

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**  
**MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**JAIR DE JESÚS ARRIETA BALDOVINO**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO SILTOSO DA FORMAÇÃO  
GEOLÓGICA GUABIROTUBA TRATADO COM CAL EM DIFERENTES TEMPOS  
DE CURA**

**DISSERTAÇÃO**

**CURITIBA**

**2018**

**JAIR DE JESÚS ARRIETA BALDOVINO**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO SILTOSO DA FORMAÇÃO  
GEOLOGICA GUABIROTUBA TRATADO COM CAL EM DIFERENTES TEMPOS  
DE CURA**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, do Departamento Acadêmico de Construção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Área de concentração: Construção Civil

Linha de pesquisa: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. D.Sc. Ronaldo Luis dos Santos Izzo.

**CURITIBA**

**2018**

---

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação**

---

B178c Baldovino, Jair de Jesús Arrieta  
2018 Comportamento mecânico de um solo siltoso da formação  
geológica Guabirotuba tratado com cal em diferentes  
tempos de cura / Jair de Jesús Arrieta Baldovino.--  
2018.  
174 f.: il.; 30 cm.

Disponível também via World Wide Web.  
Texto em Português com resumo em Inglês.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica  
Federal do Paraná. Programa de Pós-Graduação em Engenharia  
Civil, Curitiba, 2018.  
Bibliografia: p. 164-174.

1. Mecânica do solo. 2. Solos - Compactação. 3. Cal.  
4. Solos - Manejo. 5. Cisalhamento 6. Cura (Processo químico).  
7. Construção civil. 8. Guabirotuba (Curitiba, PR). 9.  
Engenharia civil - Dissertações. I. Izzo, Ronaldo Luis dos  
Santos, orient. II. Universidade Tecnológica Federal do Paraná  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, inst.  
III. Título.

CDD: Ed. 22 -- 624



Ministério da Educação  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná  
Diretoria de Pesquisa e Pós-Graduação

## TERMO DE APROVAÇÃO DE DISSERTAÇÃO Nº136

A Dissertação de Mestrado intitulada COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO SILTOSO DA FORMAÇÃO GEOLÓGICA GUABIROTUBA TRATADO COM CAL EM DIFERENTES TEMPOS DE CURA, defendida em sessão pública pelo(a) candidato(a) **Jair de Jesús Arrieta Baldovino**, no dia 20 de fevereiro de 2018, foi julgada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração Construção Civil, e aprovada em sua forma final, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

### BANCA EXAMINADORA:

Prof(a). Dr(a). Ronaldo Luis dos Santos Izzo- Presidente - UTFPR

Prof(a). Dr(a). Juliana Lundgren Rose - UTFPR

Prof(a). Dr(a). Laura Maria Goretti da Motta – COPPE/UFRJ

Prof(a). Dr(a). Rogério Francisco Küster Puppi – UTFPR

Prof(a). Dr(a). Sidnei Helder Cardoso Teixeira - UFPR

A via original deste documento encontra-se arquivada na Secretaria do Programa, contendo a assinatura da Coordenação após a entrega da versão corrigida do trabalho.

Curitiba, 20 de fevereiro de 2018.

Carimbo e Assinatura do(a) Coordenador(a) do Programa

O Termo de Aprovação assinado encontra-se na Coordenação do PPGEC

Dedico a meus avós maternos Carlos Arrieta e  
Esther Baldovino, com muito carinho e amor.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida e pelas oportunidades no meu caminho.

Agradeço à Organização dos Estados Americanos (OEA), ao Grupo Coimbra de Universidades Brasileiras (GCUB) e à Organização Pan-americana da Saúde (OPS) por ter sido escolhido como um dos beneficiários da bolsa de estudo do edital OEA-GCUB 2015.

Agradeço a minha mãe Claudia Arrieta Baldovino e a minha família pelo apoio e pelo amor.

Agradeço ao meu tio Juan Augusto Espinosa pelo apoio, grande pai e amigo. De igual maneira agradeço a Ledis Guerra sempre pelo apoio incondicional.

Agradeço à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC) pela oportunidade.

Agradeço ao meu Orientador, o Prof. Dr. Ronaldo Luis dos Santos Izzo, muito obrigado pelo apoio e pela ajuda durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Agradeço ao meu colega do mestrado Eclesiéltor Moreira, obrigado pelo apoio, pela ajuda nos ensaios, pela colaboração e pela amizade.

Agradeço às demais pessoas e colaboradores que fizeram possível a realização deste trabalho: à Prof<sup>a</sup>. Dra. Amanda Dalla Rosa Johann, à Dra. Juliana Rose, ao mestrando Wagner Teixeira, aos professores do PPGEC/UTFPR, aos técnicos de laboratório e aos alunos de Iniciação Científica, Eduardo Rocha e Juliana Mazzarollo, que prestaram a sua ajuda.

Agradeço a minha professora de português, Prof<sup>a</sup>. Fernanda Chichorro, muito obrigado pelos ensinamentos.

Agradeço a meus amigos em Curitiba, dos quais recebi palavras e mensagens de apoio e de superação, especialmente a Carlos, Gaby, Yamid, Meli, Alejo e Kelly. Também agradeço a meus amigos da Colômbia, Frank, Heider, Javier, Dadey e Hugo. Muito obrigado pelo apoio!

A minha amiga Inés Flórez, agradeço pela parceria, pelo apoio e pela ajuda quando eu precisei. Também a Aida e Lorena.

Por fim, aos membros da Banca de Defesa: Prof<sup>a</sup>. Laura Motta, Prof. Sidnei Teixeira, Prof. Rogério Puppi e Dra. Juliana Rose. Agradeço muito pelas correções, comentários e sugestões.

“O desejo profundo da humanidade pelo conhecimento é justificativo suficiente para nossa busca contínua”: Stephen Hawking

## RESUMO

ARRIETA BALDOVINO, Jair de Jesús. **Comportamento mecânico de um solo siltoso da Formação geológica Guabirotuba tratado com cal em diferentes tempos de cura.** 2018. 174f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, Brasil, 2018.

O uso da cal como material de estabilização e melhoramento de solos finos como as argilas e siltes vem sendo uma técnica amplamente empregada na engenharia geotécnica. A Formação Guabirotuba é uma Formação geológica da bacia do Paraná, localizada na cidade de Curitiba e Região Metropolitana, Brasil; e se estende em uma área de, aproximadamente, 900 km<sup>2</sup>. Os solos da Formação, em sua maioria, são classificados como finos do tipo esmectitas, apresentando-se em diferentes colorações. Os solos finos da Formação não podem, em função das suas propriedades físico-mecânicas, ser empregados muitas vezes para construção de bases e sub-bases para pavimentação, proteção de encostas e taludes ou para suporte de fundações superficiais como as sapatas, devido à baixa capacidade de suporte, alta expansibilidade quando entram em contato com a água e alta erodibilidade quando não tem nenhum tipo de proteção superficial. O tratamento deste tipo solo com cal torna-o compatível para essas condições de uso. Quando as argilas são estabilizadas com a cal, se reduz o limite plástico, aumenta-se o limite de liquidez, melhora-se a trabalhabilidade e as propriedades mecânicas. A presente pesquisa tem por objetivo avaliar o comportamento mecânico de um solo siltoso da Formação geológica Guabirotuba tratado com diferentes teores de cal (0%, 3%, 5%, 7% e 9%) em diferentes tempos de cura (15, 30, 60, 90 e 180 dias) e energias de compactação (normal, intermediária e modificada). Para tal, foi investigado o comportamento da resistência à compressão não confinada, ou compressão simples ( $q_u$ ), à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) e os parâmetros de resistência ao cisalhamento direto (ângulo de atrito  $\phi'$  e coesão  $C$ ). Além disso, também foi estudada a influência da sucção na resistência de todas as misturas solo-cal. Os parâmetros de controle avaliados na pesquisa foram principalmente: o teor de cal empregado ( $L$ ), o tempo de cura ( $t$ ), o teor de umidade ( $\omega$ ), a porosidade ( $\eta$ ), o teor volumétrico de cal ( $L_v$ ) e o grau de saturação ( $S$ ). Usou-se a relação  $\eta/L_v$  para estudar o crescimento de  $q_t$  e  $q_u$ , e determinar a relação  $q_t/q_u$  em todos os tempos de cura. Observou-se que houve mudanças nas propriedades de compactação do solo e nos limites de Atterberg quando se estabiliza o solo com a cal, assim como também foi verificado o crescimento da resistência à compressão não confinada ( $q_u$ ) e à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) com o aumento do teor de cal e do tempo de cura, e aumento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento direto. Os resultados demonstram que existe uma relação constante de  $q_t/q_u=0,16$  para todos os tempos de cura. Uma equação geral de previsão ou estimativa da resistência  $q_u$  e  $q_t$  das misturas solo-cal com o uso da relação vazios/cal  $\eta/L_v$  foi desenvolvida mediante a normalização das resistências em todos os tempos de cura e foi verificado que a equação pode estender-se para estimar a resistência de outros solos da Formação Guabirotuba com a relação  $\eta/L_v$  ajustada a um expoente igual a 0,20.

**Palavras-chaves:** Solo-cal. Resistência à compressão simples. Resistência à tração por compressão diametral. Resistência ao cisalhamento direto. Tempo de cura. Mistura.



## ABSTRACT

ARRIETA BALDOVINO, Jair de Jesús. **Mechanical behaviour of a silty soil of the Guabirotuba geological Formation treated with lime in different curing times.** 2018. 174f. Dissertation (Master in Civil Engineering: Geotechnics) - Postgraduate Program in Civil Engineering, Federal University of Technology- Paraná. Curitiba, Brazil, 2018.

The use of lime as stabilizing material and improvement of fine soils such as clays and silts has been a widely used technique in geotechnical engineering. The Guabirotuba Formation is a geological formation of the Paraná basin, located in the city of Curitiba and Metropolitan Region, in Brazil; and extends over an area of approximately 900 km<sup>2</sup>. The soils of this Formation, in the majority, are classified like fine of the type smectites, being presented in different stains. In addition, the fine soils of the Formation can't due to their physical-mechanical properties, be used many times for the construction of bases and sub-bases for paving, slope protection or for support of superficial foundations such as spread footings, due to the low support capacity, high expansibility when in contact with water and high erodibility when it does not have any type of surface protection. The treatment of this type with lime soil makes it compatible for these conditions of use. The present research aims to evaluate the mechanical behaviour of a silty soil of the Guabirotuba geological Formation treated with different amounts of lime (0%, 3%, 5%, 7% and 9%) at different curing times (15, 30, 60, 90 and 180 days) and compaction energies (standard, intermediate and modified). For this, the behaviour of unconfined compressive strength, or simple compression ( $q_u$ ), split tensile strength ( $q_t$ ) and direct shear strength parameters (internal friction angle  $\phi'$  and cohesion  $C$ ) was investigated. In addition, the influence of suction on the mechanical resistance of all soil-lime mixtures was also studied. The control parameters evaluated in the research were mainly: lime content ( $L$ ), curing time ( $t$ ), moisture content ( $\omega$ ), porosity ( $\eta$ ), volumetric lime content ( $L_v$ ) and the degree of saturation ( $S$ ). The  $\eta/L_v$  ratio was used to study the growth of  $q_t$  and  $q_u$ , and to determine the relation  $q_t/q_u$  at all cure times. It was observed that there were changes in soil compaction properties and at the Atterberg limits when the soil stabilized with lime, as well as a growth of the unconfined compressive strength ( $q_u$ ) and the split tensile strength ( $q_t$ ) with increasing lime content and curing time, and, on the other hand, an increase in the parameters of direct shear strength. The results show that there is a constant ratio of  $q_t/q_u = 0,16$  for all cure times. A general equation for predicting or estimating the resistance  $q_u$  and  $q_t$  of the soil-lime mixtures using the voids/lime ratio  $\eta/L_v$  was developed by normalizing the resistances at all cure times and it was verified that the equation may extend and to estimate the resistance of other soils of the Guabirotuba Formation with the ratio  $\eta/L_v$  adjusted to an exponent equal to 0,20.

**Keywords:** Lime-Soil. Unconfined compressive strength. Split tensile strength. Shear direct strength. Cure time. Mixture.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba .....	24
Figura 2. Perfil da Formação Guabirotuba .....	26
Figura 3. Formação de material cimentício numa mistura solo-cal. ....	34
Figura 4. Efeito da umidade nas amostras de caulim-cal com 17%, 20% e 23% de umidade, aos 28 dias de cura, submetidas aos ensaios de compressão simples.....	41
Figura 5. Influência da relação $\eta/L_v$ na resistência à compressão simples de misturas solo cal para diferentes tempos de cura .....	42
Figura 6. Tipos de fluxo para o papel filtro.....	45
Figura 7. Variação do valor de pH do solo com a adição de cal hidratada .....	51
Figura 8. pH-metro .....	54
Figura 9. Conjunto de moldagem de corpos de prova para ensaios de compressão simples e tração .....	55
Figura 10. Corpo de prova para ensaio de compressão simples e tração por compressão diametral.....	56
Figura 11. Conjunto para moldagem de corpos de prova para ensaio de resistência ao cisalhamento direto.....	57
Figura 12. Corpo de prova para ensaios de cisalhamento direto .....	57
Figura 13. Ensaio de resistência à compressão simples .....	59
Figura 14. Corpos de prova depois do ensaio à tração por compressão diametral.....	60
Figura 15. Molde bipartido para o ensaio de cisalhamento direto.....	61
Figura 16. Equipamento para ensaio compressão simples .....	61
Figura 17. Pontos de moldagem para as misturas solo-cal.....	65
Figura 18. Curva granulométrica do solo (com lavagem).....	67
Figura 19. Limite de liquidez do solo.....	67
Figura 20. Curvas de compactação do solo .....	69
Figura 21. Limites de liquidez das misturas solo-cal .....	71
Figura 22. Limites de Attenberg das misturas solo-cal .....	72
Figura 23. Carta de plasticidade das misturas solo-cal.....	73
Figura 24. Curvas de compactação das misturas solo-cal .....	74
Figura 25. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 15 dias. ....	76
Figura 26. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 30 dias. ....	77
Figura 27. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 60 dias. ....	79
Figura 28. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 90 dias. ....	80
Figura 29. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 180 dias. ....	82
Figura 30. Resistência à compressão simples ( $q_u$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura ( $t$ ) na energia de compactação normal .....	84
Figura 31. Resistência à compressão simples ( $q_u$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura ( $t$ ) na energia de compactação intermediária .....	85

Figura 32. Resistência à compressão simples ( $q_u$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura (t) na energia de compactação modificada.....	86
Figura 33. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 15 dias de cura.....	88
Figura 34. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 30 dias de cura.....	88
Figura 35. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 60 dias de cura.....	89
Figura 36. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 90 dias de cura.....	89
Figura 37. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 180 dias de cura.....	90
Figura 38. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 15 dias de cura.....	91
Figura 39. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 30 dias de cura.....	92
Figura 40. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 60 dias de cura.....	92
Figura 41. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 90 dias de cura.....	93
Figura 42. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 180 dias de cura.....	93
Figura 43. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 15 dias de cura.....	95
Figura 44. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 30 dias de cura.....	95
Figura 45. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 60 dias de cura.....	96
Figura 46. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 90 dias de cura.....	96
Figura 47. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 180 dias de cura.....	96
Figura 48. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 15 dias.....	99
Figura 49. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 30 dias.....	100
Figura 50. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 60 dias.....	102
Figura 51. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 90 dias.....	103
Figura 52. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 180 dias.....	105
Figura 53. Resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura (t) na energia de compactação normal.....	107
Figura 54. Resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura (t) na energia de compactação intermediária.....	108
Figura 55. Resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura (t) na energia de compactação modificada.....	109

Figura 56. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 15 dias de cura .....	111
Figura 57. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 30 dias de cura .....	111
Figura 58. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 60 dias de cura .....	112
Figura 59. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 90 dias de cura .....	112
Figura 60. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 180 dias de cura .....	113
Figura 61. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 15 dias de cura .....	115
Figura 62. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 30 dias de cura .....	115
Figura 63. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 60 dias de cura .....	116
Figura 64. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 90 dias de cura .....	116
Figura 65. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 180 dias de cura .....	117
Figura 66. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 15 dias de cura.....	119
Figura 67. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 30 dias de cura.....	119
Figura 68. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 60 dias de cura.....	120
Figura 69. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 90 dias de cura.....	120
Figura 70. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 180 dias de cura.....	121
Figura 71. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 15 dias de cura .....	124
Figura 72. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 30 dias de cura .....	124
Figura 73. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 60 dias de cura .....	125
Figura 74. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 90 dias de cura .....	125
Figura 75. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 180 dias de cura .....	126
Figura 76. Relação global de tração e compressão (sem as amostras $L=0\%$ ).....	128
Figura 77. Relação global de tração e compressão (com as amostras $L=0\%$ ).....	129
Figura 78. Estimativa da resistência das misturas solo-cal para qualquer tempo de cura e qualquer relação $\eta/L_v$ .....	131
Figura 79. Validação da equação de estimativa da resistência à tração usando a relação $\eta/L_v$ e o tempo de cura.....	132

Figura 80. Validação da equação de estimativa da resistência à compressão simples usando a relação $\eta/L_v$ e o tempo de cura.....	132
Figura 81. Solos da Formação Guabirota.....	137
Figura 82. Influência da relação $\eta/L_v^{0,20}$ sobre as resistências à tração e à compressão em todos os tempos de cura (15-180 dias) .....	138
Figura 83. Normalização de $q_u$ e $q_t$ (para toda a gama de $\eta/L_v^{0,2}$ ) pela divisão de $q_u$ e $q_t$ em valor específico de $\eta/L_v^{0,2}= 35$ considerando a resistência do silte tratado com cal usando 15-180 dias de cura .....	141
Figura 84. Curvas obtidas aplicando as Equações 4.29 e 4.30 e os resultados da resistência à tração e à compressão para o Solo 2 misturado com cal obtidos no laboratório com 15 dias de cura. ....	144
Figura 85. Curvas obtidas aplicando a Equação 4.31 e os resultados da resistência à compressão simples para o Solo 3 misturado com cal obtidos no laboratório com 15 dias de cura. ....	145
Figura 86. Curvas obtidas aplicando a Equação 4.32 e os resultados da resistência à tração indireta para o Solo 4 misturado com cal obtidos no laboratório com 30 dias de cura.....	145
Figura 87. Curvas obtidas aplicando as Equações 4.33 e 4.34 e os resultados da resistência à compressão simples para o Solo 3 misturado com cal obtidos no laboratório com 30 dias de cura. ....	146
Figura 88. Influência da sucção matricial nos valores de resistência à compressão simples para as amostras solo-cal curadas com 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura.....	148
Figura 89. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 30 dias e moldadas no ponto EN $\omega=28,5\%$ e $\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$ .....	150
Figura 90. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 30 dias e moldadas no ponto EN $\omega=22,8\%$ e $\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$ .....	150
Figura 91. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 30 dias e moldadas no ponto EN $\omega=20\%$ e $\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$ .....	151
Figura 92. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 90 dias e moldadas no ponto EN $\omega=28,5\%$ e $\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$ .....	152
Figura 93. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 90 dias e moldadas no ponto EN $\omega=22,8\%$ e $\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$ .....	153
Figura 94. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 90 dias e moldadas no ponto EN $\omega=20\%$ e $\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$ .....	153
Figura 95. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 180 dias e moldadas no ponto EN $\omega=28,5\%$ e $\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$ .....	155
Figura 96. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 180 dias e moldadas no ponto EN $\omega=22,8\%$ e $\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$ .....	155
Figura 97. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 90 dias e moldadas no ponto EN $\omega=20\%$ e $\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$ .....	156
Figura 98. Influência do teor de cal na coesão das amostras solo cal curadas com 30, 90 e 180 dias (CT).....	157
Figura 99. Influência do teor de cal no ângulo de atrito das amostras solo-cal curadas com 30, 90 e 180 dias (CT) .....	157

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Exigências físicas da cal hidratada segundo a NBR 7175 .....	29
Tabela 2. Exigências químicas da cal hidratada segunda a NBR 7175 .....	29
Tabela 3. Descrição da composição das cales comercializadas no Brasil.....	30
Tabela 4. Curvas de calibração para o papel filtro Wathman N°42 .....	46
Tabela 5. Etapas e Ensaio do Programa Experimental .....	49
Tabela 6. Pontos de moldagem solo-cal para ensaios de resistência e sucção .....	66
Tabela 7. Propriedades Físicas do solo.....	68
Tabela 8. Resultados dos ensaios de compactação do solo em diferentes energias .....	70
Tabela 9. Correlações empíricas da estimativa de resistência de solos cimentados artificialmente relatados na literatura .....	134
Tabela 10. Propriedades físicas das amostras de solos.....	136
Tabela 11. Resumo das equações de estimativa para tração e compressão por tempo de cura .....	139
Tabela 12. Resumo da validação da Equação (40) de estimativa nas diferentes amostras de solo-cal. ....	143
Tabela 13. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras solo-cal com 30 dias de cura.....	149
Tabela 14. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras solo-cal com 30 dias de cura.....	151
Tabela 15. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras solo-cal com 30 dias de cura.....	154
Tabela 16. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de misturas solo cal com 30 dias de cura- parâmetros residuais .....	158
Tabela 17. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de misturas solo cal com 90 dias de cura- parâmetros residuais .....	159
Tabela 18. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de misturas solo cal com 180 dias de cura- parâmetros residuais .....	159

## LISTA DE ABREVIATURAS

PPGEC	Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
NBR	Norma Brasileira
ICL	Initial Consumption of Lime
EN	Energia Normal de compactação
EI	Energia Intermediária de compactação
EM	Energia Modificada de compactação
PR	Estado do Paraná, Brasil
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos

## LISTA DE SIMBOLOS

$G_s$	Massa específica real dos grãos
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
$\omega_h$	Umidade higroscópica
$\phi$	Diâmetro real dos grãos
pH	Potencial Hidrogeniônico
$\omega$	Teor de umidade
$\gamma_d$	Peso específico seco aparente
$P_R$	Carga de ruptura dos corpos de prova
D	Diâmetro do corpo de prova
H	Altura do corpo de prova
$q_t$	Resistência à tração por compressão diametral
$q_u$ ou RCS	Resistência à compressão simples
$W_{ds}$	Peso seco dos grãos de solo no corpo de prova
$W_d$	Peso seco do corpo de prova
L	Teor de cal em porcentagem, em relação ao peso seco do solo seco
$V_s$	Volume do corpo de prova
$G_{ss}$	Massa específica real dos grãos do solo em um corpo de prova solo-cal
$G_{SL}$	Massa específica real dos grãos de cal em um corpo de prova solo-cal
$\gamma_w$	Peso específico da água
$V_L$	Volume de cal
$\eta$	Porosidade
$V_{ss}$	Volume dos sólidos do solo
$V_L$	Volume de cal
$\gamma_{ss}$	Peso específico dos grãos de solo
$\gamma_{SL}$	Peso específico dos grãos da cal
Sr	Grau de saturação
N	Número de golpes no ensaio de LP
IC	Índice de consistência
IP	Índice de plasticidade



$A/L$	Relação água/cal
CT ou t	Tempo de curado das amostras em dias
$q_u(0)$	coeficiente obtido por regressão de mínimos quadrados
a	coeficiente obtido por regressão de mínimos quadrados
$L_v$	Teor volumétrico de cal, em relação ao volume do corpo de prova
$\eta/L_v$	Relação porosidade/teor volumétrico de cal
$\Omega$	Valor para qualquer relação $\eta/L_v$ ajustada a um expoente C
$q_t/q_u$	Relação tração/compressão
A	Parâmetro de ajuste matemático
$C_{iv}$	Teor volumétrico de cimento
$R^2$	Coefficiente de determinação
C	Parâmetro de ajuste matemático
B	Parâmetro de ajuste matemático
$V_v$	Volume dos vazios
$\psi$	Sucção
$w_f$	Teor de umidade do papel filtro
c	Coesão
$\phi'$	Ângulo de atrito
$\sigma$	Tensão normal
$\tau$	Tensão cisalhante

## SUMÁRIO

<b>RESUMO.....</b>	<b>8</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>10</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>14</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS.....</b>	<b>15</b>
<b>LISTA DE SIMBOLOS .....</b>	<b>16</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>20</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAS.....	20
1.2 OBJETIVOS .....	21
1.2.1 Objetivo Geral .....	21
1.2.2 Objetivos Específicos .....	21
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	23
1.4 JUSTIFICATIVA .....	22
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>24</b>
2.1 FORMAÇÃO GEOLÓGICA GUABIROTUBA .....	24
2.2 A CAL.....	28
2.3 SOLOS MELHORADOS COM CAL.....	30
2.3.1 Reações solo-cal .....	31
2.3.2 Influência da cal nas propriedades geotécnicas de solos.....	35
2.3.3 Fatores que influenciam na resistência de solos melhorados com cal.....	40
2.4 CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCCÃO E MÉTODO DO PAPEL FILTRO ..	44
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>47</b>
3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	47
3.2 MATERIAIS.....	50
3.2.1 Solo.....	50
3.2.2 Cal.....	50
3.2.3 Água .....	50
3.2.4 Definição dos teores de cal.....	51
3.2.5 Definição do tempo de cura.....	51
3.3 MÉTODOS .....	52
3.3.1 Coleta das amostras .....	52
3.3.2 Preparação das amostras .....	52
3.3.3 Ensaaios de caracterização .....	53

3.3.4	Ensaio de pH .....	54
3.3.5	Moldagem e cura dos corpos de prova para ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral .....	54
3.3.6	Moldagem e cura dos corpos de prova para resistência ao cisalhamento direto.	56
3.3.7	Corpos de prova para ensaios de sucção .....	58
3.3.8	Ensaio de resistência à compressão simples .....	58
3.4	ENSAIOS DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	60
3.4.1	Ensaio de resistência ao cisalhamento direto.....	60
3.4.2	Ensaio de sucção matricial.....	61
3.4.3	Relações peso-volume das fases solo-cal-água-ar dos corpos de prova moldados	63
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>65</b>
4.1	PONTOS DE MOLDAGEM .....	65
4.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO .....	66
4.3	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA CAL.....	70
4.4	CARATERIZAÇÃO DAS MISTURAS SOLO-CAL.....	70
4.4.1	Limites de Atterberg.....	70
4.4.2	Compactação .....	74
4.5	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	75
4.5.1	Influência do teor de cal e do peso específico seco de moldagem na resistência à compressão simples .....	75
4.5.2	Influência do tempo de cura na resistência à compressão simples.....	84
4.5.3	Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples.....	87
4.5.4	Influência da porosidade na resistência à compressão simples.....	91
4.5.5	Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples. ....	94
4.6	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	98
4.6.1	Influência do teor de cal e do peso específico de moldagem na resistência à tração por compressão diametral .....	98
4.6.2	Influência do tempo de cura na resistência à tração por compressão diametral	106
4.6.3	Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral	110
4.6.4	Influência da porosidade na resistência à tração por compressão diametral ....	114
4.6.5	Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração	118

4.7	RELAÇÕES EMPÍRICAS ENTRE A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E À COMPRESSÃO SIMPLES DAS MISTURAS SOLO-CAL .....	122
4.7.1	Comentários iniciais .....	122
4.7.2	Relações empíricas entre $q_t$ e $q_u$ .....	122
4.8	EQUAÇÕES DE DOSAGEM PARA AS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO SIMPLES E TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	130
4.9	NORMALIZAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS: .....	133
4.10	DESENVOLVIMENTO DA EQUAÇÃO GERAL DE ESTIMATIVA .....	139
4.10.1	Validação da equação geral de estimativa.....	142
4.11	ENSAIOS DE SUCCÃO .....	147
4.12	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO .....	148
4.12.1	Influência da cal nos parâmetros de cisalhamento direto para as amostras solo-cal com 30 dias de cura.....	149
4.12.2	Influência da cal nos parâmetros de cisalhamento direto para as amostras solo-cal com 90 dias de cura.....	151
4.12.3	Influência da cal no cisalhamento direto para as amostras com 180 dias de cura	154
4.12.4	Influência da cal nos parâmetros residuais de cisalhamento .....	158
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>164</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAS

Na engenharia geotécnica o solo pode ser empregado de duas formas: como material de suporte e como material de construção. No primeiro caso, o solo pode ser usado para suporte de fundações superficiais, como as sapatas, ou para fundações profundas, como estacas. Já para o segundo caso, ele pode ser empregado para construção de bases e sub-bases para pavimentação, para aterro de muros de contenção ou de gravidade, entre outros. Quando se fala de suporte de fundações, o solo tem que cumprir dois requerimentos: resistir às cargas atuantes sobre ele sem sofrer ruptura e, por outra parte, apresentar recalques permitidos, não ultrapassando os estabelecidos nas normas. Quando se usa o solo para construção de camadas de pavimentação, este tem que resistir aos esforços produzidos pelas cargas do trânsito, e não ultrapassar as deformações permanentes e expansões permitidas.

Alguns solos de granulometria fina apresentam problemas para as condições de uso mencionadas, o que se converte em um transtorno quando, em cidades como Curitiba/PR, a maioria dos solos da Formação geológica local (Guabirota) são de granulometria fina, expansivos, e de baixa capacidade de carga. Por este motivo, a maioria dos solos dessa região não pode ser empregada para o desenvolvimento da infraestrutura física da cidade, o que é um imbróglio para os construtores e para a economia da cidade já que se deve trazer materiais de outros locais da região aumentando o orçamento das obras civis. O tratamento destes solos com o uso de agentes cimentantes, como a cal e o cimento, vem sendo uma técnica bastante empregada na engenharia geotécnica porque melhora o solo para as condições de uso mencionadas anteriormente.

O uso da cal para melhoramento das propriedades mecânicas de argilas e siltes se torna viável em grandes volumes de solo devido ao baixo custo da cal em comparação com outros agentes como o cimento Portland. As propriedades que são melhoradas são, por exemplo, a resistência à compressão simples, à tração por compressão diametral e ao cisalhamento direto, o Índice de Suporte de Califórnia (CBR), assim como, redução na plasticidade do solo, aumento da trabalhabilidade e diminuição da expansão. Muitas pesquisas foram realizadas sobre solos cimentados artificialmente (LOPES JUNIOR, 2007;2011; JOHANN, 2013; CONSOLI *et al.*, 2009a; 2009b; 2010a; 2010b; 2012a; 2012b; 2014a; 2014b; 2014c; 2014d; 2016a; 2016b; 2017a; 2017b; NOVAES, 2016), mostrando uma melhora importante nas propriedades do solo, sendo úteis para seu uso na construção civil.

Assim, é importante para a cidade de Curitiba ter estudos amplos sobre o melhoramento de seus solos com diferentes agentes cimentantes. Neste contexto, essa pesquisa visa avaliar o comportamento mecânico de um solo sedimentar da Formação geológica Guabirota da cidade de Curitiba/PR estabilizado e tratado com diferentes teores de cal e tempos de cura, estudando o efeito da adição de cal na resistência mecânica do solo mediante ensaios laboratoriais, auxiliando na dosagem da cal para futuros projetos de engenharia onde seja usado o tipo de solo da presente pesquisa ou similar.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

Avaliar o comportamento mecânico de um solo siltoso da Formação geológica Guabirota tratado com diferentes teores de cal, em diferentes tempos de cura e energias de compactação para uso geotécnico.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Avaliar a influência do peso específico aparente seco de moldagem, da relação água/cal, do tempo de cura e da relação porosidade/teor volumétrico de cal (vazios/cal) na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) e na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) das misturas solo-cal.
- Avaliar as relações empíricas entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão simples ( $q_t/q_u$ ) do solo e das misturas solo-cal nos diferentes tempos de cura de maneira direta e mediante o uso da relação porosidade/teor volumétrico de cal (vazios/cal).

- Desenvolver uma equação geral de previsão ou estimativa das resistências  $q_u$  e  $q_t$  das misturas solo-cal com o uso da relação vazios/cal mediante a normalização das resistências em todos os tempos de cura.
- Avaliar a influência da sucção ( $\psi$ ) matricial na resistência final alcançada pelas misturas solo-cal curadas em diferentes tempos de cura.
- Avaliar a influência do teor de cal, da energia de compactação e do tempo de cura na coesão e no ângulo de atrito interno das misturas.

### 1.3 JUSTIFICATIVA

Os solos variam desde sua composição química, sua Formação geológica, suas propriedades físicas e mecânicas, e também em seus usos na construção civil. O uso de solos para atividades construtivas demanda muito desse material, principalmente em atividades como a pavimentação onde o solo é usado como camada de base ou sub-base. Esse fato faz com que seja necessário desenvolver novas tecnologias como o melhoramento e tratamento de solos com agentes cimentantes como a cal, cimento Portland, resíduos de demolição e construção civil, ou o emprego de misturas destes, quando, em algumas regiões do Brasil os solos não têm características e propriedades que cumpram as especificações para serem usados em tais atividades. Por isso, é importante o estudo dos solos de Curitiba/PR para entender o processo de mudança da resistência quando são tratados com cal, analisando a influência de relações como água/cal, vazios/cal no comportamento mecânico das misturas.

Na atualidade o tema da sustentabilidade é um tema muito importante na construção, assim, o transporte de material de empréstimo para construção de estradas em locais que não tem solos adequados para esse uso se converte em um potencial problema ambiental e econômico. O uso de solos cimentados artificialmente é uma técnica viável, por isso é importante ter todos os solos (ou aqueles que estão presentes em quantidades maiores) caracterizados e um estudo de seu comportamento mecânico com agentes cimentantes, ao longo do tempo e de sua resistência, também se faz necessário.

Muitas pesquisas já foram realizadas sobre metodologias de dosagem de solos tanto de granulometria fina como de grossa. Dentre essas metodologias já foram estudadas a influência da porosidade, a relação vazios/agente cimentante, água/agente cimentante,

porosidade/teor volumétrico de agente cimentante, entre outras. Para a presente pesquisa algumas dessas metodologias serão usadas para as respectivas análises contribuindo, para a comunidade acadêmica e de engenheiros. Serão analisadas as propriedades físicas e mecânicas de um solo da Formação Guabirota tratado com cal em diferentes energias de compactação e em diferentes tempos de cura.

#### **1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A estrutura do trabalho de pesquisa intitulado “Comportamento mecânico de um solo siltoso da Formação geológica Guabirota tratado com cal em diferentes tempos de cura” realizado através de ensaios laboratoriais foi dividida em cinco capítulos:

O capítulo 1 constitui-se em uma introdução, apresentando a relevância da pesquisa e definindo tanto o objetivo geral como os objetivos específicos que serão abordados, assim como a justificativa do trabalho.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica referente ao tema tratado, abordando tópicos como a Formação geológica Guabirota, a cal, os solos melhorados mecanicamente com cal e a sucção.

No capítulo 3 são abordados os métodos usados para os ensaios laboratoriais, o programa experimental e os materiais usados para a pesquisa.

No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos mediante os ensaios, principalmente a influência da cal no comportamento mecânico da mistura solo-cal.

Por último, o capítulo 5 aborda as conclusões dos resultados da pesquisa e as recomendações para os trabalhos futuros.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 FORMAÇÃO GEOLÓGICA GUABIROTUBA

A Formação Guabirotuba é uma formação geológica da Bacia Sedimentar de Curitiba, da qual é a principal unidade estratigráfica. Os sedimentos dessa Formação são encontrados no município de Curitiba e Região Metropolitana, estendendo-se desde Campo Largo até Quatro Barras, abrangendo os municípios de Curitiba, Campo Largo, Colombo, Almirante Tamandaré, Pinhais, Piraquara, Campina Grande do Sul, Quatro Barras, Araucária, Fazenda Rio Grande, São José dos Pinhais e Tijucas do Sul, com uma área de aproximadamente 900 km<sup>2</sup>, enquanto a Bacia Sedimentar de Curitiba possui uma área de 300 km<sup>2</sup> (KORMANN, 2002; FELIPE, 2011;). Observa-se na Figura 1 a localização da bacia sedimentar de Curitiba segundo Salamuni e Salamuni (1999).

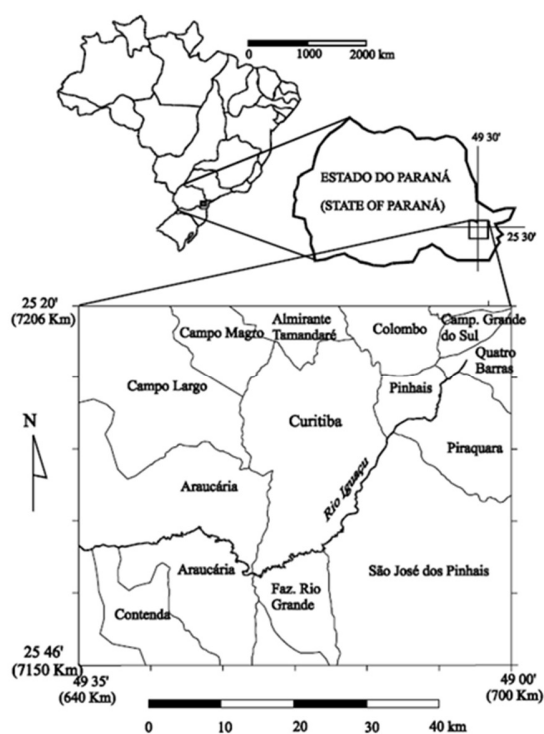


Figura 1. Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba

Fonte: Salamuni e Salamuni (1999)

Esta está inserida no Primeiro Planalto do Paraná e é limitada a leste pela Serra do Mar e a oeste pela escarpa devoniana (Serra de São Luiz do Purunã), correspondente à Depressão Periférica no Estado de São Paulo. A Bacia apresenta altitudes entre 750 e 980 m e um relevo suavemente ondulado de morrotes do embasamento, em parte arrasados pela erosão, e também por sedimentos colúvio-aluvionares recentes (SALAMUNI *et al.*, 2004).

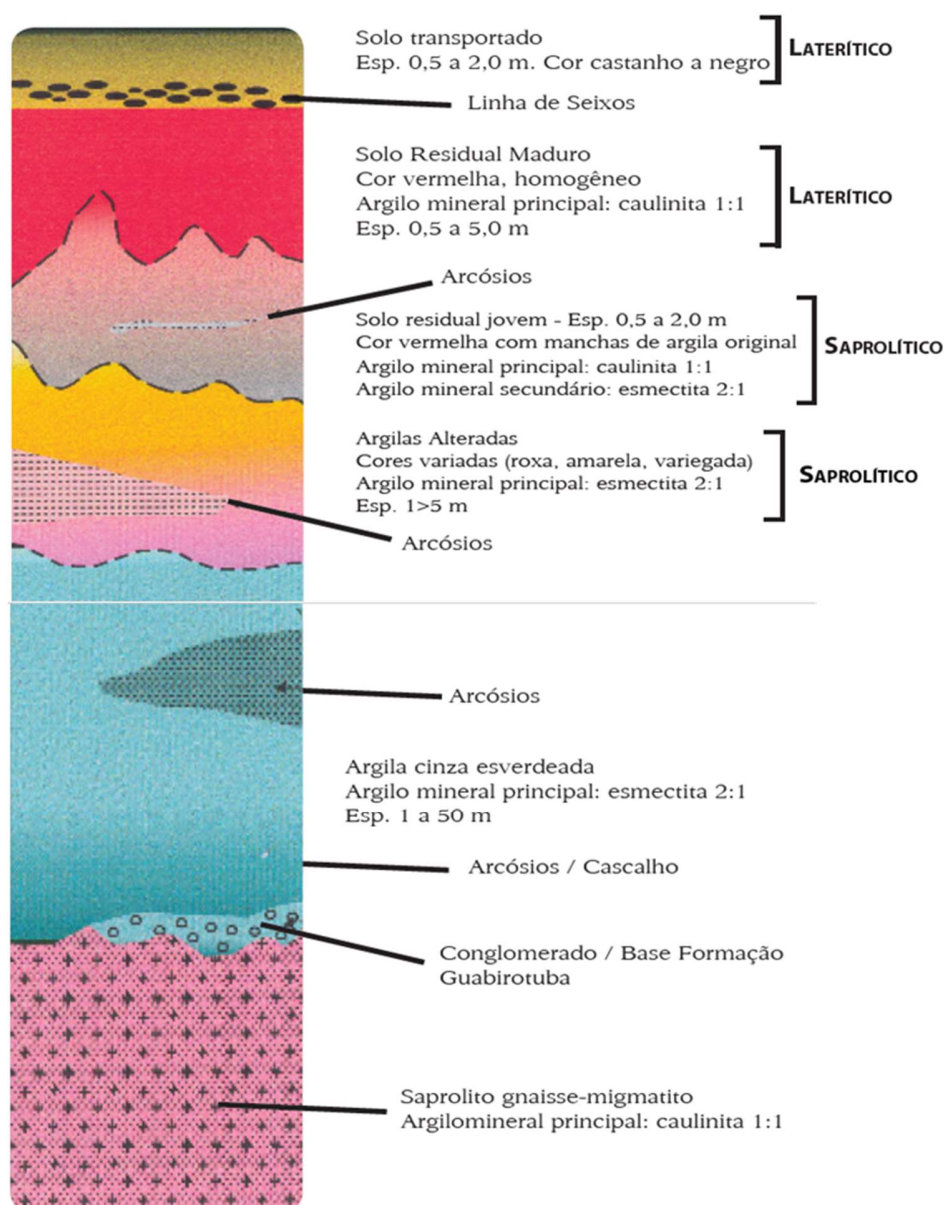
Salamuni e Salamuni (1999) dividem as litologias da Formação Guabirota em 4 grupos, que são: argilas, arcósios e areias arcósianas, depósitos conglomeráticos e depósitos carbonáticos; onde o grupo de argilas se constitui no principal grupo litofaciológico da Formação. O grupo de argilas ou argilitos como são conhecidos em termos geológicos são, em sua maioria, de coloração cinza e de tonalidades esverdeadaazulada e marrom, mas nas camadas mais superficiais as colorações podem mudar de cor para vermelho ou amarelo, e quase todas as argilas possuem como principal argilomineral a esmectita. Em referência ao grupo de arcósios e areias arcósianas, elas aparecem no meio dos depósitos de argila onde a matriz dos sedimentos está formada por grãos arenosos de dimensões menores onde ainda se pode ver a presença de argila e silte. As colorações desse segundo grupo vão desde cinza até vermelho a esbranquiçado; e as camadas dos arcósios tem espessuras que podem alcançar os 3 metros.

O litotipo depósitos conglomeráticos são formados por materiais granulares inseridos em uma matriz argilosa e podem ser encontrados nas bordas da bacia (KORMANN, 2002). Por último, o grupo dos depósitos carbonáticos é constituído pelos caliches (depósito endurecido de carbonato de cálcio) e aparecem em camadas mais superficiais e de espessura menor, sendo os caliches provenientes de minerais de terras raras como, por exemplo, o neodímio, lantanita e o preseodímio. Os caliches são depósitos encontrados em maiores quantidades nas zonas desérticas.

Em termos hidrogeológicos, a Formação Guabirota comporta-se como um aquíclodo e apenas localmente em lentes arenosas e/ou arcósianas há um comportamento aquífero. Em geral, poços tubulares nesta Formação apresentam produtividade bastante baixa ou, no máximo, temporariamente medianas. O embasamento da referida Formação, no entanto, apresenta média a alta produtividade onde ocorrem descontinuidades

estruturais, independentemente da profundidade, comportando-se, no seu todo, como um aquífero fraturado (SALAMUNI e STELLFELD, 2001).

Observa-se na Figura 2 o perfil da Formação Guabirotuba composto, principalmente, por solos transportados, arcósios e argilas.



**Figura 2. Perfil da Formação Guabirotuba**

Fonte: Felipe (1999)

A posição do nível do lençol freático é variável na Formação Guabirota, podendo ser encontrado próximo da superfície ou em profundidades de até 15 m. Com frequência, observa-se a presença de aquíferos suspensos, formados devido à baixa permeabilidade da matriz da argila rija. As argilas rijas da Formação Guabirota apresentam uma coloração cinza, cinza esverdeada ou marrom, e, frequentemente, apresentam consistência elevada, rija ou dura, sendo por isso denominadas de argilas rijas (KORMANN, 1999). Estas argilas rijas são conhecidas popularmente como "sabão de caboclo", pelo fato de tornarem-se lisas e escorregadias quando umedecidas. Ao entrar em contato direto com a atmosfera, um processo de ressecamento com a consequente redução volumétrica do solo se manifesta, conferindo ao material um aspecto "empastilhado", elemento fundamental no estudo de sua erodibilidade (CHAMECKI, 2002).

Umidade natural das argilas rijas da Formação Guabirota é normalmente elevada, com valor médio de, aproximadamente, 32% e, em consequência, o grau de saturação é alto, com o valor médio próximo de 94%. Essa característica pode ser associada ao fenômeno de ascensão capilar, bem como às condições climáticas regionais, com precipitação pluviométrica anual da ordem de 1200 a 2100 mm. Argila rija pode apresentar elevados níveis de sucção matricial, que interfere diretamente nas tensões efetivas e no comportamento do solo no que se refere à erosão. Kormann (2002) apresenta um programa de determinação de curvas características e de valores de sucção de amostras na umidade natural para as argilas rijas da Formação Guabirota. Para umidade natural variando de 21,4% a 25,7%, com grau de saturação de 84% a 98%, obteve sucções variando entre 1600 e 2500 kPa.

A predominância de argilominerais do grupo das esmectitas, com grande probabilidade de presença de montmorilonita, confere a estes solos sua característica de expansividade. Tal característica, associada às constantes variações de umidade na superfície, constituem o fator que controla e desencadeia processos erosivos intensos nestes solos, quando expostos à ação das águas superficiais. Com o ressecamento ocorre o empastilhamento superficial do solo que, ao entrar novamente em contato com a água se desagrega, iniciando um processo erosivo (KORMANN, 1999).

Chamecki (2002) recomenda evitar a exposição das argilas rijas da Formação Guabirota em taludes, escavações e aterros pela alta erodibilidade que apresentam. Sua superfície deve ser mantida protegida por vegetação ou por outros materiais, para preservar sua umidade.

## 2.2 A CAL

A cal é um aglomerante resultante da calcinação de rochas carbonáticas (calcários e dolomitos), sendo que o produto desta calcinação, que contém, predominantemente, óxidos de cálcio, exibe estrutura porosa e formato idênticos aos dos grãos da rocha original, sendo denominada de cal viva (GUIMARÃES, 2002).

A cal viva é composta por óxidos de cálcio ou cálcio-magnésio. O processo de calcinação do calcário, no qual o carbonato de cálcio da rocha é reduzido a óxido de cálcio é descrito na Equação 2.1. Quando ocorre a calcinação do dolomito, ou calcário dolomítico, que contém carbonatos de cálcio e magnésio em sua formação a calcinação ocorre conforme a Equação 2.2 (GUIMARÃES, 2002).



O produto de cada reação recebe um nome diferenciado, sendo que o óxido de cálcio (Equação 2.1) recebe o nome de cal calcítica e o produto misto deste com o óxido de magnésio é denominado cal dolomítica.

Pela hidratação da cal viva é obtida a cal hidratada. Guimarães (2002) descreve esta reação como “reações de fases sólido-líquida”, sendo que, conforme a quantidade de água adicionada, o produto da reação pode ser seco ou com aspectos de lama, creme ou solução saturada. A Equação 2.3, demonstra o processo de produção da cal hidratada.



As exigências físicas e químicas para a cal hidratada, segundo a norma brasileira NBR 7175 (ABNT, 2003), são apresentadas na Tabela 1 e na Tabela 2, respectivamente.

**Tabela 1. Exigências físicas da cal hidratada segundo a NBR 7175**

Compostos		Limites		
		CH-I	CH-II	CH-III
Finura (% retida acumulada)	Peneira 0,600 mm	≤ 0,5%	≤ 0,5%	≤ 0,5%
	Peneira 0,075 mm	≥ 10%	≥ 15%	≥ 15%
Retenção de água		≥ 75%	≥ 75%	≥ 70%
Incorporação de areia		≥ 3%	≥ 2,5%	≥ 2,2%
Estabilidade	Ausência de cavidades ou protuberâncias			
Plasticidade		≥ 110%	≥ 110%	≥ 110%

Fonte: ABNT (2003).

**Tabela 2. Exigências químicas da cal hidratada segundo a NBR 7175**

Compostos		Limites		
		CH-I	CH-II	CH-III
Anidrido carbônico (CO <sub>2</sub> )	Na fábrica	≤ 5%	≤ 5%	≤ 13%
	No depósito	≤ 7%	≤ 7%	≤ 15%
Óxidos de cálcio e magnésio não hidratado calculado (CaO+MgO)		≤ 10%	≤ 15%	≤ 15%
Óxidos totais na base de não-voláteis (CaO <sub>total</sub> + MgO <sub>total</sub> )		≥ 90%	≥ 88%	≥ 88%

Fonte: ABNT (2003)

Nota-se que as exigências físicas e químicas são mais rigorosas para o tipo de cal hidratada CH-I, seguida da cal tipo CH-II e, por último, o CH-III. Assim, se considera o tipo CH-I como um tipo de cal mais pura e, portanto, mais cara no mercado. A finura e os óxidos de cálcio e magnésio não hidratados calculados são as exigências mais consideráveis que diferenciam os três tipos de cal no Brasil.

Segundo a Associação Brasileira de Produtores de Cal (ABPC), em 2008, a produção de cal no País atingiu 6,8 milhões de toneladas, sendo Brasil o 5º produtor de cal no mundo. 56% dessa produção é cal virgem, 27% é produção de cal hidratada e 17% é produção cativa (cal virgem produzida pelo próprio consumidor para uso industrial). A descrição da composição das cales comercializadas no Brasil (cal virgem cálcica, cal hidratada cálcica, cal hidratada dolomítica e cal virgem dolomítica) é mostrada na Tabela 3.

Tabela 3. Descrição da composição das cales comercializadas no Brasil

Tipo de cal	CaO (%)	MgO (%)	Insolúvel no HCL (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Perda ao Fogo (%)	CO <sub>2</sub> (%)	SO <sub>3</sub> (%)
Cal Virgem Cálcica	90-98	0,1-0,8	0,5-3,5	0,2-1	0,5-5	0,2-3,8	0,1-0,6
Cal Hidratada Cálcica	70-74	0,1-0,4	0,5-2,5	0,2-0,8	23-27	1,5-3,5	0,1-0,8
Cal Hidratada Dolomítica	39-61	15-30	0,5-18,2	0,2-1,5	19-27	3,0-6,0	0,02-0,2
Cal Virgem Dolomítica	51-61	30-37	0,5-4,5	0,2-1,0	0,5-4,5	0,05-0,1	0,05-0,1

Fonte: Guimarães (2002)

### 2.3 SOLOS MELHORADOS COM CAL

O solo-cal é uma mistura de solo, cal e água em proporções determinadas por ensaios de laboratório, sendo o seu produto algo capaz de ser usado em qualquer das camadas do pavimento rígido, além de outros lugares. A cal é um dos aditivos mais antigos e ainda mais populares usados no melhoramento das propriedades geotécnicas dos solos. Uma das construções mais importantes com estabilização de solos com cal é o aeroporto internacional de Denver (ASGARI *et al.*, 2015).

