence à Companhia Tractebel Energia SUEZ, localizada no município de Charqueadas no Estado do Rio Grande do Sul. O combustível utilizado na sua operação é o carvão mineral, sendo que a cinza volante oriunda desse processo possui coloração cinza e textura fina (Figura 53(b)), possuindo propriedades pozolânicas e sendo praticamente sílica amorfa. Segundo a companhia, a produção média anual de cinza volante é de 100.000 a 150.000 toneladas, sendo totalmente vendida para as cimenteiras Votaram e Cimpor.

A Figura 54 apresenta a curva granulométrica da cinza volante obtida com uso de defloculante. E a Tabela 5 apresenta as frações granulométricas, bem como, os demais resultados obtidos dos ensaios de caracterização da cinza volante. Os ensaios de massa específica da cinza volante seguiram as recomendações da NBR N23(ABNT, 2001). Obteve-se, a partir de três determinações o valor médio de 2,49 g/cm<sup>3</sup>. (DALLA ROSA, 2009.)



(a)



(b)

Figura 53- (a)Usina Termoelétrica de Charqueadas RS (b) Aspecto da cinza volante

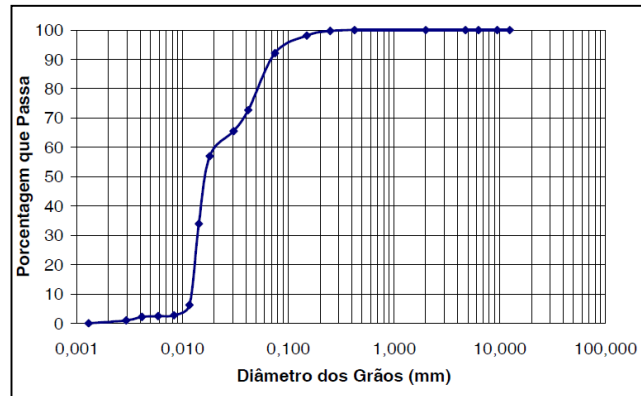


Figura 54- Curva Granulométrica da Cinza Volante.

(Fonte: DALLA ROSA, (2009))

### 3.2.4 Água

Foi utilizada água destilada para a realização dos ensaios em laboratório que assim exigirem, e água potável, proveniente da rede pública, para moldagem dos corpos de prova.

## 3.3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os procedimentos experimentais descritos a seguir foram realizados no LEGG/ENVIRONGEO e no Laboratório de Geomecânica da *University of Bristol*.

### 3.3.1 Amostragem do Solo

As amostras foram coletadas de maneira deformada de acordo com as recomendações gerais da NBR 9604 (ABNT, 1986), e armazenadas em recipientes plásticos, posteriormente, secadas ao ar.

Tabela 7-Propriedades da Cinza Volante

Propriedades	Valores	Norma
Limite de Liquidez (LL)	-	NBR 6459/84 -
Limite de Plasticidade (LP)	-	NBR 7180/84

Índice de Plasticidade (IP)	Não plástico	
Densidade Real dos Grãos ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	22,8	NBR 6508/84 -
% de Areia Média (0,2< $\phi$ >0,6 mm)	1	NBR 6502/95 (com defloculante)
% de Areia Fina (0,06< $\phi$ >0,2 mm)	7	
% de Silte (0,002< $\phi$ >0,06 mm)	90	
% de Argila ( $\phi$ <0,002 mm)	2	
Diâmetro Efetivo (D10)	0,012 mm	NBR 6502/95
Coefficiente de Uniformidade (Cu)	2	NBR 6502/95

(Fonte: DALLA ROSA,(2009))

### 3.3.2 Determinação do Teor Mínimo de Cal

A determinação da quantidade mínima de cal nas misturas foi executada através do método do ICL (Initial Consumption of Lime), proposto por Rogers *et. al.*, (1997). Este método é uma variação do método proposto por Eades e Grim (1966), o qual consiste em adicionar cal à mistura e realizar medidas do pH da mesma. Pelo método do ICL, o teor mínimo é aquele que leva a um valor máximo de pH. O procedimento consiste em:

- misturar aproximadamente 100g de material (solo +cinza volante) com cal, sendo que todos devem ser passados na peneira n° 40 (0,42mm). As percentagens de cal em relação ao peso seco da mistura foram: 0%, 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14%;
- colocar 20g desta mistura em um recipiente de vidro, onde deve ser adicionada água para obter a relação água/material seco igual à unidade;
- agitar a solução com ajuda de um bastão de vidro por 30 segundos e em seguida deixar em repouso;
- repetir a agitação a cada 10 minutos, por 30 segundos, e ao final de 1 hora, medir o pH.

A Figura 55 apresenta a variação do pH em função do teor de cal para a mistura contendo 75% de areia de Osório e 25% de cinza volante. Verifica-se que, segundo o método descrito a cima o teor mínimo de cal para satisfazer as reações iniciais (troca iônica) é 3%.

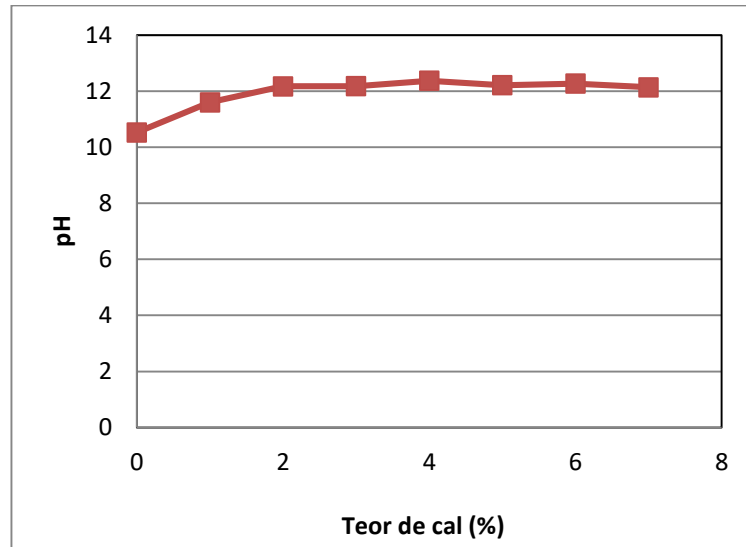


Figura 55- Determinação do teor mínimo de cal.

### 3.3.3 Ensaio de Compactação

A determinação do peso específico aparente seco máximo e da umidade ótima da mistura solo/cinza volante foi realizado por meio de ensaios de compactação na energia Proctor Normal e Modificado, conforme a NBR 7182 (ABNT 1986). Os resultados do ensaio de compactação, para as energias já citadas, estão apresentados na Figura 56. Para a energia de Proctor normal, a umidade ótima foi de 14% e a densidade aparente seca máxima foi 16,8 g/cm<sup>3</sup>. O ensaio realizado na energia de Proctor Modificado encontrou como umidade ótima foi de 10% e massa específica aparente seca máxima foi 18,5g/cm<sup>3</sup>.

### 3.3.4 Definição das Variáveis

As variáveis que cercam o problema da pesquisa foram divididas em quatro categorias, conforme o tratamento que será dado a elas.

- Variáveis Investigadas:

As variáveis que terão seus níveis variados a fim de encontrar respostas sobre sua participação no mecanismo de aumento de resistência e na isotropia da mistura estão listadas na Tabela 8.

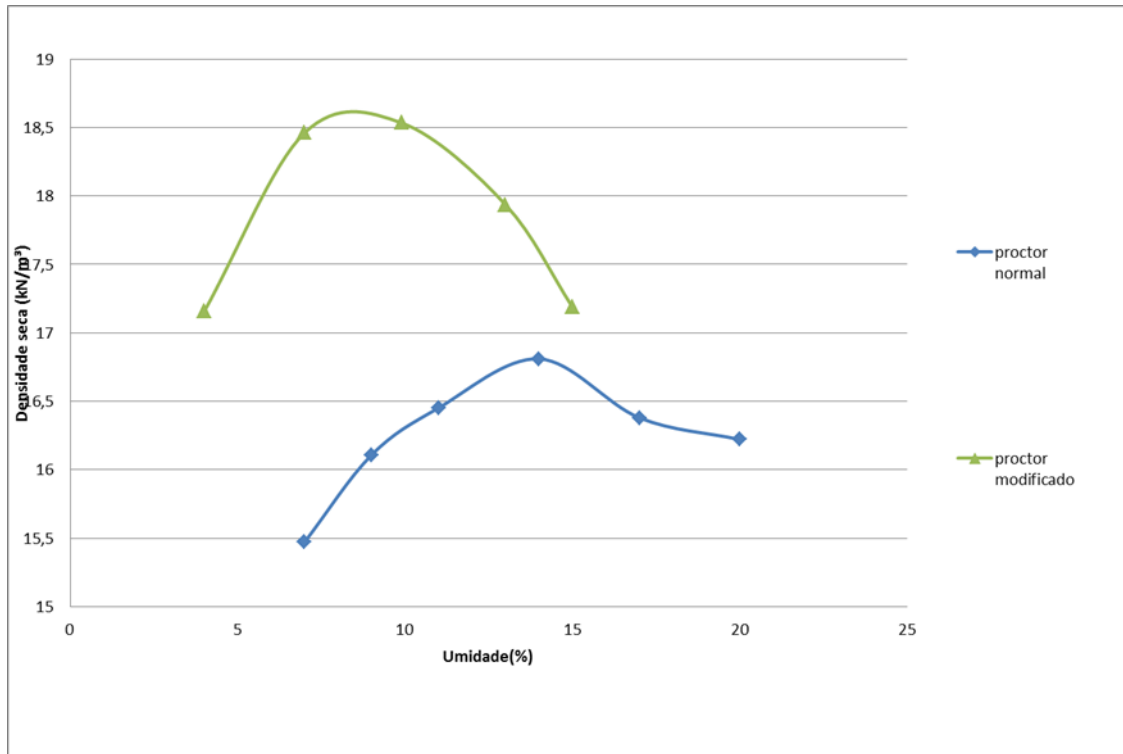


Figura 56-Curva de Compactação da Mistura.

O teor inicial de cal adotado foi o encontrado no ensaio de ICL, já descrito. A temperatura de cura inicial foi a condição ambiente no verão. A partir destes pontos iniciais adotaram-se mais níveis, igualmente espaçados, na busca pela sua tendência de comportamento.

O peso específico seco de compactação foi decidido a partir do ensaio de Proctor da mistura sem adição de cal. A Figura 57 mostra os pontos ensaiados. Adotaram-se os valores de 14, 15 e 16 kN/m<sup>3</sup> para que fossem exequíveis na umidade previamente estabelecida de 14%, tendo em vista que a adição de cal diminui a peso específico seco do solo.

A superfície de ruptura no plano octaédrico será determinada através de ensaios Triaxial Verdadeiro, este ensaio segundo Reddy e Saxema (1992) pode reproduzir qualquer estado de tensões. Para este fim foram realizados testes com  $\alpha=0$  e  $120^\circ$  (compressão triaxial),  $\alpha=30, 90$  e  $150^\circ$  (simple shear),  $\alpha=60$  e  $180^\circ$  (extensão triaxial) conforme a Figura 58. Devido ao processo de confecção da amostra, compactação estática, Reddy e Saxema (1992) sustentam que a mesma apresenta isotropia nas direções x e y, quando compactada na direção z. Desta forma caracterizando as regiões entre  $\alpha=0^\circ$  e  $\alpha=180^\circ$  da Figura 58 toda a envoltória de ruptura pode ser conhecida. Devido ao elevado tempo necessário para a execução do ensaio, a complexidade do mesmo e as limitações de carga do equipamento estes ensaios foram executados somente para amostra curada por 3 dias à  $35^\circ$ . Amostras nessas condições também foram utilizadas para



avaliação da isotrópica a pequenas deformações através da velocidade de propagação das ondas permitindo-se assim uma correlação entre as propriedades.

Tabela 8- Variáveis Investigadas no Programa Experimental

Variável	Unidades de Medição	Níveis Adotados
Teor de Cal	%	3, 5,7
Temperatura de cura	°C	20, 35, 50, 65, 80 e 90°C
Peso específico de Compactação	kN/m <sup>3</sup>	14, 15,16
Tempo de cura	dias	1, 3 e 7
Resistência do material no espaço ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) no plano $\sigma_{oct} = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = 1$	-	$\alpha=0, 30, 60, 90, 120, 150$ e $180^\circ$ conforme mostrado na Figura 69
Resistência do material no espaço ( $\sigma, \tau$ ).	-	$\sigma_3= 30$ kPa, $\sigma_3= 80$ kPa $\sigma_3= 120$ kPa
Velocidade das ondas P e S através do material	-	-

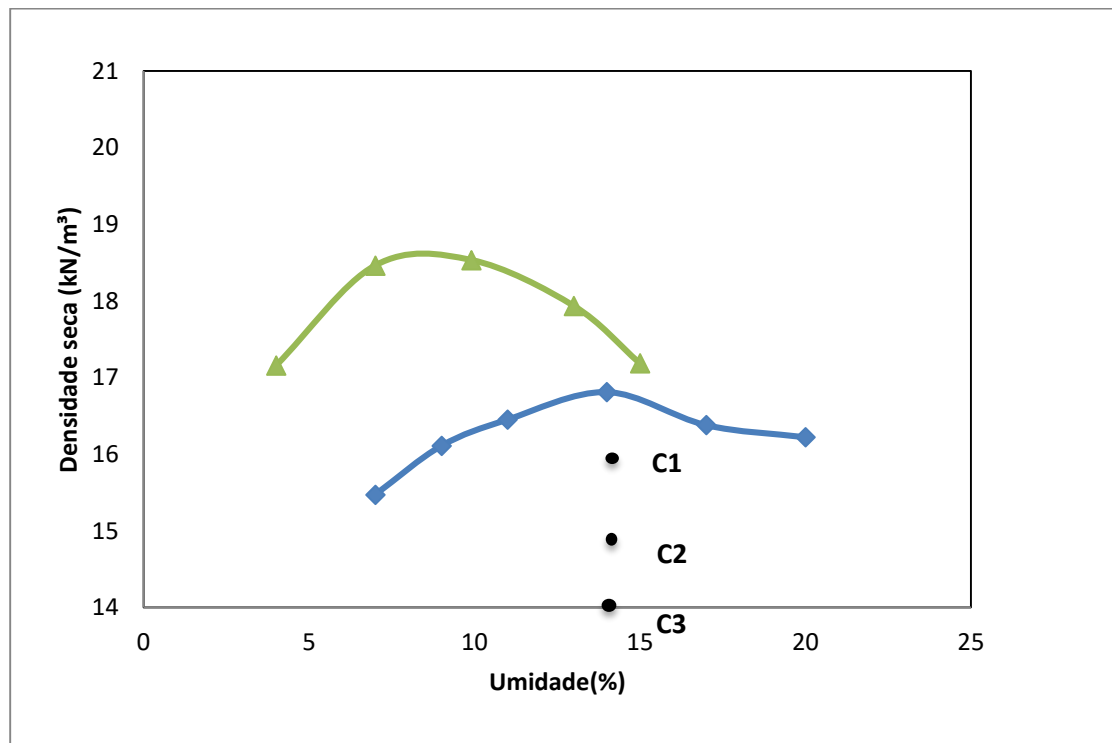


Figura 57-Pesos Específicos investigados.

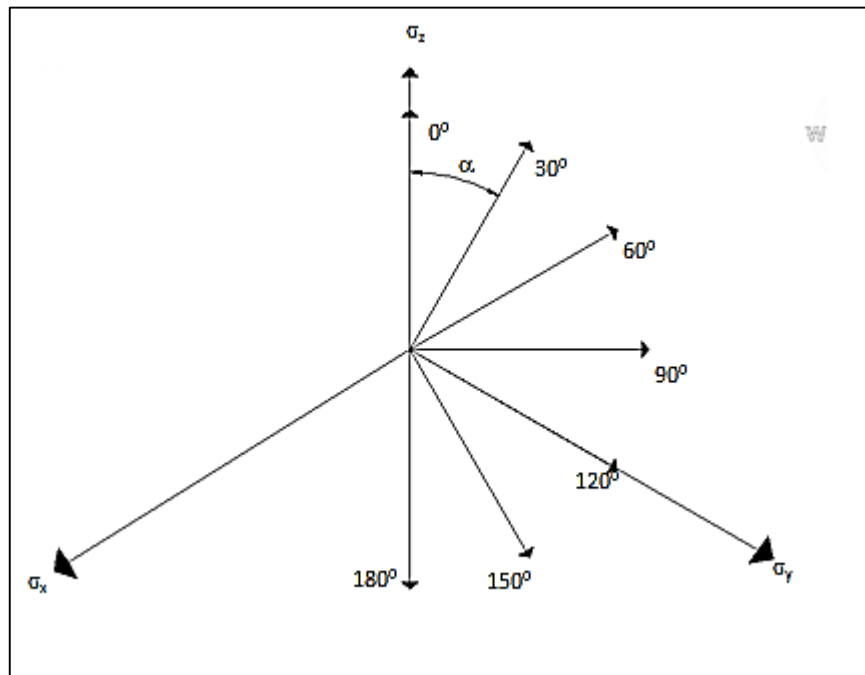


Figura 58-Trajétórias de tensão estudadas.

- Variáveis Fixadas:

As variáveis da tabela 9 foram mantidas fixas ao longo de todo o experimento. Adotou-se uma matriz com areia de Osório, por se tratar de um material com fácil reprodução. Porém como este material é composto quase que totalmente por quartzo em sua forma cristalina, se fez necessário à adição de um material para fornecer sílica e alumina amorfa para as reações pozolânicas. Optou-se pela utilização de cinza volante, por se tratar de um resíduo com alto teor de sílica. Sua dosagem foi baseada no trabalho realizado por Carraro (1997) que encontrou como teor ótimo de cinza como sendo de 25% da massa do solo.

Tabela 9-Variáveis Fixadas no Programa Experimental

Variável	Unidades de Medição	Nível Adotado
Composição da Matriz	%	75% areia de Osório e 25% cinza volante
Tipo de Aditivo	-	Cal dolomítica hidratada
Umidade de compactação	%	14 %

Apesar do conhecimento que cal cálcica apresenta melhores resultados que cal dolomítica, utilizou-se a última devido a não disponibilidade de cal cálcica no mercado do centro sul

brasileiro. A umidade adotada baseou-se nas curvas Proctor, sendo adotado um valor que garante que haverá água para as reações pozolânicas.

- Variáveis de Ruído:

Estes são fatores ligados ao meio ambiente e aos equipamentos usados, que podem ser minimizados, mas dificilmente eliminados, podendo assim gerar distorções nas variáveis de resposta. A Tabela 8 lista as variáveis de ruído. A estratégia geral para controle dos fatores de ruído foi a aleatorizada completa da ordem de realização dos ensaios.

- Variáveis de Resposta:

As variáveis que serão medidas no experimento, visando o estabelecimento de relações causais no processo de aumento de resistência do material, serão a resistência à tração por compressão diametral e da envoltória de ruptura tridimensional do material. A isotropia da resistência de ruptura do mesmo será avaliada pela envoltória ruptura tridimensional e a isotropia a pequenas deformações será avaliada pela relação entre as velocidades de propagação das ondas sônicas nas diferentes direções da amostra.

Tabela 10: Variáveis de Ruído no Programa Experimental:

Variável	Medida de controle
Variações na Temperatura de Cura	Minimizada pela imersão dos corpos de prova, em água com temperatura mantida constante com o auxílio de termostato.
Equipamento e operador	Utilização de um único equipamento com um único operador
Homogeneidade do resíduo	Uso de uma amostra retirada de uma única vez da empresa.
Sucção matricial	Homogeneização do valor da sucção através da submersão em água por 24 horas antes da ruptura.

### 3.3.5 Preparação das Misturas e Moldagem dos Corpos-de-Prova para Ensaio de Tração na Compressão Diametral.

Os ensaios utilizaram corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Para tanto, a confecção dos corpos-de-prova foi realizada através da pesagem, mistura, compactação, desmoldagem e acondicionamento.

Os materiais (solo, cal e água) foram pesados com precisão de 0,01g. O procedimento iniciou-se com a mistura da cal ao solo e posterior adição de água. A amostra foi, então, compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde de ferro fundido tripartido, de maneira de cada camada chegasse o peso específico aparente seco definido.

Concluído este processo, o corpo-de-prova era extraído do molde, sendo medida sua massa e suas dimensões, e acondicionado em dois sacos plásticos para evitar variações significativas de teor de umidade ou contato com a água onde as amostras foram curadas. A Figura 59 mostra o aspecto final de corpo de prova moldados segundo o procedimento descrito anteriormente.



Figura 59- Corpo de prova moldado

Foram considerados aptos para ensaios os corpos-de-prova que atenderam as seguintes tolerâncias:

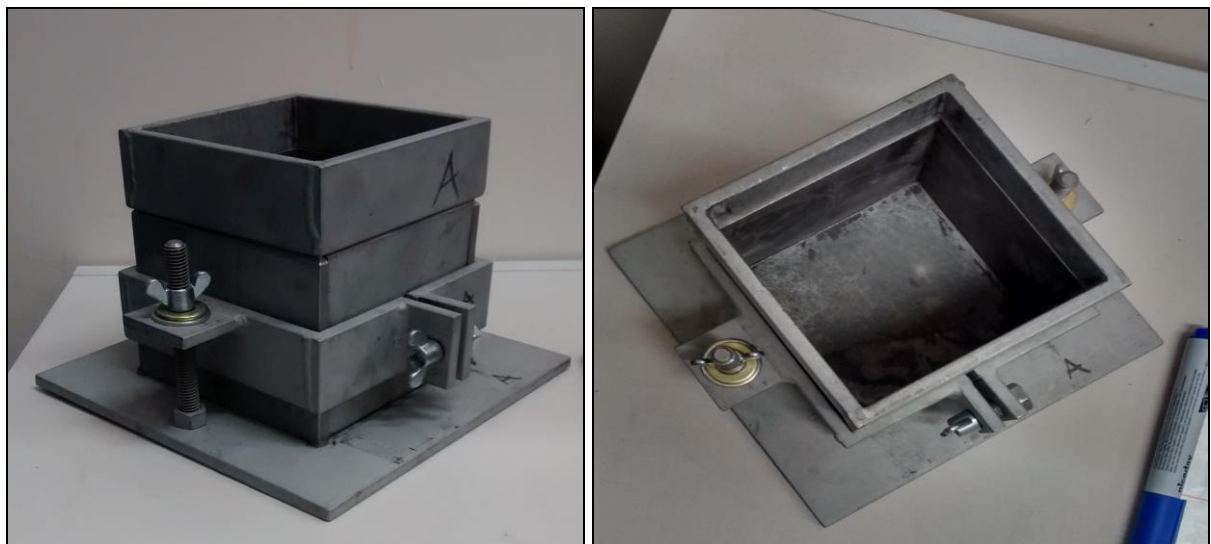
- Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ): grau de compactação de 99% a 101%, sendo o grau de compactação definido como o valor de  $\gamma_d$  efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de  $\gamma_d$  definido como meta. (Exemplo: para  $\gamma_d = 16,0 \text{ kN/m}^3$  consideram-se aceitáveis corpos-de-prova que apresentarem valores de  $\gamma_d$  compreendidos entre 15,84 e 16,16  $\text{kN/m}^3$ ).
- Teor de umidade ( $\omega$ ): valor especificado  $\pm 0,5$  pontos percentuais, logo para a umidade adotada ( $\omega = 14\%$ ) são aceitos valores compreendidos entre 13,5% e 14,5%).
- Dimensões: diâmetro  $50 \pm 0,5 \text{ mm}$  e altura  $100 \pm 1 \text{ mm}$ .

Devido à dispersão característica dos ensaios de tração na compressão diametral, foram moldados corpos-de-prova em triplicata para cada ponto de obtendo-se assim, uma maior confiabilidade dos resultados.

### 3.3.6 Preparação das Misturas e Moldagem dos Corpos-de-Prova para Ensaio Triaxial Verdadeiro e Pulse Wave Velocity

Os ensaios utilizaram corpos-de-prova cilíndricos com 100 mm de aresta. A moldagem iniciou com a pesagem dos materiais (areia, cinza volante, cal e água) com precisão de 0,01g. Posteriormente a areia, cinza volante e cal foram misturados até completa homogeneização. Logo a água era adicionada e o material era misturado novamente até apresentar somente uma fase visível. A amostra foi, então, compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde de ferro fundido quadripartido untado com silicone, apresentado na Figura 69, de maneira que cada camada chegasse o peso específico aparente seco definido. Por tratar-se de uma amostra cubica tomou-se grande cuidado na disposição do material no molde para que não surgissem pontos de menor densidade nas arestas da amostra.

Concluído este processo, o corpo-de-prova era extraído do molde, sendo medida sua massa e suas dimensões. A amostra pronta era colocada em uma membrana de borracha, com as dimensões da base da amostra, para a proteção das arestas da mesma. Então a amostra era acondicionada em dois sacos plásticos para evitar variações significativas de teor de umidade ou contato com a água onde as amostras eram curadas. A Figura 60 mostra o aspecto final de corpo de prova moldados segundo o procedimento descrito anteriormente. As tolerâncias adotadas foram às mesmas utilizadas para os ensaios de tração na compressão diametral.



(a)

(b)

Figura 60- Molde cúbico. (a) Perfil do molde. (b) Vista do molde  
Carina Silvani (carinasilvani@hotmail.com). Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS. 2017.

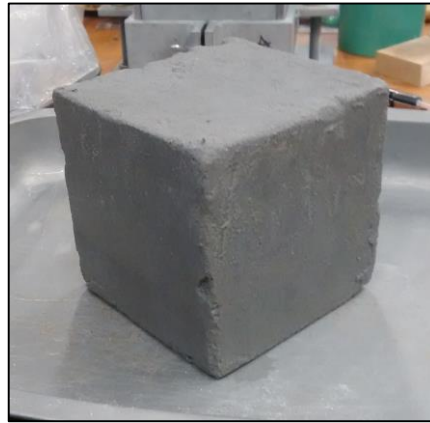


Figura 61-Corpo-de-prova Cúbico

### 3.3.7 Preparação das Misturas e Moldagem dos Corpos-de-Prova para Ensaio Triaxial

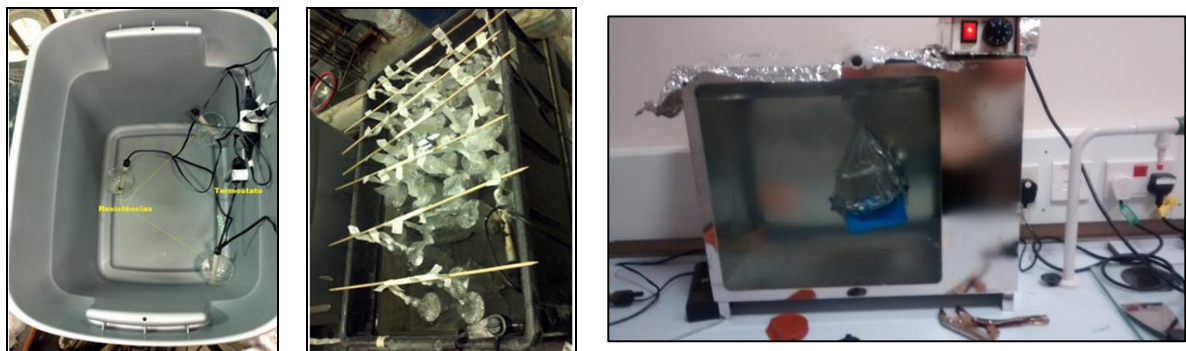
Os ensaios utilizaram corpos-de-prova cilíndricos com 70 mm de altura e de diâmetro. A moldagem iniciou com a pesagem dos materiais (areia, cinza volante, cal e água) com precisão de 0,01g. Posteriormente a areia, cinza volante e cal foram misturados até completa homogeneização. Logo a água foi adicionada e o material foi misturado novamente até apresentar somente uma fase visível. A amostra foi, então, compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde de acrílico sem costura untado com silicone de maneira de cada camada chegasse o peso específico aparente seco definido. A amostra foi extraída do molde com um extrator. Sua massa e dimensões foram medidas, logo a amostra foi acondicionada em dois sacos plásticos para evitar variações significativas de teor de umidade ou contato com a água onde as amostras foram curadas. A Figura 72 mostra o aspecto final de corpo de prova moldados segundo o procedimento descrito anteriormente. As tolerâncias adotadas foram às mesmas utilizadas para os ensaios de tração na compressão diametral.



Figura 62- Corpo-de-prova do ensaio triaxial.

### 3.3.8 Cura

A cura deu-se em recipientes contendo água aquecida por resistência elétrica, cuja temperatura era controlada por termostato com precisão de  $\pm 2^\circ\text{C}$ . O mecanismo de cura é mostrado na Figura 63. Após o período de cura estabelecido os corpos-de-prova eram retirados dos sacos plásticos e submergidos em água a temperatura ambiente por um período de 24 horas. A submersão dos corpos-de-prova por 24 horas minimiza os efeitos de sucção na resistência das amostras.



(a)

(b)

(c)

Figura 63- Sistema de cura: (a) Disposição da resistência e termostato, (b) Corpos de prova cilíndricos durante a cura, (c) sistema de cura dos corpos-de-prova cúbico.

### 3.3.9 Resistência a Tração na Compressão Diametral

Os ensaios de tração na compressão diametral seguiram a norma NBR NM 8 (ABNT, 1994), sendo que a ruptura típica deste tipo de ensaio é apresentada na Figura 64. Para tanto, foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 100 kN, além de anel dinamométrico calibrados com capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN que pode ser observada na Figura 65. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 mm por minuto. A resistência à tração foi calculada pela Equação 62. Como critério de aceitação para o ensaio, estipulou-se que as resistências individuais de três corpos-de-prova não deveriam se afastar mais de 10% da resistência média desse conjunto.

$$q_t = \frac{2P}{\pi.D.H} \quad \text{Eq (54)}$$

Onde: P = Carga aplicada no momento da ruptura.

D= diâmetro do corpo-de-prova;

H = altura do corpo de prova;

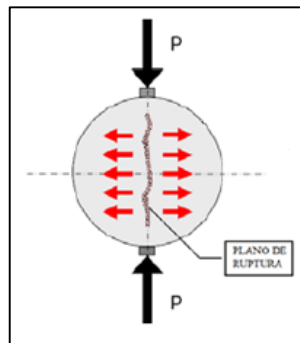


Figura 64- Ruptura típica do ensaio de tração na compressão diametral.

(Fonte: ABNT (1994))





Figura 65-Ensaio de Tração na Compressão Diametral.

### 3.3.10 Ensaio de Ultrassônico para Avaliação da Isotropia Inicial

#### **O Equipamento PUNDIT LAB**

O equipamento *Pundit Lab Plus*, produzido pela *Proceq*, é a ferramenta mais utilizada na avaliação ultrassônica da rigidez de concreto e rocha. Consoli *et al.*, (2016) utilizaram este mesmo equipamento na avaliação da rigidez inicial de uma argila estabilizada com cal. Ele é capaz de operar entre  $-10^{\circ}$  e  $60^{\circ}\text{C}$  e com umidade do ar menor que 95%. Este equipamento é composto por:

- gerador de pulso,
- receptor amplificador,
- osciloscópio,
- transdutores.

Os transdutores, segundo Long (2000), são compostos por placas de zirconato de titânio cerâmicas e piezoelétricas protegidas por uma envoltória de aço inoxidável, como pode ser visto na Figura 66. A onda de choque, vinda do gerador de pulso, faz as placas vibrarem em sua frequência natural, (que depende do tamanho das placas e da rigidez do conjunto). Esta onda é transmitida ao material e atenuada por este. A onda é então recolhida pelo transdutor posicionada do outro lado e o tempo de viagem lido no osciloscópio.

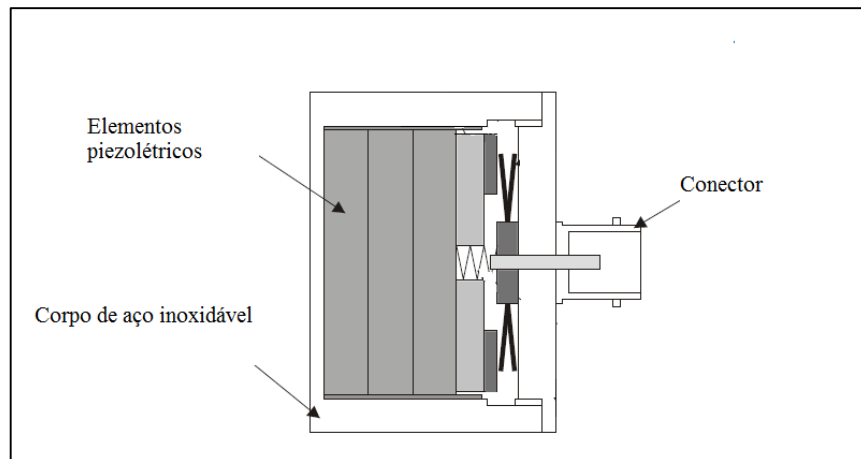


Figura 66-Transdutor do Pundit Lab Plus

(Adaptado de: (LONG, 2000))

Visando mostrar que todas as técnicas tendem ao mesmo resultado Granja *et al* (2014) comparou os resultados de EMM-ARM, equipamento que monitora as frequências ambientais, *Ultrasonic Pulse Velocity*, *Bender/ Elements* e ensaios de Compressão Cíclica, como pode ser observado na Figura 37. Estes ensaios foram realizados em pastas de cimento no instante seguinte a mistura até 1000 horas de cura. Para facilitar a comparação da velocidade e o Modulo de Young foram normalizados pelo seu valor aos 7 dias e a velocidade foi elevada ao quadrado. A análise da Figura 67 permite observar que o comportamento mostrado por todas as técnicas tem mesma tendência e ordem de grandeza.

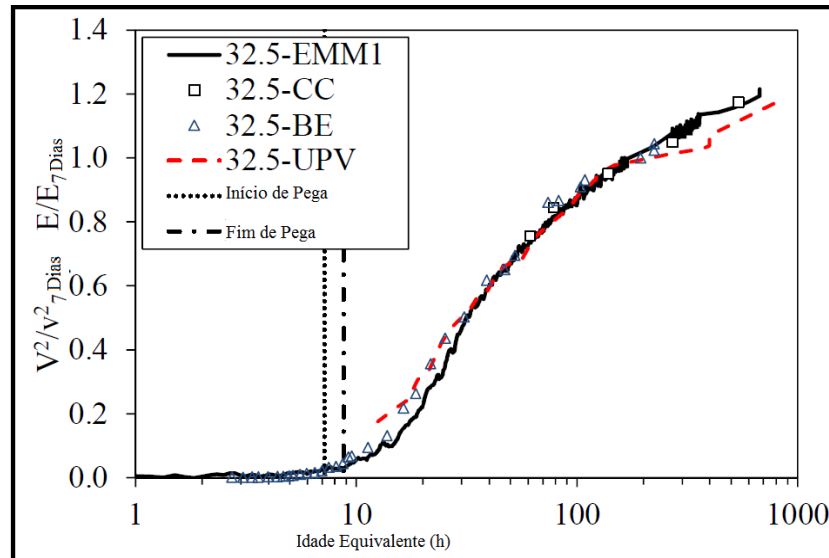


Figura 67- Comportamento da velocidade da onda e o do módulo de Young da pasta de cimento segundo varias técnicas.

(Adaptado de: GRANJA *et al.* (2014))

### Realização do Ensaio

Optou-se por avaliar a rigidez inicial do material através da técnica de ondas ultrassônicas, pois se trata de um método simples, não destrutivo e permite a determinação do módulo oedométrico ( $M_0$ ) e módulo cisalhante elástico ( $G_0$ ) das misturas areia- cinza volante-cal, tornando assim possível, a avaliação da isotropia do material a pequenas deformações.

Os ensaios utilizado um equipamento ultrassônico denominado *Pundit Lab Plus*, da marca *Proceq*. Este consiste basicamente em uma unidade de emissão e recepção de ondas, um conjunto de transdutores de ondas “S” e um conjunto de transdutores de ondas “P”, cabos acoplantes (para unir os transdutores e à unidade de emissão e recepção de ondas), cabo USB (para acoplar a unidade de emissão e recepção de ondas ao computador) e um software para aquisição de dados. O funcionamento do equipamento foi discutido na revisão de literatura.

Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova cubico, com 3% de cal,  $\gamma_d=14$  e  $16\text{kN/m}^3$ , logo foi possível obter o  $M_0$  e  $G_0$  nas três direções do mesmo, sendo z sempre a direção de compactação.

O ensaio foi realizado com o auxilio de um gabarito plástico para que todos os testes fossem executados no centro das faces amostra. Posicionava-se o transmissor de um lado do corpo-de-prova e o receptor no lado oposto, logo se iniciava a transmissão das ondas. As medições com ondas “P” foram executadas com 0, 3, 7, 14 e 28 dias de cura. Entretanto, devido a incapacidade de transmissão a onda “S” no material no estado fresco, estas medições desta onda somente foram realizadas para 3, 7, 14 e 28 dias de cura.

Carina Silvani (carinasilvani@hotmail.com). Tese de Doutorado. PPGE/UFGRS. 2017.

Optou-se por analisar a velocidade de chegada das ondas no domínio do tempo “*Time Domain*”, que se consiste na medição do tempo entre o início do envio da onda através do material e o início de sua recepção no outro lado da amostra. Optou-se por esta técnica devido à simplicidade e a possibilidade de comparação com outros resultados.

A avaliação da isotropia transversa deu-se pela razão entre o  $M_0$  das faces x e y nos diferentes tempos de cura citados acima, quanto mais próximo à unidade esta relação mais isotrópicas são as faces. Sendo este resultado afirmativo para isotropia transversa, avaliava-se a isotropia do material pela razão destas propriedades nas faces x e z. O mesmo procedimento foi adotado com  $G_0$ .

### 3.3.11 Ensaio Triaxial Verdadeiro

Este ensaio, foram realizados no laboratório de Geomecânica da *University of Bristol*. Todas as amostras testadas para obtenção da envoltória de ruptura 3D são representadas na Tabela 11 pelas amostras de 1 a 7. As demais amostras apresentadas na Tabela 12 (8 a 11) foram utilizadas para a análise da anisotropia do material.

Devido à complexidade e ao grande número de detalhes envolvidos neste ensaio, sua apresentação será dividida em etapas.

#### **Equipamento utilizado**

O equipamento utilizado nesta pesquisa pertence ao Laboratório de Geomecânica da *University of Bristol*. Trata-se de um equipamento Triaxial verdadeiro com parede flexível conhecido como *Cubical Cell Apparatus (CCA)*. Este equipamento teve seu projeto baseado em um equipamento existente na Universidade do Colorado e comporta uma amostra cúbica com dez centímetros de aresta.

O aparelho consiste em uma armação de aço, que pode ser vista na Figura 68, que cria uma câmara capaz de suportar a amostra. Cada face da armação é vazada para que a amostra entre em contato com as paredes flexíveis do equipamento e por estas receba o carregamento. A armação possui um furo na diagonal para passagem da linha de vácuo. A Figura 69 mostra esquematicamente este sistema. As paredes flexíveis do equipamento, como pode ser visto na Figura 70, são almofadas de borracha flexível (Silastic M RTV) onde o ar será contido. Estas almofadas possuem três ímãs onde as hastes dos LVDTs são conectadas. A estrutura é selada com seis paredes de aço rígidas, fixadas cada uma por seis parafusos, estas servem de reação

para as almofadas de ar e para suportar a instrumentação do ensaio. Cada parede rígida possui uma entrada de ar para pressurizar as almofadas flexíveis e uma saída de ar para a despressurização após o ensaio, três furos em formato de triângulo para o posicionamento do LVDTs e um furo central para a passagem do cabo dos bender elements. A figura 71 mostra uma parede rígida fora da armação do CCA. Para facilitar a análise dos resultados, as faces do equipamento foram nomeadas segundo a Figura 72.

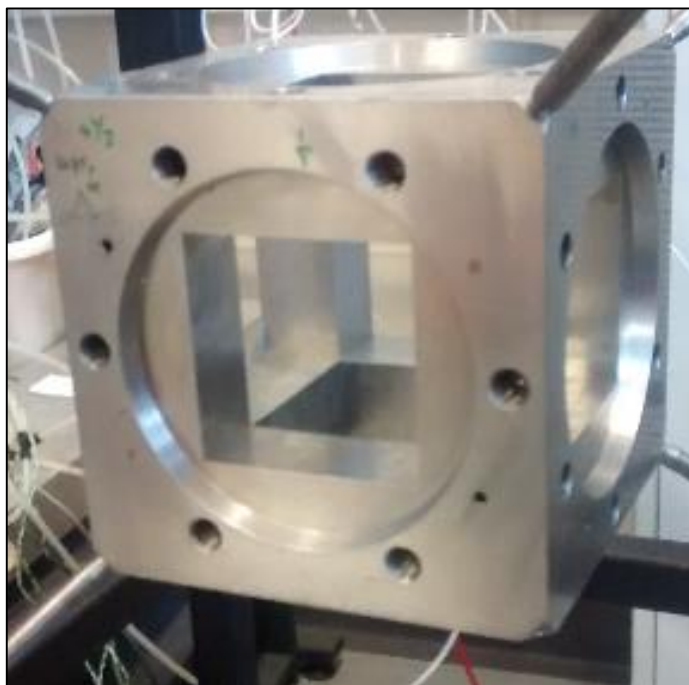


Figura 68-Armação de aço da CCA.

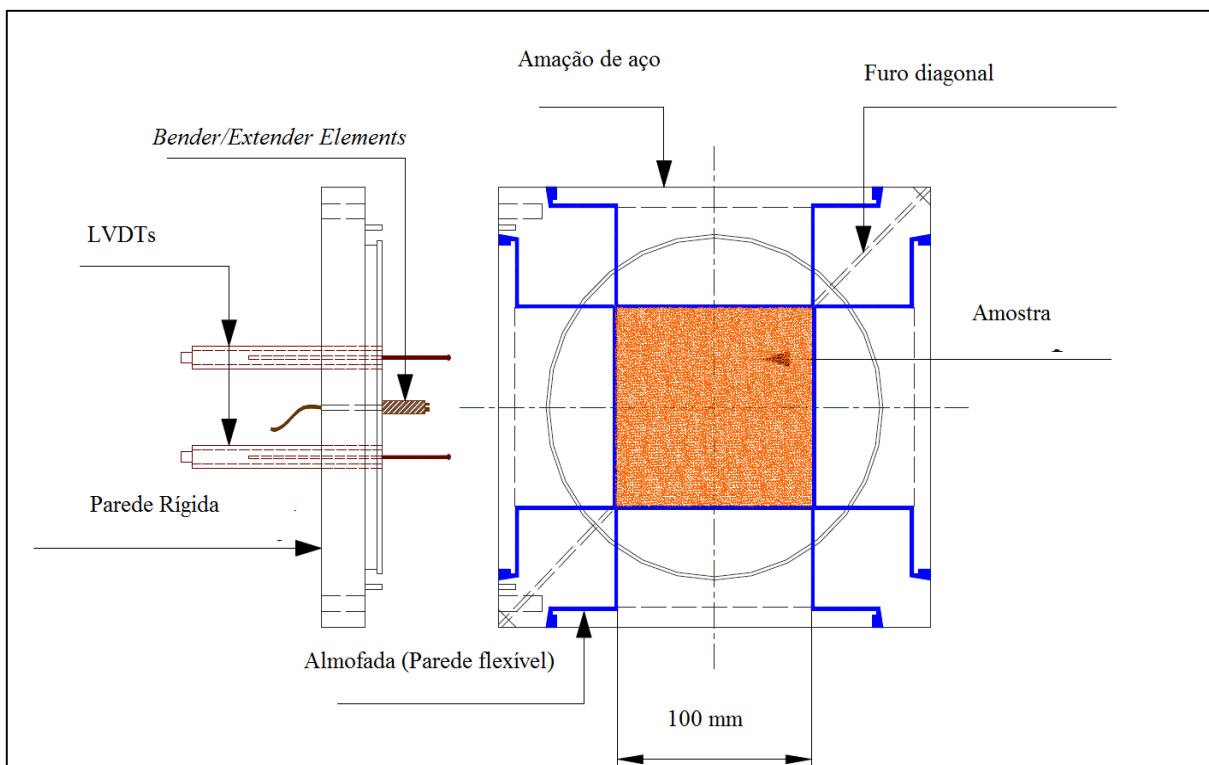
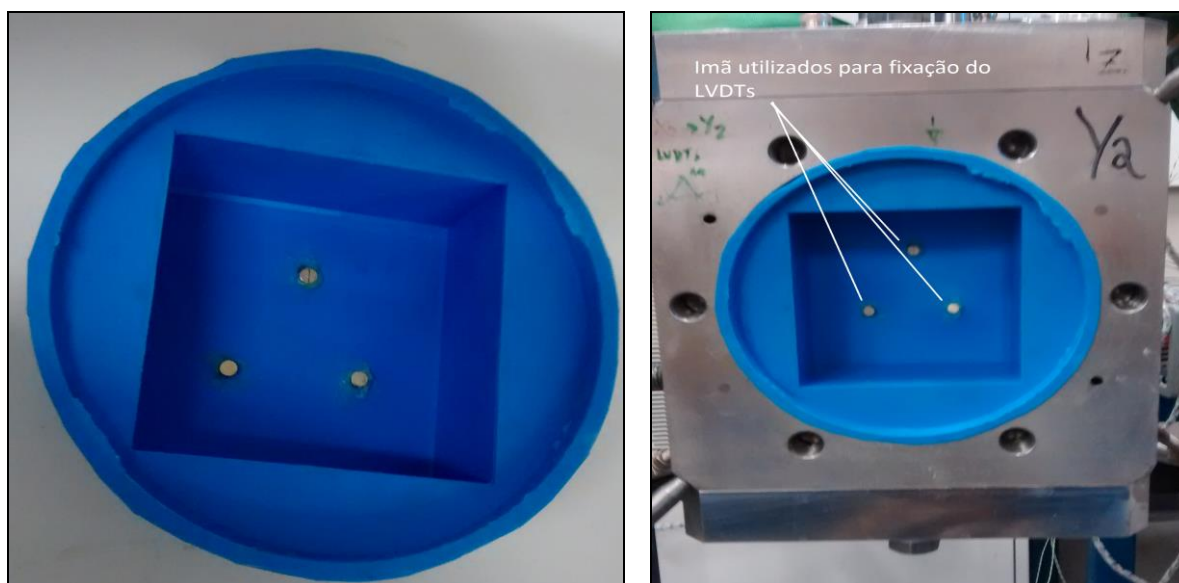


Figura 69-Esquema da armação e das paredes rígidas e flexíveis do CCA.

(Adaptado de: SEDAX,(2006))



(a)

(b)

Figura 70-(a) Parede flexível de boracha-(b) Parede flexível instalada na armação do CCA.



Figura 71-Parede utilizada para selar a almofada de ar com detalhes da instrumentação do equipamento.

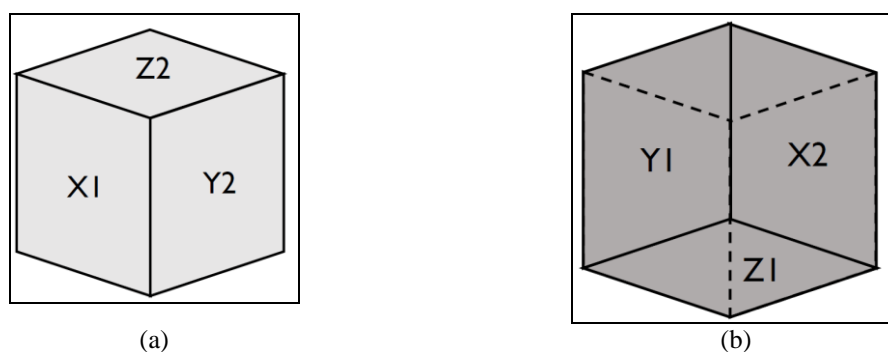


Figura 72-Rotulagem das faces da CCA

### Sistema de aplicação de carga

Um esquema do sistema de aplicação de carga é mostrado na Figura 73. Além do sistema de controle de aplicação de tensão nas três direções da amostra o painel de controle possui também um sistema de controle para a aplicação de contrapressão e vácuo na amostra, porém este não se encontra operante. A tensão nas faces da amostra podem ser controlada tanto manualmente quanto via computador porém a aplicação de contra pressão e vácuo apenas possuem controle manual. A pressão nas faces da amostra pode ser conseguida através da aplicação de ar ou água. Decidiu-se trabalhar com ar para que em caso de vazamento a instrumentação não fosse danificada.

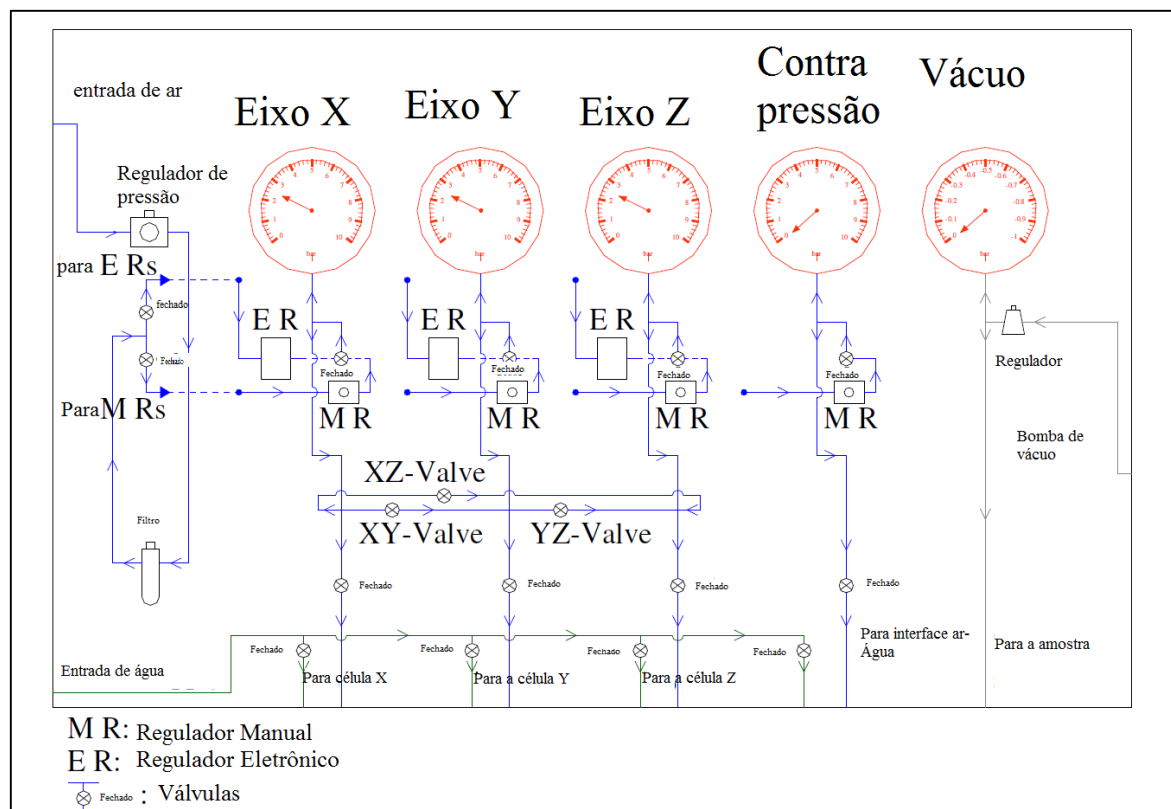


Figura 73- Painel de controle.