Denomina-se solo melhorado com cal quando se busca somente melhorar algumas propriedades dos solos, que em se tratando de pavimentação, são a expansibilidade, umidade excessiva e plasticidade elevada. Quando a necessidade é basicamente estrutural, a exemplo do uso em bases de pavimento ou revestimento de taludes, denomina-se a mistura como solo estabilizado com cal. Após a compactação e cura, a camada assim estabilizada suporta as cargas geradas pelo trânsito. A restrição feita às camadas asfálticas se deve porque nesse caso, não há o solo, então o uso da cal passa a ser apenas um melhorador de adesividade ou um produto extremamente fino para corrigir a granulometria da mistura asfáltica (AZEVEDO, 2010).

### 2.3.1 Reações solo-cal

Os solos coesivos misturados com cal e depois compactados (solo-cal) produz uma estabilização do solo. As reações entre a cal e os minerais de argila presentes no solo resultam em mudanças das propriedades plásticas e de estrutura do solo e, portanto, em uma maior capacidade de carga e resistência mecânica. Schanz *et al.* 2017, Abd el-aziz *et al.* 2013, Alrubaye *et al.* 2017 e Mohd Yunus *et al.* 2017 indicam que as mudanças mais importantes nos solos estabilizados com cal incluem: coagulação, agregação, afinidade reduzida para a água, compatibilidade melhorada e maior resistência mecânica. Outro efeito importante com a adição de cal é a diminuição da expansão e da contração dos solos (EMARAH; SELEEM, 2017; BELCHIOR *et al.*, 2017; ABD EL-AZIZ *et al.*, 2013; SCHANZ *et al.*, 2017; Robin *et al.*, 2015; THYAGARAJ *et al.*, 2014). Talvez o efeito mais importante da adição de cal seja o ganho na resistência mecânica, cujo aumento depende de vários fatores como o tempo de cura, o teor de cal usado e a temperatura. A reação imediata entre solo e a cal é que a adição de cal provoca um aumento súbito no pH da água do solo devido à dissolução parcial da  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .

Essas melhoras do ponto de vista geotécnico das misturas solo-cal são atribuídas à quatro reações básicas:

- *Troca de cátions*: a ordem de substituição dos cátions comumente associados aos solos é dada pela série isotrópica:  $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++}$ . Um cátion vai ter uma tendência de ir à esquerda da série, e os cátions monovalentes são geralmente substituíveis por cátions multivalentes. Em alguns casos, o processo de troca é praticamente dado pelo  $\text{Ca}^{++}$  saturado antes da adição de cal e a troca de cátions não acontece, ou é minimizada.
- *Floculação e aglomeração de partículas*: essas reações resultam em mudanças aparentes na textura (junto com a troca de cátions) e são, principalmente, responsáveis pelas mudanças na plasticidade, características de expansão e contração e na trabalhabilidade, mas não produzem aumento na resistência mecânica das misturas solo-cal.
- *Carbonatação da cal*: a cal reage com o dióxido de carbono para formar os agentes de cimentação: carbonatos de Ca e Mg. A carbonatação da cal é uma



das reações mais lentas e seu efeito pode aparecer em dias, meses ou anos(OLA, 1978).

- *Reação pozolânica*: esta é uma reação entre a sílica do solo e a alumina da cal para formar vários tipos de agentes de cimentação. Os agentes de cimentação são geralmente considerados como a principal fonte para o aumento da resistência mecânica na mistura. Igualmente à carbonatação da cal, a reação pozolânica pode acontecer desde dias até anos.

De acordo com Ingles e Metcalf (1972), a cal reage com minerais de argila para formar um gel de silicato de cálcio hidrossolúvel. Com o tempo, este gel cristaliza gradualmente em agentes de cimentação bem definidos, tais como hidratos de cálcio e silicato e hidrato de aluminato de cálcio. A alta alcalinidade em presença de água altera as condições físico-químicas das superfícies minerais de argila e, portanto, facilita o desenvolvimento de novos minerais através de reações pozolanas responsáveis pela formação dos agentes cimentantes. A reação prossegue somente enquanto a água está presente e é capaz de transportar íons de cálcio e hidroxila para a superfície da argila. Os minerais de argila que geralmente são encontrados em solos residuais tropicais, como a caulinita, o halloysite e os hidróxidos de alumínio cristalizado, também contribuem para as reações pozolanas, enquanto os compostos de ferro são considerados nocivos ou neutros (DE BRITO GALVÃO *et al.*, 2004). Os principais componentes dos solos lateríticos tropicais, que são responsáveis por reações pozolânicas e as reações em longo prazo, são a sílica amorfa e a alumina (TOWNSEND *et al.*, 1971).

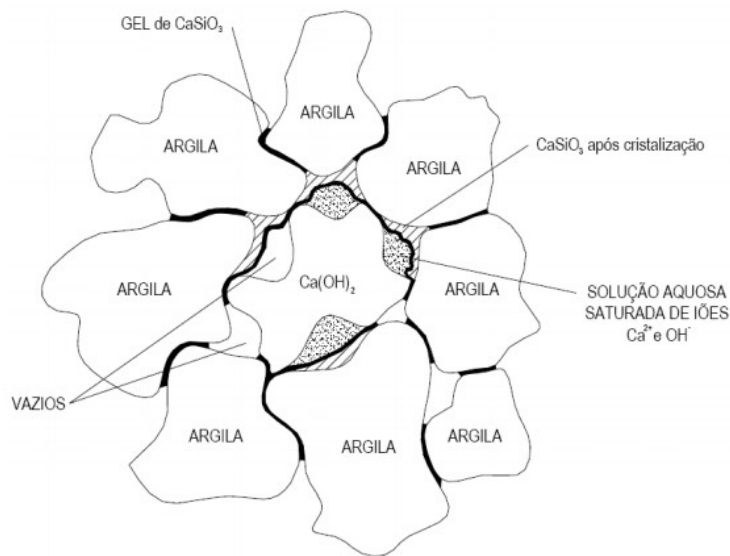
Quando adicionada a um solo, a cal induz uma redução do teor de água por hidratação (formação de hidróxido de cálcio a partir de óxido de cálcio) e evaporação (reação de hidratação exotérmica). Também provoca a floculação das partículas, reduzindo ainda mais a plasticidade do solo. Além disso, leva à formação de compostos cimentantes através de reações pozolânicas que unem as partículas do solo e resulta na melhoria da viabilidade do solo e do seu comportamento mecânico, em longo prazo, após a compactação (BOUROKBA MRABENT *et al.*, 2017).

Segundo Castro (1995) a estabilização química é uma técnica aplicável a todo tipo de solos que tenham uma fração de argila de 10-20% e com baixas porcentagens de matéria

orgânica e mica, cujo objetivo é torna-los ilesos às ações da água e mais resistentes a esforços.

Os estudos de laboratório têm indicado a eficácia da mistura solo-cal, notadamente em solos argilosos e expansivos. Em termos gerais, os solos mais reativos com cal são os seixos argilosos, as argilas siltosas e as argilas puras. Todos os solos classificados pela norma D3282 (ASTM, 2015) como A5, A6 e A7, e muitos dos solos A-2-6 e A-2-7 são, geralmente, susceptíveis à estabilização com cal. Quando a argila mineral componente da fração fina do solo é a caulinita, a reação com a cal se processa de uma forma lenta, principalmente se a fração argilosa for constituída, predominantemente, por óxidos e hidróxidos de ferro, caso em que a reação pode até mesmo se anular. Se, ao contrário, estiverem presentes na fração fina os minerais aluminosos (óxidos e hidróxidos de alumínio), que são comuns nos solos ferralíticos da América do Sul, África e seus similares do Sudeste Asiático, a reatividade com a cal é grande, o que torna a estabilização, nestes casos, bastante satisfatória (GUIMARÃES, 1971).

A interação entre a cal e a argila dissolve a sílica e a alumina das partículas de solo em ambiente de pH elevado, formado pelas moléculas de  $\text{Ca(OH)}_2$ . Os materiais dissolvidos combinam-se com os íons de cálcio, compondo produtos cimentícios que interligam as partículas argilosas como se mostra na Figura 3.



**Figura 3. Formação de material cimentício numa mistura solo-cal.**

**Fonte: Ingles e Metcalf (1972)**

Em solos melhorados com cal, segundo Inglês e Metcalf (1972), a água somente é necessária para transportar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila para que ocorram as reações químicas, e que o teor ótimo de água obtido no ensaio de compactação é suficiente para efetivar esse processo.

Para obter a quantidade de mínima de cal necessária para estabilizar o solo, várias metodologias são reportadas na literatura, baseadas principalmente nas reações solo-cal, pH, índices de consistência, resistência mecânica e durabilidade. A primeira metodologia encontrada na literatura é proposta por Eades e Grim (1966). Segundo Eades e Grim (1966) a quantidade ótima de cal corresponde ao teor necessário para produzir um pH de água no solo de 12,4, nomeadamente uma solução saturada de cal. Embora os testes sejam conduzidos na fração fina (passante na peneira 425  $\mu\text{m}$ ) do material estabilizado, ou seja, aquela fração mais reativa à estabilização de cal, presume-se que os resultados se apliquem a toda a classificação do material.

Outra metodologia muito empregada na literatura é a proposta por Rogers *et al.*, (1997). O método é chamado também de ICL (Initial Consumption of Lime) onde o teor mínimo de cal para estabilizar o solo é aquele onde o pH atinge um valor máximo constante.

O método de Hilt e Davidson (1960) é baseado no limite de plasticidade. O mínimo teor de cal corresponde ao teor de cal acima do qual não ocorre mais alteração no limite de plasticidade. O solo deve ser peneirado passante no diâmetro 425  $\mu\text{m}$ , umedecido e deixado curar por 24 h antes do ensaio do LP.

Outros métodos como o de Illinois o método de Texas, sugerem que a quantidade de calótima de cal é aquela que atinge um aumento de 350 kPa na compressão simples em 48 horas a 49 C (PUPPALA, 2016).

### **2.3.2 Influência da cal nas propriedades geotécnicas de solos**

Na técnica de solos estabilizados com cal deve-se considerar a resistência obtida pelo solo logo após ser cimentado artificialmente, e, posteriormente, em um determinado tempo de cura. Os principais ensaios de resistência mecânica que se faz são: a resistência à compressão simples, a resistência à tração por compressão diametral, à resistência ao cisalhamento direto, de rigidez, de durabilidade, modulo de resiliência, ensaios triaxiais e de *California Bearing Ratio* (CBR). Nos últimos anos, um número crescente de estudos tem investigado o efeito da adição de cal nas propriedades geotécnicas de solos.

Segundo Greaves (1996), as propriedades físicas e químicas de diferentes solos de grão fino podem ser melhoradas pela adição de cal para que possam ser utilizados para a construção de aterros, por exemplo. A técnica de estabilização com a cal dá vantagens econômicas e ambientais, especialmente quando o solo impróprio está disponível no local: não há custos para o fornecimento e transporte de solos adequados e não há necessidade de um aterro para descarte do solo impróprio.

Bordignon (2015) estudou um solo sedimentar da Formação Guabirotuba estabilizado com 3%, 6%, 8% e 16% de cal hidratada em pó, com tempos de cura de 5, 14, 28 e 56 dias. Para as misturas com 6%, 8% e 16%, de cal aos 28 dias de cura, a média da RCS foi de 0,57 MPa, 1,06 MPa e 2,37 MPa, respectivamente, para o proctor normal, sendo que para o proctor intermediário, com o mesmo período de cura, e nas mesmas porcentagens, os resultados de RCS foram de 0,54 MPa, 1,04 MPa, e 2,71 MPa, respectivamente. Observou, também, entre outras coisas, que as misturas solo-cal estudadas apresentaram

comportamento aceitável pelas normas vigentes para utilização como camadas de sub-base, sendo que somente recomendada a mistura de 16% de cal com 28 dias de cura para uso em bases de pavimentos.

Harichane (2011) estudou o efeito de cal (teores de 0-8%), pozolana (teores de 0-20%) e o uso das duas na resistência ao cisalhamento direto e propriedades de compactação de dois solos coesivos (cor cinza e cor vermelho) durante processos de cura de 1, 7, 28 e 90 dias. Os resultados demonstraram que o uso de cal e pozolana aumentaram o ângulo de atrito interno e a coesão dos dois solos. Por exemplo, para o solo cinza a coesão passou de 120 kPa para 210 kPa entre 28 e 90 dias de cura e adição de 4% de cal, mas o ângulo de atrito ficou igual. Nesse mesmo solo e com os mesmos tempos de cura, com a adição de 8% de cal a coesão passou de 140 kPa para 230 kPa e o ângulo de atrito de 42° para 50°, assim, com o aumento do teor de cal, se teve um maior desenvolvimento da coesão e do atrito do solo.

Sezer (2006) usou cinza vulcânica para reforçar uma argila com teores desde 5% até 20% e períodos de cura de 1 até 90 dias. Encontrou-se um acréscimo nos parâmetros ao cisalhamento direto (ângulo de atrito e coesão) atribuídos à reação pozolânica e ao efeito de refinamento dos poros das cinzas volantes. Os melhores resultados foram obtidos para 90 dias de cura onde a coesão obteve um máximo de, aproximadamente, 450 kPa com um ângulo de atrito de 33° para uma adição de 20% de cinza em peso seco.

Conforme ao estudo feito por Asgari *et al.*(2015) foi comprovado que o teor ótimo de umidade, peso específico máximo seco e índice de plasticidade são afetados pela adição de cimento e cal, sendo que o limite de liquidez das misturas diminui e o limite de plasticidade aumenta. Assim, a redução do índice de plasticidade facilita uma maior trabalhabilidade. Foram usados teores de cal de 3, 5, 7 e 9% e tempos de cura de 7, 14, 21, 28 e 60 dias; obtendo resistências à compressão simples máximas de 395, 1152, 1078, 783 e 369 kPa para 3,5,7 e 9% de cal, respectivamente, em 60 dias de cura nas condições ótimas de compactação.

Emarah e Seleem(2017) e De Brito Galvão *et al.*(2004) indicam que a adição de cal influencia propriedades como a permeabilidade e a compressibilidade dos solos. O coeficiente de permeabilidade saturado dos solos diminui com o acréscimo de cal devido aos enlaces químicos e a agregação, enquanto que os valores de resistência à compressão

simples melhoram com 4% de cal. Os autores também concluem que a cal é efetiva para diminuir o potencial de colapso dos solos quando é compactado em densidades inferiores à densidade seca máxima. Outros autores como Da Rocha *et al.*(2016) chamam a atenção sobre os impactos ambientais de misturas de argila com cal mediante o uso de avaliações de ciclo de vida para que as misturas possam atingir resistências e rigidezes específicas de projetos.

Bourokba Mrabentet *al.*(2017) estudaram o efeito da adição de 2, 4, 6 e 8% de cal em um solo argiloso expansivo. Os resultados obtidos demonstraram uma redução no limite de liquidez de 50 até 42%, um aumento no limite de plasticidade de 22 até 28% e uma redução no peso específico seco máximo e um aumento no teor de umidade ótimo nas propriedades de compactação. Além disso, os autores concluíram que com a adição de 8% de cal logrou-se diminuir a expansão da argila em um 60%.

O efeito da adição de cal na expansão de solos também foi recentemente estudado por Schanzet *al.*(2017), que adicionaram diferentes porcentagens de cal e de areia em uma argila com alto grau de expansibilidade para estabilizá-la. Quando a argila altamente expansiva é estabilizada com 50% de areia e 10% de cal, seu potencial de expansão e pressão de expansão são quase eliminados. Outras propriedades como o CBR e RCS foram estudadas, encontrando que o CBR aumenta com o aumento do teor de cal, mas foi possível encontrar maiores valores de CBR com a adição simultânea de areia-cal; por outra parte o aumento de cal aumentou os valores de resistência à compressão simples depois de 3 semanas de cura obtendo uma RCS máxima de 1450 kPa com 10% de cal com 56 dias de cura.

Al-Mukhtaret *al.*(2014) realizaram estudos mineralógicos em diferentes tipos de argilas tratados com um valor fixo de 10% de cal mediante ensaios de difração de raios X e de análise termogravimétrica. Foram avaliadas duas reações principais: a reação em curto prazo (troca de cátions e floculação) e a reação em longo prazo (reação pozolânica). Os resultados demonstraram que os solos argilosos têm diferentes reações cinéticas dependendo da composição mineralógica e que todos os solos consomem a quantidade de cal adicionada depois de um período de cura mais curto ou mais longo. A reação pozolânica presente em todos os solos argilosos testados no estudo depende da quantidade de cal disponível e é

muito acelerada pelo aumento da temperatura de cura de 20° a 50° C. Esta reação induz mudanças estruturais e mineralógicas nos solos tratados devido aos hidratos de cálcio recém-formados.

No mesmo ano, Aldaoodet *al.*(2014) analisaramas mudanças nas propriedades geotécnicas (expansão, RCS e propriedades mineralógicas) de solos adicionando diferentes teores de gesso (0, 5, 15 e 25%) e de cal hidratada, tendo em vista diferentes tempos de cura e temperatura. As análises dos resultados demonstraram que existe um aumento na RCS (máxima de 2,4 MPa) das misturas e um aumento na expansão da argila com o aumento de gesso. O potencial de expansão aumentou com os tempos de cura e diminuiu com a temperatura de cura no solo tratado com cal. Os testes realizados no microscópico mostraram a formação de hidratos de silicato de cálcio e hidratos de aluminato de cálcio responsáveis pelo desenvolvimento da resistência nas amostras de solo tratadas. Essas mesmas conclusões foram mostradas por Bhuvaneshwariet *al.*(2014).

Alzubaidi *et al.*(2013) investigaram o efeito da taxa de deformação sobre a resistência e as características físico-mecânicas de misturas de solo com cal. Os autores empregaram 5 taxas de deformação de 0,1;0,8;2;4 e 7% por minuto com pressões de confinamento de 100 até 340 kPa mediante ensaios triaxiais em condições não consolidadas e com amostras curadas com 7 e 21 dias. Para as misturas solo-cal em diferentes períodos de cura, a tensão de cisalhamento não drenada, o módulo inicial de elasticidade e a coesão aparente aumentavam, em seguida, diminuía à medida que a taxa de deformação e o teor de cal aumentavam. Além disso, as mesmas variáveis e o ângulo de atrito interno aumentavam com o aumento do período de cura. O ângulo de atrito aumentou rapidamente com a adição de 3-6% de cal (entre 32° e 37°). Os autores concluíram que as melhores taxas de deformação para estudar a mistura solo-cal estavam compreendidas entre 2-4% por minuto.

Anggrainiet *al.*(2015a) estudaram os efeitos da adição de cal sobre a resistência à tração e à compressão em um solo argiloso misturado com fibras de coco. Com a adição de cal foi demonstrado que ambas as resistências têm uma tendência crescente com o aumento de teor de cal e com o aumento da quantidade de fibra de coco. A resistência à tração cresceu entre valores de 75,8 kPa e 101,8 kPa enquanto que a compressão cresceu em 2,1 vezes com o aumento do tempo de cura. A mesma autora e colegas também estudaram a

adição de cal em outro tipo de solos como argilas marinhas com fibras naturais (ANGGRAINI *et al.*, 2015b; ANGGRAINI *et al.*, 2016).

A cal também pode ser usada em combinação com agentes cimentantes adicionais, por exemplo, cimento Portland, ou através de uma reação combinada com pozolanas. Tais abordagens podem ser empregadas quando maiores resistências são necessárias num período curto de tempo como, por exemplo, dentro de 7 dias. É importante notar que essas abordagens alteram a química do produto de reação e as localizações na estrutura solo-agente cimentante onde se melhora a resistência, em comparação com o melhoramento do solo envolvendo somente cal (BEETHAM *et al.*, 2015). Exemplo dessas combinações são mostradas nos estudos realizados por Bagheriet *al.*(2014), Caliket *al.*(2014) e Sivapullaiah *et al.*(2006, 2014); onde usaram cinza de casca de arroz, resíduos de construção civil, e cinzas volantes. Por outra parte, a cal também produz um aumento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento direto das misturas de solos com a adição de outro agente cimentante (ABD EL-AZIZ *et al.*, 2013; ALRUBAYE *et al.*, 2017).

Outras Pesquisas demonstraram os benefícios da adição de cal em solos finos e granulares (CIANCIO *et al.*, 2014; CUISINIER *et al.*, 2011; DASH; HUSSAIN, 2011; 2015; DENELEE *et al.*, 2016; ELKADY, 2016; HAN; CHENG, 2015; JAMES *et al.*, 2008; KUMAR *et al.*, 2007; LIU *et al.*, 2012; OSINUBI; NWAIWU, 2006; PUPPALA; PEDARLA, 2017; PUPPALA *et al.*, 2006; RAMESH; SIVAPULLAIAH, 2011; RAO *et al.*, 2001; SHARMA *et al.*, 2012; SIVAPULLAIAH *et al.*, 2014; SOLANKI; KAMAN, 2009; SOLANKI; ZAMAN, 2013; TANG *et al.*, 2011; WANG *et al.*, 2013; YI *et al.*, 2015; YUNUS *et al.*, 2016). Recentemente, Sharma *et al.*(2012), Schwantes e Dai (2017), Saldanha *et al.*(2017), López-Lara *et al.*(2017), Guidobaldi *et al.*(2017), Eujine *et al.*(2017a), Eujine *et al.*(2017b), Silvani *et al.*(2016), Dang *et al.*(2016) e Wang *et al.*(2017) relataram que a inserção de cal em pó em solos produz um aumento na resistência, uma diminuição na expansão e contração, um aumento no teor de umidade ótimo de compactação, uma diminuição no peso específico seco máximo de compactação, mudanças nos limites de liquidez e de plasticidade assim como nos parâmetros de resistência como a coesão e o ângulo de atrito.



### 2.3.3 Fatores que influenciam na resistência de solos estabilizados com cal

Cada um dos resultados dos ensaios de resistência mecânica (compressão e tração, principalmente) é influenciado pelas características intrínsecas às misturas solo-cal, tais como a porosidade, o teor de umidade, o grau de saturação, o teor de cal, o teor volumétrico de cal (volume de cal dividido pelo volume do corpo de prova), o volume de vazios, e a sucção. Assim, esses fatores também têm uma influência na resistência dos solos cimentados artificialmente (CONSOLI *et al.*, 2010a; 2010b).

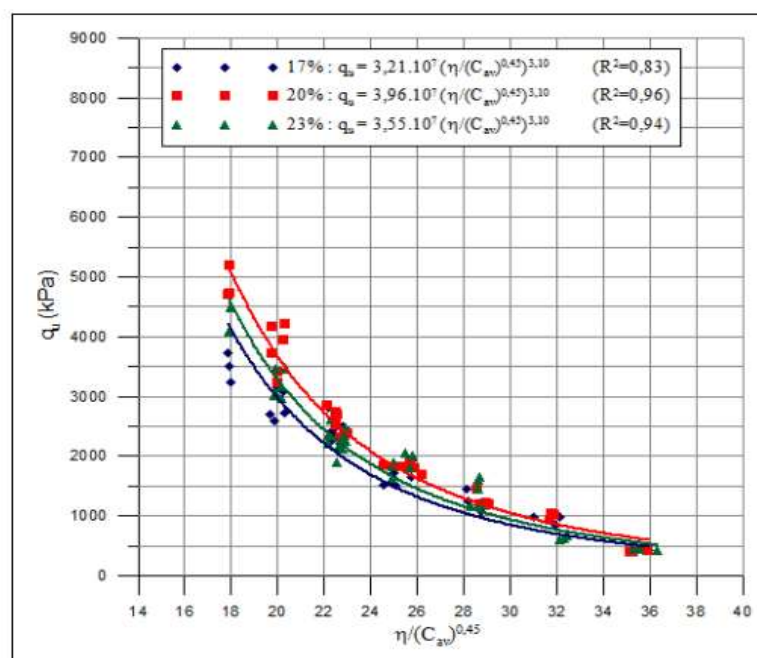
O primeiro autor a sugerir que a resistência de solos cimentados artificialmente não deve ser correlacionada com fatores como a relação água/cimento foi Larnach (1960), devido, entre outras, porque não se consegue em um processo de compactação de misturas solo-cimento ou solo-cal expulsar todo o ar. Larnach (1960) estudou a resistência mecânica de misturas de solo-cimento e encontrou que um fator que pode influenciar a resistência é a relação de volume de vazios e o volume de cimento ( $V_v/V_c$ ) dos corpos de prova. Assim, esta relação torna-se de grande utilidade para estimar valores de resistência em função deste fator.

Foppa (2005) quantificou a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem, sobre a resistência mecânica de um solo arenoso artificialmente cimentado e avaliou a adequação do uso das relações água/cimento e vazios/cimento na estimativa da sua resistência à compressão simples. Foppa (2005) concluiu que o fator água/cimento não é um bom parâmetro para estimativa da resistência à compressão simples. Ao contrário da relação água/cimento, a razão vazios/cimento, definida como a relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ), ajustada por um expoente, demonstrou ser o parâmetro mais adequado na estimativa da resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento.

Posteriormente, Lopes Júnior (2007) estudou a influência da quantidade de cal, da porosidade e do teor de umidade de moldagem, sobre a resistência de um solo arenoso tratado com cal e rocha basáltica pulverizada, e avaliou a adequação do uso das relações água/cal e vazios/cal na estimativa da sua resistência à compressão simples. O autor chegou a mesma conclusão que Foppa (2005): a relação vazios/cal, assim como a relação vazios/cimento, definida pela razão entre a porosidade da mistura compactada e o teor

volumétrico de cimentação, ajustada por um expoente, demonstraram ser o parâmetro mais adequado na estimativa da resistência à compressão simples do solo-cal e do solo-cimento estudado. À vista disso, e sabendo que a relação porosidade/teor volumétrico de cimento e a relação porosidade/teor volumétrico de cal têm uma influência direta na resistência à compressão simples de solos melhorados com cimento e cal, respectivamente, esse único parâmetro foi adotado como estimador tanto para compressão como para tração de solos melhorados artificialmente.

Johann (2013) trabalhou as metodologias para a previsão do comportamento mecânico e variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em longos períodos de cura através de ensaios de compressão simples, tração e rigidez inicial. Obteve relações únicas e distintas sobre a influência da porosidade e a relação porosidade / teor volumétrico de cal sobre a resistência. A Figura 4 mostra a influência da relação porosidade / teor volumétrico de cal sobre a resistência à compressão simples ( $q_u$ ), aos 28 dias de cura, encontrada por Johann (2013) para um solo siltoso estabilizado com teores de 3%, 5%, 7% e 9% de cal, em corpos de prova de 5cm x 10cm, diferentes pesos específicos aparentes secos e umidades de moldagem de 17, 20 e 23%.



**Figura 4. Efeito da umidade nas amostras de caulim-cal com 17%, 20% e 23% de umidade, aos 28 dias de cura, submetidas aos ensaios de compressão simples**

Fonte: Johann (2013)

Nota-se na Figura 4 que o parâmetro vazios/cal mostra uma tendência única nos pontos experimentais de compressão. Esta observação é similar à observada por Larnach (1960), Foppa (2005) e Lopes Júnior (2007), isto é, esse parâmetro pode ser empregado para dosagem e controle de execução de obras civis de solo-agente cimentante (cal, cimento, ect.), em campo.

Consoli *et al.* (2014c) também quantificaram o efeito do tempo de cura, o teor de cal (hidratada), o peso específico aparente seco, e o teor de umidade na compactação, na resistência à compressão simples de uma argila tratada com cal. Os autores observaram que houve um aumento na resistência à compressão simples quando o teor de cal aumenta (desde 3% até 11%), a porosidade diminui (desde 41% até 31%) e o tempo de cura aumenta (28, 90 e 360 dias). A Figura 5 mostra o comportamento mecânico do solo estudado por Consoli *et al.* (2014c).

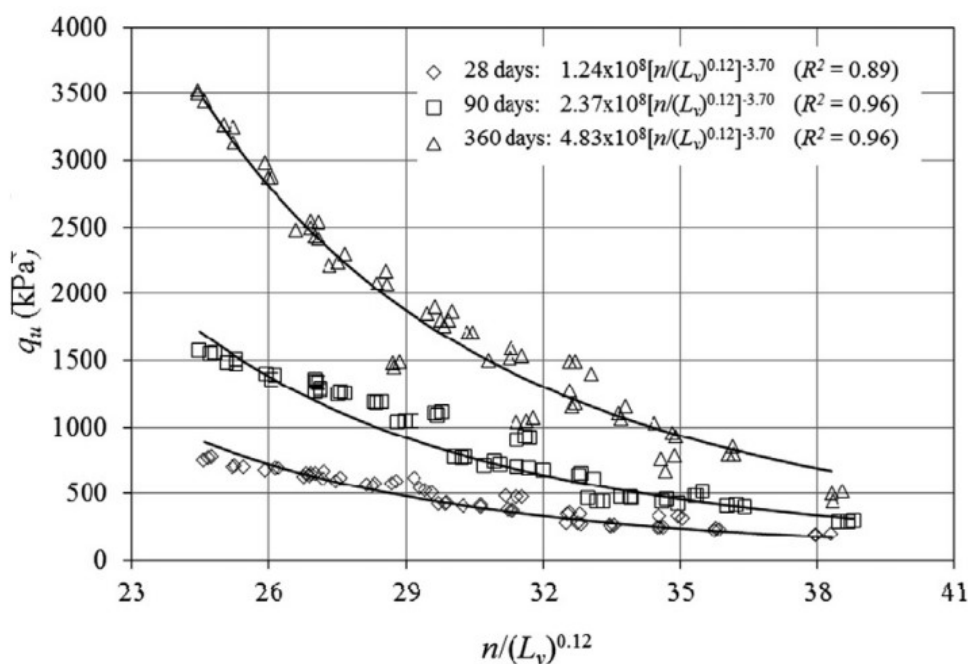


Figura 5. Influência da relação  $\eta/L_v$  na resistência à compressão simples de misturas solo cal para diferentes tempos de cura

Fonte: Consoli *et al.* (2014c)

Percebe-se que este solo é dependente da relação porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/L_v$ ) para os diferentes tempos de cura; nota-se que para os 28 dias de cura a máxima

resistência atingida foi de, aproximadamente, 800 kPa, para 90 dias, 1700 kPa, e para 360 dias uma resistência de 3500 kPa foi observada. Pode-se dizer também que com a diminuição de  $\eta/L_v$  se aumenta o grau de compactação o que já produz um aumento na resistência devido ao aumento da densidade.

Consoli *et al.* (2014c) concluíram que o aumento na resistência não confinada de misturas solo-cal não é linear com o aumento do teor cal, sendo mais visível a não linearidade em períodos de cura mais longos e quantidades menores de cal. Por outra parte, é efetivo aplicar um expoente sobre o teor volumétrico de cal para encontrar um melhor ajuste gráfico no comportamento mecânico. Além disso, encontraram uma relação única da influência da relação porosidade/teor de cal ( $\eta/L_v$ ) na estimativa de  $q_u$  para qualquer tempo de cura (t) mediante a seguinte expressão (Equação 2.4):

$$q_u = 2,14(t)^{-0,53} \left[ \frac{\eta}{(L_v)^{0,12}} \right]^{-3,70} \quad (2.4)$$

Onde t é tempo de cura entre 28 e 360 dias,  $\eta$  é a porosidade e  $L_v$  é o teor volumétrico de cal. A Equação 2.4 foi discutida por Baldovino *et al.* (2018), foi discutida tendo como base os mesmos resultados experimentais de Consoli *et al.* (2014c), ficando da seguinte forma:

$$q_u = 0,20(t)^{0,54} \left[ \frac{\eta}{(L_v)^{0,12}} \right]^{-3,70} \quad (2.5)$$

A Equação 2.5 fornece um ajuste melhor dos pontos experimentais vs pontos teóricos de resistência quando comparados com a Equação 2.4. Pesquisas anteriores demonstraram que a resistência à compressão simples, a resistência à compressão diametral, os parâmetros de resistência do solo, durabilidade e rigidez de solos cimentados artificialmente com cal estão influenciados diretamente pela relação  $\eta/L_v$ , ajustada a um expoente entre 0,01 e 1,00 (CONSOLI *et al.*, 2009a; 2009b; 2010a; 2010b; 2012a; 2012b; 2014a; 2014b; 2014c; 2014d; 2016a; 2016b; 2017a; 2017b; LOPES JUNIOR, 2011; NOVAES, 2016).

## 2.4 CURVA CARACTERÍSTICA DE SUÇÃO E MÉTODO DO PAPEL FILTRO

A curva característica de sucção é uma relação constitutiva fundamental na mecânica dos solos não saturados. Em termos gerais, a curva característica de sucção descreve a relação entre a sucção e o teor de água no solo. Mais especificamente, a curva característica de sucção descreve o potencial termodinâmico da água do poro do solo em relação à água livre em função da quantidade de água adsorvida pelo sistema água-solo. Com um teor de água relativamente baixo, o potencial da água nos poros é relativamente baixo em comparação com a água livre, e a sucção do solo correspondente é elevada. Com um teor de água relativamente elevado, a diferença entre o potencial de água no poro e o potencial de água livre diminui e a sucção do solo correspondente é, relativamente, baixa (NING e LIKOS, 2003).

A sucção do solo (sucção total) tem duas componentes: matricial e osmótica (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Sucção total é definida como a energia livre total da água no solo por unidade de volume. Sucção matricial refere-se a uma medida da energia necessária para remover uma molécula de água a partir da matriz do solo, sem alterar o estado da água. Ela representa a diferença entre a pressão do ar nos poros e a pressão da água nos poros. Sucção osmótica surge das diferenças entre a concentração de sal na água dos poros e na água pura. O total de sucção no solo é dado pela soma da sucção matricial e da osmótica. Para baixos valores de sucção, uma pequena influência da sucção osmótica é observada; para valores mais elevados de sucção, acima de 1500 kPa, a contribuição de sucção osmótica é negligenciável (BURCKHARD *et al.*, 2000).

Para Vijayakumar e Premalatha (2013), a estabilização de solos finos com cal indica que a adição da menor percentagem de cal aumenta a área da inclinação da curva característica de sucção no processo de secagem, o que causa para o solo atingir no estado residual um valor inferior de sucção, apresentando também uma diminuição significativa na percentagem da expansão do solo, quando o aumento da percentagem de cal é de 4%.

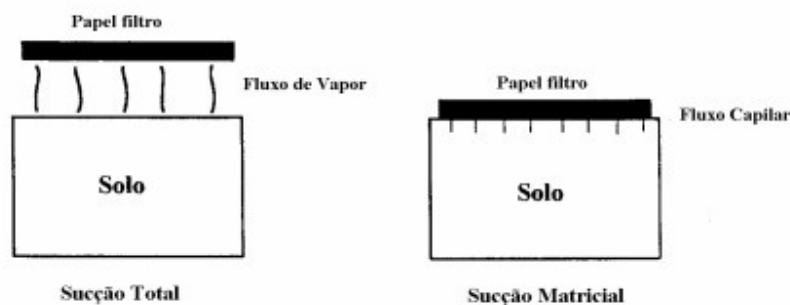
Existem dois métodos consagrados para a medição da sucção nos solos: método do papel filtro e câmara de pressão de Richards.

O método do papel filtro pode ser empregado para a medição de uma variada gama de valores de sucção no solo, desde poucos quilopascals até centenas de quilopascals. No entanto, o procedimento da medição da sucção com esta metodologia deve ser cuidadoso e pode ser dividido em duas fases:

1. Sem contato com o solo: usado para medir a sucção total.
2. Em contato direto com o solo: usado para medir a sucção matricial.

As medições nestes dois procedimentos dependem diretamente do grau de contato entre o papel filtro com o solo. O papel é usado como um sensor e é considerado como um método indireto, uma vez que é necessário calibrar o conteúdo de água do papel filtro contra a sucção do solo (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Os tipos de papéis mais usados são o Schleicher e Shuell N° 589 e o Wathman N° 42, que devem ser utilizados no estado seco. A norma D 5298-97 (ASTM, 1997) sugere que o papel filtro seja seco em estufa por cerca de 20 horas antes do uso a temperatura de 60°. Este procedimento pode interferir nas características de absorção do papel, alterando a curva de calibração (MARINHO, 1994). Marinho (1995) fez a diferenciação entre o fluxo de vapor e o fluxo capilar, sendo o primeiro o que produz a sucção total e o segundo a sucção matricial, como se observa na Figura 6.



**Figura 6. Tipos de fluxo para o papel filtro**

**Fonte: Marinho (1995)**

Na Tabela 4, as principais curvas de calibração para medir a sucção com o papel filtro Wathman N°42 são apresentadas. As curvas propostas por Chandler e Gutierrez (1986) e

Chandler *et al.* (1992) são as mais observadas na literatura. O tempo de resposta do papel filtro Wathman N°42 para que fique em equilíbrio com o solo e se consiga assegurar a sucção no papel são apresentadas nas equações da Tabela 4.

**Tabela 4. Curvas de calibração para o papel filtro Wathman N°42**

<b>Autor</b>	<b>Curva de calibração</b>
Hamblin (1984)	$\log \psi = 8,022 - 3,683 \log wf$
Chandler e Gutierrez (1986)	$\log \psi = 4,84 - 0,0622 \log wf$ $wf < 47$
Chandler <i>et al.</i> (1962)	$\log \psi = 6,05 - 2,48 \log wf$ $wf \geq 47$
Greacen <i>et al.</i> (1987)	$\log \psi = 5,327 - 0,0779 \log wf$ $wf < 45,3$
ASTM (1997)	$\log \psi = 2,413 - 0,0135 \log wf$ $wf \geq 45,3$

Nota:  $\psi$  = sucção (kPa),  $wf$  = teor de umidade do papel filtro (%).

**Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)**

Wang *et al.* (2017) estudaram a curva característica de sucção de um solo siltoso tratado com 2% de cal. Os resultados demonstraram que a adição da cal aumenta a capacidade de retenção da água do solo. Elkady *et al.* (2016) também investigaram o efeito da adição de cal na curva de retenção de água em um solo expansivo; os autores usaram, principalmente, a técnica do papel filtro e o método de translação de eixos para analisar a influência do tempo de cura na sucção do solo tratado com cal. Os resultados dos ensaios indicaram que a quantidade de cal teve um efeito significativo na forma e no valor de entrada de ar da curva característica devido a mudanças na microestrutura do solo, enquanto que o período de cura teve um efeito muito menos significativo. Além disso, a aplicação da tensão normal atrasou a dessaturação de amostras causando aumento no valor de entrada de ar. Demonstra-se, assim, que o papel filtro pode ser empregado para medir sucção de misturas solo-cal. Outros autores, como Foppa (2005), Johann (2013), Lopes Júnior (2011) e Consoliet *al.* (2014c), empregaram o método do papel filtro para estudar a influência da sucção de amostras solo-cal e solo-cimento na resistência à compressão simples e tração por compressão diametral. Os autores concluíram que os corpos de prova depois de serem submetidos à saturação por imersão (obtendo saturações maiores a 80%) as forças capilares no interior das amostras (sucção matricial) não tem ingerência nos resultados das resistências.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental da presente pesquisa se divide em três partes. A primeira consiste em quantificar a influência do teor de cal, da umidade, da porosidade de moldagem e do tempo de cura na resistência à compressão simples, na resistência à tração por compressão diametral e na resistência ao cisalhamento direto de um solo fino da Formação Guabirotuba. A segunda consiste em avaliar o uso das relações porosidade/teor volumétrico de cal e água/cal na estimativa da resistência à compressão simples, tração por compressão diametral e cisalhamento direto do solo misturado com a cal. Por último, a terceira parte é desenvolver uma equação geral que possa prever a resistência mecânica deste solo cimentado artificialmente com cal dolomítica mediante o uso das relações mencionadas.

A pesquisa apresenta três grupos principais de variáveis, que são: variáveis independentes ou investigadas, variáveis fixas e variáveis de resposta ou dependentes também utilizadas por Lopes Júnior (2007) e Johann (2013).

As variáveis independentes ou investigadas são:

1. *Teor de cal* (L): massa de cal dividida pela massa seca do solo estudado, expressa em porcentagem;
2. *Teor de umidade* ( $\omega$ ): massa de água dividida pela massa seca do material de estudo (massa de solo seco + massa seca da cal), expressa em porcentagem;
3. *Tempo de cura* (t): tempo em dias. Serão usados tempos de cura de 15, 30, 60, 90 e 180 dias para os ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral e tempos de cura de 30, 90 e 180 para os ensaios de cisalhamento direto;
4. *Densidade da mistura solo-cal*: expressa pelo peso específico seco aparente ou pela porosidade de compactação das misturas solo-cal;
5. *Relação porosidade/teor volumétrico de cal* ( $\eta/L_v$ ): porosidade das misturas solo-cal dividida pelo teor volumétrico de cal, que por sua vez é o quociente entre o volume de cal e o volume total da amostra de solo-cal compactada;
6. *Relação água/cal* (A/L): volume absoluto de água (A) dividido pelo volume absoluto de cal (L), presente nas amostras de solo-cal compactadas.



As variáveis fixas são:

1. *Tipo de solo*: solo fino sedimentar da Formação geológica de Guabirotuba, originário da terceira camada;
2. *Tipo de agente cimentante*: cal hidratada dolomítica tipo CH-III fornecida por um produtor local;
3. *Temperatura durante a moldagem*:  $25^{\circ} \pm 2\%$ ;
4. *Velocidade de deformação nos ensaios de compressão simples*: 1,00 mm por minuto;
5. *Velocidade de deformação nos ensaios de tração por compressão diametral*: 1,00 mm por minuto;
6. *Velocidade de deformação nos ensaios de cisalhamento direto*: 1,00 mm por minuto;

As variáveis de resposta ou dependentes são:

1. *Resistência à compressão simples ( $q_u$ )*;
2. *Resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ )*;
3. *Resistência ao cisalhamento direto*: obtendo, principalmente, os parâmetros de resistência ao cisalhamento direto: ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e coesão das amostras do solo-cal (C);
4. *Sucção matricial*;

O programa experimental foi executado em 4 etapas. Na primeira etapa foram realizados os ensaios de pH com o objetivo de definir os teores de cal a serem utilizados para cimentar o solo artificialmente.

Na segunda etapa foram realizados os ensaios de caracterização física do solo e das misturas solo-cal, com o objetivo de classificar o tipo de solo utilizado nesta pesquisa, assim como as propriedades da compactação, importantes para definir as próximas etapas da investigação.

Na terceira etapa foi realizada uma bateria de ensaios de resistência à compressão simples, tração por compressão diametral e cisalhamento direto, de acordo com o programa de ensaios. Nesta etapa foi avaliada a influência de todas as variáveis estudadas sobre a

resistência mecânica das misturas solo-cal, principalmente à compressão simples, à tração por compressão diametral e ao cisalhamento direto, além de avaliar a influência da sucção na resistência mecânica quando as amostras de solo-cal eram testadas em condições insaturadas (iguais condições de moldagem) e em condições “saturadas” (depois de um processo de imersão em água).

Na quarta etapa foram realizados os ensaios de sucção matricial com a metodologia do papel filtro proposta por Marinho (1995).

Na tabela 5 são apresentadas as etapas do programa experimental, assim como o tipo e o número de ensaios realizados.

**Tabela 5. Etapas e Ensaios do Programa Experimental**

<b>Etapa</b>	<b>Material</b>	<b>Tipo de ensaio</b>	<b>Número de ensaios</b>	
Ensaio de caracterização	Solo	Análise granulométrica	1	
		Limite de liquidez	1	
		Limite de plasticidade	1	
		Massa específica real dos grãos	5	
		Compactação(energias)	3	
	Cal	Massa específica real dos grãos	5	
		Finura	1	
		Limite de liquidez	6	
		Solo-cal	Limite de plasticidade	6
		Solo-cal	Compactação(teores de cal)	4
Dosagem de cal	Solo-cal	ICL	1	
Resistência Mecânica	Solo e Solo-cal	Resistência à compressão simples(3 CP's x ensaio)	225	
		Resistência à tração por compressão diametral(3 CP's x ensaio)	225	
		Resistência ao cisalhamento direto(4 tensões normais)	144	
Sucção	Solo-cal	Sucção matricial com papel filtro	50	

## **3.2 MATERIAIS**

### **3.2.1 Solo**

O solo usado para o presente estudo foi coletado na terceira camada da Formação geológica de Guabirota, no município de Fazenda Rio Grande (Paraná), área metropolitana da cidade de Curitiba. O local tem coordenadas geográficas 25°41'03.9"S e 49°18'32.5"W. O solo apresentava, no momento da coleta, características físicas de um solo de granulometria fina e cor avermelhada, típica de um solo sedimentar da referida zona.

### **3.2.2 Cal**

A cal usada para o estudo foi uma cal hidratada dolomítica CH-III, composta, principalmente, por hidróxidos de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) e magnésio ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ), produzida no município de Almirante Tamandaré, região metropolitana de Curitiba, estado do Paraná, Brasil. Esse material foi escolhido como agente cimentante por ser o de maior uso para estabilização de solos na região, por já ter sido usado em outras pesquisas realizadas no PPGEC-UTFPR, e por ser de baixo custo, o que é uma variável muito importante quando, por exemplo, a cal é empregada em obras civis nas quais são usados grandes volumes de solo.

### **3.2.3 Água**

A água utilizada tanto para a moldagem de corpos de prova quanto para os ensaios de caracterização do solo foi a destilada, conforme as especificações em normas, pois está livre de impurezas e evita reações não desejadas.

### 3.2.4 Definição dos teores de cal

As porcentagens de cal usadas para estabilizar o solo da presente pesquisa foram determinadas mediante o método ICL (Initial Consumption of Lime) proposto por Rogers *et al.*(1997) no qual o teor mínimo de cal a usar é aquele que atinge um valor de pH constante máximo. De acordo com a Figura 7, o pH se torna constante quando é adicionado ao solo 3% de cal.

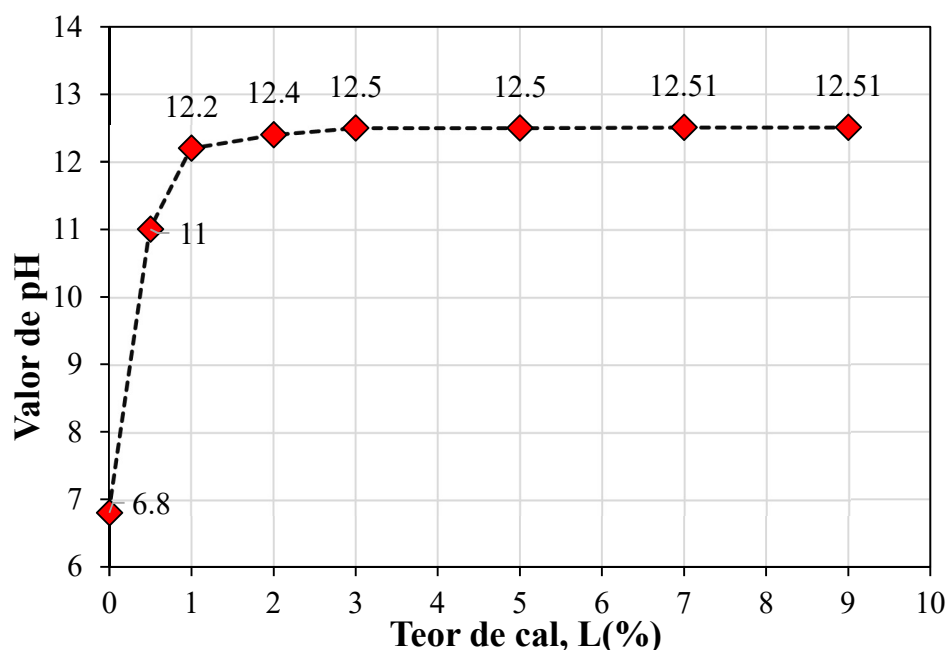


Figura 7. Variação do valor de pH do solo com a adição de cal hidratada deste estudo

Assim, para a presente pesquisa, foram definidos como teores de cal a usar os valores de 3, 5, 7 e 9%. A pequena variação de 2% entre os teores utilizados corresponde à experiência de estudos realizados anteriormente nos quais se obtiveram ótimos resultados com esta pequena variação nos teores de cal.

### 3.2.5 Definição do tempo de cura

O tempo de cura dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral e cisalhamento direto foram definidos, primeiro, a fim de se conseguir avaliar a influência dos parâmetros de controle, como o peso específico seco

aparente, teor de umidade, porosidade e teor de cal na resistência a curto, médio e longo prazos, e, em segundo lugar, verificar o tempo mínimo para o qual as reações químicas entre o solo e a cal ocorressem. Assim, foram definidos como tempos de cura os valores de 15, 30, 60, 90 e 180 dias.

### **3.3 MÉTODOS**

#### **3.3.1 Coleta das amostras**

A amostra de solo foi coletada em estado deformado. O material foi escavado, transportado e disposto em tonéis plásticos de 250 litros com a ajuda de uma retroescavadeira, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios da pesquisa. Os tonéis plásticos foram vedados, transportados e armazenados no Laboratório de Geotecnia da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, campus Ecoville. Além disso, foram tomados todos os cuidados durante a coleta, transporte e armazenamento do solo para evitar a contaminação deste e, também, a perda da umidade natural. O solo foi coletado no mês de agosto de 2016.

A cal hidratada foi obtida de um distribuidor local da cidade de Curitiba (Paraná) em embalagem de 20 kg, armazenada no Laboratório de Geotecnia, em um lugar fechado e vedada depois de cada uso para evitar sua hidratação em função da umidade do ar.

#### **3.3.2 Preparação das amostras**

A metodologia para a preparação das amostras para ensaios de caracterização (análise granulométrica, determinação dos limites de liquidez e plasticidade, e massa específica real dos grãos) e de compactação, além dos procedimentos de secagem do solo, destorroamento e medida da umidade higroscópica seguiram a norma NBR 6457 (ABNT, 1986).

### 3.3.3 Ensaios de caracterização

Para a caracterização do solo foram realizados ensaios de granulometria (peneiramento e sedimentação), massa específica real dos grãos (Gs), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), compactação e umidade higroscópica ( $w_h$ ).

Para a caracterização da cal hidratada foram realizados ensaios de massa específica real dos grãos e finura (porcentagem retido na peneira 0,075 mm).

Para a caracterização da mistura solo-cal foram realizados ensaios de limite de liquidez e de plasticidade, compactação na energia normal e ensaios de pH do solo com diferentes teores de cal. Os ensaios de caracterização do solo-cal assim como os limites de Atterberg foram realizados uma vez que foram definidos os teores de cal a usar com os resultados obtidos no ensaio de pH.

O ensaio de granulometria foi realizado com e sem lavagem do material, uma vez que os solos da Formação Guabirota têm referência de ser muito finos, o que dificulta a obtenção da distribuição real dos tamanhos dos grãos mediante um peneiramento sem lavagem do material. Pesquisas realizadas recomendam fazer o ensaio com lavagem. Os ensaios de granulometria e sedimentação seguiram os procedimentos da norma NBR 7181 (ABNT, 1984).

A obtenção dos limites de liquidez e de plasticidade do solo e das misturas solo-cal seguiram a norma NBR 6459 (ABNT, 1984) e a norma NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente.

Foram realizados 3 ensaios de compactação do solo nas três energias (normal, intermediária e modificada). Foram seguidos os procedimentos da norma NBR 7182 (ABNT, 1986). Para as misturas solo-cal foram realizados 4 ensaios de compactação na energia normal procurando analisar o efeito da adição da cal na umidade ótima e no peso específico seco máximo, utilizando-se os teores de cal descritos no item 3.3.4. Todos os ensaios, tanto do solo como para as misturas solo-cal, foram realizados sem o reuso de material.

### 3.3.4 Ensaios de pH

Os ensaios de pH foram realizados com o uso de um pH-metro (composto por electrodo de vidro combinado e sensor de temperatura) de bancada da marca EVEN, faixa de medição de 0,00 a 14,00 pH, com exatidão de  $\pm 0,015$  pH para faixa temperatura de 0°C a 100°C (Figura 8).

Foram medidos os valores de pH com diferentes teores de cal até alcançar uma estabilização nos valores deste.



Figura 8. pH-metro utilizado na presente pesquisa

### 3.3.5 Moldagem e cura dos corpos de prova para ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral

Para os ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral foram moldados corpos de prova de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. Para cada teor de cal, ponto de moldagem e tempo de cura foram moldados 3 corpos de prova idênticos. O solo foi secado totalmente em estufa, a temperatura de  $100 \pm 5^\circ\text{C}$ , e logo colocado em porções uniformemente distribuídas para ser misturado com os diferentes teores de cal. Adicionou-se a quantidade de cal seca com referência ao peso seco da amostra de solo. Realizou-se a mistura do solo com a cal de modo que a mistura ficasse a mais homogênea possível. Em seguida, foi adicionada uma porcentagem de água em peso, sendo esta porcentagem

referente ao teor de água ótimo da mistura definida pelos pontos de moldagem descritos no item 4.1.

As amostras para a moldagem dos corpos de prova foram compactadas estaticamente em duas camadas com um molde de aço inox com diâmetro interno de 50 mm, altura de 100 mm e espessura de 5mm, nas condições ótimas de umidade (Figura 9). Para assegurar o peso específico máximo aparente obtido durante os ensaios de compactação, foi realizado o cálculo do volume do molde e do peso de mistura úmida necessários para cada corpo de prova. Após esses cálculos, foram pesados a quantidade necessária para cada corpo de prova.



**Figura 9. Conjunto de moldagem de corpos de prova para ensaios de compressão simples e tração esta pesquisa**

Depois do processo de compactação, a amostra foi retirada do molde com a ajuda de um extrator hidráulico. Um corpo de prova típico é mostrado na Figura 10.





**Figura 10. Exemplo de corpo de prova para ensaio de compressão simples e tração por compressão diametral desta pesquisa**

Os corpos de prova foram pesados em uma balança de precisão de 0,01 g e eram tomadas as dimensões do mesmo com o uso de um paquímetro de 0,1 mm de erro. Os corpos de provas extraídos foram envoltos com plástico transparente para assegurar a não perda da umidade. Por último, levavam-se os corpos de prova para câmara úmida para processo de cura durante 15, 30, 60, 90 e 180 dias, a temperatura média de 25°C, para prevenir mudanças significativas no controle de umidade até o dia do ensaio. As amostras tinham que respeitar os seguintes erros máximos para serem usadas para o ensaio de compressão simples e tração por compressão diametral: dimensões das amostras com diâmetro de  $\pm 0,5$  mm e altura de  $\pm 1$  mm, massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ) de  $\pm 1\%$  e teor de umidade ( $\omega$ ) de  $\pm 0,5\%$ . O teor de umidade foi medido da sobra da compactação dos corpos de prova. Para um teor de cal usado nos ensaios de resistência eram moldados 6 corpos de prova para um tempo de cura e para uma energia de compactação, assim 3 delas eram tomadas para realizar ensaios de compressão e 3 para ensaio de tração.

### **3.3.6 Moldagem e cura dos corpos de prova para resistência ao cisalhamento direto.**

Para os ensaios de cisalhamento direto foram moldados corpos de prova de 100 mm de largura, 100 mm de comprimento e 20 mm de espessura. Para a moldagem dos corpos de

prova foram usados o conjunto de ferramentas composto por um molde de aço, uma caixa de madeira e uma placa confinadora, todos quadrados, os quais são mostrados na Figura 11.



**Figura 11. Conjunto para moldagem de corpos de prova para ensaio de resistência ao cisalhamento direto desta pesquisa**

Um exemplo de um corpo de prova típico para ensaio de cisalhamento direto pode ser visto na Figura 12.



**Figura 12. Exemplo de corpo de prova para ensaios de cisalhamento direto desta pesquisa**

As amostras foram compactadas sobre o molde de aço assegurando o peso específico máximo aparente obtido durante os ensaios de compactação. Foi realizado o cálculo do

volume do molde e do peso de mistura úmida necessários para cada corpo de prova. Cada corpo de prova foi compactado em uma camada única, de forma estática, assegurando, depois da moldagem, os seguintes erros máximos nas medições:

- a. Dimensões da largura e comprimento do corpo de prova:  $\pm 1$  mm;
- b. Dimensão da espessura:  $\pm 0,5$  mm;
- c. Massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ):  $\pm 1\%$ ;
- d. Teor de umidade ( $\omega$ ):  $\pm 0,5\%$ .

Os corpos de prova foram envoltos em filme plástico, numerados por teor de cal, tempo de cura e respectiva tensão normal, levados depois para câmara úmida a temperatura média de  $25^\circ\text{C}$ , para minimizar a perda do teor de umidade durante o tempo de cura entre 30 até 180 dias. No total foram moldados 4 corpos de prova para cada teor de cal, energia de compactação e tempo de cura, logrando-se obter a tensão cisalhante para 50, 100, 200 e 400 kPa de tensão normal.

### **3.3.7 Corpos de prova para ensaios de sucção**

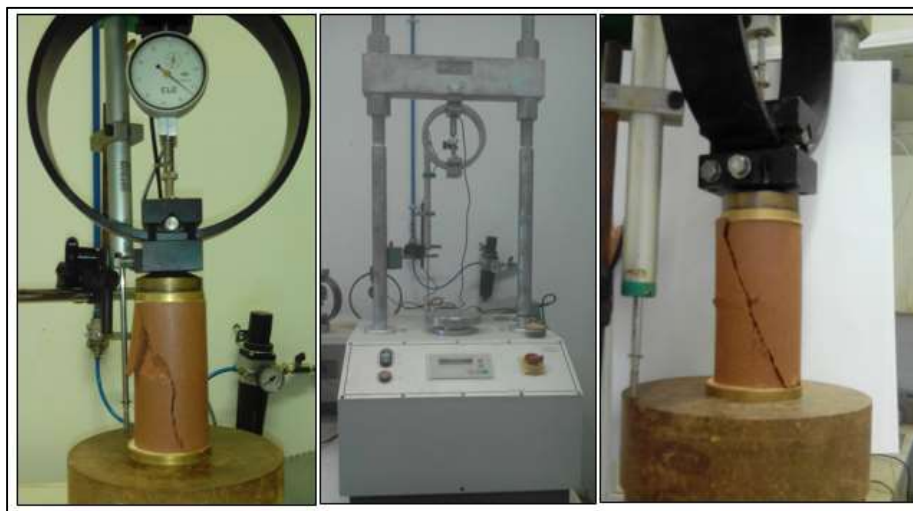
Foram usadas as amostras dos ensaios de compressão simples e tração para a obtenção da sucção matricial nos diferentes tempos de cura. Foram utilizadas amostras entre 25 e 35 mm de espessura e 50 mm de diâmetro para medição da sucção com a técnica do papel filtro.

### **3.3.8 Ensaios de resistência à compressão simples**

Para a realização dos ensaios de compressão simples foram usadas duas prensas automáticas: WILLE GEOTECHNIK UL60 com capacidade máxima de 5 kN, e anéis calibrados para carga axial com capacidade de 4,5 kN e 10 kN, e uma prensa universal (EMIC, modelo DL 30,000N), com célula de carga calibrada (modelo TRD-29), e capacidade máxima de 300 kN.

Os ensaios foram feitos com um sistema de coleta de dados automatizado, medindo, principalmente, a força aplicada, a deformação, com sensibilidade de 0,001 mm, e a velocidade (1 mm/s) do ensaio.

Os procedimentos dos ensaios de compressão simples seguiram a norma brasileira NBR 12770 (ABNT, 1992)(Figura 13).



**Figura 13. Etapas do ensaio de resistência à compressão simples desta pesquisa**

A resistência à compressão simples é o valor da carga máxima de ruptura do material, ou o valor da pressão correspondente à carga na qual ocorre deformação específica do cilindro de 20%, naqueles casos em que a curva tensão-deformação axial não apresenta um pico máximo. Adota-se a resistência à compressão não confinada ou simples ( $q_u$ ) de acordo com a seguinte expressão (Equação 3.1), quando, no ensaio a curva tensão-deformação axial, alcança um pico máximo:

$$q_u = \frac{P_R}{A_T} \quad (3.1)$$

Onde  $P_R$  é a carga de ruptura no pico da curva tensão-deformação axial e  $A_T$  é a área transversal corrigida do corpo de prova. Foram testados 225 corpos de prova, isto é, para cada tempo de ruptura e teor de cal foram moldados três corpos de prova.

### 3.3.9 Ensaios de tração por compressão diametral

Para os ensaios de tração por compressão diametral foram usadas as mesmas prensas que se usaram para os ensaios de compressão simples. Na Figura 14 se pode ver três corpos de prova depois de serem ensaiados à tração.



**Figura 14. Exemplo dos corpos de prova depois do ensaio à tração por compressão diametral nesta pesquisa**

Calcula-se a resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) de acordo com a seguinte expressão (Equação 3.2):

$$q_t = \frac{2P_R}{\pi DH} \quad (3.2)$$

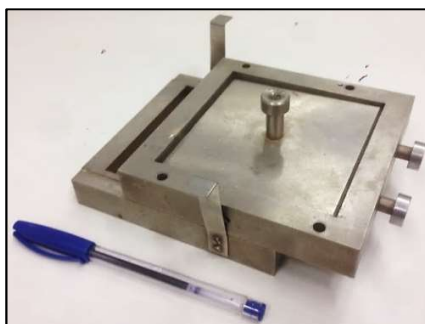
Onde  $P_R$  é a carga de ruptura no pico da curva tensão-deformação diametral,  $D$  e  $H$  são o diâmetro e a altura do corpo de prova, respectivamente. Foram testados 225 corpos de prova, onde para cada tempo de ruptura e teor de cal foi assegurado três corpos de prova para análise estatística dos resultados. NBR 7222 (ABNT, 2011)

### 3.3.10 Ensaios de resistência ao cisalhamento direto

Para a realização dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto foi usada uma prensa ELE International (Direct Shear Apparatus 220-240V 50/60Hz 1Ph) com capacidade

máxima de 5 kN, e anéis calibrados para carga axial com capacidades de 4,5 kN. Os ensaios foram feitos com um sistema de coleta de dados automatizado, medindo, principalmente, a força aplicada em Newtons, o deslocamento (com sensibilidade de 0,001 mm), e a velocidade de ensaio (1 mm/s).

Os ensaios de resistência ao cisalhamento direto foram realizados seguindo a norma D 3080 (ASTM, 2011) e está ilustrado nas figuras seguintes (Figura 15 e Figura 16).



**Figura 15. Molde bipartido para o ensaio de cisalhamento direto usado nesta pesquisa**



**Figura 16. Equipamento para ensaio compressão simples usado na presente pesquisa**

### **3.3.11 Ensaios de sucção matricial**

Para a realização dos ensaios para a obtenção da sucção matricial das misturas solo-cal foi utilizada a metodologia do papel filtro proposta por Marinho (1995), e seguindo também a norma americana D 5298-93 (ASTM, 1993). O ensaio foi realizado pelo procedimento de secagem em câmara úmida. Para a obtenção da sucção matricial foram trabalhados 50 corpos de prova em todos os tempos de cura e teores de cal. O papel usado para medir a sucção matricial foi o Wathman No. 42. Este foi recortado em círculos

menores que o diâmetro das amostras de solo (50 mm). O papel foi colocado na estufa, a 60°C, por 48 horas para retirar a umidade presente.

Para a realização dos ensaios, o papel filtro era retirado da estufa em um recipiente fechado que assegurasse a sua não reumidificação. Cada papel filtro era pesado em uma balança de resolução de 0,0001 g em um intervalo não maior que 5 segundos, desde o momento em que era retirado do recipiente fechado até o momento em que era colocado na balança. Depois de pesado, um papel filtro era colocado em contato com o solo, um papel acima e outro embaixo, isto é, em cima e em baixo da amostra. Posteriormente, as amostras com o papel filtro eram envoltas, novamente, com um filme plástico impermeável e devidamente identificadas para serem levadas à câmara úmida durante um período que variou entre 7 e 10 dias de acordo à metodologia de Chandler *et al.* (1992) para o papel filtro Wathman n° 42.

Depois deste período de 7 a 10 dias, as amostras eram retiradas da câmara úmida, o papel era retirado da amostra do solo e era pesado na balança de precisão, anotando o peso final úmido. A diferença entre o peso inicial seco e o peso final úmido fornece a porcentagem de água que o papel ganhou com o contato direto com o solo, correspondente ao fluxo de água capilar. Com a umidade do papel, foi determinada a sucção matricial usando as curvas de calibração para o papel filtro Wathman N°42 determinadas por Chandler *et al.* (1992). A sucção matricial ou total do papel pode ser calculada pela Equação 3.3 e Equação 3.4:

Para umidades do papel filtro > 47%:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48\log wf)} \quad (3.3)$$

Para umidades do papel filtro ≤ 47%:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622\log wf)} \quad (3.4)$$

### 3.3.12 Relações peso-volume das fases solo-cal-água-ar dos corpos de prova moldados

Os corpos de prova moldados para a realização dos ensaios de resistência à compressão, à tração e ao cisalhamento são compostos por 4 fases volumétricas e de peso: solo, cal, água e ar. A quantidade de cal seca em pó (3%, 5%, 7%, ou 9%) é adicionada em referência à massa seca do solo, sendo a massa seca dos sólidos do corpo de prova calculada como (Equação 3.5):

$$W_{ds} = W_d + W_d \left( \frac{L}{100} \right) \quad (3.5)$$

Onde  $W_{ds}$  é a massa seca dos sólidos (solo+cal),  $W_d$  é a massa seca do solo e  $L$  é a quantidade adicionada de cal, em porcentagem. Então da Equação (3.5),  $W_d$  pode ser calculado como (Equação 3.6):

$$W_d = \frac{W_{ds}}{1 + \frac{L}{100}} \quad (3.6)$$

O valor de  $W_{ds}$  pode ser encontrado se o peso específico seco aparente de moldagem do corpo de prova ( $\gamma_d$ ) é multiplicado por seu volume ( $V_s$ ). Assim, o valor de  $W_d$  resultaria (Equação 3.7):

$$W_d = \frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}} \quad (3.7)$$

Para encontrar o valor do volume de solo ( $V_{ss}$ ) contido no corpo de prova deve-se dividir a Equação (3.7) pelo peso específico dos grãos do solo ( $\gamma_s$ ). Onde  $\gamma_s$  é  $G_{ss}$  multiplicado pelo peso específico da água ( $\gamma_s = G_{ss}\gamma_w$ ). O valor de  $V_{ss}$  resultaria como (Equação 3.8):

$$V_{ss} = \frac{\frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}}}{G_{ss}\gamma_w} \quad (3.8)$$



Da mesma maneira, o peso da cal ( $M_L$ ) pode ser calculado como uma porcentagem de  $W_d$  (Equação 3.7). Assim, o volume da cal ( $V_L$ ) também pode ser calculado se seu peso é dividido pela massa seca específica dos grãos de cal  $\gamma_L$  ( $\gamma_L = G_{sL}\gamma_w$ ) (Equação 3.9):

$$V_L = \frac{\left(\frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}}\right) \left(\frac{L}{100}\right)}{G_{sL} \gamma_w} \quad (3.9)$$

O valor da porosidade pode ser calculado como (Equação 3.10):

$$\eta = 100 - 100 \frac{V_{ss} + V_L}{V_s} \quad (3.10)$$

Substituindo os valores de  $V_L$  e  $V_{ss}$  pelas Equações 3.8 e 3.9 na Equação 3.10, gera-se a expressão geral (Equação 3.11) para determinação da porosidade de qualquer corpo de prova solo-cal que também foi usada por Consoli et al. (2012a):

$$\eta = 100 - 100 \frac{\frac{\left(\frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}}\right) + \left(\frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}}\right) \left(\frac{L}{100}\right)}{\gamma_{ss} + \gamma_{sL}}}{V_s} \quad (3.11)$$

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 PONTOS DE MOLDAGEM

Para o estudo da resistência mecânica do solo foram definidos três pontos de moldagem que foram utilizados para os ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral, cisalhamento direto e sucção matricial. Os pontos de moldagem corresponderam aos pontos ótimos das curvas de compactação do solo, nas três diferentes energias de compactação: normal, intermediária e modificada. As curvas de compactação do solo, nas diferentes energias, a curva de 100% de saturação e os pontos de moldagem, são apresentadas na Figura 17.

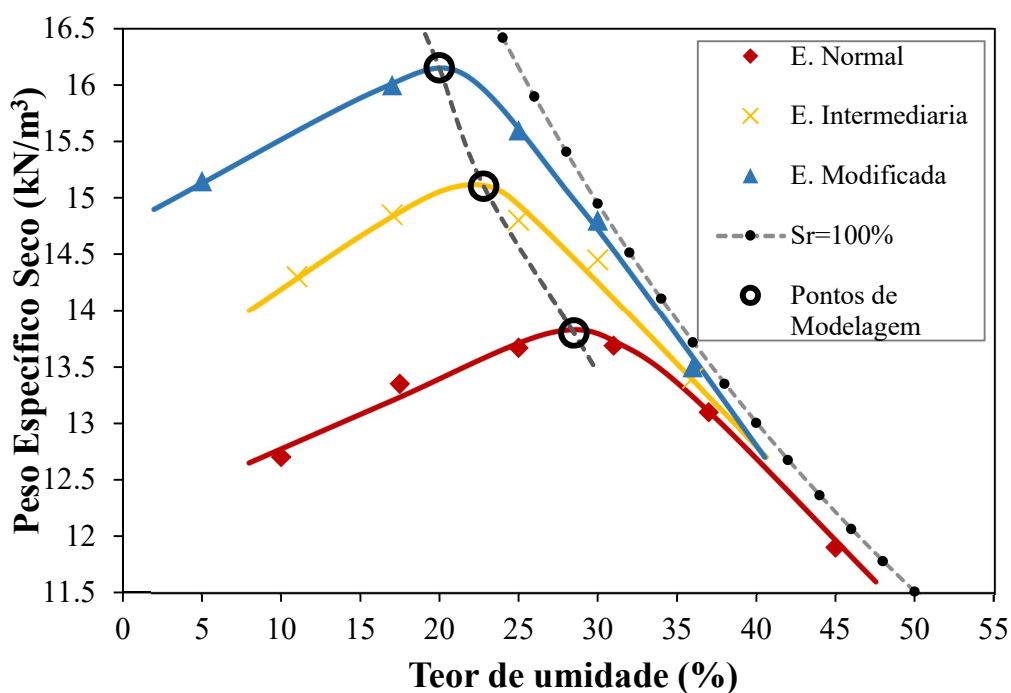


Figura 17. Pontos de moldagem para as misturas solo-cal desta pesquisa

A união dos pontos de peso específico aparente seco máximo para cada energia de compactação, forma uma linha ótima de compactação da amostra, tendo esses pontos uma saturação próxima da linha de saturação de 80%.

Além disso, na Tabela 6, são apresentados os valores de umidade, peso específico seco aparente máximo e grau de saturação dos pontos de moldagem para os ensaios de resistência e sucção.

**Tabela 6. Pontos de moldagem do solo-cal para ensaios de resistência e sucção desta pesquisa**

Ponto	Teor de umidade (%)	Peso específico seco aparente máximo(kN/m <sup>3</sup> )	Grau de Saturação (%)
1	28,5	13,80	82
2	22,8	15,10	78,5
3	20	16,15	83

Para a energia normal, foi obtida uma umidade ótima de 28,5% e peso específico aparente seco de 13,80 kN/m<sup>3</sup>, para a energia intermediária foi obtida uma umidade de 22,8% e 15,10 kN/m<sup>3</sup> de peso específico seco e, por último, para a energia modificada foi obtido 20% de umidade ótima e 16,15 kN/m<sup>3</sup> de peso específico aparente seco.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

Dos 4 ensaios realizados, foram obtidos os valores de 2,717 g/cm<sup>3</sup>, 2,719 g/cm<sup>3</sup>, 2,710 g/cm<sup>3</sup> e 2,717 g/cm<sup>3</sup> para a massa específica real dos grãos. Assim, adotou-se o valor médio, de 2,71 g/cm<sup>3</sup>, para os cálculos nos quais este valor seja necessário.

O solo, pela análise granulométrica do material com lavagem, é composto por 5,2% de areia grossa (0,6 mm <  $\phi$  < 2 mm), 6,8% de areia média (0,2 mm <  $\phi$  < 0,6 mm), 24,6% de areia fina (0,06 mm <  $\phi$  < 0,2 mm), 53,6% de silte (0,002 mm <  $\phi$  < 0,06 mm) e 9,8% é composto por argila ( $\phi$  < 0,002 mm), sendo desta forma, classificado como um solo siltoso, como pode ser observado na Figura 18.

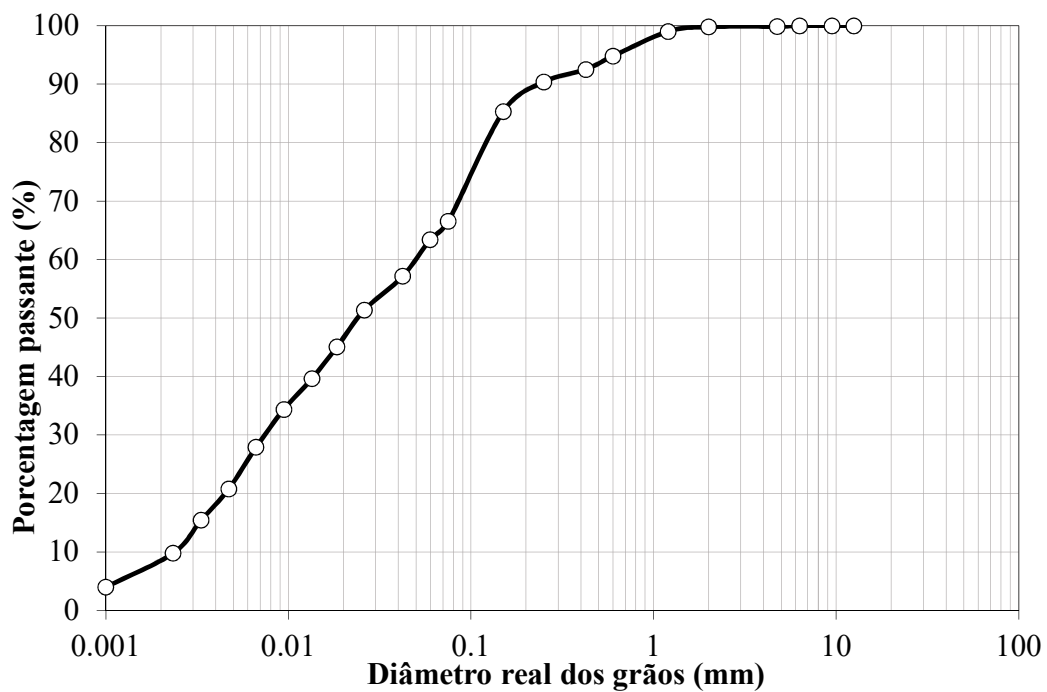


Figura 18. Curva granulométrica do solo (com lavagem) desta pesquisa

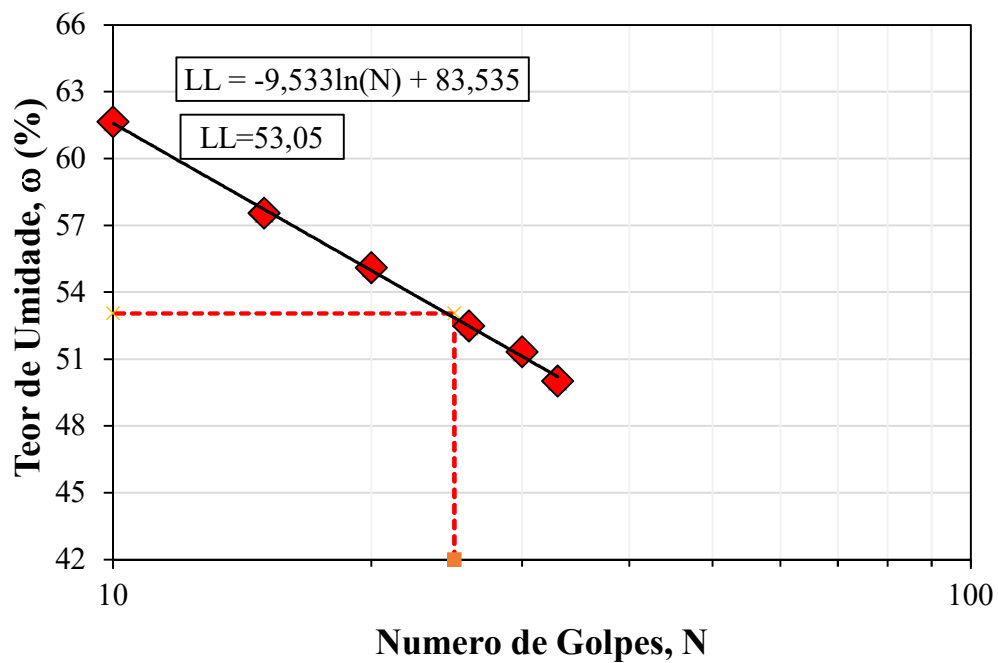


Figura 19. Limite de liquidez do solo desta pesquisa

De acordo com a análise granulométrica (com lavagem) e as propriedades físicas do silte, se pode mencionar que mais de que 66% do material é passante pela peneira 200 ( $\phi=0,075$  mm) e que a maior porcentagem passante nesse diâmetro é representada por 53,6% de silte e o restante 9,8% por argila.

O limite de liquidez do solo pode ser analisado na Figura 19, sendo que a umidade de 53,1% foi atingida aos 25 golpes. Por outra parte, o valor do limite de plasticidade foi de 31,8%.

Um resumo das propriedades físicas do solo é apresentado na Tabela 7.

**Tabela 7. Propriedades Físicas do solo**

<b>Propriedades</b>	<b>Valores</b>	<b>Norma seguida para ensaio</b>
Massa Especifica Real dos Grãos (Gs)	2,71	NBR 6508
Limite de Liquidez (LL)	53,1%	NBR 6459
Limite de Plasticidade (LP)	31,8%	NBR 7180
Índice de Plasticidade (IP)	21,3%	-
% de Areia Grossa ( $0,6 \text{ mm} < \phi < 2 \text{ mm}$ )	5,2%	
% de Areia Média ( $0,2 \text{ mm} < \phi < 0,6 \text{ mm}$ )	6,8%	
% de Areia Fina ( $0,06 \text{ mm} < \phi < 0,2 \text{ mm}$ )	24,6%	NBR 6502
% de Silte ( $0,002 \text{ mm} < \phi < 0,06 \text{ mm}$ )	53,6%	
% de Argila ( $\phi < 0,002 \text{ mm}$ )	9,8%	
Diâmetro Efetivo ( $D_{10}$ )	0,0065 mm	-
$D_{60}$	0,05 mm	-
Coefficiente de Uniformidade ( $C_u$ )	21,7	-

O valor do índice de plasticidade (21,3%) indica que o silte apresenta uma alta plasticidade (índice de plasticidade  $>15$ ). Assim, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o solo é classificado como um silte elástico arenoso.

As curvas de compactação do solo nas energias normal, intermediária e modificada, além das curvas de saturação de 80%, 90% e 100% são apresentadas na Figura 20.

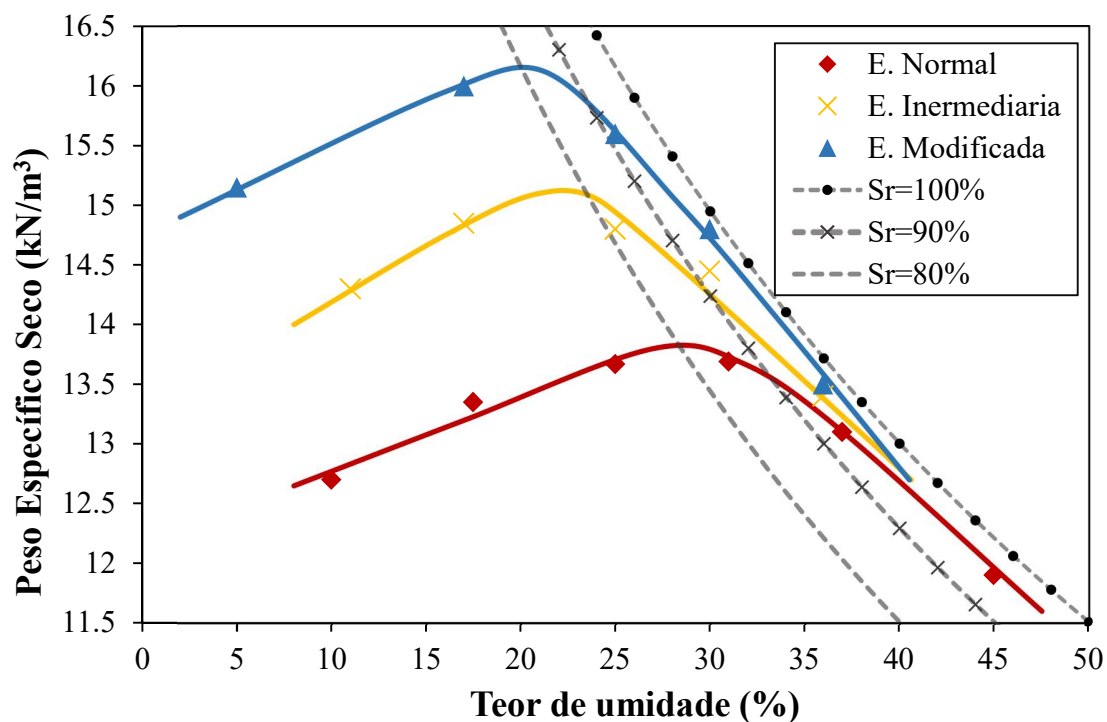


Figura 20. Curvas de compactação do solo

O solo apresenta, na energia normal, uma umidade ótima de 28,5% e um peso específico seco aparente máximo de 13,80 kN/m<sup>3</sup>. Para a energia intermediária a umidade ótima diminui a 22,8% e o peso específico seco máximo aumentou a 15,10 kN/m<sup>3</sup>; já para a energia modificada, o solo apresenta uma umidade ótima de 20% e um peso específico seco máximo de 16,15 kN/m<sup>3</sup>.

Os pontos experimentais obtidos nos ensaios de compactação nas energias normal, intermediária e modificada podem ser analisados na Tabela 8.

**Tabela 8. Resultados dos ensaios de compactação do solo em diferentes energias**

Energia normal		Energia intermediaria		Energia modificada	
$\omega(\%)$	$\gamma_d (\text{kN/m}^3)$	$\omega(\%)$	$\gamma_d (\text{kN/m}^3)$	$\omega(\%)$	$\gamma_d (\text{kN/m}^3)$
10	12,70	11	14,30	5	15,15
17,5	13,35	17	14,85	17	16,00
25	13,67	25	14,80	25	15,60
31	13,69	30	14,45	30	14,80
37	13,10	36	13,40	36	13,50
45	11,90	-	-	-	-

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA CAL

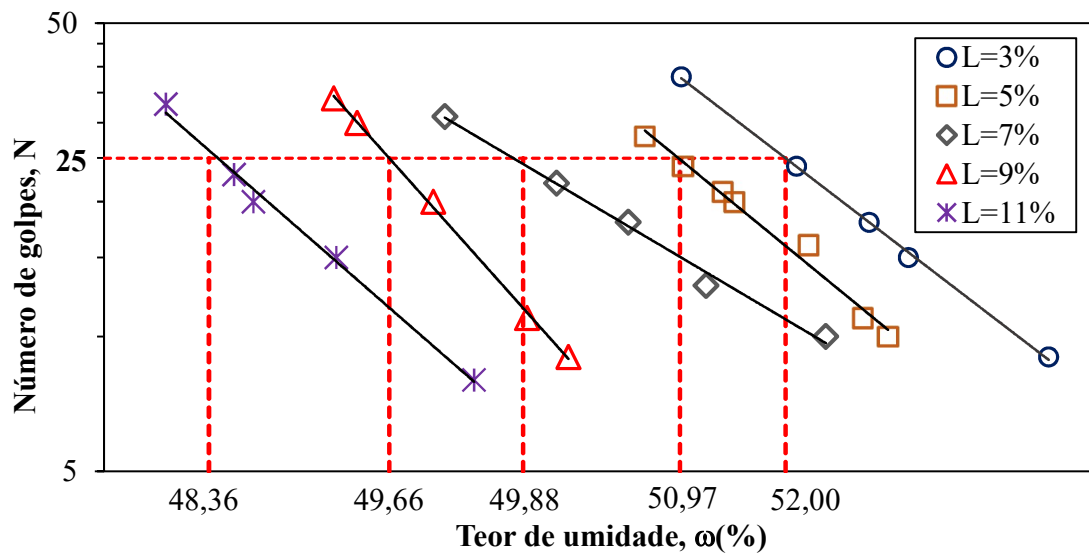
O percentual retido acumulado de cal na peneira #200 foi de 9% em uma massa de 400 g, isto é,  $\leq 15\%$ , como exige a norma NBR 7175 (ABNT, 2003) para este tipo de cal. A massa específica real dos grãos da cal foi igual a  $2,39 \text{ g/cm}^3$ .

### 4.4 CARATERIZAÇÃO DAS MISTURAS SOLO-CAL

#### 4.4.1 Limites de Atterberg

Embora para essa pesquisa tenham sido definidos os teores de cal entre 3 e 9%, para a determinação dos limites de Atterberg, optou-se por ampliar a quantidade de cal adicionada ao solo para se obter uma faixa maior de observação do comportamento desses valores.

Pode-se ver na Figura 21 que com a adição de 3% de cal ( $L = 3\%$ ) se obteve, para 25 golpes, uma umidade de 52% correspondente ao limite de liquidez (LL); com a adição de 5% de cal ( $L = 5\%$ ), o LL passou para 51,0% de umidade; com 7% de cal ( $L = 7\%$ ) obteve-se um LL de 49,0%; para 9% de cal ( $L = 9\%$ ) o LL foi de 49,7% e para a adição de 11% de cal ( $L = 11\%$ ) o LL foi de 43,4%.



**Figura 21. Limites de liquidez das misturas solo-cal**

O limite de liquidez ao se adicionar cal ao solo diminui, pois há um aumento de finos produzido pela cal à mistura, e, também, pela tendência das partículas argilosas de se agruparem e formarem partículas maiores. As linhas de tendência têm um coeficiente de determinação de  $R^2=0,97$ , no mínimo.

O limite de liquidez do solo foi de 53,0%, isto é, o LL da mistura solo com 11% de cal diminui em 5 pontos percentuais, com 9% e 7% de cal diminui em 4 pontos percentuais, para 5% de cal diminui em 3 pontos percentuais e, finalmente, com a adição de 3% de cal o LL diminui em 1 ponto percentual.

Na Figura 22 são apresentados os limites de Atterberg do solo e das misturas solo-cal.



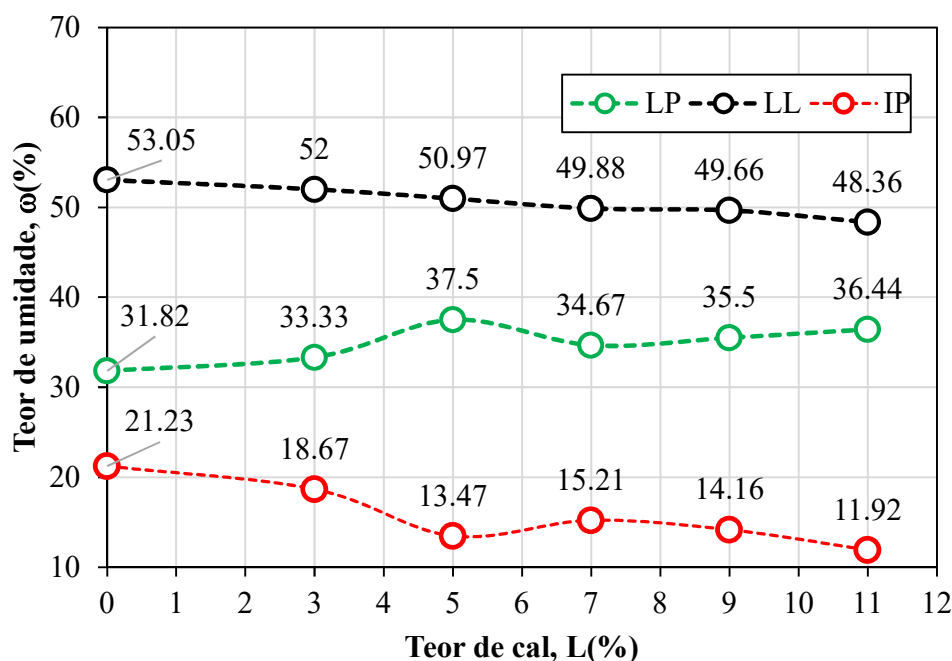


Figura 22. Limites de Atterberg das misturas solo-cal desta pesquisa

Pode-se observar na Figura 22 que o limite de liquidez (LL) foi diminuindo à medida que o teor de cal foi aumentando, enquanto que o limite de plasticidade (LP) foi aumentando, comportamento este semelhante ao percebido por Asgari *et al.* (2015) e Croft (1967). O LP aumentou para 33,33% com adição de 3% de cal ao solo, logo subiu a 37% com 5% de cal, e com os teores de 7, 9 e 11% teve um aumento, aproximadamente, constante de 1 ponto percentual para cada aumento de 2% de adição de cal. Além disso, de acordo com a Figura 22, a tendência do índice de plasticidade foi diminuir, entrando, desta forma, na faixa onde o solo apresenta um comportamento plástico menor, por exemplo, desde 0% de cal até 11% de cal, o índice de plasticidade passou desde 21,23% até 11,92% perdendo assim 10 pontos percentuais no limite de plasticidade. Até 7% de cal o solo siltoso teve um índice de plasticidade alto ( $>15\%$ ) enquanto para 9 e 11% teve um índice de plasticidade médio ( $7 < IP < 15$ ).

Durante a coleta, uma amostra do solo, em estado natural, foi retirada para determinação do teor de umidade natural ( $\omega_n$ ) em campo, ou umidade higroscópica, cujo

valor aferido foi de 40%. Com os dados dos índices de LL e IP do solo se pode calcular seu índice de consistência relativa (IC), com a seguinte expressão (Equação 4.1):

$$IC = \frac{LL - w_h}{IP} \quad (4.1)$$

Onde  $w_h$  é a umidade natural do solo. O solo sem adição de cal tem um IC de 0,61, considerado médio segundo Holtz e Kovacs (1981). Com adição de 3% de cal o IC é de 0,64 (médio), para 5% de cal foi de 0,81 (rijo), para 7% de 0,65 (médio), para 9% o IC foi de 0,68 (médio) e, finalmente, com 11% de adição de cal o IC foi de 0,70 (médio). De uma forma geral, o solo se manteve com um IC médio, excetuando-se a mistura com 5% de cal que teve um IC considerado rijo. Na Figura 23 se pode ver a carta de plasticidade na qual são plotados os valores de LL e IP que permitem classificar as misturas solo-cal, segundo a classificação unificada (ASTM, 2011), com a intenção de orientar a utilização destas misturas como materiais para aterros rodoviários.

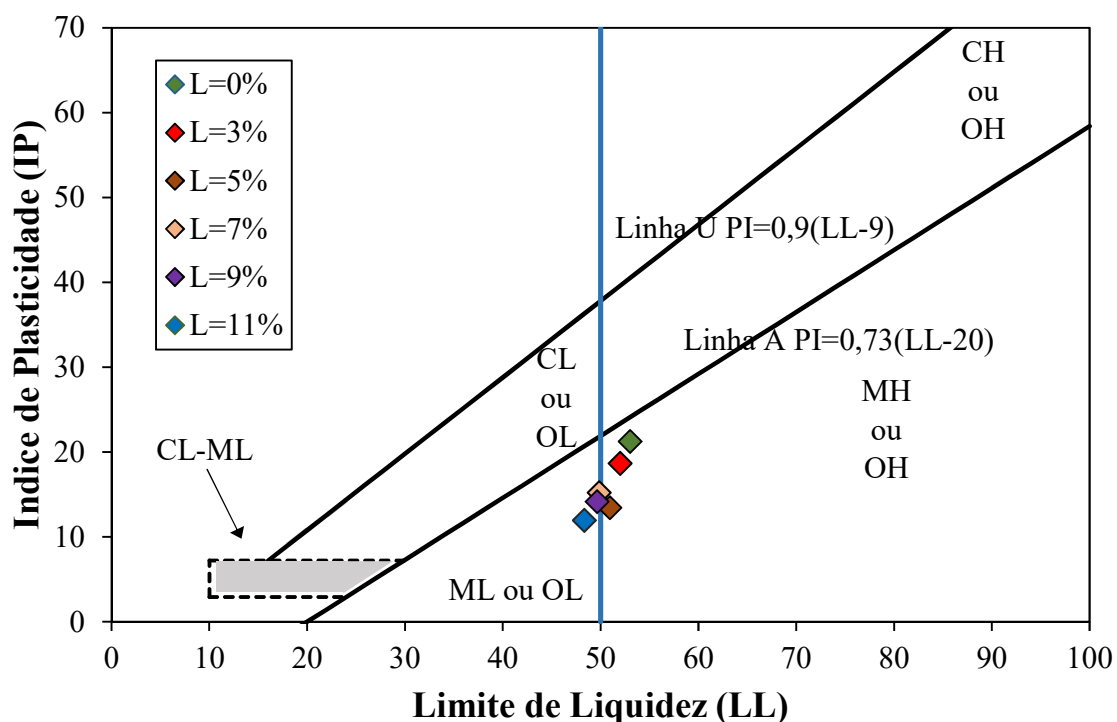


Figura 23. Carta de plasticidade das misturas solo-cal

Fonte: Adaptada de ASTM (2011)

Observa-se a tendência que o solo tem de passar de um comportamento siltooso de alta compressibilidade para um de silte de baixa compressibilidade devido ao aumento de finos proveniente da adição de cal, e a diminuição gradual dos limites de liquidez e o índice de plasticidade.

#### 4.4.2 Compactação

Ensaio de compactação na energia normal foram feitos com as porcentagens de 3, 5, 7 e 9% de cal. Na Figura 24 são apresentadas as curvas de compactação das misturas solo-cal com as linhas de saturação de 80, 90 e 100% em referência à energia de compactação Proctor Normal.

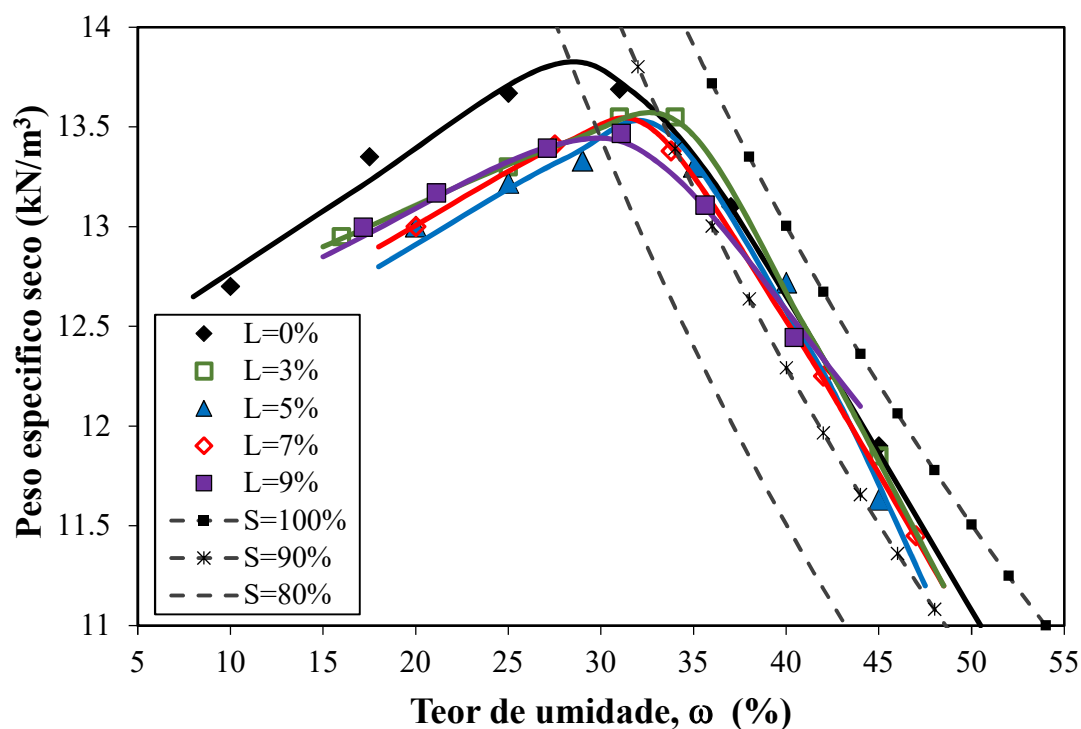


Figura 24. Curvas de compactação das misturas solo-cal

Observa-se que para 3% de cal se obteve uma umidade ótima de 32,5% e um peso específico máximo seco de 13,58 kN/m<sup>3</sup>; quando se adiciona 5% de cal ao solo se obtém

uma umidade ótima de 32% e um peso específico seco máximo de 13,50 kN/m<sup>3</sup>; para 7% uma umidade de 31,5% e um peso específico seco máximo de 13,51 kN/m<sup>3</sup> e, finalmente, para 9% de cal se obtém uma umidade de 30% e um peso específico seco de 13,45 kN/m<sup>3</sup>.

Comparando esses resultados com o ponto ótimo da energia normal do solo ( $\omega=28\%$ ,  $\gamma_d=13,80$  kN/m<sup>3</sup>), pode-se mencionar que com a adição da cal, a tendência dos pontos ótimos é reduzir o peso específico seco máximo e aumentar a umidade ótima, manter a mesma tendência quanto ao ramo úmido e de diminuir o peso específico seco do ramo seco, essa mesma tendência foi encontrada anteriormente por autores como Bourokba Mrabent *et al.*(2017).

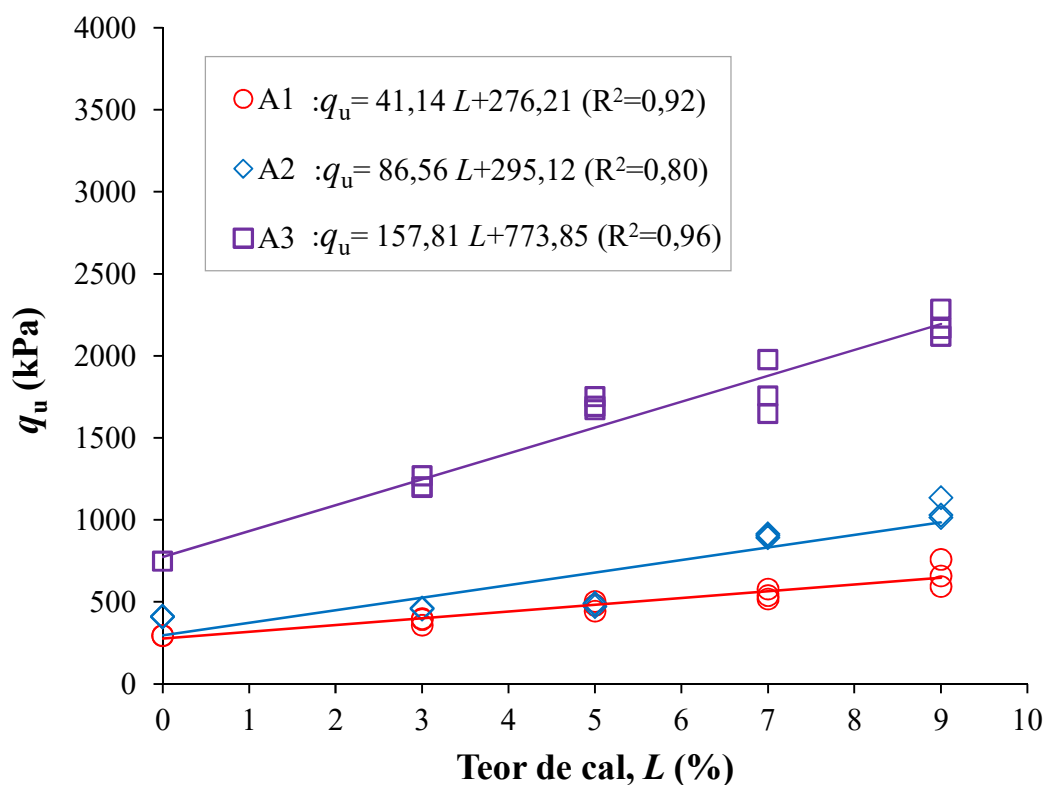
## 4.5 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras curadas entre 15 e 180 dias. A seguir é apresentada a influência de diferentes parâmetros de controle como o peso específico seco de moldagem, a energia de compactação, o tempo de cura, a porosidade, a relação água/cal e a relação porosidade/teor volumétrico de cal nos resultados de resistência à compressão simples ( $q_u$ ) alcançados pelos corpos de prova. Todos os gráficos foram plotados no *Microsoft Excel* 2016 assim como os ajustes matemáticos dos pontos experimentais e os cálculos dos coeficientes de determinação ( $R^2$ ) também foram realizados utilizando esse programa.

### 4.5.1 Influência do teor de cal e do peso específico seco de moldagem na resistência à compressão simples

As Figuras 25 a 29 apresentam a influência do teor de cal e do peso específico de moldagem na resistência à compressão simples dos corpos de prova curados com 15, 30, 60, 90 e 180 dias, respectivamente. Os pesos específicos secos aparentes do solo obtidos para as três energias de compactação foram usados como base para moldagem de todos os corpos de prova das misturas solo-cal, e foram denominados, nas Figuras 25 a 29, como A1, A2 e A3; sendo A1 o peso específico tomado do ponto de moldagem na energia normal

( $A1=\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$ ), A2 o peso específico tomado como o peso específico intermediária ( $A2=\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$ ) e A3 o peso específico tomado da energia modificada ( $A3=\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$ ). A Figura 25 apresenta os resultados de  $q_u$  das amostras depois de 15 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.



**Figura 25. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 15 dias.**

Nota-se que com o aumento do peso específico seco das amostras aumenta-se a resistência à compressão simples, assim como com o aumento do teor de cal também há um aumento na resistência à compressão simples. No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u = 294 \text{ kPa}$ , para 3% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 358 \text{ kPa}$ , para 5% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 470 \text{ kPa}$ , para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_u = 518 \text{ kPa}$  e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de  $660 \text{ kPa}$ . No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u = 400 \text{ kPa}$ , para 3% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 415 \text{ kPa}$ , para 5% de cal alcançaram uma resistência de

$q_u=480$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_u=890$  kPa e, finalmente, com 9% de cal o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 1135 kPa. No ponto de moldagem A1, os corpos de prova alcançaram resistências à compressão simples de 745, 1270, 1690, 1695 e 2290 kPa com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente. Assim, comparando as resistências  $q_u$  nos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem, respectivamente), para 15 dias de cura, pode-se mencionar que houve um acréscimo, em valores percentuais, de 153, 254, 260, 227 e 247% na resistência  $q_u$  com o uso de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente, isto é, quanto maior for o peso específico de moldagem do corpo de prova, maior será a resistência à compressão simples do material, e esse ganho na resistência será maior, quanto maior for o percentual de cal acrescido ao solo. Assim, pode-se dizer que tanto o aumento do peso específico seco faz aumentar  $q_u$ , como também o aumento do teor de cal.