(Adaptado de: SEDAX, (2009))

### Calibração dos LVDTs e dos transdutores de pressão

Para a calibração dos LVDTs foi utilizado um micrômetro com precisão de 1  $\mu\text{m}$ . As medições foram realizadas com intervalo de 0,05 mm. O procedimento de calibração consiste na fixação do micrometro em um suporte ajustável de alumínio como pode ser observado na Figura 74(a). A estrutura de calibração era então fixada às paredes rígidas do equipamento e alinhada ao LVDTs como pode ser observado na Figura 75(b) e (c), logo se procedia à leitura da voltagem quando os LVDTs são movimentados da esquerda para a direita e da direita para a esquerda. A faixa de leitura dos LVDTs é de 32 mm com precisão da leitura da voltagem de 4 casas decimais. A Tabela 12 mostra os coeficientes de calibração para os 18 LVDTs do equipamento. Todas as relações entre a voltagem e comprimento foram lineares e com  $R^2$  maior que 0.99.

Tabela 11- Características das amostras do CCA



Número	Nome	Teor de Cal (%)	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Tempo de cura (dias)	Temperatura de cura	$\alpha$
C1	3-14-3-35-0	3	14	3	35	0
C2	3-14-3-35-30	3	14	3	35	30
C3	3-14-3-35-60	3	14	3	35	60
C4	3-14-3-35-90	3	14	3	35	90
C5	3-14-3-35-120	3	14	3	35	120
C6	3-14-3-35-150	3	14	3	35	150
C7	3-14-3-35-180	3	14	3	35	180
C8	0-14-0-0-180	0	14	-	-	-
C9	0-16-0-0-180	0	16	-	-	-
C11	3-16-3-35-180	3	16	3	35	-

A Figura 75(a) mostra um modelo em papel da amostra, a Figura 75(b) mostra o esquema 3D da amostra e a Figura 75(c) mostra a vista de todas as faces planificada, todas as vistas apresentam a posição dos LVDTs, em todos os testes usou-se este referencial.

Tabela 12- Coeficientes de calibração do LVDTs.

LVDT	da direita para esquerda	Da esquerda para a direita	média (mm/V)
1	0,6191	0,6195	0,6193
2	0,6144	0,6003	0,60735
3	0,6276	0,6357	0,63165
4	0,6038	0,5968	0,6003
5	0,635	0,6346	0,6348
6	0,614	0,6181	0,61605
7	0,6152	0,6187	0,61695
8	0,6132	0,6122	0,6127
9	Não funciona		
10	0,6271	0,6413	0,6342
11	0,6061	0,605	0,60555
12	0,6237	0,6087	0,6162
13	0,5884	0,5758	0,5821
14	0,6207	0,6173	0,619
15	0,6119	0,6121	0,612
16	0,6267	0,6281	0,6274
17	0,6051	0,6193	0,6122
18	0,631	0,629	0,63

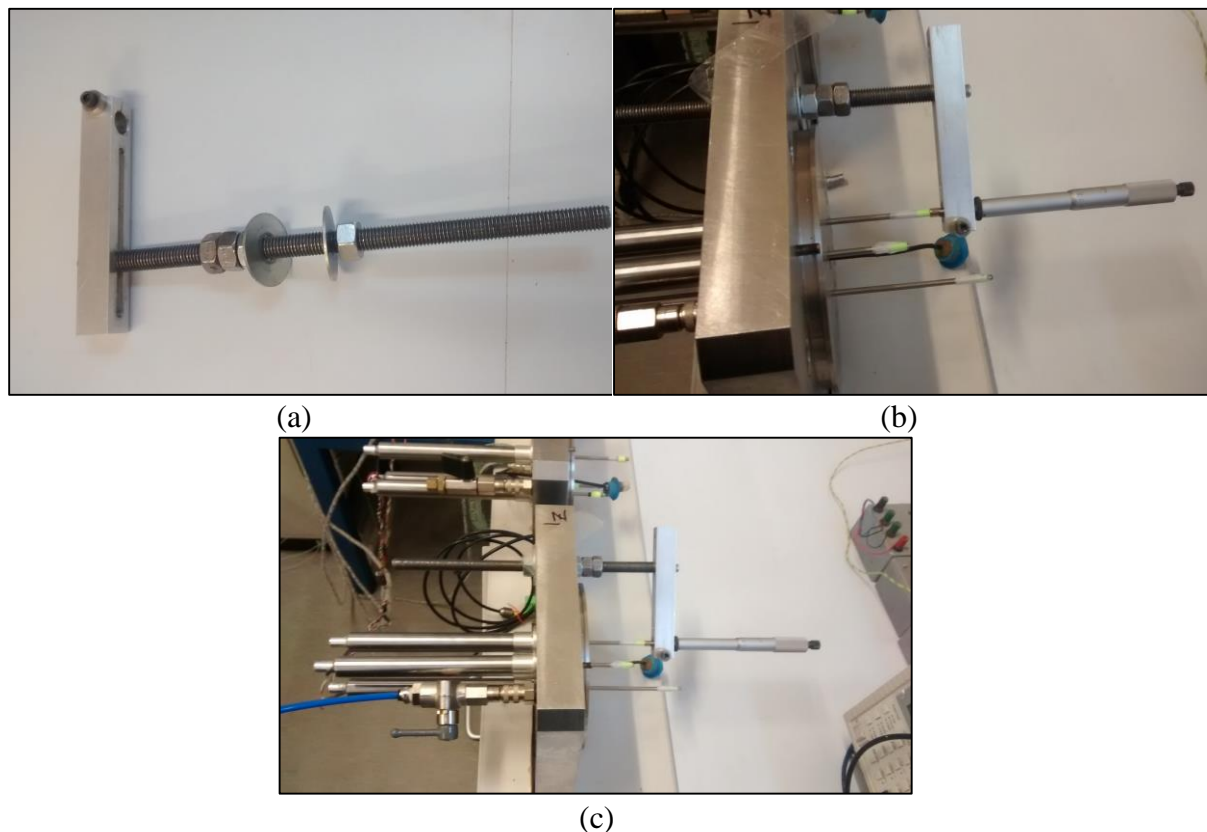


Figura 74- (a) Suporte para o micrometro utilizado para calibrar para os LVDTs, (b) e (c) execução da calibração dos LVDTs na placa Z1.

### Calibração dos transdutores de pressão

A calibração dos transdutores de pressão foi realizada através da aplicação de uma carga conhecida em um pistão sem atrito. Este aplica pressão em um óleo. O óleo transmite pressão para a água e que por fim aplica a tensão no transdutor de pressão. A Figura 76 mostra o equipamento usado para calibrar os transdutores e a Tabela 13 apresenta os coeficientes angulares de cada um dos 3 transdutores de pressão.

### Escolha da Velocidade de aplicação de carga

Usualmente equipamento triaxiais convencionais o cisalhamento ocorre com a aplicação de uma deformação conhecida. A Tabela 2 mostra as velocidades aplicadas por vários autores para misturas de solo com cimentação. Conforme discutido no item 2.2.6 a velocidade de 0.01%/h promove um ensaio drenado. Esta velocidade é menor que a utilizada por Guitierrez (2007) e da mesma ordem de grandeza da aplicada por Namekaro e Koseki (2006) para areias cimentadas. Para garantir que os ensaios fossem realidades são a geração de poropressão executou-se um ensaio triaxial drenado com controle de poropressão como pode ser visto na Figura 77. Esta

figura mostra as relações tensão deformação, deformação volumétrica e deformação axial e a variação da poropressão com a deformação axial para o ensaio triaxial piloto onde foram testadas velocidades variando de 0.05 mm/h ate três mm/h. A Figura 77 mostra que em nenhuma das velocidades testadas há formação de poropressão consideravel. O pico de poropressão dá-se na ruptura o que é esperado para amostras cimentadas.

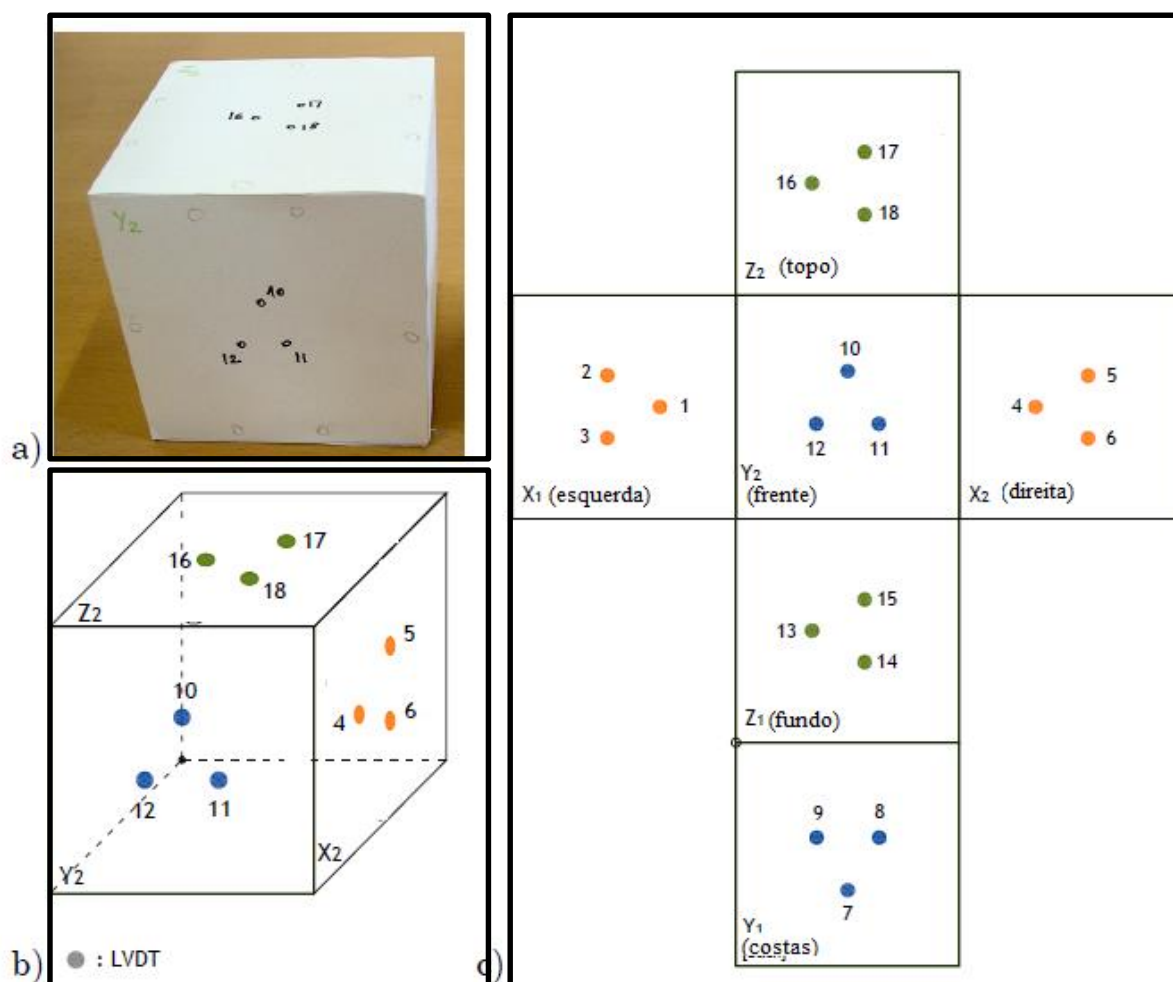


Figura 75-(a) Modelo em papel da amostra com posicionamento dos LVDTs, (b) Isometrico da amostra com posicionamento do LVDTs, (c) Projção em planta do posicionamento de todos os LVDTs.

(Adaptado de: FERREIRA, 2008).



Figura 76-Equipamento utilizado para calibrar os transdutores de pressão.

Tabela 13- Coeficientes de calibração dos transdutores de pressão.

Transdutor	Carregamento	Descarregamento	Média (kPa/V)
PT3(z)	-0.00002895	-0.00002895	-0.00002895
PT3(y)	-0.00002896	-0.00002896	-0.00002896
PT1(x)	-0.00002905	-0.00002894	-0.00002895

Decidiu-se adotar a velocidade de 1 mm/h por ser a mais utilizada na literatura. Porém a célula cubica permite apenas o controle da tensão aplicada, logo foi necessário uma relação entre tempo e carga aplicada. Esta relação é mostrada na Figura 78. A partir desta Figura pode-se concluir que um acréscimo de 40 kPa a cada 4 minutos equivale a velocidade de 1mm/h. Adotaram-se intervalos de 4 minutos, pois o carregamento foi feito manualmente.

### **Correção das deformações da amostra devida à deformação das almofadas de ar e da membrana de látex**

Conforme já citado, as deformações da amostra foram medidas de maneira direta através de LVDTs. Porém estas deformações foram medidas na superfície das almofadas de ar, como pode ser observado na Figura 79, não diretamente na superfície da amostra. Logo o resultado das leituras dos LVDTs mostrava a soma da deformação das amostras, da membrana de látex que envolvia as amostras e das almofadas de ar. A eliminação da influencia da deformação das almofadas de ar e da membrana deu-se pela subtração da deformação destas.

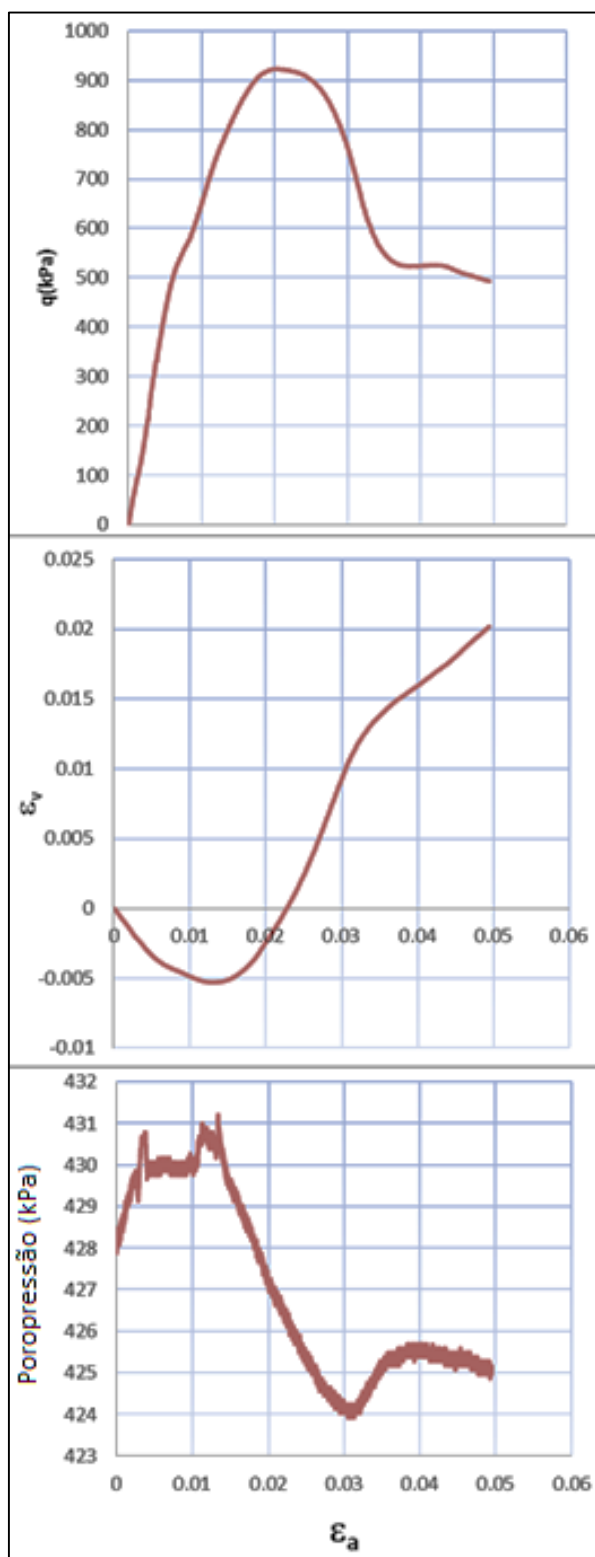


Figura 77- Relação tensão por deformação axial, deformação volumétrica por deformação axial e variação da popopressão com deformação axial.

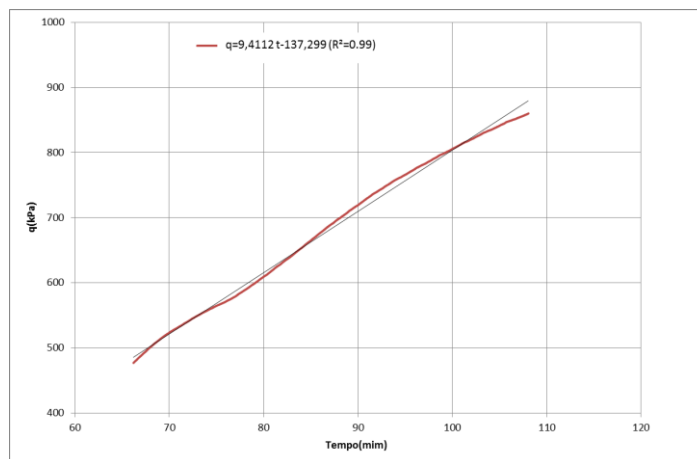


Figura 78- Curva de tensão por tempo.

A deformação das almofadas de ar e da membrana foi medida através da realização de um ensaio triaxial verdadeiro com ciclos de carregamento e descarregamento isotrópico em um cubo de alumínio com propriedades conhecidas. Visando diminuir a influencia das deformações iniciais usou-se a reta obtida pelo recarregamento como reta de correção. Adotou-se o modelo elástico linear para a deformação do conjunto almofadas de ar membrana de látex para facilitar os cálculos. O cubo de alumínio foi preparado para o ensaio da mesma maneira que as amostras de areia – cinza volante- cal. O ensaio, descontando-se a deformação do alumínio previamente conhecida, permitiu a obtenção das retas de tensão deformação das almofadas de ar e da membrana juntas. As retas foram obtidas para as situações de uso de almofadas rígidas nos dois lados da amostra e para o uso de almofadas rígidas em somente um dos lados da mostra. A Tabela 14 mostra as retas de correção para cada uma das situações acima descritas.

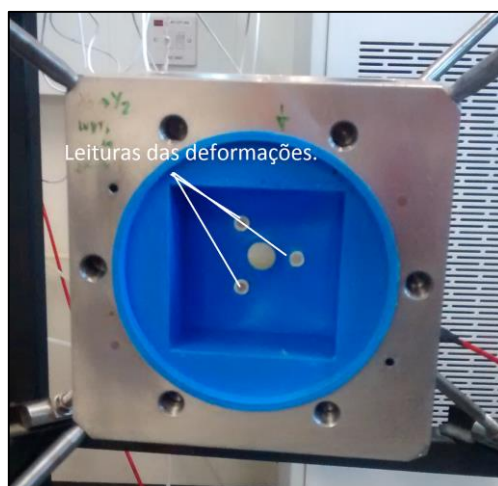


Figura 79- Localização dos pontos de leitura das deformações na face Y2.

Tabela 14- Equações de correção para as deformações das almofadas de ar e da membrana de látex.

Condição de fronteira	Equação de correção
Almofadas de ar em ambos os lados	$D=0,0000623(\text{carregamento (kPA)})$
Almofada de ar em apenas um lado	$D=0,0000467 (\text{carregamento (kPA)})$

### **Acondicionamento da amostra.**

Após 24 horas de submersão em água a amostra era acondicionada em uma membrana cubica de látex para evitar dessaturação. A amostra era selada com a aplicação de fita de alumínio e látex líquido. No interior da membrana era colocado um tubo de borracha com um papel filtro para permitir a drenagem da mesma. A amostra acondicionada na membrana pode ser observada na Figura 80.

### **Montagem do equipamento**

A montagem do equipamento inicia-se com a rotação em 180 graus da armação do equipamento. Nesta posição podem ser instaladas as almofadas de ar e as paredes rígidas no eixo z. A montagem inicia-se com a fixação de barras auxiliares no lado Z2, que servem de apoio para parede rígida até sua fixação. Encaixa-se uma das almofadas de ar tomando cuidado para que a orientação dos imãs seja a mesma dos LVDTs e que siga o padrão mostrado na Figura 75. O próximo passo é encaixar a parede rígida nas barras auxiliares e por em contato o topo dos LVDTs com os imãs. Prossegue-se com fixação da parede rígida através dos seis parafusos. A seguir com o mesmo procedimento fixam-se as paredes no lado Z1. Com as paredes do plano Z fixadas rota-se a armação para a posição original. Aplica-se talco na amostra e nos colchoes de ar para diminuição do atrito. Posiciona-se a amostra no interior do equipamento. Os próximos passos são a colocação das paredes nas faces X e Y, sempre tomando cuida para que os LVDTs estejam em contato com o imã.

Testes prelimites mostraram que, devido à rigidez elevada da amostra testada a mesma apresentava translações no interior do equipamento. Este problema foi minimizado com a adoção de uma almofada rígida, ou seja, uma peça de aço com o mesmo formato das almofadas de ar, na direção onde se esperava maiores deslocamentos para as amostras com  $\alpha=0, 60, 120$  e  $180^\circ$ . Adotou-se também rotação dos eixos mostrados na Figura 76 para que a direção onde os maiores deslocamentos eram esperados sempre coincidissem com o eixo submetido à força da gravidade (direção vertical) evitando assim desequilíbrio de forças devido à força gravitacional. Os testes com  $\alpha=30, 90$  e  $150^\circ$  foram realizados com 3 “almofadas rígidas”, pois devido ao

estado não planos de deformações a não adoção desta medida sempre gerava translações da amostra.

O Anexo G apresenta a sequência de montagem do equipamento em imagem para sua melhor compreensão.



Figura 80- Amostra acondicionada na membrana de látex.

### 3.3.12 Ensaio Triaxial

Os ensaios triaxiais foram executados com duas finalidades:

- comprovar que amostras submersas em água por 24 horas e amostras onde água é percolada por até 2 vezes o volume de vazios e depois saturadas até contrapressão igual a 400 kPa apresentam a mesma resistência ao cisalhamento. Desta maneira podem-se validar os resultados da célula cúbica.
- Obter a envoltória de ruptura no plano  $\sigma_z \times 0,5\sigma_x$ .

Os ensaios triaxiais foram realizados no laboratório de geomecânica da *University of Bristol*. O equipamento usado pode ser observado na Figura 81. Este equipamento foi desenvolvido para testar amostras granulares com 70mm de altura e 70 mm de diâmetro. A relação entre altura e diâmetro igual a 1 permite uma deformação mais uniforme da amostra (não ocorre embarrigamento central da amostra) logo os valores da área corrigida são mais próximos dos reais. A aparência da amostra utilizada nos ensaios triaxiais pode ser observada na Figura 63.



A porropressão e a tensão de confinamento são controladas por transdutores de pressão, a variação de volume é controlada por um medidor volumétrico do tipo Imperial College, o carregamento é aplicado por meio de uma prensa automática de velocidade ajustável e a deformação axial é controlada por um LVDT no topo da câmara triaxial. Este equipamento não possui medidores de deformação internos à câmara.



Figura 81- Equipamento Triaxial

## 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1. ENSAIOS DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

As Tabelas dos apêndices “A”, “B”, “C”, “D”, “E” e “F” apresentam as características de todos os corpos-de-prova, submetidos ao ensaio de tração na compressão diametral, cujos parâmetros de moldagem ficaram dentro das tolerâncias estabelecidas no programa experimental. As tabelas do apêndice “A” apresentam os corpos-de-prova curados a 20°C, as Tabelas do apêndice “B” apresentam os as amostras submetidas à cura a 35°C. Os espécimes curados a 50°C podem ser encontradas no apêndice “C”, as amostram curadas a 65°C tem suas características expostas no apêndice “D”. O apêndice “E” apresenta as características dos corpos-de-prova curados a 80°C e o a apêndice “F” apresenta as características dos corpos-de-prova curados há 90°C.

Pode-se observar nestas tabelas que os dados foram agrupados a cada três linhas, pois correspondem às três repetições para um mesmo ponto de moldagem (mesmo teor de umidade, porosidade, teor de cal e teor de cinza volante).

#### 4.1.1 Efeito do Teor de cal

O efeito do aumento do teor de cal pode ser observado nas Figuras 82 a 98. Os resultados mostrados nas Figuras 82 a 84 são referente ao aumento da resistência à tração com o aumento do teor de cal para os espécimes curados à 20°C por tempos de 1, 3 e 7 dias, respectivamente. Os corpos-de-prova curados a 35°C tem suas alterações na resistência a tração na compressão diametral causados pelo aumento do teor de cal apresentados nas Figuras 85, 86 e 87, sendo que os tempos de cura foram 1, 3 e 7 dias, nesta ordem. As Figuras 88 a 90 demonstram o comportamento da resistência no ensaio brasileiro dos corpos de prova curados a 50°C por 1, 3 e 7 dias, respetivamente, devido ao aumento do teor de cal. As variações na resistência a tração na compressão diametral para amostras curadas por 3 e 7 dias são mostrados nas Figuras 91 e 93, respectivamente, para a temperatura de cura de 65°C. O teor de cal afeta as amostras sujeitas a temperatura de cura de 80°C, segundo os gráficos das Figuras 93 e 94 sendo que os corpos-

de-prova foram expostas a esta temperatura por 1 e 3 dias respectivamente. As Figuras 97 e 98 apresentam os resultados da resistência à tração na compressão diametral para corpos de prova curados a uma temperatura de 90°C por 1 e 3 dias.

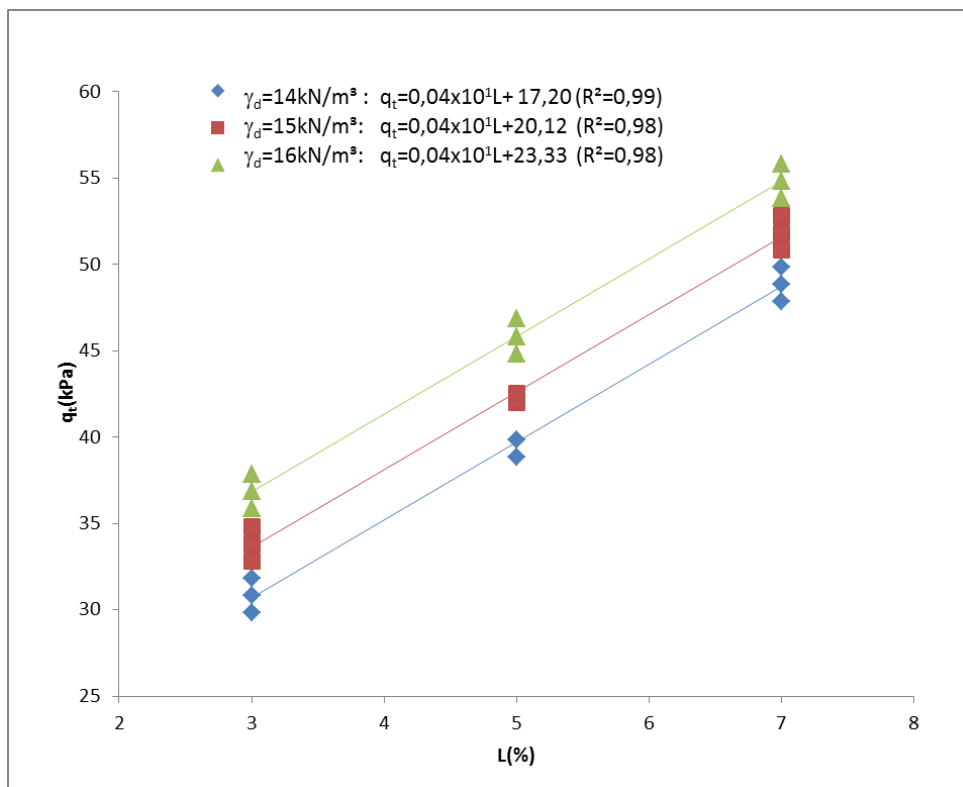


Figura 82-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 20°C por 1 dia.

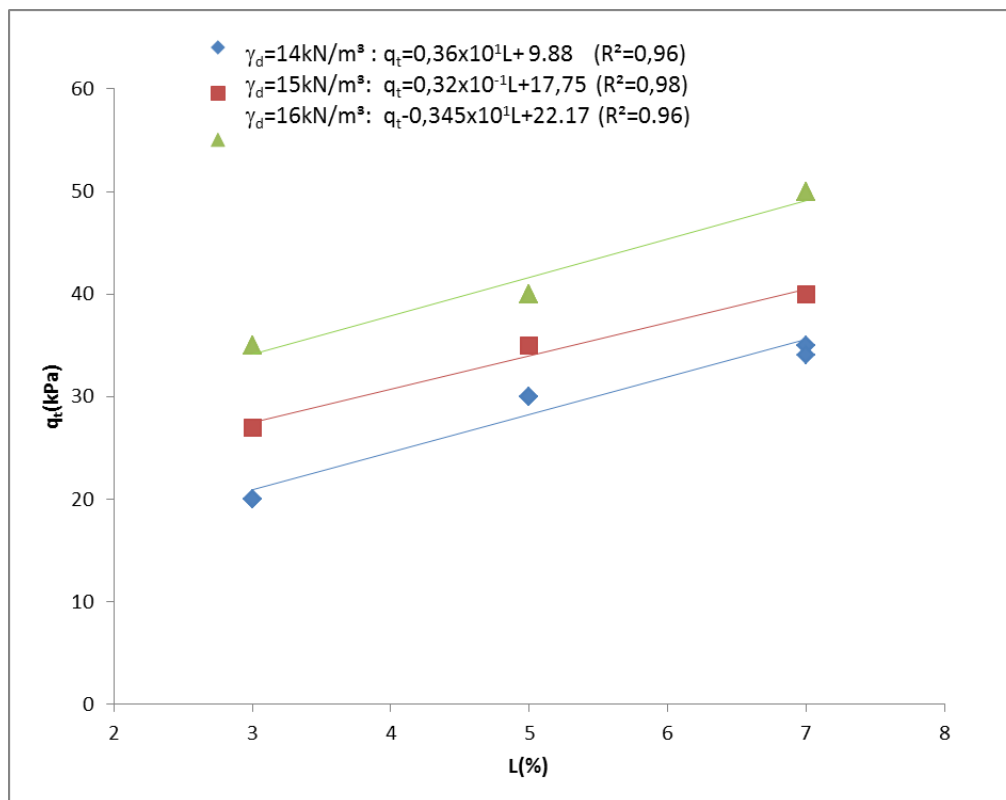


Figura 83-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 20°C por 3 dias.

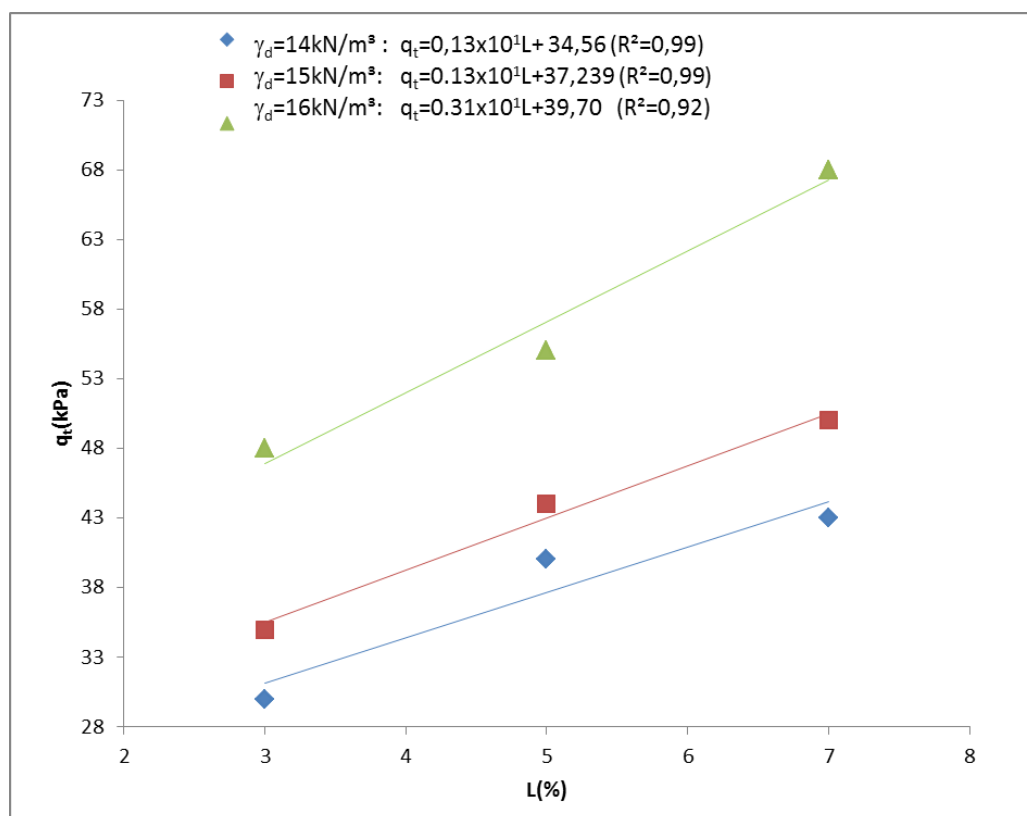


Figura 84-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 20°C por 7 dias.

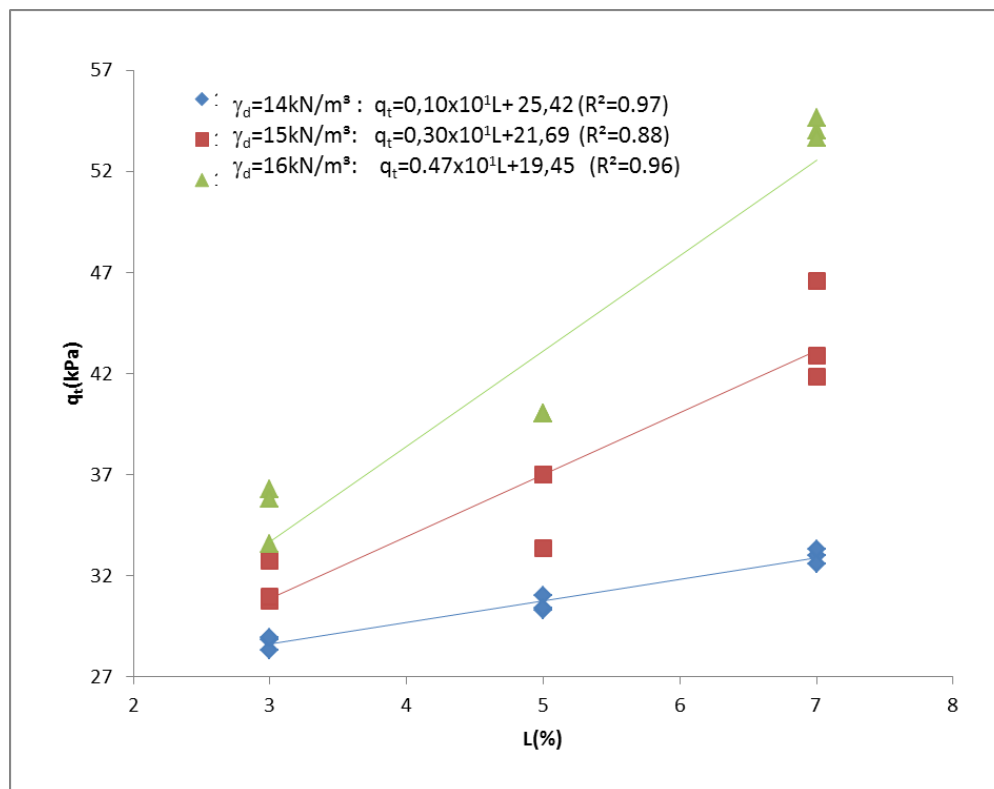


Figura 85-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 35°C por 1 dia.

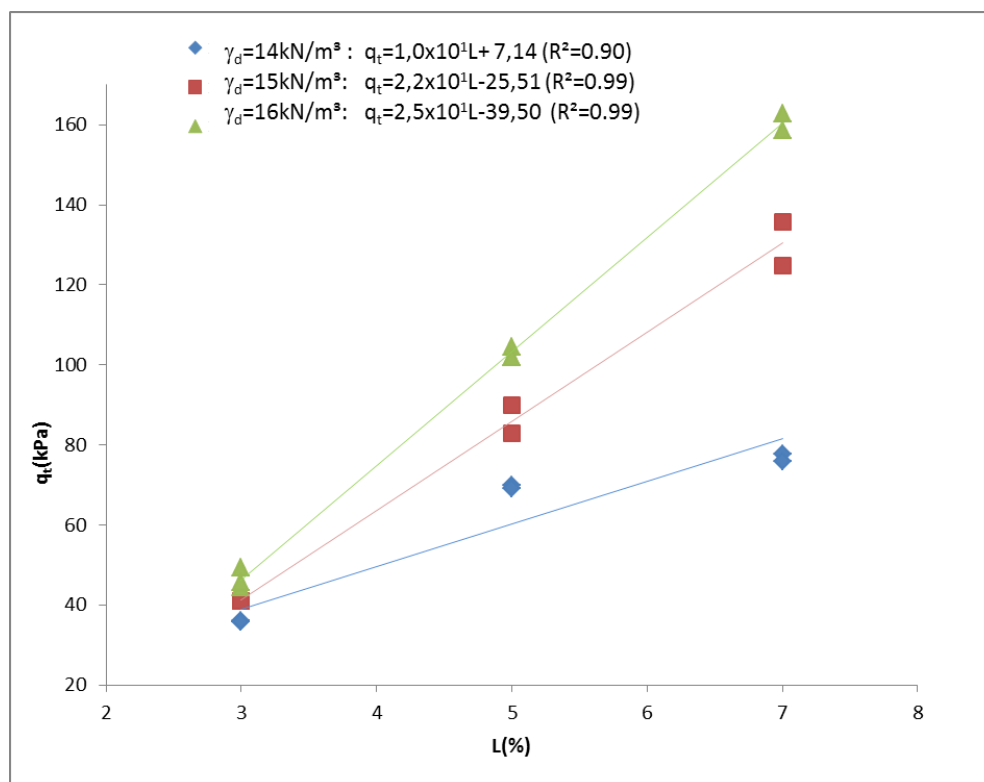


Figura 86- Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 35°C por 3 dias.

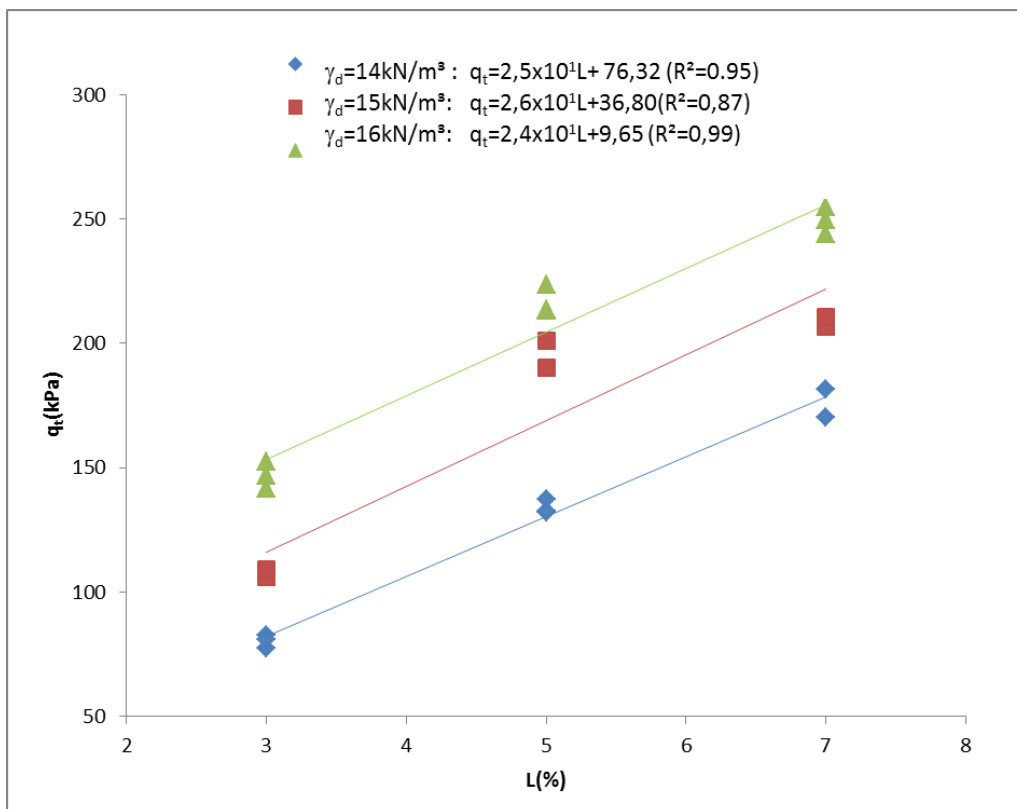


Figura 87-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 35°C por 7 dias.

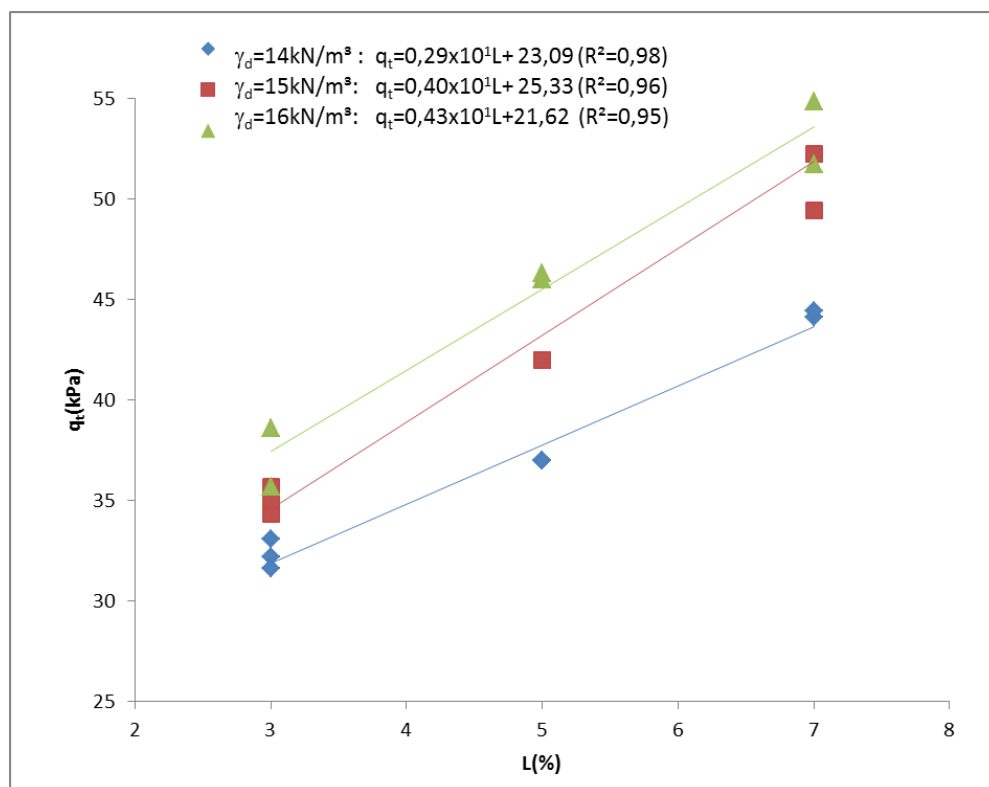


Figura 88-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 50°C por 1 dia.

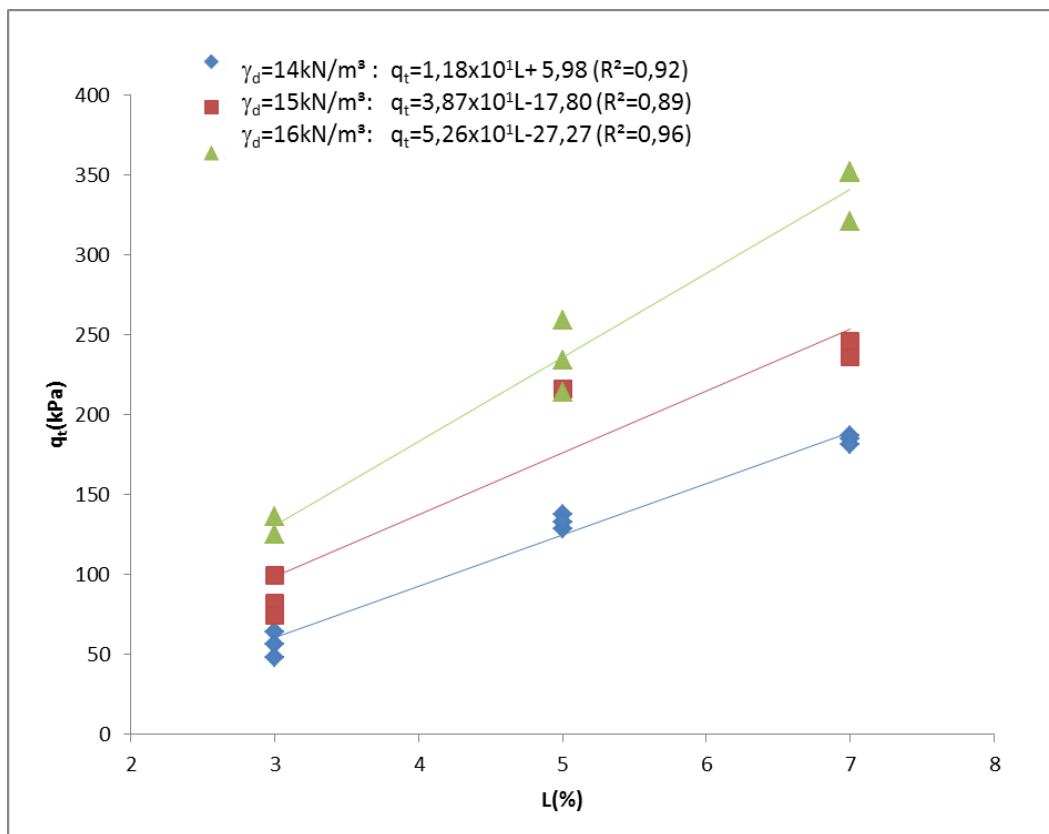


Figura 89-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 50°C por 3 dias.

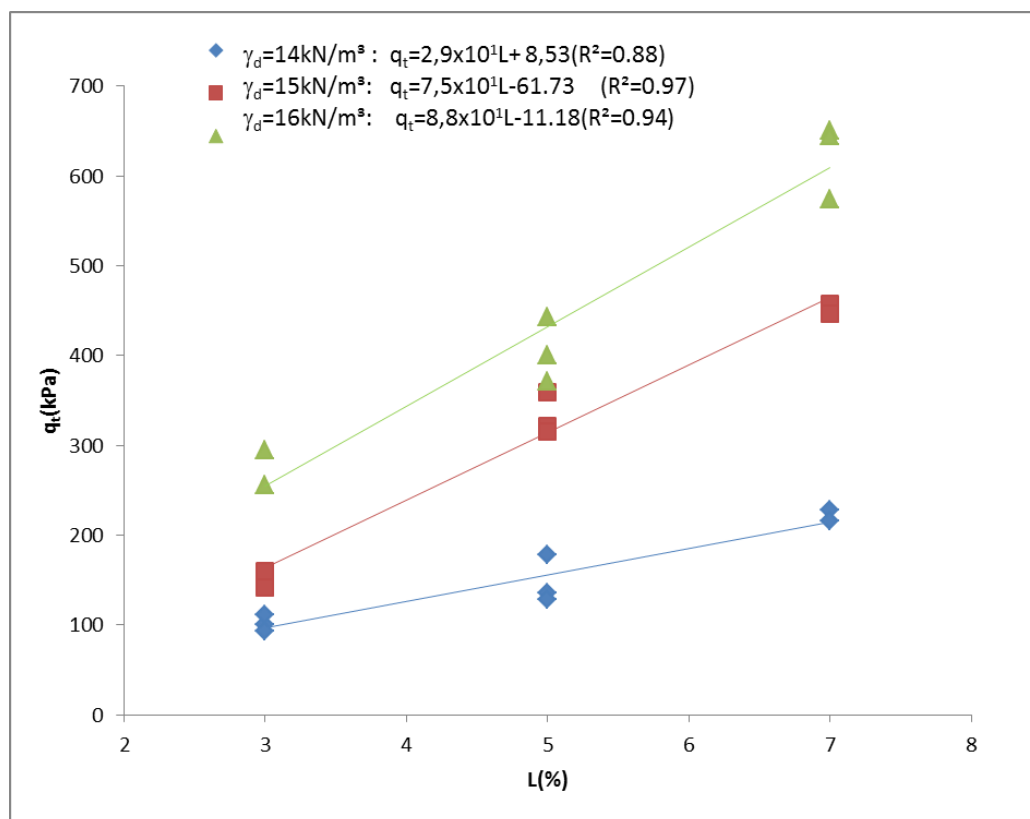


Figura 90-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 50°C por 7 dias.

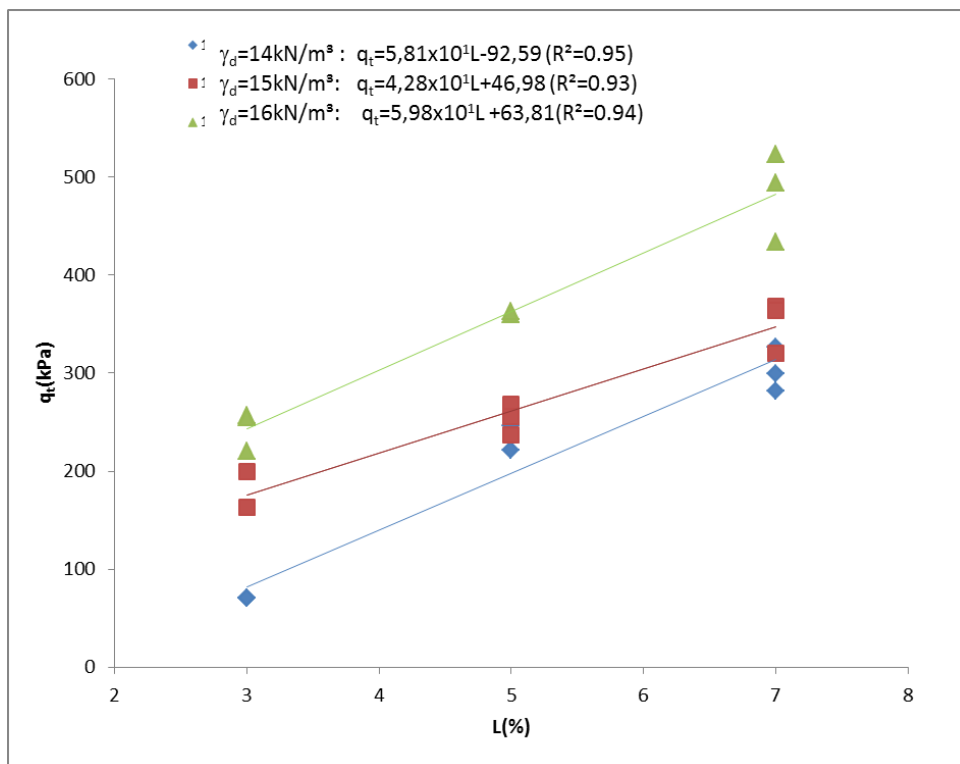


Figura 91-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 65°C por 3 dias.

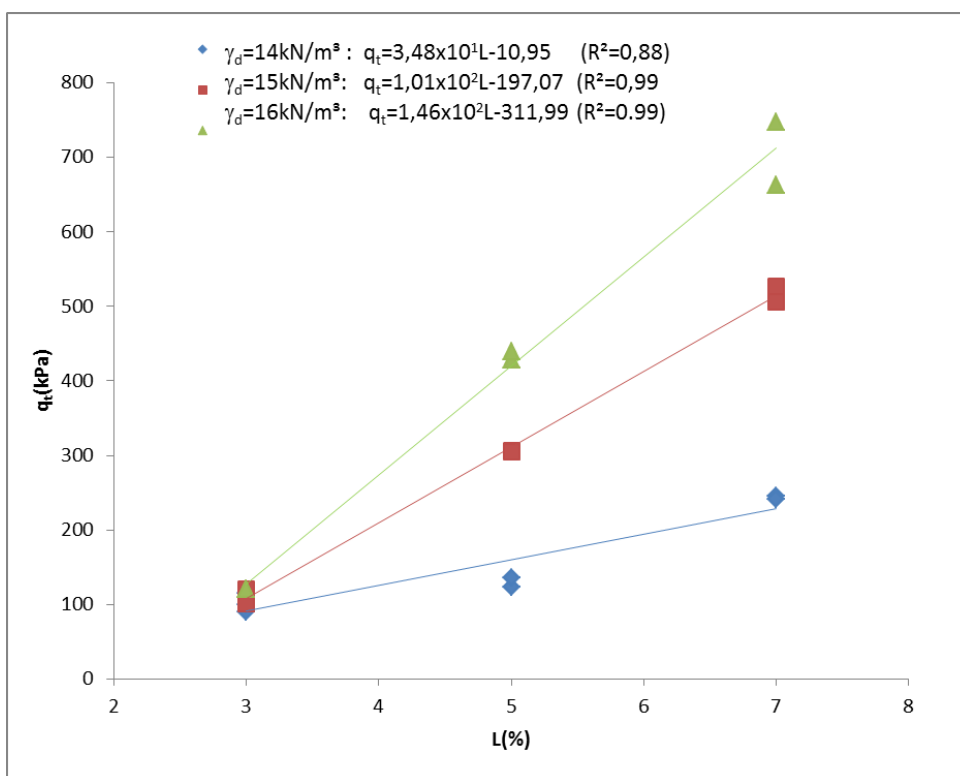


Figura 92-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 65°C por 7 dias.



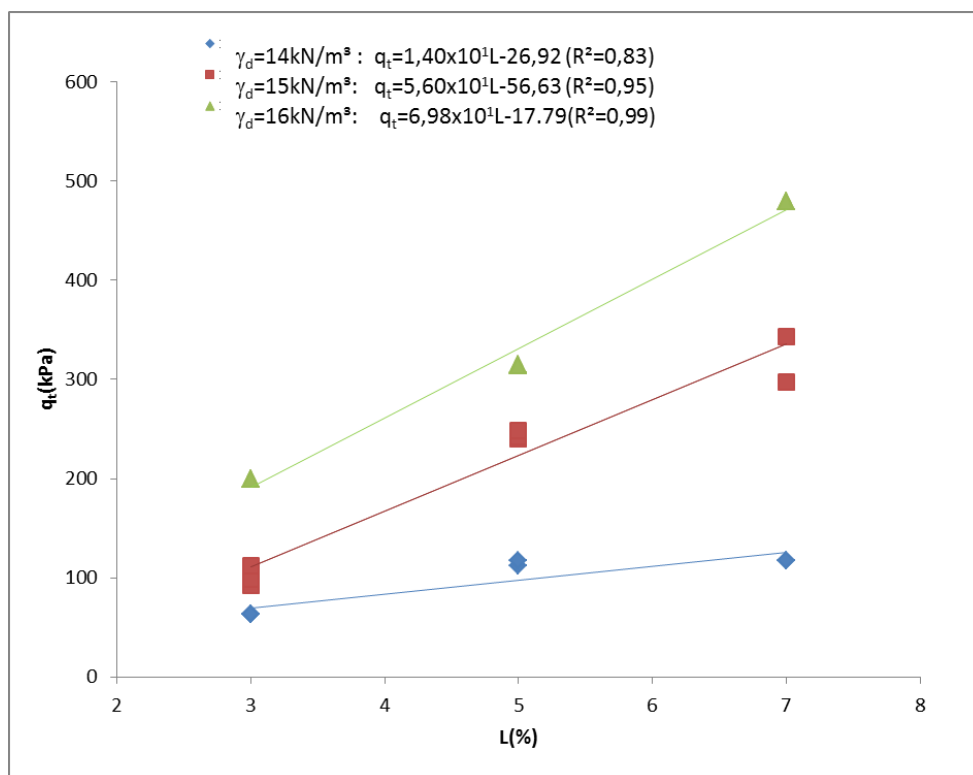


Figura 93-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 80°C por 1 dia.

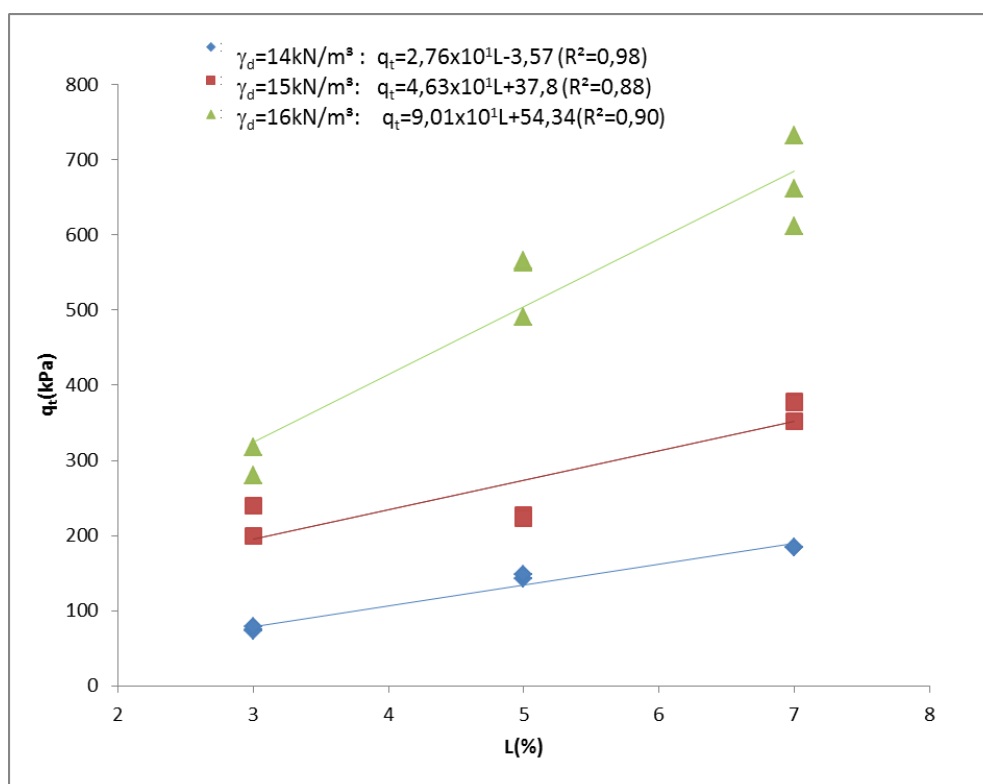


Figura 94-Variação da resistência à tração com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 80°C por 3 dias.

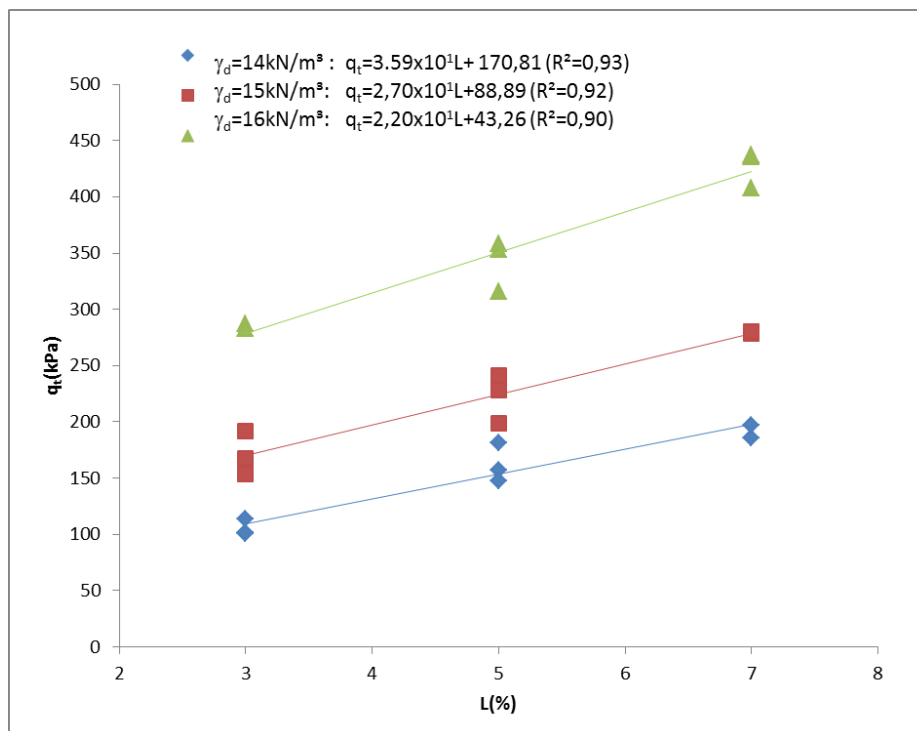


Figura 95-Variação da resistência a tração por compressão diametral com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 90°C por 1 dias.

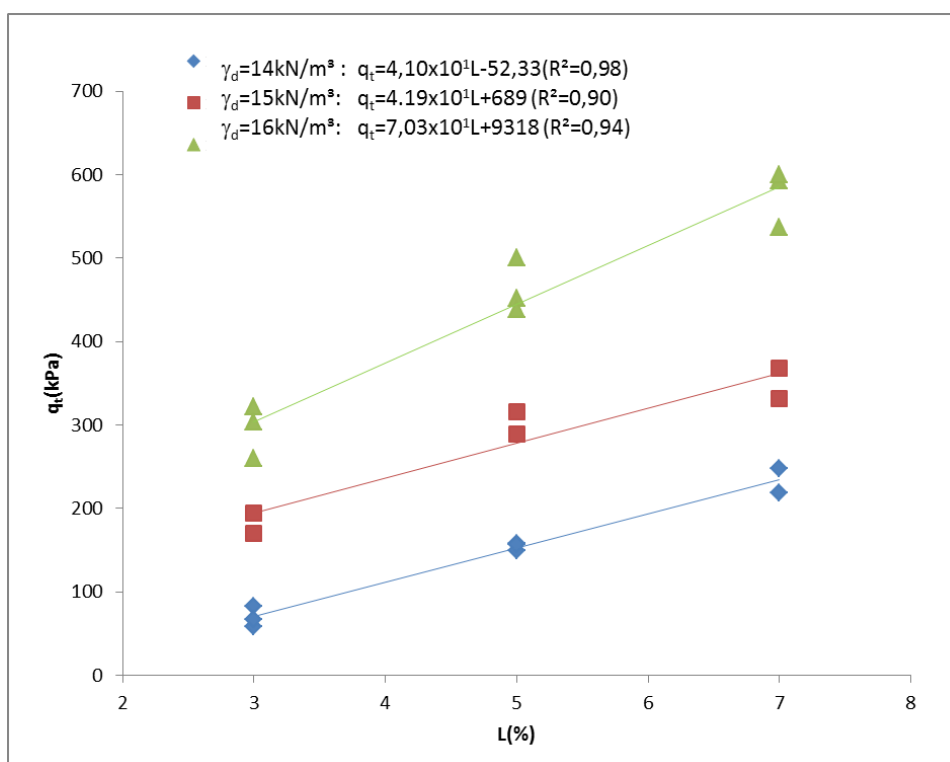


Figura 96-Variação da resistência a tração por compressão diametral com o teor de cal para corpos-de-prova curados a 90°C por 3 dias.

A análise detalhada das Figuras 82 a 96 mostra que a resistência à compressão diametral aumenta linearmente com a adição de cal, mesmo em pequenas quantidades. O aumento da resistência com a adição de cal é um aspecto reportado por grande parte dos trabalhos consultados (INGLES E METCALF, 1972; NÚÑEZ, 1994; LOVATO, 2004, DALLA ROSA, 2009, LOPES JUNIOR, 2007 e 2011, SILVANI, 2013).

Pode ser observado nas Figuras 82 a 96 que a taxa de crescimento da resistência à tração na compressão diametral devido ao acréscimo de cal, representada pela inclinação da reta, aumenta com a elevação do tempo de cura, para uma mesma temperatura. Isto deve-se ao fato de que a estabilização química com cal é caracterizada por duas etapas distintas: uma etapa inicial rápida (que dura de horas a dias), e outra mais lenta, que pode levar meses a anos. Alguns fenômenos que podem originar a etapa rápida no processo da interação da cal com um solo fino são: troca catiônica, floculação-aglomeração, compressão da dupla camada elétrica, adsorção de cal e reações químicas. A fase lenta é caracterizada pelas reações pozolânicas, que proporcionam um aumento da resistência, devido à formação de produtos cimentantes e pela carbonatação, que é uma reação prejudicial. Estas reações são descritas em detalhes no item 2.1

Outro aspecto observado nas Figuras 82 a 96 é que a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, em geral aumenta também com o aumento do peso específico aparente seco do solo-cinza-cal compactado para todas as temperaturas e tempos de cura estudadas. Esse fato indica que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas, devido ao maior número de contatos entre as partículas. Este fenômeno foi observado para misturas solo-cal também por Clough *et. a.*, (1981), Núñez (1991), Lopes Junior (2007 e 2011), Dalla Rosa (2009) e Silvani (2013).

#### 4.1.2 Efeito da Porosidade

O efeito da variação da porosidade na resistência a tração na compressão diametral é apresentado nas Figuras 97 a 111. As Figuras 97, 98 e 99 mostram este comportamento para as amostras curadas a 20°C com tempos de cura de 1, 3 e 7 dias respectivamente. Os corpos-de-prova curados a 35°C, por 1, 3 e 7, tem seu comportamento mediante a variação da porosidade exibidos nas Figuras 100, 101 e 102, nesta ordem. As Figuras 103, 104 e 105 exibem a variação de resistência à tração no ensaio brasileiro para os corpos de prova curados a 50°C para os tempos de cura de 1,3 e 7 dias, respectivamente. As Figuras 106 e 107 mostram a variação de resistência à tração na compressão diametral das amostras curadas sob uma temperatura de 65°C por 1 e 3 dias respectivamente, mediante a redução da porosidade. Os

resultados das amostras submetidos à temperatura de cura de 80°C são apresentados nas Figuras 108 e 109, sendo que os resultados da Figura 108 foram obtidos com um tempo de cura de 1 dia e da Figura 109 com 3 dias de cura. As Figuras 110 e 111 se referem a amostras curadas há 90°C por 1 e 3 dias respectivamente. Cada uma das curvas das Figuras 97 a 111 possui um teor de cal.

As Figuras 97 a 111 quando avaliadas permitem verificar que a diminuição da porosidade gera grandes benefícios à resistência à tração por compressão diametral. Independentemente da quantidade de cal utilizada e da temperatura de cura, a redução na porosidade do material promove ganhos consideráveis de resistência à tração por compressão diametral. Os corpos-de-prova curados a 20°C apresentaram em média, com a redução de 4 pontos percentuais na porosidade do material, um aumento de cerca 1,1 vezes a resistência à tração a compressão diametral do solo-cal testado para todos os tempos de cura estudados. A diminuição de 4% na porosidade dos corpos de prova curados a 35° desencadeou um aumento de 1,2 vezes na sua resistência para todos os tempos de cura estudados. A taxa de aumento de 1,5 vezes para cada 4 pontos percentuais reduzidos na porosidade foi encontrada para os espécimes curados a 50°C em todos os tempos de cura analisados. Os corpos de prova curados a 65° quando ocorre uma diminuição de 4% na porosidade aumentam em geral 2 vezes sua resistência à tração na compressão diametral, para os espécimes curados a 80°C este índice ficou em 2,5 vezes, para os tempos de cura estudados.

Logo se verifica a resistência à tração na compressão diametral aumenta exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada. Lopes Junior (2011) estudando amostras de solo-cal atribui o efeito do ganho de resistência com a redução na porosidade, em termos de resistência à compressão simples por consequência a resistência à tração, à existência de um maior número de contatos entre as partículas existentes, tornando a cimentação mais efetiva. Além desse aspecto, a maior capacidade de distribuição de tensões no interior da amostra, bem como a maior capacidade de mobilização de atrito nas porosidades mais baixas também contribuem para o ganho de resistência à tração do material. As melhorias na resistência à tração na compressão diametral foram reportadas Moore *et.al.* (1970), Consoli *et. al.* (2012) e Silvani (2013). Chang e Woods (1992) mostraram, para uma mistura de areia cimento, por microscopia eletrônica que o quanto menor a porosidade maior a efetividade das ligações entre as partículas.

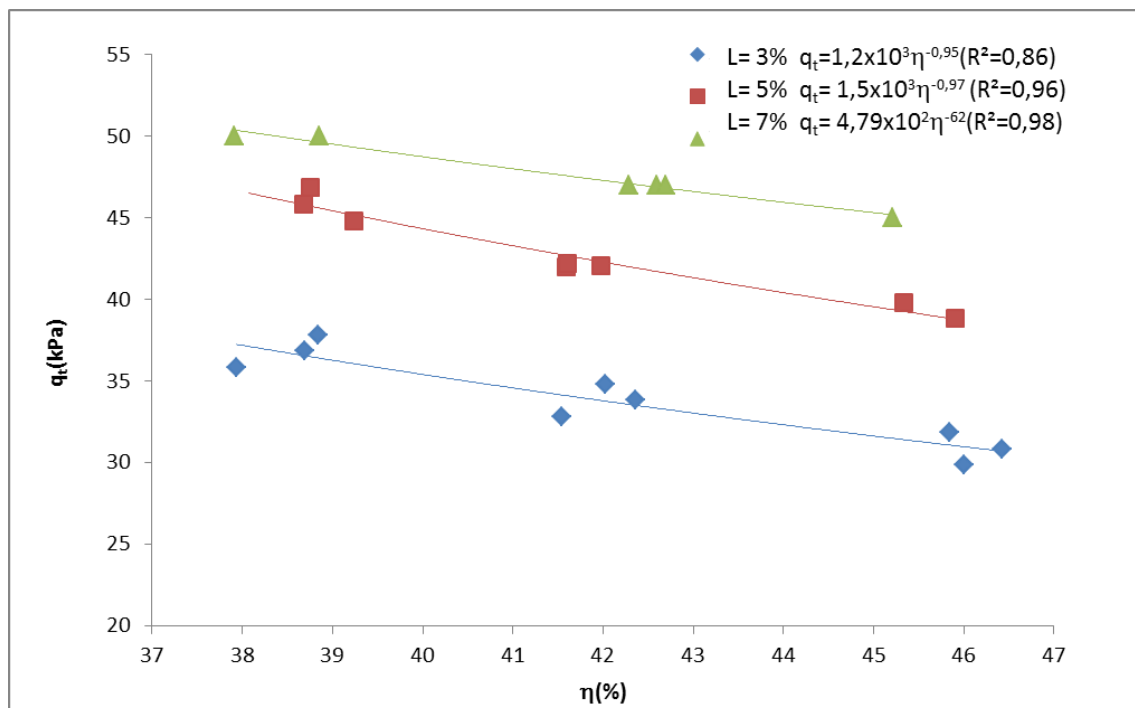


Figura 97- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 20°C por 1 dia.

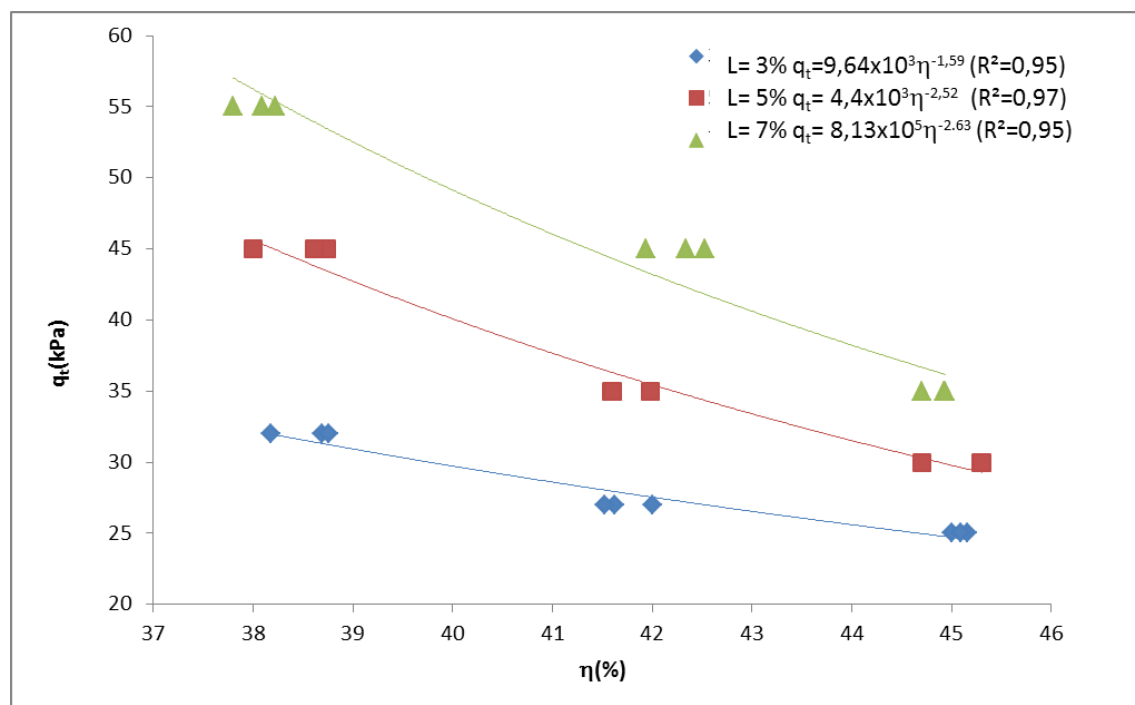


Figura 98- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 20°C por 3 dias.

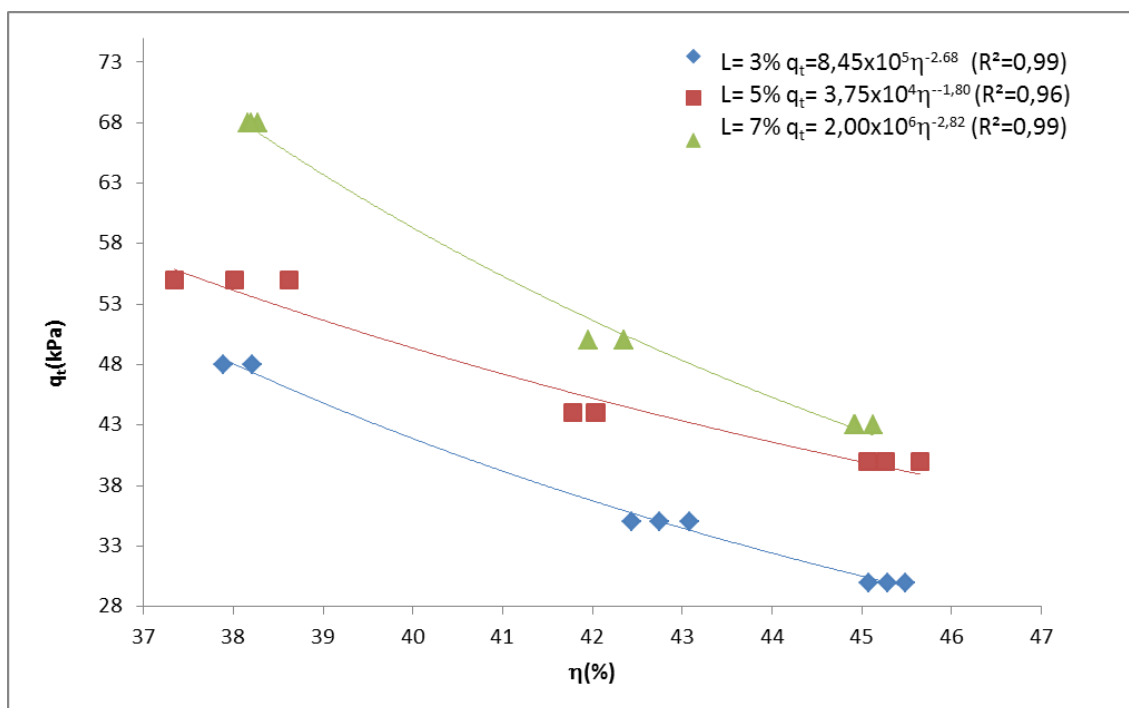


Figura 99-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 20°C por 7 dias.

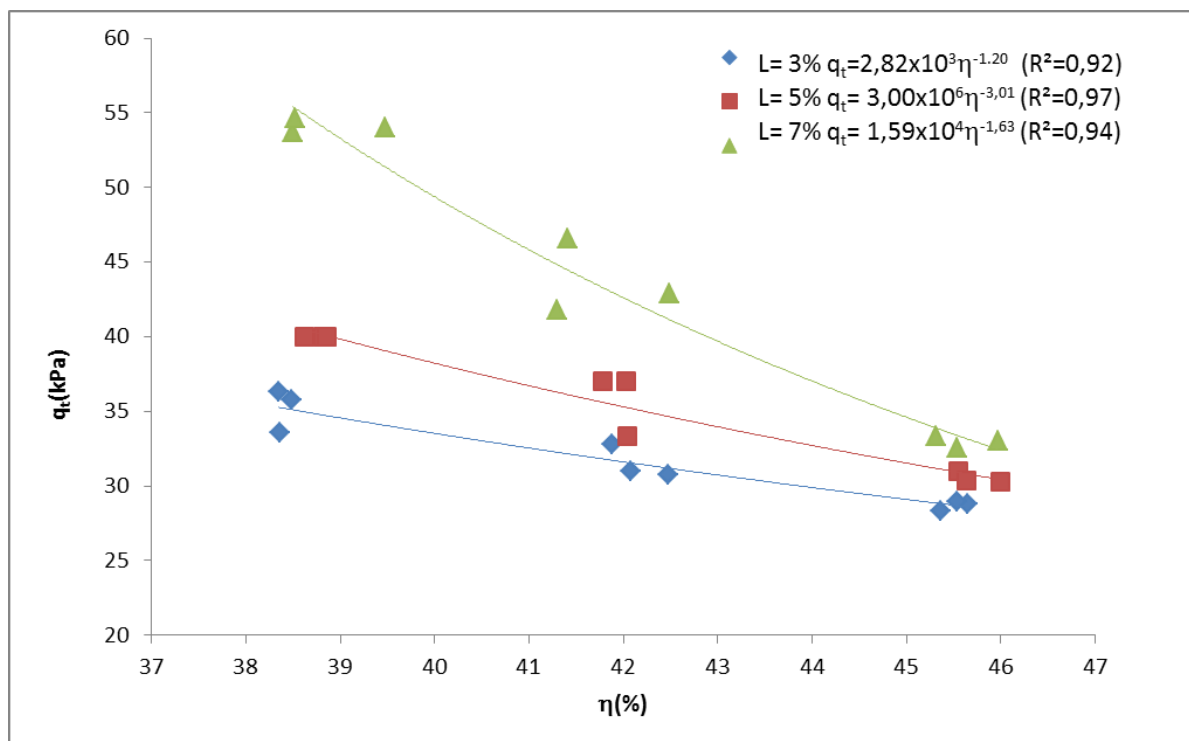


Figura 100-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 35°C por 1 dia.

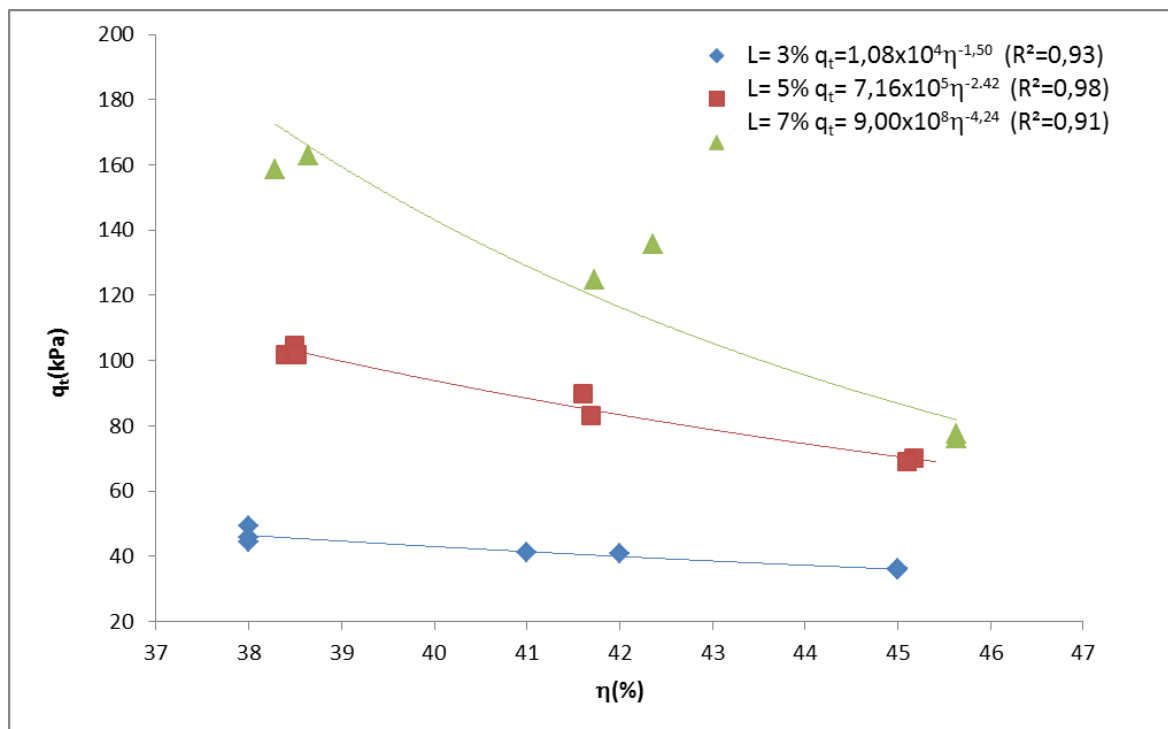


Figura 101-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 35°C por 3 dias.

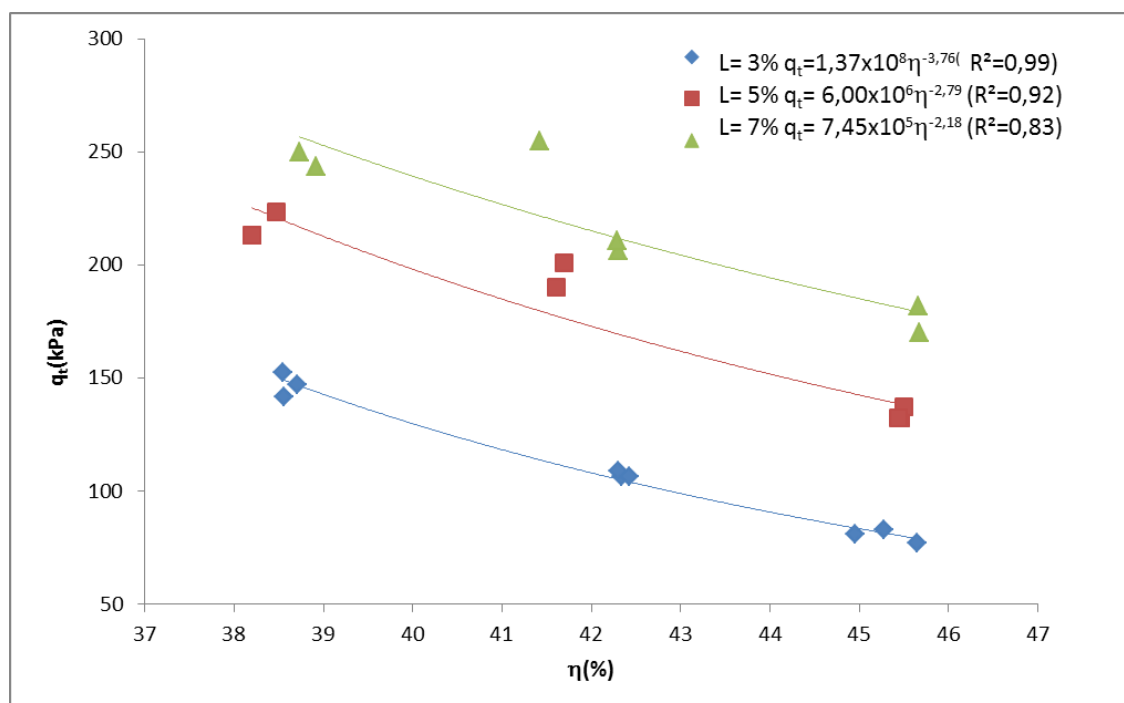


Figura 102-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 35°C por 7 dias.

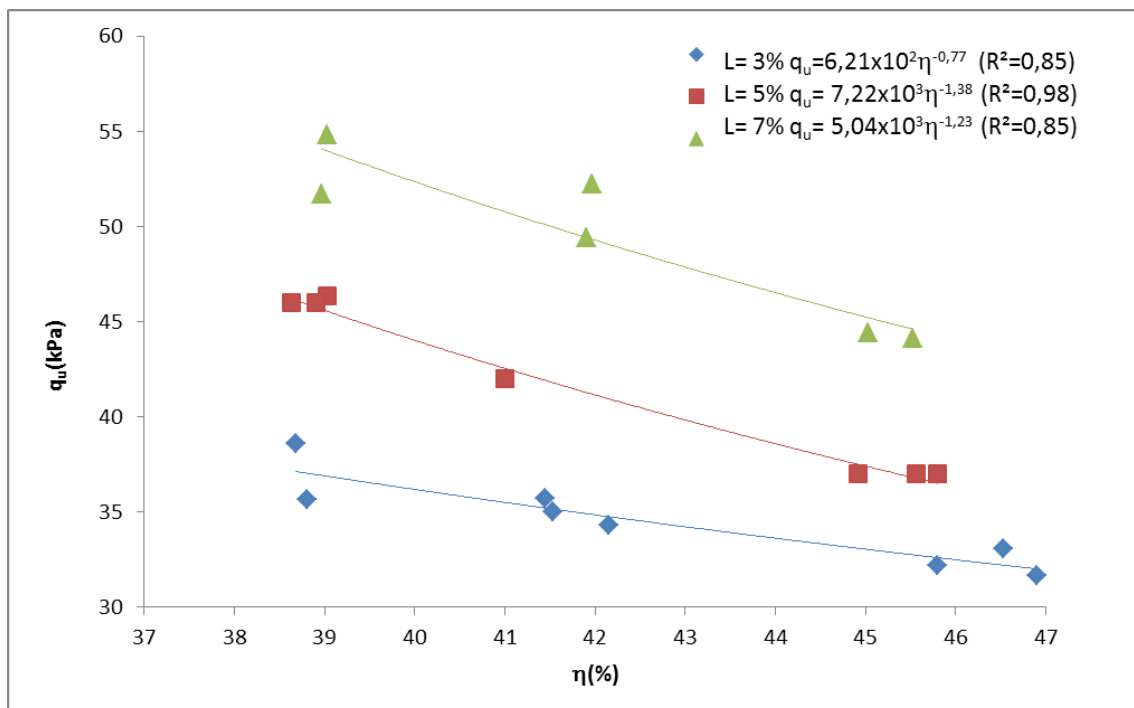


Figura 103-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 50°C por 1 dia.

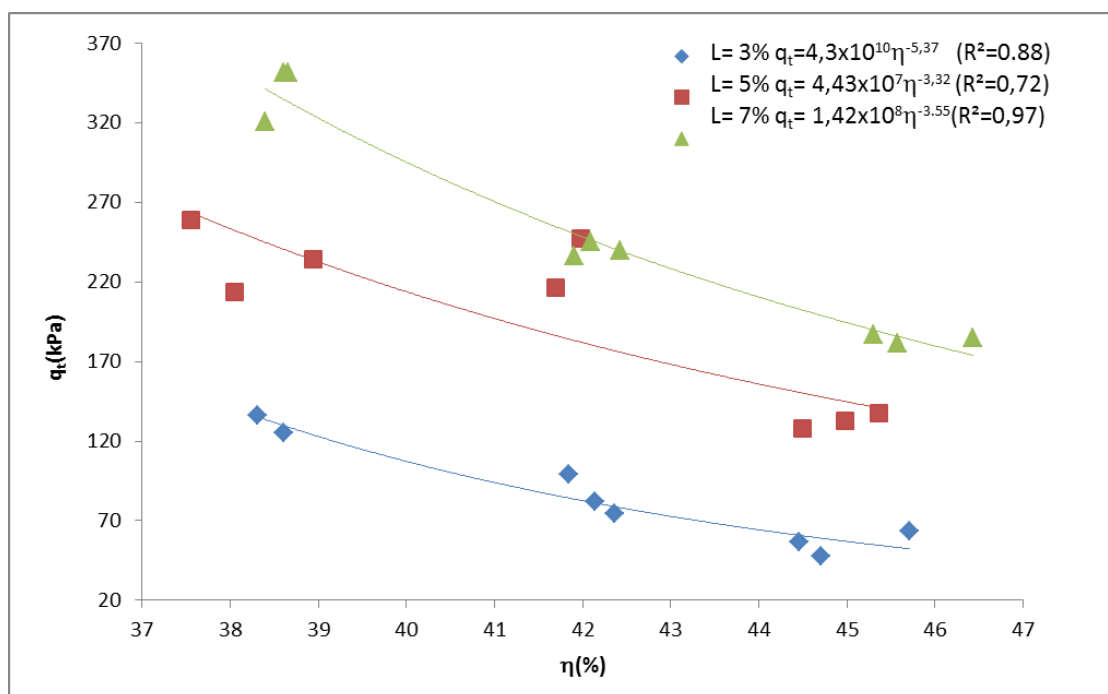


Figura 104-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 50°C por 3 dias.



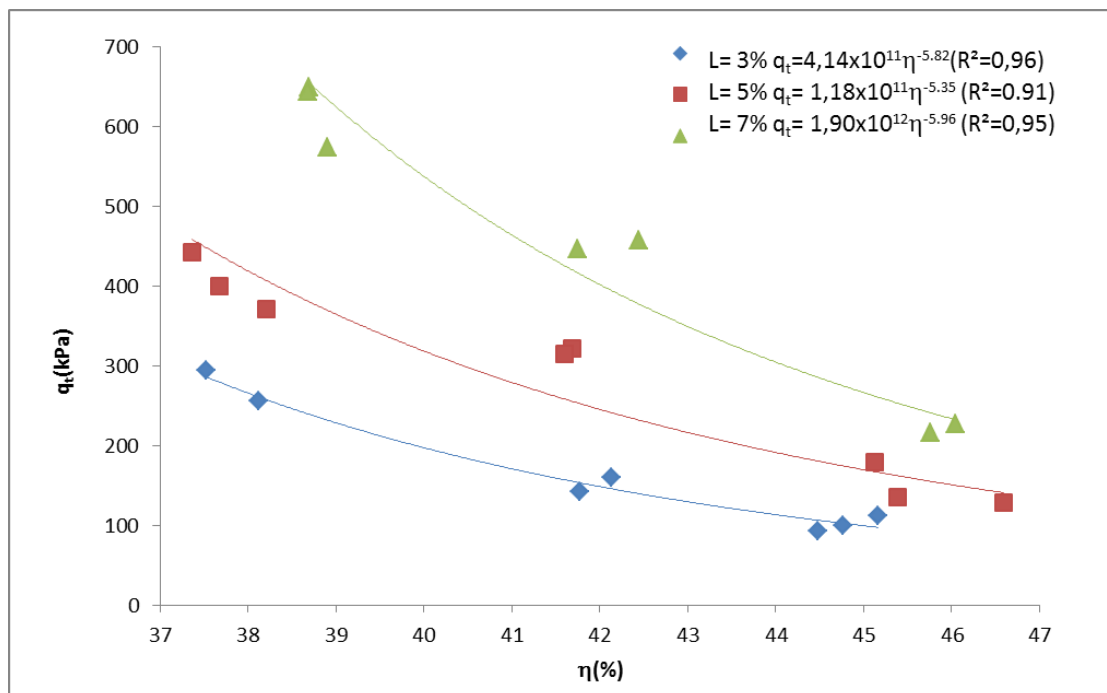


Figura 105-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 50°C por 7 dias.

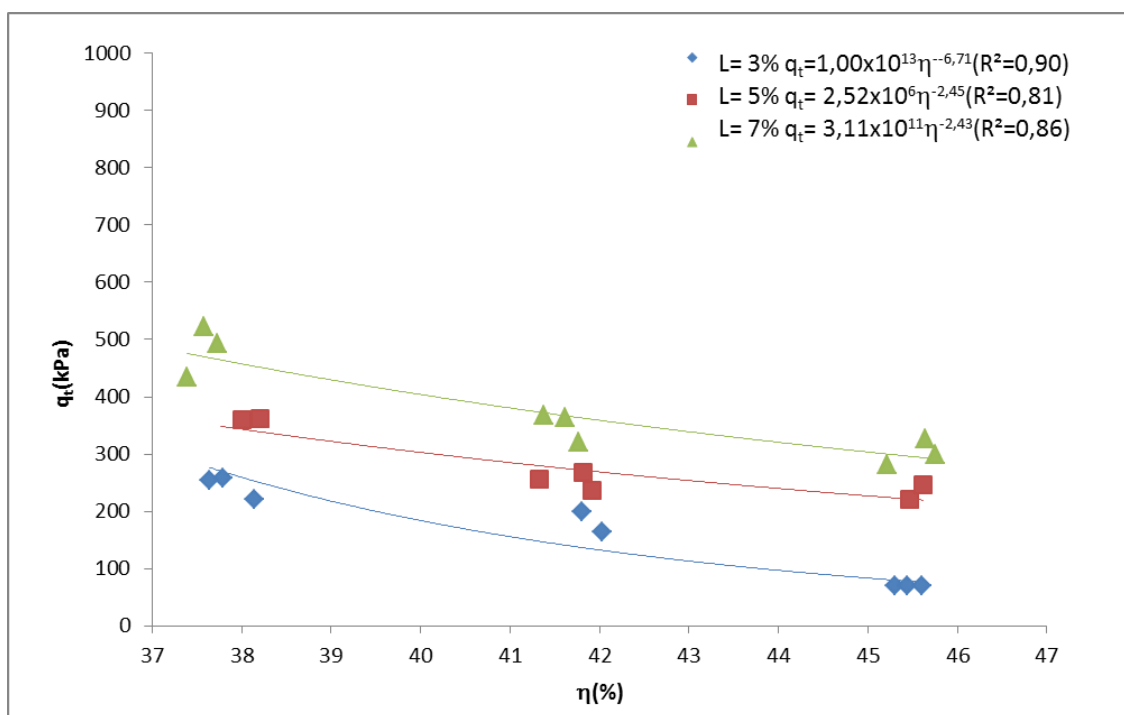


Figura 106-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 65°C por 3 dias.

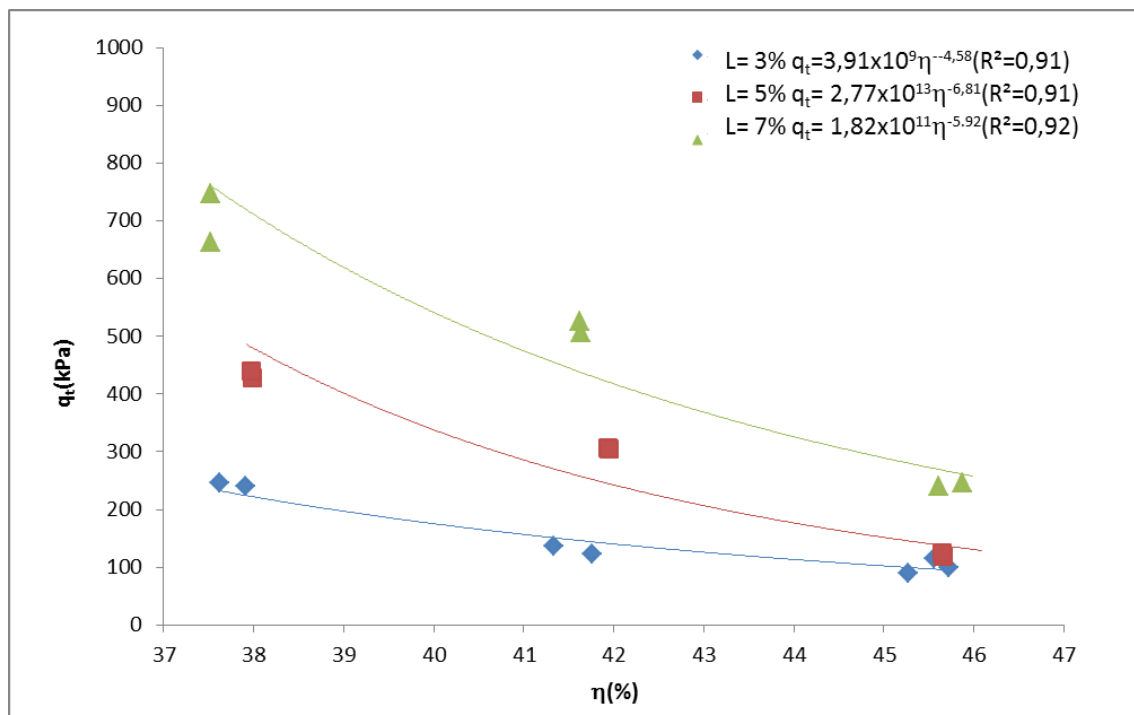


Figura 107- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 65°C por 7 dias.

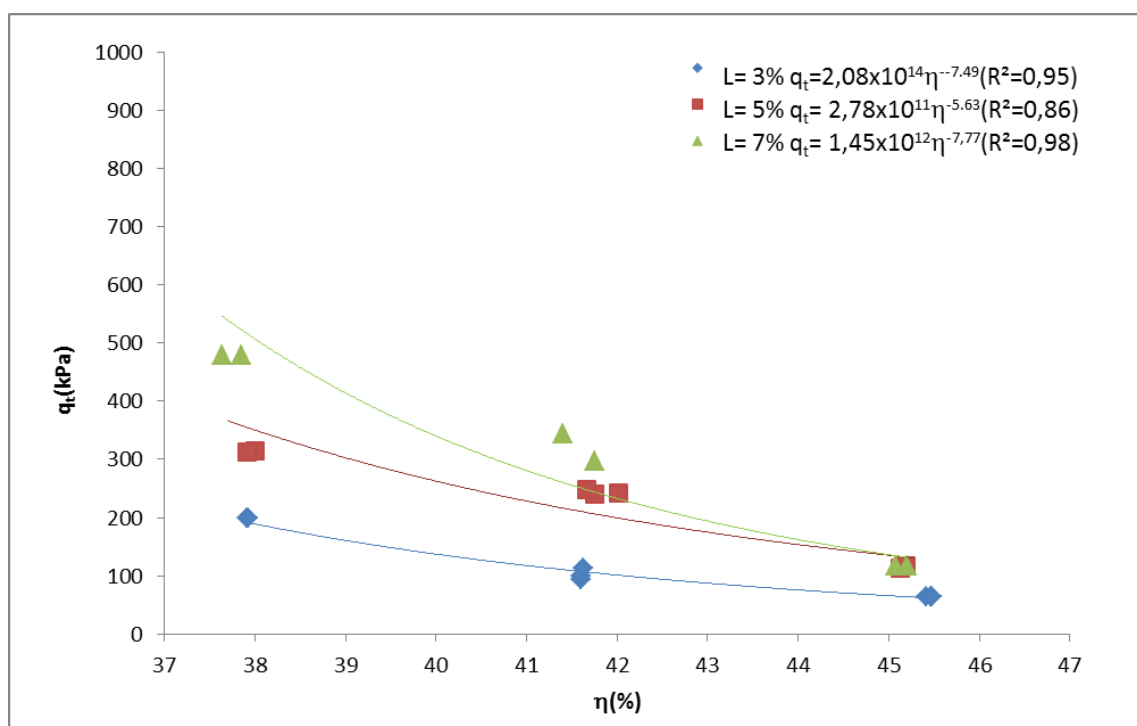


Figura 108-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 80°C por 1 dia.