A Figura 26 mostra os resultados de  $q_u$  das amostras depois de 30 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.

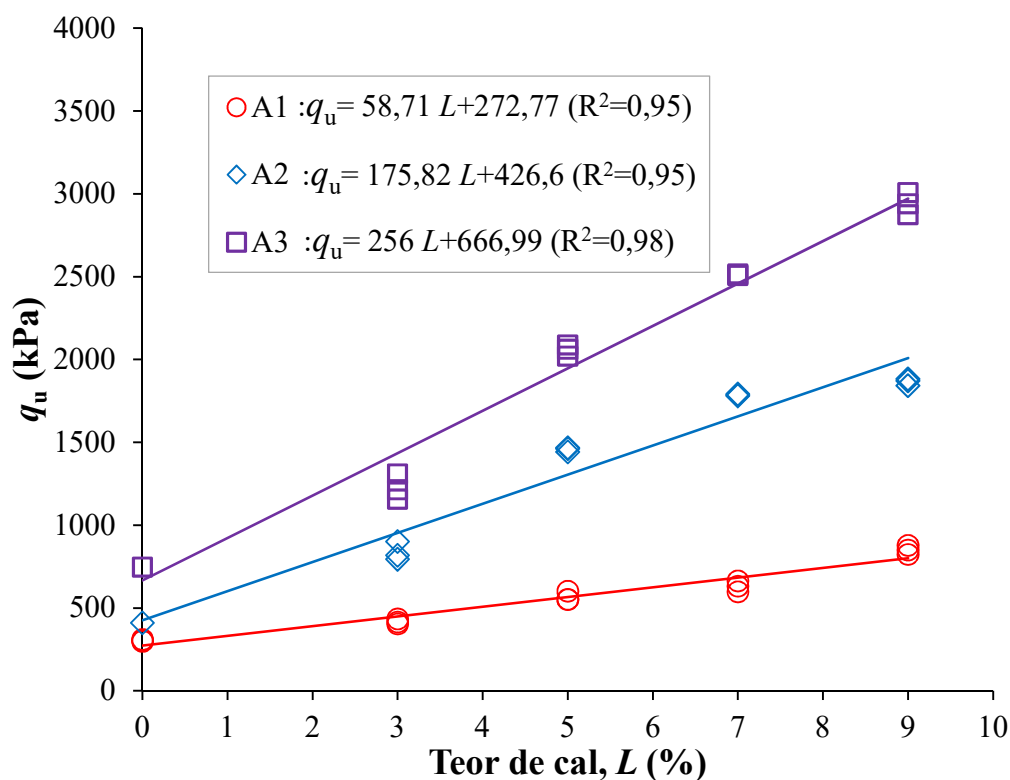


Figura 26. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 30 dias.

Observa-se que com o aumento do peso específico seco das amostras aumenta-se a resistência à compressão simples, e, com o aumento do teor de cal também há um aumento nos valores de  $q_u$ , similarmente ao analisado para os 15 dias de cura(Figura 25).

No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u=304$  kPa, para 3% de cal alcançam uma resistência de  $q_u=404$  kPa, para 5% de cal alcançam uma resistência de  $q_u=600$  kPa, para 7% de cal alcançam uma resistência  $q_u=632$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 880 kPa.

No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançam um valor de  $q_u=409$  kPa, para 3% de cal alcançam uma resistência de  $q_u=810$  kPa, para 5% de cal alcançam uma resistência de  $q_u=1440$  kPa, para 7% de cal alcançam uma resistência  $q_u=1790$  kPa e, finalmente, com 9% de cal o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 1870 kPa.

No ponto de moldagem A1, os corpos de prova alcançam resistências à compressão simples de 746, 1155, 2060, 2510 e 2940 kPa, com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Assim, comparando as resistências  $q_u$  nos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem, respectivamente), para 30 dias de cura, pode-se mencionar que houve um acréscimo, em valores percentuais, 115, 185, 243, 297 e 234% na resistência  $q_u$  com a utilização de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente. Assim como para os 15 dias de cura, aos 30 dias de cura pode-se dizer que quanto maior for o peso específico de moldagem do corpo de prova, maior será a resistência à compressão simples do material, e esse ganho na resistência será maior, quanto maior for o percentual de cal acrescido ao solo

Na Figura 27 podem ser observados os resultados de  $q_u$  das amostras depois de 60 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.

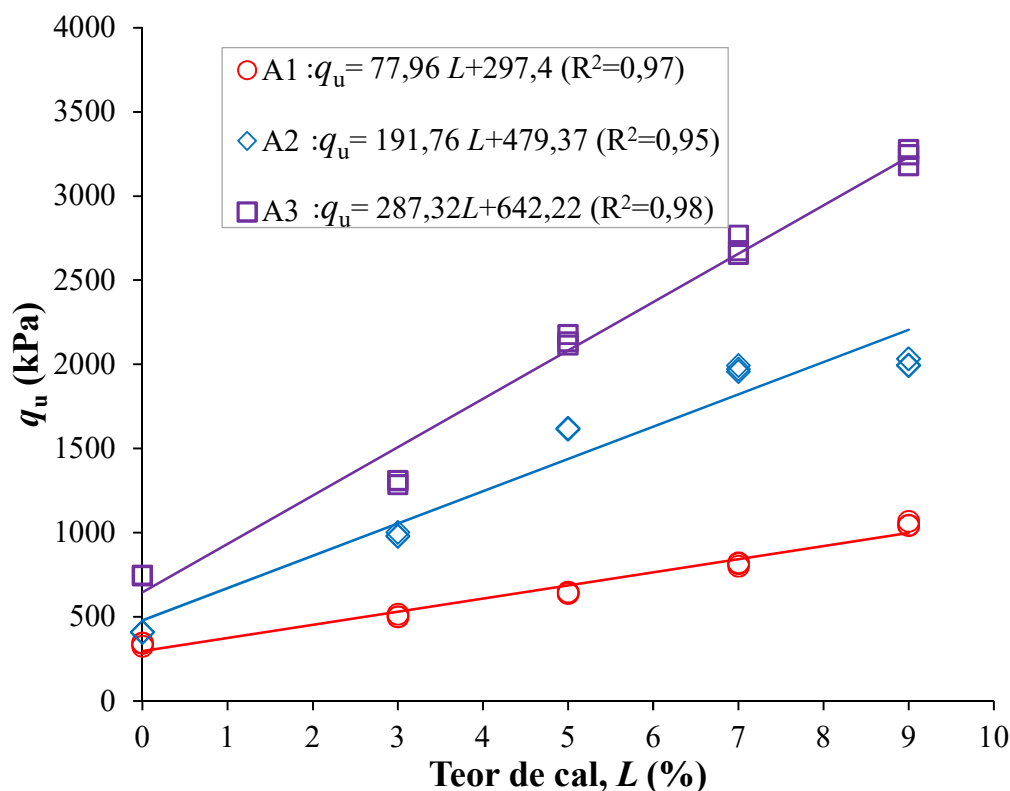


Figura 27. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 60 dias.

Observa-se que com o aumento do peso específico seco das amostras aumenta-se a resistência à compressão simples, e, com o aumento do teor de cal usado também há um aumento nos valores de  $q_u$ , como foi apresentado na Figura 25 e Figura 26.

No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u = 327$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 500$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 640$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_u = 800$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 1070 kPa. No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u = 400$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 1002$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 1640$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_u = 1994$  kPa e, finalmente, com 9% de cal o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 1996 kPa. No ponto de moldagem A1 os corpos de prova alcançaram resistências à



compressão simples de 750, 1285, 2178, 2675 e 3245 kPa com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente. Assim, comparando as resistências  $q_u$  nos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem, respectivamente), para 60 dias, de cura pode-se mencionar que houve um acréscimo, em valores percentuais, de 129, 157, 240, 234 e 200% na resistência  $q_u$  com o uso de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Assim como para os 15 e 30 dias de cura, aos 60 dias de cura pode-se dizer que quanto maior for o peso específico de moldagem do corpo de prova, maior será a resistência à compressão simples do material, e esse ganho na resistência será maior, quanto maior for o percentual de cal acrescido ao solo

Na Figura 28 são mostrados os resultados de  $q_u$  das amostras depois de 90 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.

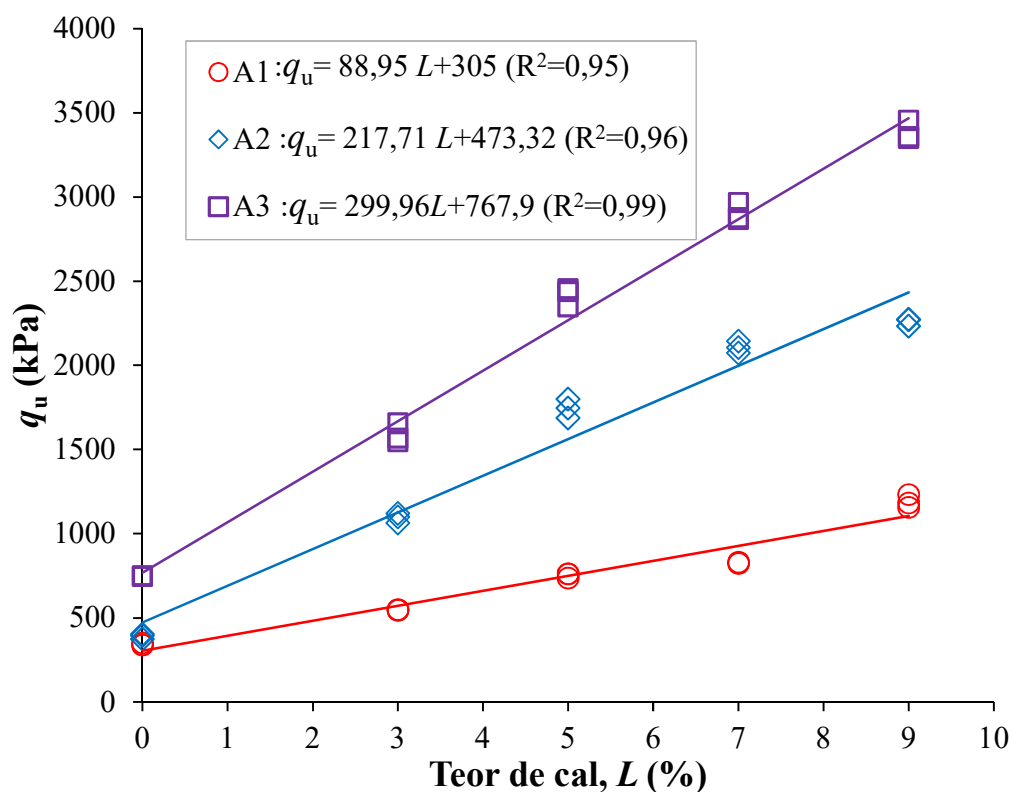


Figura 28. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 90 dias.

Nota-se que com o aumento do peso específico seco aparente dos corpos de prova solo-cal aumenta a resistência à compressão simples, e, em seguida, o aumento do teor de cal usado também proporciona um aumento nos resultados de  $q_u$ , como foi apresentado nas Figuras 25 a 27.

No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u=370$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u=545$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u=760$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_u=830$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 1230 kPa.

No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u=373$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u=1060$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u=1745$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_u=2070$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 2270 kPa.

No ponto de moldagem A1 os corpos de prova alcançaram resistências à compressão simples de 750, 1570, 2345, 2965 e 3545 kPa com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Assim, comparando as resistências  $q_u$  dos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem, respectivamente), para 90 dias de cura, pode-se mencionar que houve um acréscimo, em valores percentuais, de 100, 188, 210, 257 e 188% na resistência  $q_u$  com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Assim como para os 15, 30 e 60 dias de cura, aos 90 dias de cura pode-se dizer que quanto maior for o peso específico de moldagem do corpo de prova, maior será a resistência à compressão simples do material, e esse ganho na resistência será maior, quanto maior for o percentual de cal acrescido ao solo

Na Figura 29 são apresentados os resultados de  $q_u$  das amostras depois de 180 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.

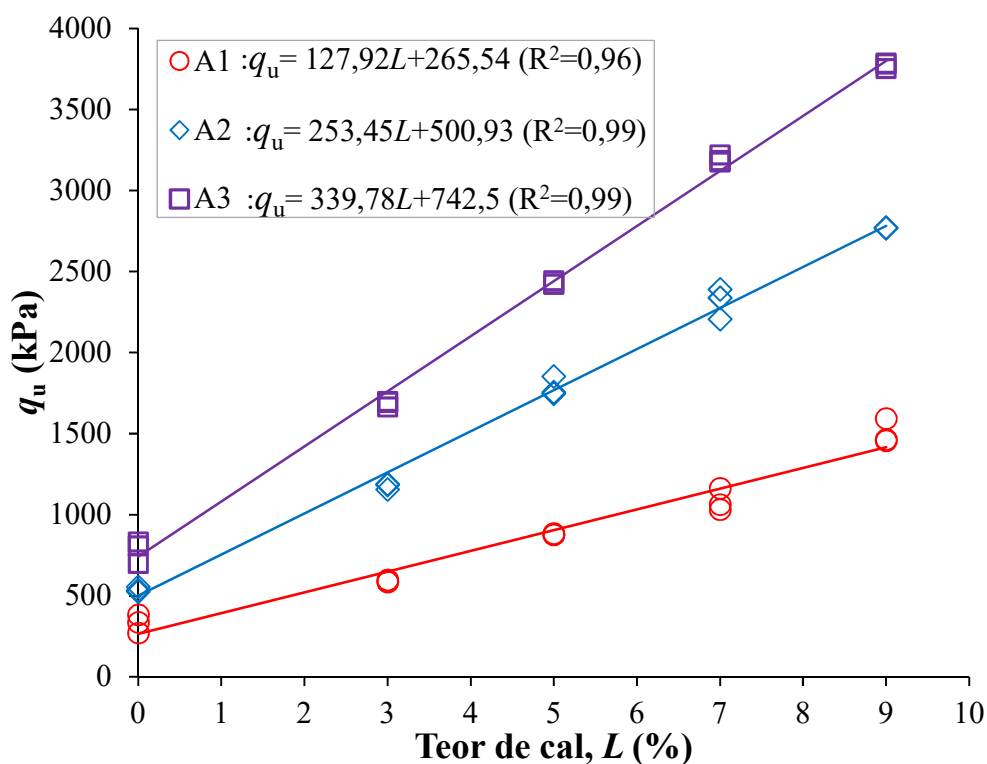


Figura 29. Influência do peso específico seco na resistência à compressão simples das amostras curadas em 180 dias.

Observa-se que com o aumento do peso específico seco aparente dos corpos de prova solo-cal aumenta a resistência à compressão simples, e, com o aumento do teor de cal, também há um aumento nos valores de  $q_u$ , como foi apresentado nas Figuras 25 a 28.

No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u = 338$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 588$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 880$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_u = 1165$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 1467 kPa.

No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_u = 557$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 1190$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência de  $q_u = 1758$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_u = 2390$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 2768 kPa.

No ponto de moldagem A1 os corpos de prova alcançam resistências à compressão simples de 833, 1665, 2445, 3176 e 3750 kPa, com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Assim, comparando as resistências  $q_u$  dos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem, respectivamente), para 180 dias de cura, pode-se mencionar que houve um acréscimo em porcentagem de 146, 183, 178, 172 e 157% na resistência  $q_u$  com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Em uma análise comparativa das Figuras 25 a 29, observa-se que há tendência dos pontos experimentais da resistência  $q_u$ , em função do teor de cal, e influenciado pelo peso específico seco de moldagem, ser linear.

Os coeficientes angulares das retas foram aumentando conforme aumentou o tempo de cura, o que demonstra que o acréscimo da resistência à compressão simples também é devido ao aumento do tempo de cura dos corpos de prova.

Os valores dos coeficientes de determinação ( $R^2$ ) nas tendências lineares podem confirmar essa afirmação. Esses coeficientes de determinação variaram entre 0,80-0,96; 0,95-0,98; 0,95-0,98; 0,95-0,99 e 0,96-0,99 para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

As maiores resistências à compressão simples foram obtidas com os maiores teores de cal e com os maiores pesos específicos secos de moldagem; por exemplo, para o ponto de moldagem A3, com 9% de cal obtiveram-se resistências  $q_u$  máximas de 660, 880, 1070, 1230 e 1467 kPa para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente. No ponto A2 foram obtidos os maiores valores de  $q_u$  com o uso de 9% de cal, atingindo resistências de 1135, 1870, 1996, 2270 e 2768 kPa para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente. Para o ponto A1 (maior peso específico usado) foram obtidas as seguintes resistências  $q_u$  máximas, com 9% de uso de cal: 2290, 2940, 3245, 3545 e 3750 kPa, após 15, 30, 60, 90 e 180 dias cura, respectivamente.

O modelo apresentado por Inglês e Metcalf (1972) assume que o processo físico-químico devido à adição de cal irá formar produtos de reação dentro da matriz do solo que farão uma ponte entre as partículas do solo e cal. Esses produtos de reação são responsáveis

pelo desenvolvimento da resistência, como foi verificado nos resultados obtidos (Figuras 25 a 29).

#### 4.5.2 Influência do tempo de cura na resistência à compressão simples

Uma das variáveis de estudo do comportamento de solos cimentados artificialmente com cal é a influência do tempo de cura, já que com a adição de um elemento cimentante ao solo, esse pode desenvolver resistência ao longo do tempo (LOPES JUNIOR, 2011; ASGARI *et al.*, 2015).

Na Figura 30, os resultados da resistência à compressão simples do solo e das misturas solo-cal com tempos de cura de 15, 30, 60, 90 e 180 dias, compactados na energia normal, são apresentados.

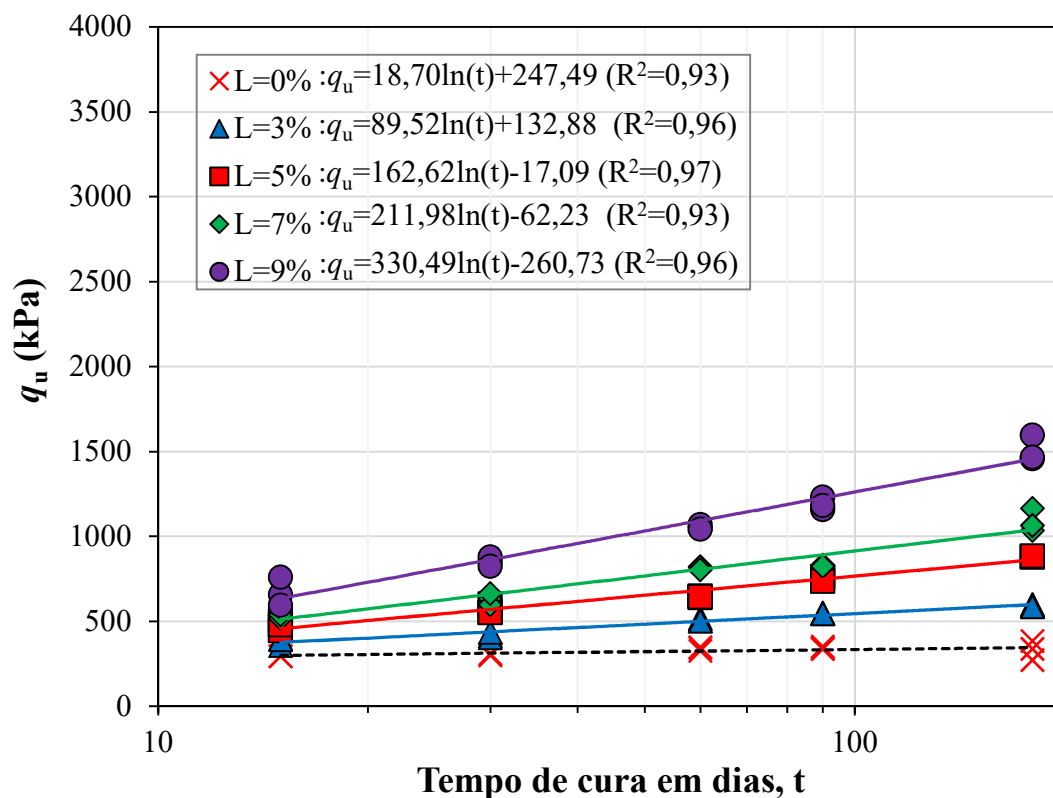


Figura 30. Resistência à compressão simples ( $q_u$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura ( $t$ ) na energia de compactação normal

Nota-se um aumento na resistência à compressão simples com o aumento do teor de cal (L) e com o tempo de cura. Por exemplo, com o uso de 9% de cal para 15 dias de cura se obteve uma resistência média de  $q_u = 660$  kPa, para 30 dias  $q_u = 880$  kPa, para 60 dias  $q_u = 1070$  kPa, para 90 dias  $q_u = 1230$  kPa e para 180 dias a resistência  $q_u$  foi de 1467 kPa, ou seja, se teve um incremento de 120% entre 15 e 180 dias de cura.

Assim, comparando os valores de resistência aos 15 e aos 180 dias de cura, para 7% de cal, se obteve um incremento na resistência  $q_u$  de 125% (de 518 para 1165 kPa). Para 5% de cal, foi de 85% (de 470 para 880 kPa), para 3% de cal 64% (de 358 para 588 kPa) e para 0%, não houve um acréscimo tão significativo (15%).

A Figura 31 apresenta os resultados da resistência à compressão simples do solo e das misturas solo-cal para as amostras moldadas na energia intermediária de compactação para 15, 30, 90 e 180 dias de cura.

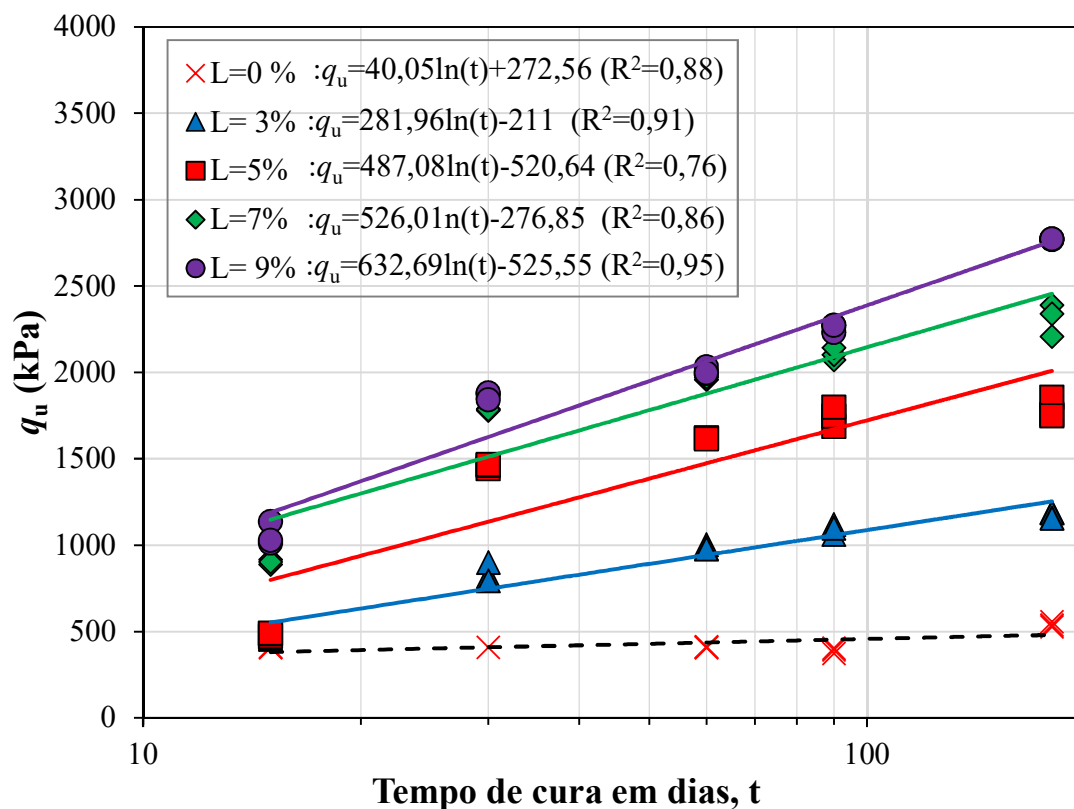


Figura 31. Resistência à compressão simples ( $q_u$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura (t) na energia de compactação intermediária

Analisando os resultados obtidos entre os dias 15 e 180 de cura, com 0% de cal o solo não teve um ganho de resistência significativo (15%), com 3% de adição de cal se obteve um aumento de 187% na resistência, com 5% o ganho foi de 266%, para o 7% o ganho foi de 170% e para 9% de 144%.

Os acréscimos mais importantes na resistência à compressão simples foram obtidos na energia modificada, uma vez que se diminui a porosidade das amostras e se aumenta o peso específico seco de moldagem (CONSOLI *et al.*, 2014a, 2016a).

Na Figura 32 são apresentados os resultados de  $q_u$  para a energia modificada, para todos os teores de cal aos 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura.

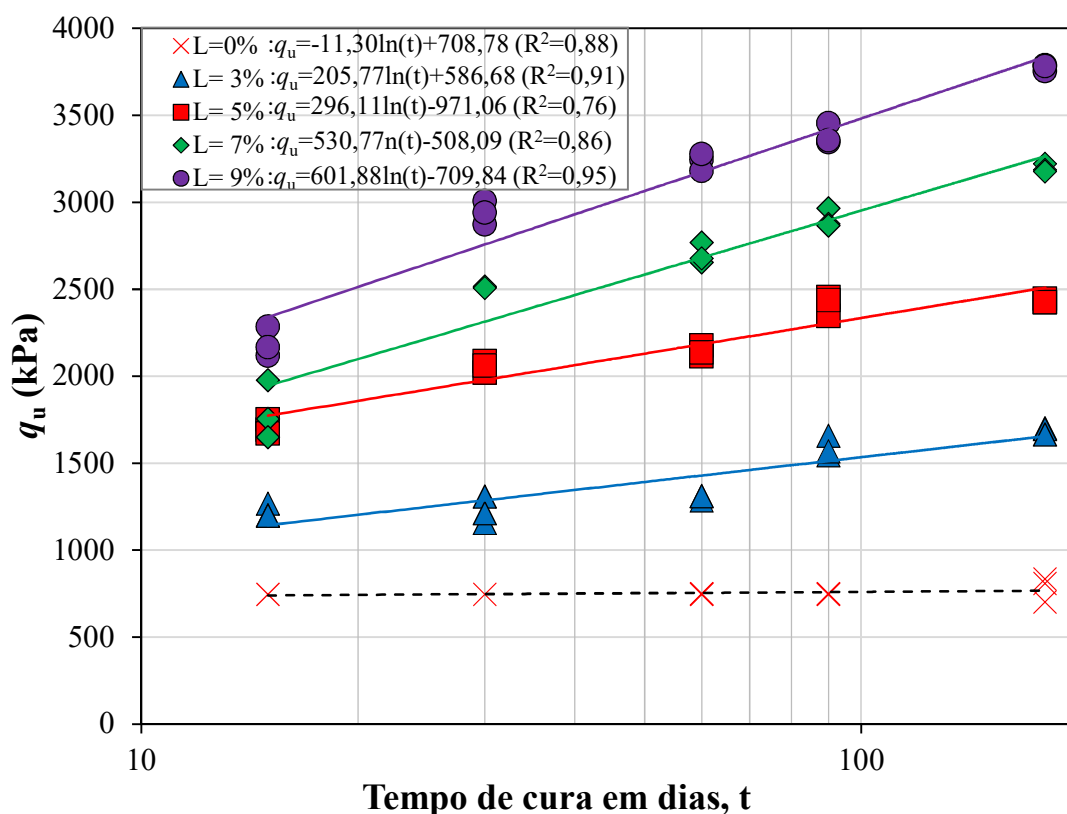


Figura 32. Resistência à compressão simples ( $q_u$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura ( $t$ ) na energia de compactação modificada

Observa-se na Figura 32 que para 0% de adição de cal se obteve uma resistência máxima à compressão de 833 kPa, para 3% uma de 1665 kPa, para 5% uma resistência máxima de 2445 kPa, para 7% de 3176 kPa e para 9% de 3750 kPa. Isso representa acréscimos de 832, 1612, 2343 e 2917 kPa na resistência à compressão, para 3%, 5%, 7% e 9% de cal, respectivamente, em referência à essa com 0% de adição de cal. Linhas de tendência logarítmica se mostraram adequadas para o ajuste dos dados de resistência à compressão simples *versus* tempo de cura obtidos. A equação que descreve o comportamento da resistência à compressão simples em função do tempo de cura é dada pela forma (Equação 4.2):

$$q_u = q_{u(0)} + a \ln(t) \quad (4.2)$$

Onde  $t$  é tempo de cura e  $q_{u(0)}$  e “ $a$ ” são coeficientes obtidos por regressão de mínimos quadrados. A mesma relação obtida na Equação 4.2 foi encontrada por Asgari *et al.* (2015).

#### 4.5.3 Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples.

A influência da relação água/material cimentante, na relação peso/peso, é considerada um fator importante para o estabelecimento de equações de dosagem para determinação das resistências desejadas à compressão simples ou compressão uniaxial. Como exemplo, no concreto armado, a relação água/cimento (A/C) é muito empregada para a estimativa da resistência axial  $f_c'$ . No caso de solos melhorados com cal hidratada, pode-se estudar a influência da relação água/cal (A/L) na resistência final das misturas. A relação água/material cimentante tem sido um parâmetro estudado por diversos autores, como por exemplo, por Foppa (2005). Nas Figuras 33 a 37 são mostradas a influência da relação A/L na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 15, 30, 60, 90 e 180 dias, respectivamente, dependente da energia de compactação usada (EN – energia normal, EI – energia intermediária, EM – energia modificada) ou do peso específico seco aparente de moldagem (A1-A3). Foram excluídos da análise os corpos de prova com L=0%, devido à inexistência da fração cal neste material.



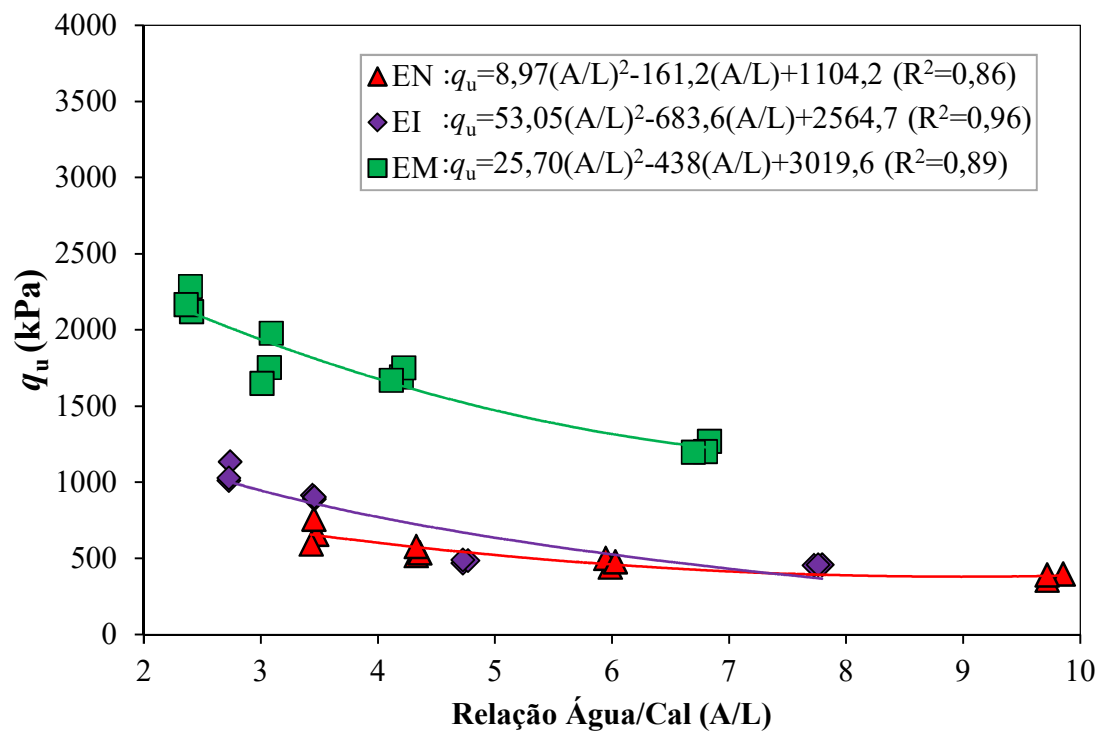


Figura 33. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 15 dias de cura

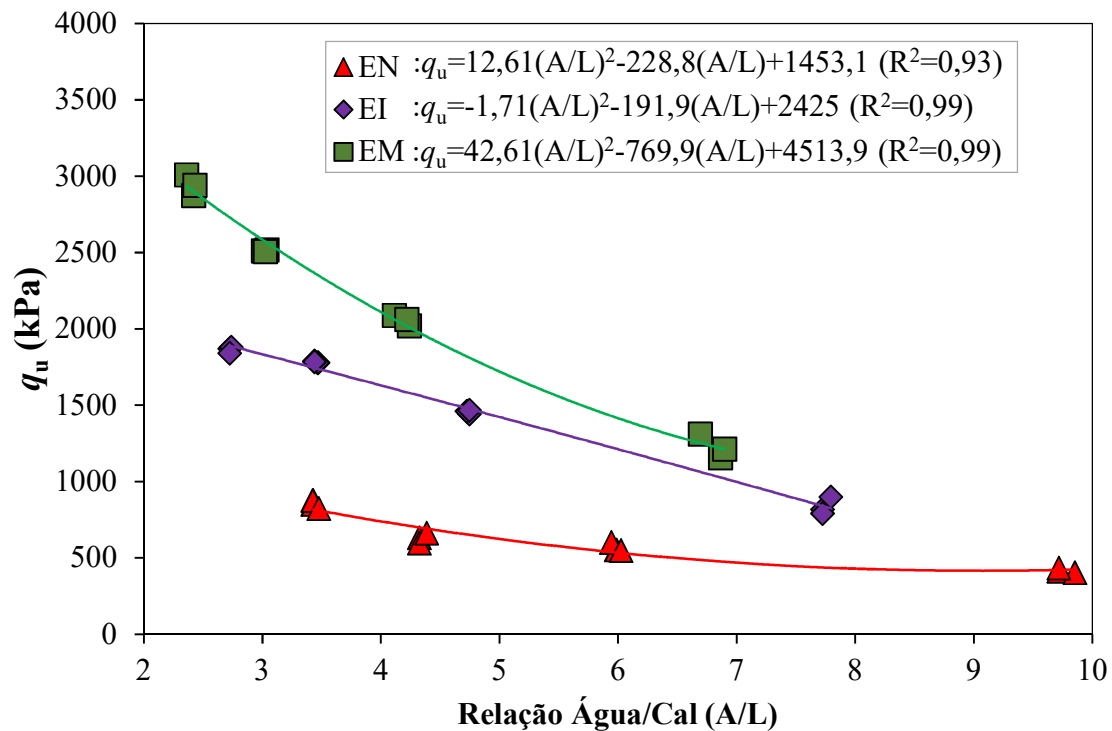


Figura 34. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 30 dias de cura

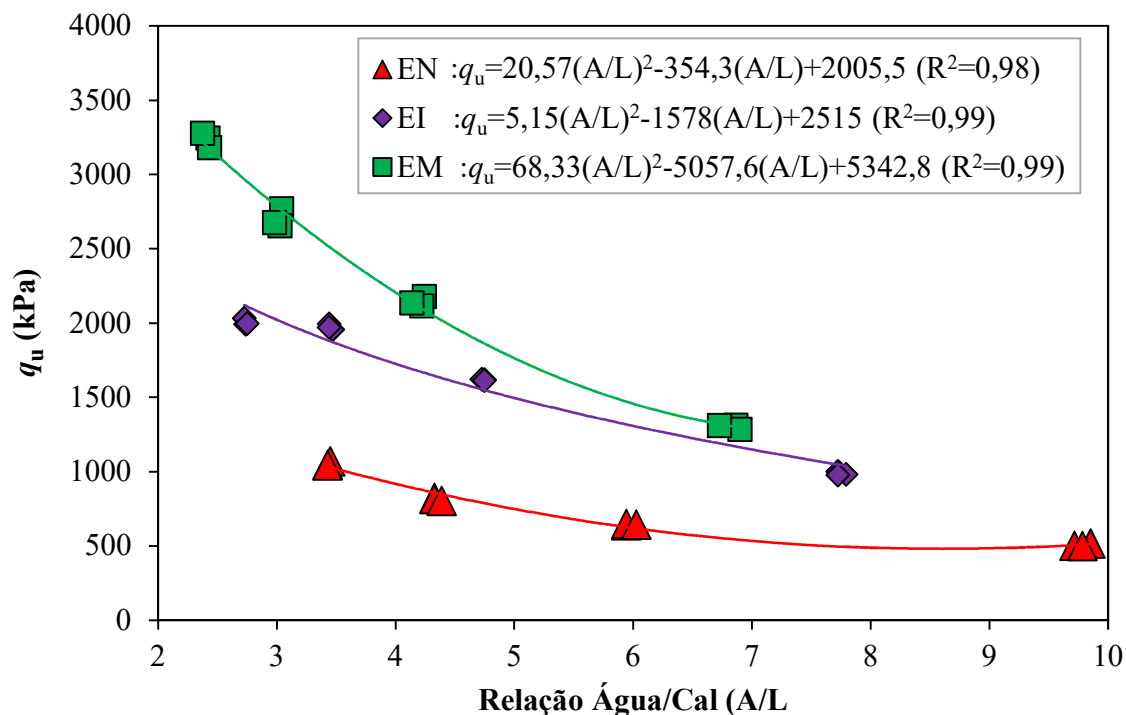


Figura 35. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 60 dias de cura

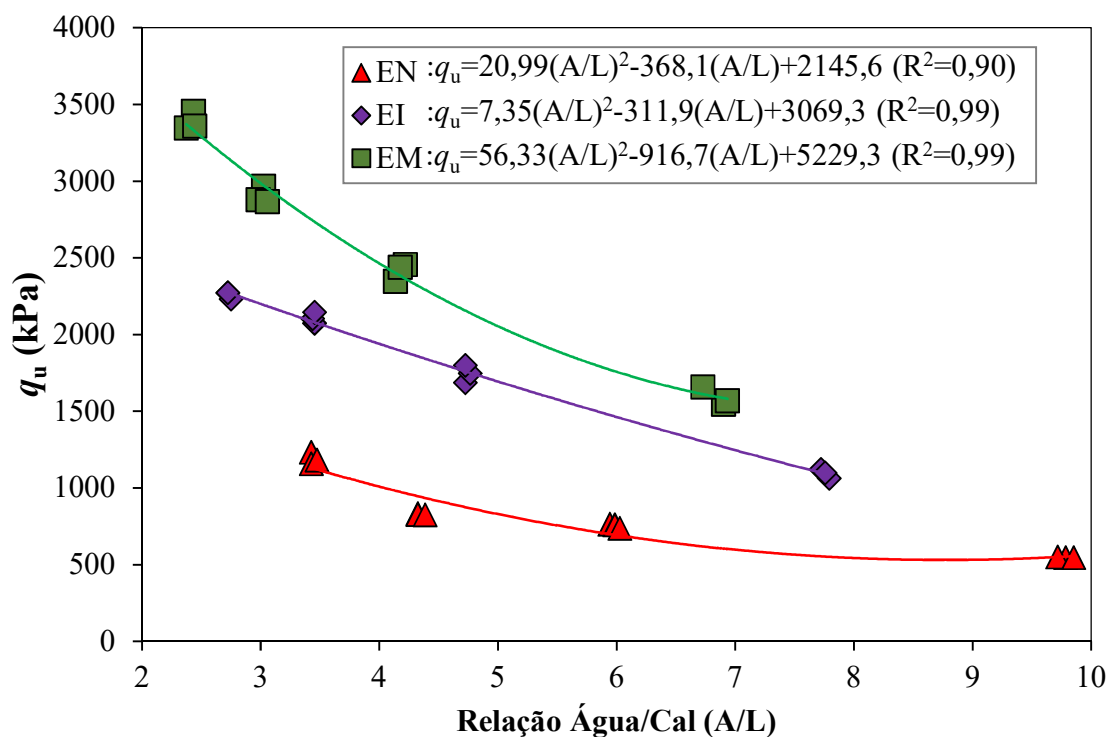


Figura 36. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 90 dias de cura

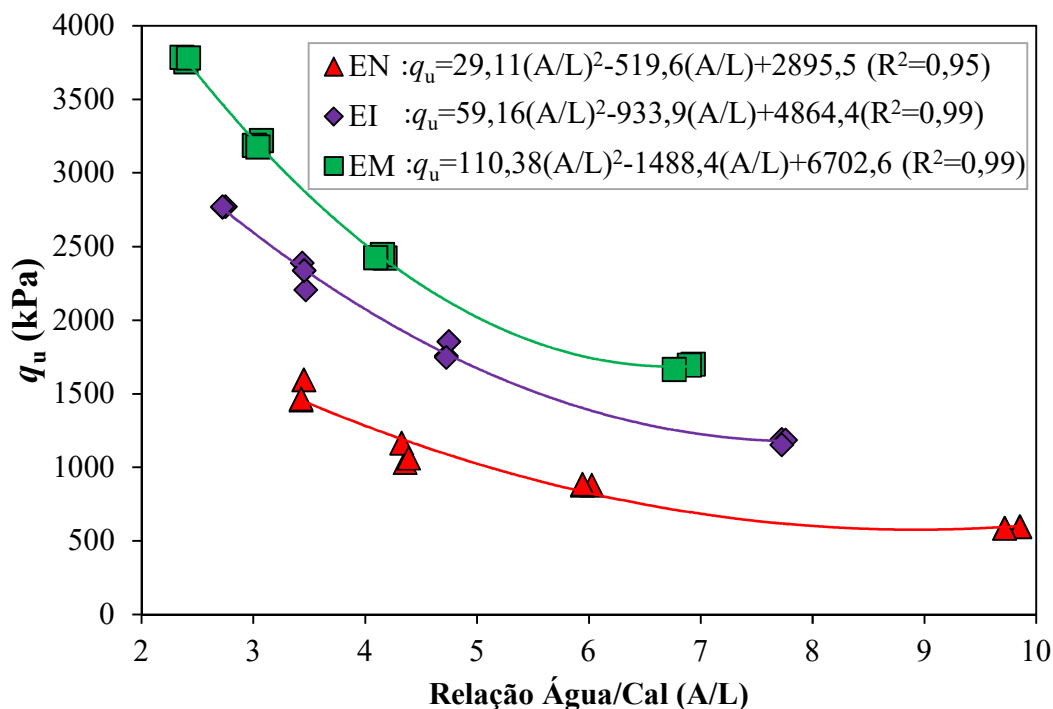


Figura 37. Influência da relação água/cal na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para 180 dias de cura

Como pode ser observadas Figuras 33 a 37, a relação A/L varia, em média, de 2,4 a 6,8 para a energia modificada, de 2,7 a 7,8 na energia intermediária e de 3,4 a 9,8 na energia normal, isto acontece, pois o teor de umidade diminui ao se aumentar a energia do grau de compactação com que foram moldadas as misturas solo-cal. Para todos os tempos de cura,  $q_u$  aumenta com a diminuição da relação A/L e, também, com o aumento da energia de compactação. O aumento mais significativo de  $q_u$  foi na energia de compactação Proctor Modificada (EM) com o uso de 9% de cal. Se compararmos os valores de resistência  $q_u$  obtidos com  $L = 9\%$  com os mesmos valores para  $L = 3\%$ , observa-se que para 15 dias de cura houve um incremento de 1020 kPa na resistência  $q_u$  ao se adicionar 6 pontos percentuais de cal, para 30 dias, houve um incremento de 1785 kPa, para 60 dias de cura houve um incremento de 1960 kPa, para 90 dias houve um incremento de 1975 kPa e para 180 dias houve um incremento de 2085 kPa na resistência à compressão simples.