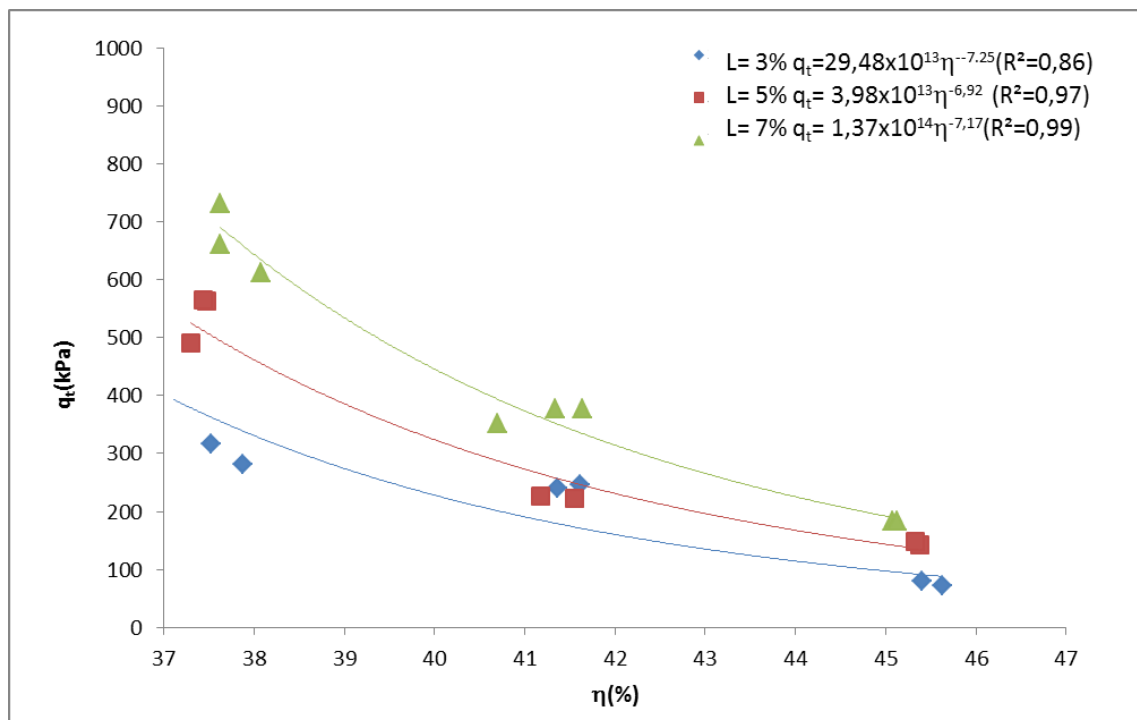


Figura 109-Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 80°C por 3 dias.

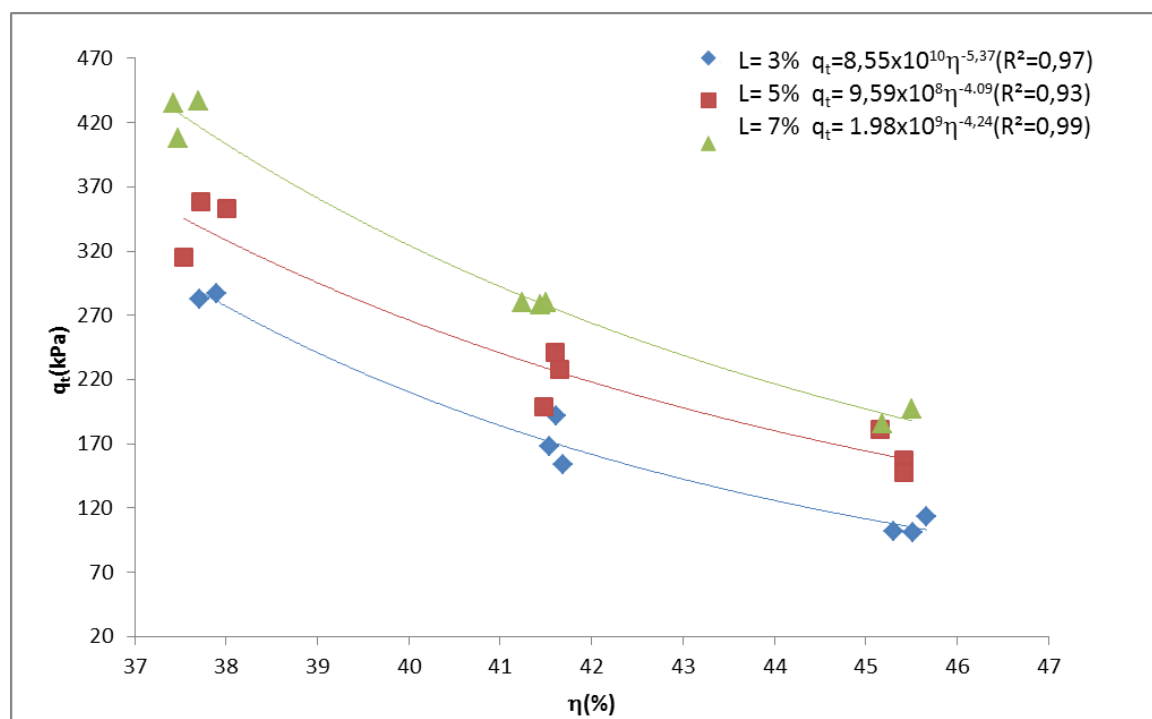


Figura 110- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 90°C por 1 dia.

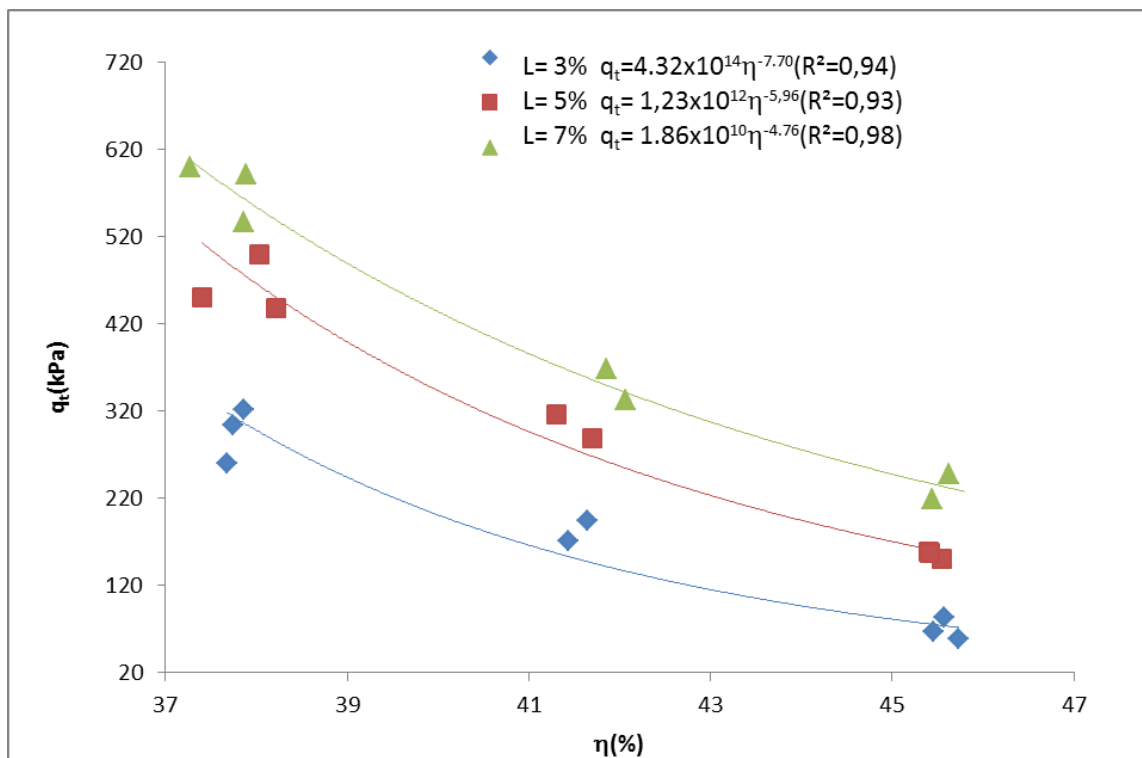


Figura 111- Comportamento da resistência à tração por compressão diametral nos corpos-de-prova curados a 90°C por 3 dias.

#### 4.1.3 Efeito da Relação Porosidade/Teor Volumétrico de Cal

Buscando-se uma relação única estudou-se a dependência entre a resistência a tração na compressão diametral com porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/L_{iv}$ ). As Figuras 112 a 126 apresentam as curvas de variação da resistência à tração na compressão diametral em função da relação porosidade/teor volumétrico de cal. As amostras curadas a 20°C por 1, 3 e 7 dias têm suas relações entre a resistência à tração com porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/L_{iv}$ ) apresentadas nas Figuras 112, 113 e 114, respectivamente. Esta mesma relação, porém para os corpos-de-prova curados a 35° por 1, 3 e 7 dias, é mostrada nas Figuras 115, 116 e 117. As Figuras 118, 119 e 120 denotam o comportamento, da relação em questão, para as amostras curadas por 1, 3 e 7 dias sob uma temperatura de 50°C. O comportamento da resistência à tração devido o coeficiente  $\eta/L_{iv}$ , para os espécimes curados a 65° por 3 e 7 dias, é mostrado nas Figuras 121 e 122, nesta ordem. As Figuras 124 e 125 demonstram como varia a resistência à tração com a variação da porosidade/teor volumétrico de cal para as amostras curadas por 1 e 3 dias, respectivamente, a 80°C. As amostras das Figuras 125 e 126 foram curadas à 90°C por 1

e 3 dias e demonstram como o coeficiente porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/L_{iv}$ ) influência na resistência a tração na compressão diametral.

A partir da análise das Figuras 112 a 126 pode-se observar que não existe uma correlação única entre as resistências estudadas e a relação porosidade/teor volumétrico de cal, para a faixa de resistência estudada. Nota-se ainda que iguais valores de porosidade/teor volumétrico de cal, obtidos de diferentes combinações de cal e porosidades, apresentam distintas resistências.

Lopes Junior (2007), estudando misturas de arenito Botucatu com resíduo de britagem e teores de 3% a 11% de cal, avaliou separadamente a relação das grandezas volume de vazios ( $V_v$ ) e inverso do volume de cal ( $1/V_{ca}$ ) com a resistência à compressão simples. O autor verificou que a taxa de variação da resistência em relação a cada uma dessas grandezas são substancialmente diferentes. O mesmo foi encontrado por Dalla Rosa (2009) para uma mistura de arenito Botucatu e cinza volante com adição de cal. A maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas citadas utilizada pelos autores foi aplicar uma potência sobre o teor volumétrico de cal. Silvani (2013) estudou o mesmo material desta pesquisa, porém com tempo de cura de 28 dias e aplicou o expoente 0,3 sobre o teor volumétrico de cal, para que comparações sejam possíveis usou-se o mesmo expoente.

As Figuras 127 a 141 apresentam, respectivamente, os mesmos dados das Figuras 127 a 147, porém utilizando o expoente 0,3 no teor volumétrico de cal. Baseando-se nestes dados, pode-se perceber que a influência do coeficiente porosidade/teor volumétrico de cal é a mesma para todos os casos estudados somente variando o escalar da equação, referindo-se a ordem de grandeza das resistências. Logo este é um parâmetro adequado para a previsão da resistência a tração deste material. A adequação deste coeficiente também foi observada por Saldanha (2014), para uma mistura cinza volante-cal de carbureto curada a 23, 40 e 60°C e por Silvani (2013), para a mesma mistura curada por 28 dias nas temperaturas de 20, 27, 35 e 50°C.

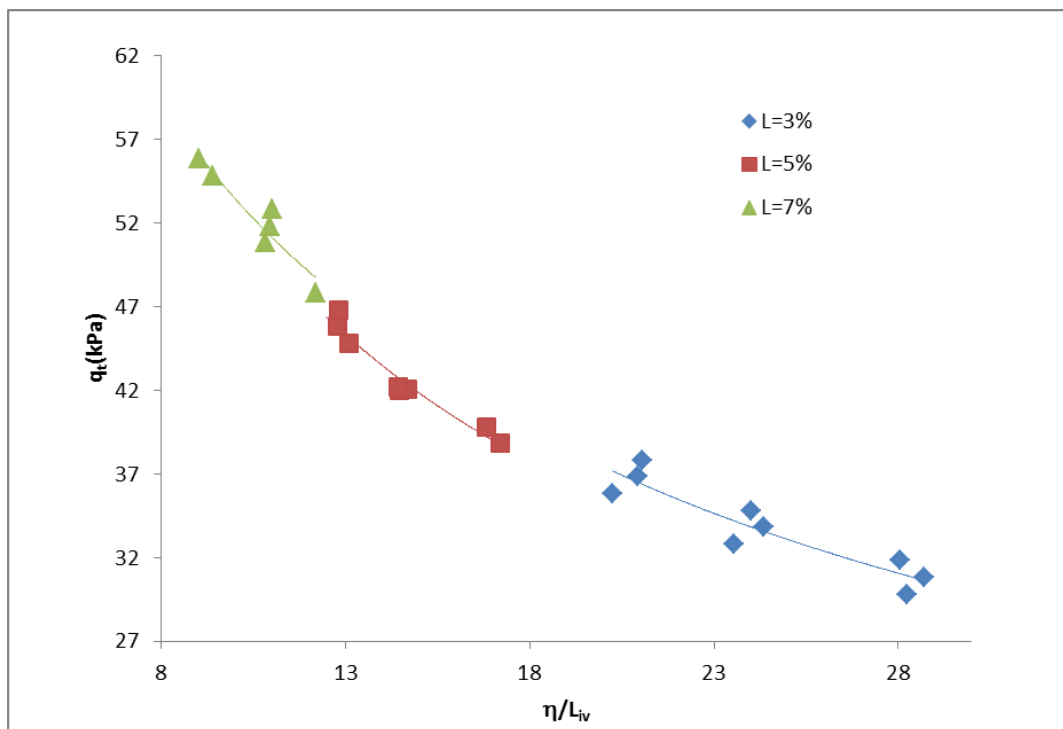


Figura 112- Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 20°C por 1 dia.

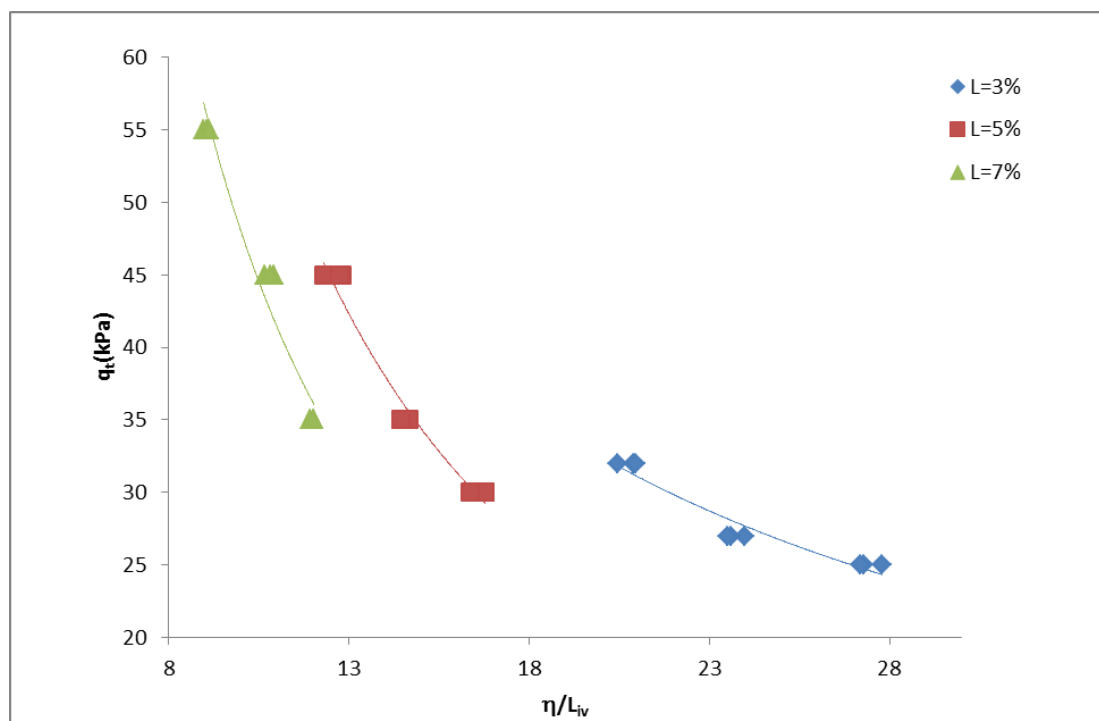


Figura 113-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 20°C por 3 dias.

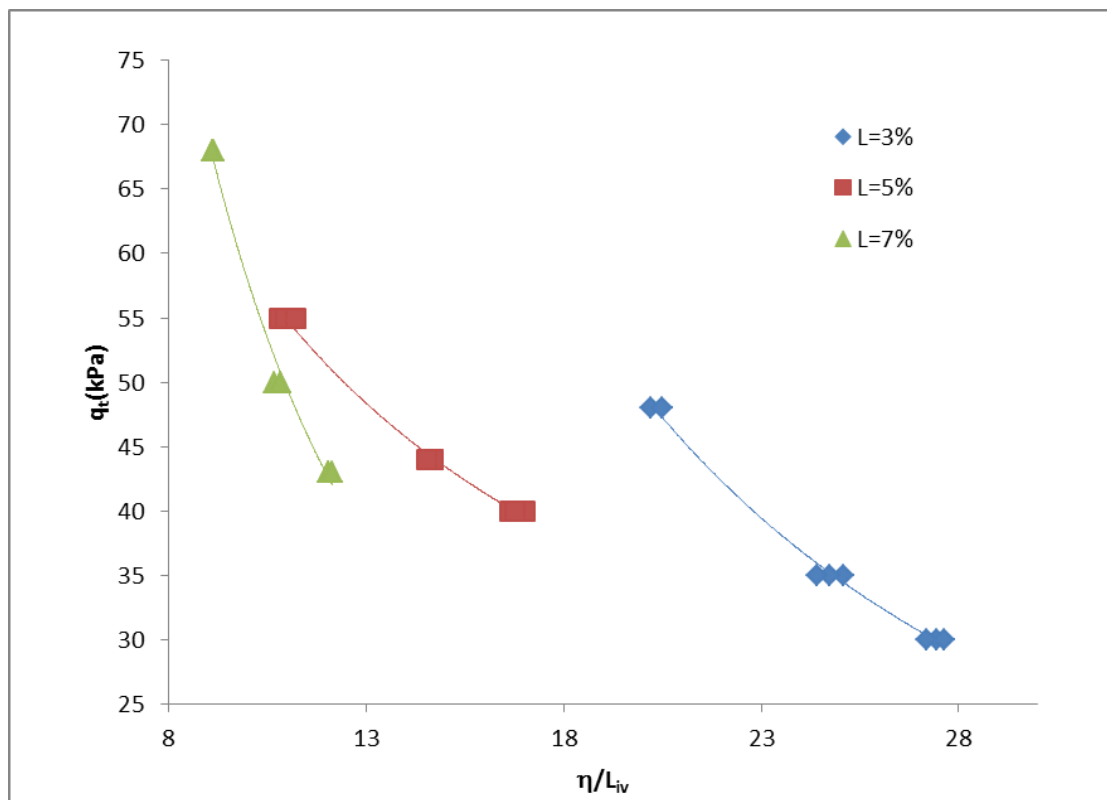


Figura 114-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 20°C por 7 dias.

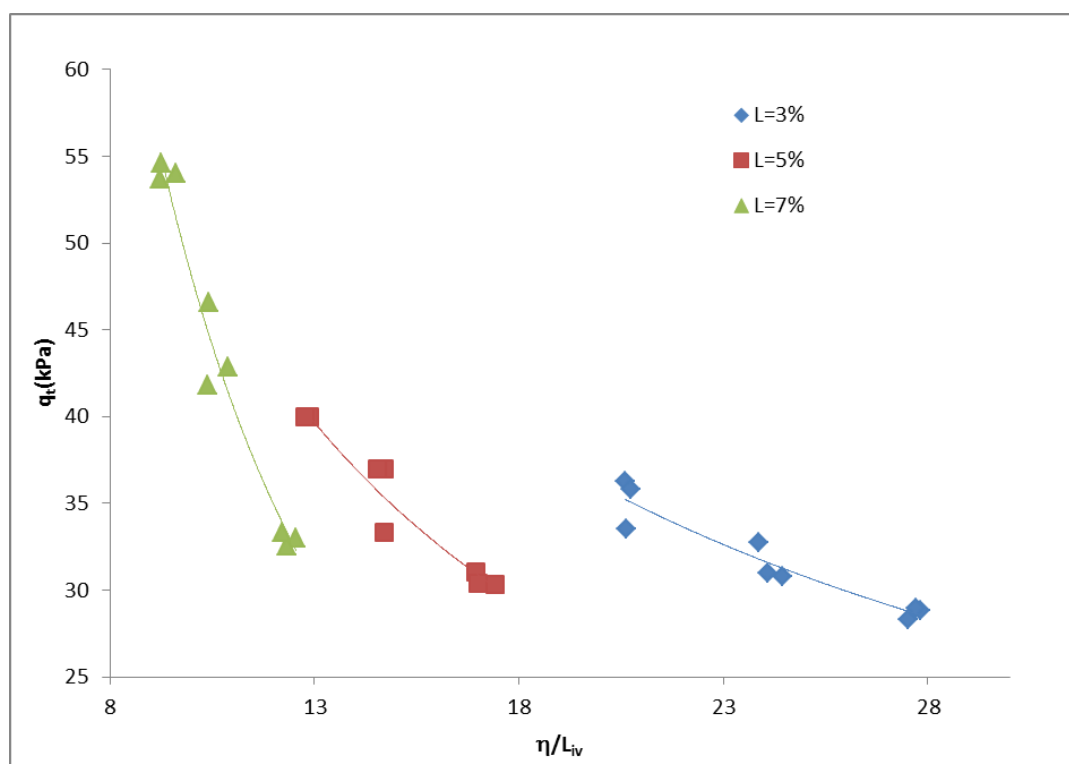


Figura 115-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 35°C por 1 dia.

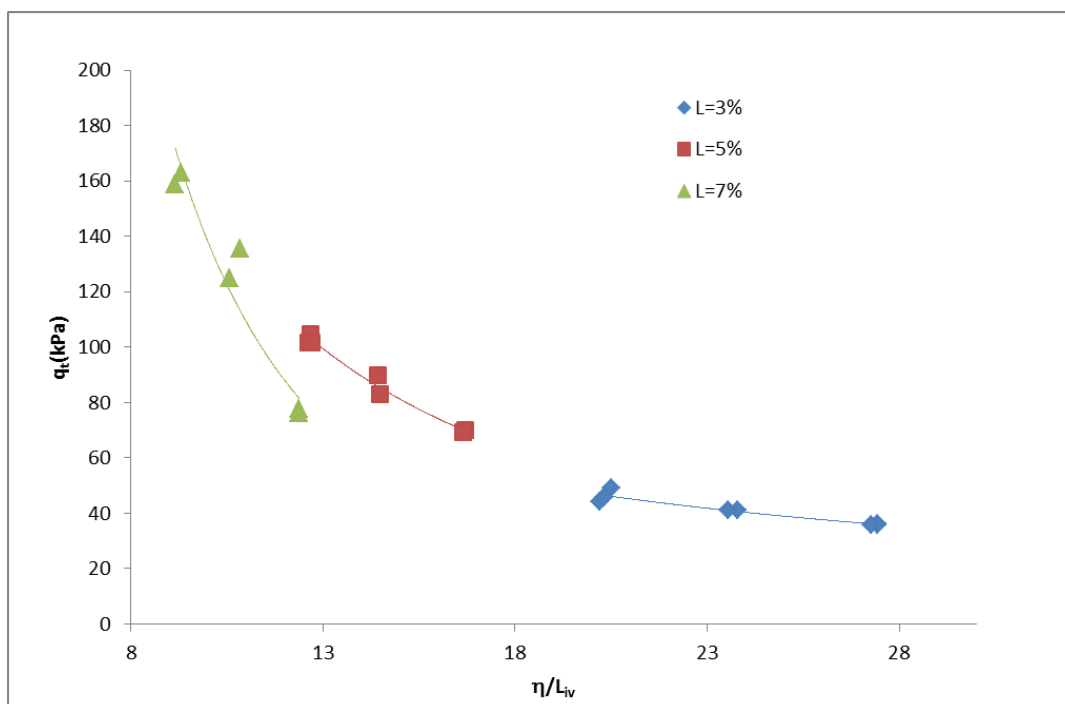


Figura 116-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 35°C por 3 dias.

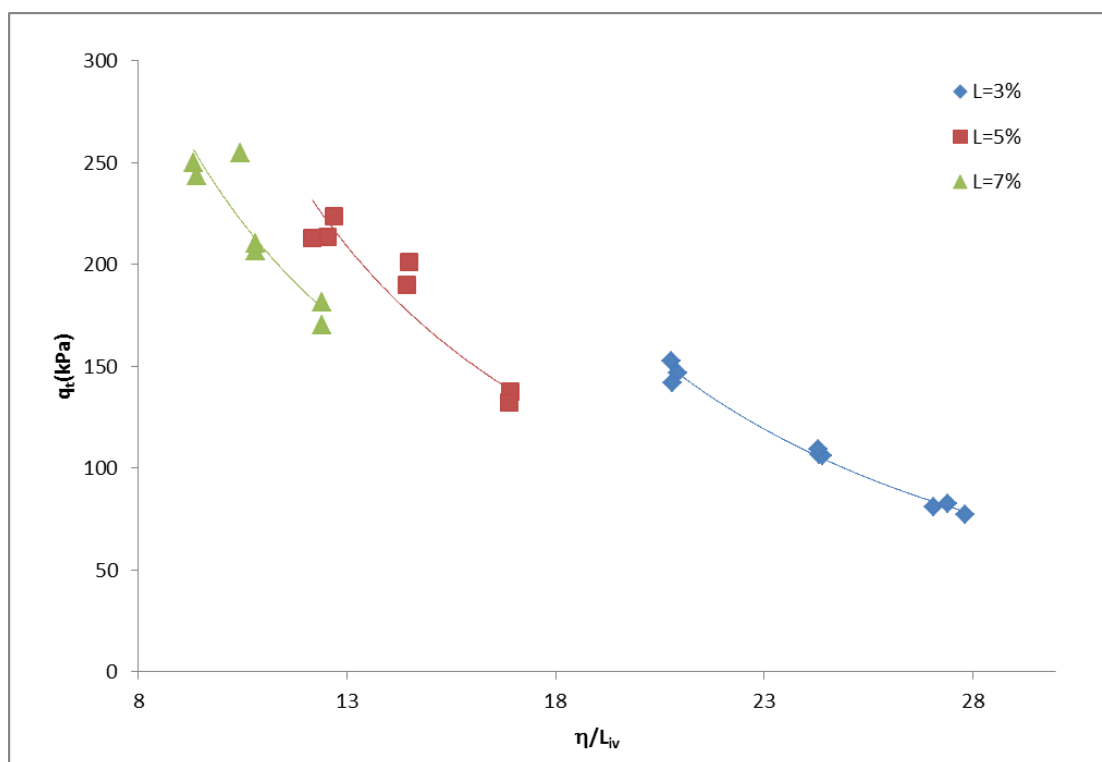


Figura 117-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 35°C por 7 dias.



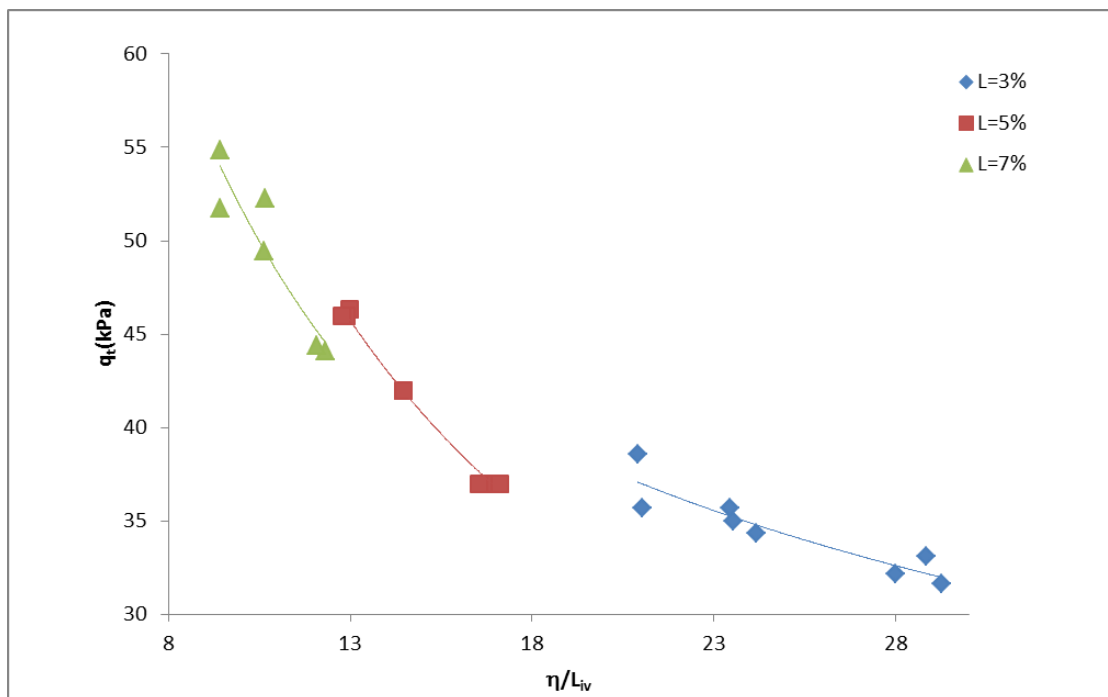


Figura 118-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice de porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 50°C por 1 dia.

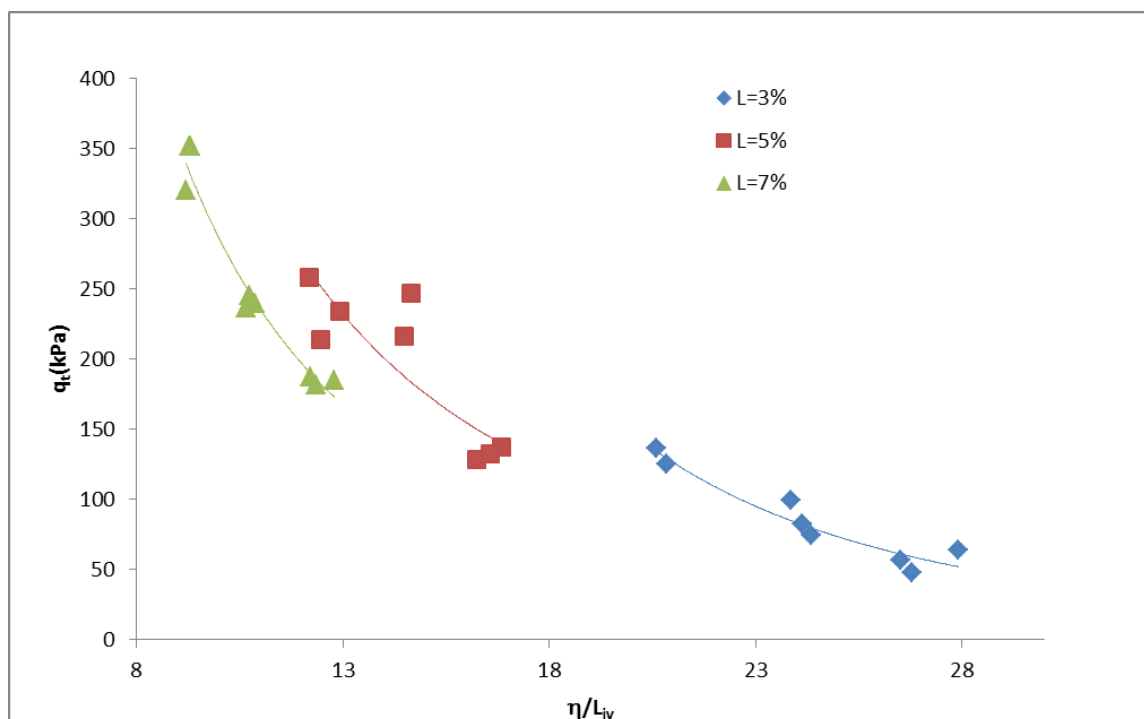


Figura 119-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice de porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 50°C por 3 dias.

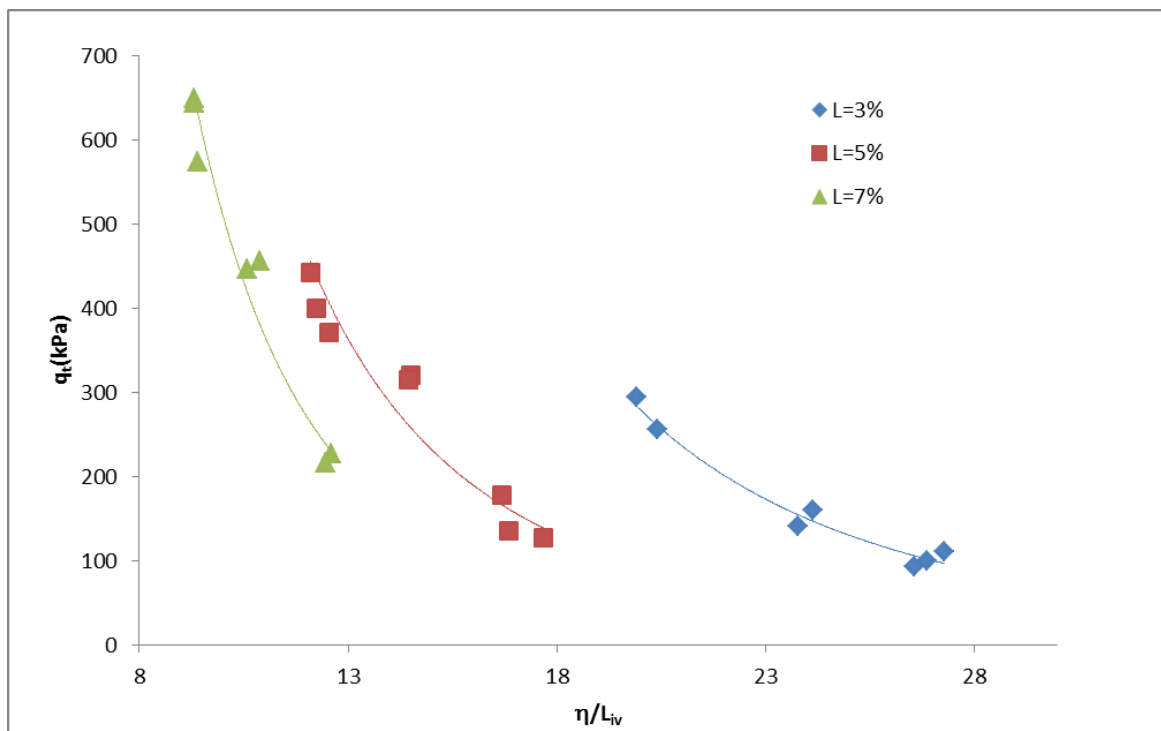


Figura 120-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 50°C por 7 dias.

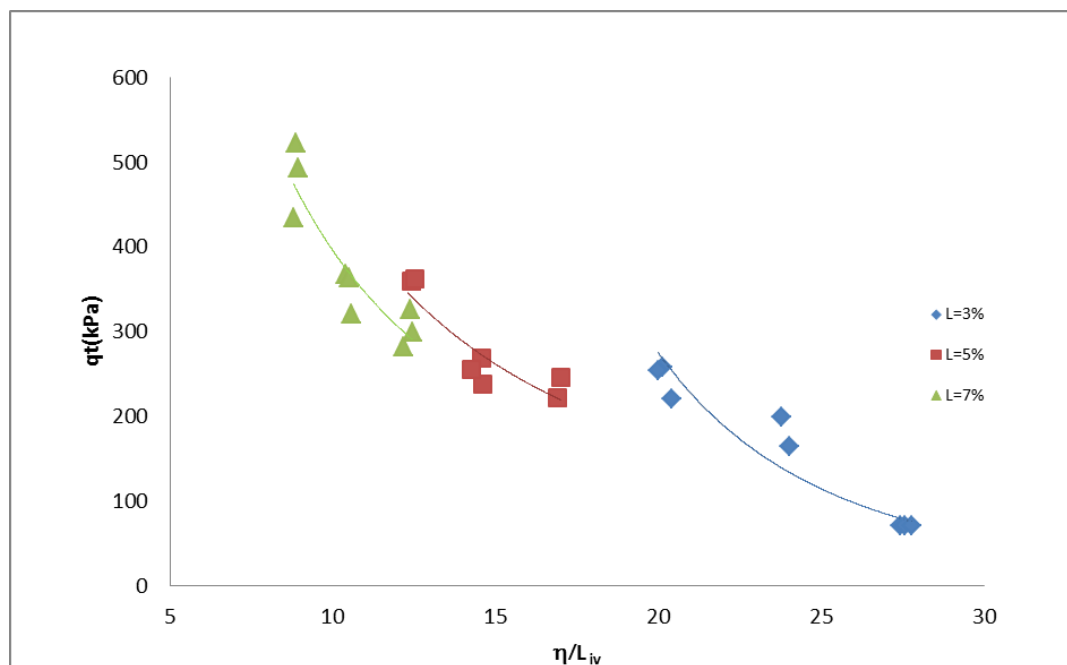


Figura 121- Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 65°C por 3 dias.

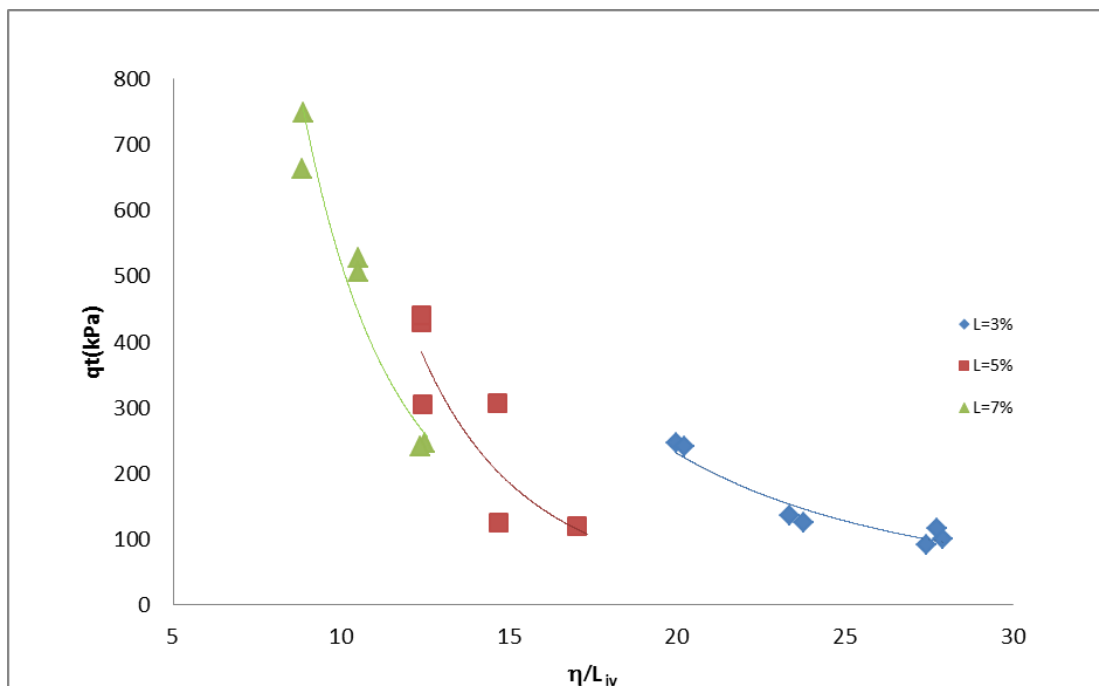


Figura 122 - Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 65°C por 7 dias.

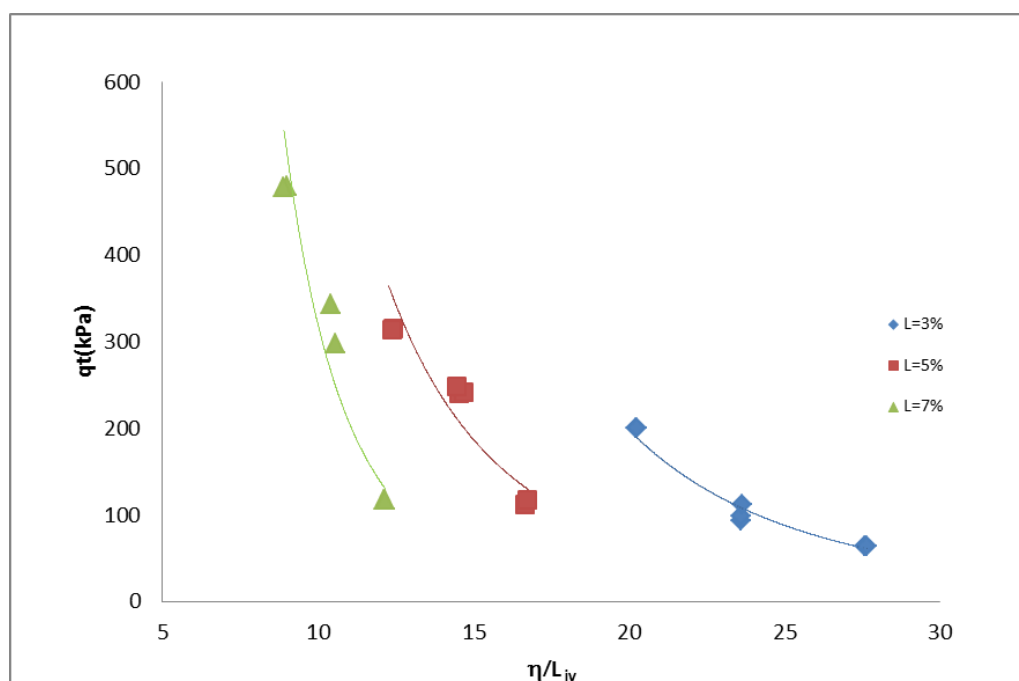


Figura 123- Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 80°C por 1 dia.

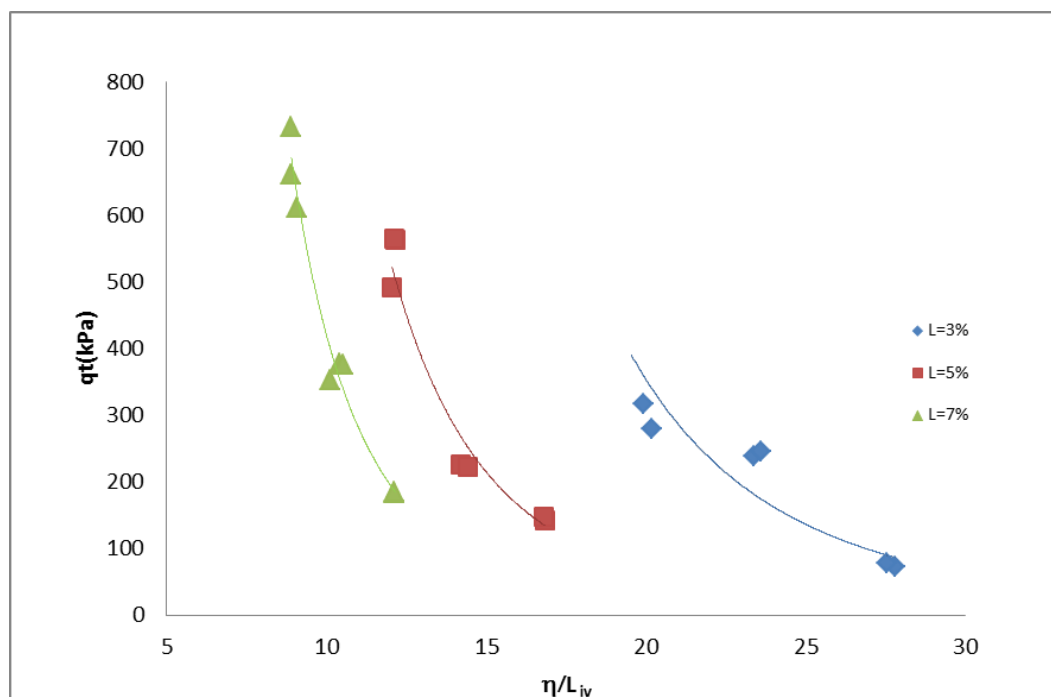


Figura 124- Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 80°C por 3 dias.

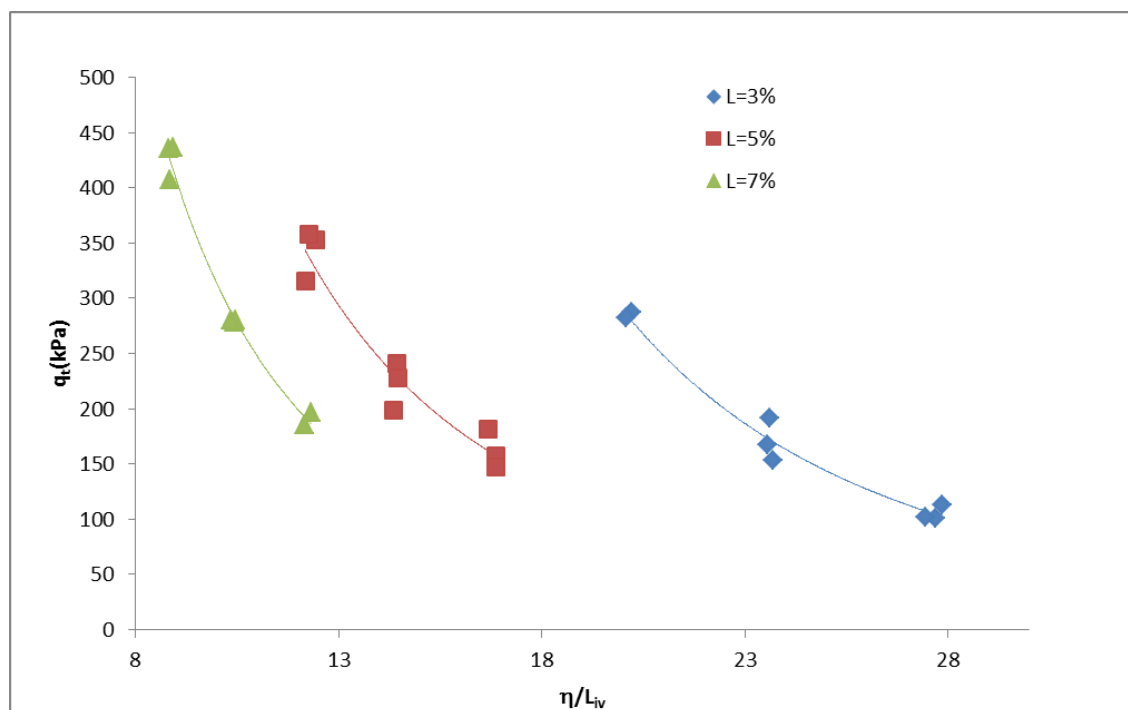


Figura 125-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 90°C por 1 dia.

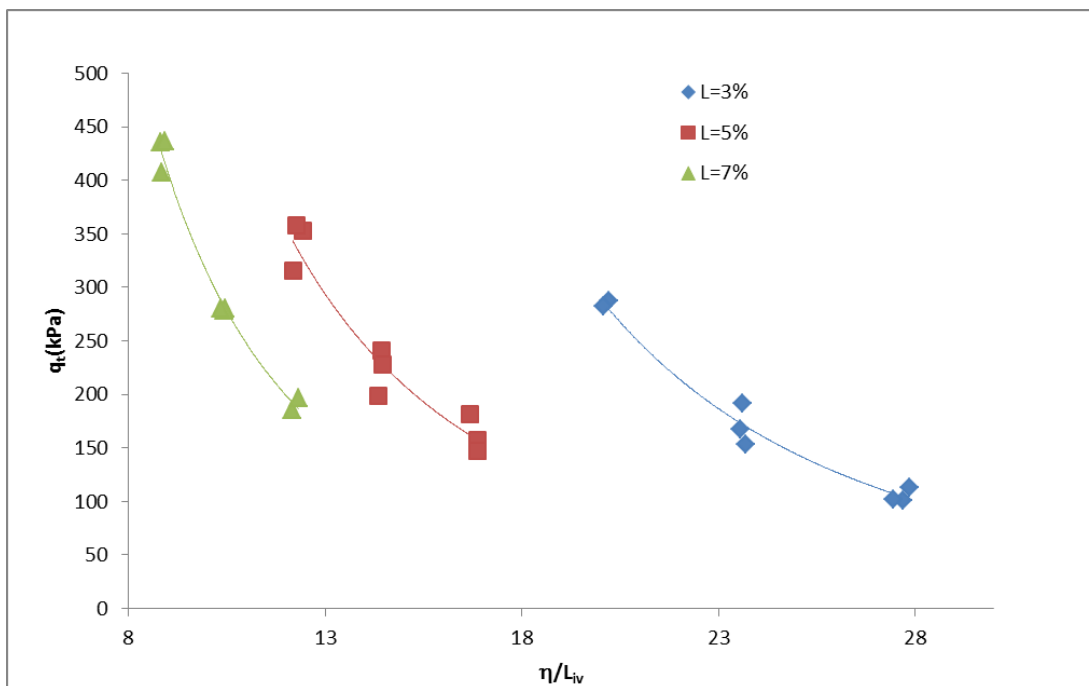


Figura 126-Relação entre a resistência à tração na compressão diametral com o índice de porosidade por teor volumétrico de cal  $\eta/L_{iv}$  para as amostras curadas a 90°C por 3 dias.

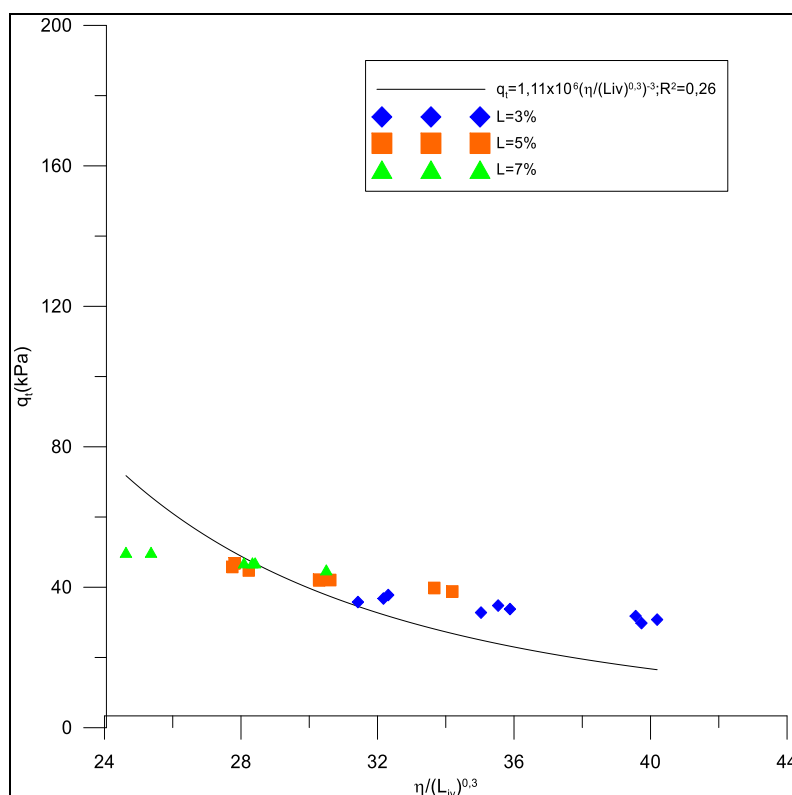


Figura 127-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 20°C por 1 dia.

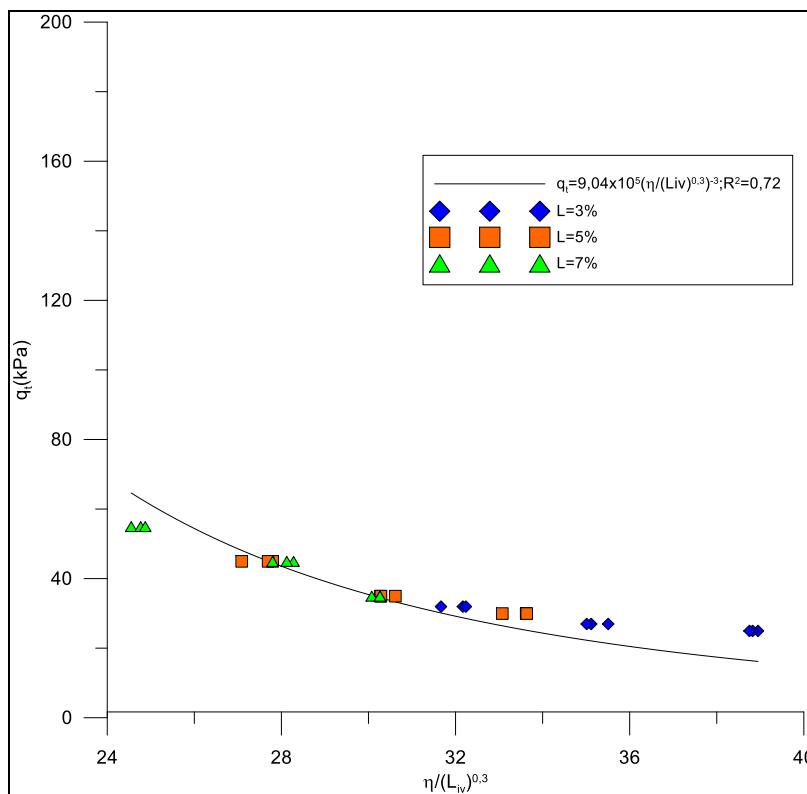


Figura 128-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 20°C por 3 dias.

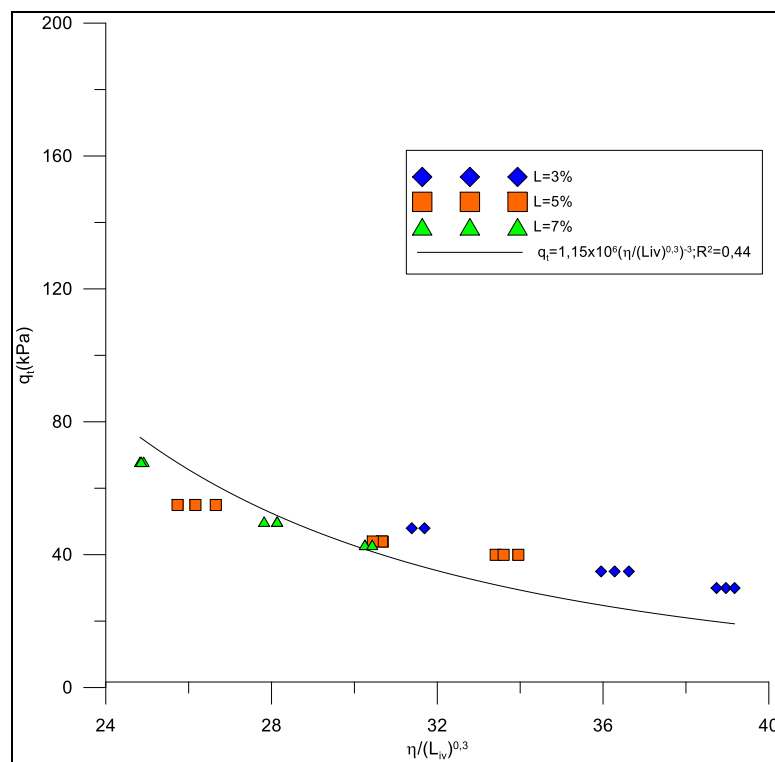


Figura 129 - Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 20°C por 7 dias.

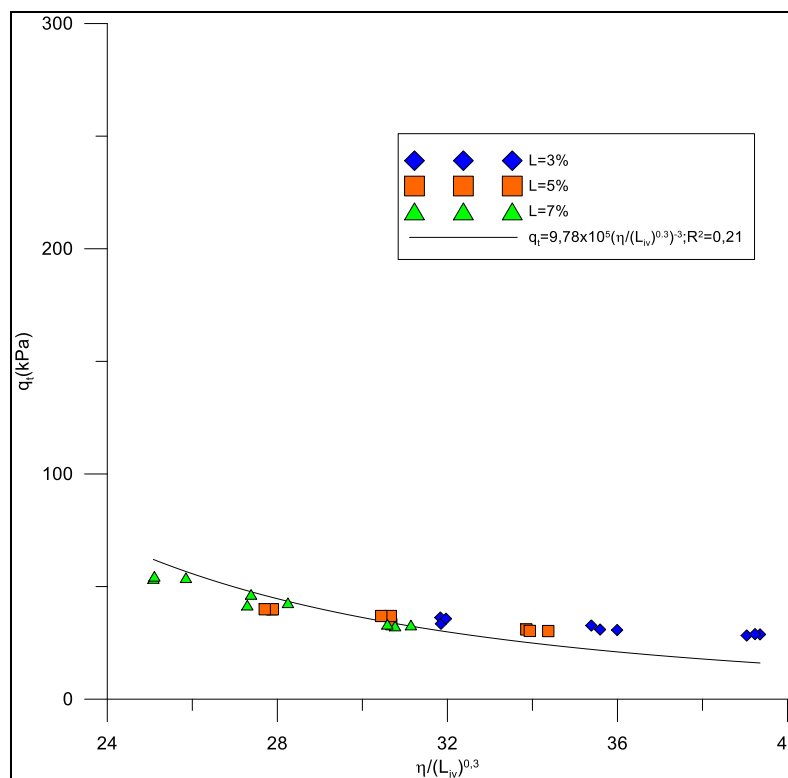


Figura 130-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 35°C por 1 dia.

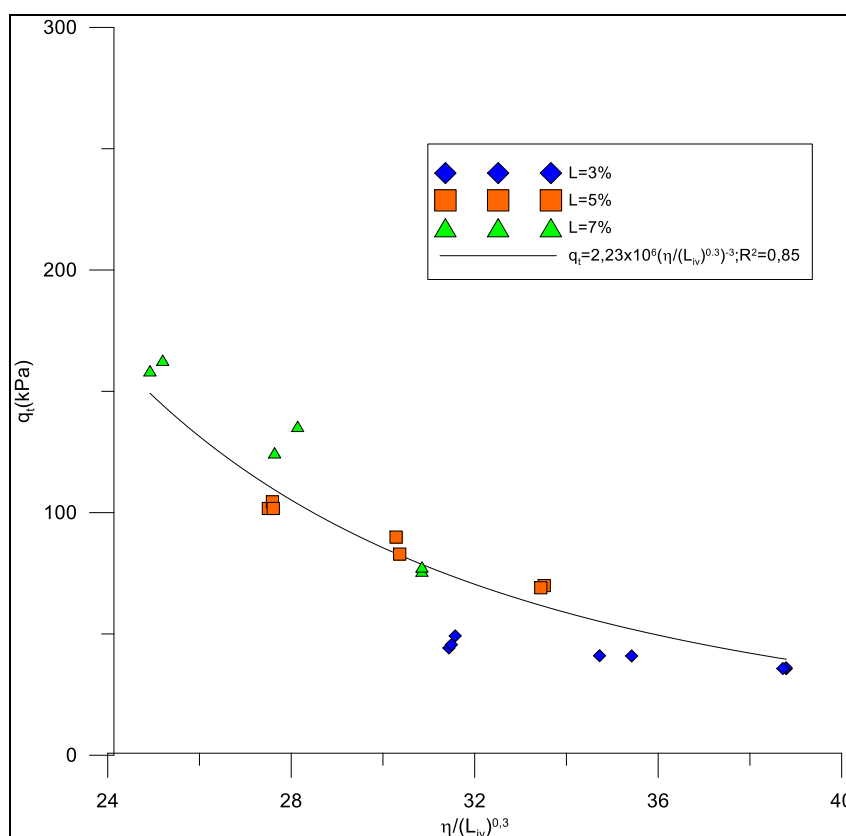


Figura 131-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 35°C por 3 dias.

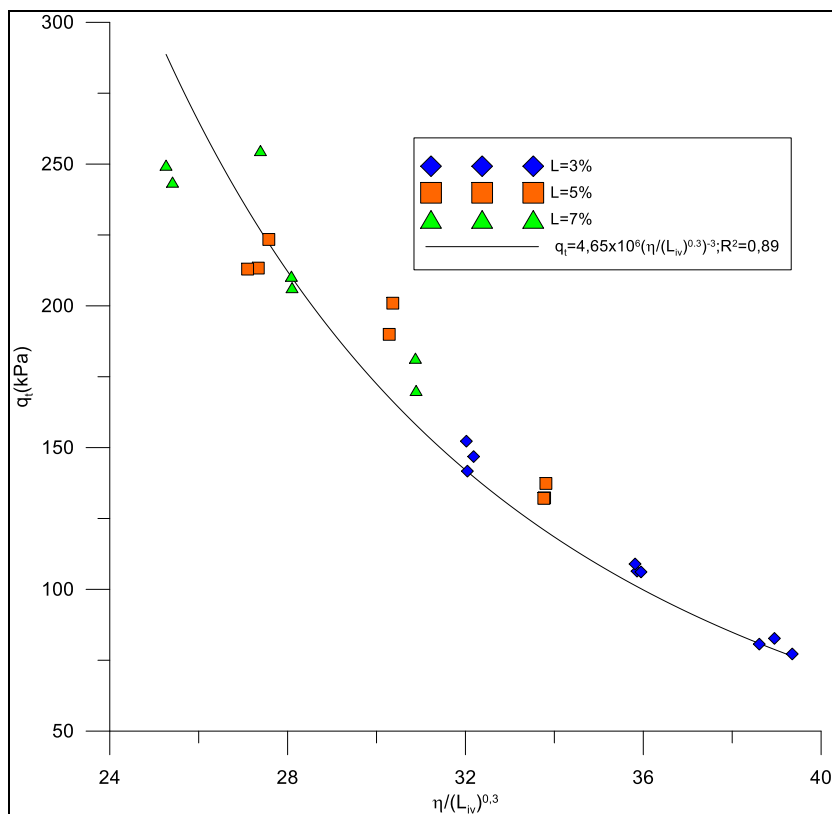


Figura 132-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 35°C por 7 dias.

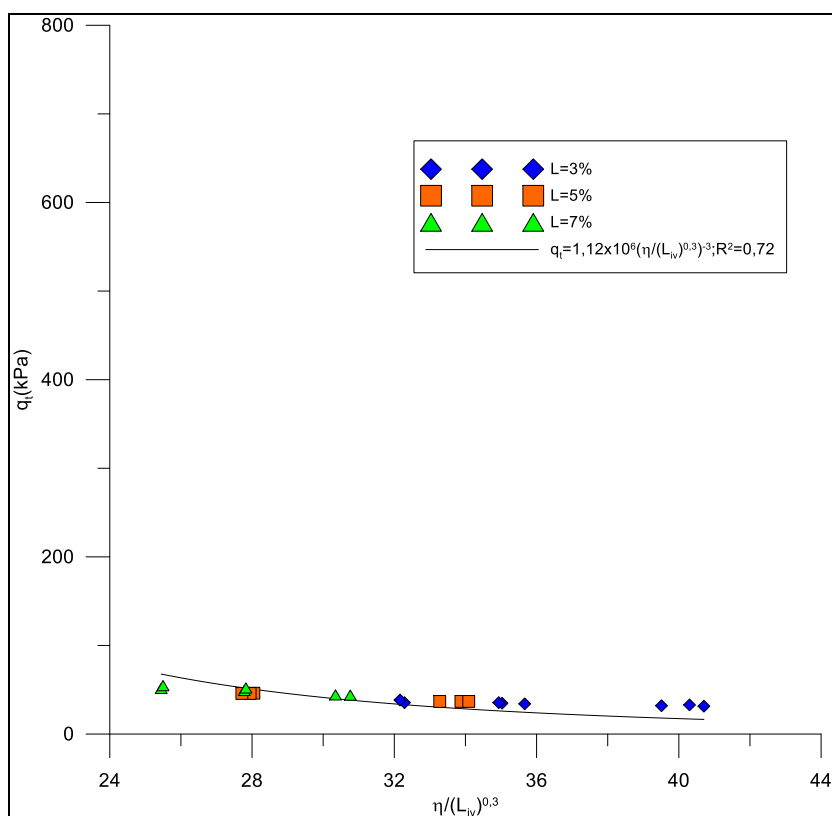


Figura 133-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 50°C por 1 dia.



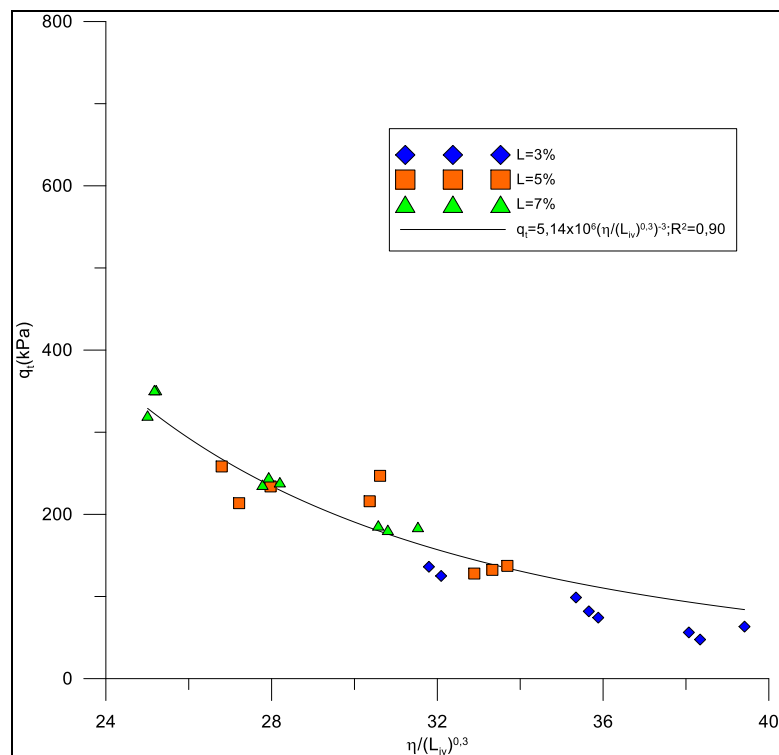


Figura 134-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0.3}$  para os corpos-de-prova curados a 50°C por 3 dias.

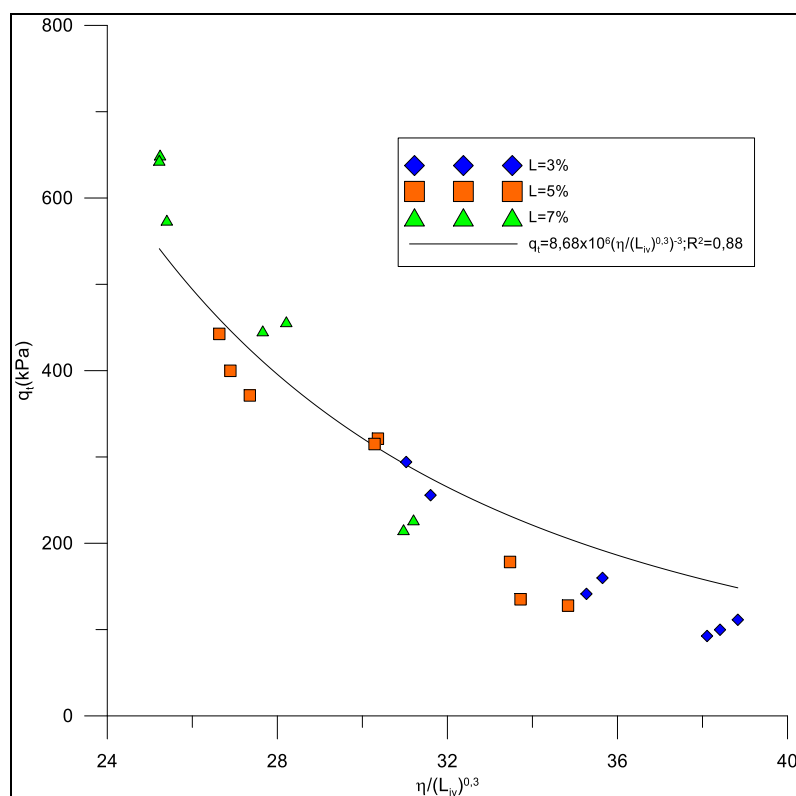


Figura 135-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0.3}$  para os corpos-de-prova curados a 50°C por 7 dias.

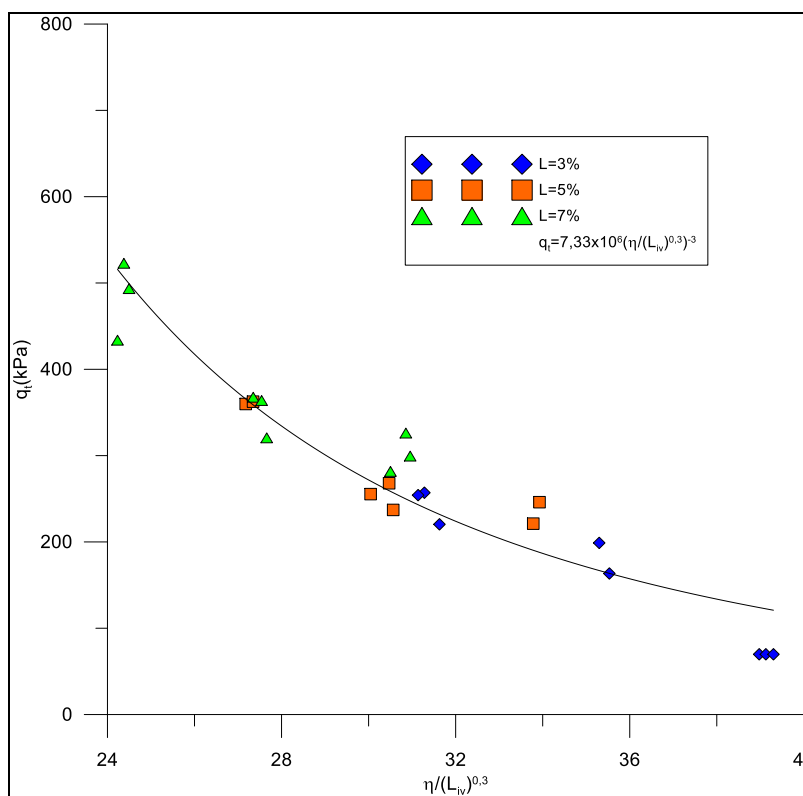


Figura 136- Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta / (L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 65°C por 3 dias.

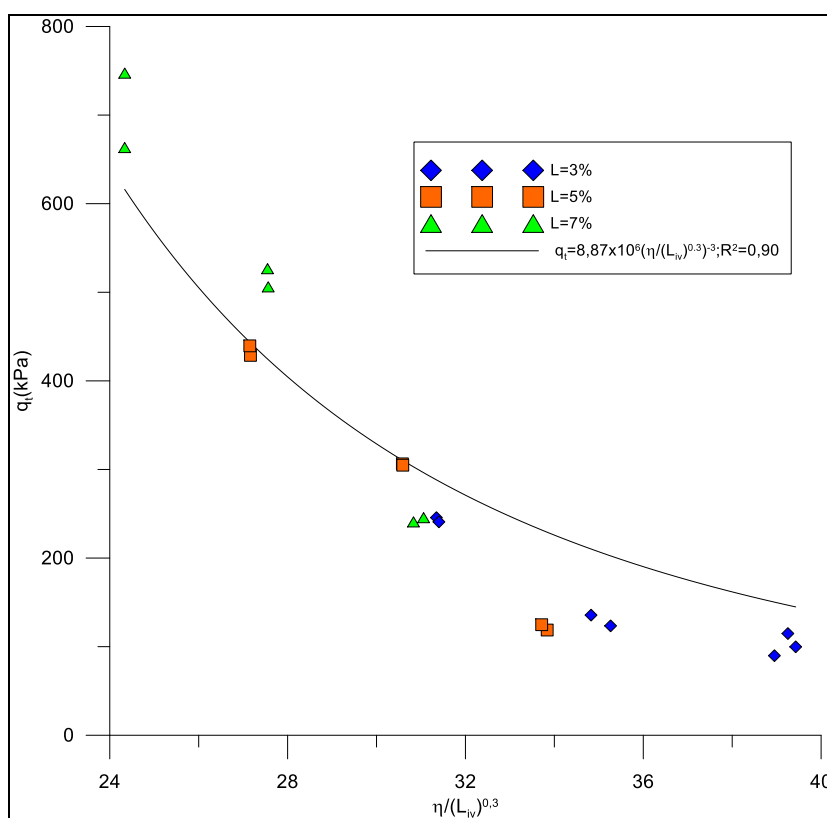


Figura 137-Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta / (L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados a 65°C por 7 dias.

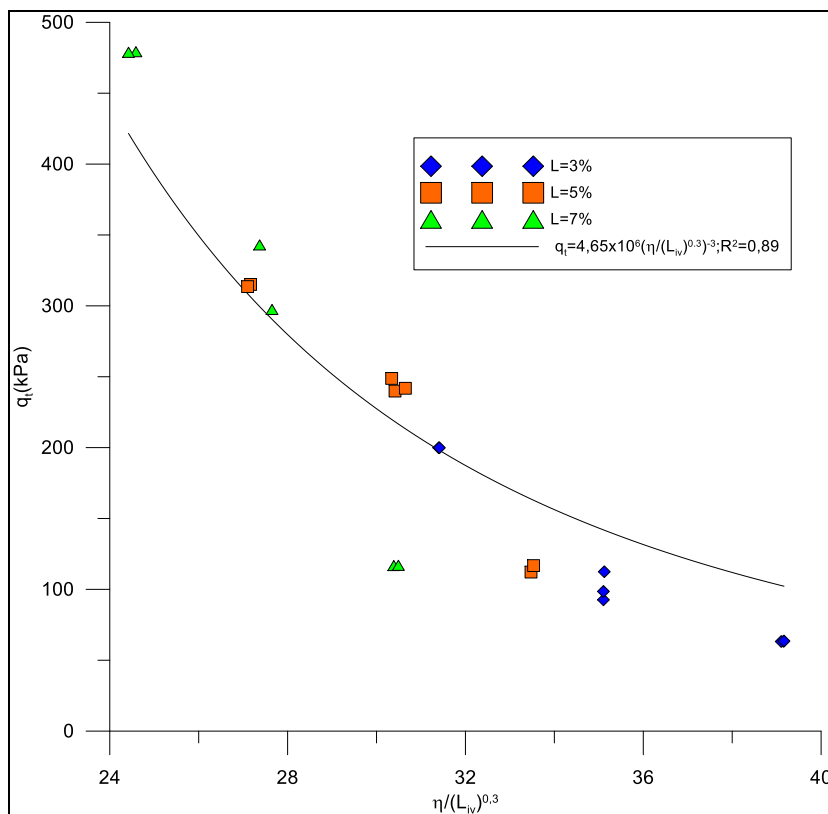


Figura 138- Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0.3}$  para os corpos-de-prova curados a 80°C por 1 dia.

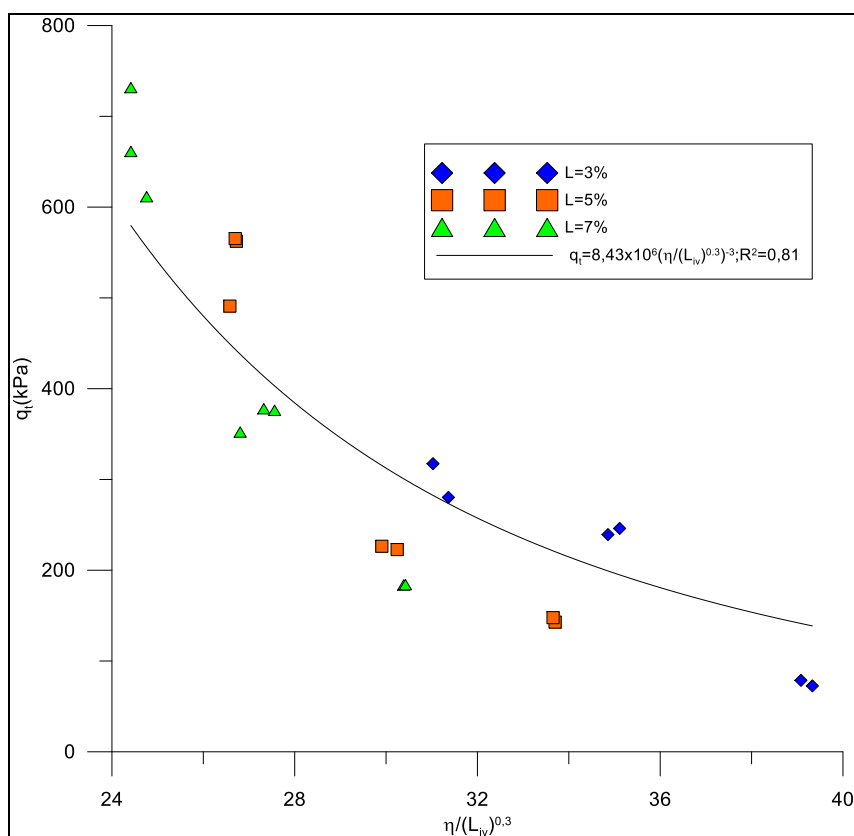


Figura 139- Variação de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0.3}$  para os corpos-de-prova curados a 80°C por 3 dias.

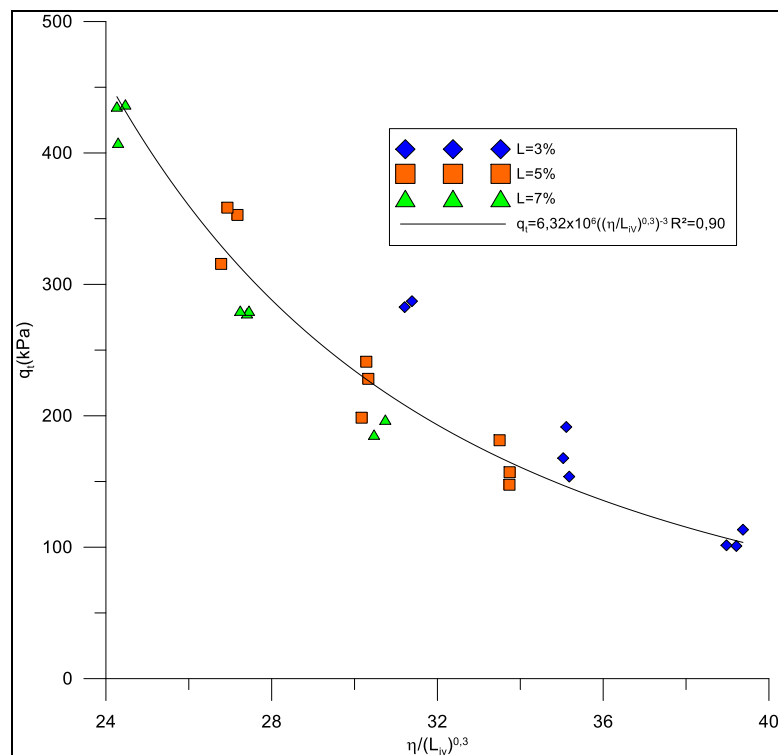


Figura 140-Varição de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0.3}$  para os corpos-de-prova curados a 90°C por 1 dia.

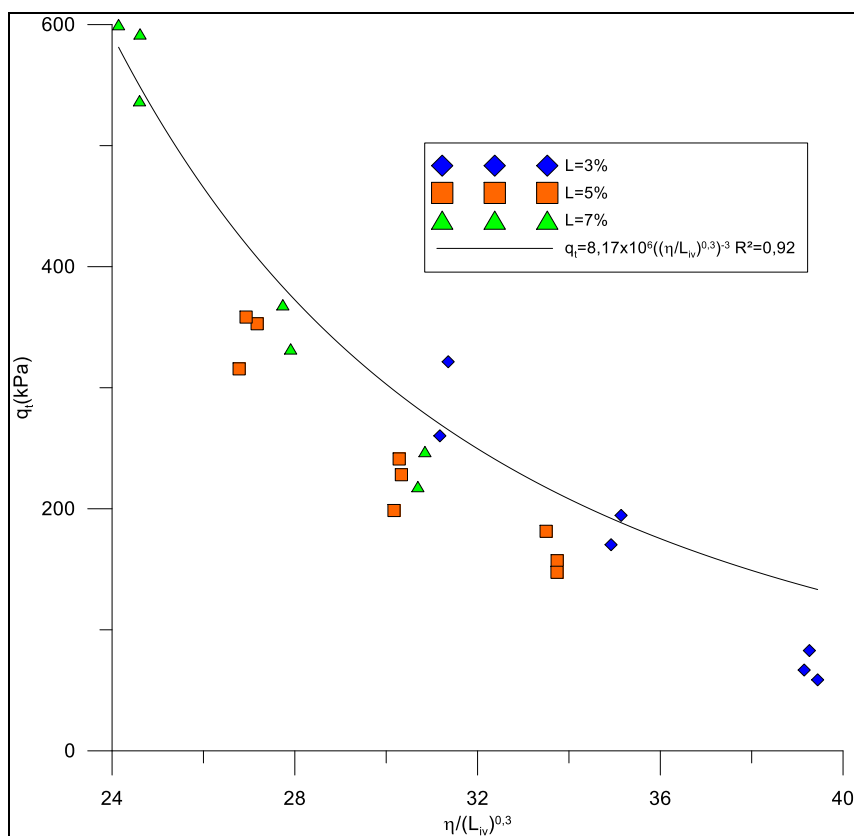


Figura 141-Varição de resistência à tração por compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0.3}$  para os corpos-de-prova curados a 90°C por 3 dias.

As equações que representam o aumento da resistência à tração na compressão diametral para a temperatura de 20° com 1, 3 e 7 dias de cura são apresentadas nas Equações 55, 56 e 57 respectivamente. As Equações 58, 59, e 60 representam as relações únicas para a resistência à tração para as amostra curadas a 35°C por 1, 3 e 7 dias, nesta ordem. As equações que mostram o comportamento à tração no ensaio brasileiro para as amostras curadas a 50°C por 1, 3 e 7 dias são apresentadas nas Equações 61 a 63. As Equações 64 e 67 exprimem à variação de resistência à tração das misturas curadas a 65°C por 3 e 7 dias, nesta ordem. O comportamento da resistência à tração na compressão diametral das amostras curadas por 1 e 3 dias sob temperatura de 80°C podem ser calculadas pela Equações 68 e 69. As Equações 70 e 71 representam o comportamento das amostras curadas há 90°C por 1 e 3 dias respectivamente.

$$q_t = 1,11 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(55)}$$

$$q_t = 9,04 \times 10^5 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(56)}$$

$$q_t = 1,15 \times 10^7 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(57)}$$

$$q_t = 9,79 \times 10^5 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(58)}$$

$$q_t = 2,23 \times 10^5 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(59)}$$

$$q_t = 4,65 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(60)}$$

$$q_t = 1,12 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(61)}$$

$$q_t = 5,14 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(62)}$$

$$q_t = 5,14 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(63)}$$

$$q_t = 8,68 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(64)}$$

$$q_t = 7,33 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(65)}$$

$$q_t = 8,87 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(66)}$$

$$q_t = 6,14 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(67)}$$

$$q_t = 8,43 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(68)}$$

$$q_t = 6,32 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(69)}$$

$$q_t = 8,17 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(70)}$$

#### 4.1.4 Efeito da Temperatura de Cura

A Figura 142 apresenta os resultados das relações  $\eta/L_{iv}$  (ajustados) pela resistência à tração na compressão diametral das amostras curadas com 20, 35, 50 e 65°C por 7 dias. Os resultados das relações  $\eta/L_{iv}$  (ajustados) pela resistência à tração na compressão diametral dos espécimes curadas por 3 dias a 20, 35, 50, 65, 80 e 90°C são mostrados na Figura 143. A Figura 144 apresenta os resultados das relações  $\eta/L_{iv}$  (ajustados) pela resistência à tração na compressão diametral das amostras curadas com 20, 35, 50, 80 e 90°C por 1 dias.

A Figura 142 mostra que, para 7 dias de cura, a variação de temperatura de cura 20°C para 35°C aumenta a resistência à tração na compressão diametral 4 vezes. A elevação da temperatura de cura de 35°C para 50°C torna a resistência estudada 1,9 vezes maior. Porém não há ganho significativo, na resistência estudada, quando a temperatura é elevada de 50°C para 65°C. Amostras curadas por 3 dias, como mostrado na Figura 143, têm um aumento de resistência de 2,5 vezes quando a temperatura aumenta de 20 para 35°C e de 2,23 vezes quando a temperatura aumenta de 35 para 50°C. A resistência à tração aumenta 1,42 vezes se a temperatura de cura subir de 50°C para 65°C. A elevação da temperatura de cura de 65°C para 80°C causa um aumento na resistência de 1,15 vezes. A resistência à tração na compressão diametral não sofre aumento quando a temperatura de cura é elevada de 80 para 90°C. Pode-se observar um pequeno declínio na resistência, provavelmente fruto a variação dos testes. As amostras curadas por 1 dia, mostradas na Figura 144, não apresentam variação significativa de resistência com a variação da temperatura de cura entre 20 e 50°C. Porém a elevação da temperatura de 50°C para 80°C aumentou 5,5 vezes a resistência estudada. E a elevação da temperatura de cura de 80°C para 90°C também não gera aumento da resistência.

A Figura 145 foi elaborada com base nas Figuras 142, 143 e 144 e nos dados de Silvani (2013), que estudou o mesmo material curados nas temperaturas de 20, 27, 35 e 50°C com período de cura de 28 dias. Analisando a Figura 145 pode-se observar que para a mistura estudada curada por 7 dias nas temperaturas de 20, 35 e 50°C existe uma relação única da resistência à tração na compressão diametral com a porosidade, o teor volumétrico de cal e a temperatura e que a

relação  $\frac{q_t}{\left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3}}$  com a temperatura é linear e pode ser expressa pela Equação 71, a partir da

temperatura de 50°C o aumento da temperatura de cura não aumenta a resistência. O mesmo fato pode ser observado para as amostras curadas por 3 dias. Há um aumento linear de  $\frac{q_t}{\left[\frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}}\right]^{-3}}$

com o aumento da temperatura que pode ser representado pela Equação 72, porém partir da 80° o aumento da temperatura de cura não aumenta a resistência das amostras. O coeficiente  $\frac{q_t}{\left[\frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}}\right]^{-3}}$  das amostras curadas por 1 dia aumenta linearmente com o aumento da temperatura,

até a temperatura de 80°C, segundo a Equação 73. A partir de 80°C a resistência mantém-se constante mesmo com o aumento da temperatura.

O comportamento observado na Figura 145 também foi observado por Saldanha (2014) como pode ser observado na Figura 28 e por Al-Mukhtar *et al.* (2010(a)e (2010(b)) como pode ser como pode ser verificado na Figura 24. Sua ocorrência deve-se possivelmente a extinção das reações pozolânicas.

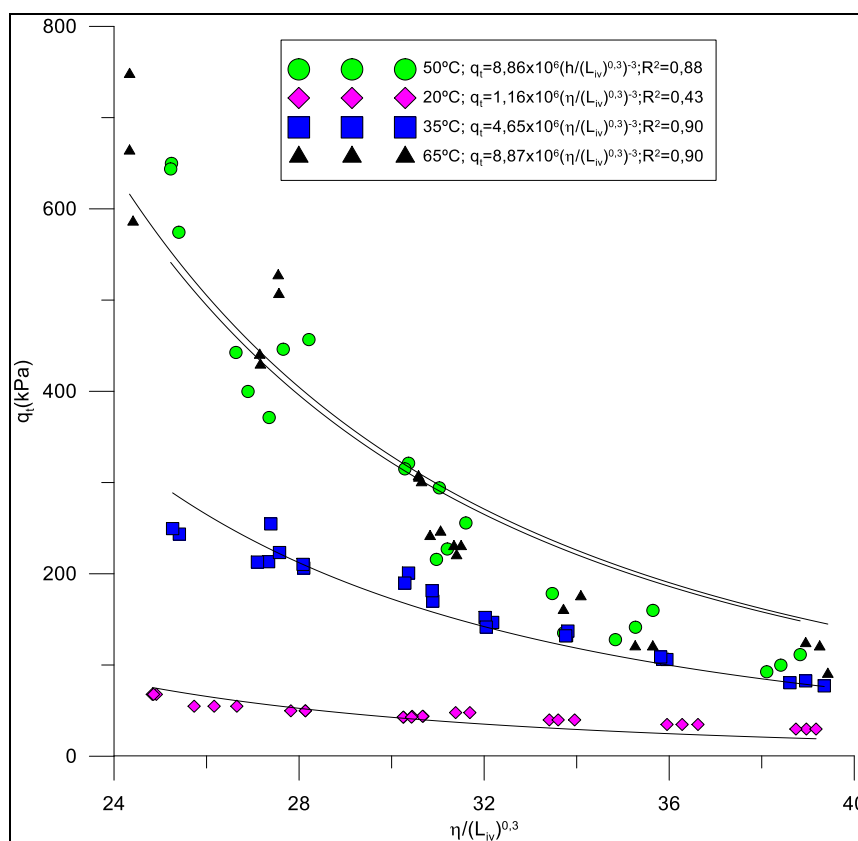


Figura 142-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para as amostras curadas por 7 dias em todas as temperaturas de 20, 35, 50 e 65°C.

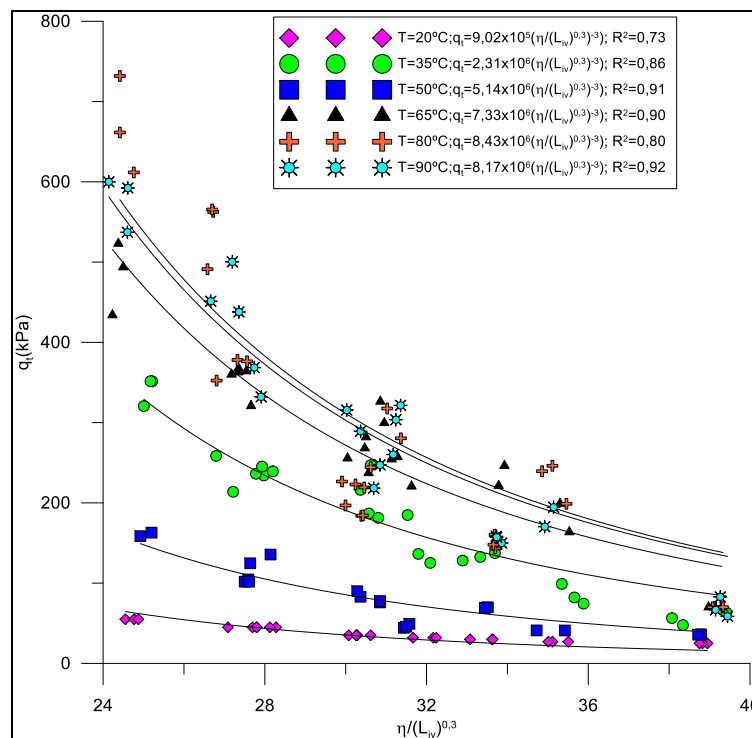


Figura 143- Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados por 3 dias nas temperaturas de 20, 35, 50, 65, 80 e 90°C.

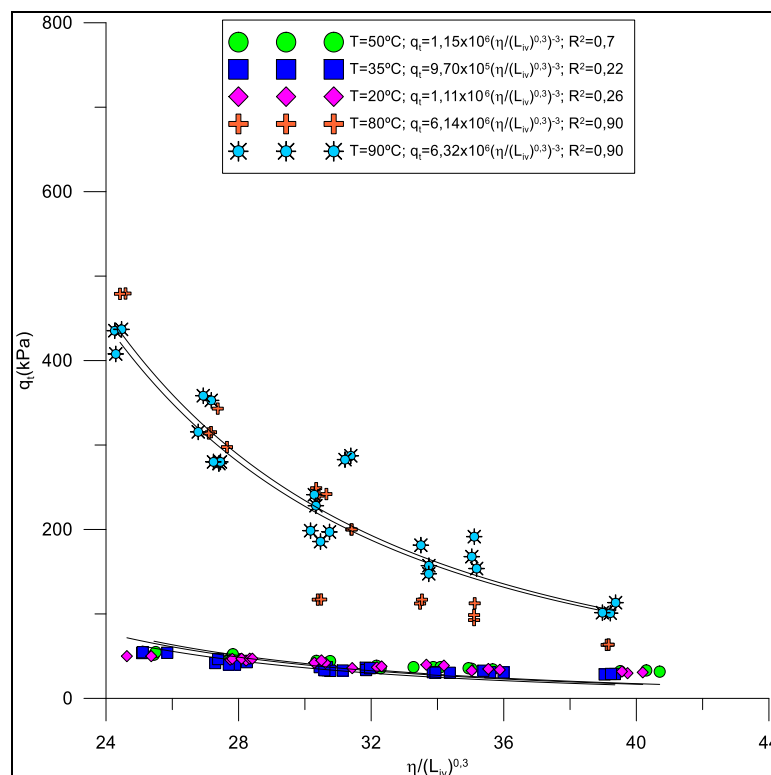


Figura 144- Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para os corpos-de-prova curados por 1 dia nas temperaturas de 20, 35, 50, 80 e 90°C.



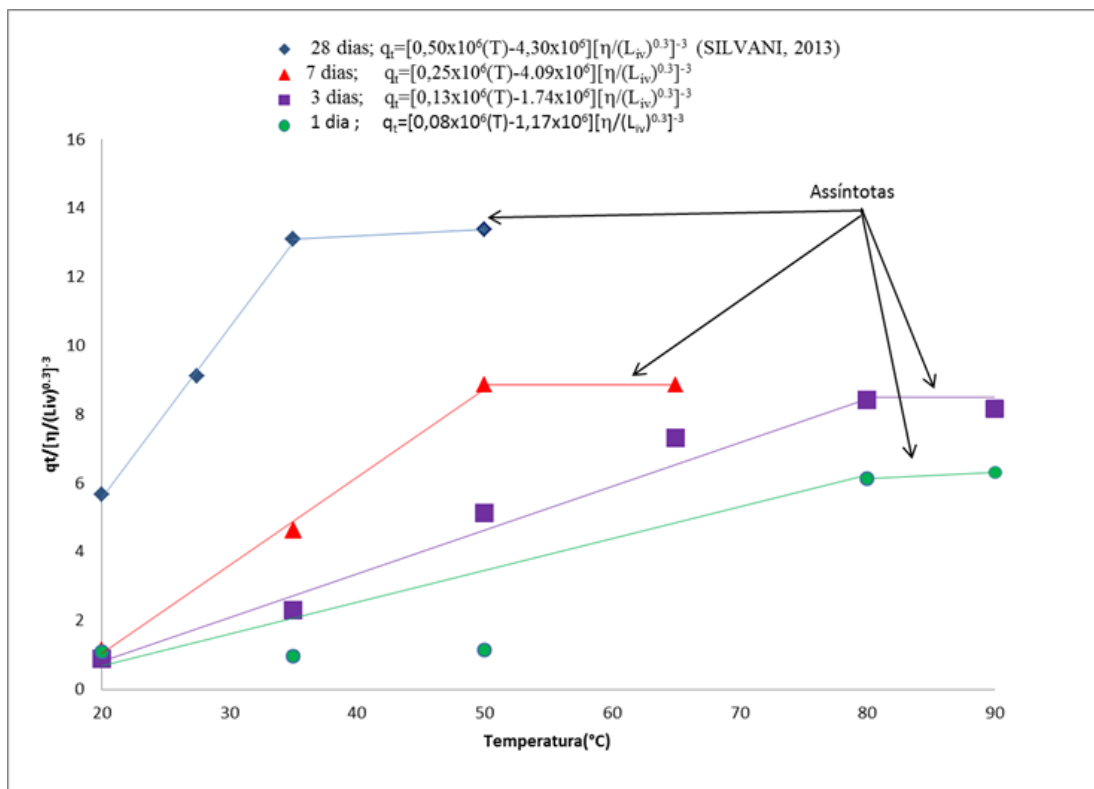


Figura 145- Variação da resistência à tração por compressão diametral ajustada com a temperatura para vários dias de cura.

$$q_t = [0,25 \times 10^6(T) - 4,09 \times 10^6] \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(71)}$$

$$q_t = [0,13 \times 10^6(T) - 1,86 \times 10^6] \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(72)}$$

$$q_t = [0,08 \times 10^6(T) - 1,68 \times 10^6] \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(73)}$$

A Figura 146 também permite observar que com o aumento do tempo de cura há um aumento na inclinação da reta de ajuste. Resultados semelhantes foram encontrados por Saldanha (2014), fato este que sugere que a resistência a do material depende da temperatura bem como do tempo de cura.

A Figura 146 mostra que a máxima resistência alcançada em cada tempo de cura normalizada pelo coeficiente  $\eta / (L_{iv})^{0,3}$  tem uma relação única com o tempo de cura em dias através da Eq.74.

A Figura 147 mostra que existe uma relação única entre a temperatura em que as resistências estabilizam-se e o tempo de cura, logo esta temperatura pode ser estimada por uma equação (Eq.75). Esta figura nos permite avaliar, também, que quanto maior o tempo de cura menor a influencia da temperatura de cura na resistência.