Utilizando-se da mesma comparação realizada anteriormente ( $L = 3\% \times L = 9\%$ ), mas tendo como parâmetro-base a energia intermediária observa-se que houve um incremento

de 720 kPa, 1060 kPa, 994 kPa, 1210 kPa e 1578 kPa para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente. Por último, para a energia normal (EN), observou-se os menores incrementos de resistência em referência à relação A/L para L=9% comparado com 3% de cal: houve um incremento de 302 kPa, 476 kPa, 570 kPa, 685 kPa e 880 kPa para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente

Em média, houve uma redução de 5,5% na relação água/cal, em peso, dos corpos de prova solo-cal resultando em incrementos de 3,20 vezes, 3,68 vezes, 3,29 vezes, 3,33 vezes e 2,91 vezes na resistência à compressão simples das amostras testadas para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

#### 4.5.4 Influência da porosidade na resistência à compressão simples

Analisa-se nas Figuras 38 a 42 a influência da porosidade na resistência à compressão simples das misturas solo-cal para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

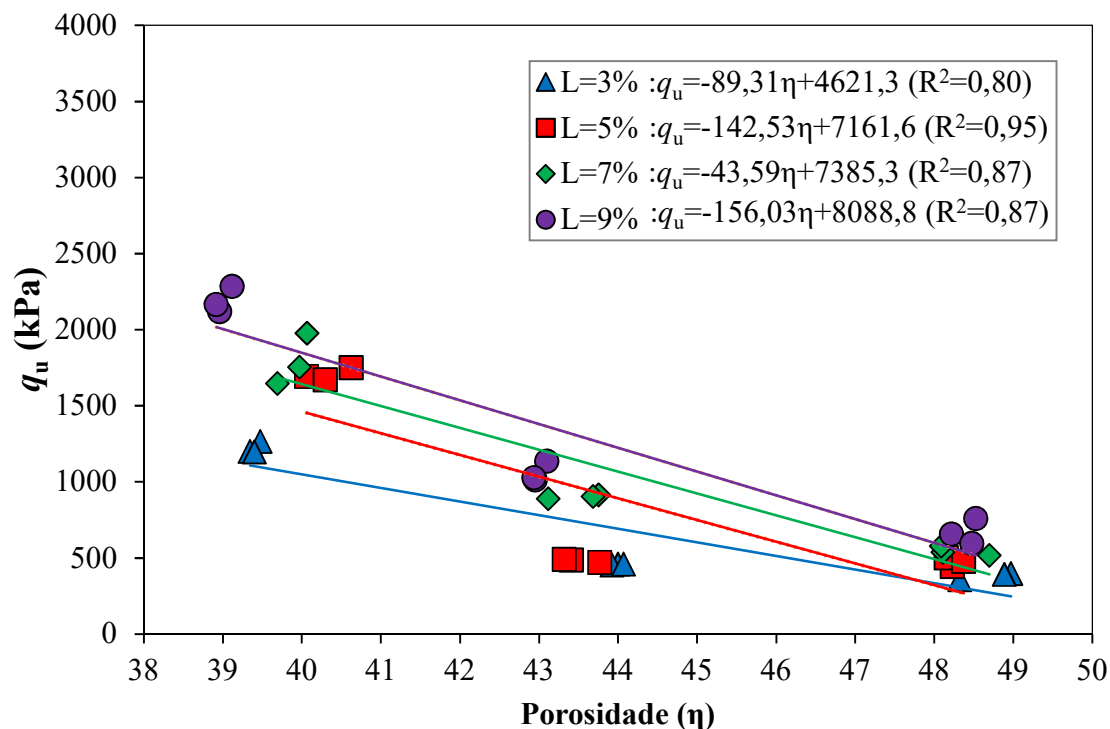


Figura 38. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 15 dias de cura

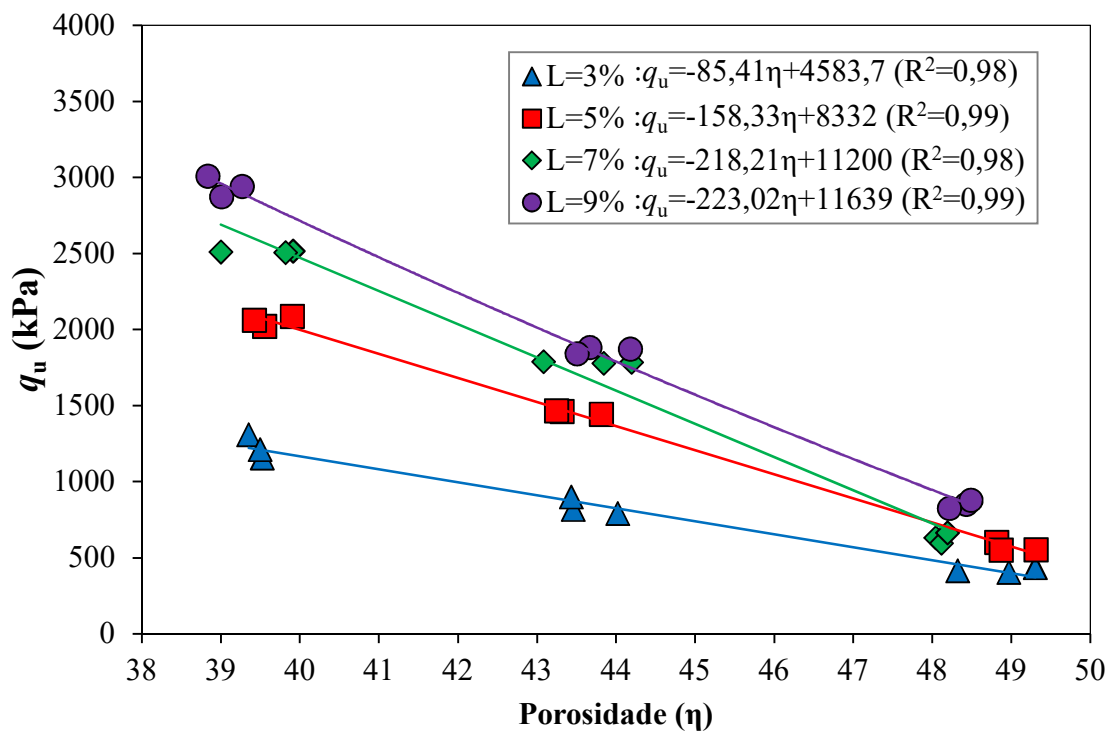


Figura 39. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 30 dias de cura

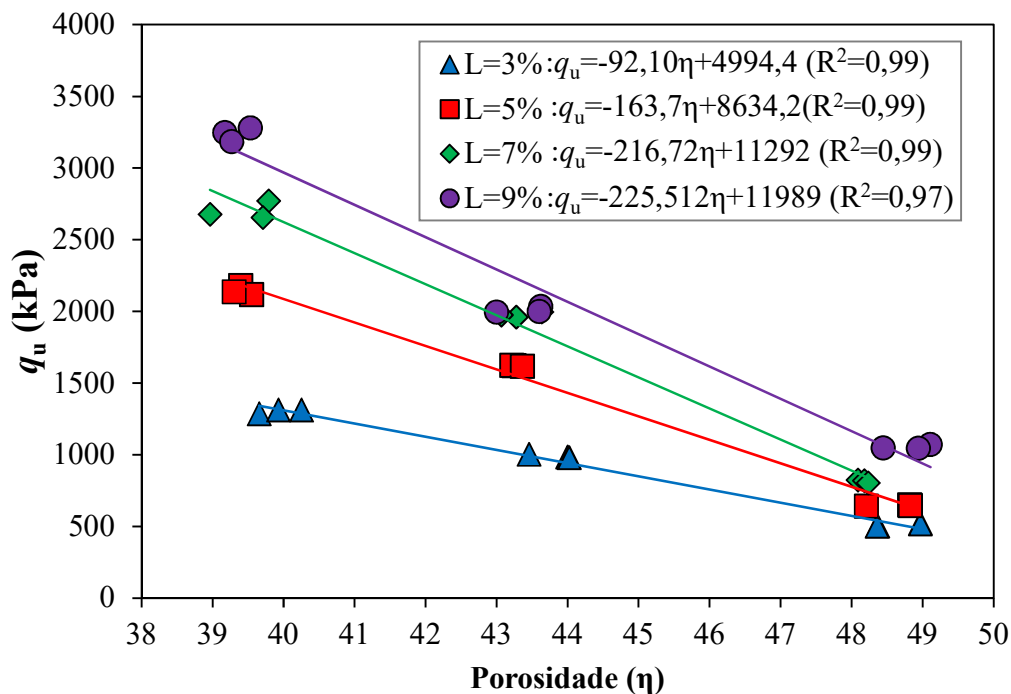


Figura 40. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 60 dias de cura

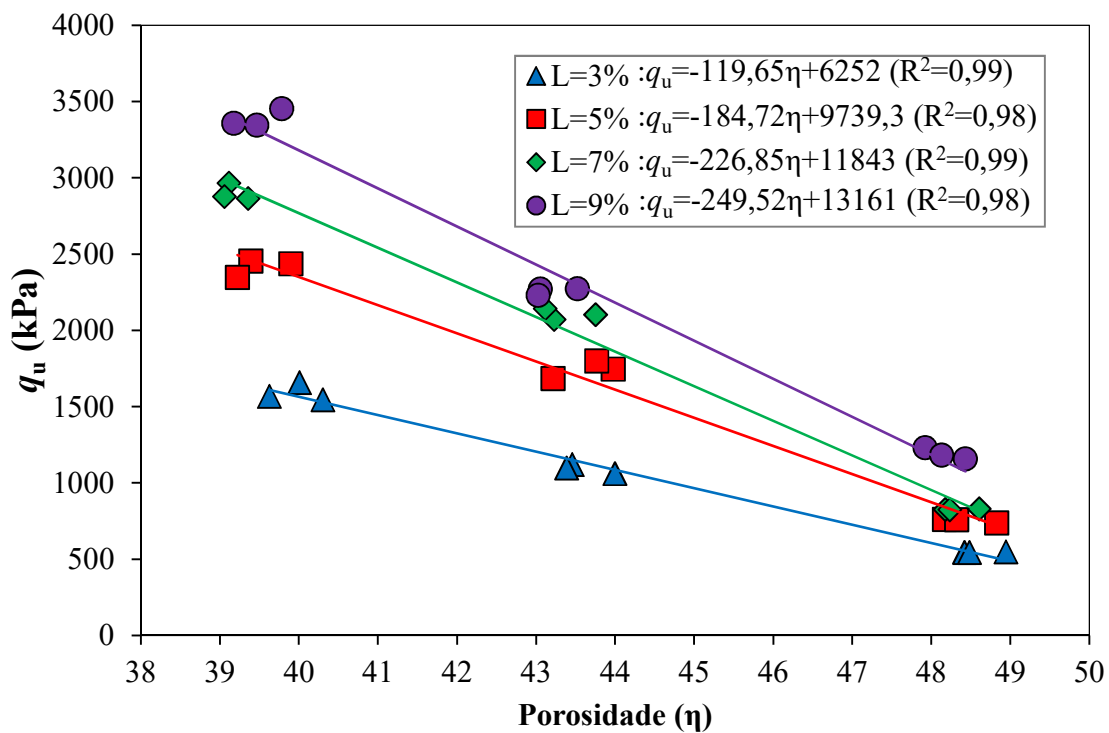


Figura 41. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 90 dias de cura

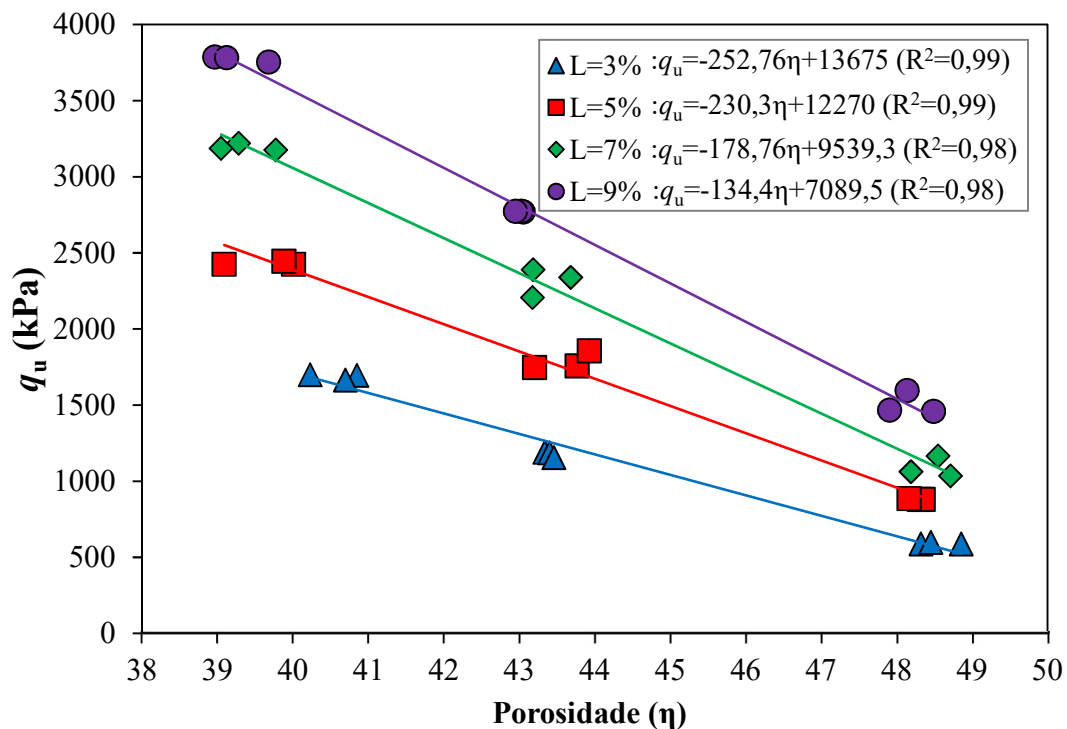


Figura 42. Influência da porosidade na resistência à compressão simples para as amostras com 180 dias de cura

Observa-se uma variação na porosidade de 39% a 49% para 3%, 5%, 7% e 9% de cal. Há, também, uma relação inversamente proporcional da porosidade com  $q_u$ , pois à medida que a porosidade diminui, a  $q_u$  aumenta.

A melhor maneira de caracterizar a variação da porosidade e os resultados da resistência à compressão simples observados foi através da determinação de uma curva de regressão que pudesse representar, de forma satisfatória, os resultados. A curva de regressão que melhor representou os pontos foi uma curva linear cujos coeficientes de determinação chegaram perto de uma correlação perfeita (entre 0,80-0,95; 0,98-0,99; 0,97-0,99; 0,98-0,99 e 0,98-0,99 para 15, 30, 60, 90 e 180 dias respectivamente).

Em média, a redução de 10 pontos porcentuais na porosidade dos corpos de prova solo-cal aumentou em 3,23 vezes, 3,72 vezes, 3,31 vezes, 3,35 vezes e 2,93 vezes a resistência à compressão simples das amostras testadas para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente. Johann (2013) encontrou que, em média, houve um aumento na resistência à compressão simples de um caulim melhorado com cal (curado entre 28 e 360 dias) entre 2,0 e 3,1 vezes. Ingles e Metcalf, (1972) e Moore *et al.* (1970) também reportaram em seus estudos que a diminuição da porosidade produz um aumento na resistência à compressão simples das amostras solo-cal.

#### 4.5.5 Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples.

É observada nas Figuras 43 a 47 a influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

O teor volumétrico de cal (Equação 4.3) é definido como a razão entre volume cal (Equação 3.9) pelo volume de um corpo de prova ( $V_s$ ). O teor volumétrico aumenta com o aumento do teor de cal, enquanto que a relação porosidade/teor volumétrico diminui.

$$L_v = \frac{100 \left( \left( \frac{V_{s\gamma_d}}{1+L/100} \left( \frac{L}{100} \right) \right) / G_{sL} \right)}{V_s} \quad (4.3)$$

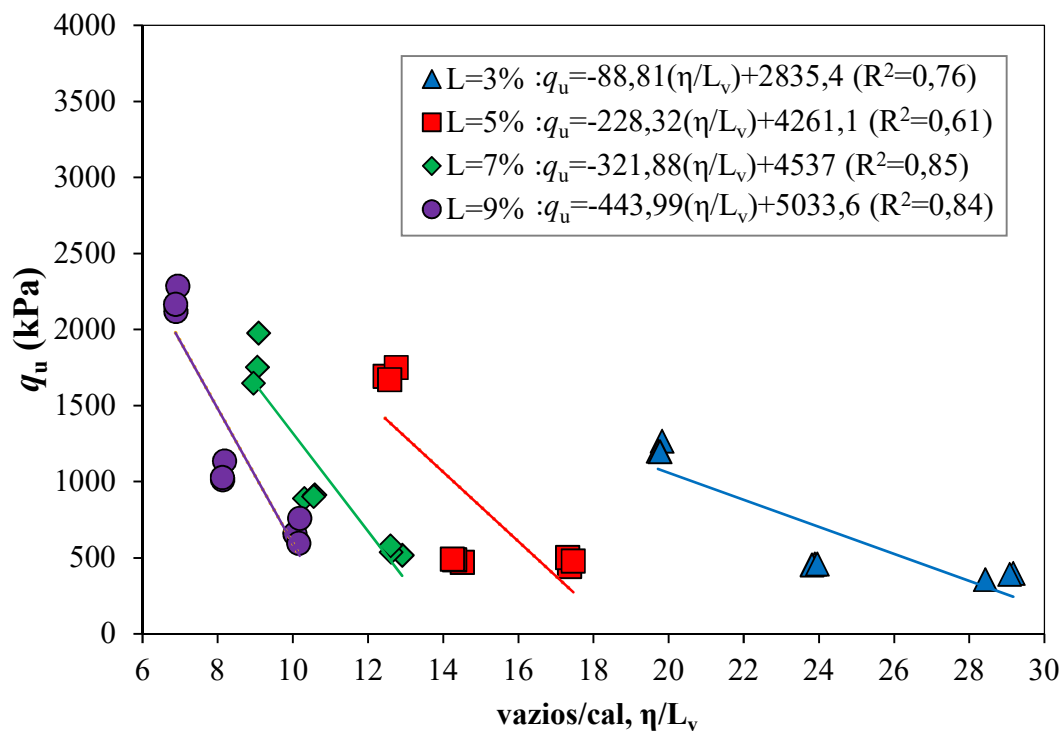


Figura 43. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 15 dias de cura

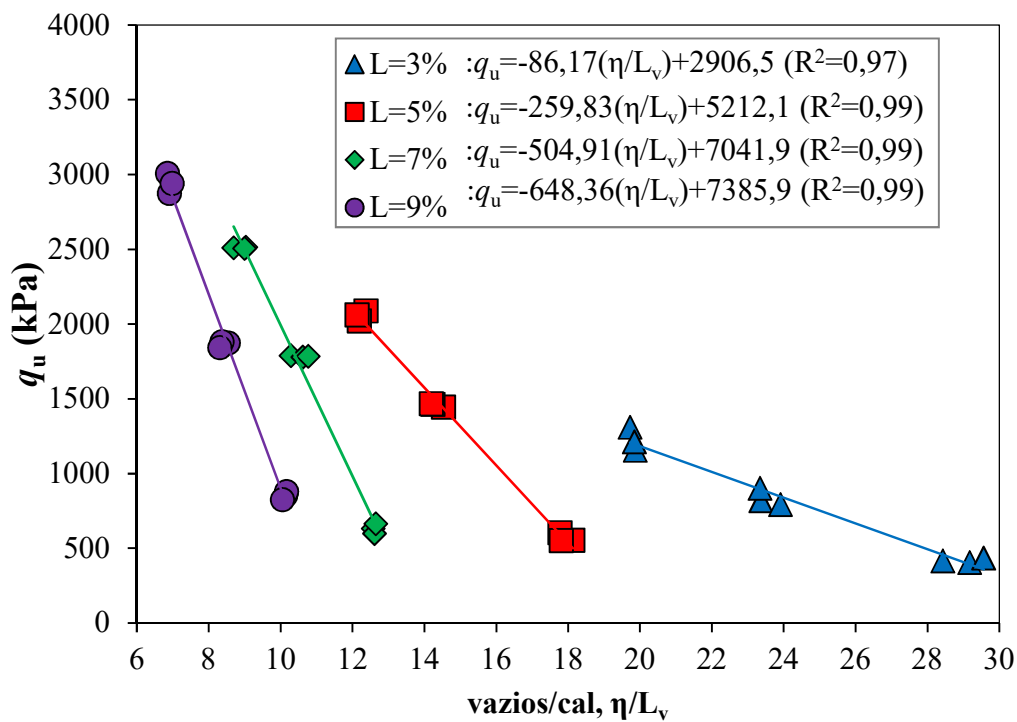


Figura 44. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 30 dias de cura



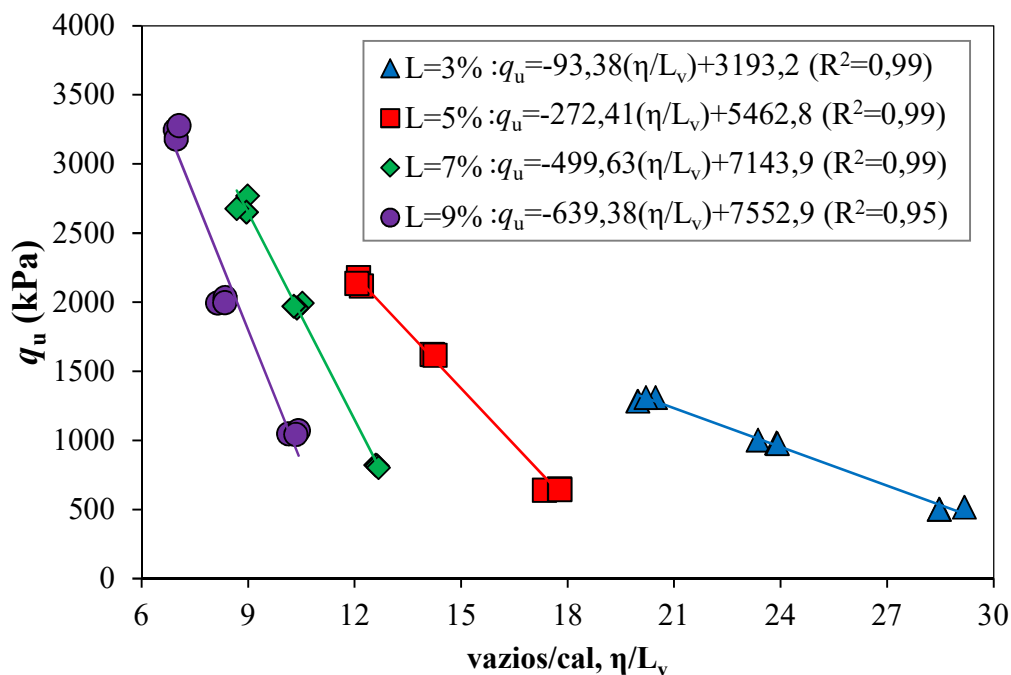


Figura 45. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 60 dias de cura

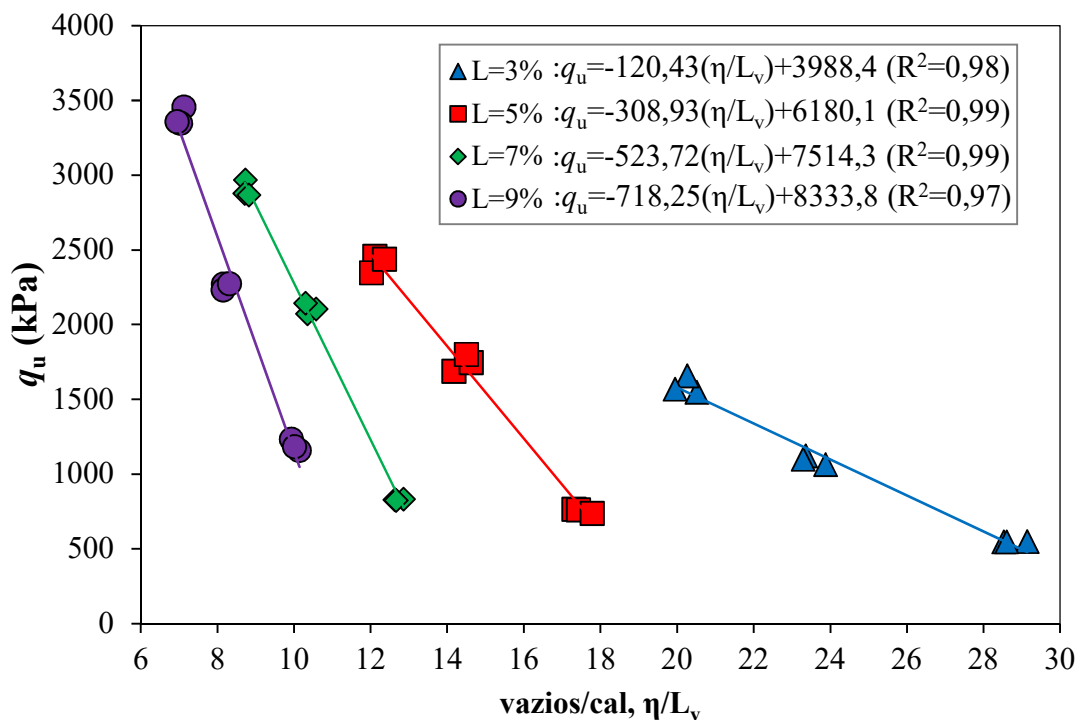
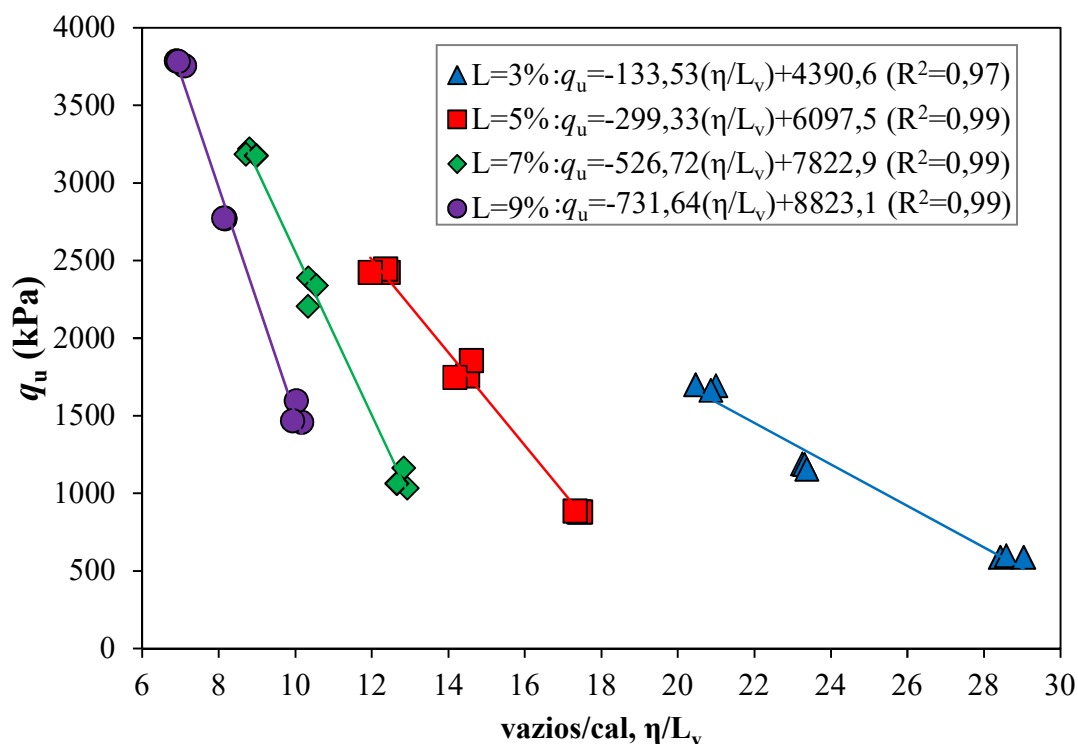


Figura 46. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 90 dias de cura



**Figura 47. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 180 dias de cura**

Para todos os tempos de cura,  $\eta/L_v$  varia de 20 a 29,2 para  $L = 3\%$ , de 12 a 17,7 para  $L=5\%$ , de 9 a 13 para  $L = 7\%$  e, finalmente, de 6,9 a 10 para  $L = 9\%$ .

Os resultados de  $q_u$  vs  $\eta/L_v$  mostram que com o aumento do teor de cal a variação de  $\eta/L_v$  diminui, isto ocorre porque os menores teores de cal nos pontos de moldagem representam maior dispersão de  $\eta/L_v$ , e poucos ganhos de resistência à compressão simples como é possível observar nas Figuras 43 a 47.

A variação de  $\eta/L_v$  se manteve constante para todos os tempos de cura, no entanto,  $q_u$  vai aumentando proporcionalmente ao aumento do teor de cal nos corpos de prova. Embora exista uma tendência linear dos pontos para cada teor de cal, os pontos experimentais de todos os teores apresentam uma curva de regressão não muito bem definida. Lopes Júnior (2007, 2011) e Johann (2013) também encontraram as mesmas tendências dos pontos experimentais da resistência à compressão simples influenciadas pela relação  $\eta/L_v$ .

#### 4.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

No presente item serão apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, ou tração indireta por compressão diametral dos corpos de prova, curados entre 15 e 180 dias. Serão apresentados, igualmente ao item 4.5, a influência dos diferentes parâmetros de controle, como o peso específico seco de moldagem, a energia de compactação, o tempo de cura, a porosidade, a relação água/cal e a relação porosidade/teor volumétrico de cal nos resultados de resistência à tração por compressão diametral( $q_t$ ) alcançados pelos corpos de prova. Todos os gráficos foram plotados no *Microsoft Excel 2016*, assim como os ajustes matemáticos dos pontos experimentais e os cálculos dos coeficientes de determinação também foram realizados utilizando esse programa.

##### 4.6.1 Influência do teor de cal e do peso específico de moldagem na resistência à tração por compressão diametral

É apresentada nas Figuras 48 a 52 a influência do teor de cal e do peso específico de moldagem na resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova curados com 15, 30, 60, 90 e 180 dias. Os pesos específicos secos aparentes foram denominados como A1, A2 e A3; sendo A1 o peso específico tomado do ponto de moldagem na energia normal ( $A1=\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$ ), A2 o peso específico tomado como o peso específico intermediária ( $A2=\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$ ) e A3 o peso específico tomado da energia modificada ( $A3=\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$ ).

A Figura 48 apresenta os resultados de  $q_t$  das amostras depois de 15 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%. Nota-se que com o aumento do peso específico seco das amostras aumenta-se a resistência à tração por compressão diametral, e, com o aumento do teor de cal também há um aumento nos valores de  $q_t$ , de igual forma como foi reportado no subcapítulo 4.5.1 sobre os resultados de  $q_u$ .

No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t = 43 \text{ kPa}$ , para 3% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 56 \text{ kPa}$ , para 5% de cal

alcançaram uma resistência  $q_t = 74$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 101$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 127 kPa.

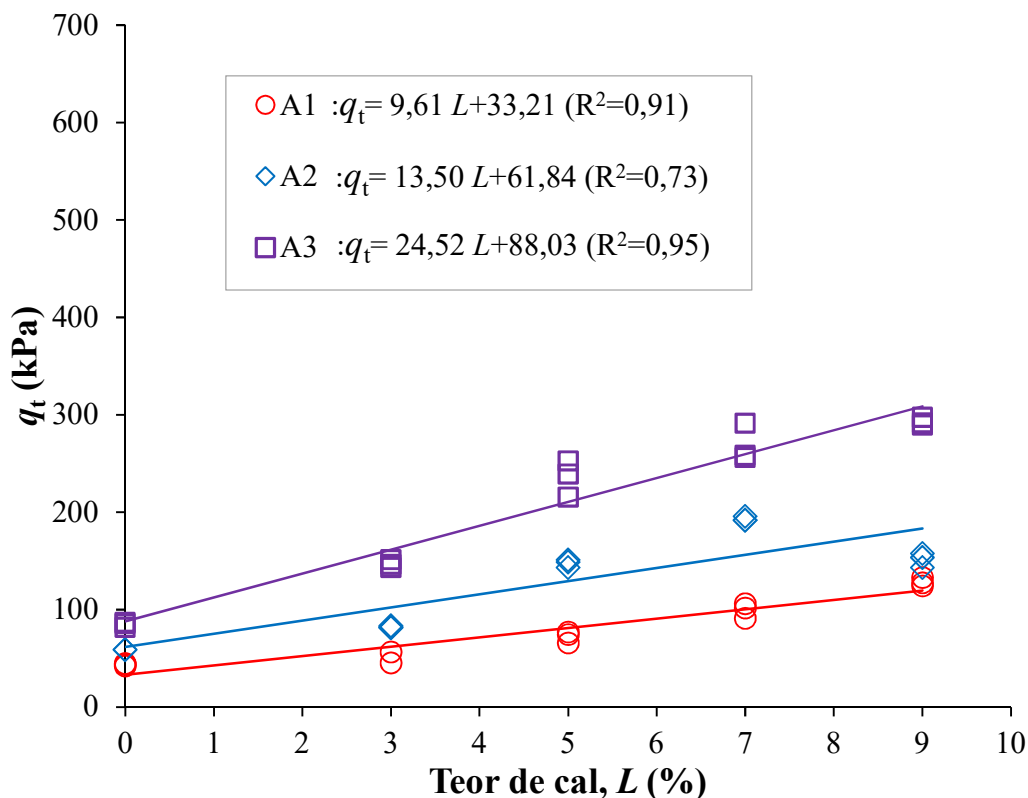


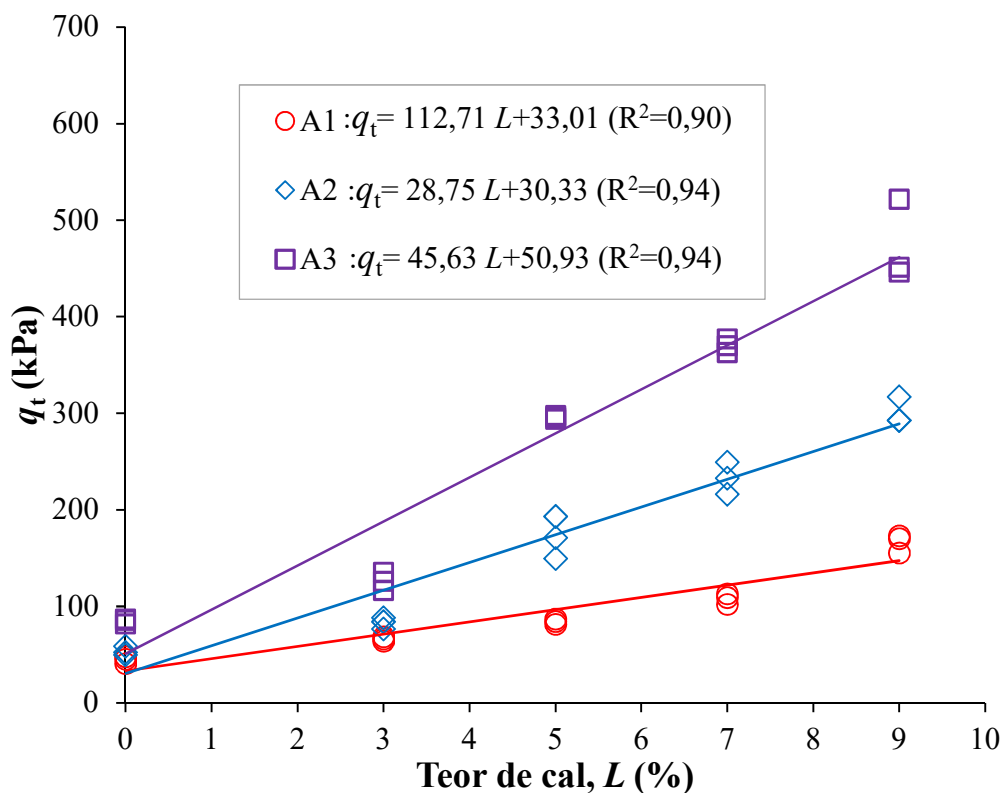
Figura 48. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 15 dias.

No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t=58$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência  $q_t=81$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência  $q_u=148$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_t=191$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_u$  alcançado pelos corpos de prova foi de 153 kPa.

No ponto de moldagem A1, os corpos de prova alcançaram resistências à tração por compressão diametral de 85, 146, 239, 258 e 291 kPa, com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Assim, comparando as resistências  $q_t$  dos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem, respectivamente), para 15 dias de cura, pode-se mencionar que houve um acréscimo, em porcentagem, de 100, 159, 220, 154 e 128% na resistência  $q_t$  com o uso de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal. Desta forma, não apenas o aumento do peso específico seco faz aumentar a  $q_t$ , mas o aumento no teor de cal também faz aumentá-la.

A Figura 49 mostra os resultados de  $q_t$  das amostras depois de 30 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.



**Figura 49. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 30 dias.**

Observa-se que com o aumento do peso específico seco das amostras há um aumento na resistência à tração, e, com o aumento do teor de cal há, também, um aumento nos valores de  $q_t$ , semelhante ao que foi observado na Figura 48.

No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t = 45$  kPa, para 3% de cal alcançam uma resistência  $q_t = 66$  kPa, para 5% de cal alcançam uma resistência  $q_t = 84$  kPa, para 7% de cal alcançam uma resistência  $q_t = 109$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_t$  alcançado pelos corpos de prova foi de 170 kPa.

No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançam um valor de  $q_t = 52$  kPa, para 3% de cal alcançam uma resistência  $q_t = 84$  kPa, para 5% de cal alcançam uma resistência  $q_t = 171$  kPa, para 7% de cal alcançam uma resistência  $q_t = 232$  kPa e, finalmente, com 9% de cal o valor de  $q_t$  alcançado pelos corpos de prova foi de 292 kPa.

No ponto de moldagem A1, os corpos de prova alcançam resistências à tração por compressão diametral de 85, 125, 296, 370 e 451 kPa, com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Assim, comparando as resistências  $q_t$  dos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem), para 30 dias de cura, pode-se mencionar que houve um acréscimo, em porcentagem, de 88, 90, 250, 239 e 165% na resistência  $q_t$  com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

A Figura 50 mostra os resultados de  $q_t$  das amostras depois de 60 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.

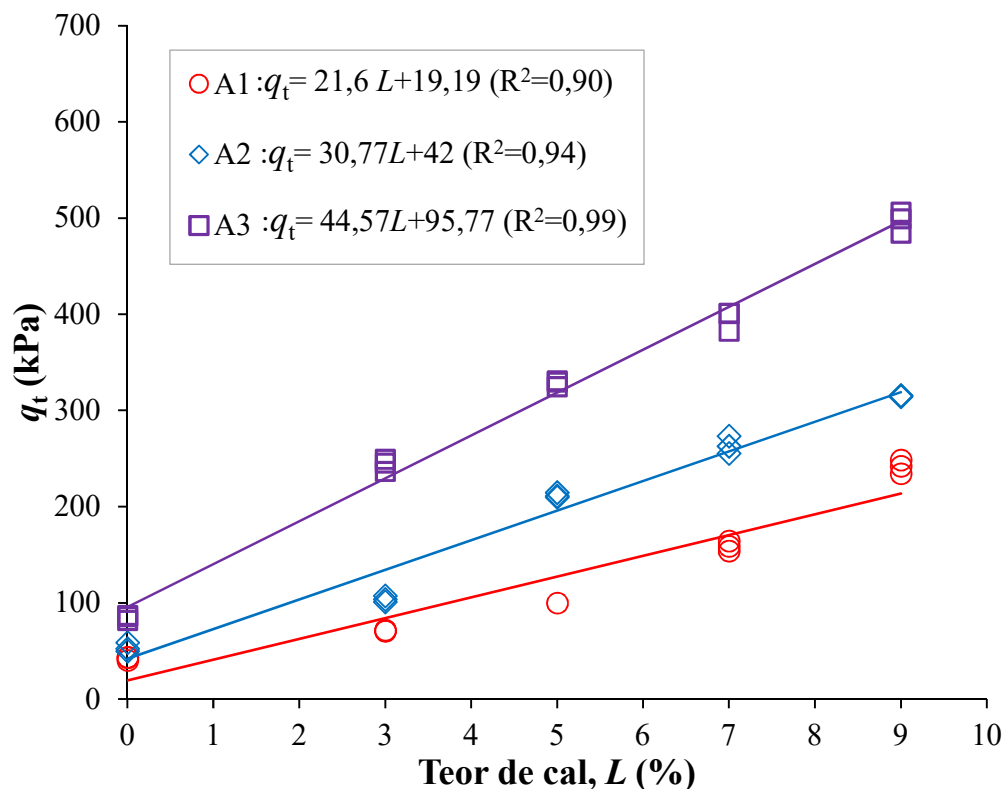


Figura 50. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 60 dias.

Observa-se que com o aumento do peso específico seco das amostras há um aumento na resistência à tração, e, com o aumento do teor de cal há, também, um aumento nos valores de  $q_t$ , semelhante ao que foi observado na Figura 48 e Figura 49.

No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t = 43$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 71$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência de  $q_t = 99$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 160$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_t$  alcançado pelos corpos de prova foi de 242 kPa.

No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t = 52$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 103$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 211$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 263$

kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_t$  alcançado pelos corpos de prova foi de 315 kPa.

No ponto de moldagem A1 os corpos de prova alcançam resistências à tração por compressão diametral de 85, 245, 329, 400 e 500 kPa, com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente. Assim, comparando as resistências  $q_t$  dos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem), para 60 dias de cura, pode-se mencionar que houve um acréscimo, em porcentagem, de 98, 244, 230, 150 e 106% na resistência  $q_t$  com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

A Figura 51 mostra os resultados de  $q_t$  das amostras depois de 90 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.

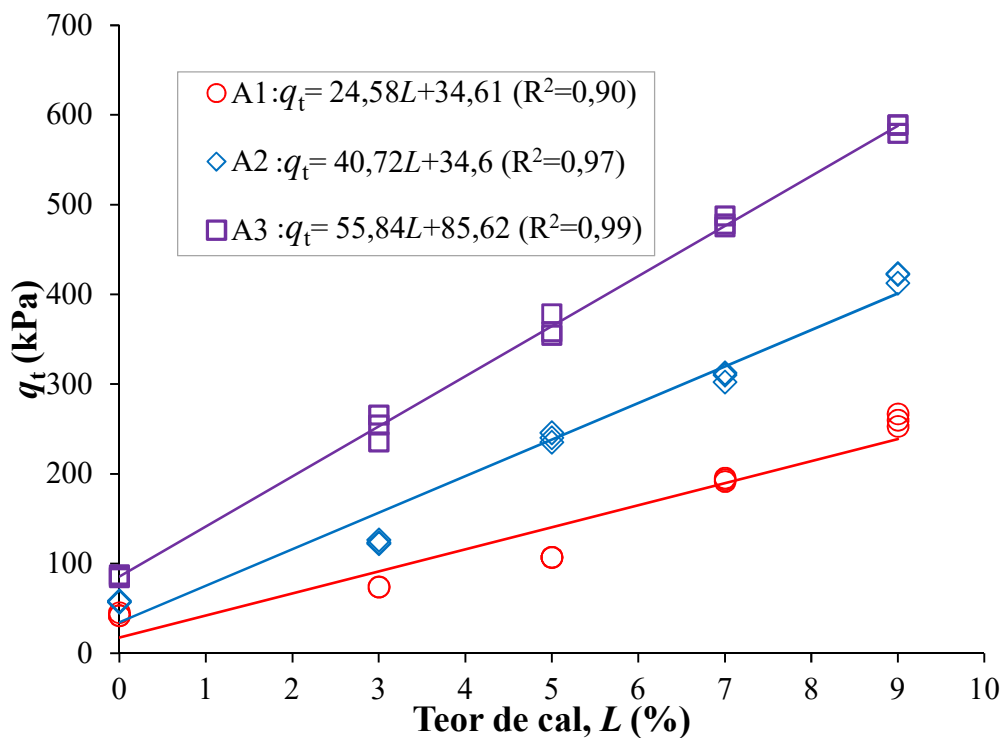


Figura 51. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 90 dias.

Observa-se que com o aumento do peso específico seco das amostras há um aumento na resistência à tração, e, com o aumento do teor de cal há, também, um aumento nos valores de  $q_t$ , semelhante ao que foi observado nas Figuras 48 a 50. No ponto de moldagem



A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t=42$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência  $q_t=74$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência  $q_t=107$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_t=193$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_t$  alcançado pelos corpos de prova foi de 260 kPa. No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t=57$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência  $q_t=123$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência  $q_t=240$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_t=310$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_t$  alcançado pelos corpos de prova foi de 422 kPa. No ponto de moldagem A1, os corpos de prova alcançaram resistências à tração por compressão diametral de 85, 254, 358, 478 e 588 kPa, com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente. Assim, comparando as resistências  $q_t$  dos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem), para 90 dias de cura, pode-se mencionar que houve um acréscimo, em porcentagem, de 100, 243, 234, 147 e 226% na resistência  $q_t$  com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

A Figura 52 mostra os resultados de  $q_t$  das amostras depois de 180 dias de cura com a variação dos teores de cal de 0 até 9%.

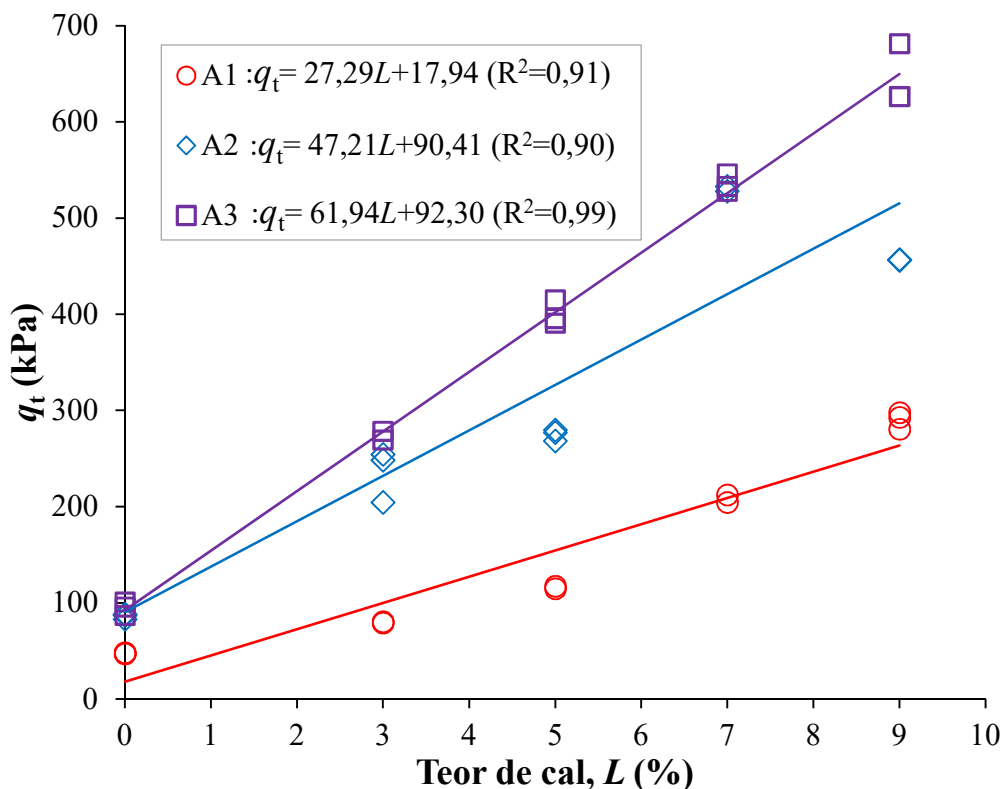


Figura 52. Influência do peso específico seco na resistência à tração por compressão diametral das amostras curadas em 180 dias.

Observa-se que com o aumento do peso específico seco das amostras há um crescimento da resistência à tração, e, com o aumento do teor de cal há, também, um aumento nos valores de  $q_t$ , semelhante ao que foi observado nas Figuras 48 a 51.

No ponto de moldagem A3, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t = 47$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 80$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 117$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 212$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_t$  alcançado pelos corpos de prova foi de 292 kPa.

No ponto de moldagem A2, os corpos de prova com 0% de cal alcançaram um valor de  $q_t = 86$  kPa, para 3% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 248$  kPa, para 5% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 277$  kPa, para 7% de cal alcançaram uma resistência  $q_t = 533$  kPa e, finalmente, com 9% de cal, o valor de  $q_t$  alcançado pelos corpos de prova foi de 456 kPa.

No ponto de moldagem A1, os corpos de prova alcançam resistências à tração por compressão diametral de 95, 269, 395, 533 e 626 kPa, com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

Assim, comparando as resistências  $q_t$  dos pontos A3 e A1 (menor e maior peso específico de moldagem), para 180 dias, de cura pode-se mencionar que houve um acréscimo em porcentagem de 100, 250, 268, 150 e 140% na resistência  $q_t$  com o emprego de 0, 3, 5, 7 e 9% de cal, respectivamente.

A tendência dos pontos experimentais da resistência  $q_t$ , em função do teor de cal e influenciado pelo peso específico seco de moldagem, é linear, assim como foi observado para o caso da resistência à compressão simples.

Os coeficientes angulares das retas foram aumentando conforme se aumentou o tempo de cura, o que demonstra que o acréscimo da resistência à tração por compressão diametral também é devido ao aumento do tempo de cura dos corpos de prova.

Os valores dos coeficientes de determinação ( $R^2$ ) das tendências lineares podem confirmar a afirmação anterior. Os coeficientes de determinação variaram entre 0,73-0,95; 0,90-0,94; 0,90-0,94; 0,90-0,99 e 0,90-0,99 para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente. As maiores resistências à tração por compressão diametral foram obtidas com os maiores teores de cal e com os maiores pesos específicos secos de moldagem; por exemplo, para o ponto de moldagem A3, com 9% de cal foram obtidas resistências  $q_t$  máximas de 127, 170, 242, 260 e 292 kPa, para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente. No ponto A2 se obtiveram os maiores valores de  $q_t$  com o uso de 9% de cal, conseguindo, assim, resistências de 153, 292, 315, 422 e 456 kPa, para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente. Para o ponto A1 (maior peso específico usado) foram obtidas as seguintes resistências máximas  $q_u$  com 9% de uso de cal: 291, 451, 500, 588 e 626 kPa, após 15, 30, 60, 90 e 180 dias cura.

#### **4.6.2 Influência do tempo de cura na resistência à tração por compressão diametral**

Na Figura 53 são apresentados os resultados da resistência à tração por compressão diametral do solo e das misturas solo-cal nos tempos de cura de 15, 30, 60, 90 e 180 dias, compactados na energia normal de compactação.

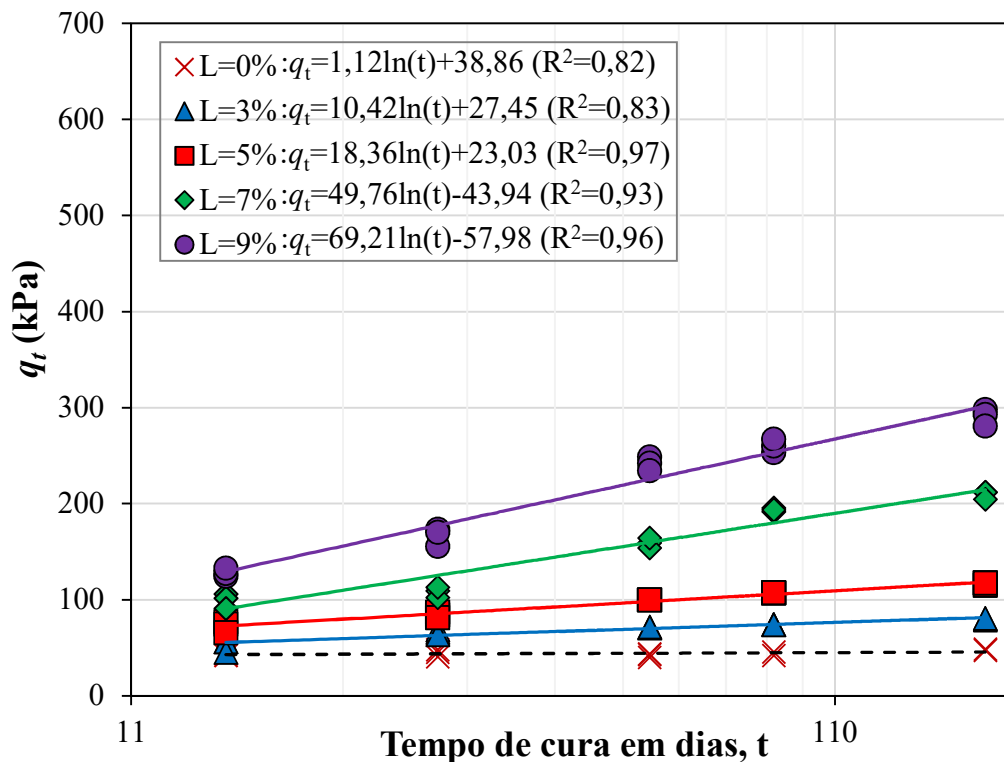
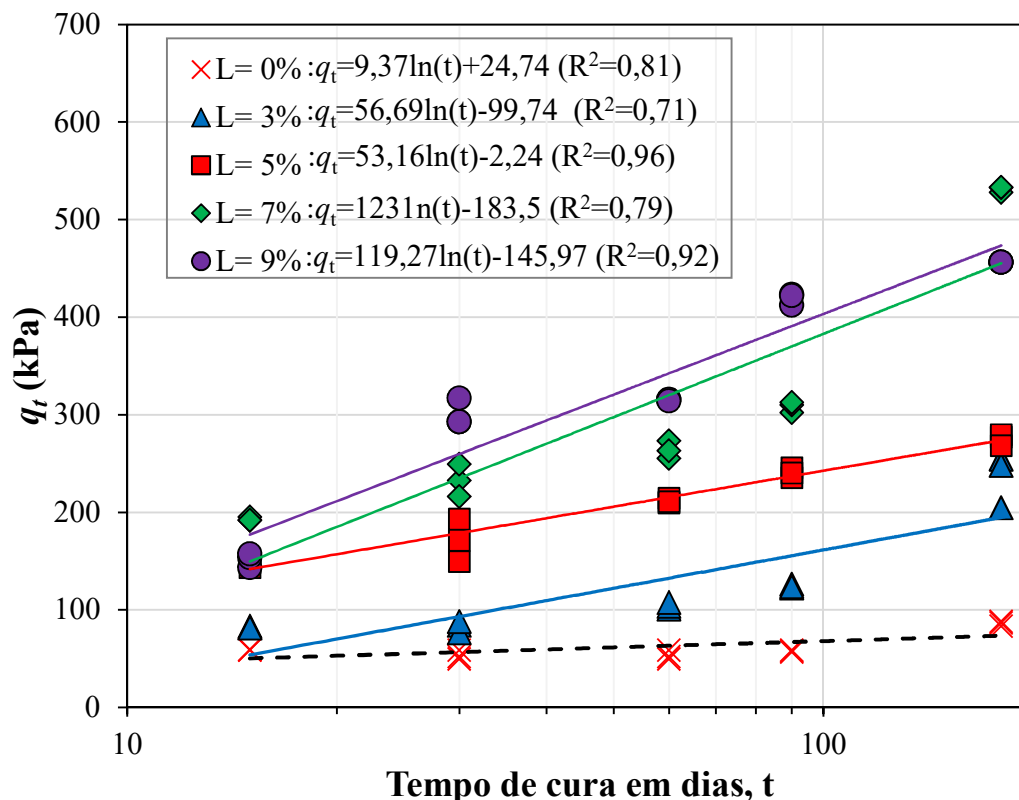


Figura 53. Resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura ( $t$ ) na energia de compactação normal

Nota-se um aumento na resistência à tração com o aumento do teor de cal ( $L$ ) e com o tempo de cura, comportamento esse similar ao apresentado pelo teor de cal e o peso específico de moldagem na resistência à tração por compressão diametral. Com o uso de 9% de cal, para o 15º dia de cura, se obteve uma resistência média  $q_t = 127$  kPa, para 30 dias uma  $q_t = 170$  kPa, para 60 dias uma  $q_t = 242$  kPa, para 90 dias uma  $q_t = 260$  kPa e, para 180 dias, a  $q_t$  foi de 292 kPa, ou seja, houve um incremento de 130% entre 15 e 180 dias de cura. Comparando o 15º com o 180º dia de cura, para 7% de cal, se obteve um incremento na resistência  $q_t$  de 108% (de 101 para 212 kPa), para 5% de cal foi de 58% (de 74 para 117 kPa), para 3% de cal 42% (de 56 para 80 kPa) e para 0% não houve um acréscimo tão significativo (10%).

São apresentados na Figura 54 os resultados da resistência à tração por compressão diametral do solo e das misturas solo-cal, nos tempos de cura de 15, 30, 60, 90 e 180 dias, compactados na energia intermediária de compactação.



**Figura 54. Resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura ( $t$ ) na energia de compactação intermediária**

Analisando a Figura 54, nota-se que também houve um aumento na resistência à tração com o aumento do teor de cal ( $L$ ), como foi observado na Figura 53. Com o uso de 9% de cal, para 15 dias de cura, se obteve uma resistência média de  $q_t=153$  kPa, para 30 dias uma  $q_t=292$  kPa, para 60 dias uma  $q_t=315$  kPa, para 90 dias uma  $q_t=422$  kPa e, para 180 dias, uma  $q_t$  foi de 456 kPa, ou seja, houve um incremento de 197% entre 15 e 180 dias de cura. Comparando o 15º com o 180º dia de cura, para 7% de cal, se obteve um incremento na resistência  $q_t$  de 178% (de 191 para 533 kPa), para 5% de cal foi de 87% (de 148 para 277 kPa), para 3% de cal 200% (de 81 para 248 kPa) e, diferentemente observado para a energia normal de compactação, na energia intermediária, para 0%, houve um acréscimo significativo de resistência (40%).

Na Figura 55 são apresentados os resultados da resistência à tração por compressão diametral do solo e das misturas solo-cal, nos tempos de cura de 15, 30, 60, 90 e 180 dias, compactados na energia modificada de compactação.

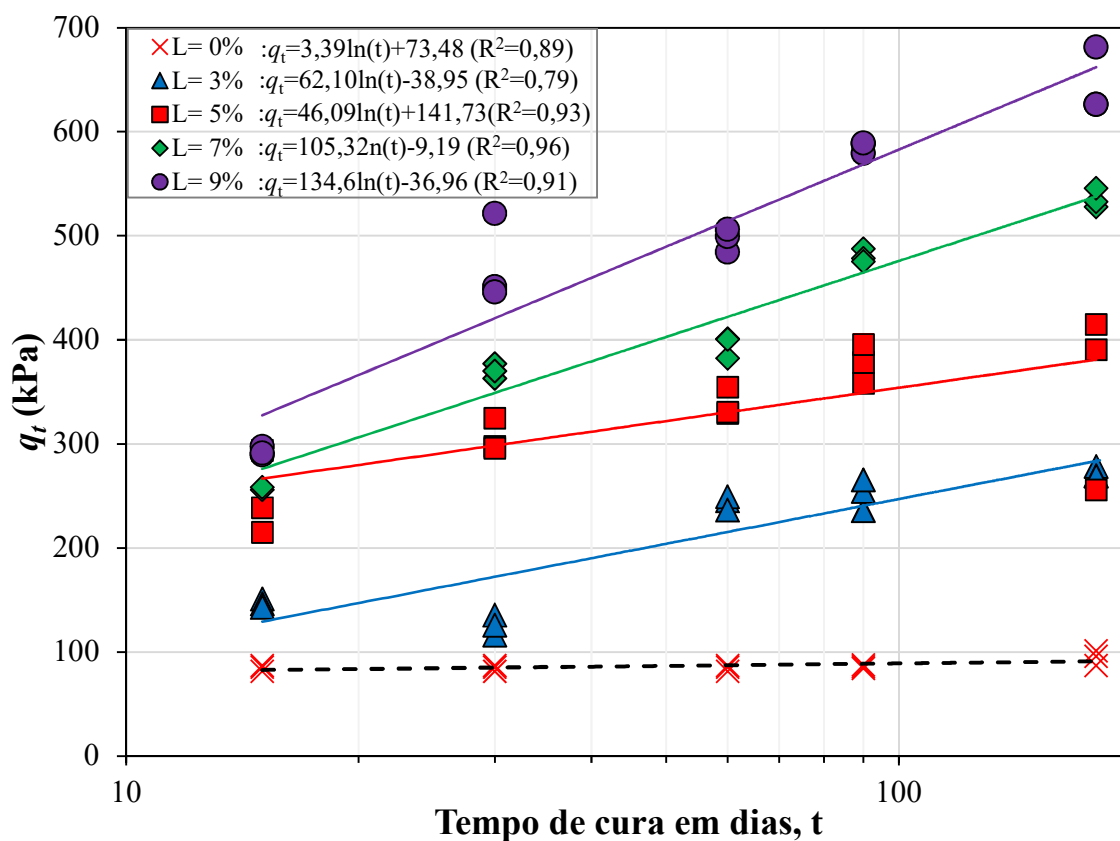


Figura 55. Resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) do solo e das misturas solo-cal com o tempo de cura ( $t$ ) na energia de compactação modificada

Analisando a Figura 55, nota-se que assim como o observado nas Figuras 53 e 54, também houve um aumento na resistência à tração com o aumento do teor de cal ( $L$ ). Com o uso de 9% de cal para 15 dias de cura se obteve uma resistência média de  $q_t=291$  kPa, para 30 dias uma  $q_t=451$  kPa, para 60 dias uma  $q_t=500$  kPa, para 90 dias uma  $q_t=588$  kPa e para 180 dias a  $q_t$  foi de 626 kPa, ou seja, houve um incremento de 150% entre 15 e 180 dias de cura. Comparando o 15º com o 180º dia de cura, para 7% de cal se obteve um incremento na resistência  $q_t$  de 106% (de 258 para 533 kPa), para 5% de cal foi de 66% (de 239 para 395 kPa), para 3% de cal 84% (de 146 para 269 kPa) e, assim como para a compactação na energia normal, para 0% não houve um acréscimo de resistência tão significativo (10%).

A curva de regressão que melhor se ajustou aos dados foi a curva logarítmica, como pode ser verificado nos gráficos das Figuras 53 a 55. A equação que descreve o crescimento da resistência à tração por compressão diametral é dada pela forma (Equação 4.4):

$$q_t = q_{t(0)} + a \ln(t) \quad (4.4)$$

Onde  $t$  é tempo de cura, e  $q_{t(0)}$  e “ $a$ ” são coeficientes obtidos por regressão de mínimos quadrados. A mesma configuração da forma da Equação 4.4 também foi encontrada por Asgari *et al.* (2015) para a resistência à compressão simples. Consoli *et al.* (2014d) também encontraram essa mesma configuração de equação.

#### **4.6.3 Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral**

A influência do parâmetro água/material cimentante, na relação peso/peso, é considerada um fator importante para o estabelecimento de equações de dosagem para determinação de resistências à tração por compressão diametral, assim como para as resistências à compressão diametral. Nas Figuras 56 a 60 será apresentada a influência da relação A/L na resistência à compressão simples ( $q_t$ ) para 15, 30, 60, 90 e 180 dias, respectivamente, dependendo da energia de compactação usada ou do peso específico seco aparente de moldagem (A1-A3). Assim como para a análise da influência da relação A/L na resistência à compressão simples ( $q_u$ ), para a análise da influência da relação A/L na resistência à compressão diametral, foram excluídos da análise os corpos de prova com L = 0%, devido à inexistência da fração cal neste material.

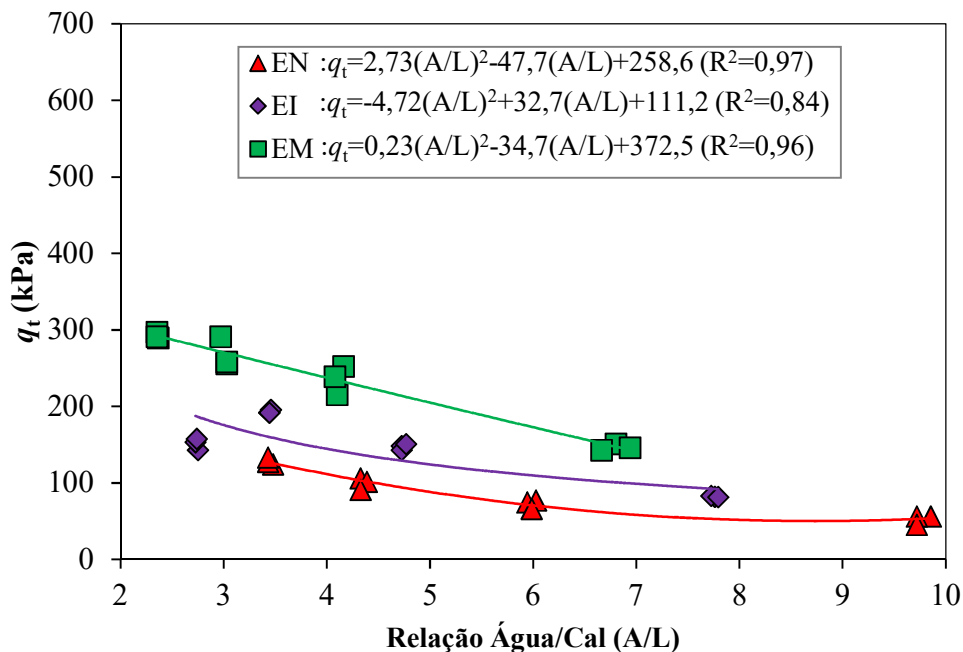


Figura 56. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 15 dias de cura

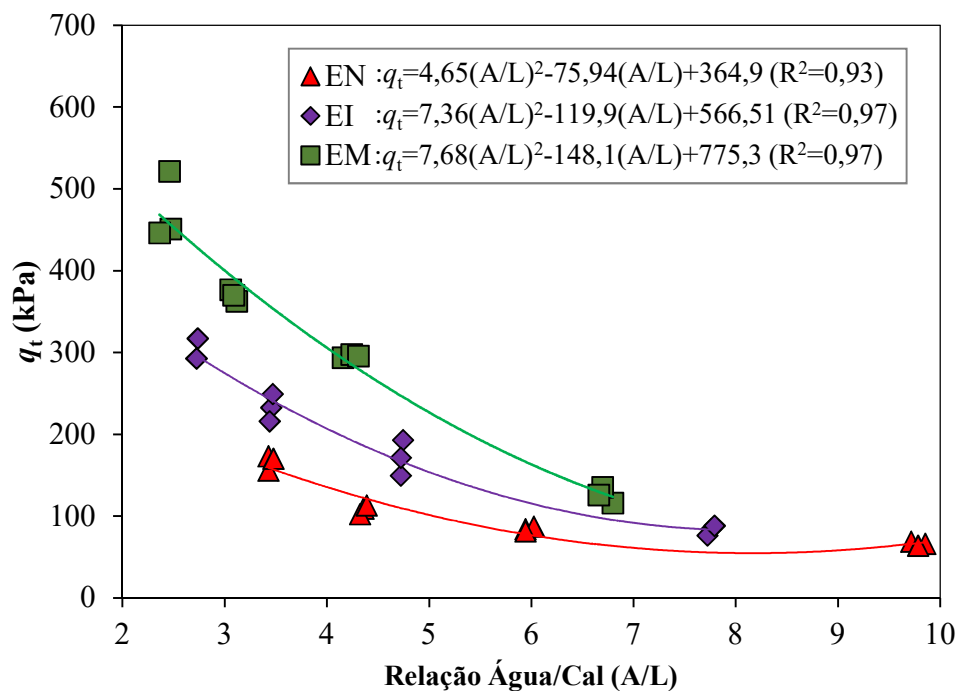


Figura 57. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 30 dias de cura



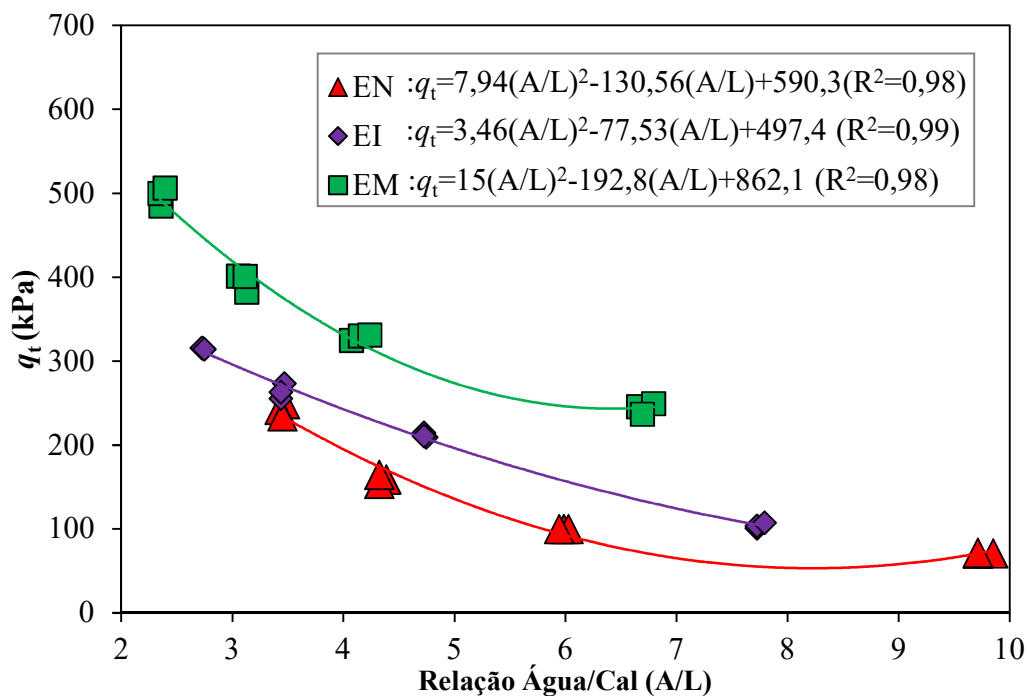


Figura 58. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 60 dias de cura

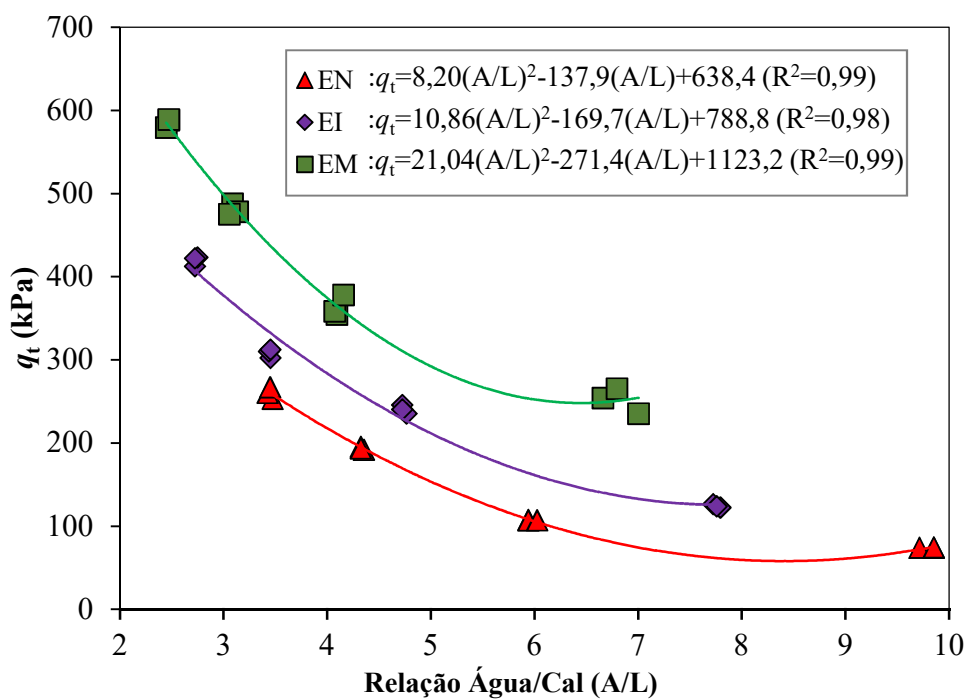
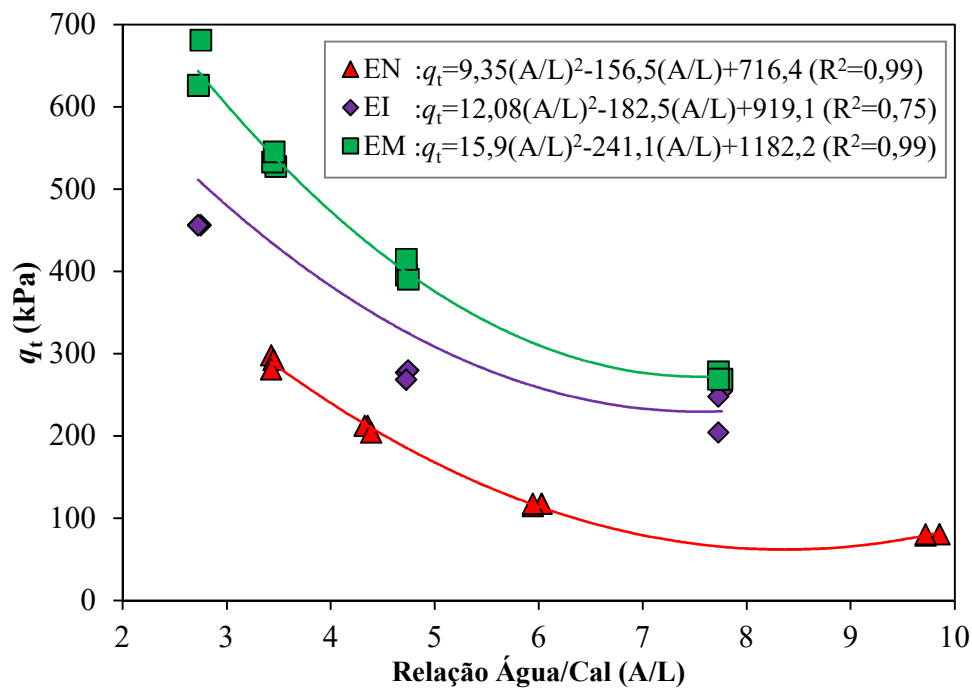


Figura 59. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 90 dias de cura



**Figura 60. Influência da relação água/cal na resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) para 180 dias de cura**

De acordo as Figuras 56 a 60, a relação A/L varia de 2,3 a 6,8 para a energia modificada, de 2,7 a 7,9 para a energia intermediária e de 3,5 a 9,8 para a energia modificada. Isso ocorre devido ao teor de umidade diminuir com o aumento da energia do grau de compactação com que foram moldadas as misturas solo-cal. Para todos os tempos de cura,  $q_t$  aumentou com a diminuição de A/L e, também, com o aumento da energia de compactação.

Assim como para a  $q_u$ , o aumento mais significativo de  $q_t$  foi na energia de compactação Proctor Modificada (EM) com o uso de 9% de cal. Se compararmos os valores de resistência  $q_t$  obtidos com L = 9% com os mesmos valores para L = 3% , observa-se que para 15 dias de cura houve um incremento de 145 kPa na resistência  $q_t$  ao se adicionar 6 pontos percentuais de cal, para 30 dias, houve um incremento de 326 kPa, para 60 dias de cura houve um incremento de 255 kPa, para 90 dias houve um incremento de 334 kPa e para 180 dias houve um incremento de 357 kPa na resistência à compressão diametral.

Utilizando-se da mesma comparação realizada anteriormente ( $L = 3\% \times L = 9\%$ ), mas tendo como parâmetro-base a energia intermediária observa-se que houve um incremento de 72 kPa, 208 kPa, 212 kPa, 299 kPa e 208 kPa para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente. Por último, para a energia normal (EN), foram observados os menores incrementos de resistência em referência à relação A/L para  $L = 9\%$  comparado com 3% de cal: houve um incremento de 71 kPa, 104 kPa, 171 kPa, 186 kPa e 212 kPa para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente

Em média, houve uma redução de 5,5 vezes na relação água/cal, em peso, dos corpos de prova solo-cal, resultando em incrementos de 3,20 vezes, 3,48 vezes, 3,31 vezes, 2,84 vezes e 2,90 vezes na resistência à compressão simples das amostras testadas para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

#### **4.6.4 Influência da porosidade na resistência à tração por compressão diametral**

É apresentada nas Figuras 61 a 65 a influência da porosidade na resistência à tração por compressão diametral das misturas solo-cal para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

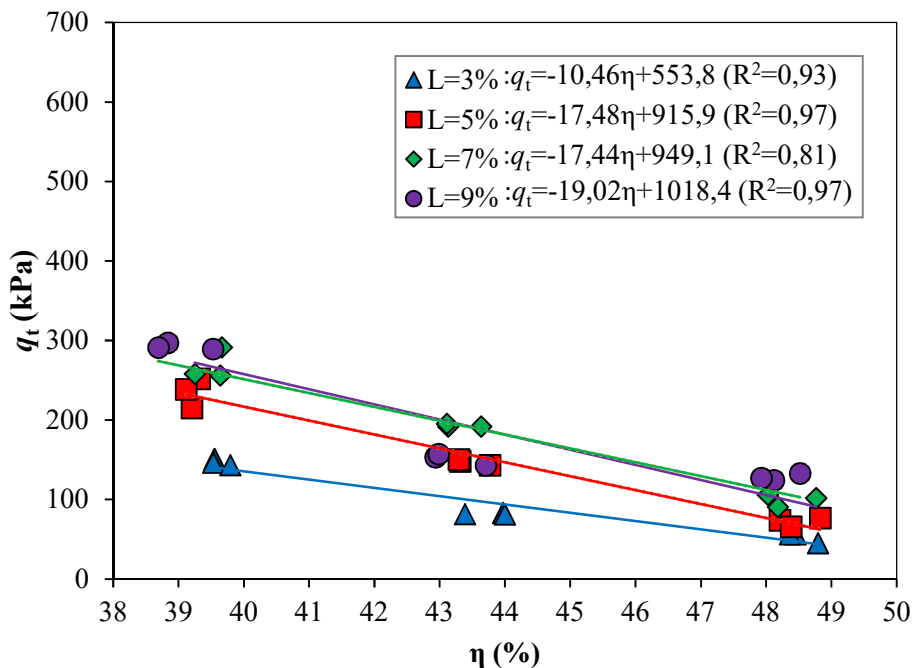


Figura 61. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 15 dias de cura

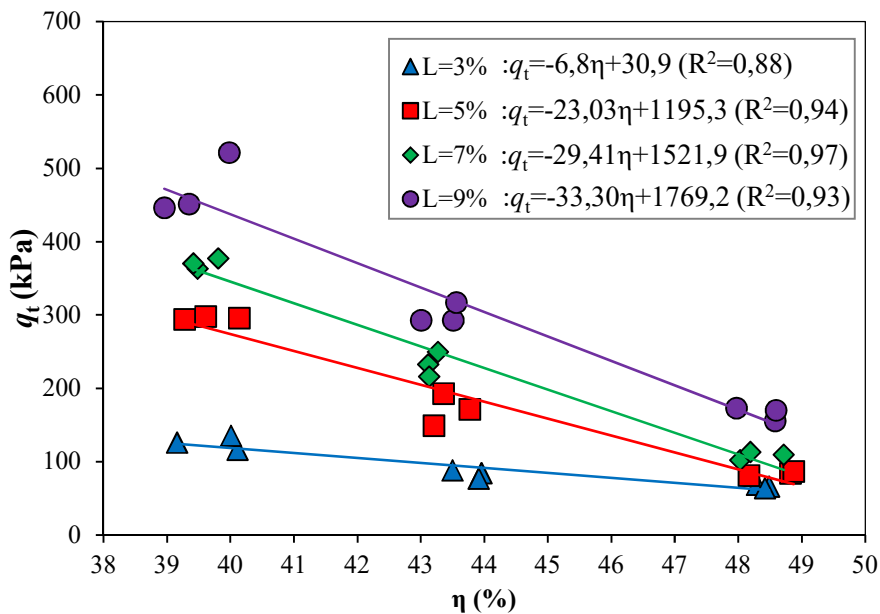


Figura 62. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 30 dias de cura

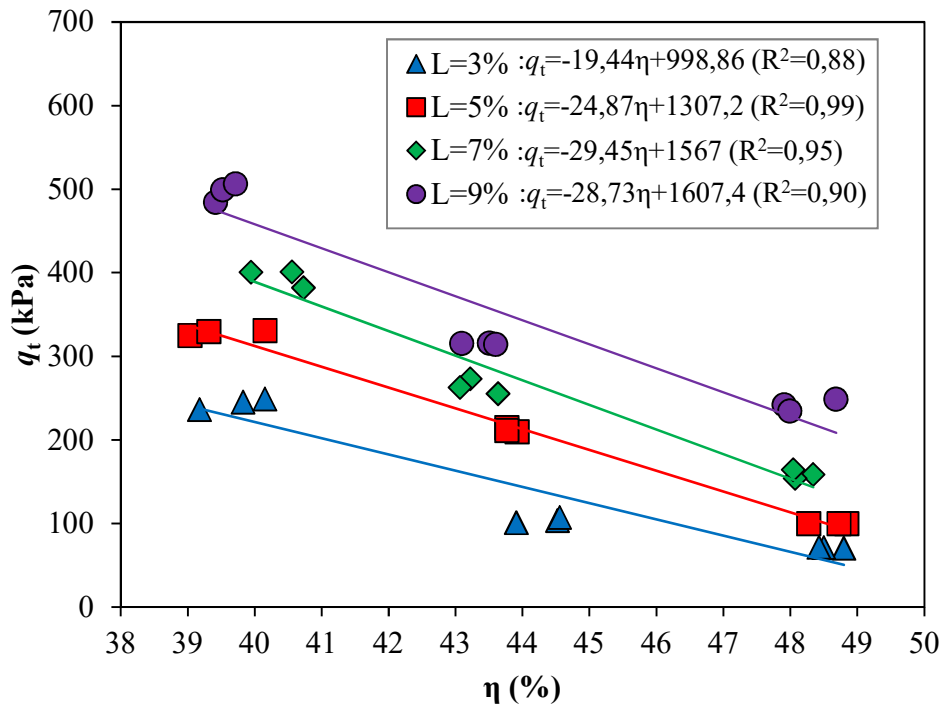


Figura 63. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 60 dias de cura

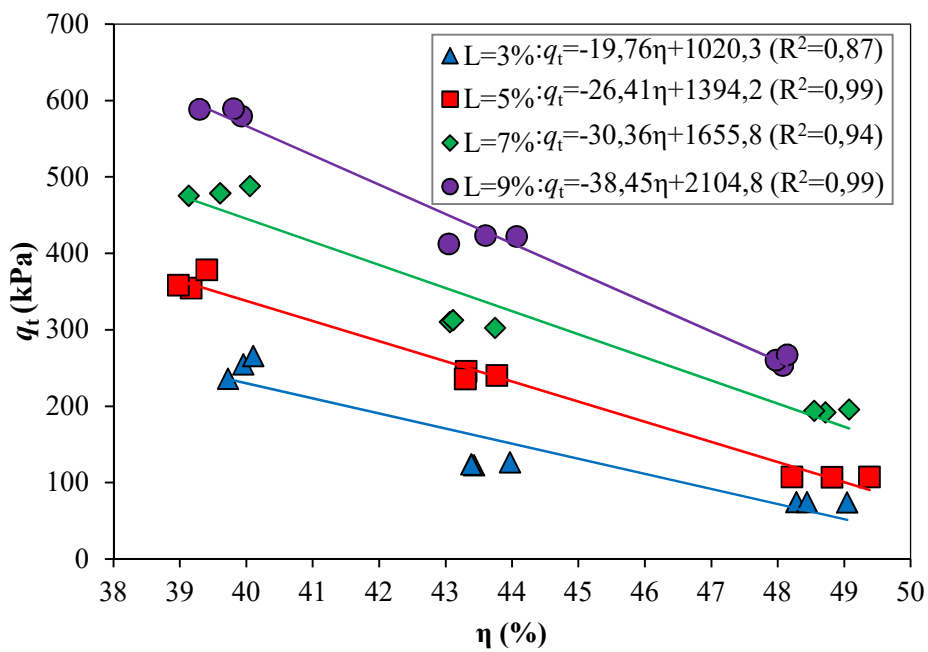
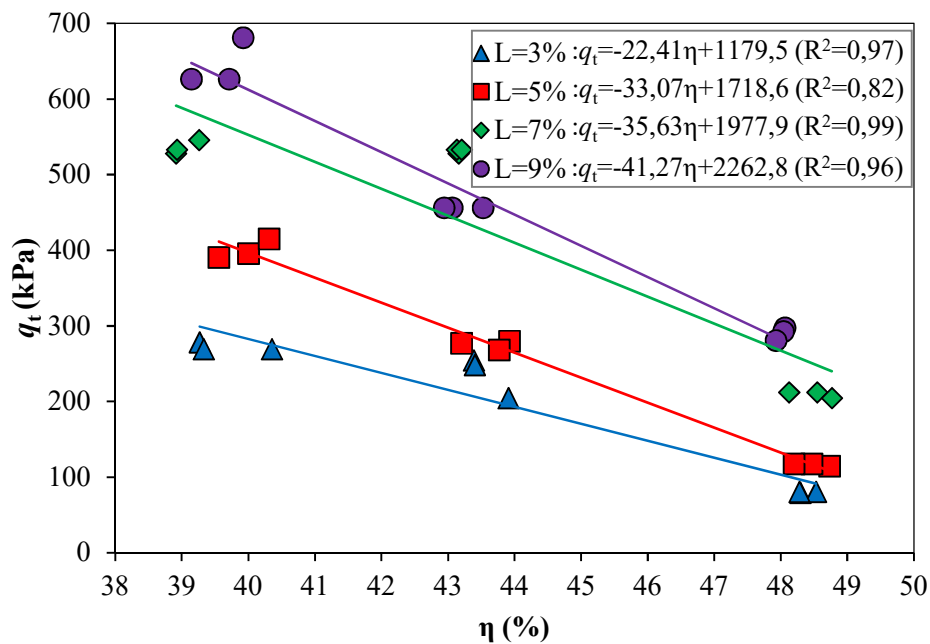


Figura 64. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 90 dias de cura



**Figura 65. Influência da porosidade na resistência à tração para as amostras com 180 dias de cura**

Observa-se que a porosidade variou nos corpos de prova entre 39% e 49% para 3%, 5%, 7% e 9% de cal em todos os tempos de cura. Observa-se, também, uma relação inversamente proporcional da porosidade com  $q_t$ , à medida que a porosidade diminui o  $q_t$  aumenta, linearmente.

A melhor maneira de caracterizar a variação da porosidade e os resultados da resistência à tração por compressão diametral observados foi através da determinação de uma curva de regressão que pudesse representar, de forma satisfatória, os resultados. A curva de regressão que melhor representou os pontos foi uma curva linear cujos coeficientes de determinação chegaram perto de uma correlação perfeita (entre 0,81-0,97; 0,88-0,97; 0,88-0,99; 0,87-0,99 e 0,82-0,99 para 15, 30, 60, 90 e 180 dias respectivamente).

Em média, a redução de 10 pontos percentuais na porosidade dos corpos de prova solo-cal aumentou em 3,21 vezes, 3,51 vezes, 3,30 vezes, 2,85 vezes e 2,93 vezes a resistência à tração por compressão diametral das amostras testadas para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

Johann (2013) observou que, em média, esse aumento de resistência à tração por compressão diametral para um caulim melhorado com cal (curado entre 28 e 360 dias) estava compreendido entre 2,1 e 2,3 vezes. A diferença entre os acréscimos médios com a diminuição da porosidade tanto para  $q_u$  como para  $q_t$  entre o presente trabalho e os obtidos por Johann (2013) deve-se, primeiramente, pelo tipo de solo, no caso de Johann (2013) um caulim e no presente trabalho um silte arenoso, podendo também ser explicado pelas reações pozolânicas durante o tempo de curado das amostras.

Como já foi dito no subcapítulo 4.5.1 e 4.6.1, o acréscimo das resistências aumenta se o  $\gamma_d$  de moldagem também aumenta. Segundo Lopes Júnior (2011), a diminuição da porosidade proporciona uma maior capacidade de distribuição de tensões no interior dos corpos de prova, de mesmo modo que a maior capacidade de mobilização do atrito nas porosidades mais baixas também contribui para o ganho de resistência à tração do material. Assim, independentemente da quantidade de cal utilizada, a redução na porosidade do material promove ganhos consideráveis de resistência à tração por compressão diametral.

#### **4.6.5 Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração**

Nas Figuras 66 a 70 é apresentada a influência da relação porosidade/ teor volumétrico de cal na resistência à tração por compressão diametral para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

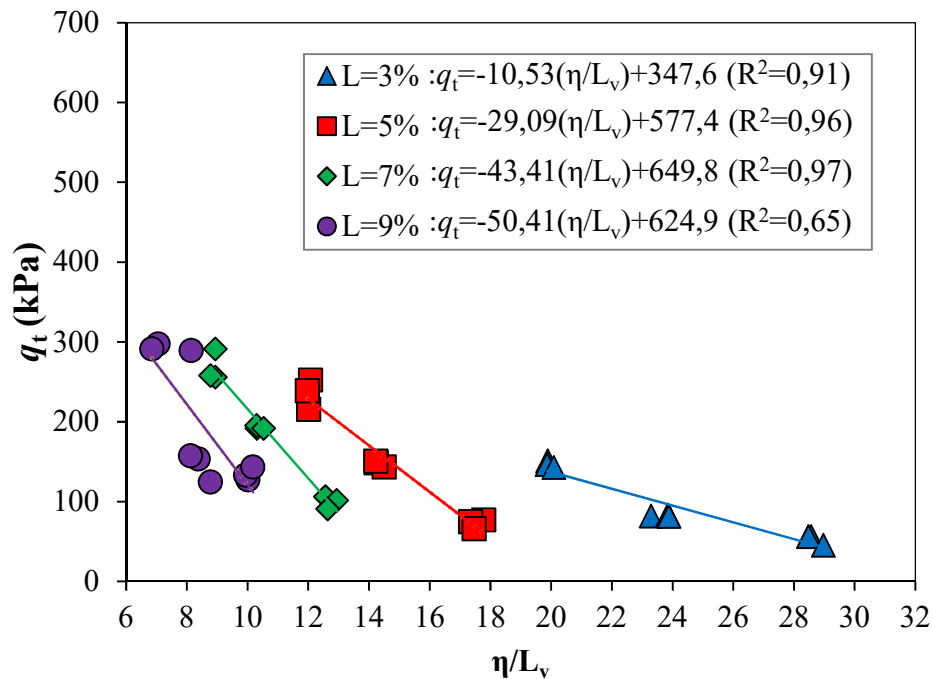


Figura 66. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 15 dias de cura

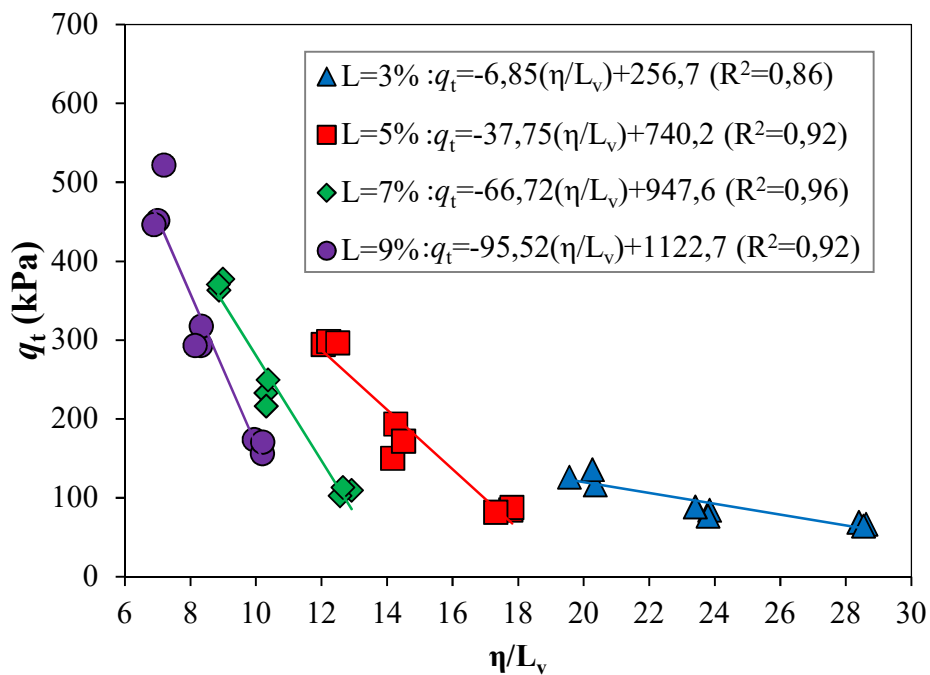


Figura 67. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 30 dias de cura



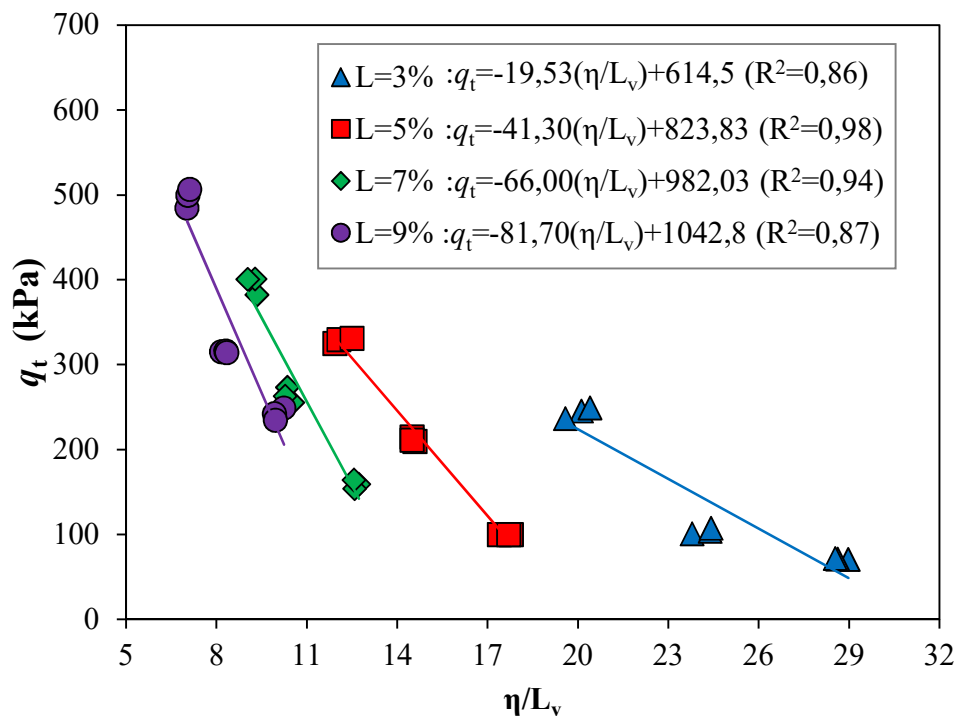


Figura 68. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 60 dias de cura

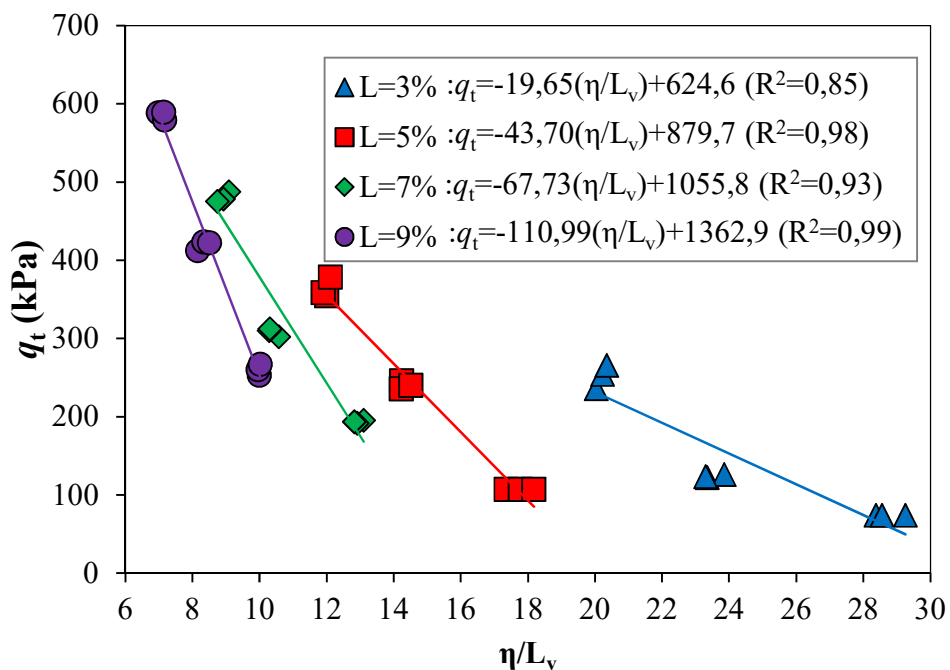
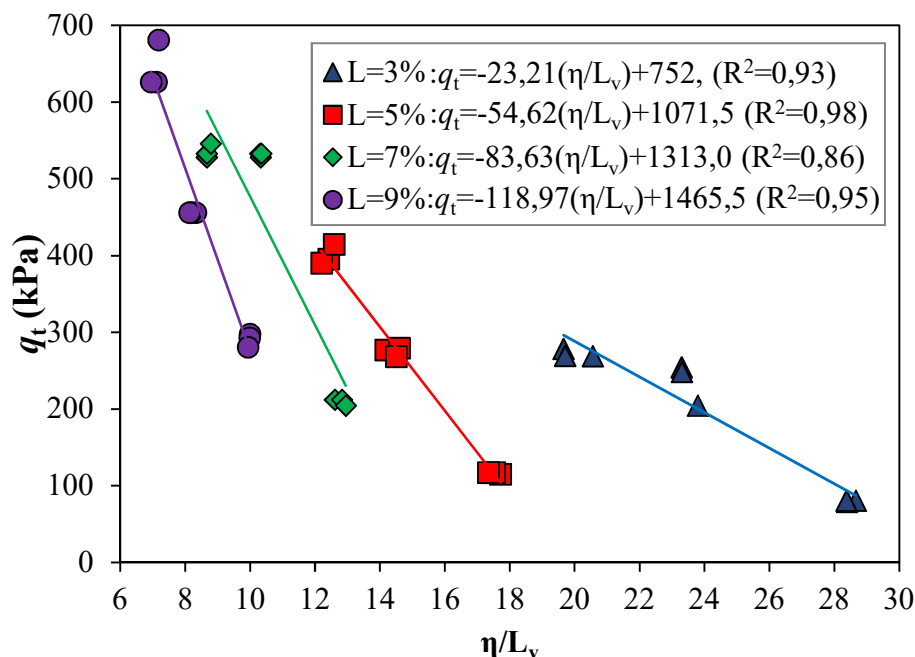


Figura 69. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 90 dias de cura



**Figura 70. Influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à tração para as amostras com 180 dias de cura**

Para todos os tempos de cura, a relação  $\eta/L_v$  varia de 20 a 29 para  $L = 3\%$ , de 12 a 17,8 para  $L = 5\%$ , de 9 a 13 para  $L = 7\%$  e, finalmente, de 6,9 a 10 para  $L = 9\%$ . Verifica-se pelos resultados que com o aumento do teor de cal a variação de  $\eta/L_v$  vai diminuindo. Isso ocorre porque os menores teores de cal nos pontos de moldagem representam maior dispersão de  $\eta/L_v$  e poucos ganhos de resistência à tração, como foi possível observar nas Figuras 66 a 70.

A variação de  $\eta/L_v$  se manteve constante para todos os tempos de cura. Entretanto,  $q_t$  vai aumentando proporcionalmente ao teor de cal presente nos corpos de prova. Embora exista uma tendência linear de aumento de resistência com o aumento do teor de cal na amostra, os pontos experimentais de todos os teores apresentam uma leve tendência potencial não bem definida. Lopes Júnior (2007), Consoli *et al.* (2014d) e Johann (2013) também encontraram a mesma configuração das tendências dos pontos experimentais da resistência à tração influenciados pela relação  $\eta/L_v$ .

#### **4.7 RELAÇÕES EMPÍRICAS ENTRE A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E À COMPRESSÃO SIMPLES DAS MISTURAS SOLO-CAL**

Neste subcapítulo serão definidas as relações empíricas existentes entre a resistência à compressão simples e à resistência à tração por compressão diametral ( $q_u/q_t$ ) com o uso da relação vazios/cal e de maneira direta com os diferentes tempos de cura. Também será estabelecido se a relação se mantém constante ao longo do tempo e converte-se em uma relação global para o solo estudado melhorado com cal hidratada dolomítica. Os gráficos foram desenhados no *SigmaPlot* 14.0 e no *Microsoft Excel* 2016. Os ajustes matemáticos dos pontos experimentais e os cálculos dos coeficientes de determinação foram realizados no *Microsoft Excel* 2016.

##### **4.7.1 Comentários iniciais**

Nos itens 4.5 e 4.6 foram apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão e à tração, respectivamente. Foi demonstrado que o aumento do teor de cal, a diminuição da relação água/cal, da diminuição da relação porosidade/teor volumétrico de cal e da diminuição da porosidade aumentam as resistências  $q_u$  e  $q_t$ . Vale observar que estas afirmações dizem respeito à observação dos resultados obtidos com 3 a 9% de cal, pesos específicos secos de moldagem entre 13,80-16,15 kN/m<sup>3</sup> e tempos de cura entre 15-180 dias.

Assim, os parâmetros como o teor de cal, peso específico, relação água/cal e porosidade formam uma relação direta com a resistência à tração e à compressão, mas não é uma relação direta, isto é, não se pode estimar a resistência somente com um parâmetro já que qualquer um desses está ligado a outro. Em consequência, buscando-se uma relação única e múltipla de estimativa de  $q_u$  e  $q_t$  estudou-se a dependência de  $q_u$  e  $q_t$  com a relação porosidade/teor volumétrico de cal, como foi sugerido nos estudos de Lopes Júnior (2007, 2011), Johann (2013) e Consoli *et al.* (2012a, 2014b, 2016a).

##### **4.7.2 Relações empíricas entre $q_t$ e $q_u$**

A relação entre a resistência à tração por compressão diametral e a compressão simples é uma variável muito importante na mecânica de solos cimentados artificialmente,

já que com a obtenção de uma das duas resistências se pode fazer uma estimativa da outra. No item 4.5.5 foi apresentada a influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal na resistência à compressão simples para as amostras com 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura em todas as energias de compactação, e, no item 4.6.5 foi apresentada a influência da mesma relação na resistência à tração por compressão diametral nos mesmos tempos de cura e energias de compactação. Pode-se ver nos gráficos dos subcapítulos mencionados que existe uma tendência dos pontos se organizarem em função de sua dependência ao teor de cal através de uma leve tendência potencial. Assim, segundo Consoli *et al.* (2014a, 2014b, 2014c), Johann (2013) e Lopes Júnior (2007, 2011) pode-se encontrar uma tendência única dos pontos se o teor volumétrico de cal ( $L_v$ ) for ajustado a um expoente. No caso da presente pesquisa, o expoente com o qual os pontos se organizaram e obtiveram os melhores coeficientes de determinação foi com o valor de 0,20.

Para calcular as relações únicas para as amostras curadas com 15 dias, foram tomados os valores de  $\eta/L_v$  da Figura 43 e da Figura 66, e o índice  $L_v$  foi elevado a 0,20 (Figura 71).

Seguidamente, para 30 dias de cura, foi realizado o mesmo procedimento matemático: foram tomadas as Figuras 44 e 67, e o índice  $L_v$  foi elevado a 0,20 (Figura 72).

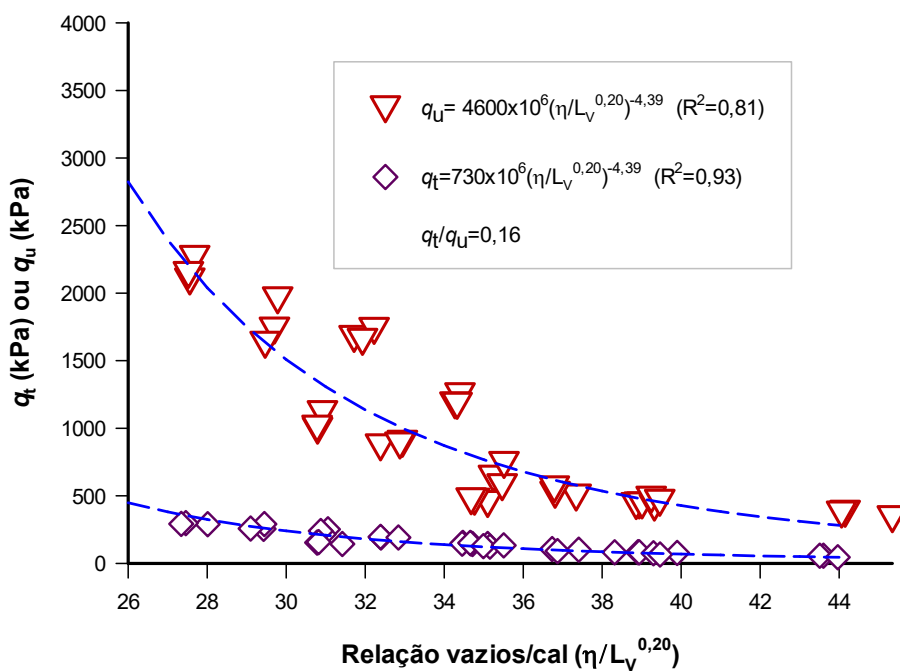


Figura 71. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 15 dias de cura

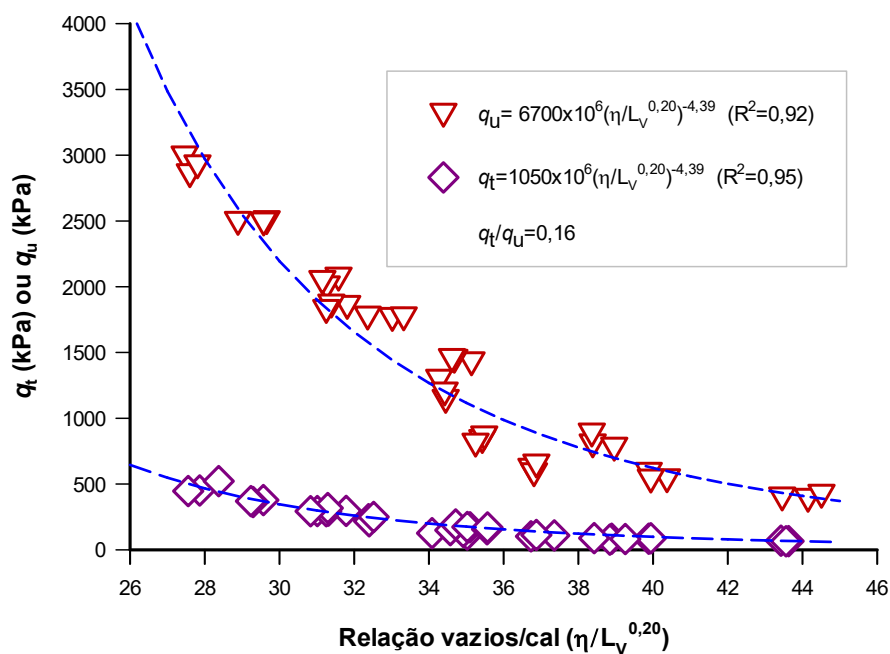


Figura 72. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 30 dias de cura

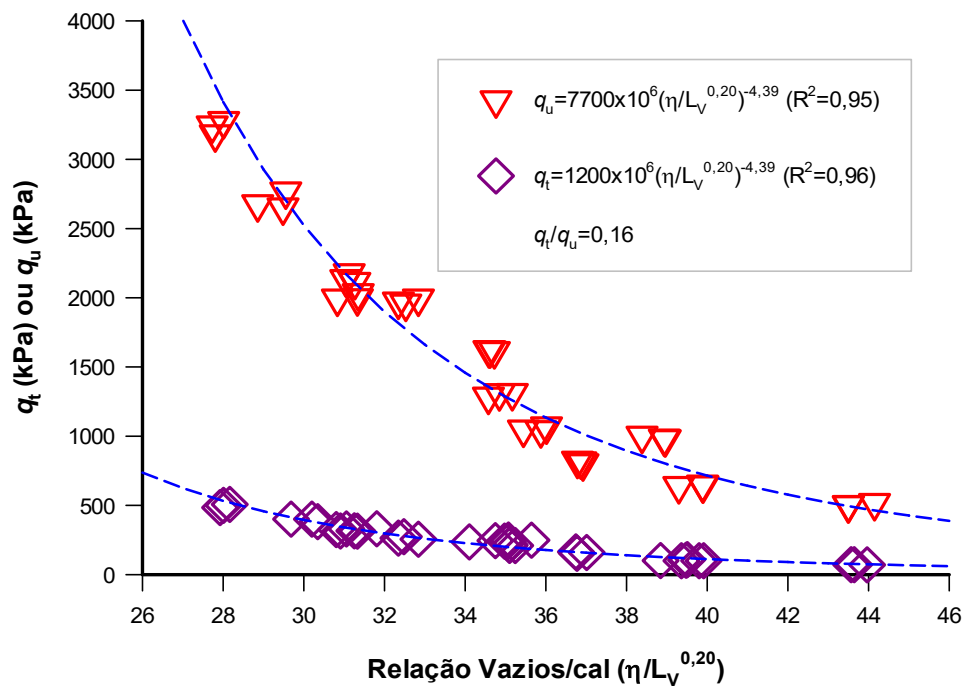


Figura 73. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 60 dias de cura

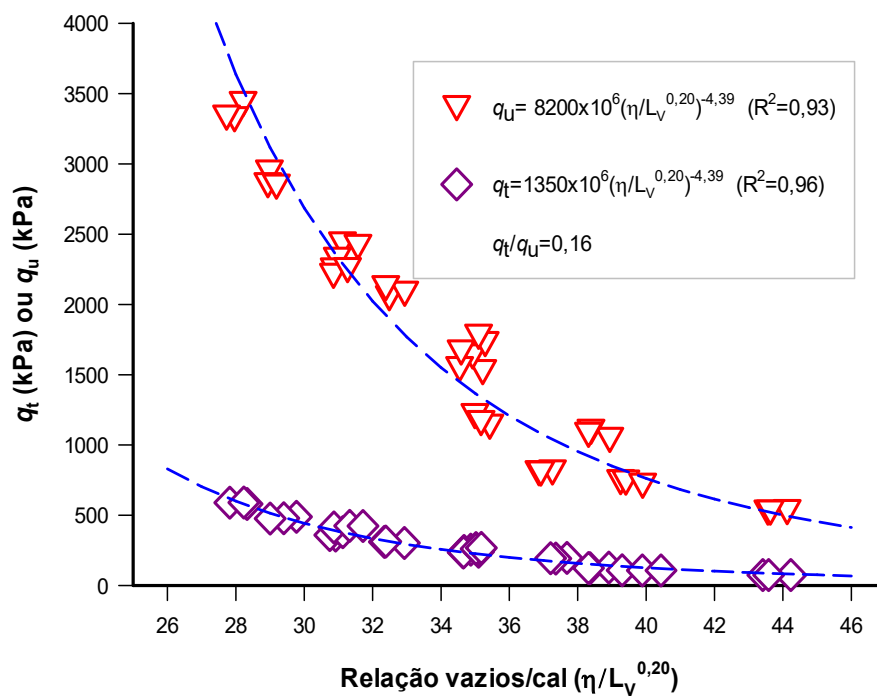


Figura 74. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 90 dias de cura

Observa-se na Figura 71 e Figura 72 o crescimento potencial da resistência à tração e a resistência à compressão simples dependentes da relação  $\eta/L_v^{0,20}$ .