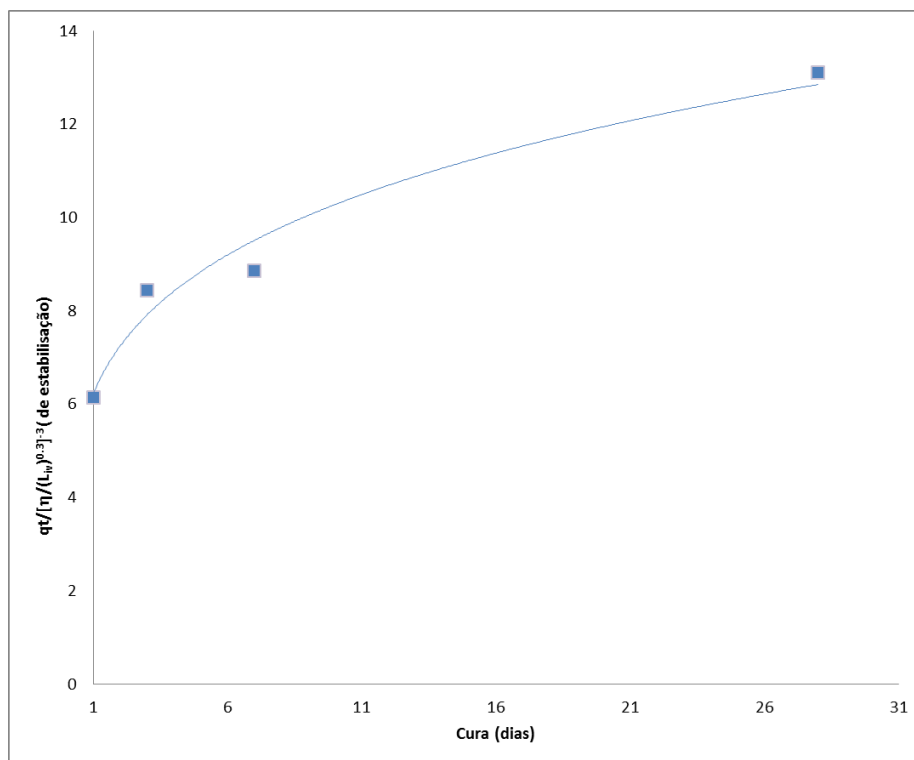


Figura 146 -da resistência à tração por compressão diametral ajustada com o tempo de cura para várias temperaturas de cura.

$$q_t = [6,22(t_{cura})^{0,21}] \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,3}} \right]^{-3} \quad \text{Eq.(74)}$$

Onde:  $t_{cura}$  = Temperatura de cura

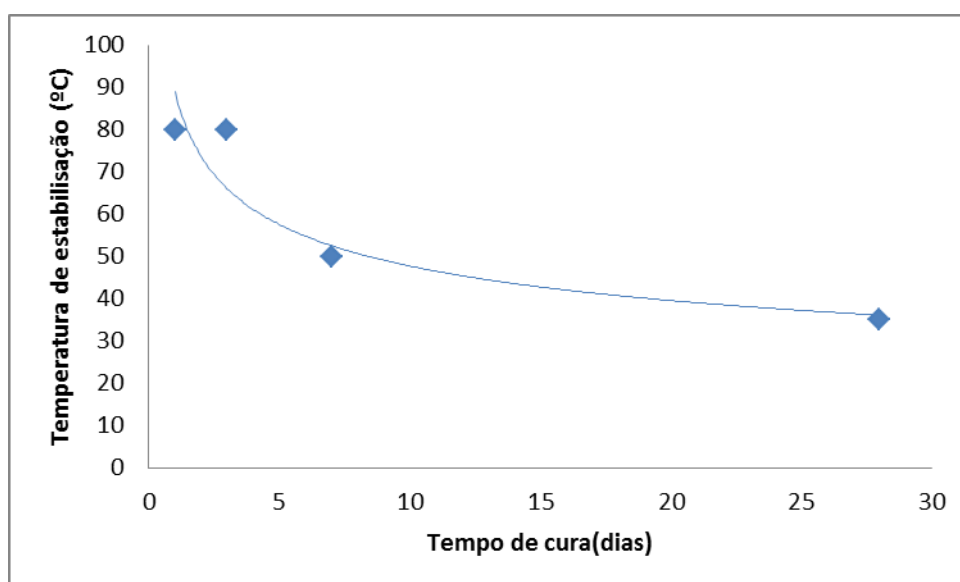


Figura 147- Relação entre a temperatura de estabilização do crescimento da resistência com o tempo de cura.

$$T_i = 88,89(t_{Cura})^{-0,27} \quad \text{Eq.(75)}$$

Onde  $T_i$ = Temperatura de estabilização

A partir das Equações 74 e 75 é possível facilmente calcular a resistência máxima que pode ser conseguida em um determinado tempo de cura, bem como a temperatura de cura para que esta resistência seja alcançada.

#### 4.1.5 Efeito do Tempo de Cura

A Figura 148 apresenta os resultados das relações  $\eta/L_{iv}$  (ajustados) pela resistência à tração na compressão diametral das amostras curadas a temperatura de 20°C por 1, 3 e 7 dias, juntamente com os dados de Silvani (2013) para 28 dias de cura. Os resultados das relações  $\eta/L_{iv}$  (ajustados) pela resistência à tração na compressão diametral dos espécimes curadas á 35°C por 1, 3 e 7 dias e os dados de Silvani (2013) para 28 dias são mostradas na Figura 149. A Figura 150 apresenta os resultados das relações  $\eta/L_{iv}$  (ajustados) pela resistência à tração na compressão diametral das amostras curadas à 50°C por 1, 3 e 7 dias, bem como os dados de Silvani, (2013) para 28 dias de cura. A Figura 151 os resultados das relações  $\eta/L_{iv}$  (ajustados) pela resistência à tração na compressão diametral das amostras curadas á 65°C por 3 e 7 dias. A Figura 152 mostra os resultados dos espécimes curados por 1 e 3 na temperatura de 80°C. Os resultados das amostras curadas a 90°C por 1 e 3 dias é apresentado na Figura 153. Pode ser observado que as curvas que definem a relação  $\eta/L_{iv}$  (ajustados), apresentadas na Figura 148 a 153, têm a mesma tendência exponencial.

A Figura 148 mostra que as amostras curadas 20°C a variação de 1 a 7 dias não promove ganhos na resistência significativos, contudo quando se passa o tempo de cura de 7 para 28 dias de cura ocorre uma elevação de 4,8 vezes na resistência estudada. Os resultados na Figura 149 demonstra que para cura a temperatura de 35°C o aumento no tempo de cura de 1 para 3 dias aumenta a resistência em 2,3 vezes e o aumento do tempo de cura de 3 para 7 dias duplica a resistência. Também é possível observar que a resistência aumenta 2,8 vezes quando há o período de cura aumenta de 7 para 28 dias. Um aumento na resistência de 4,5 vezes pode ser observado, na Figura 150, quando o tempo de cura, das amostras curadas a 50°C, passa de 1 para 3. Nesta figura também é possível observar que quando do tempo de cura aumenta de 3 para 7 dias a resistência é elevada em 1,7 vezes, já uma aumento 1,8 vezes na resistência é fruto do aumento do tempo de 7 para 28 dias. A Figura 151 mostra que para a temperatura de cura de 65° o

aumento do tempo de cura de 3 para 7 dias aumenta a resistência à tração em 1,3 vezes. Um aumento de 1,2 vezes é encontrado na Figura 152, quando o tempo de cura das amostras curadas a 80°C aumenta de 1 para 3 dias. A Figura 153 mostra os resultados das amostras curadas a 90°C por um período de 1 e 3 dias, nela pode-se perceber que este aumento do tempo de cura somente gera uma elevação de 1,3 vezes na resistência a tração na compressão diametral das amostras.

A Figura 154 foi composta com base nas Figuras 148 a 153. Analisando-a pode-se observar que o aumento do tempo de cura aumenta a resistência à tração na compressão diametral, porém este crescimento não é linear. Assim como visto no concreto há uma tendência de estabilização da resistência com o aumento do período de cura. Este comportamento foi demonstrado por diversos autores conforme discutido no Capítulo 2.4.2

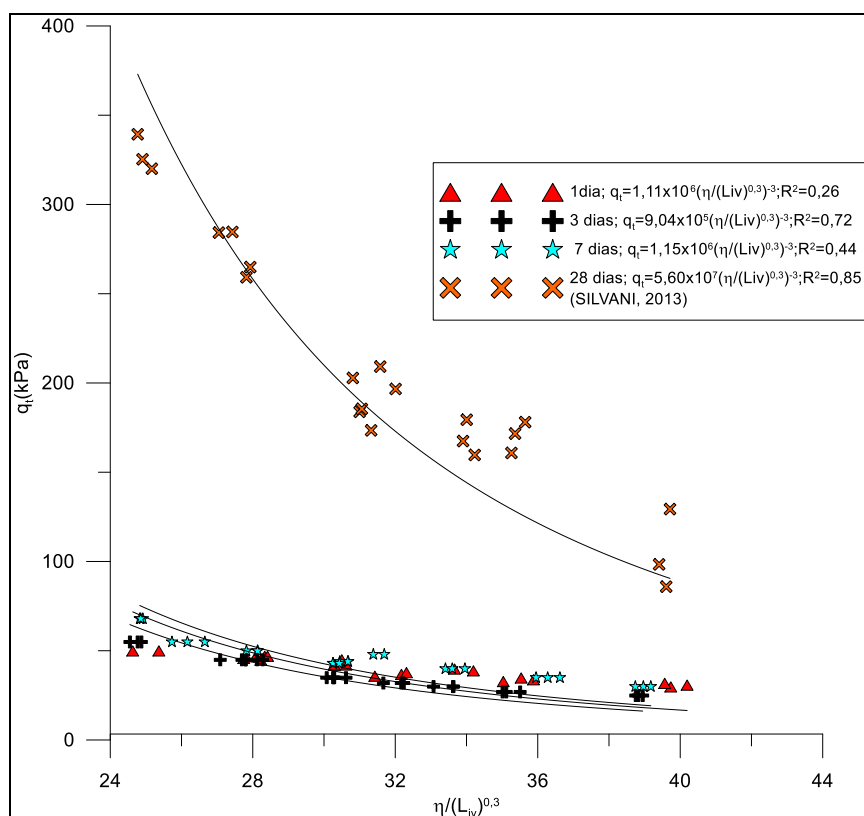


Figura 148 Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta / (L_{iv})^{0,3}$  para as amostras curadas à 20°C por 1,3,7 e 28 dias.

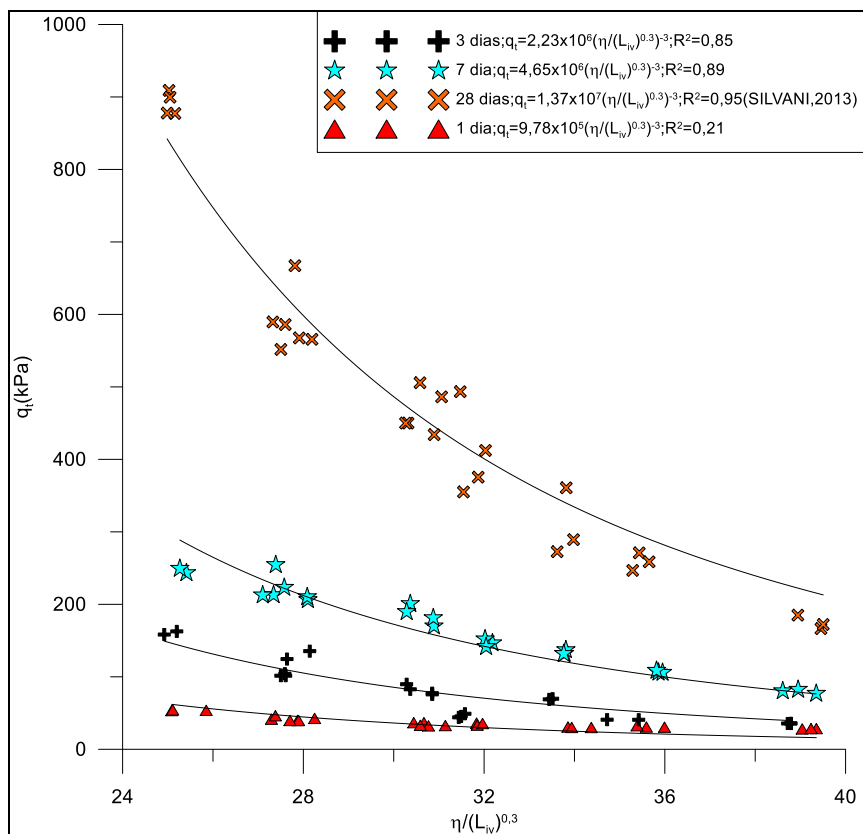


Figura 149-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para as amostras curadas à 35°C por 1,3,7 e 28 dias.

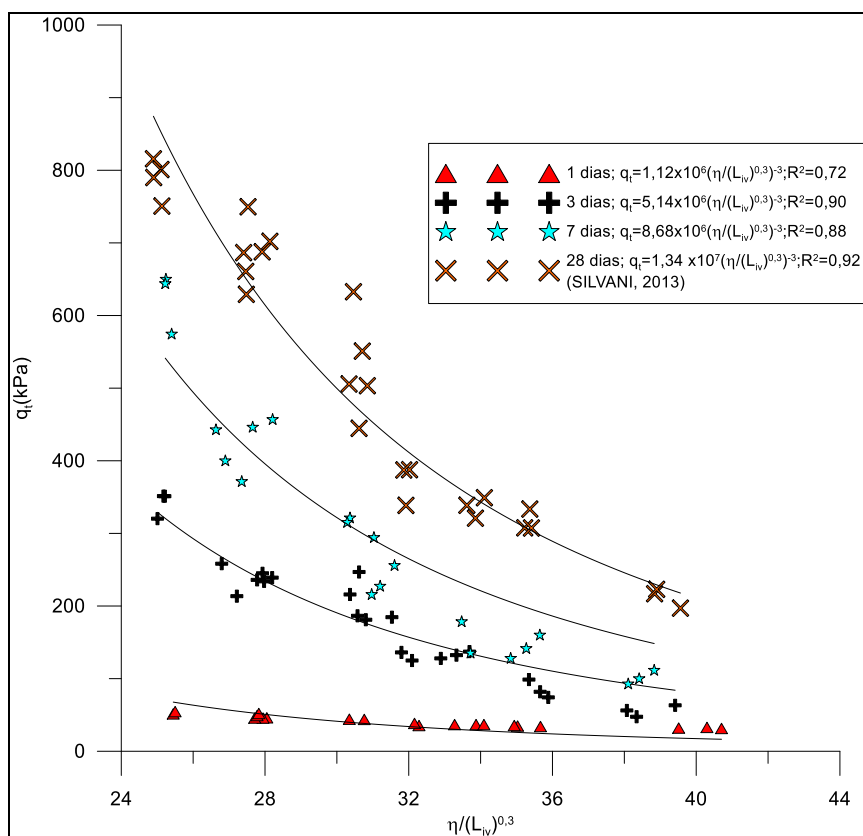


Figura 150-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para as amostras curadas à 50°C por 1,3,7 e 28 dias.

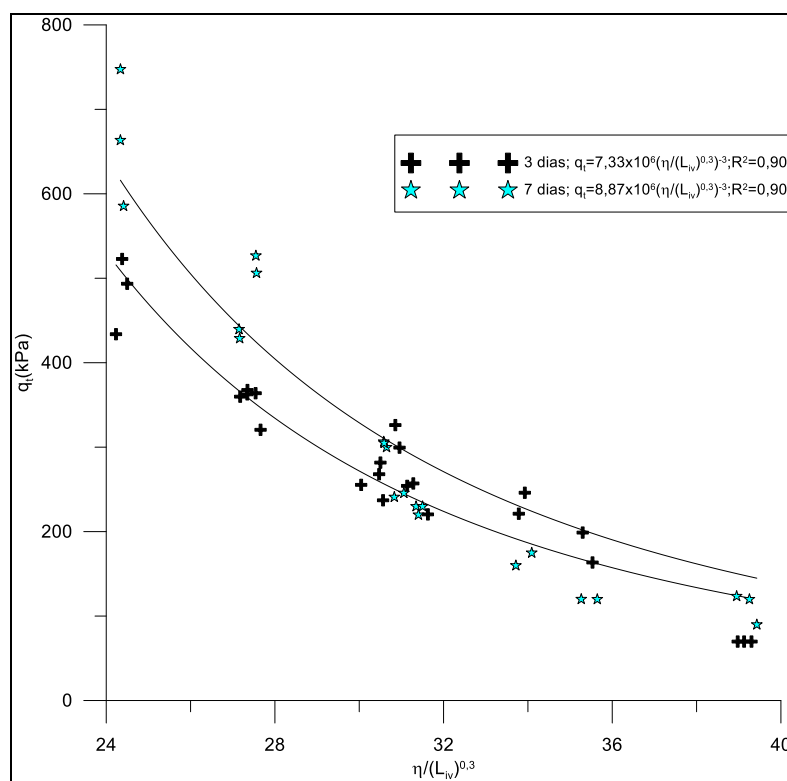


Figura 151 Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para as amostras curadas à 60°C por 3 e 7 dias.

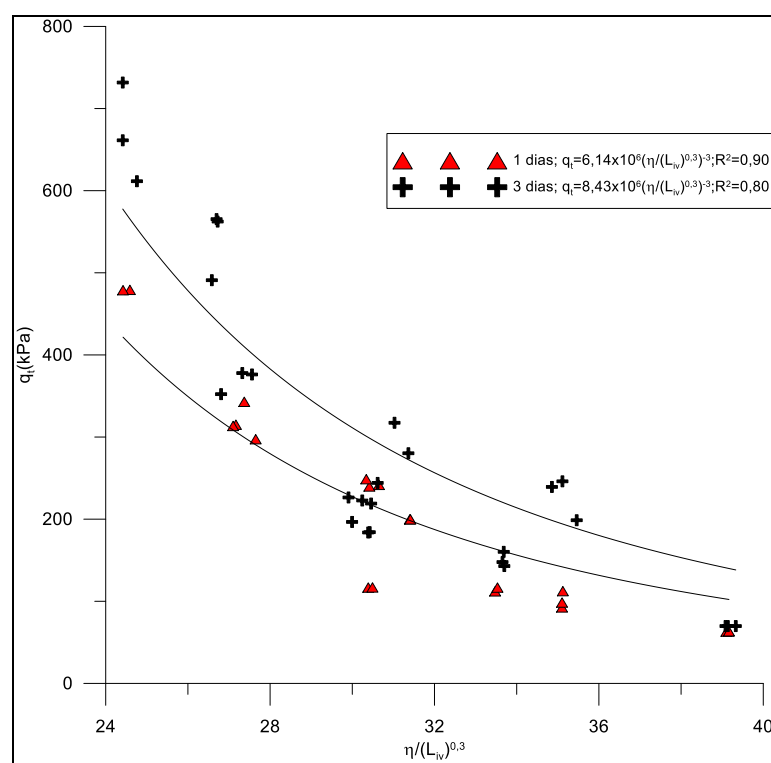


Figura 152 Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta/(L_{iv})^{0,3}$  para as amostras curadas à 80°C por 1 e 3 dias.

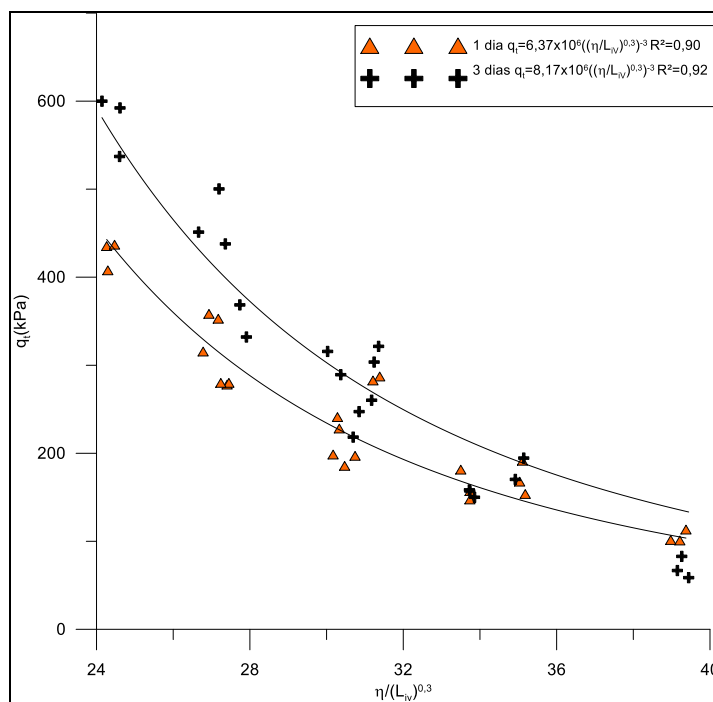


Figura 153-Mudança na resistência à tração na compressão diametral pela variação da relação  $\eta / (L_{iv})^{0,3}$  para as amostras curadas à 90°C por 1 e 3 dias.

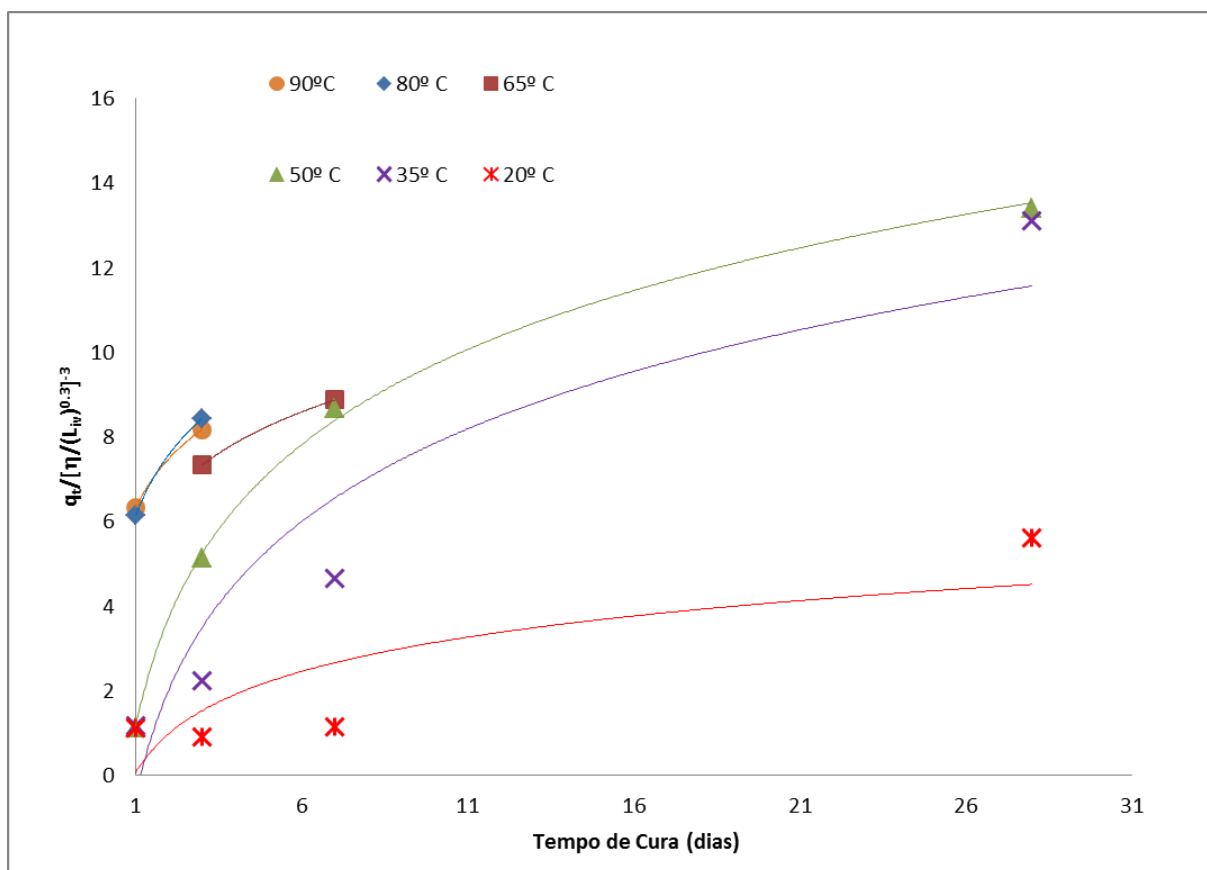


Figura 154- Variação da resistência à tração por compressão diametral ajustada com o tempo de cura para varias temperaturas.

## 4.2. ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios triaxiais visaram validar os dados do triaxial verdadeiro e obtenção da envoltória de ruptura no plano  $\sigma_z \times 0,5\sigma_x$ . Todas as amostras foram submergidas em água por 24 horas antes do ensaio.

Três amostras foram testadas utilizando tensão de confinamento igual 30 kPa. A amostra T1 foi ensaiada segundo o procedimento usual de ensaios triaxiais, ou seja, percolação de água num volume igual ou superior a duas vezes o volume de vazios, saturação com aplicação de contrapressão de 400 kPa e cisalhamento a uma velocidade de 1mm/h. As amostras T3 e T2 ficaram submersas em água por 24 horas instaladas no equipamento triaxial e cisalhadas diretamente. Uma espera de 24 horas entre a instalação das amostras e o cisalhamento da mesma garantiu que o tempo de cura das amostras T3 e T2 fosse igual ao da amostra T5. Este procedimento de cisalhamento da amostra sem previa saturação é o mesmo adotado na triaxial verdadeiro.

Duas amostras foram testadas utilizando tensão de confinamento igual 80 kPa (T4 e T5). Ambas as amostras foram submergidas em água por 24 horas antes do ensaio e sujeitas a percolação de água num volume igual ou superior a duas vezes o volume de vazios, saturação com aplicação de contrapressão de 400 kPa e cisalhamento a uma velocidade de 1mm/h.

Duas amostras foram testadas utilizando tensão de confinamento igual 140 kPa. Sendo que todas as amostra foram submergidas em água por 24 horas antes do ensaio. A amostra T6 foi ensaiada seguindo o procedimento usual de ensaios. A amostra T6 ficou submersa em água por 24 horas instaladas no equipamento triaxial e cisalhadas diretamente. Ouve uma espera de 24 horas entra a instalação das amostras e o cisalhamento da mesma para garantir que o tempo de cura das amostras fosse igual.

Analisando os dados da Tabela 15 pode-se observar que amostras submersas em água por 24 horas e cisalhadas na mesma tensão de confinamento apresentam resultados próximos mesmo quando uma é submetida ao procedimento usual para realização de ensaios Triaxial, percolação de 2 vezes o volume de vazio e saturação com aplicação de contrapressão de 400 kPa, e outra é colocada na câmara e diretamente cisalhada. Estes dados mostram que apesar de não ser possível percolar água e saturar a amostra no Triaxial Verdadeiro, utilizado nesta pesquisa, seus resultados podem ser considerados válidos. Esta tabela também nos permite avaliar a repetitividade dos ensaios.



Tabela 15- Ensaio triaxiais realizados

Nome	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	% cal	tempo de cura (dias)	Temperatura (°C)	Percolado e saturado	Skempton	$\sigma_3$ (kPa)	Grau de saturação antes da imersão (%)	Grau de saturação depois da imersão (%)	q (kPa)
T1	14	3	3	35	sim	0.89	31	29	60	789
T2	14	3	3	35	não	-	30	28.4	62	749
T3	14	3	3	35	não	-	31	31	61	743
T4	14	3	3	35	sim	0.91	80	34	61	951
T5	14	3	3	35	sim	0.91	81	32	57	952
T6	14	3	3	35	sim	0.92	140	31	56	1097
T7	14	3	3	35	não	-	140	30	60	1127

### 4.3. ENSAIO TRIAXIAL VERDADEIRO

#### 4.3.1 Isotrópico até 140kPa

Adotou-se como tensão octaédrica 140 kPa para garantir que não haveria quebra da cimentação na fase de compressão isotrópica. Logo todas as amostras foram consolidadas isotropicamente até 140 kPa. As amostras com  $\alpha$  de 0, 60, 120 e 180° foram testadas utilizando uma placa única placa rígida na direção do maior deslocamento. As amostras com  $\alpha$  de 30, 90 e 150°, devido à assimetria das tensões aplicadas, foram testadas com 3 placas rígidas, uma em cada direção.

A Figura 155 contém a deformação volumétrica com a deformação na direção z de todas as amostras, nos permite observar que o uso de 1 ou 3 placas rígidas não causa alterações significativas no comportamento do material. As amostras com 3 placas rígidas apresentam deformação ligeiramente maior que as ensaiadas somente com 1 placa rígida. Isto ocorre provavelmente devido ao fato de em direções que apresentam duas faces flexíveis parte da tensão é dissipada em translação da amostra.

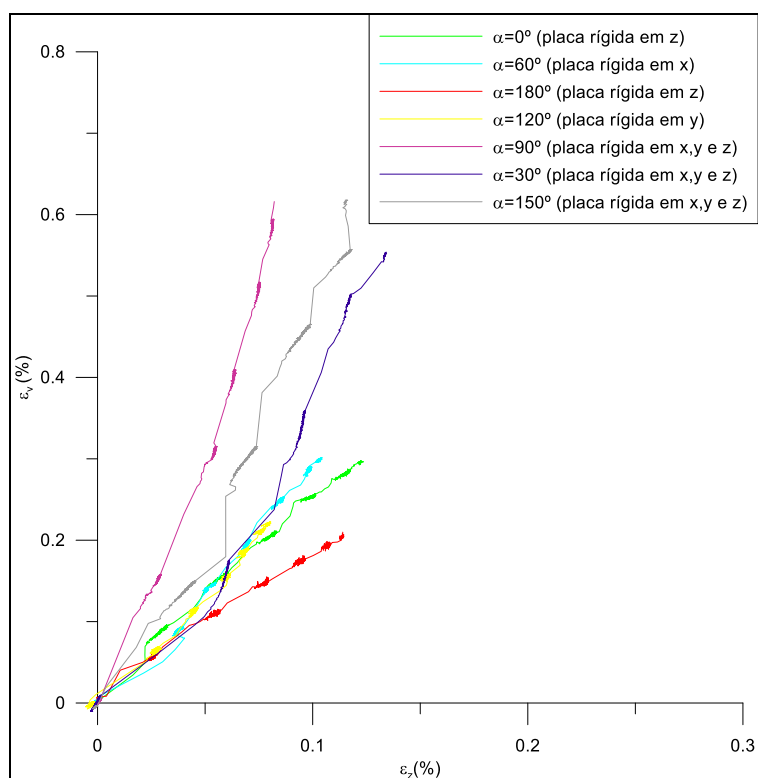


Figura 155- Deformação volumétrica pela deformação axial na consolidação isotrópica até 140 kPa.

### 4.3.2 Cisalhamento no Plano Octaédrico

Os ensaios foram realizados no plano octaédrico de 140 kPa. Porém devido à incapacidade do equipamento utilizado de aplicar tração nas amostras, alguns ensaios somente atingiram a ruptura com a saída do plano octaédrico de 140 kPa, logo os testes não podem ser diretamente comparados. A comparação se tornou possível através da normalização da tensão cisalhante octaédrica pela tensão normal octaédrica, assim todos os resultados pertencem ao plano octaédrico 1. As Figuras 156 a 162 apresentam (a) os resultados da tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais e em (b) os resultados da tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais. A análise das Figuras 156 a 162 nos permite observar que a mistura areia- cinza volante-cal apresenta dilatação na direção dos dois menores carregamento e compressão na direção do maior carregamento. Resultado semelhante foi encontrado por Reddy (1991) para uma areia levemente cimentada. Estas Figuras também mostram um comportamento frágil do material, pois a ruptura dá-se de maneira súbita e rápida.

As amostras rompidas nos ensaios realizados no triaxial verdadeiro são apresentadas no Anexo G.

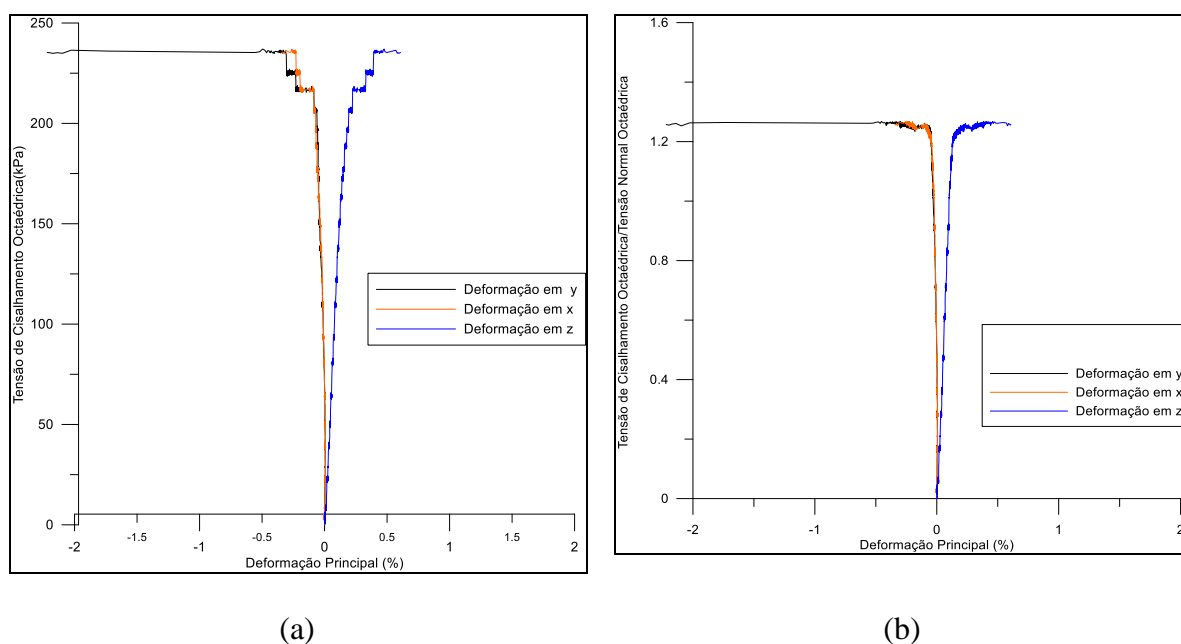


Figura 156- Para a amostra rompida com  $\alpha=0^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.

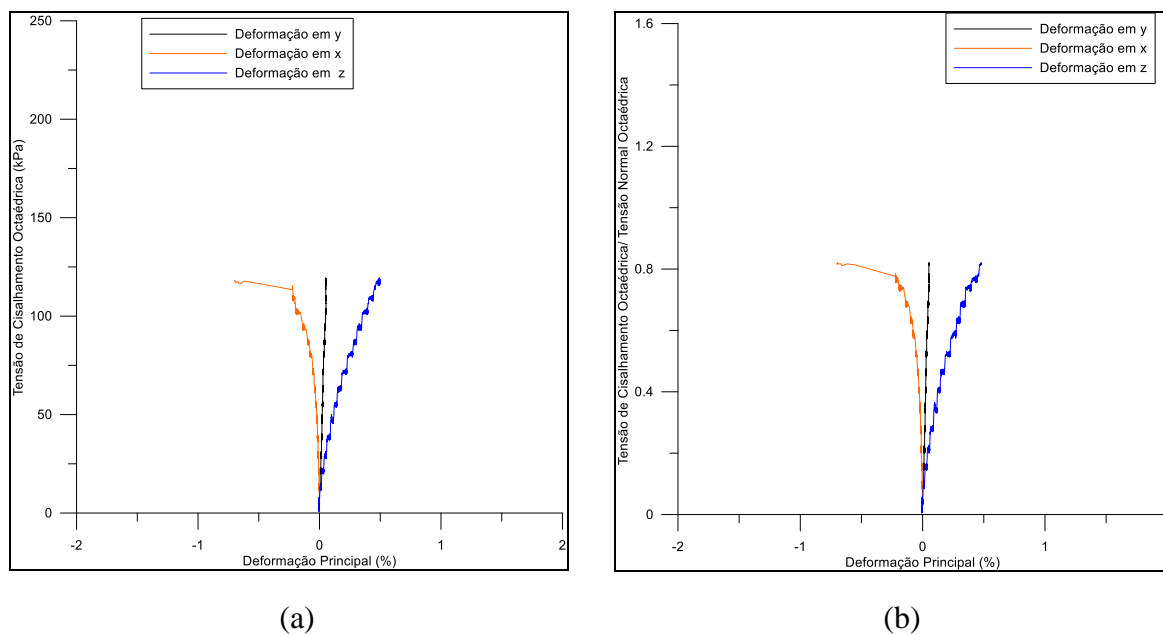


Figura 157- Para a amostra rompida com  $\alpha=30^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.

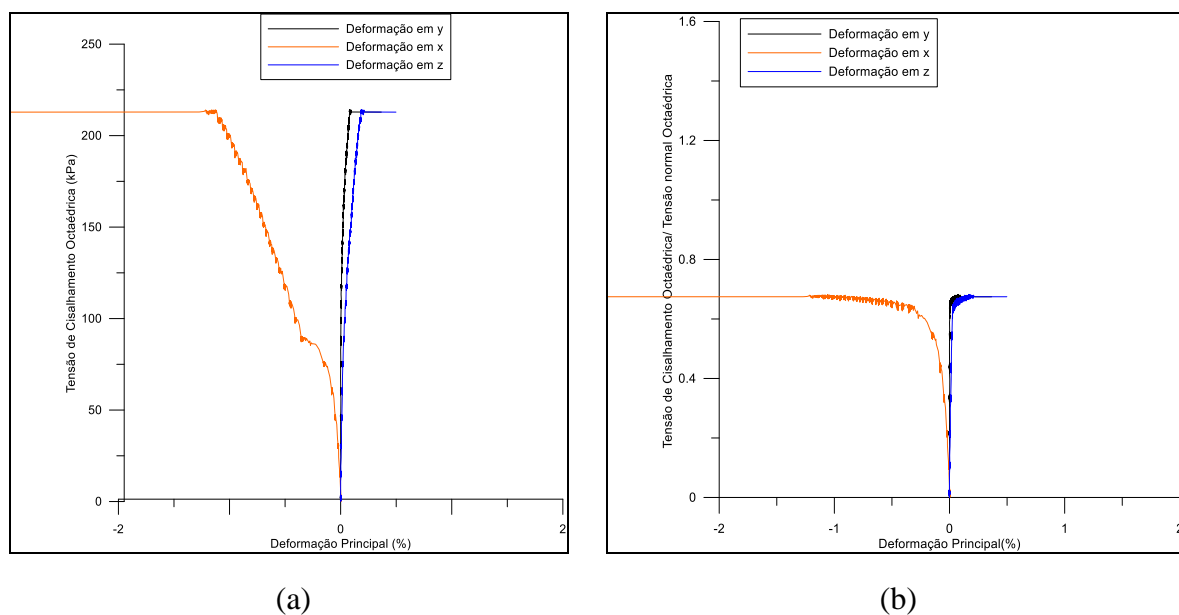
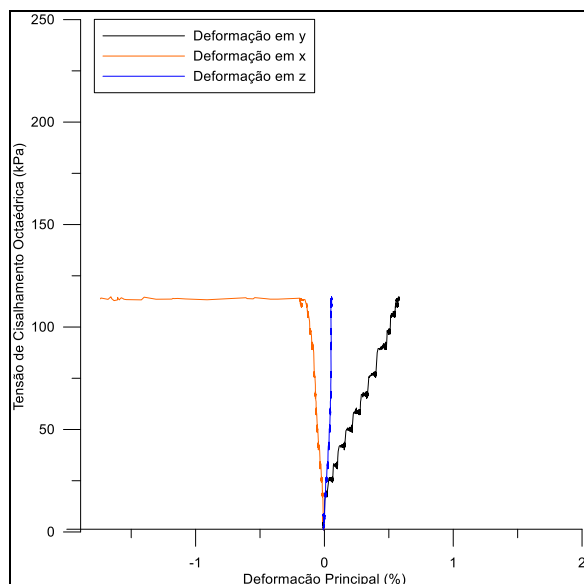
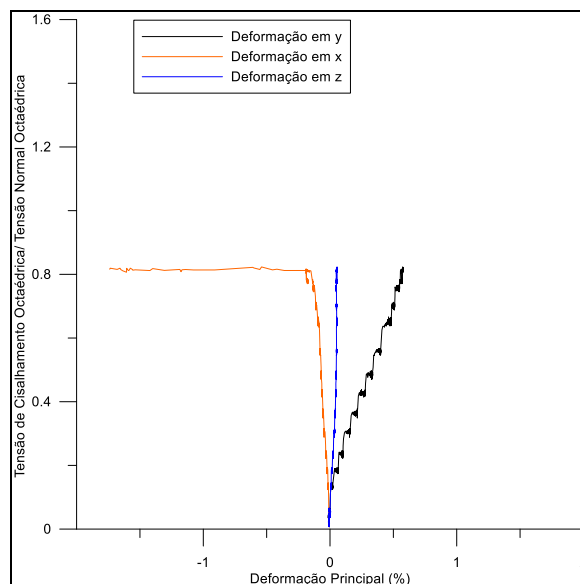


Figura 158- Para a amostra rompida com  $\alpha=60^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.

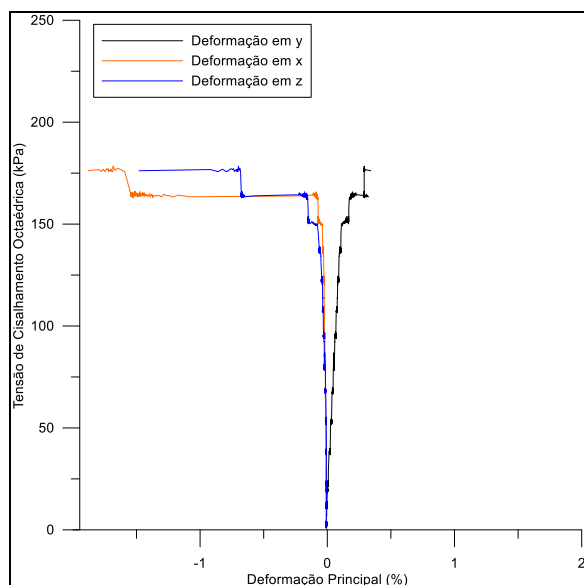


(a)

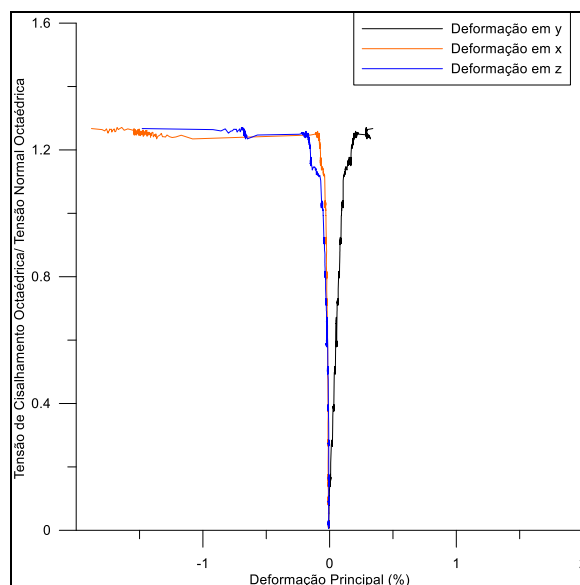


(b)

Figura 159- Para a amostra rompida com  $\alpha=90^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.



(a)



(b)

Figura 160-Para a amostra rompida com  $\alpha=120^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.

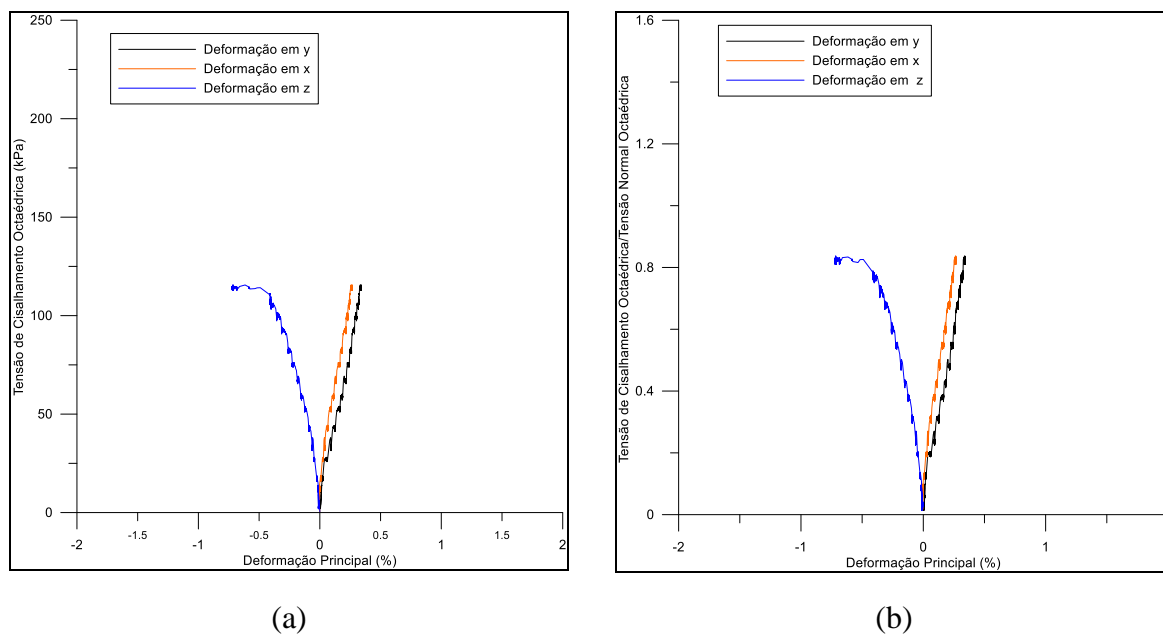
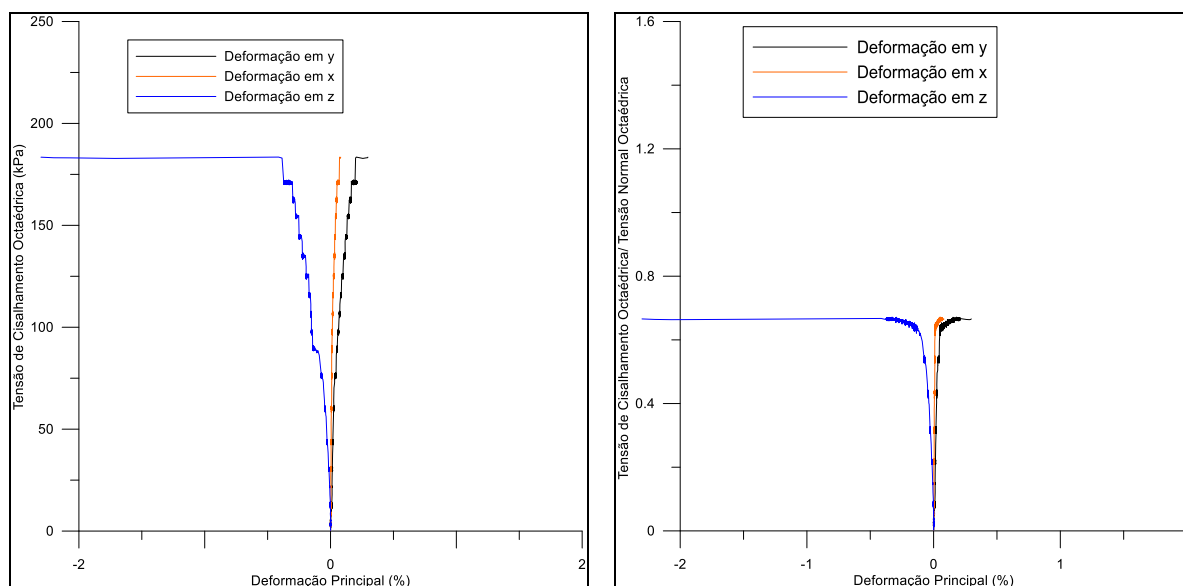


Figura 161- Para a amostra rompida com  $\alpha=150^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.



(a)

(b)

Figura 162-Para a amostra rompida com  $\alpha=180^\circ$ : (a) Tensão cisalhante octaédrica pelas deformações principais (b) Tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pelas deformações principais.

### 4.3.3. Quebra da Cimentação

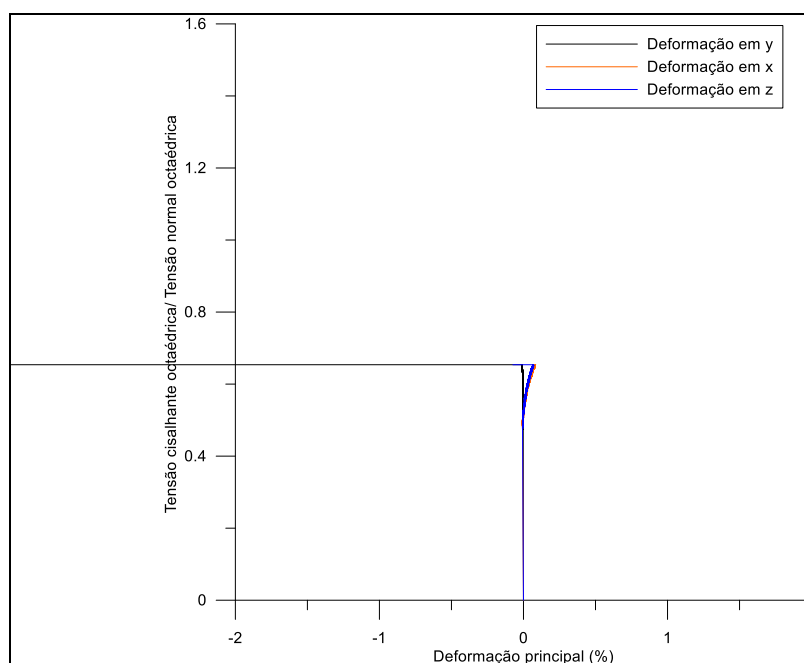


Figura 163-Deformações principais pela tensão cisalhante octaédrica na fase de cisalhamento de uma amostra consolidada até 700 kPa e depois cisalhada com  $\alpha=180$ .

As Figuras 162(b) e 163 mostram amostras submetidas à extensão triaxial ( $\alpha=180$ ). A Amostra da Figura 163 foi consolidada isotropicamente até uma tensão octaédrica de 140 kPa. A amostra da Figura 163 foi consolidada isotropicamente até 700kPa. O fato da tensão de ruptura das amostras não apresentar diferenças indica que provavelmente até a tensão octaédrica de 700 kPA não há ruptura da cimentação.

### 4.3.4. Envoltória de Ruptura no Plano Octaédrico

A definição de falha varia muito conforme a bibliografia consultada. Em alguns casos a ruptura é definida como o pico de resistência, como uma resistência limite ou em um aumento súbito das deformações. Utilizou-se nesta pesquisa como critério de falha o pico de resistência para os

ensaios com deformação controlada (triaxial, compressão simples e tração na compressão diametral) e aumento súbito das deformações para os ensaios com tensão controlada (triaxial verdadeiro).

Os caminhos de tensão impostos no plano desviatório, para maior clareza, serão mostrados em termos das componentes ortogonais da tensão desviadora. Estes são calculados segundo as Equações 76 e 77.

$$q_x = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{\sqrt{2}} \quad \text{Eq.(76)}$$

$$q_z = \frac{\sigma_z - \sigma_y - \sigma_x}{\sqrt{2}} \quad \text{Eq.(77)}$$

Onde  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  são as tensões principais aplicadas.

As componentes  $q_x$  e  $q_z$  permitem uma visão do plano octaédrico ( $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$ ) onde a projeção do eixo  $\sigma_z$  coincide com o eixo  $q_z$ . A Figura 164 mostra os caminhos de tensões radiais, no plano desviatório, seguidos pela mistura estudada.