Para 60, 90 e 180 dias de cura foi realizado o mesmo procedimento. Nas Figuras 73, 74 e 75 são apresentados o crescimento potencial das resistências à tração e à compressão dependentes da relação  $\eta/L_v^{0,20}$  para 60, 90 e 180 dias de cura, respetivamente.

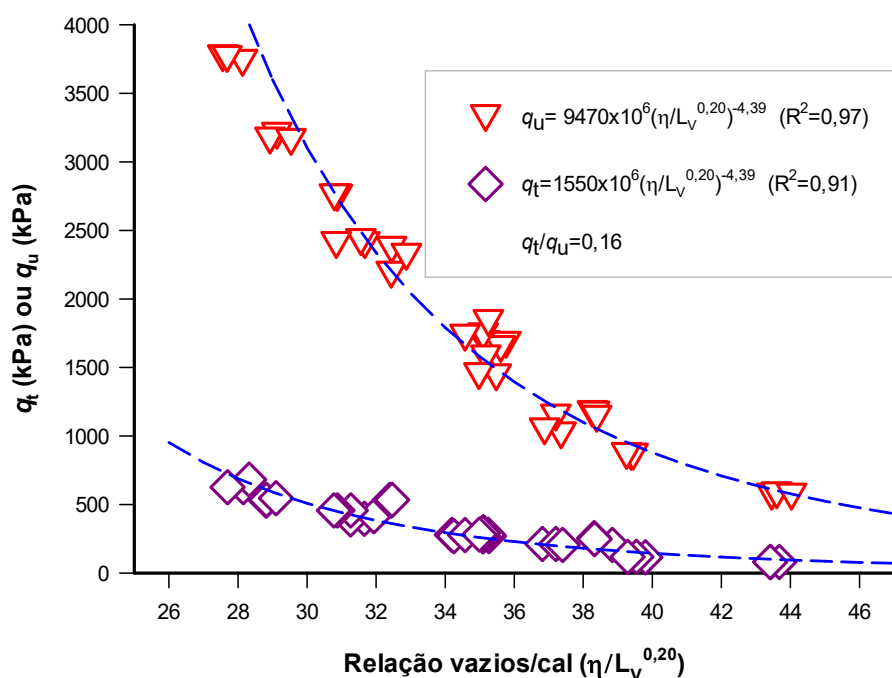


Figura 75. Relação entre resistência à tração e à compressão simples para as amostras com 180 dias de cura

Para todos os tempos de cura estudados, para o tipo de cal hidratada usada (dolomítica) e tipo de solo, encontrou-se uma relação global de  $q_t/q_u=0,16$ . Constata-se que para todos os tempos de cura (Figuras 71-75) a equação que descreve o acréscimo da resistência à compressão e à tração segue a seguinte forma (Equação 4.5):

$$q_u \text{ ou } q_t (\text{kPa}) = A \left( \frac{\eta}{L_v C} \right)^{-B} \quad (4.5)$$

Onde o valor de A aumenta gradualmente com o tempo de cura, o que expressa um crescimento na resistência das amostras solo-cal. O valor de A cresce para a compressão simples desde 4600 até 9470 entre 15 e 180 dias de cura, isto é, há um ganho de 105% de resistência. Para as resistências à tração por compressão diametral A cresce desde 730 até 1550, isto é um aumento de 112%.

O valor de C na Equação (4.5) depende do tipo de solo e do tipo de agente cimentante empregado para a estabilização do solo, e B depende de ajustes e relações de mínimos quadrados. Nas Figuras 71 a 75 se pode perceber um aumento potencial da resistência das misturas de solo com cal. Assim, é possível estabelecer uma relação entre  $q_t$  e  $q_u$  para cada um dos tempos de cura, tendo em consideração a relação  $\eta/L_v^{0,20}$  e tomando um valor empírico de  $B=4,39$ .

As Equações 4.6 a 4.10 mostram a relação  $q_t/q_u$  para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{730 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}}{4600 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}} = 0,16 \quad (4.6)$$

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{1050 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}}{6700 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}} = 0,16 \quad (4.7)$$

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{1200 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}}{7700 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}} = 0,16 \quad (4.8)$$

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{1350 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}}{8200 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}} = 0,16 \quad (4.9)$$



$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{1550 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}}{9470 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right]^{-4,39}} = 0,16 \quad (4.10)$$

Outra forma para se encontrar a relação entre a tração por compressão diametral e a compressão simples de maneira direta é colocar em um mesmo plano cartesiano os valores correspondentes de  $q_t$  e  $q_u$  das amostras. Assim, na Figura 76 é observada a relação global entre a tração e a compressão para todos os teores de cal (excluindo  $L=0\%$ ), todos os tempos de cura e todas as energias de compactação.

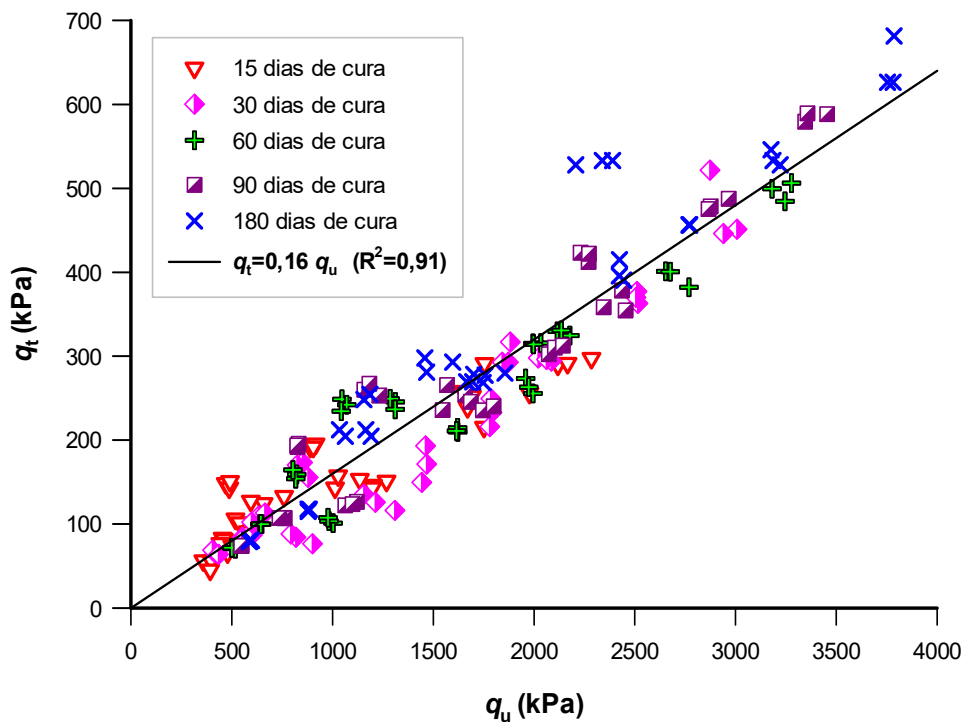


Figura 76. Relação global de tração e compressão (sem as amostras  $L=0\%$ ) para os dados desta pesquisa

Observa-se que a relação global de  $q_t$  e  $q_u$  sem depender da relação porosidade/teor volumétrico de cal ajustado  $\eta/L_v^{0,20}$  é de 0,16, com coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 0,91. Os valores das resistências do solo sem a cal foram excluídos para verificar se a relação  $q_t/q_u$  era modificada com estes dados. Assim, se as amostras sem a presença de cal

são incluídas nessa relação direta, obtém-se de modo igual uma constante  $q_t/q_u=0,16$  como é validado pela análise da Figura 77.

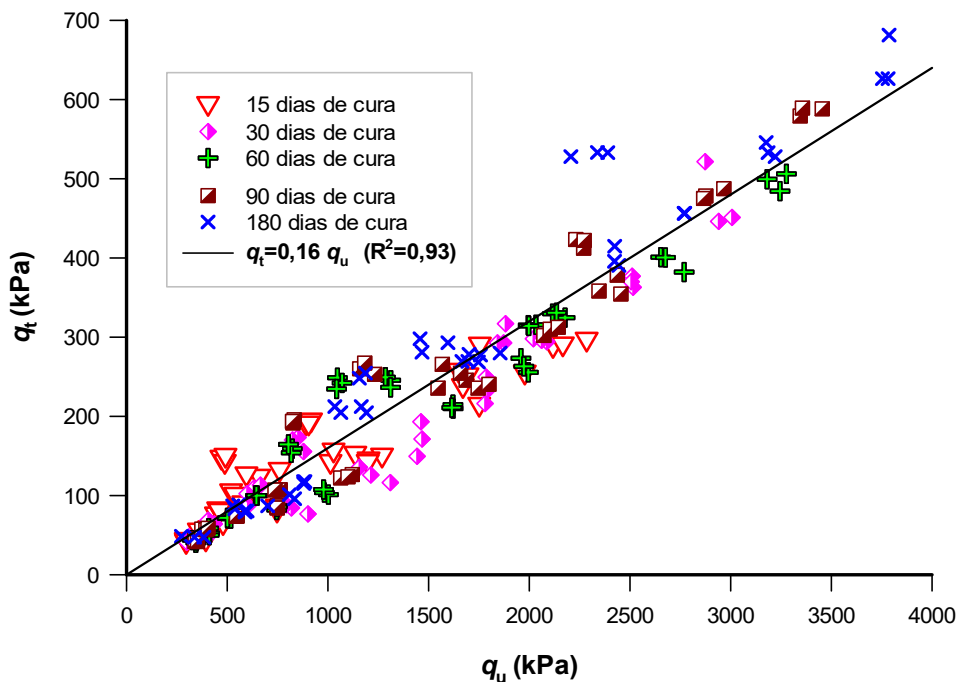


Figura 77. Relação global de tração e compressão (com as amostras L=0%)

Constata-se, assim, que com a inclusão das amostras sem cal, o coeficiente de determinação aumenta para 0,93 sem mudar a relação  $q_t/q_u$ . No entanto, se deve ter em consideração para as análises que se trata do mesmo tipo de solo para todas as misturas e para o tipo de cal hidratada.

A relação tração/compressão fornece um parâmetro de grande utilidade devido a se poderem estimar os valores de  $q_t$  ou  $q_u$  partindo de um valor real único entre eles e, com isso, também podem ser estabelecidas as resistências mecânicas empíricas de compressão e tração de maneira rápida no campo.

Alguns autores manifestaram a importância da relação  $q_t/q_u$  para a estimativa das resistências mecânicas, como, por exemplo, Thomsom (1965), que encontrou valores de  $q_t/q_u$  entre 0,10 e 0,16 para diferentes solos finos estabilizados com cal em diferentes tempos de cura. Consoli *et al.* (2012a) avaliaram o comportamento mecânico de um solo

siltosotratado com cal com 30 dias de cura encontrando um valor de  $q_t/q_u=0,16$ . Consoli *et al.* (2012b) encontraram um valor para a relação  $q_t/q_u=0,15$  para um silte reforçado com fibras de polipropileno e com cal hidratada. Os estudos realizados por Johann (2013) revelam um valor de  $q_t/q_u$  de 0,09 para um caulim estabilizado com cal hidratada. Recentemente, Novaes (2016) encontrou uma relação  $q_t/q_u=0,13$  para misturas de cal de carbureto com cinza volante. Assim, nota-se que os valores de tração/compressão observados na literatura oscilam entre 9% e 16%, portanto, o valor encontrado no presente trabalho ( $q_t/q_u=0,16$ ) encontra-se dentro do esperado.

#### 4.8 EQUAÇÕES PARA ESTIMARAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO SIMPLES E TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Com o uso da relação  $\eta/L_v^{0,20}$  mostrada nas Figuras 71 a 75 se pode encontrar uma equação que permita estimar a resistência à compressão simples e a resistência à tração por compressão diametral para qualquer tempo de cura em função da porosidade e do teor volumétrico de cal presentes nas amostras, uma vez que o teor de cal, a porcentagem de solo e o peso específico seco de moldagem estão diretamente imersos na relação  $\eta/L_v$ . Se as Equações 4.6 a 4.10 forem divididas pela expressão  $10^9(\eta/L_v^{0,2})^{-4,39}$ , é obtida uma constante que aumenta com o tempo de cura.

A Figura 78 apresenta a evolução da resistência à tração e à compressão simples desde 15 até 180 dias de cura. O aumento do tempo de cura produz um aumento nos valores de  $q_t$  e  $q_u$  mostrando um aumento logarítmico com valores de coeficientes de determinação de  $R^2=0,99$  tanto para  $q_t$  como para  $q_u$ . Uma equação de dosagem para  $q_t$  e  $q_u$  pode ser proposta com a relação  $\eta/L_v$  e com o tempo de cura (CT). As expressões de dosagem para  $q_u$  e  $q_t$  são mostradas nas Equações 4.11 e 4.12, respectivamente.

$$q_u = [1,8685\ln(t)-0,1013] \times 10^9 (\eta/L_v^{0,20})^{-4,39} \quad (R^2=0,99) \quad (4.11)$$

$$q_t = [0,3202\ln(t)-0,0981] \times 10^9 (\eta/L_v^{0,20})^{-4,39} \quad (R^2=0,99) \quad (4.12)$$

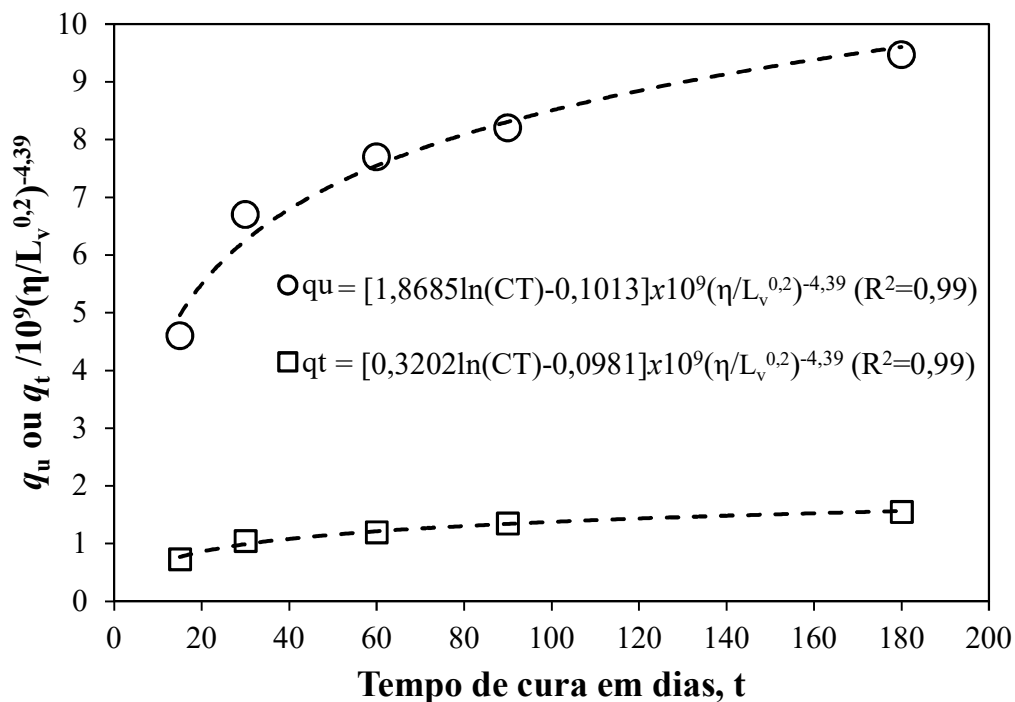


Figura 78. Estimativa da resistência das misturas solo-cal para qualquer tempo de cura e qualquer relação  $\eta/L_v$

As Equações 4.11 e 4.12 de dosagem para  $q_t$  e  $q_u$  são validadas se os valores de porosidade, tempo de cura e teor volumétrico de cal dos 448 corpos de prova (224 para  $q_t$  e 224 para  $q_u$ ), que foram submetidos a ensaios de resistência à tração e compressão, forem inseridos nas mesmas equações e apresentarem valores com pouca dispersão. São apresentados nas Figuras 79 e 80 os resultados de validação das equações de dosagem para  $q_t$  e  $q_u$ , respectivamente.

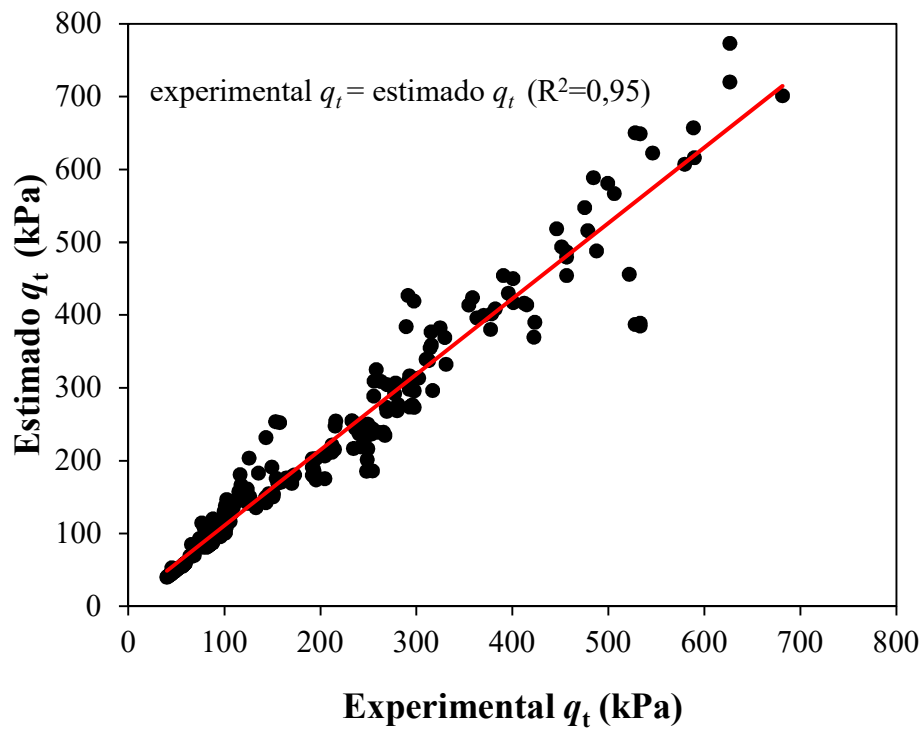


Figura 79. Validação da equação de estimativa da resistência à tração usando a relação  $\eta/Lv$  e o tempo de cura

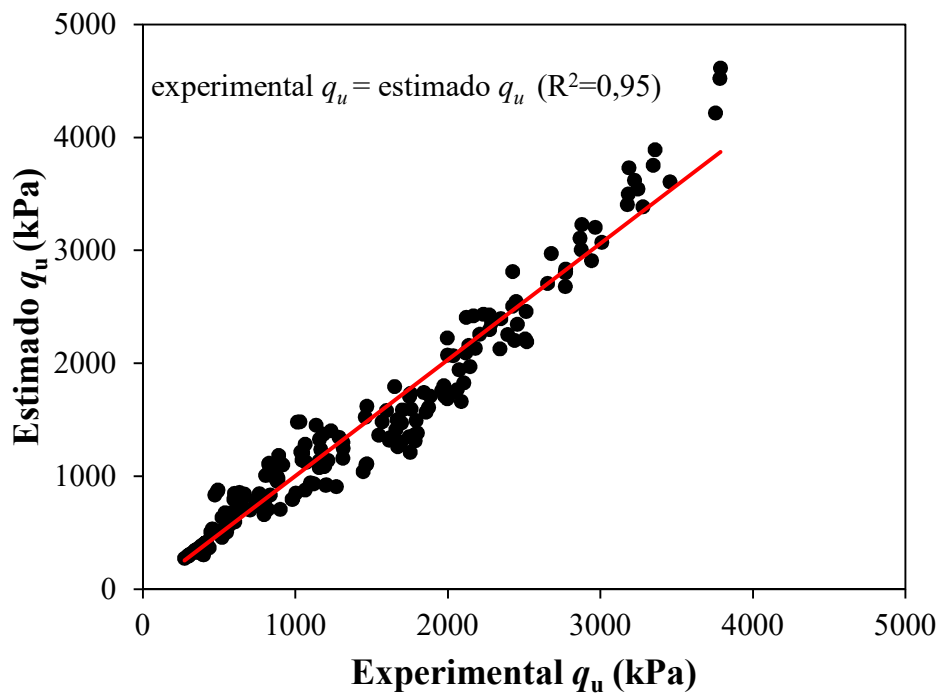


Figura 80. Validação da equação de estimativa da resistência à compressão simples usando a relação  $\eta/Lv$  e o tempo de cura

Observa-se que os ajustes dos valores experimentais em relação aos valores calculados são de 95% tanto para  $q_t$  quanto para  $q_u$ , portanto, a relação  $\eta/L_v$  é válida para dosar as misturas solo-cal, no presente estudo.

#### 4.9 NORMALIZAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS

Neste subitem será proposta uma normalização das resistências mecânicas para se estimar a resistência à compressão e à tração dos solos finos da Formação Guabirotuba melhorados com cal. Segundo Consoli *et al.* (2017c) e Diambra *et al.* (2017) a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) de solos misturados com cal pode ser representada de maneira hiperbólica de acordo com a Equação(4.13):

$$q_u = A \left( \frac{\eta}{L_v C} \right)^{-B} \quad (4.13)$$

Os resultados exibidos nas Figuras 71 a 75 mostram a mesma forma da Equação (4.13), onde A, B e C são números escalares dependentes do tipo de solo e do agente cimentante usado para as misturas (cal, cimento, cinza volante, etc.),  $\eta$  é a porosidade de um corpo de prova solo-cal e  $L_v$  é o teor volumétrico de cal.

Ingles e Metcalf (1972) e Moore *et al.* (1970) reportaram que quando o valor da porosidade diminui o valor de  $q_u$  aumenta, assim como foi comprovado na presente pesquisa.

De acordo com a Equação (4.13), o comportamento mecânico de solos melhorados com cal é influenciado diretamente pela relação  $\eta/L_v$ . Consoli *et al.* (2017c) encontraram uma correlação empírica única de resistência à compressão simples ( $q_u$ ) de solos de granulometria fina misturados com cal usando 6 tipos de solos melhorados com diferentes teores de cal, tempos de cura e diferentes porosidades de moldagem. A correlação empírica pode ser usada para estimar a resistência mecânica de outros solos semelhantes com o ensaio à compressão simples de um só corpo de prova (conhecendo a relação  $\eta/L_v^C$  do corpo de prova). As correlações empíricas de estimativa da resistência de solos cimentados artificialmente reportados na literatura (Consoli *et al.*, 2016b; Consoli *et al.*, 2017a; Consoli *et al.*, 2017b; Consoli *et al.*, 2017c) são apresentadas na Tabela 9.

**Tabela 9. Correlações empíricas da estimativa de resistência de solos cimentados artificialmente relatados na literatura**

Tipo de solo	Agente cimentante e condições dos ensaios	Tipo de ensaio	Equação empírica	Referência
Sete diferentes tipos de solos siltosos e argilosos (Argila de Londres, argila dispersiva, solo residual de Botucatu, argila mole orgânica, argila siltosa avermelhada, rejeitos de silte e cinza volante de carvão)	Cimento Portland de alta resistência inicial (1% a 9% do teor de cimento em relação ao peso seco do solo). Diferentes Pesos específicos secos de moldagem (5 kN/m <sup>3</sup> a 19 kN/m <sup>3</sup> ). Os tempos de cura variaram de 3 a 28 dias. Testes saturados.	Resistência à Compressão Simples (RCS)	$\frac{q_u}{q_u \left( \frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} = 30 \right)} = 4,86 \times 10^5 (\eta / C_{iv}^{0,28})^{-3,85}$ (R <sup>2</sup> =0,91)	Consoli <i>et al.</i> (2016b)
Quatro areias diferentes: areia granítica bem graduada, areia mal graduada proveniente de basalto esmagado, areia de sílica obtida como subproduto de polimento de ágata e eólica, areia uniforme de Osorio	Cimento de propósito geral (PC I), cimento de alta resistência inicial (PC III) e cimento de baixo calor de hidratação (PC IV) (1% a 12% do teor de cimento em relação ao peso seco do solo). Os tempos de cura variaram de 2 a 28 dias. Testes saturados.	Resistência à Compressão Simples (RCS) e Resistência à Tração por Compressão Diametral	$\frac{q_u}{q_u \left( \frac{\eta}{C_{iv}} = 20 \right)} = 62,4 (\eta / C_{iv})^{-1,38}$ $\frac{q_t}{q_t \left( \frac{\eta}{C_{iv}} = 20 \right)} = 62,4 (\eta / C_{iv})^{-1,38}$ (R <sup>2</sup> =0,94)	Consoli <i>et al.</i> (2017a)
Quatro solos diferentes de grão fino: solo residual de Botucatu, areia de Osorio com 10% de finos (areia triturada), areia de Osorio com 30% de finos (areia triturada) e areia de Osorio com 50% de finos (areia triturada).	Cimento de alta resistência inicial - Tipo III + Fibra (6 mm, 12 mm e 24 mm). Diferentes relações de vazios de moldagem (0,34 a 0,66). 7 dias de cura. Testes saturados.	Resistência à Compressão Simples (RCS) e Resistência à Tração por Compressão Diametral	$\frac{q_u}{q_u \left( \frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} = 30 \right)} = 4160 (\eta / C_{iv}^{0,28})^{-2,45}$ $\frac{q_t}{q_t \left( \frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} = 30 \right)} = 4160 (\eta / C_{iv}^{0,28})^{-2,45}$ (R <sup>2</sup> =0,94)	Consoli <i>et al.</i> (2017b)
Vários materiais de grão fino com características distintas (Argila dispersiva, areia argilosa, pó de rocha, cinza volante de carvão, solo argiloso da Itália argila sulfatada do Paraguai)	Cal hidratada dolomítica, cal de carboneto, cal viva e calcítica (3% a 15% de teor de cal em relação ao peso seco do solo). Diferentes pesos específicos secos de moldagem (11 kN/m <sup>3</sup> a 18,8 kN/m <sup>3</sup> ). Os tempos de cura variaram de 1 a 360 dias. Testes saturados.	Resistência à Compressão Simples (RCS)	$\frac{q_u}{q_u \left( \frac{\eta}{L_v^{0,12}} = 30 \right)} = 4,6 \times 10^5 (\eta / L_v^{0,12})^{-3,84}$ (R <sup>2</sup> =0,88)	Consoli <i>et al.</i> (2017c)

Como pode ser verificado na Tabela 9, os valores reportados na literatura para C são de 0,12 para solos melhorados com cal e de 0,28 para solos melhorados com cimento, já B adquire valores entre -1,38 e -3,85 para diferentes tipos de solos. A resistência à tração ( $q_t$ ) também pode ser expressa em função de  $\eta/L_v^C$  da seguinte maneira (Equação 4.14):

$$q_t = A \left( \frac{\eta}{L_v^C} \right)^{-B} \quad (4.14)$$

Recordando que a relação  $\eta/L_v$  é uma relação dos vazios ( $V_v$ ) e do volume de cal ( $V_L$ ) tem-se (Equação 4.15):

$$\frac{\eta}{L_v} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_L}{V_s}} = \frac{V_v}{V_L} \quad (4.15)$$

Com o objetivo de se utilizar os solos argilosos e siltosos da Formação Guabiro tuba na construção civil, o presente trabalho pretende, também, desenvolver uma equação hiperbólica que permita estimar a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e a resistência à tração ( $q_t$ ) de um solo da Formação Guabiro tuba cimentado artificialmente com cal mediante o uso da relação  $\eta/L_v$ .

A presente pesquisa usou um solo siltoso com cal hidratada dolomítica em diferentes tempos de cura (15 a 180 dias) para determinar equações hiperbólicas para  $q_u$  e  $q_t$  que podem ser normalizadas gerando uma equação única de estimativa.

Para legitimar a equação de estimativa obtida, essa precisa ser validada. Para tal, foram coletados outros quatro solos da Formação que também foram estabilizados com cal hidratada dolomítica. Os quatro solos estão sendo estudados para uso em pavimentação por outros alunos de mestrado no Laboratório de Geotecnia da UTFPR.

Desta forma, cinco tipos de solos foram usados para desenvolver a equação de estimativa, divididos em dois grupos.

- Grupo 1: correspondente ao solo principal de estudo: um solo siltoso denominado de Solo 1 (solo base). Este solo foi o solo utilizado para o estabelecimento da equação que será validada.



- Grupo 2: correspondente aos quatro tipos de solos usados para validar a equação de estimativa de resistência, que serão denominados de Solo 2, Solo 3, Solo 4 e Solo 5.

As propriedades físicas dos solos 1 a 5 são apresentadas na Tabela 10.

**Tabela 10. Propriedades físicas das amostras de solos.**

Propriedade	Solo 1 (base)	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5
Limite de liquidez	53,1%	50,4%	46,0%	43,26%	47,74%
Índice de plasticidade	21,3%	14,41%	8,0%	12,93%	14,24%
Massa específica real dos grãos	2,71	2,63	2,62	2,71	2,61
Areia grossa (2,0 mm $<\phi$ < 4,75 mm)	0%	6,0%	0	13,0%	2,81%
Areia média (0,42 mm $<\phi$ < 2,0 mm)	7,5%	12,0%	0	10,0%	6,52%
Areia fina (0,075 mm $<\phi$ < 0,42 mm)	25,9%	15,0%	25,0%	13,0%	16,38%
Silte (0,002 mm $<\phi$ < 0,075 mm)	57,6%	53,0%	39,5%	46,0%	54,0%
Argila ( $\phi$ < 0,002 mm)	9,3%	14,0%	35,5%	19,0%	20,29%
Diâmetro efetivo ( $D_{50}$ )	0,025 mm	0,030 mm	0,022 mm	0,023 mm	0,034mm
Classificação pelo SUCS	MH	MH	ML	CL	ML

O solo 2 foi coletado no município de São José dos Pinhais (Paraná - Brasil). O solo 3, solo 4 e solo 5 foram coletados no bairro Campo Comprido –zona oeste da cidade de Curitiba (Paraná - Brasil). As cores dos 5 tipos de solos são mostradas na Figura 81.



Solo 1 (base)



Solo 2



Solo 3



Solo 4



Solo 5

**Figura 81. Solos da Formação Guabirota usados na presente pesquisa**

Para obter a equação de estimativa para prever a resistência dos solos da Formação Guabirota estabilizados com cal, optou-se por, primeiramente estabelecer a influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal sobre a resistência à compressão simples e à resistência à tração por compressão diametral. Assim, se determinou a relação  $\eta/L_v$  de cada uma das amostras submetidas aos ensaios de resistência. Para alcançar a forma da equação geral do acréscimo de  $q_u$  e  $q_t$  (Equação 4.13 e Equação 4.14, respectivamente) o valor de  $L_v$  foi elevado a um expoente  $C$ , sendo que com esta operação matemática, há um aumento do coeficiente de determinação dos pontos experimentais tanto de  $q_t$  como de  $q_u$ . O valor de

C depende do tipo de solo e do agente utilizado para estabilizar. Assim, o valor encontrado para C na presente pesquisa foi de 0,20. Já o valor de B encontrado com os ajustes matemáticos foi de -4,39. Os valores de C e B ficam constantes para cada tempo de cura, tanto para tração quanto para compressão simples, mas o valor de A é variável nas equações de resistência, a qual cresce com o tempo de cura (Item 4.7).

A Figura 82 apresenta a influência da relação  $\eta/L_v$  sobre a resistência à tração por compressão diametral ( $q_t$ ) e sobre a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para as amostras de solo-cal que foram ensaiadas com 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura. A Figura 82 apresenta, também, a influência da relação  $\eta/L_v$  sobre essas resistências mecânicas.

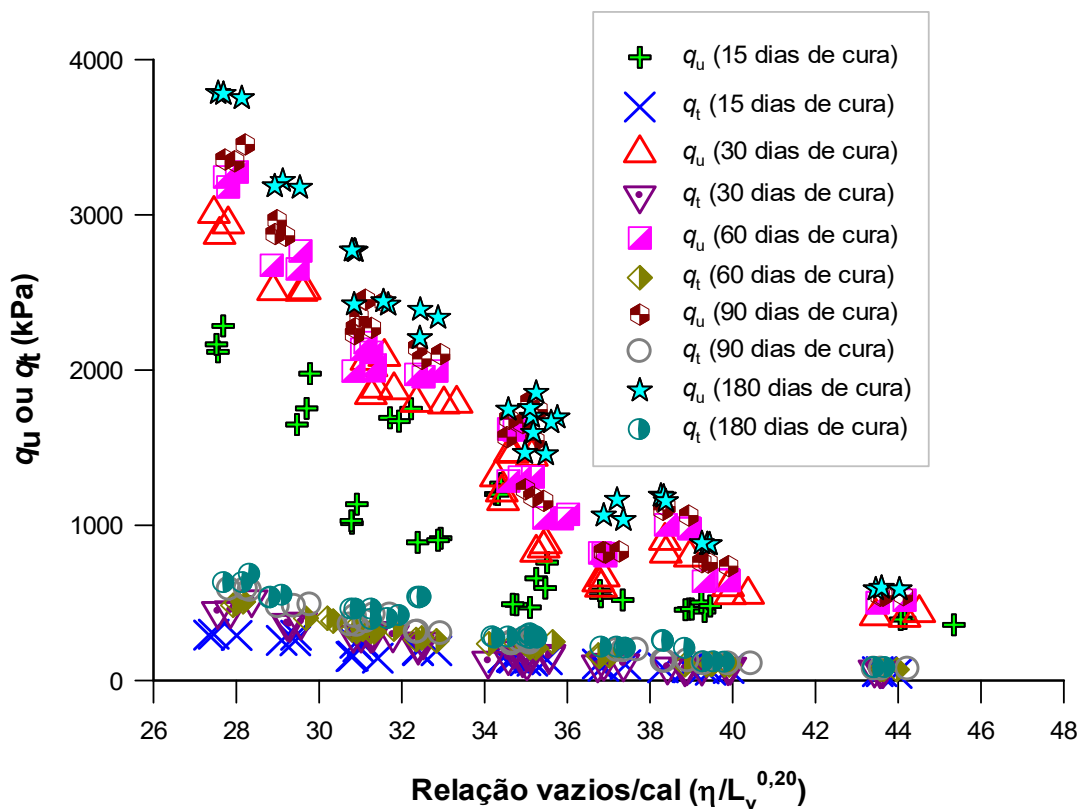


Figura 82. Influência da relação  $\eta/L_v^{0,20}$  sobre as resistências à tração e à compressão em todos os tempos de cura (15-180 dias) para o solo 1 estabilizado com cal hidratada dolomítica.

Se o valor de  $\eta/L_v^{0,2}$  diminui, os resultados de  $q_t$  e  $q_u$  aumentam potencialmente, e se  $\eta/L_v^{0,2}$  aumenta, os valores de  $q_t$  e  $q_u$  diminuem. Essa mesma tendência dos resultados da resistência com a variação de  $\eta/L_v$  foi encontrada por Consoli *et al.* (2016b) e Consoli *et al.* (2017c).

As equações que definem o comportamento de  $q_t$  e  $q_u$ , para cada tempo de cura, e com a forma  $A(\eta/L_v^{0,20})^{-4,39}$  são apresentadas na Tabela 11.

**Tabela 11. Resumo das equações de estimativa para tração e compressão por tempo de cura nesta pesquisa para o solo 1**

Cura (dias)	Equação para $q_t$	Equação para $q_u$
15	$q_t = 730 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.16)	$q_u = 4600 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.21)
30	$q_t = 1050 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.17)	$q_u = 6700 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.22)
60	$q_t = 1200 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.18)	$q_u = 7700 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.23)
90	$q_t = 1350 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.19)	$q_u = 8200 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.24)
180	$q_t = 1550 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.20)	$q_u = 9470 \cdot 10^6 \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} \right)^{-4,39}$ (4.25)

#### 4.10 DESENVOLVIMENTO DA EQUAÇÃO GERAL DE ESTIMATIVA

Segundo Consoli *et al.* (2017c), para encontrar a equação de estimativa dos solos cimentados artificialmente com o uso da relação  $\eta/L_v$ , primeiro se deve determinar todas as resistências de normalização com o uso de um valor particular, que para o caso dessa pesquisa será  $\eta/L_v^C = \Omega$  (ômega).

Para 15 dias cura, o valor de  $q_u$  é representado pela equação  $q_u = 4600 \cdot 10^6 (\eta/L_v^{0,2})^{-4,39}$  (Equação(4.21)). O valor de  $\Omega$  foi determinado dentro da faixa que representa  $\eta/L_v^{0,20}$  da Figura 82.

O valor escolhido foi de  $\eta/L_v^C = \Omega = 35$ . Assim, para os 15 dias de cura, a resistência de normalização para  $q_u$  pode ser calculado como:  $q_u = 4600 \cdot 10^6 (35)^{-4,39}$ . Resolvendo essa expressão, tem-se o valor de  $q_u = 766,12$  kPa.

Procedendo da mesma maneira, as outras resistências de normalização para  $q_u$  são: 1115,88 kPa, 1282,43 kPa, 1365,70 kPa e 1577,22 kPa para 30, 60, 90 e 180 dias, respectivamente.

Da mesma forma, as resistências de normalização para  $q_t$  foram determinadas com  $\eta/L_v^C = \Omega = 35$ , e esse valor foi substituído nas Equações 4.16 a 4.20. Assim, as resistências de normalização para  $q_t$  são: 121,58 kPa, 174,88 kPa, 199,86 kPa, 224,84 kPa e 258,12 kPa para 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura, respectivamente.

Depois de realizar o cálculo das resistências de normalização, devem-se normalizar as resistências, que resulta em dividir o valor de resistência à compressão e tração experimentais de cada corpo de prova pelo valor da resistência de normalização de seu tempo de cura correspondente.

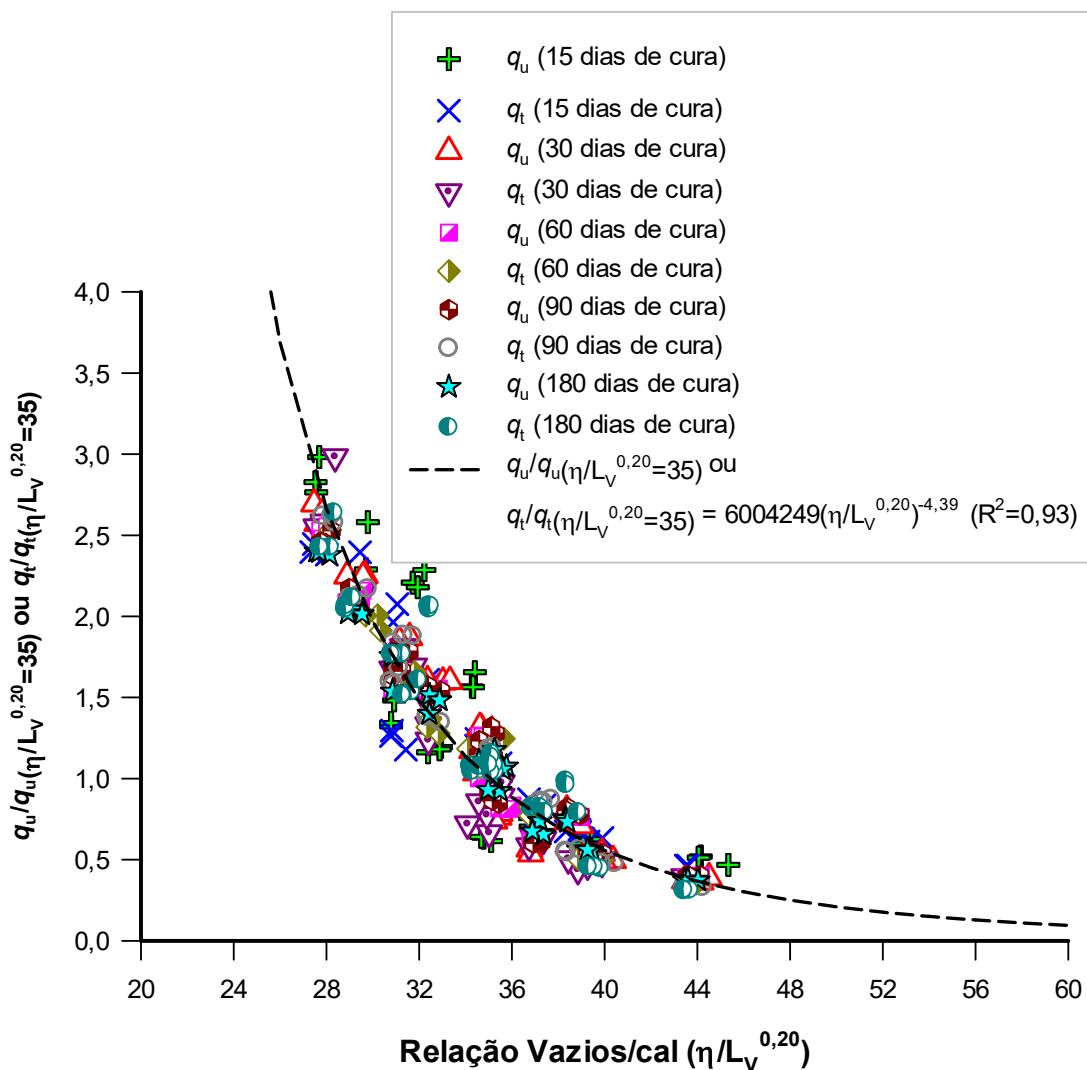
Assim, a normalização é obtida dividindo a Equação 4.13 e a Equação 4.14 por um valor específico arbitrado de resistência à compressão simples e à tração, correspondente a um valor de um dado ajustado de porosidade,  $\eta/L_v^C = \Omega$ , (Equação 4.26):

$$\frac{q_u}{q_u \left( \frac{\eta}{L_v^C} = \Omega \right)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t \left( \frac{\eta}{L_v^C} = \Omega \right)} = \frac{A(\eta/L_v^C)^{-B}}{A(\Omega)^{-B}} = (\Omega)^B (\eta/L_v^C)^{-B} \quad (4.26)$$

Assim, com o valor de  $\Omega = 35$ , a Equação 4.26 se converte em:

$$\frac{q_u}{q_u \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} = 35 \right)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} = 35 \right)} = 6004247 (\eta/L_v^{0,2})^{-4,39} \quad (4.27)$$

Assim, os valores de  $q_u/q_u$  normalizado e de  $q_t/q_t$  normalizado dos 448 corpos de prova submetidos a ensaios de resistência à compressão e tração adquirem uma mesma tendência descrita pela Equação 4.27. Os valores correspondentes a  $q_u/q_u$  normalizados e de  $q_t/q_t$  normalizados são mostrados na Figura 83, com a respectiva tendência.



**Figura 83.** Normalização de  $q_u$  e  $q_t$  (para toda a gama de  $\eta/L_v^{0,2}$ ) pela divisão de  $q_u$  e  $q_t$  no valor específico de  $\eta/L_v^{0,2} = 35$  considerando a resistência do silte estabilizado com cal dolomítica usando 15-180 dias de cura para o solo 1 desta pesquisa.

Os valores normalizados da resistência obtêm um coeficiente de determinação  $R^2$  de 0,93, sendo uma tendência única de todos os pontos experimentais e pontos normalizados, e também para todos os tempos de cura dos corpos de prova. Logo, se os valores de B e C experimentais forem aplicados na Equação 4.27, a expressão de estimativa para o cálculo do comportamento mecânico através de ensaios de tração e compressão para o solo estudado (solo 1) e para qualquer tempo de cura se converte na forma descrita pela Equação 4.28.

$$\frac{q_u}{q_u \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} = \Omega \right)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t \left( \frac{\eta}{L_v^{0,2}} = \Omega \right)} = (\Omega)^{4,39} (\eta/L_v^{0,2})^{-4,39} \quad (4.28)$$

Com o valor  $\Omega$  de um corpo de prova do solo estudado e misturado com um tipo de cal específico e seu respectivo resultado de  $q_t$  ou  $q_u$  em um tempo de cura determinado, pode estimar o comportamento  $q_t$  ou  $q_u$  para qualquer valor de  $\eta/L_v$ , sendo assim, é possível usar esta equação para realizar projetos de misturas solo-cal sem a necessidade de se realizar um programa de ensaios amplo, demandando tempo e dinheiro.

#### 4.10.1 Validação da equação geral de estimativa

Para validar a Equação 4.28 de estimativa da resistência e verificar se essa pode ser estendida a outros solos finos da Formação Guabirotuba, essa equação foi avaliada nos solos 2, 3, 4 e 5 (Tabela 10) misturados com cal hidratada em três etapas.

- Primeira: a realização de ensaios de compressão simples ( $q_u$ ) e de tração por compressão diametral ( $q_t$ ) sobre um corpo de prova base com um valor conhecido de  $\eta/L_v^{0,2} = \Omega$ .
- Segunda: depois de conhecidos os resultados de  $q_u$  e  $q_t$  dos corpos de prova base, esses resultados, junto com o valor de  $\eta/L_v^{0,2} = \Omega$ , foram colocados na Equação 4.28 para traçar a curva de estimativa da resistência do solo.
- Terceira: para validar a curva de estimativa traçada com o corpo de prova base de cada solo misturado com cal, ensaios de tração e de compressão foram realizados com diferentes valores de  $\eta/L_v^{0,2}$  para ver se os resultados experimentais de  $q_u$  e  $q_t$  se aproximavam aos estimados pela equação proposta (curva).

Assim, o solo 2 foi submetido a ensaios RCS e tração, o solo 3 a ensaios RCS, o solo 4 a tração e finalmente o solo 5 a ensaios RCS e tração. O tipo de solo empregado, o tipo de ensaio realizado, as características de moldagem dos corpos de prova base e de validação da curva de estimativa, o tempo de cura empregado, os resultados de resistência dos corpos de prova base, as equações de estimativa para cada tipo de solo e os coeficientes de determinação para validar a Equação 4.28 são mostrados na Tabela 12.