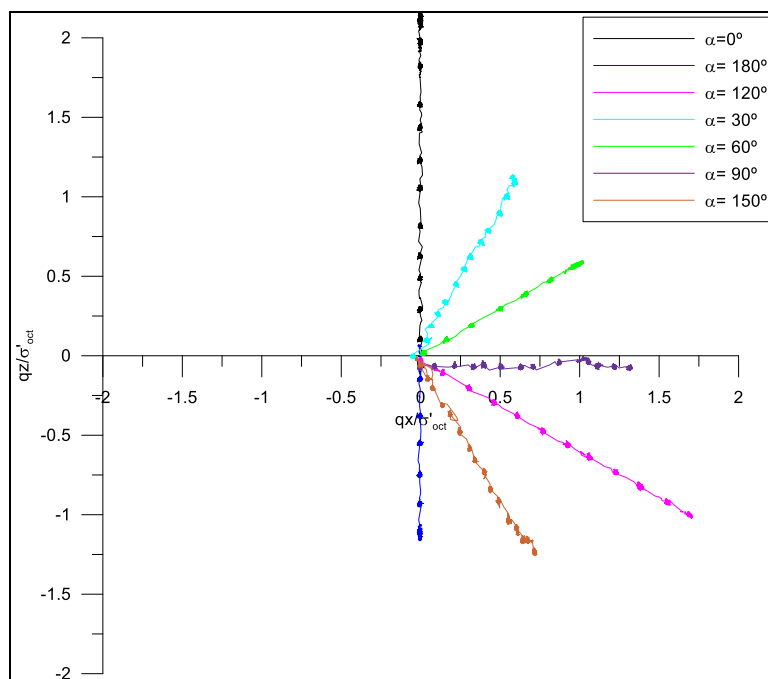


Figura 164- Envoltória de Ruptura no plano  $\sigma_{oct}=1$  normalizado para a mistura areia-cinza volante-cal.

A avaliação da consistência da superfície de ruptura octaédrica encontrada foi realizada através da comparação com modelos clássicos:



### Mohr-Coulamb

Os parâmetros deste critério de ruptura foram obtidos a partir dos dados dos ensaios Triaxial e Triaxial verdadeiro e são apresentados na Tabela 16. A envoltória de ruptura no plano octaédrico 1 é apresentada na Figura 167 juntamente com os demais modelos.

Tabela 16- Parâmetros do critério de Mohr-Coulamb

Parâmetro	Valor
c	71 kPa ou 1(normalizado)
$\phi$	48

### Willam-Warnke (3 Parâmetros)

Este modelo, aplicado usualmente para concreto, tem seus parâmetros baseados na resistência a compressão simples, tração direta e compressão biaxial. Foram realizados testes de compressão simples, em amostras com proporção 1:1, e tração na compressão diametral. Os autores sugerem que a resistência à tração direta é 90% da resistência à tração na compressão diametral e a resistência à compressão biaxial é 15% maior que a resistência à compressão simples. Os resultados dos ensaios realizados e os parâmetros deste modelo são apresentados na Tabela 17. A envoltória de ruptura, no plano octaédrico 1, calculada com estes parâmetros é apresentada na Figura 167.

Tabela 17- Ensaios realizados e parâmetros do critério.

Parâmetro	Valor
Compressão Simples	36 kPa
Tração na compressão diametral	350 kPa
$\alpha_z$	0,092571429
$\alpha_u$	1,15
Z	0,100675493

### Willam-Warnke (5 Parâmetros)

Evolução do critério anterior com a inserção de mais 2 parâmetros. Os ensaios utilizados para a obtenção dos parâmetros foram os mesmo do critério Willam-Warnke (3 Parâmetros). O parâmetros utilizados são apresentados na Tabela 18 e a envoltória de falha no plano octaédrico 1 é apresentada na Figura 167.

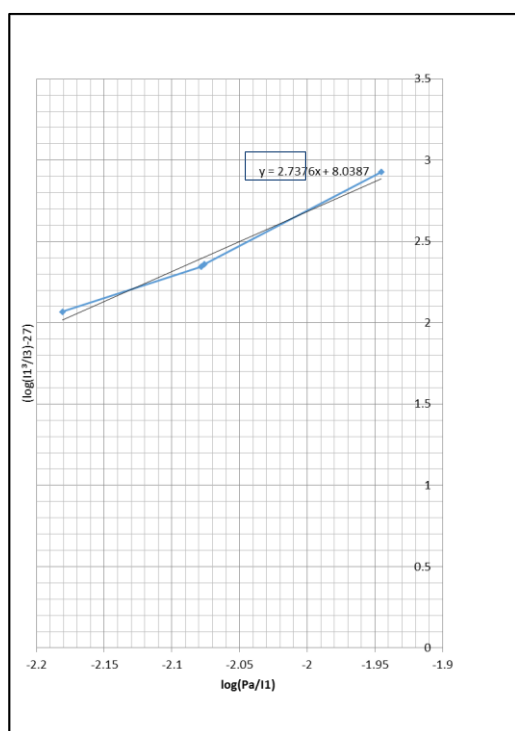
### Kim e Lade

Carina Silvani (carinasilvani@hotmail.com). Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS. 2017.

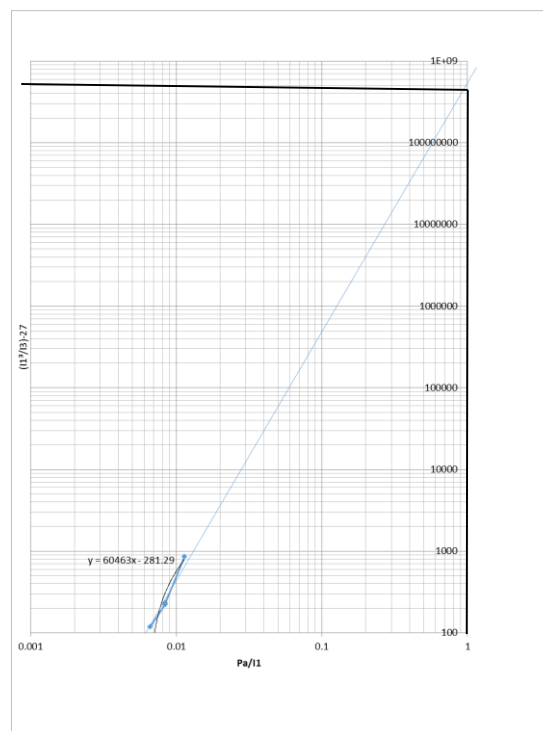
Os parâmetros deste critério de ruptura foram obtidos a partir dos dados do ensaio Triaxial. O parâmetro  $m$  é a inclinação da reta obtida plotando  $\log \left[ \left( \frac{I_1}{I_3} \right) - 27 \right]$  por  $\log \left( \frac{Pa}{I_1} \right)$ . A obtenção deste parâmetro é mostrada na Figura 165(a). O valor de  $\eta_1$  é o valor da ordenada com abscissa igual a 1 na reta obtida plotando  $\left[ \left( \frac{I_1}{I_3} \right) - 27 \right]$  por  $\left( \frac{Pa}{I_1} \right)$ , em escala duplamente logarítmica. A obtenção deste parâmetro é mostrada na Figura 165(b). A Tabela 19 mostra os parâmetros utilizados neste modelo e sua envoltória de ruptura esta apresentada juntamente com as demais na Figura 167

Tabela 18- Parâmetros do critério.

Parâmetro	Valor
$\rho_1$	0,419920627
$\xi_0$	-0,133932681
$\alpha_z$	0,092571429
$\alpha_u$	1,15
$\rho_2$	0,100675493



(a)



(b)

Figura 165- (a) Obtenção de  $m$ ; (b) obtenção de  $\eta_1$

Tabela 19- Parametros do critério de Lade e Kim.

Parâmetro	Valor
m	-2,73
$\eta_1$	350000000

### Lade e Kim com inserção de critério anisotrópico de Gao e Zhao

Este critério de falha utiliza os parâmetros clássicos de Lade e Kim, calculados através de ensaios de compressão triaxial, apresentados na Tabela 19 e estes mesmos parâmetros calculados para outro caminho de tensões. Para este segundo caminho de tensões utilizaram-se os resultados dos ensaios de Triaxial Verdadeiro de extensão. A Figura 166 (a) mostra a obtenção do parâmetro m e a Figura 166 (b) mostra a obtenção do parâmetro  $\eta_1$  para extensão triaxial. Observa-se que o parâmetro m é o mesmo para as duas trajetórias, fato que, segundo os autores, sugere que o material é isotrópico. A Tabela 20 mostra os parâmetros para a trajetória de extensão utilizados neste critério de falha e sua representação encontra-se juntamente com as demais na Figura 167. Pode-se observar que o critério de falha de Lade e Kim e o critério de falha de Lade e Kim (modificado por Gao e Zhao) são iguais, segundo os autores este fato demonstra isotropia do material, pois o material tem mesmo m nas duas trajetórias e este é o parâmetro que define a curvatura da superfície de falha.

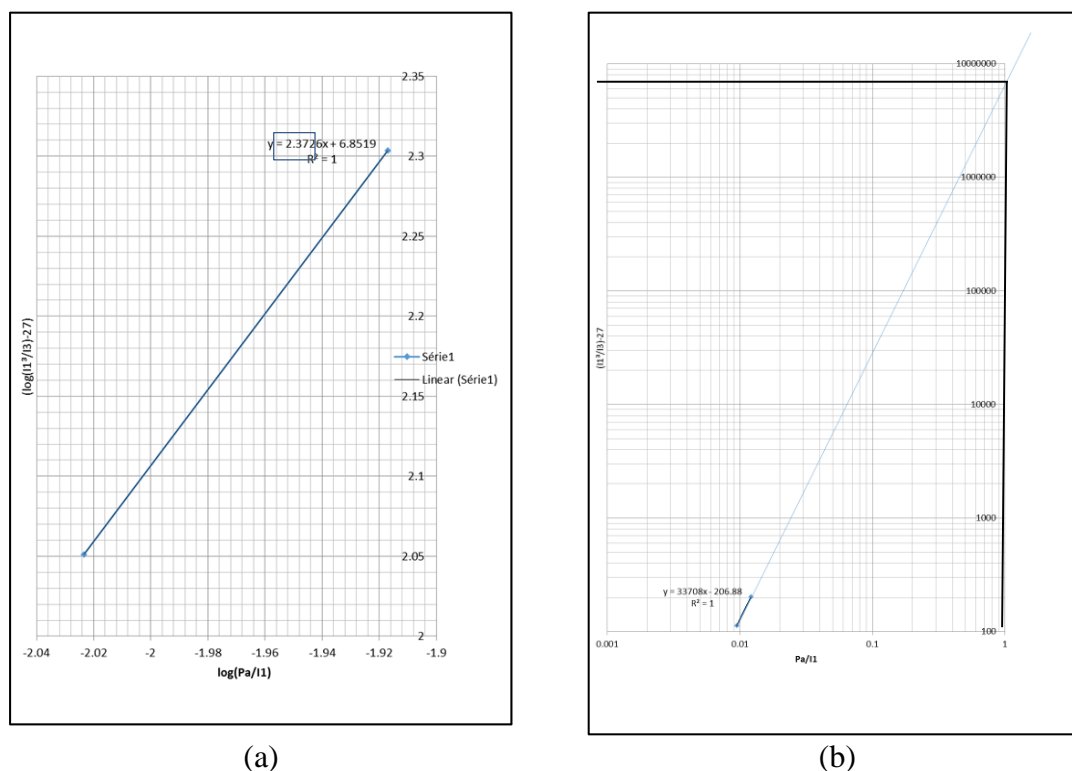
Figura 166- (a) Obtenção de m; (b) obtenção de  $\eta_1$ .

Tabela 20- Parametros do modelo de Kim e Lade (Gao e Zhao)

Parâmetro	Valor
m	-2,73
$\eta_1$	5000000
$\Delta$	0
c <sub>1</sub>	-1,29

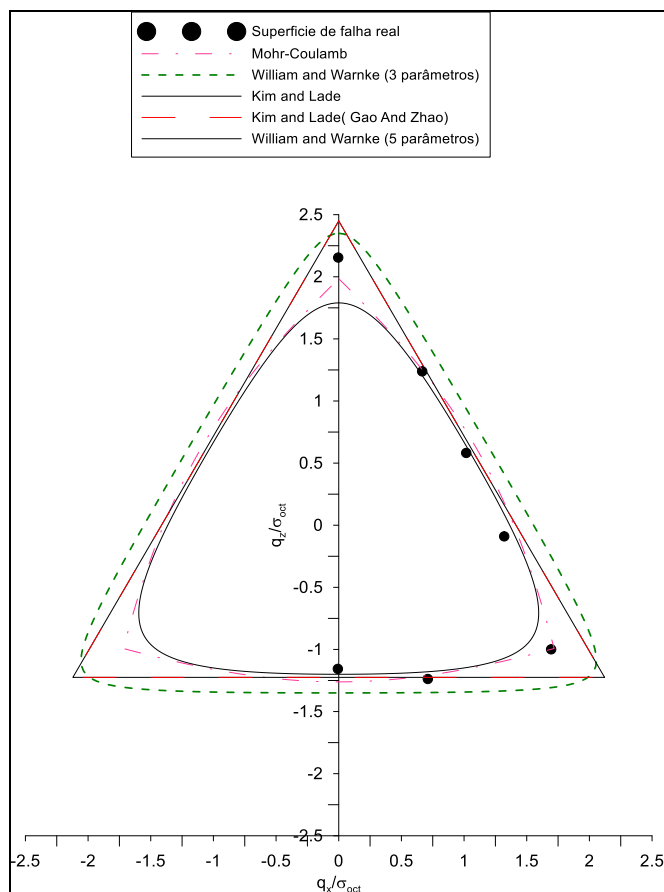


Figura 167- Dados da ruptura dos ensaios de triaxial verdadeiro juntamente com a representação do critério de falha de Mohr- Coulomb, Willam-Warnke (3 Parâmetros), Willam-Warnke (5 Parâmetros), Lade e Kim, Lade e Kim (Gao e Zhao) plano desviatório, em termos das componentes ortogonais da tensão desviadora.

#### 4.3.5. Envoltória de Ruptura no Plano Triaxial

Somente os ensaios com trajetórias com  $\alpha=0^\circ$  e  $\alpha=180^\circ$  podem ser plotados no plano triaxial. A Figura 168 contém além dos dados de compressão e extensão realizadas no triaxial verdadeiro (2 testes com plano octaédrico=140 kPa e 1 seguindo a trajetória de extensão do ensaio triaxial)

os resultados de ensaios compressão simples e triaxial convencional, com amostras de 70 mm de altura por 70 mm de diâmetro, e ensaios de tração na compressão diametral, em amostra de 100 mm de altura por 50 mm de diâmetro.

O formato da envoltória de ruptura encontrada na Figura 168 é consistente com o formato encontrado por Reddy (1991), um cone com origem deslocada da origem, devido à resistência a tração que o material possui. A Figura 169 compara os resultados encontrados com o critério proposto por Lade e Kim e pode-se observar que há uma boa concordância entre os resultados. A análise das Figuras 168 e 169 nos permite constatar que os diferentes ensaios levam a resultados próximos e estes são comparáveis com os modelos clássicos.

#### 4.3.6 Dependência do caminho de tensões

Um material cuja carga de ruptura não depende do caminho de tensões pode ter sua superfície de ruptura definida somente com os invariantes  $I_1$  (primeiro invariante de tensões) e  $J_{2D}$  (segundo invariante da tensão desvio). Logo, ensaios na mesma tensão normal octaédrica, quando plotado no espaço  $I_1-1,41J_{2D}$ , resumem-se a um único ponto. A Figura 170 mostra os dados de ruptura da mistura areia- cinza volante- cal neste espaço e é composta por uma reta, portanto a mistura areia-cinza volante-cal tem comportamento de ruptura dependente do caminho de tensões.

Um material que apresenta carga de ruptura independente do caminho de tensões pode ser adequadamente modelado pelo critério de Drucker-Prager. Os parâmetros deste critério, calculados a partir dos resultados dos ensaios triaxiais, são apresentados na tabela 19. A Figura 171 apresenta a comparação deste critério de falha com os dados reais e mostra que este critério é incapaz de demonstrar o comportamento da mistura e ainda superestima os valores de resistência, sendo, portanto contra a segurança.

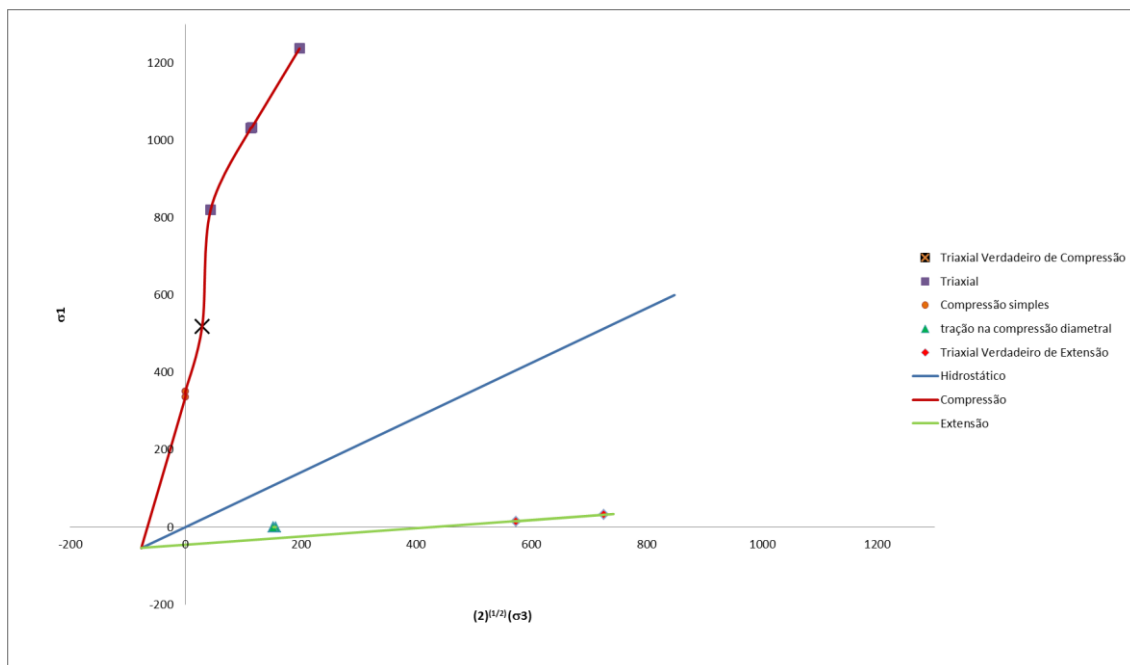


Figura 168-Envoltoria de Ruptura no Plano Triaxial para a mistura areia- cinza volante-cal.

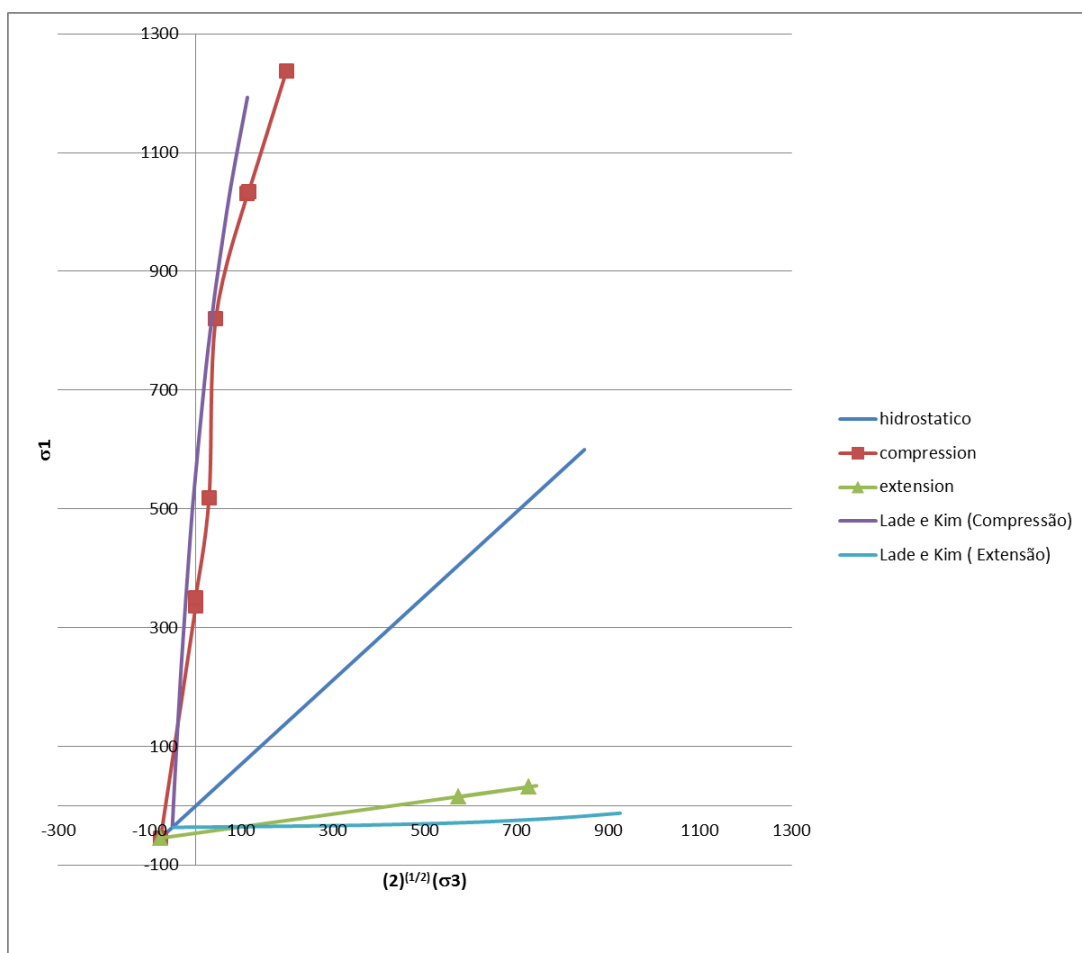


Figura 169- Comparação entre a superfície de ruptura no plano triaxial encontrado com o resultado do critério de falha de Kim e Lade.

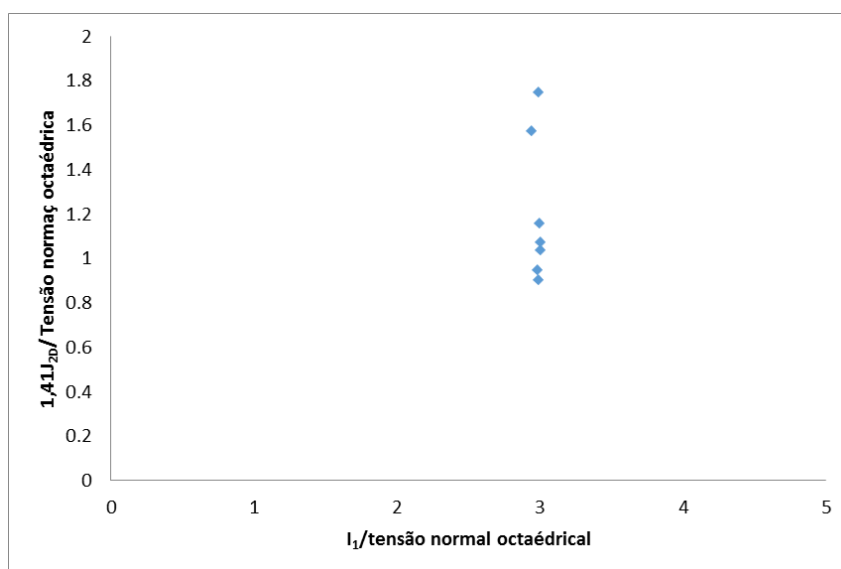


Figura 170- Superfície de falha no plano  $I_1/\sigma_{oct} - 1,41J_{2d}/\sigma_{oct}$  para a mistura areia- cinza volante-cal.

Tabela 21- Parâmetros do critério de Druker-Praguer.

Parâmetro	Valor
k	0,229248
$\alpha$	1,03862
c	1
$\phi$	48

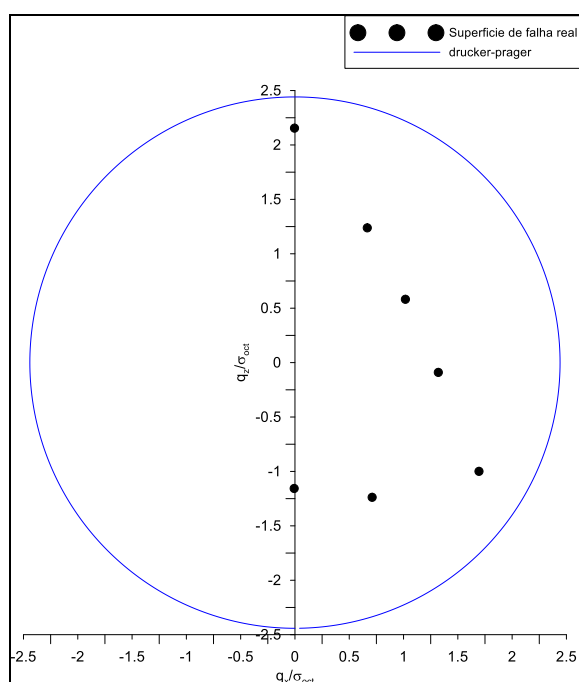


Figura 171- Dados da ruptura dos ensaios de triaxial verdadeiro juntamente com a representação do critério de falha de Druker- Praguer.

#### 4.3.7 Isotropia da Mistura Areia- Cinza Volante- Cal

A isotropia de um material na ruptura pode ser constada com base na comparação entre tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica no momento da falha de amostras que seguem mesmo tipo de carregamento, porém em diferentes direções, ou seja, testes que possuem o mesmo valor de  $b$ .

A Figura 172 apresenta a tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica pela deformação volumétrica das amostras que foram cisalhadas com diminuição de  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  e aumento de  $\sigma_1$ . Esta figura mostra que ambas as amostras falham com 1,22 como razão das tensões. As amostras testadas aumentando  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  e diminuindo  $\sigma_3$  são mostradas na Figura 173. Observa-se que ambas os testes apresentam falha a 0,65 como razão das tensões. As amostras da Figura 174 apresentam ruptura no nível 0,75 como razão das tensões e foram cisalhadas aumentando  $\sigma_1$ , mantendo  $\sigma_2$  constante e diminuindo  $\sigma_3$ .

Baseando-se na similaridades dos resultados, para testes com mesma caminho de tensões, apresentados nas Figuras 172 a 174 pode-se observar que o material apresenta isotropia na ruptura.

A Figura 175 resume as figuras 172, 173 e 174 mostrando assim que ensaios realizados com mesmo valor de  $b$ , ou seja, com mesmo caminho de tensão de tensão, rompem em mesmo nível da tensão desvio. Logo fica demonstrado que o material tem comportamento isotrópico na ruptura.

A isotropia deve-se, provavelmente, ao mecanismo de ação da cimentação no solo. Conforme apresentado por Ingles e Metcalf (1972), a cal reage com a sílica e alumina da superfície das partículas, em todas as direções como pode ser visto na Figura 2, gerando assim a mesma resistência à ruptura em todas as direções.



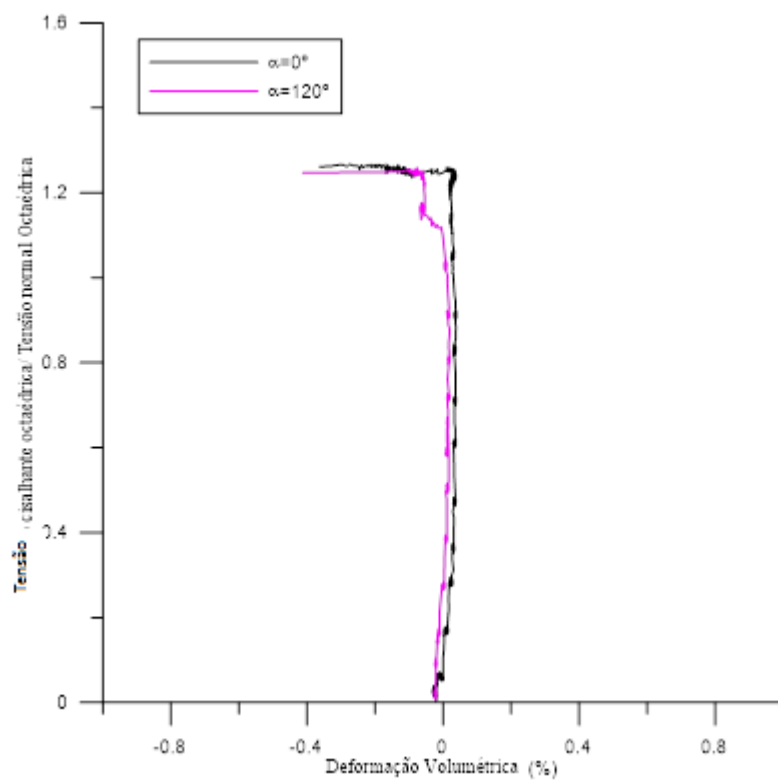


Figura 172- Deformação volumétrica pela tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica das amostras com  $\alpha=0^\circ$  e  $\alpha=120^\circ$  ( $b=0$ ).

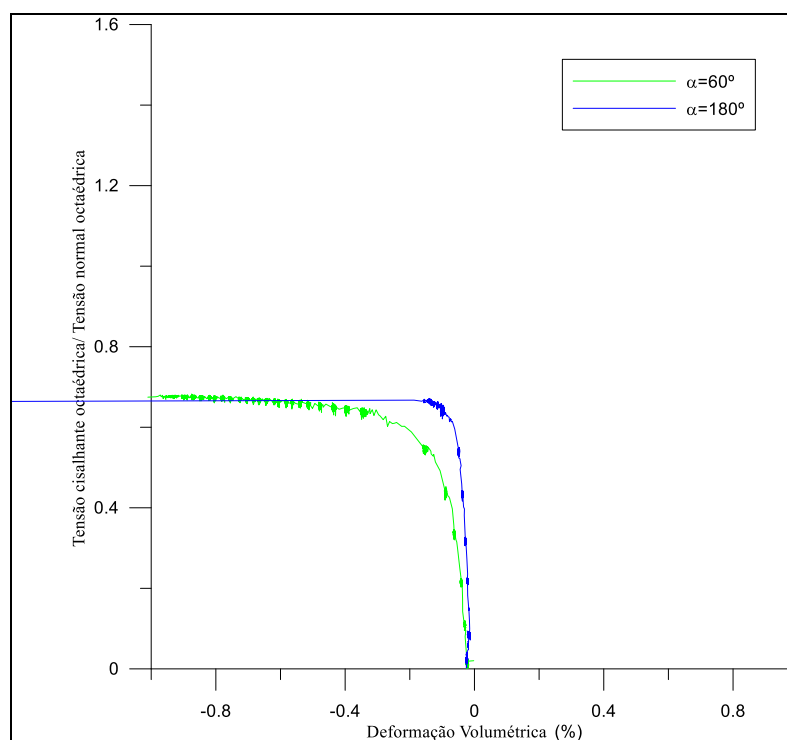


Figura 173 Deformação volumétrica pela tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica das amostras com  $\alpha=60^\circ$  e  $\alpha=180^\circ$  ( $b=1$ ).

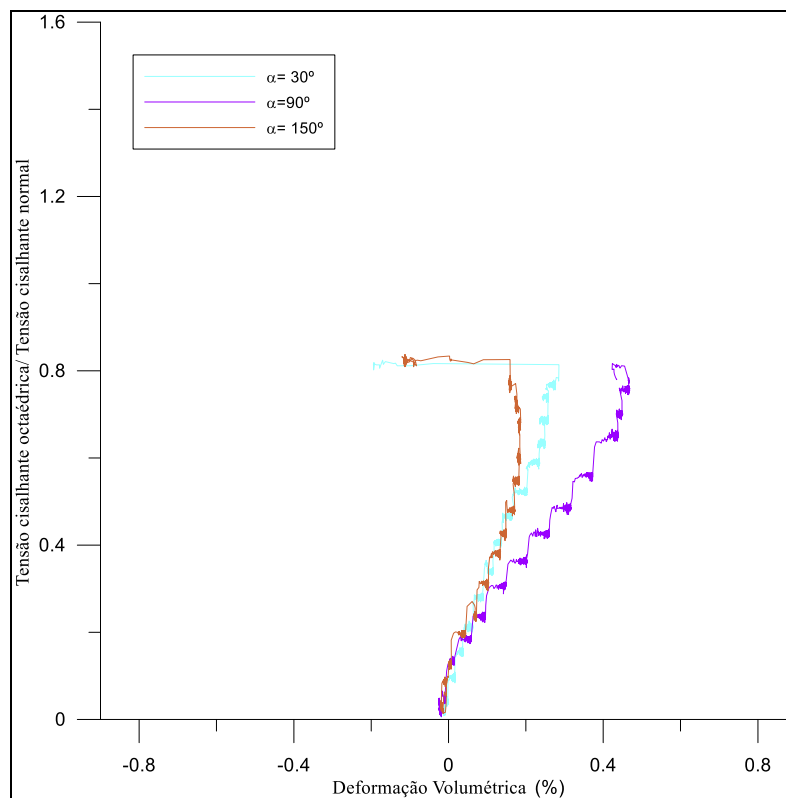


Figura 174 Deformação volumétrica pela tensão cisalhante octaédrica normalizada pela tensão normal octaédrica das amostras com  $\alpha=30^\circ$ ,  $90^\circ$  e  $120^\circ$  ( $b=0,5$ ).

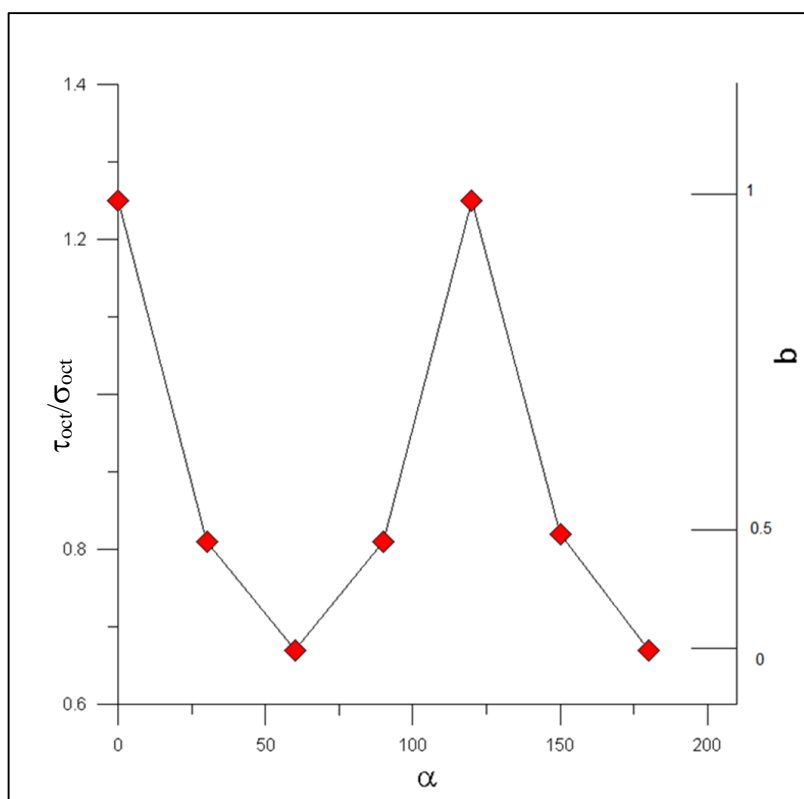


Figura 175- Variação no nível  $\tau_{oct}/\sigma_{oct}$  de ruptura com a variação de  $\alpha$  e  $b$ .

#### 4.4. AVALIAÇÃO DA ISOTROPIA DA MISTURA ATRAVÉS DE ENSAIO ULTRASSÔNICO.

Reddy (1991) afirma que devido ao método de execução das amostras, compactação em 3 camadas, as faces x e y apresentam as mesmas propriedades. Os resultados apresentados na Figura 176, para a razão entre o Módulo Oedométrico há pequenas deformações ( $M_0$ ) das faces x e y, e na Figura 177, para a razão entre Modulo de Cisalhamento há pequenas deformações ( $G_0$ ) das faces x e y, são praticamente iguais à unidade logo a afirmação de Reddy (1991) foi confirmada para a mistura areia- cinza volante-cal desde o estado fresco até 28 dias de cura. Conhecido que o material possui isotropia transversa para pequenas deformações, comparou-se  $M_0$  das faces x e z, como pode ser observado na Figura 178. Esta figura mostra que no estado fresco a amostra com  $14 \text{ kN/m}^3$  de peso específico seco não apresenta isotropia para pequenas deformações, porém com o aumento da cimentação, devido ao aumento do tempo de cura, a proximidade entre o  $M_0$  das faces x e z aumenta. Amostras com  $\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$  possuem relação entre o  $M_0$  das faces x e z igual à unidade no estado fresco. A Figura 179 mostra a relação entre o  $G_0$  das faces x e z, esta demonstra que a partir de 3 dias de cura as características destas faces são praticamente iguais.

Logo se pode constatar que a mistura areia-cinza volante- cal com  $\gamma_d=14 \text{ kN/m}^3$  apresenta somente isotropia transversa no estado fresco, porém a cimentação advinda das reações cinza-cal torna esta mistura isotrópica para pequenas deformações. Esta mistura compactada no peso específico de  $16 \text{ kN/m}^3$  apresenta isotropia para pequenas deformações ainda em estado fresca e esta é mantida com o aumento da cimentação.

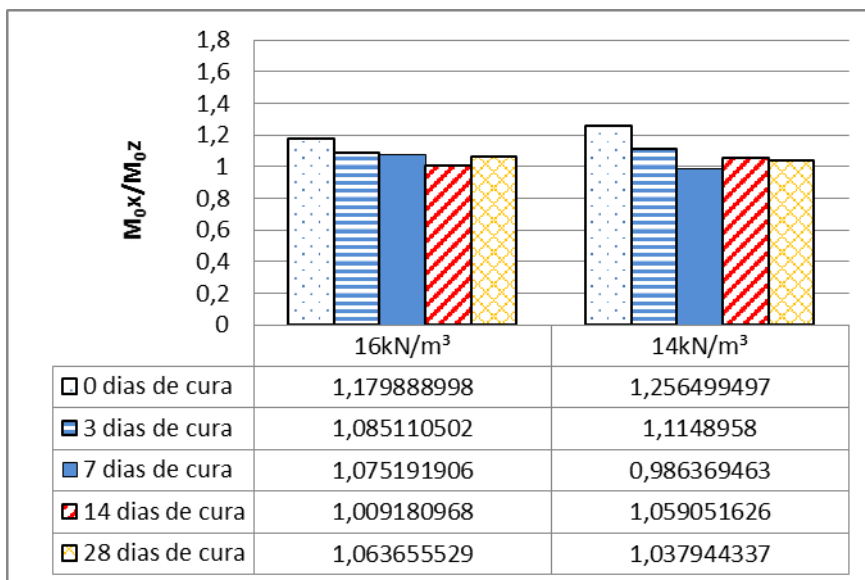


Figura 176-Razão entre  $M_0$  das faces x e y de amostras com 16 kN/m<sup>3</sup> e 14 kN/m<sup>3</sup> em diferentes tempos de cura.

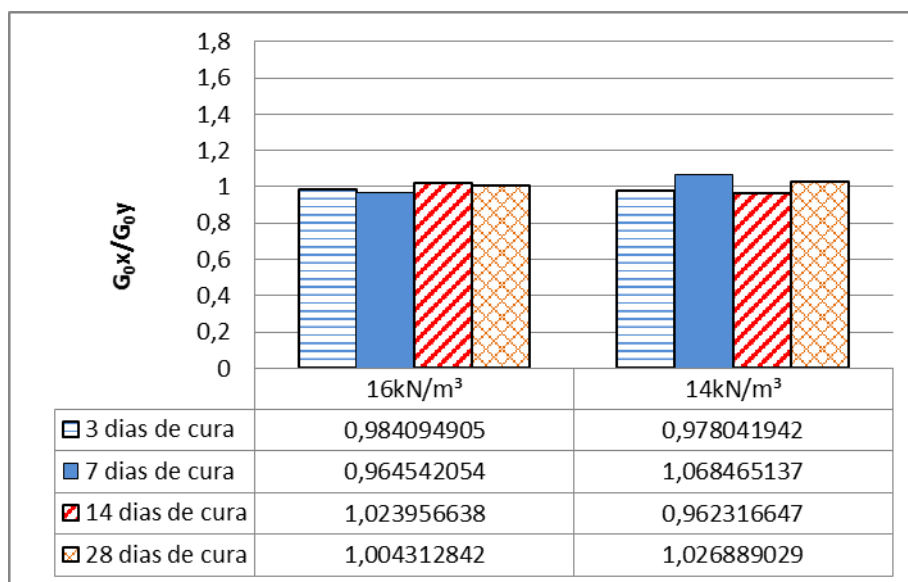


Figura 177- Razão entre  $G_0$  das faces x e y de amostras com 16 kN/m<sup>3</sup> e 14 kN/m<sup>3</sup> em diferentes tempos de cura.

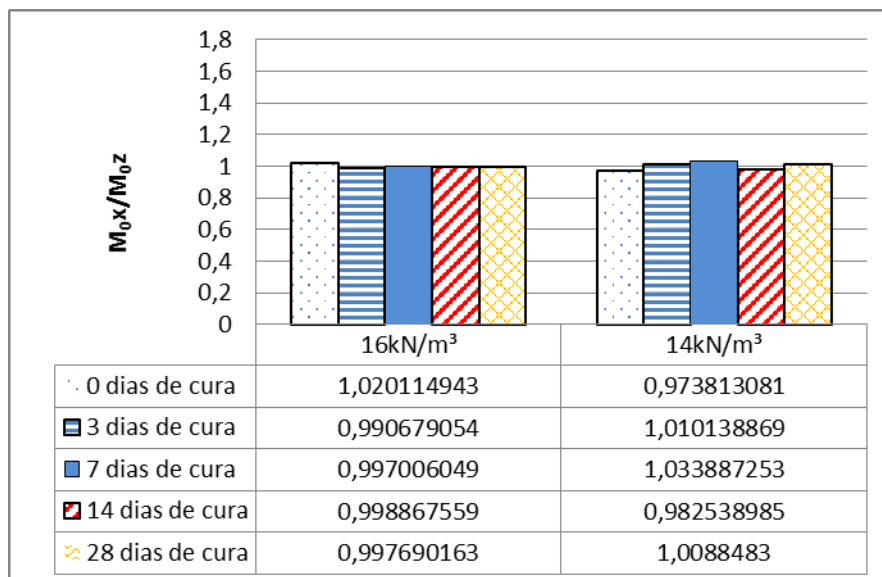


Figura 178- Razão entre  $M_0$  das faces x e z de amostras com 16 kN/m<sup>3</sup> e 14 kN/m<sup>3</sup> em diferentes tempos de cura.

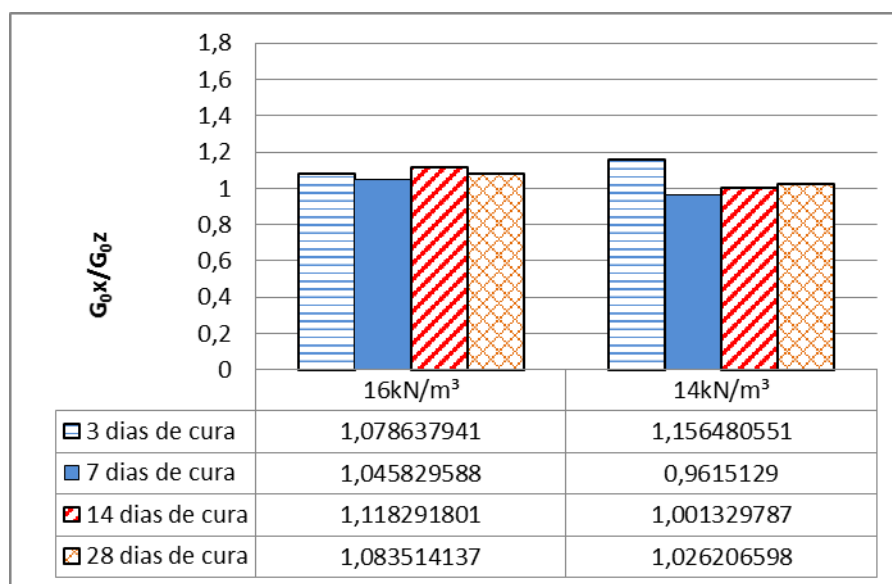


Figura 179- Razão entre  $G_0$  das faces x e z de amostras com 16 kN/m<sup>3</sup> e 14 kN/m<sup>3</sup> em diferentes tempos de cura.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1. CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados, dentro das condições e limites específicos deste estudo, as seguintes conclusões foram obtidas:

- **Influencia da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência da mistura estudada curada em diferentes temperaturas e por diferentes períodos;**

A relação da porosidade da mistura compactada e do teor de agente cimentante volumétrico ajustado por um expoente igual a 0,3, qual seja:  $[\eta/(L_{iv})^{0,3}]$ , mostrou-se a melhor maneira de obter uma correlação única que permita a previsão de comportamento das amostras curadas a todas as temperaturas, porosidades e teores de cal estudados. O uso deste coeficiente permitiu a obtenção de curvas que permitem o cálculo da temperatura máxima que influencia na resistência da mistura estudada para cada tempo de cura. Este coeficiente também permitiu a obtenção de uma equação capaz de determinar a resistência máxima que pode ser obtida em cada tempo de cura independente da temperatura de cura.

- **quanto à superfície de ruptura no plano octaédrico:**

O material possui superfície de ruptura no plano octaédrico não circular, próxima aos critérios de falha de Mohr-Coulomb, Willam-Warnke (3 Parâmetros), Willam-Warnke (5 Parâmetros), Lade e Kim, Lade e Kim (Gao e Zhao).

- **quanto à trajetória de tensões;**

A tensão de ruptura da mistura areia-cinza volante-cal depende da trajetória de tensão pois não pode ser completamente caracterizada com base nos invariantes  $I_1$  e  $J_2D$ .

- **quanto à isotropia na ruptura;**

A mistura estudada apresenta isotropia na ruptura pois amostras que seguem o mesmo caminho de tensões, porém em diferentes direções, apresentam mesmo nível de carregamento na falha.

- **Quanto à isotropia nas pequenas deformações;**

A mistura areia- cinza volante-cal apresenta isotropia nas pequenas deformações após as reações de cimentação.

## 5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTURO:

- criar um critério de ruptura com base nos resultados encontrados;
- avaliar a influência da densidade na isotropia das amostras;
- avaliar a influência da granulometria na isotropia da amostra;

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACAR, Y. B., and EL-TAHIR, E. A. **Low strain dynamic properties of artificially cemented sand.** Journal of Geotechnical Engineering, v.112, n.11.p.1001-1005. 1986
- ALDAOOD, A.; BOUSKER, M. , AL- MUKHTAR,M.; **Geotechnical properties of lime-treated gypseous soils.**Applied Clay Science, n. 88–89, p. 39-48. 2014
- ALVARADO, G., COOP, M. R. **On the Performance of Bender Elements in Triaxial Tests.** Géotechnique, London, v.62, n.1, p.1-17. 2012.
- AL-MUKHTAR, M.; LASLEDJ, A.; ALCOVER,J., **Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20 °C** Applied Clay Science, n.50, p. 191-198. 2010(a)
- AL-MUKHTAR, M.; LASLEDJ, A.; ALCOVER,J., **Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 50 °C** Applied Clay Science, n.50, p. 199-203. 2010(b)
- ARABI, M.; WILD, S., **Property changes induced in clay soils when using lime stabilization.** Municipal. Enginner. v.6, n.2 p. 85-99.1989
- ARABI, M.; WILD, S., **Microstructural development in cured soil-lime composites** Construction and Building Materials n.20, p. 497-503.1986
- ARGELIN, R. R. Influencia do Procedimento de Mistura de Cal Hidratada ao Solo no Comportamento do Sol Estabilizado para Fins de Pavimentação Rodoviária. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS TROPICAIS E PROCESSOS EROSIVOS NO CENTRO-OESTE, 3, 2005, Goiânia, **Anais...Goiania: CD-ROM,2005.**
- ARROYO, M., MUIR WOOD, D. & GREENIN, P.D. **Source near-field effects and pulse tests in soil samples.** *Géotechnique* Vol.53, No.3 pp. 337-345-2003
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770:** Solo coesivo-Determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:** Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984.



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo** – Determinação do limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rochas e solos – Terminologia: NBR 6502. Rio de Janeiro, 1995.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7175: Cal hidratada para argamassa - Especificação. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 8: Concreto: determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9604: Abertura de trincheira em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986

ATKINSON, J. H. **Non-linear soil stiffness in routine design**. Géotechnique, London, v.50, n.5, p.487-508, 2000.

BAIG, S., PICORNELL, M. & NAZARIAN, S. (1997). **Low strain shear moduli of cemented sands**. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 123, No. 6, 540-545.

BEHAK, L. **Estabilização de um Solo Sedimentar Arenoso do Uruguai com Cinza de Casca de Arroz e Cal**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.2007

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I.; TODRES, H., **Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime - A Critical Review of Literature**, PCA R&D Serial No. 2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois USA, 2003, 60 pages.

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, v.19, n. 4, p. 384-397, 1996.

BURLAND, J. B. **Small is beautiful – the stiffness of soils at small strains.** Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.26, p.499-516, 1989.

CAFARO, F.; COTECCHIA, F. **Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering.** Géotechnique 51, No. 5, 441-453. 2001.

CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2005..

CARRARO, J. A. H. **Utilização de Resíduos Industriais na Estabilização de um Solo Residual de Arenito.** 1997. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1997.

CHANG, T. S., and WOODS, R. D. **Effect of particle contact bondon shear modulus.** Journal of Geotechnical Engineering, v.118 n.8, p.1216–1233.

CLOUGH, G.W.; KÜCK, W.M.; KASALI, G. **Silicate-stabilized sands.** Journal of Geotechnical Engineering Division, New York, v.105, n.1, p.65-82, 1979.

CERRATI, J.A.P.; **Efeitos da adição de cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactadas.** 1979. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.1977.

CONSOLI, N. C.; JONANN, A.D. R.; GAUER, E.A. ; SANTOS, V. R.; MORETTO, R. L.; CORTE, M. B. **Key Parameters for Tensile and Compressive Strength of Silt-Lime Mixtures.** Géotechnique Letters, v. 2, p. 81-85, 2012.

CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; CARRARO, J. A. H.; HEINECK, K. S. **Behavior of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime Mixtures.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.127, n.9, p.774-782, 2001.

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, p.759-763, 2010.

CONSOLI,N.C.;CRUZ, R., VIANA DA FONSECA A.; COOP. M.; **Influence of cement-voids ratio on stress-dilatancy behaviour of artificially cemented sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.138, p.100-109, 2012.

CONSOLI, N. C.; SAMANIEGO, R.A.; VILLALBA,N.M.K; **Durability, Strength, and Stiffness of Dispersive Clay–Lime Blends.**Journal of Materials in Civil Engineering, New York: ASCE, v.136, p.759-763, 2016

CRISTELO, N. M. C. **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal.** Cabo Verde, 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Universidade do Minho Escola de Engenharia.

CRONST, F. **Estudo das Variáveis que Influenciam a Estabilização Química de um Solo Residual de Basalto Encontrado na Região de Ijuí-RS.** 2010. Trabalho de Conclusão – Curso de Engenharia Civil, UNIJUÍ, Ijuí. 2010.

CRUZ, R. C. **Análise e Controle de Resistência de uma Areia Artificialmente Cimentada.** 2006. 83p. Qualificação de Doutorado (Doutorado em Engenharia) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CUCCOVILLO, T. ; COOP, M. R. **Yielding and pre-failure deformation of structured sands.** Géotechnique, v.47, n. 3, p.491-508. 1997

DALLA ROSA, A. **Estudo dos Parâmetros-Chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal.** 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DALLA ROSA, F. THOMÉ, A. Análise da temperatura de cura como fator de influência na resistência de um solo estabilizado com resíduo industrial e cal. In: CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLOGIA EM ENGENHARIA E FEIRA DE PROTÓTIPOS, 16, 2001, Ijuí, **Anais...** Ijuí; CD-Rom. 2001.

DIAS, C.R.C. **Estudos de Misturas de Areia-asfalto e Cinza-cal para Emprego em Revestimentos de Vias Urbanas.** 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DIMOND, S.; KINTER, E. B. **Mechanisms of soil lime stabilization: an interpretive review.** Highway Research Record, Washington, n. 92, 1965

DRUCKER, D.C.; PRAGUER, W. **Soil mechanics and plastic analysis or limit design.** Applied Mathematic, v10, p157–165, 1952.

DYVIK, R.; MADHSUS, C. **Lab measurements of  $G_{max}$  using bender elements.** Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, Detroit, Michigan, p. 186-197, 1985.

EADES, J. L.; GRIM, R. E. **A Quicktest to Determine Lime Requirements for Lime Stabilization.** Highway Research Record, n.139, p.61-72. 1966.

FARIAS, M. M. (1986) **Construção e utilização de uma célula triaxial cúbica**. Rio de Janeiro, RJ: PUC, 1986, 177p. Dissertação (Mestrado em geotecnia) –Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

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

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**. 2003 Dissertação (Mestrado). FEUP- Universidade do Porto.

FERNANDEZ, A. L.; SANTAMARINA, J. C. **Effect of cementation on the small-strain parameters of sands**. Canadian Geotechnical. Journal. V.38,n. 1, p.191-199,2001.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INT. SYMO. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...**, Athens: Printed, 1993.

GAO, Z. and ZHAO, J. (2012). **Efficient Approach to Characterize Strength Anisotropy in Soils**. Journal of Engineering Mechanics,v.138, n.12, p.1447-1456.

GRIM, R.E. **Clay mineralogy**. New York: McGraw-Hill, 1953. 422p.

GUIMARÃES, José Epitácio Passos. **A cal – Fundamentos e aplicações na Engenharia Civil**. São Paulo: Pini, 1998.

GUTIERREZ, G. A. **Influence of late cementation on the Behaviour of Reservoir Sand**. 2007. 436 p.Thesis (Doctor of Philosophy in the Faculty of Engineering) – University of London, London.

HAMLIN, S. M. **Body wave propagation in an analogue granular material in a cubical cell apparatus**.2014. 282p. Thesis –(PhD) University of Bristol, Bristol.

HARTY, JR.; THOMPSON, M R. **Lime reactivity of tropical and subtropical soil**. **Highway Research Record**, Washington, n.442, p. 102-112, 1973.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 1, Soil Classification and compaction Tests**. London: Prentech Press, 339 p., 1980-a.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. London: Prentech Press, 402 p., 1980-b.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 3, Effective Stress Tests**. London: Prentech Press, 495 p., 1980-c.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. 2002 Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

HERRIN, M. i MITCHELL, H. **Lime-soil-mixtures. Highway Research Board Bulletin, Washington**, n.304, p.99-121, 1961.

HIGHT, D.W.; JARDINE, R.J. **Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks**. Rotterdam: A.A. Balkema, p.533-552, 1993.

HILT, G. H.; DAVIDSON, D. T. **Lime Fixation in Clayey Soils**. Highway Research Board, Washington, D.C., n.262, p.20-32. 1960.

HIRD, C. & CHAN, C. **One-Dimensional Compression Tests on Stabilized Clays Incorporating Shear Wave Velocity Measurements**. Geotechnical Testing Journal. V 31, n. 2, p-166-174. 2008.

INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sidney: Butterworths, 1972. 374p

JARDINE, R.J.; POTTS, D.M.; FOURIE, A.B.; BURLAND, J.B. **Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction**. Géotechnique, v.36, n.3, p.377-396, 1986.

JOVICIC V., COOP, M.R. and SIMIC,. **Objective criteria for determining  $G_{max}$  from bender element tests**. Géotechnique, vol 46,n 2, p. 357-362 ,1996

KANIRAJ, S.R.; HAVANAGI, V. Fly ash and fly ash-soil mixture for embankment construction. In.: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996 Osaka. **Proceedings...** Osaka: printed.1996

KONGSUKPRASERT, L.;SANO, Y; TATSUAKA, F; Compaction-induced anisotropy in the strength and deformation characteristic of cement-mixed gravelly soil. In: SOIL STRESS STRAIN BEHAVIOR:MEASUREMENT, MODELING AND ANALYSIS GEOTECHNICAL SYMPOSIUM, 2006, Rome. **Proceedings...**, Rome, Printed, 2006.

KO, H. Y.; SCOTT, R. F. A New Soil Testing Apparatus. *Geotechnique*,v.17, n. 40, p 40-57,1967.

LADE, P. V. **Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces**. *International Journal of Solids and Structures*, v.13, n. 11, p1019-1035. 1977.

LADE, P. V.;DUNCAN, J. M., **Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil**. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v.101,n.10, p. 1037-1053, 1975.

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.

LONG, R. **The Improvement of Ultrasonic Apparatus for the Routine Inspection of Concrete**. 2000. Thesis (PhD)– Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul,Porto Alegre.

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Metodologia de Previsão do Comportamento Mecânico de Solos Tratados com Cal**. 2011. Tese (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LOVATO, R. S. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MARCIALIS, A.; MASSIDDA, L.; SANNA, U; **Low Temperature Steam Curing Hydration of Lime- Fly-Ash Compacts**. *Cement and Concrete Research*, v.13, p. 887-894. 1983.

MALLMANN, J.E.C. **Estabilização pozolânica de cinzas volantes e pesadas com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante.**, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul,Porto Alegre.

MARINHO, F. A. M. A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: printed, 1995.

MATSUAKA, H., NAKA T., **Stress-deformation and strength characteristics of soil under different principal stresses.** Proceedings of JSCE, n.232, p. 59–70,1974.

MATEUS, M., 1964. **Soil-lime stabilization of soils for highway purposes - final report.** Illinois High. Engng. Series, No. 25.

MINNICK, L. J. Reactions of hydrated lime with pulverized coal fly ash. In: FLY ASH UTILIZATION, 1967, Pittsburgh. **Proceedings...** Pittsburgh: printed, 1967.

MOORE, R. K., KENNEDY, T. W. and HUDSON, W. R. **Factors affecting the tensile strength of cement-treated materials.** Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects, v. 315,p. 64–80. 1970.

MORSY, M. S. **Effect of temperature on hidration kinetics and stability of hidration phases of metakaolin-lime sludge-silica fume system.** Ceramics – Silikáty, Munich n.49, p. 225-229. 2005.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização Físico-química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação.** 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PORCINI, D.,MARCIANO, V.,GRANATA, R. **Static and dynamic properties of a lightly cemented silicate-grouted sand.** Canadian Geotechnical Journal, Ottawa,v. 49,p 1117–1133, 2012.

PRUSINSKI, J.R.; BHATTACHARJA, S. **Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils.** Transportation Research Record, Washington, D.C., n. 1652, p.215-227, 1999.

RANJA,J. L., AZENHA, M., SOUSA, C., FERREIRA, C.,. **Comparison Between Different Experimental Techniques for Stiffness Monitoring of Cement Pastes.** Journal of Advanced Concrete Technology.v. 12. n. 2 p. 46-61. 2014.

REDDY, K. **Behavior of cemented sand under three-dimensional loading.** 1990. , Civil Engineering, Illinois Institute of Technology, Chicago.

REIS, R. M., (2004). **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss.** Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos.

RIOS, S.; Fonseca, A.V.; BAUDET, B.A.; **On the shearing behaviour of an artificially cemented soil.** Acta Geotechnica, Berlin n. 9, 215–226. 2014

ROGERS, C. D. F., GLENDINNING, S., AND ROFF, T. E. J. **Lime modification of clay soils for construction expediency.** Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, v. 125, p. 242-249, 1997.

ROHLFES Jr, J. A. **Comportamento de um solo cimentado e suas aplicações em engenharia de fundações** 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ROJÁS, M. F. **Study of hydrated phases present in a MK–lime system cured at 60 °C and 60 months of reaction.** Cement and Concrete Research, Lausanne n.36, p. 827–831 2006.

ROJÁS, M. F.; CABRERA, J. **Influence of MK on the reaction kinetics in MK/lime and MK-blended cement systems at 20°C.** Cement and Concrete Research, Lausanne n.31, p. 519-527. 2000

ROJÁS, M. F.; CABRERA, J. **The effect of temperature on the hydration rate and stability of the hydration phases of metakaolin–lime–water systems.** Cement and Concrete Research, Lausanne n.32, p. 133-138. 2001

SANTAMARINA, J., KLEIN, A. and FAM, M., 2001. **Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring.** Journal of Soils and Sediments, v.1, n 2, p.130, 2001.

SAXWNA. S. K., AVRAMIDIS. A. S., and REDDY. K. R. **Dynamic moduli and damping ratios for cemented sands at low strains.** Canadian Geotechnical Journal. Ottawa. v.25,n.2, p. 353-368,1988.

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

SERAFINI, L. **Estabilização de Solos com o Uso da Cal Hidratada.** 2002. Trabalho de Conclusão – Curso de Engenharia Civil, UPF, Passo Fundo.2002.

SHARMA, S. S. & FAHEY, M. **Deformation characteristics of two cemented calcareous soil.** Canadian Geotechnical Journal. Ottawa. v. 41, n. 6, p.1139-1151. 2004.



SILVANI, C. **Influência da Temperatura de Cura da Mistura Areia-Cinza Volante - Cal.** 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SPINELLI, L.F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados.** 1999. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

TATSUOKA, F.; JARDINE, R.J.; LO PRESTI, D.; DI BENEDETTO, H.; KODAKA, T. Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials – theme lecture. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14. 1997 Hamburg, **Proceedings...** Hamburg: printed 1997

THOMÉ, A. **Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais.** 1999. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

THOMÉ, A. **Estudo do Comportamento de um Solo Mole Tratado com Cal, Visando seu Uso em Fundações Superficiais.** 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

THOMPSON, M. R. **Shear strength and elastic properties of lime soil mixtures.** Highway Research Record, Washington, 11.139, p.1- 14, 1966.

TOMAZELLI, L. J.; VILLWOCK, J. A. **Mapeamento geológico de planícies costeiras: o exemplo da costa do Rio Grande do Sul.** Gravel. Porto Alegre. ISSN 1678-5975. n. 03, p. 109-116. 2005.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD **The stabilization, reaction, properties, design and construction.** Washington, 1987. (State of the Art Report, 5 ).

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

WILD, S., ARABI, M., LENG- WARD, G. **Soil-Lime Reaction and Microstructural Development at Elevated Temperatures,** Clay Minerals, v. 21, p.279-292, 1986

WILLIAMS, H. S. **Development of a True Triaxial Apparatus for Soil.** 2001 Thesis - The Department of Civil and Environmental Engineering. Louisiana State University. Louisiana.

WILLIAM, K. J.; WARNKE, E. P., Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION OF BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERS SENIBAE ON CONCRETE STRUCTURES SUBJECTED TO TRIAXIAL STRESS, 1974, Bergamo, **Proceedings...** Bergamo: printed, 1975

YAMASHITA, S., KAWAGUCHI, T., NAKATA, Y., MIKAMI, T., FUJIWARA, T. & SHIBUUA, S. **International Parallel Test on the Measurement of Gmax Using Bender Elements**. Organized by TC-29. ISSMGE TC-29 Report. 2000

YUN, T. S. e SANTAMARINA, J. C. **Decementation, Softening, and Collapse: Changes in Small-Strain Shear Stiffness in  $k_0$  Loading**. Journal Geotechnical Geoenvironmental. v.131, n. 3, p. 350-358. 2005.

ZHOU, C., YIN, J., MING, P. **Bearing capacity and settlement of weak fly ash ground improved using lime – fly ash or stone columns**. Canadian Geotechnical Journal. v.39, p 585–596, 2002.

**APÊNDICE A – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 20°C**

Tabela A.1 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 1 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
1	3%	15.77%	1.39	46.00	36.30	37.14	1.63	28.23	30
2	3%	14.79%	1.38	46.43	33.60	37.62	1.62	28.71	31
3	3%	15.62%	1.40	45.85	36.14	36.96	1.63	28.05	32
4	3%	14.34%	1.51	41.54	37.78	32.45	1.76	23.54	33
5	3%	14.20%	1.49	42.36	36.50	33.26	1.74	24.36	34
6	3%	14.00%	1.50	42.03	36.36	32.93	1.75	24.02	35
7	3%	14.19%	1.60	37.94	41.59	29.16	1.87	20.25	36
8	3%	14.68%	1.58	38.70	42.07	29.82	1.85	20.92	37
9	3%	15.62%	1.58	38.84	44.59	29.95	1.85	21.04	38
10	5%	13.98%	1.40	45.91	32.44	22.53	2.67	17.20	39
11	5%	14.31%	1.41	45.34	33.79	22.14	2.70	16.81	40
12	5%	14.16%	1.51	41.59	37.36	19.82	2.88	14.46	42
13	5%	14.47%	1.50	41.98	37.84	19.99	2.86	14.66	42
14	5%	14.45%	1.51	41.60	38.22	19.77	2.88	14.44	42
15	5%	14.59%	1.57	39.24	41.42	18.42	3.00	13.09	45
16	5%	13.85%	1.58	38.68	39.98	18.12	3.03	12.78	46
17	5%	14.45%	1.58	38.75	41.61	18.15	3.02	12.82	47
18	7%	14.11%	1.41	45.21	33.62	15.97	3.71	12.17	48
19	7%	13.89%	1.49	42.29	36.19	14.61	3.91	10.81	51
20	7%	14.16%	1.48	42.60	36.54	14.74	3.89	10.95	52
21	7%	14.28%	1.48	42.69	36.77	14.79	3.88	10.99	53
22	7%	13.96%	1.49	42.31	36.35	14.62	3.91	10.82	52
23	7%	14.48%	1.58	38.86	41.83	13.17	4.14	9.38	52
24	7%	14.00%	1.60	37.91	41.62	12.80	4.21	9.01	56

Tabela A.2 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 3 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
25	3%	18.13%	1.38	45.00	41.26	37.55	1.62	27.80	25
26	3%	13.61%	1.41	45.16	32.15	36.19	1.66	27.29	25
27	3%	14.16%	1.42	45.09	33.52	36.12	1.66	27.21	25
28	3%	14.03%	1.50	42.00	36.46	32.90	1.75	23.99	32
29	3%	13.44%	1.51	41.62	35.32	32.53	1.76	23.62	32
30	3%	13.68%	1.51	41.52	36.06	32.43	1.76	23.52	32
31	3%	14.21%	1.58	38.69	40.74	29.82	1.85	20.91	35
32	3%	13.75%	1.59	38.18	40.03	29.37	1.87	20.47	35
33	3%	14.02%	1.58	38.76	40.11	29.88	1.85	20.97	35
34	5%	13.93%	1.41	45.29	32.95	22.11	2.70	16.78	30
35	5%	13.57%	1.41	45.30	32.09	22.12	2.70	16.79	30
36	5%	13.65%	1.43	44.70	32.87	21.71	2.73	16.38	30
37	5%	14.16%	1.51	41.59	37.47	19.76	2.88	14.43	35
38	5%	14.47%	1.50	41.98	37.84	19.99	2.86	14.66	35
39	5%	14.45%	1.51	41.60	38.22	19.77	2.88	14.44	35
40	5%	14.00%	1.58	38.74	40.34	18.15	3.02	12.82	37
41	5%	12.21%	1.62	38.00	36.66	17.42	3.09	12.30	37
42	5%	14.90%	1.58	38.62	43.08	18.08	3.03	12.75	37
43	7%	14.00%	1.43	44.71	33.89	15.73	3.75	11.93	35
44	7%	13.90%	1.42	44.93	33.43	15.83	3.73	12.03	35
45	7%	13.83%	1.42	44.93	33.23	15.84	3.73	12.04	35
46	7%	14.86%	1.48	42.53	38.45	14.71	3.90	10.92	38
47	7%	14.00%	1.50	41.93	36.87	14.45	3.94	10.65	38
48	7%	14.00%	1.49	42.33	36.43	14.63	3.91	10.83	35
49	7%	13.20%	1.60	37.80	39.37	12.76	4.22	8.97	41
50	7%	14.25%	1.60	38.09	42.13	12.87	4.20	9.08	41
51	7%	14.00%	1.59	38.22	41.23	12.93	4.19	9.13	41

Tabela A.3 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 7 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
52	3%	13.91%	1.41	45.29	32.72	36.34	1.65	27.43	38
53	3%	13.70%	1.41	45.48	32.03	36.55	1.65	27.65	38
54	3%	14.06%	1.42	45.08	33.28	36.11	1.66	27.20	38
55	3%	15.92%	1.47	43.08	40.05	33.98	1.72	25.08	41
56	3%	13.98%	1.48	42.75	35.52	33.65	1.73	24.74	41
57	3%	13.98%	1.60	37.89	41.05	29.13	1.87	20.22	48
58	3%	13.82%	1.59	38.21	40.18	29.40	1.86	20.49	48
59	5%	14.45%	1.40	45.65	33.80	22.35	2.68	17.02	40
60	5%	13.59%	1.42	45.06	32.36	21.95	2.71	16.62	40
61	5%	13.79%	1.41	45.27	32.65	22.09	2.70	16.76	40
62	5%	14.48%	1.50	42.05	37.78	20.04	2.86	14.70	44
63	5%	14.41%	1.50	42.03	37.62	20.03	2.86	14.70	44
64	5%	13.97%	1.50	41.78	36.75	19.88	2.87	14.54	44
65	5%	11.88%	1.62	37.34	44.46	13.97	3.46	10.79	57
66	5%	13.59%	1.60	38.02	51.30	13.85	3.47	10.94	58
67	7%	14.24%	1.42	44.91	34.24	15.83	3.73	12.03	42
68	7%	13.65%	1.50	41.96	35.91	14.46	3.93	10.67	47
69	7%	14.44%	1.49	42.35	37.55	14.63	3.91	10.84	47
70	7%	13.94%	1.60	38.16	41.11	12.90	4.19	9.10	60
71	7%	14.40%	1.59	38.28	42.32	12.95	4.18	9.15	61

## **APÊNDICES B – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 35°C**

Tabela B.1 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 1 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
72	3%	14.17%	1.40	45.65	32.98	36.74	1.64	27.83	29
73	3%	14.17%	1.41	45.36	33.26	36.42	1.65	27.51	28
74	3%	14.43%	1.41	45.54	33.69	36.62	1.64	27.71	29
75	3%	13.77%	1.48	42.47	35.28	33.37	1.74	24.46	31
76	3%	14.03%	1.49	42.08	36.37	32.98	1.75	24.08	31
77	3%	14.15%	1.50	41.88	36.89	32.79	1.75	23.88	33
78	3%	13.59%	1.59	38.35	39.34	29.52	1.86	20.61	36
79	3%	13.50%	1.59	38.37	39.07	29.53	1.86	20.63	34
80	3%	14.45%	1.59	38.49	41.69	29.64	1.86	20.73	36
81	5%	13.73%	1.40	45.54	32.22	22.28	2.69	16.95	31
82	5%	14.52%	1.38	46.00	33.13	22.92	2.64	17.42	30
83	5%	14.15%	1.40	45.63	33.11	22.34	2.68	17.01	30
84	5%	14.48%	1.50	42.05	37.78	20.04	2.86	14.70	33
85	5%	14.41%	1.50	42.03	37.62	20.03	2.86	14.70	37
86	5%	13.97%	1.50	41.78	36.75	19.88	2.87	14.54	37
87	5%	13.86%	1.58	38.82	39.83	18.19	3.02	12.86	40
88	5%	14.29%	1.58	38.85	41.03	18.21	3.02	12.88	40
89	5%	14.10%	1.58	38.63	40.77	18.09	3.03	12.76	40
90	7%	14.00%	1.39	45.97	32.59	16.35	3.66	12.55	33
91	7%	14.01%	1.41	45.53	33.05	16.13	3.69	12.33	33
92	7%	13.98%	1.41	45.32	33.21	16.02	3.71	12.23	33
93	7%	13.90%	1.51	41.30	37.30	14.18	3.98	10.38	42
94	7%	14.50%	1.48	42.49	37.55	14.70	3.90	10.90	43
95	7%	14.12%	1.51	41.41	37.77	14.23	3.97	10.43	47
96	7%	14.81%	1.56	39.48	42.00	13.42	4.10	9.62	54
97	7%	14.14%	1.59	38.50	41.28	13.03	4.17	9.23	54
98	7%	13.99%	1.59	38.53	40.82	13.04	4.17	9.25	55



Tabela B.2 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 3 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
99	3%	13.18%	1.40	45.01	30.68	36.74	1.64	27.44	36
100	3%	14.51%	1.40	45.02	33.79	36.72	1.64	27.43	36
101	3%	13.24%	1.41	44.99	31.14	36.35	1.65	27.26	36
102	3%	13.27%	1.51	42.01	34.95	32.45	1.76	23.80	41
103	3%	13.92%	1.49	41.99	35.79	33.24	1.74	23.56	41
104	3%	13.57%	1.61	38.00	40.08	28.94	1.88	20.20	44
105	3%	13.93%	1.58	38.00	40.09	29.71	1.85	20.50	49
106	3%	13.33%	1.60	38.00	38.98	29.24	1.87	20.32	46
107	5%	13.48%	1.41	45.18	31.98	22.03	2.71	16.70	70
108	5%	13.46%	1.42	45.10	32.01	21.98	2.71	16.65	69
109	5%	14.16%	1.50	41.69	37.36	19.82	2.88	14.49	83
110	5%	14.45%	1.51	41.60	38.22	19.77	2.88	14.44	90
111	5%	13.90%	1.59	38.39	40.46	17.96	3.04	12.63	102
112	5%	13.67%	1.59	38.49	39.67	18.02	3.03	12.68	105
113	5%	13.77%	1.59	38.52	39.93	18.03	3.03	12.70	102
114	7%	14.00%	1.40	45.63	32.94	16.18	3.69	12.38	76
115	7%	14.00%	1.40	45.63	32.94	16.18	3.69	12.38	78
116	7%	13.90%	1.50	41.73	36.82	14.36	3.95	10.57	125
117	7%	14.50%	1.49	42.36	37.70	14.64	3.91	10.84	136
118	7%	14.04%	1.59	38.29	41.26	12.95	4.18	9.15	159
119	7%	13.95%	1.58	38.64	40.57	13.09	4.16	9.29	163

Tabela B.3 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 7 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
120	3%	14.07%	1.41	45.28	33.12	36.32	1.65	27.42	83
121	3%	14.41%	1.40	45.65	33.53	36.74	1.64	27.83	77
122	3%	14.74%	1.42	44.96	35.03	35.97	1.66	27.07	81
123	3%	14.17%	1.49	42.34	36.44	33.24	1.74	24.33	106
124	3%	13.99%	1.49	42.43	35.89	33.33	1.74	24.42	106
125	3%	13.83%	1.49	42.30	35.62	33.20	1.74	24.29	109
126	3%	14.32%	1.58	38.71	41.03	29.83	1.85	20.92	147
127	3%	14.06%	1.59	38.54	40.50	29.69	1.85	20.78	152
128	3%	14.16%	1.59	38.56	40.75	29.71	1.85	20.80	142
129	5%	14.24%	1.41	45.46	33.51	22.22	2.69	16.89	132
130	5%	14.14%	1.41	45.49	33.22	22.25	2.69	16.92	137
131	5%	14.12%	1.41	45.44	33.24	22.21	2.69	16.88	132
132	5%	14.16%	1.50	41.69	37.36	19.82	2.88	14.49	201
133	5%	14.45%	1.51	41.60	38.22	19.77	2.88	14.44	190
134	5%	14.12%	1.59	38.20	41.34	17.86	3.05	12.53	213
135	5%	14.05%	1.59	38.48	40.80	18.01	3.04	12.68	223
136	5%	13.53%	1.64	38.20	41.84	16.91	3.14	12.16	213
137	7%	14.18%	1.40	45.67	33.31	16.20	3.68	12.40	170
138	7%	14.63%	1.40	45.66	34.40	16.19	3.68	12.39	182
139	7%	14.90%	1.49	42.31	38.79	14.62	3.91	10.82	206
140	7%	14.14%	1.49	42.29	36.83	14.61	3.91	10.81	211
141	7%	14.44%	1.58	38.92	41.65	13.20	4.14	9.40	244
142	7%	14.19%	1.58	38.73	41.15	13.12	4.15	9.33	250
143	7%	13.97%	1.51	41.42	37.36	14.23	3.97	10.43	255

## **APÊNDICES C – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 50°C**

Tabela C.1 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 1 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
144	3%	13.90%	1.40	45.80	32.21	36.91	1.64	28.00	32
145	3%	15.10%	1.37	46.89	33.83	38.17	1.60	29.26	32
146	3%	14.86%	1.38	46.52	33.65	37.74	1.61	28.83	33
147	3%	14.13%	1.49	42.16	36.55	33.06	1.75	24.15	34
148	3%	13.68%	1.51	41.54	36.05	32.45	1.76	23.54	35
149	3%	13.67%	1.51	41.44	36.11	32.36	1.77	23.45	36
150	3%	13.61%	1.58	38.81	38.89	29.92	1.85	21.02	36
151	3%	14.05%	1.58	38.68	40.30	29.81	1.85	20.90	39
152	5%	14.11%	1.40	45.56	33.09	22.29	2.69	16.96	37
153	5%	13.57%	1.40	45.80	31.60	22.45	2.67	17.12	37
154	5%	13.49%	1.42	44.92	32.27	21.86	2.72	16.53	37
155	5%	14.16%	1.50	41.69	37.36	19.82	2.88	14.49	42
156	5%	14.45%	1.51	41.60	38.22	19.77	2.88	14.44	42
157	5%	13.99%	1.57	39.03	39.96	18.31	3.01	12.98	46
158	5%	13.63%	1.58	38.91	39.06	18.24	3.01	12.91	46
159	5%	13.47%	1.58	38.64	38.94	18.09	3.03	12.76	46
160	7%	13.54%	1.41	45.52	31.97	16.13	3.69	12.33	44
161	7%	13.81%	1.42	45.03	33.10	15.88	3.73	12.08	44
162	7%	13.48%	1.50	41.91	35.54	14.44	3.94	10.64	49
163	7%	13.67%	1.50	41.97	35.96	14.47	3.93	10.67	52
164	7%	13.56%	1.57	38.96	39.06	13.21	4.14	9.42	52
165	7%	14.01%	1.57	39.03	40.27	13.24	4.13	9.44	55

Tabela C.2 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 3 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
166	3%	14.36%	1.40	45.71	33.36	36.80	1.64	27.90	64
167	3%	14.00%	1.43	44.45	33.79	35.43	1.68	26.52	56
168	3%	14.00%	1.43	44.71	33.53	35.70	1.67	26.79	48
169	3%	14.02%	1.50	41.84	36.60	32.75	1.76	23.84	99
170	3%	13.83%	1.49	42.15	35.78	33.05	1.75	24.14	82
171	3%	14.04%	1.49	42.37	36.09	33.26	1.74	24.36	74
172	3%	13.97%	1.59	38.31	40.50	29.49	1.86	20.58	136
173	3%	14.19%	1.58	38.61	40.79	29.75	1.85	20.84	125
174	5%	14.05%	1.43	44.50	34.04	21.58	2.74	16.25	128
175	5%	14.09%	1.41	45.36	33.24	22.16	2.70	16.83	137
176	5%	14.22%	1.42	44.97	33.96	21.89	2.72	16.56	133
177	5%	14.16%	1.50	41.69	37.36	19.82	2.88	14.49	216
178	5%	14.47%	1.50	41.98	37.84	19.99	2.86	14.66	247
179	5%	14.00%	1.60	38.05	41.17	17.78	3.06	12.45	214
180	5%	13.87%	1.61	37.55	41.39	17.52	3.08	12.19	259
181	5%	14.33%	1.58	38.94	41.03	18.26	3.01	12.93	234
182	7%	13.94%	1.41	45.30	33.13	16.02	3.71	12.22	187
183	7%	14.56%	1.38	46.43	33.42	16.58	3.63	12.78	185
184	7%	14.10%	1.40	45.57	33.23	16.15	3.69	12.35	181
185	7%	14.51%	1.49	42.43	37.64	14.67	3.90	10.87	239
186	7%	14.14%	1.50	41.91	37.27	14.44	3.94	10.64	236
187	7%	13.92%	1.49	42.10	36.48	14.52	3.93	10.72	245
188	7%	13.76%	1.59	38.40	40.31	12.99	4.18	9.20	321
189	7%	14.11%	1.58	38.66	41.00	13.10	4.16	9.30	351
190	7%	13.58%	1.58	38.61	39.52	13.08	4.16	9.28	352

Tabela C.3 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 7 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
191	3%	13.56%	1.42	44.77	32.40	35.77	1.67	26.86	100
192	3%	13.53%	1.43	44.49	32.62	35.46	1.68	26.56	93
193	3%	14.16%	1.41	45.17	33.44	36.20	1.65	27.29	112
194	3%	14.12%	1.49	42.14	36.54	33.04	1.75	24.13	160
195	3%	13.58%	1.50	41.77	35.54	32.68	1.76	23.77	142
196	3%	13.20%	1.61	37.53	39.17	28.82	1.89	19.91	294
197	3%	13.63%	1.60	38.12	39.75	29.32	1.87	20.41	256
198	5%	13.05%	1.41	45.40	30.76	22.18	2.69	16.85	135
199	5%	14.55%	1.38	46.59	33.07	23.01	2.64	17.68	128
200	5%	13.17%	1.42	45.13	31.31	22.00	2.71	16.67	179
201	5%	13.23%	1.61	37.67	39.36	17.58	3.08	12.25	400
202	5%	13.32%	1.59	38.21	38.99	17.87	3.05	12.54	371
203	5%	13.39%	1.62	37.36	40.20	17.42	3.09	12.09	443
204	5%	13.46%	1.51	41.69	37.36	19.82	2.88	14.49	321
205	5%	13.61%	1.49	41.98	37.84	19.99	2.86	14.66	315
206	7%	14.38%	1.39	46.04	33.41	16.39	3.66	12.59	227
207	7%	14.41%	1.40	45.77	33.75	16.25	3.68	12.45	216
208	7%	14.04%	1.48	42.44	36.40	14.68	3.90	10.88	457
209	7%	14.10%	1.50	41.76	37.34	14.37	3.95	10.58	446
210	7%	13.76%	1.58	38.70	39.94	13.11	4.16	9.31	650
211	7%	13.82%	1.58	38.68	40.15	13.10	4.16	9.30	644
212	7%	13.16%	1.58	38.90	37.97	13.19	4.14	9.39	575

## **APÊNDICES D – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 65°C**

Tabela D.1 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 3 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
213	3%	13.74%	1.41	45.30	32.33	36.35	1.65	27.44	70
214	3%	13.98%	1.41	45.44	32.73	36.51	1.65	27.60	70
215	3%	14.34%	1.40	45.60	33.41	36.69	1.64	27.78	70
216	5%	14.06%	1.41	45.46	33.08	22.23	2.69	16.90	221
217	5%	14.45%	1.40	45.62	33.83	22.33	2.68	17.00	246
218	7%	14.45%	1.40	45.75	33.88	16.24	3.68	12.44	300
219	7%	13.55%	1.41	45.21	32.29	15.97	3.71	12.18	282
220	7%	13.71%	1.40	45.63	32.25	16.18	3.69	12.38	326
221	3%	13.91%	1.50	42.02	36.11	32.93	1.75	24.02	164
222	3%	14.30%	1.50	41.80	37.37	32.70	1.76	23.80	199
223	5%	14.37%	1.50	41.92	37.65	19.96	2.87	14.63	237
224	5%	13.96%	1.50	41.81	36.70	19.89	2.87	14.56	268
225	5%	13.27%	1.51	41.33	35.40	19.61	2.89	14.28	256
226	7%	13.41%	1.51	41.37	35.92	14.21	3.97	10.41	368
227	7%	14.16%	1.50	41.76	37.50	14.38	3.95	10.58	321
228	7%	13.85%	1.51	41.61	36.84	14.31	3.96	10.51	364
229	3%	14.42%	1.60	38.14	42.03	29.34	1.87	20.43	221
230	3%	13.78%	1.61	37.79	40.56	29.04	1.88	20.13	257
231	3%	13.83%	1.61	37.64	40.89	28.91	1.88	20.00	254
232	5%	13.72%	1.61	37.77	40.70	17.63	3.07	12.30	490
233	5%	13.80%	1.60	38.01	40.63	17.76	3.06	12.43	259
234	5%	14.23%	1.59	38.21	41.66	17.86	3.05	12.53	363
235	7%	13.36%	1.62	37.39	40.32	12.61	4.24	8.81	434
236	7%	13.70%	1.61	37.73	40.93	12.74	4.22	8.94	494
237	7%	13.70%	1.61	37.58	41.14	12.68	4.23	8.88	523



Tabela D.2 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 7 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
238	3%	13.65%	1.41	45.28	32.12	36.32	1.65	27.42	124
239	3%	14.43%	1.40	45.72	33.51	36.82	1.64	27.91	90
240	3%	14.14%	1.40	45.56	33.01	36.64	1.64	27.73	120
241	5%	14.70%	1.40	45.79	34.23	22.45	2.67	17.12	175
242	5%	13.93%	1.41	45.39	32.86	22.18	2.69	16.85	160
243	7%	14.66%	1.40	45.87	34.23	16.30	3.67	12.50	246
244	7%	14.30%	1.40	45.60	33.67	16.17	3.69	12.37	241
245	3%	14.13%	1.50	41.76	36.96	32.67	1.76	23.76	120
246	3%	14.29%	1.49	42.13	36.98	33.04	1.75	24.13	120
247	5%	14.15%	1.50	42.01	36.98	20.01	2.86	14.68	300
248	5%	14.23%	1.50	41.94	37.25	19.97	2.86	14.64	307
249	5%	14.19%	1.50	41.95	37.16	19.98	2.86	14.64	305
250	7%	14.13%	1.51	41.62	37.57	14.32	3.96	10.52	527
251	7%	13.96%	1.51	41.64	37.09	14.32	3.96	10.53	506
252	3%	13.80%	1.60	37.90	40.82	28.90	1.88	20.13	230
253	3%	14.00%	1.60	37.91	41.06	29.14	1.87	20.23	220
254	3%	14.18%	1.60	38.02	41.55	29.18	1.87	20.31	230
255	5%	14.19%	1.60	37.99	41.80	17.75	3.06	12.42	429
256	5%	14.34%	1.60	37.97	42.27	17.74	3.06	12.41	440
257	7%	13.52%	1.61	37.52	40.65	12.66	4.24	8.86	664
258	7%	13.70%	1.61	37.62	41.07	12.70	4.23	8.90	586
259	7%	13.52%	1.61	37.52	40.66	12.66	4.23	8.86	748

## **APÊNDICES E – DADOS DOS CORPOS-DE-PROVA CURADOS A 80°C**

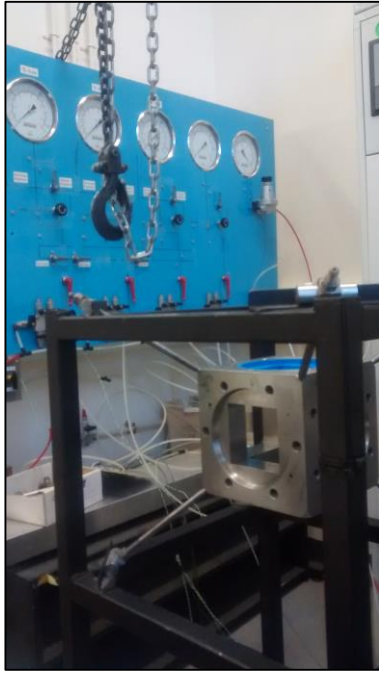
Tabela D.1 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 1 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
260	3%	13.83%	1.41	45.47	32.35	36.54	1.65	27.63	63
261	3%	13.75%	1.41	45.42	32.23	36.48	1.65	27.57	63
262	3%	13.77%	1.41	45.48	32.20	36.55	1.65	27.64	64
263	5%	13.41%	1.42	45.13	31.88	22.00	2.71	16.67	112
264	5%	13.55%	1.41	45.19	32.14	22.04	2.70	16.71	117
265	7%	13.18%	1.42	45.08	31.53	15.91	3.72	12.11	117
266	7%	13.30%	1.41	45.20	31.69	15.97	3.71	12.17	117
267	3%	13.67%	1.51	41.61	35.94	32.52	1.76	23.61	93
268	3%	13.67%	1.51	41.61	35.94	32.52	1.76	23.61	99
269	3%	13.91%	1.51	41.63	36.56	32.54	1.76	23.63	113
270	5%	13.98%	1.50	41.75	36.82	19.86	2.87	14.53	240
271	5%	14.17%	1.50	42.01	37.01	20.01	2.86	14.68	242
272	5%	13.97%	1.51	41.66	36.89	19.81	2.88	14.48	249
273	7%	13.41%	1.51	41.40	35.88	14.22	3.97	10.42	343
274	7%	14.21%	1.50	41.75	37.64	14.37	3.95	10.57	298
275	3%	13.97%	1.60	37.91	41.00	29.14	1.87	20.23	200
276	3%	14.11%	1.60	37.92	41.37	29.15	1.87	20.24	200
277	5%	14.06%	1.60	38.00	41.42	17.75	3.06	12.42	315
278	5%	13.99%	1.60	37.92	41.32	17.71	3.06	12.38	314
279	7%	14.31%	1.60	37.85	42.60	12.78	4.21	8.99	479
280	7%	13.63%	1.61	37.64	40.86	12.70	4.23	8.90	479

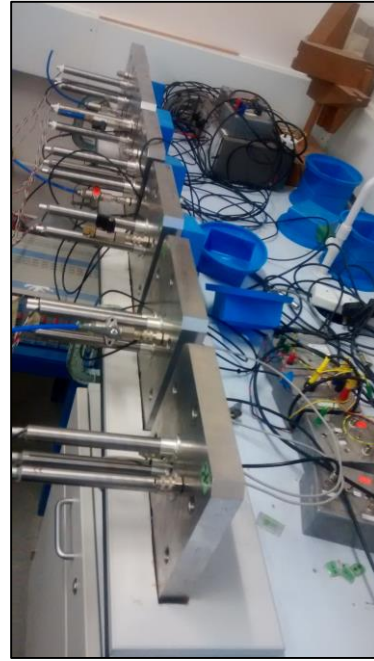
Tabela D.2 – Dados gerais dos corpos-de-prova com 3 dia de cura.

Número	Cal(%):	Teor de umidade (%):	Massa espec. aparente seca. (g/cm <sup>3</sup> ):	Porosidade (%)	Grau de Saturação (%)	V <sub>v</sub> /V <sub>cal</sub>	L (%)	η/L	q <sub>t</sub> (kPa)
83	3%	14.37%	1.40	45.63	33.47	36.72	1.64	27.81	73
84	3%	13.92%	1.41	45.40	32.63	36.46	1.65	27.55	79
85	5%	13.70%	1.41	45.36	32.33	22.15	2.70	16.82	160
86	5%	13.66%	1.41	45.37	32.23	22.17	2.70	16.83	143
87	5%	13.63%	1.41	45.33	32.19	22.13	2.70	16.80	148
88	7%	13.27%	1.42	45.08	31.76	15.91	3.72	12.11	184
89	7%	13.21%	1.41	45.16	31.53	15.95	3.72	12.15	219
90	7%	13.18%	1.42	45.12	31.50	15.93	3.72	12.13	184
91	3%	13.65%	1.51	41.37	36.15	32.29	1.77	23.38	239
92	3%	13.67%	1.51	41.62	35.92	32.53	1.76	23.62	246
93	3%	14.55%	1.50	41.95	37.86	32.86	1.75	23.95	199
94	5%	13.31%	1.52	41.17	35.66	19.52	2.90	14.19	227
95	5%	14.00%	1.51	41.55	37.08	19.74	2.88	14.41	223
96	5%	13.43%	1.52	41.27	35.89	19.57	2.90	14.24	197
97	7%	13.34%	1.51	41.34	35.77	14.19	3.98	10.40	378
98	7%	11.95%	1.53	40.69	32.69	13.92	4.02	10.12	352
99	7%	13.71%	1.51	41.64	36.43	14.32	3.96	10.52	376
100	3%	13.21%	1.61	37.53	39.21	28.81	1.89	19.91	318
101	3%	12.55%	1.62	37.11	37.70	28.46	1.90	19.55	244
102	3%	13.71%	1.60	37.87	40.28	29.11	1.87	20.20	280
103	5%	13.40%	1.61	37.47	40.10	17.48	3.09	12.15	563
104	5%	13.13%	1.61	37.44	39.34	17.46	3.09	12.13	566
105	5%	13.21%	1.62	37.30	39.73	17.39	3.09	12.06	491
106	7%	13.58%	1.61	37.63	40.70	12.70	4.23	8.90	732
107	7%	14.73%	1.60	38.07	43.56	12.87	4.20	9.07	612
108	7%	13.58%	1.61	37.63	40.70	12.70	4.23	8.90	662

## **APÊNDICES F – EXECUÇÃO DO ENSAIO TRIAXIAL VERDADEIRO**



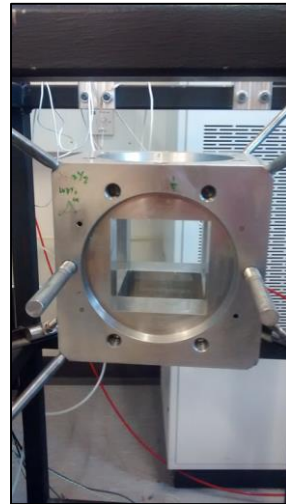
(a)



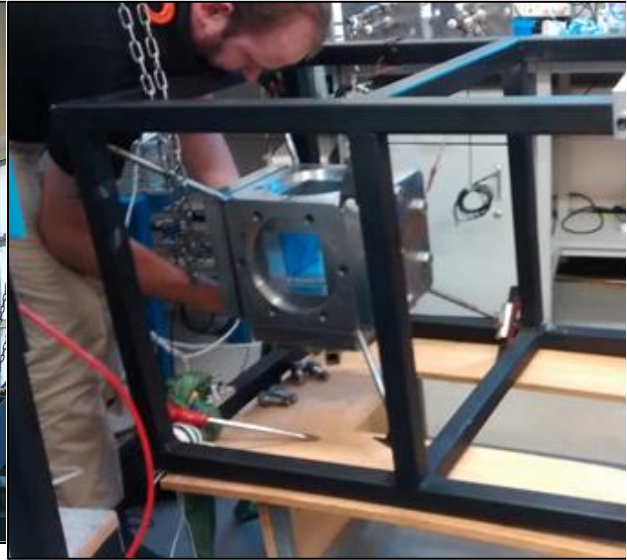
(b)



(c)

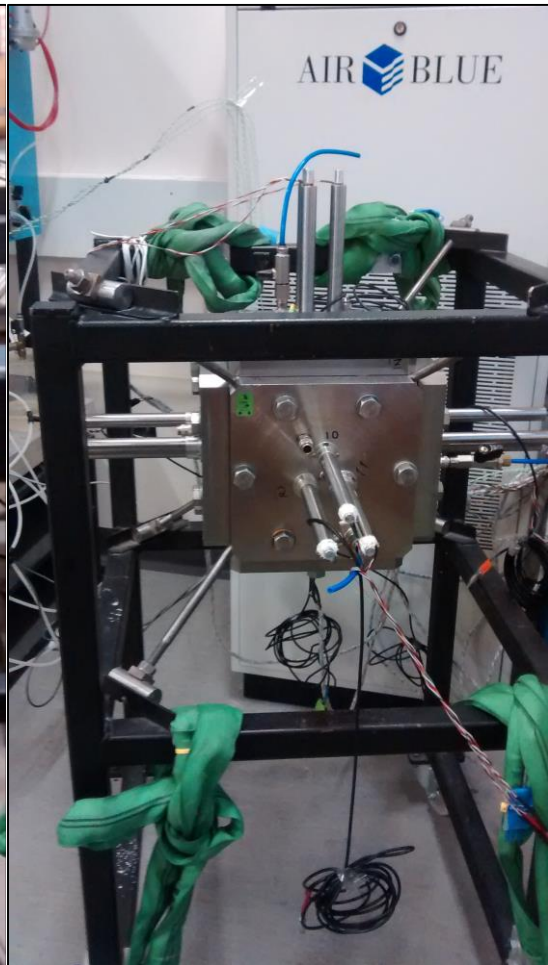
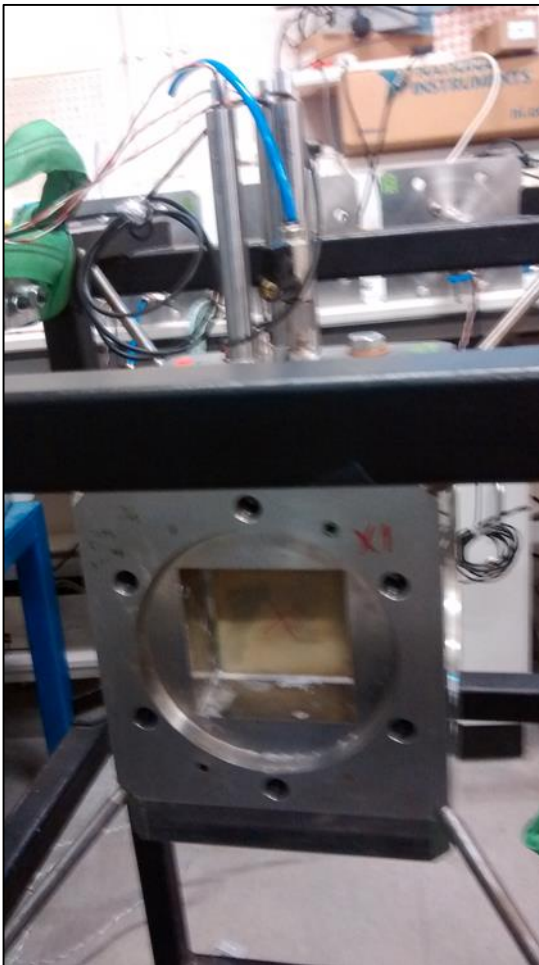


(d)



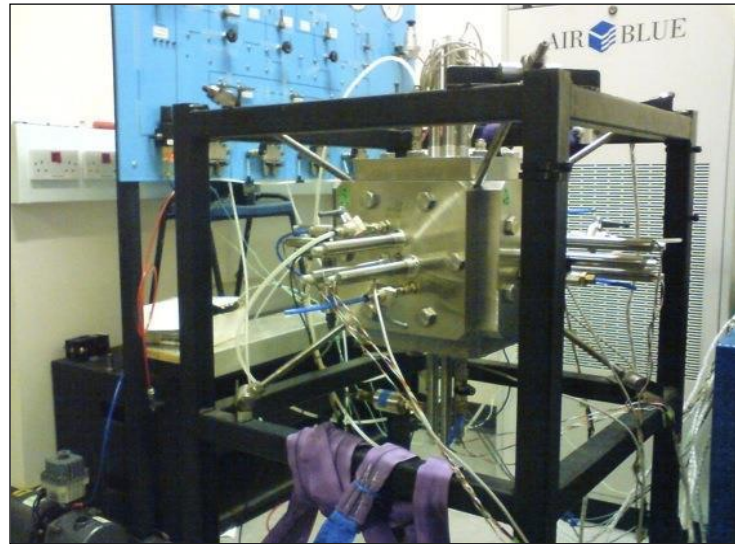
(e)

(f)



(g)

(h)



(i)

Figura 180-(a) Painel de controle manual e estrutura de suporte do CCA.(b)Paredes rígidas do CCA.(c) Almofadas rígidas. ( utilizadas para evitar translação da amostra).(d) Estrutura com CCA com barras usadas de apoio para a colocação das paredes rígidas.(e) Rotação por meio de polias da estrutura do CCA para colocação do fundo e topo.(f) Colocação das almofadas de ar e parede rígida no topo da estrutura do CCA.(g) Estrutura montado com o topo e base na posição correta.(h) CCA montado. (g) Visão geral do equipamto.



**APÊNDICES G – RUPTURA DAS AMOSTRAS DO TRIAXIAL  
VERDADEIRO**



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

Figura A 2- Amostras rompidas (a)  $\alpha=0$ , (b)  $\alpha=30$ , (c)  $\alpha=60$ , (d)  $\alpha=90$ , (e)  $\alpha=120$ , (f)  $\alpha=150$   
e (g)  $\alpha=180$ .