**Tabela 12. Resumo da validação da Equação 4.28 de estimativa nas diferentes amostras de solo-cal desta pesquisa**

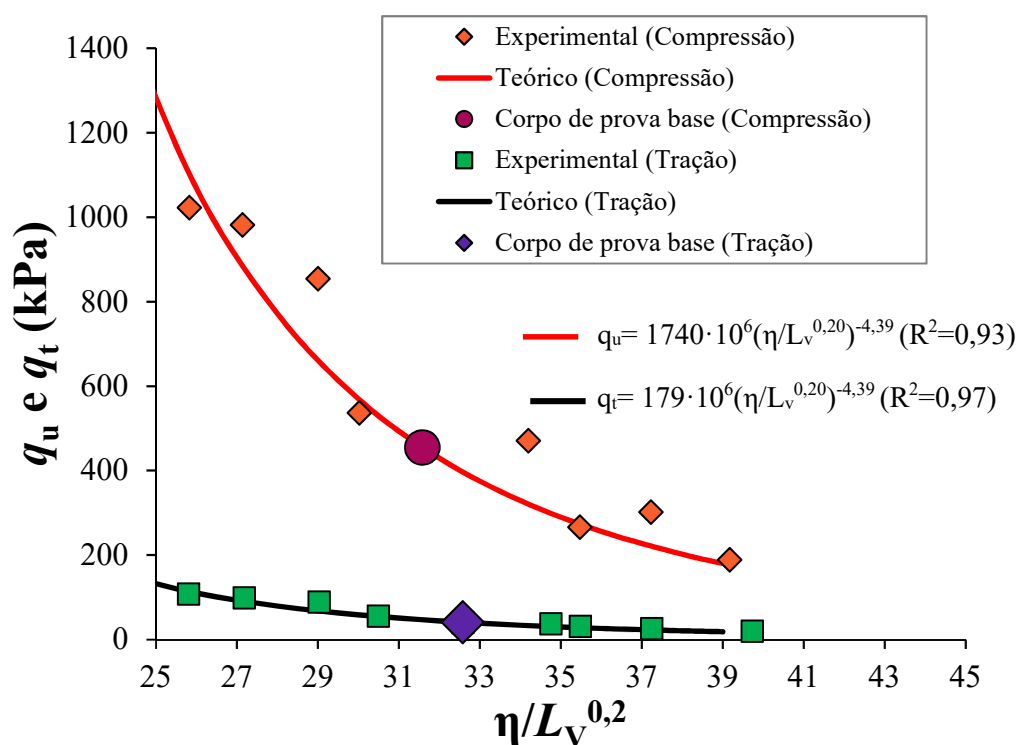
Tipo de solo	Ensaio	Pontos de moldagem e tempo de cura	Teor de cal	Dados da amostra base	Equação de estimativa	R <sup>2</sup>	q <sub>t</sub> /q <sub>u</sub>
Solo 2	RCS e Tração	Peso específico seco: 1,65 g/cm <sup>3</sup> , 1,50 g/cm <sup>3</sup> e 1,35 g/cm <sup>3</sup> , 15 dias de cura	5, 7 e 9%	Para RCS: $\eta/L_v^{0,2}=31,58$ $q_u=455,16$ kPa.	$q_u=1740 \cdot 10^6 \left(\frac{\eta}{L_v^{0,2}}\right)^{-4,39}$ (4.29)	0,93	0,10
				Para tração: $\eta/L_v^{0,2}=32,57$ $q_t=40,91$ kPa.	$q_t=179 \cdot 10^6 \left(\frac{\eta}{L_v^{0,2}}\right)^{-4,39}$ (4.30)	0,97	
Solo 3	RCS	Peso específico seco: 1,50 g/cm <sup>3</sup> , 1,52 g/cm <sup>3</sup> e 1,54 g/cm <sup>3</sup> , 15 dias de cura	3, 6, 8 e 16%	Para RCS: $\eta/L_v^{0,2}=29,19$ $q_u=978$ kPa.	$q_u=2646,8 \cdot 10^6 \left(\frac{\eta}{L_v^{0,2}}\right)^{-4,39}$ (4.31)	0,95	-
Solo 4	Tração	Peso específico seco: 1,42 g/cm <sup>3</sup> , 1,52 g/cm <sup>3</sup> e 1,62 g/cm <sup>3</sup> , 30 dias de cura	5, 7 e 9%	Para tração: $\eta/L_v^{0,2}=35,68$ $q_t=83,14$ kPa.	$q_t=543 \cdot 10^6 \left(\frac{\eta}{L_v^{0,2}}\right)^{-4,39}$ (4.32)	0,93	-
Solo 5	RCS e Tração	Peso específico seco: 1,40 g/cm <sup>3</sup> , 1,50 g/cm <sup>3</sup> e 1,60 g/cm <sup>3</sup> , 30 dias de cura	3, 5, 7 e 9%	Para RCS: $\eta/L_v^{0,2}=33,49$ $q_u=2592,88$ kPa.	$q_u=12828 \cdot 10^6 \left(\frac{\eta}{L_v^{0,2}}\right)^{-4,39}$ (4.33)	0,94	0,11
				Para tração: $\eta/L_v^{0,2}=35,58$ $q_t=212,24$ kPa,	$q_t=1370 \cdot 10^6 \left(\frac{\eta}{L_v^{0,2}}\right)^{-4,39}$ (4.34)	0,89	



A expressão da curva de estimativa da resistência a partir de um corpo de prova base resulta em multiplicar o valor de  $\Omega$  do corpo de prova base (elevado à 4,39), ao valor experimental de  $q_u$  ou  $q_t$  (segundo o ensaio) e multiplicar por  $(\eta/L_v^{0,2})^{-4,39}$ .

O primeiro solo usado para validar a Equação 4.28 foi o solo 2. Depois de ser traçada a curva estimada para  $q_u$  e  $q_t$  do solo 2 (Equação 4.29 e Equação 4.30, respectivamente), vários corpos de prova foram submetidos a ensaios de compressão e tração.

Os resultados dos ensaios de resistência dos corpos de prova de validação, a curva da estimativa e a resistência dos corpos de prova base do solo 2 são apresentados na Figura 84.



**Figura 84.** Curvas obtidas aplicando as Equações 4.29 e 4.30 aos resultados da resistência à tração e à compressão para o Solo 2 misturado com cal obtidos no laboratório com 15 dias de cura desta pesquisa

Nota-se como os valores experimentais de  $q_u$  e de  $q_t$  estão próximos à curva de estimativa da resistência ( $R^2=0,93$  para  $q_u$  e  $R^2=0,97$  para  $q_t$ ) depois de 15 dias de cura. As misturas do solo 2 com cal hidratada obtiveram uma resistência máxima  $q_u = 1020$  kPa e de  $q_t = 110$  kPa, a relação  $q_t/q_u$  foi de 0,10 (Tabela 12)

Na Figura 85 são apresentados os resultados experimentais da compressão simples para o solo 3 comparados com a curva de estimativa.

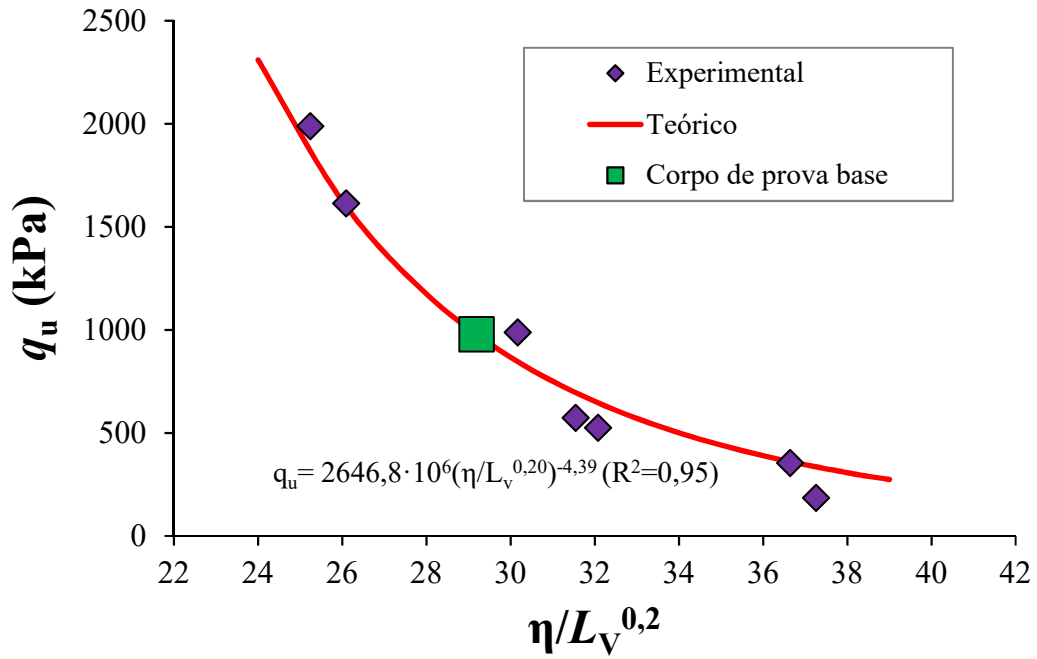


Figura 85. Curvas obtidas aplicando a Equação 4.31 e os resultados da resistência à compressão simples para o Solo 3 misturado com cal obtidos no laboratório com 15 dias de cura.

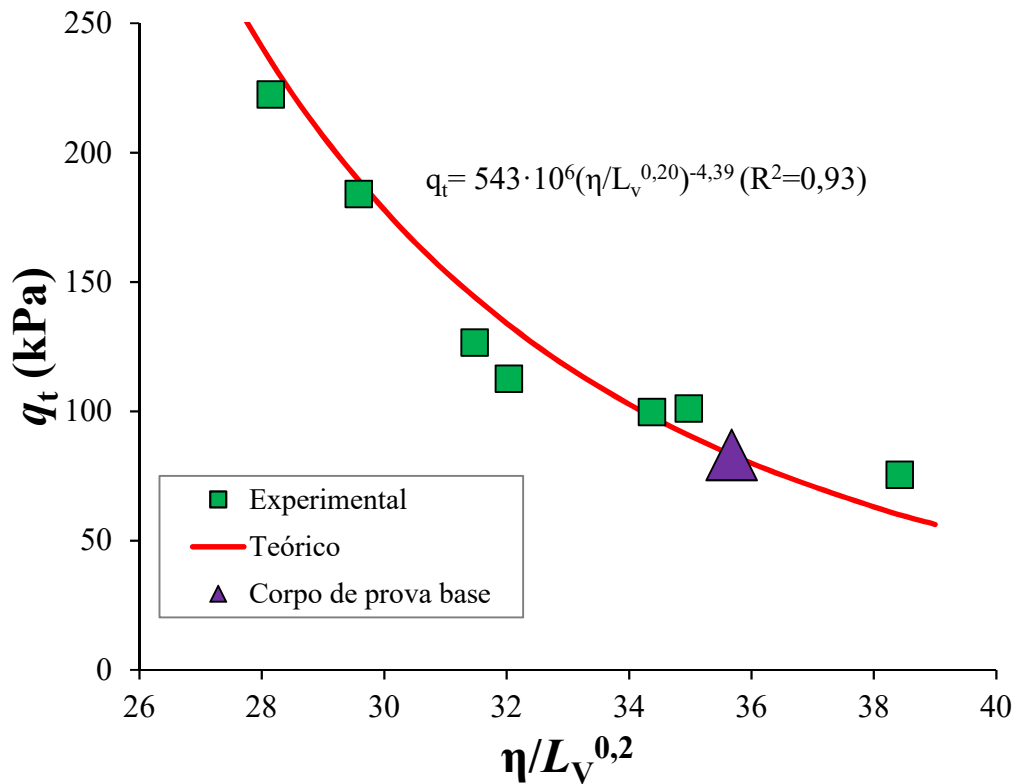


Figura 86. Curvas obtidas aplicando a Equação 4.32 e os resultados da resistência à tração indireta para o Solo 4 misturado com cal obtidos no laboratório com 30 dias de cura.

Para validar a Equação 4.28 foi usado um corpo de prova base com  $\eta/L_v^{0,2} = 29,19$  e um resultado experimental de  $q_u = 978$  kPa foi observado. Foi obtida uma aceitação de 95% da curva de estimativa (Equação 4.31). O solo misturado com diferentes teores de cal (3, 6, 8 e 16%) obteve uma resistência máxima de  $q_u = 2000$  kPa com 15 dias de cura e 16% de cal.

São apresentados na Figura 86 os resultados da resistência à tração por compressão diametral das misturas do solo 4-cal com 30 dias de cura, comparados com a curva de estimativa. A curva de estimativa obtém uma aceitação de 93% em referência aos pontos experimentais (Equação 4.32). O maior valor de  $q_t$  para as misturas solo 4 foi de 220 kPa, com o uso de 9% de cal.

A Figura 87 mostra os resultados experimentais das amostras do solo 5 misturado com cal e submetidas a ensaios de compressão e tração.

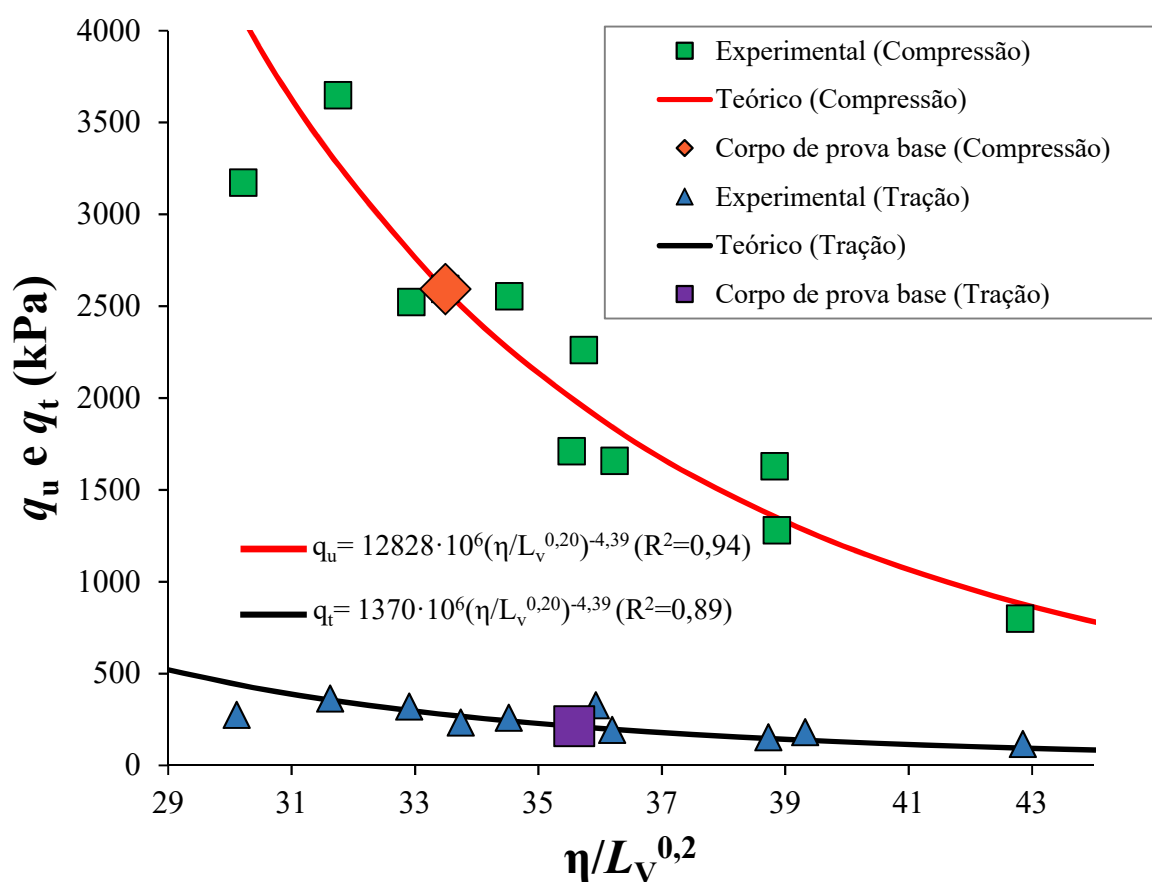


Figura 87. Curvas obtidas aplicando as Equações 4.33 e 4.34 e os resultados da resistência à compressão simples para o Solo 3 misturado com cal obtidos no laboratório com 30 dias de cura desta pesquisa

Depois de 30 dias de cura, o solo obteve uma resistência máxima à compressão simples de 3600 kPa. Para tração indireta o valor máximo obtido foi de 360 kPa, com a adição de 9% de cal. A curva de estimativa para  $q_u$  obteve um ajuste de 94% (Equação 4.33) e a curva de estimativa para  $q_t$  obteve um ajuste de 89% (Equação 4.34). A relação  $q_t/q_u$  encontrada para o solo 5 foi de 0,11 (Tabela 12).

Os resultados das resistências obtidas com os solos 2, 3, 4 e 5 misturados com cal hidratada dolomítica usando o parâmetro  $\eta/L_v^C$  demonstraram que foi possível validar e estender a Equação 4.28 aos solos finos da Formação Guabirotuba usados nesta pesquisa.

As condições de moldagem dos corpos de prova usados na pesquisa foram definidas a partir da tentativa de simular condições de campo e dar maior aplicabilidade aos resultados obtidos e analisados nessa pesquisa. Assim, pode-se economizar tempo e material em obras de pavimentação e de fundações para estudar o comportamento mecânico dos solos estudados com cal hidratada, mas limitando-se os resultados obtidos nessa pesquisa para os solos da Formação Guabirotuba. A Equação 4.28 pode se tornar uma equação de projeto para as misturas solo-cal dessa Formação.

#### 4.11 ENSAIOS DE SUCÇÃO

Para determinar se a sucção teve influência na resistência mecânica das misturas solo-cal foram medidos valores de sucção matricial com uma técnica simples e econômica conhecida como método do papel filtro.

Foram escolhidas algumas amostras representativas de cada teor e tempo de cura para avaliar o grau de sua influência sobre a resistência à compressão. À vista disto, a Figura 88 apresenta os valores de sucção matricial das amostras escolhidas nos diferentes tempos de cura (entre 15 e 180 dias).

Os espécimes ensaiados exibiram uma variação de  $\pm 0,5\%$  do teor inicial de umidade, com grau saturação ocorrendo entre 80% e 82,5%. A sucção calculada com o método do filtro de papel produziu resultados entre 17 e 82,5 kPa.

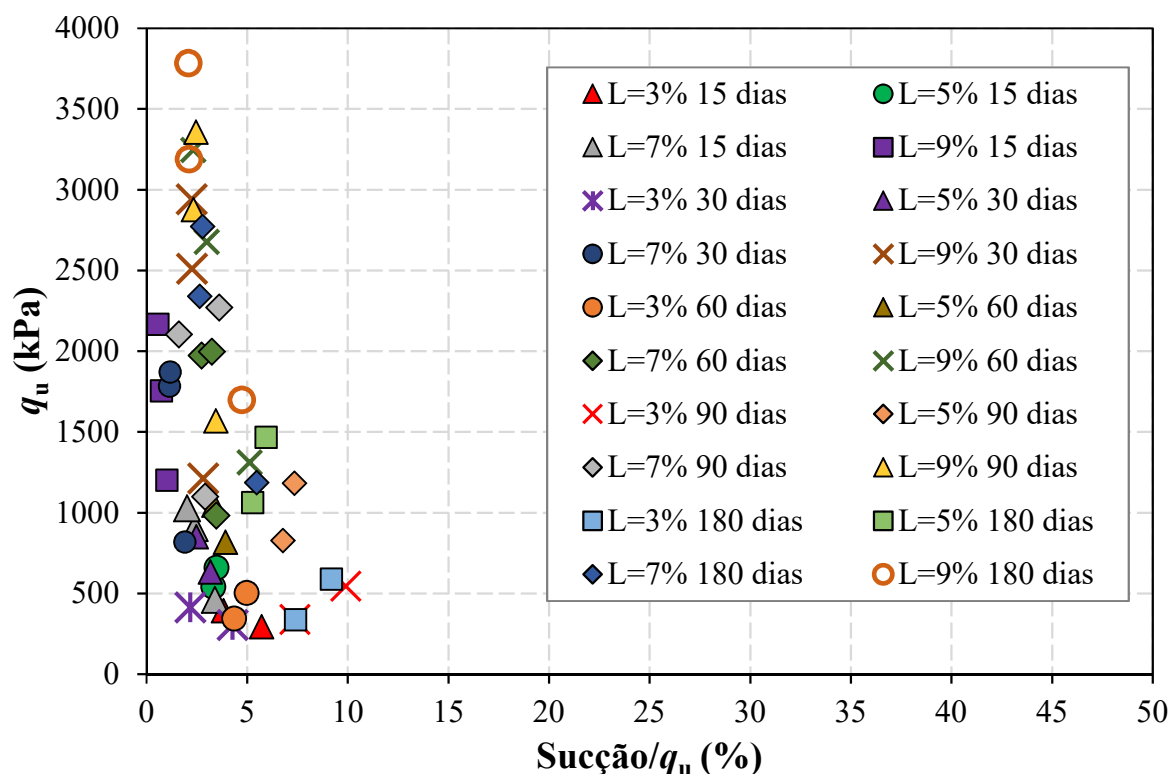


Figura 88. Influência da sucção matricial nos valores de resistência à compressão simples para as amostras solo-cal curadas com 15, 30, 60, 90 e 180 dias de cura

Os maiores valores de sucção foram obtidos pelas amostras com alto peso específico seco, cura de 180 dias e resistência mecânica superior a 3500 kPa. Os valores de sucção mais baixos foram obtidos das amostras com um baixo peso específico seco, tempo de cura curto (entre 15 e 60 dias) e resistência mecânica de até 470 kPa. Os valores de sucção determinados com a metodologia do papel filtro foram entre 15 e 85,5 kPa. Todos os valores de sucção calculados variaram, em média, entre 1% a 6% dos valores de resistência mecânica total. Pode-se concluir que, para esses valores, a sucção não é uma variável relevante para as análises do presente estudo. Consoli et al. (2014c) também encontraram que a sucção matricial depois de 80% de saturação não influencia na resistência de misturas solo-cal.

#### 4.12 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

No presente capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto nos tempos de cura de 30, 90 e 180 dias das amostras solo-cal. Foram utilizadas 4 tensões normais (50, 100, 200 e 400 kPa) para traçar a envoltória de Mohr-Coulomb.

#### 4.12.1 Influência da cal nos parâmetros de cisalhamento direto para as amostras solo-cal com 30 dias de cura

Na Tabela 13 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto das amostras solo-cal curadas durante 30 dias.

**Tabela 13. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras solo-cal com 30 dias de cura**

Ponto de moldagem	Teor de cal (%)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	R <sup>2</sup>
EN $\omega=28,5\%$ e $\gamma_d=13,80$ kN/m <sup>3</sup> ;	3	24,8	27,6	0,99
	5	39,9	27,4	0,93
	7	53,0	29,9	0,99
	9	48,2	30,0	0,99
EI $\omega=22,8\%$ e $\gamma_d=15,10$ kN/m <sup>3</sup>	3	25,8	28,6	0,97
	5	14,8	33,1	0,99
	7	25,6	36,9	0,99
	9	75,2	28,1	0,93
EM $\omega=20\%$ e $\gamma_d=16,15$ kN/m <sup>3</sup>	3	18,4	32,8	0,99
	5	36,7	31,2	0,97
	7	44,8	28,4	0,99
	9	56,9	27,0	0,95

Os resultados demonstram um aumento da coesão com o aumento do teor de cal e com o aumento da energia de compactação, isto é, com o aumento do volume de cal e com a diminuição dos vazios.

Para o ponto de moldagem na EN a coesão passou de 24,81 kPa, com 3% de cal, para 48,15 kPa, com 9% de cal. Para o ponto de moldagem na EI, a coesão aumentou de 25,77 kPa, com 3% de cal, para 75,20 kPa empregando 9% de cal, e, finalmente, no ponto de moldagem na EM a coesão aumentou de 18,39 kPa, com o uso de 3% de cal, para 56,93 kPa, com 9% de cal. Além disso, os valores do ângulo de atrito não tiveram uma variação significativa no ponto de moldagem na EM ( $\approx 28^\circ$ ), já nos pontos de moldagem na EI e na EM os valores do ângulo de atrito tiveram variações de até  $8^\circ$  e  $6^\circ$ , respectivamente.

São observadas nas Figuras 89, 90 e 91 as envoltórias de Mohr-Coulomb das amostras solo-cal curados com 30 dias de cura moldados nos pontos de EN, EI e EM, respectivamente.

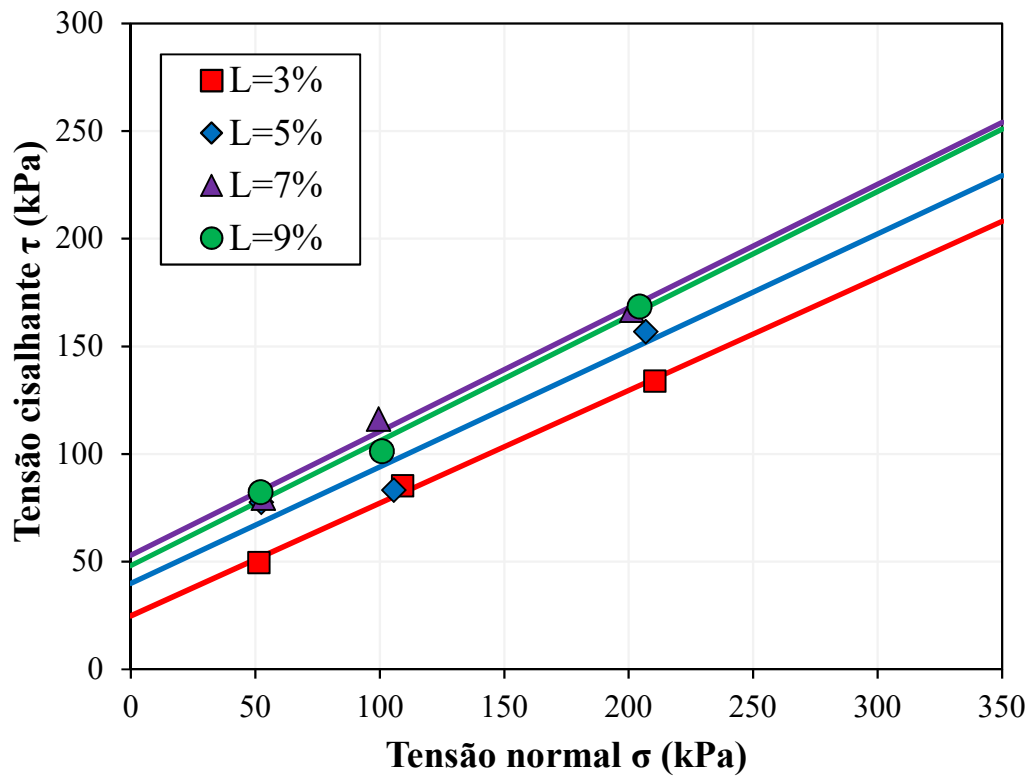


Figura 89. Envolvórias Mohr-Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 30 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=28,5\%$  e  $\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$

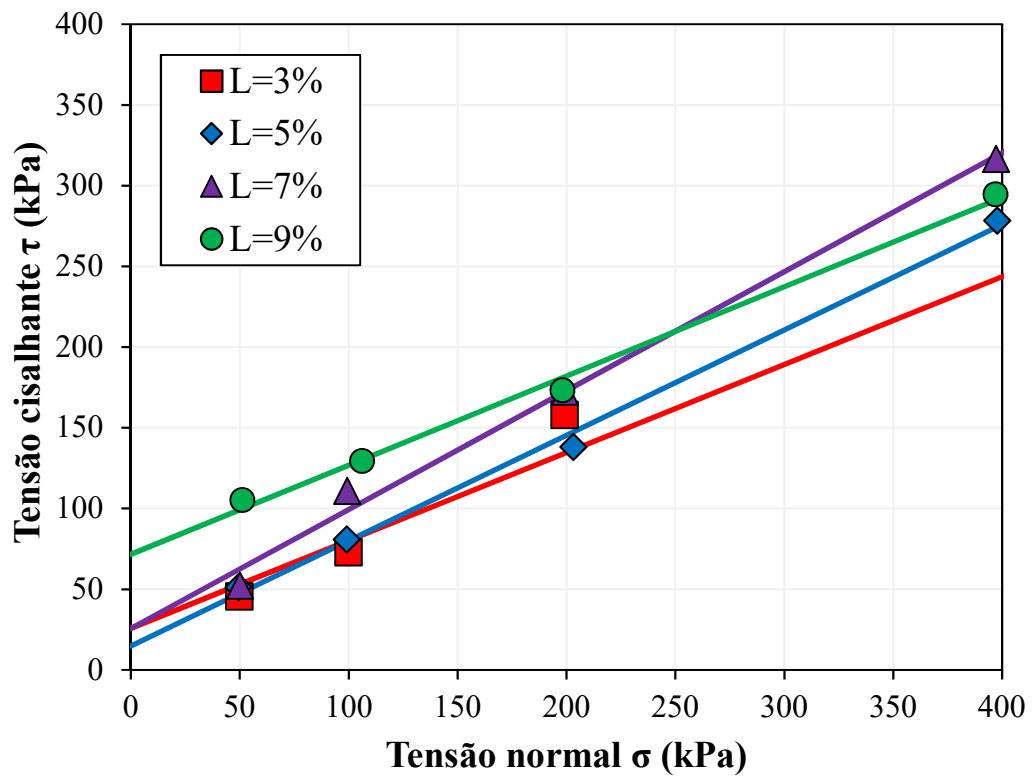


Figura 90. Envolvórias Mohr-Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 30 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=22,8\%$  e  $\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$

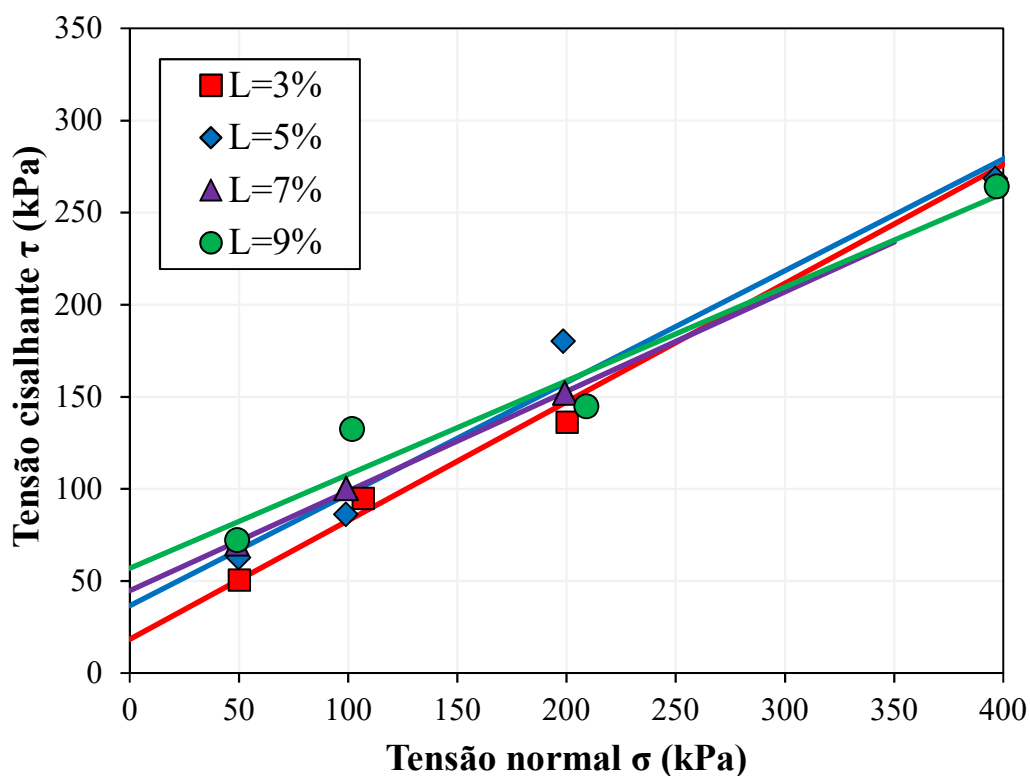


Figura 91. Envoltórias Mohr-Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 30 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=20\%$  e  $\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$

Nota-se, na Figura 89, que a coesão aumenta com o aumento do teor de cal ficando o ângulo de atrito em média, constante. As envoltórias de 7% e 9% de cal podem ser consideradas iguais neste ponto de moldagem (EN). Por outra parte no ponto EI (Figura 90) e EM (Figura 91) não se observa uma constância no ângulo de atrito, mas nota-se uma variação no valor da coesão (aumenta ou diminui).

#### 4.12.2 Influência da cal nos parâmetros de cisalhamento direto para as amostras solo-cal com 90 dias de cura

Os resultados dos ensaios da resistência ao cisalhamento direto das amostras solo-cal aos 90 dias de cura são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras solo-cal com 30 dias de cura

Ponto de moldagem	Teor de cal (%)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito ( $^\circ$ )	$R^2$
EN $\omega=28,5\%$ e $\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$ ;	3	24,8	26,6	0,99
	5	39,4	28,4	0,99
	7	53,0	29,9	0,97
	9	48,5	30,0	0,99



EI $\omega=22,8\%$ e $\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$	3	22,1	36,5	0,85
	5	42,8	32,7	0,97
	7	49,5	35,8	0,99
	9	56,7	31,7	0,98
EM $\omega=20\%$ e $\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$	3	26,1	28,2	0,99
	5	74,2	35,2	0,98
	7	95,7	25,7	0,98
	9	66,2	31,5	0,98

Os resultados demonstram um aumento na coesão com o aumento do teor de cal e com a diminuição dos vazios da mistura solo-cal. No ponto de moldagem EN se obteve uma coesão mínima de 24,81 kPa, com 3% de adição de cal, e uma coesão máxima de 53,00 kPa, com 7% de cal. No ponto EI se teve um aumento de 35 kPa aumentando de 3 para 9% a adição de cal. De igual maneira, no ponto EM, se teve um acréscimo de 69,61 kPa na coesão comparando a adição de 3 com 7% de cal. Os valores do ângulo de atrito não tiveram variações importantes nos pontos EN e EI (entre 3° e 4°), mas no ponto EM teve uma variação importante de 10° entre 5 e 7% de adição de cal.

A Figura 92, 93 e 94 apresentam as envoltórias de Mohr-Coulomb das amostras solo-cal curados com 90 dias de cura moldados nos pontos EN, EI e EM, respectivamente.

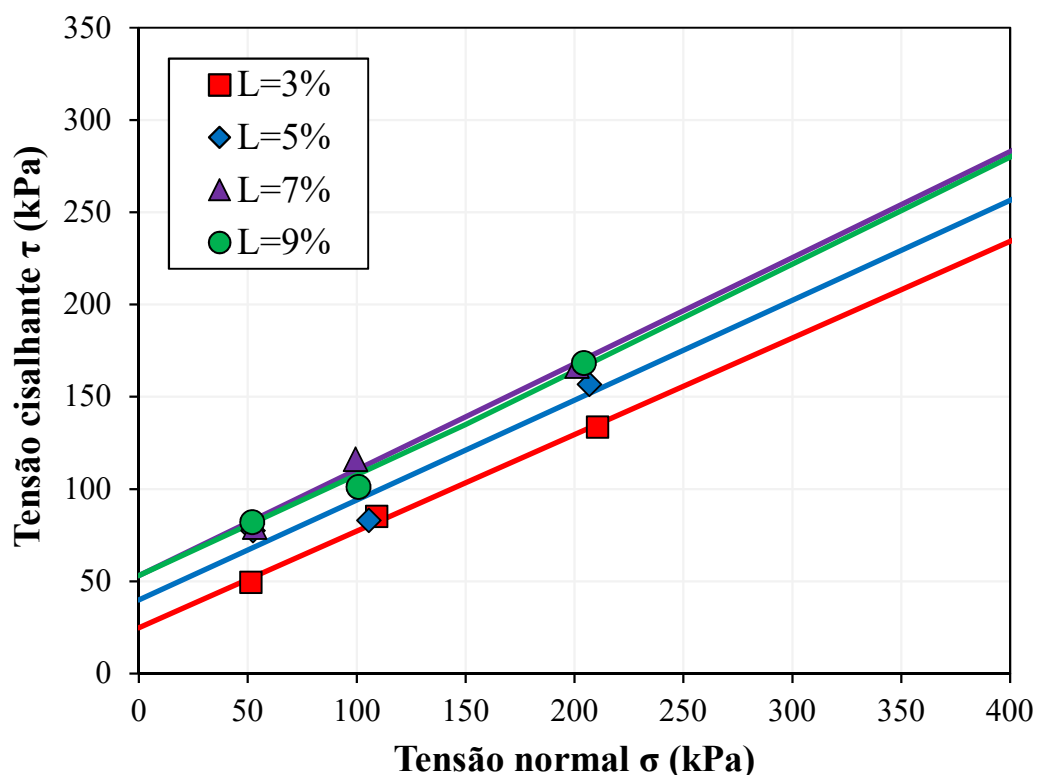


Figura 92. Envoltórias Mohr-Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 90 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=28,5\%$  e  $\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$

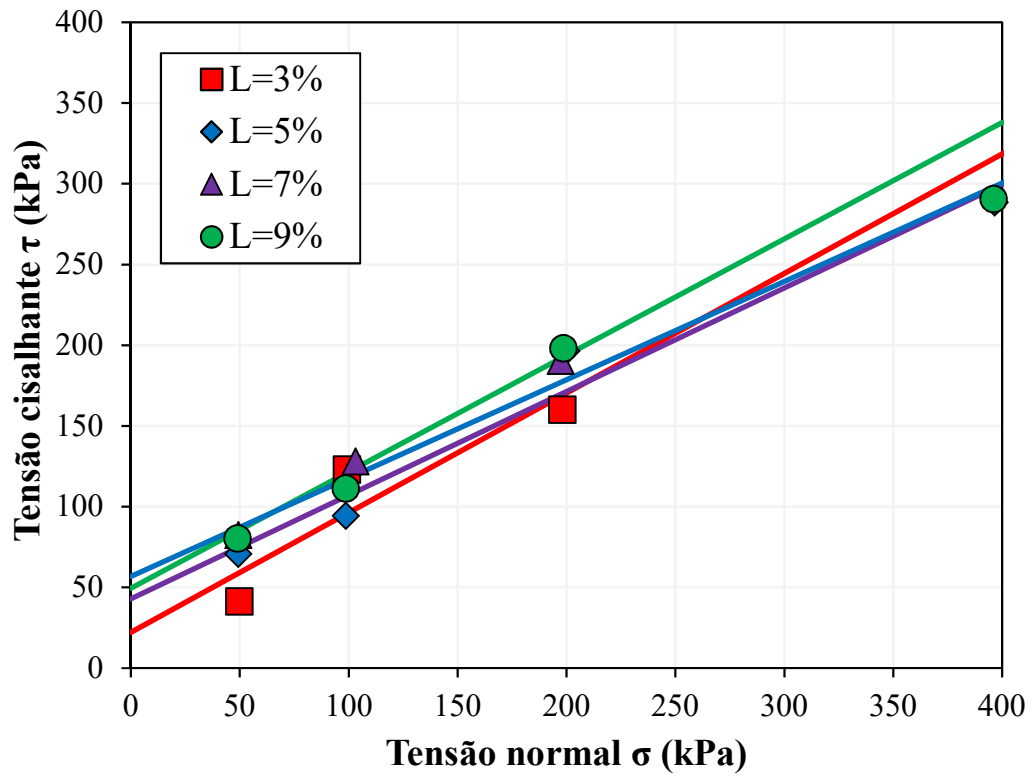


Figura 93. Envolvórias Mohr-Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 90 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=22,8\%$  e  $\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$

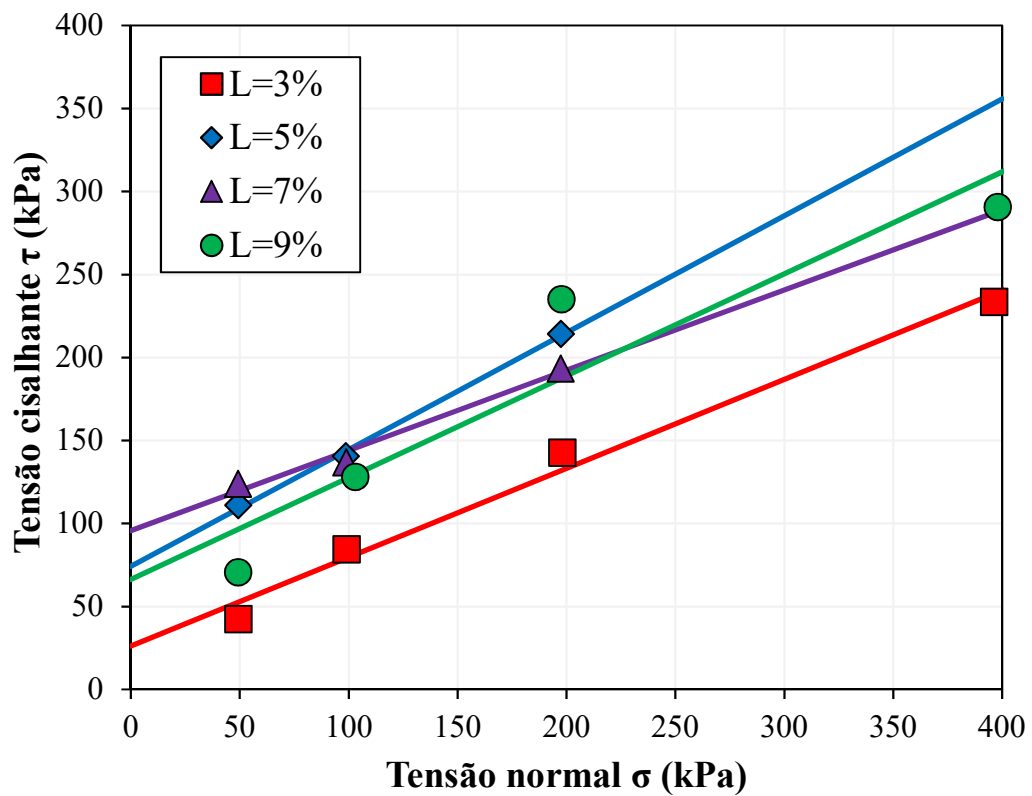


Figura 94. Envolvórias Mohr-Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 90 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=20\%$  e  $\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$

Todas as envoltórias exibem bons ajustes ( $R^2 > 0,85$ ). Os resultados reportados por Abd el-Aziz *et al.* (2013) de uma argila tratada com cal para pavimentação demonstram também que os acréscimos significativos da coesão e o ângulo de atrito ocorrem a partir da adição 9% de cal. De acordo aos resultados encontrados no presente trabalho, demonstram-se que com a adição de 3% de cal as reações pozolânicas ocorrem, as quais podem-se desenvolver desde um tempo de cura pequeno ( $\approx 30$  dias), crescendo em maior magnitude a coesão.

#### 4.12.3 Influência da cal no cisalhamento direto para as amostras com 180 dias de cura

Os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto das amostras testadas com 180 dias de cura são apresentados na Tabela 15.

**Tabela 15. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras solo-cal com 30 dias de cura**

Ponto de moldagem	Teor de cal (%)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	R <sup>2</sup>
EN $\omega=28,5\%$ e $\gamma_d=13,80$ kN/m <sup>3</sup> ;	3	37,3	24,6	0,96
	5	48,4	27,3	0,97
	7	20,2	36,6	0,88
	9	52,9	32,3	0,97
EI $\omega=22,8\%$ e $\gamma_d=15,10$ kN/m <sup>3</sup>	3	32,8	28,7	0,98
	5	27,6	31,0	0,98
	7	34,2	37,7	0,99
EM $\omega=20\%$ e $\gamma_d=16,15$ kN/m <sup>3</sup>	9	68,9	25,9	0,91
	3	22,5	32,6	0,99
	5	73,4	27,6	0,97
	7	84,9	27,3	0,99
	9	88,7	29,4	0,99

De igual maneira que as amostras curadas com 30 dias e com 90 dias, os resultados demonstram um acréscimo na coesão e uma variação não linear nos resultados dos ângulos de atrito, mostrando, por exemplo, a variação mais alta no ponto EN que variou de 24° a 36° (12°), comparando 3% e 7% de cal. São apresentadas nas Figura 95, 96 e 97 as envoltórias de Mohr-Coulomb das amostras solo-cal com 180 dias de cura moldados nos pontos EN, EI e EM, respectivamente.

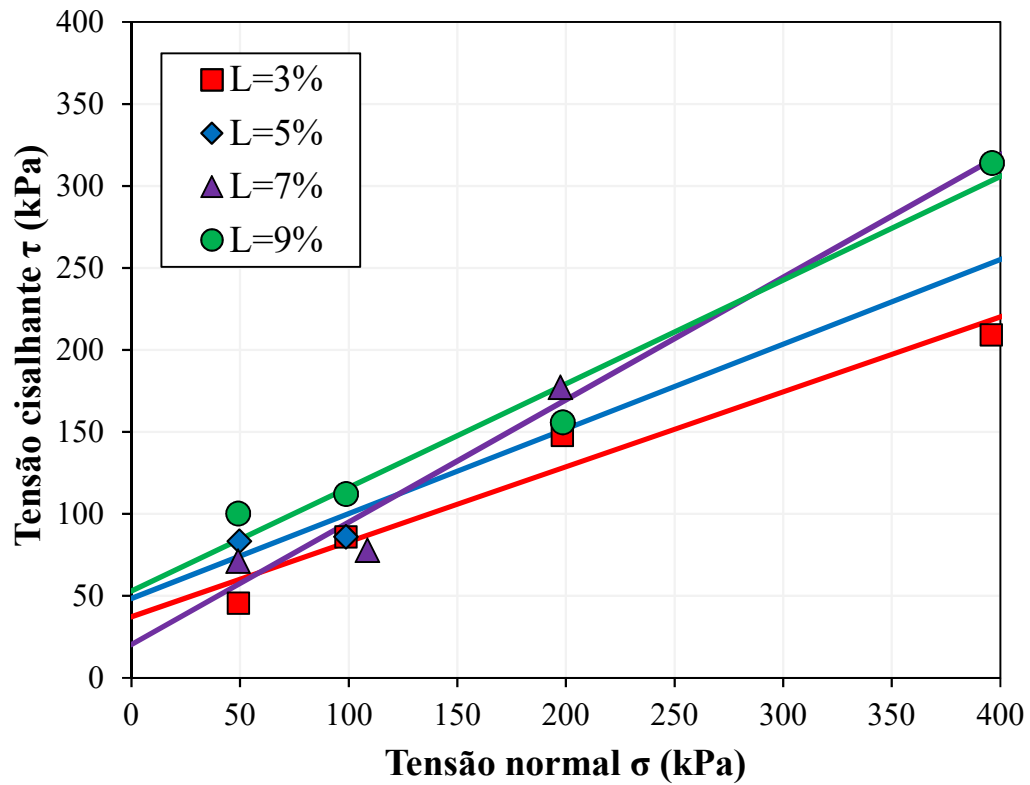


Figura 95. Envolvórias Mohr-Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 180 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=28,5\%$  e  $\gamma_d=13,80 \text{ kN/m}^3$

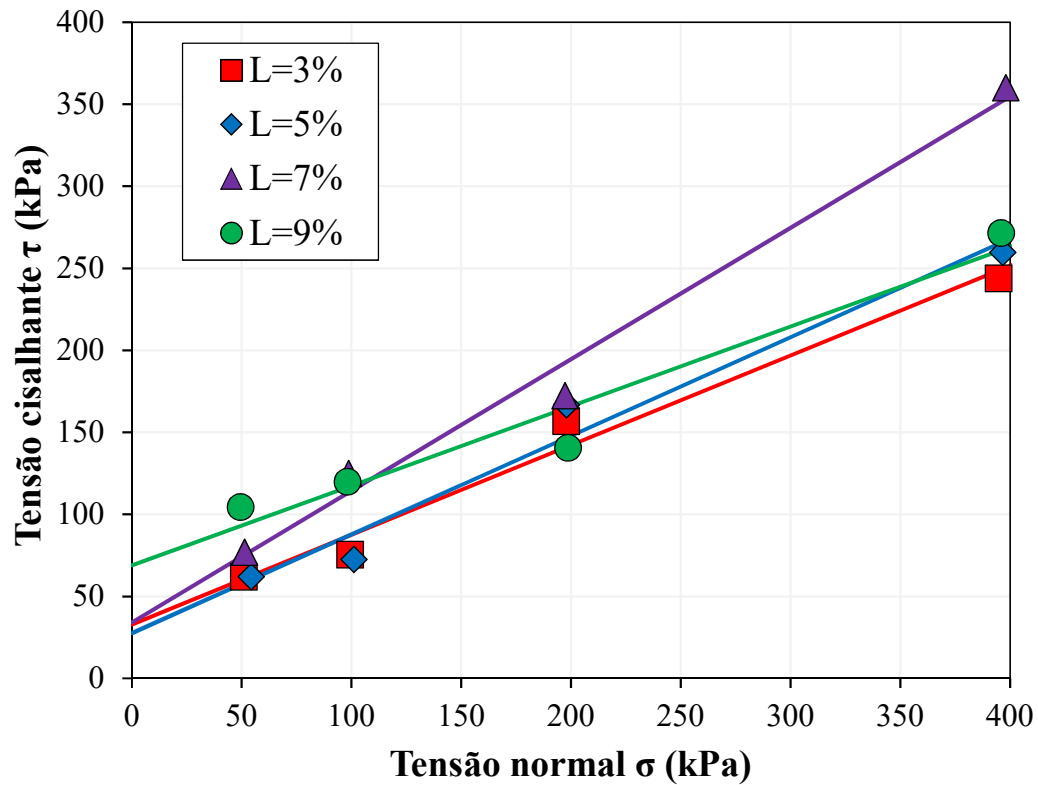


Figura 96. Envolvórias Mohr-Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 180 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=22,8\%$  e  $\gamma_d=15,10 \text{ kN/m}^3$

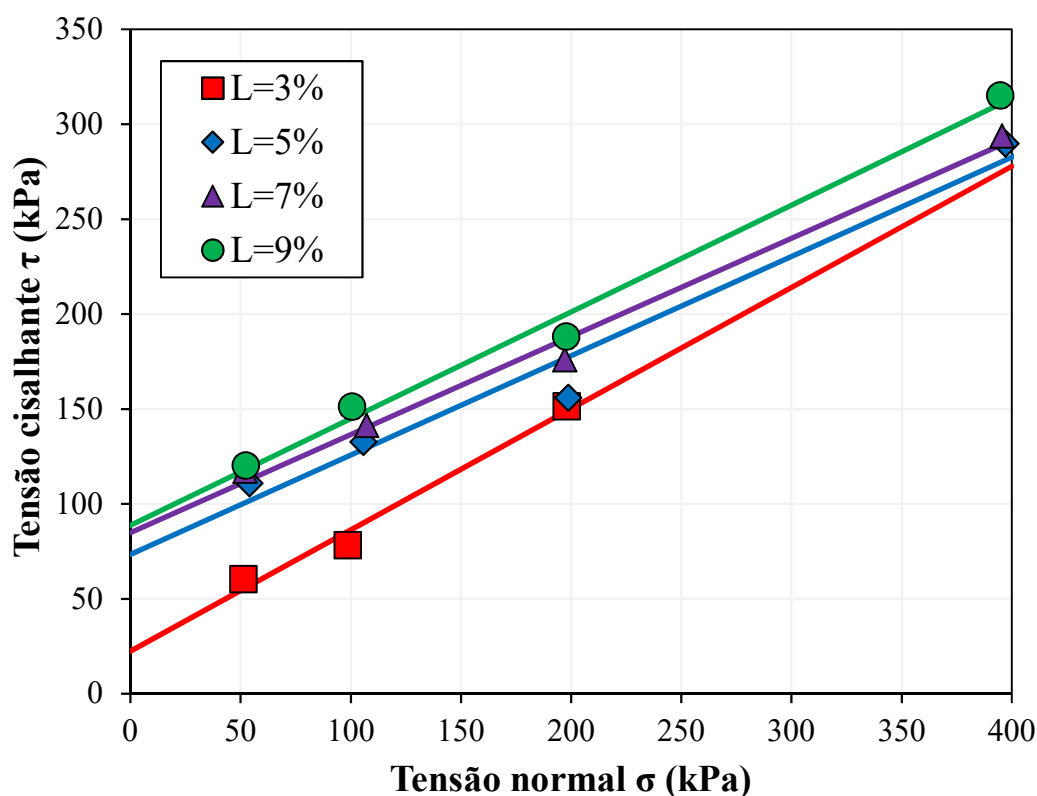


Figura 97. Envoltórias Mohr–Coulomb para as amostras solo-cal curadas com 90 dias e moldadas no ponto EN  $\omega=20\%$  e  $\gamma_d=16,15 \text{ kN/m}^3$

No ponto EN (Figura 95) a coesão cresceu desde  $c = 20 \text{ kPa}$  com 7% de cal, indo para  $c=37 \text{ kPa}$  com 3% de cal,  $c = 48 \text{ kPa}$  com 5% de cal e, por último, a coesão cresceu até  $53 \text{ kPa}$  com 9% de cal. No ponto EI (Figura 96) o crescimento ascendente da coesão, em ordem, foi de 27, 32, 34 e  $69 \text{ kPa}$  para 5, 3, 7 e 9% de cal, respectivamente. Para as amostras moldadas no ponto EM, a coesão obteve valores de 22, 73, 85 e  $89 \text{ kPa}$  para 3, 5, 7 e 9% de cal. Nota-se que os maiores valores de coesão foram obtidos com a adição de 9% de cal, demonstrando, assim, que os altos teores de cal aumentam as reações pozolânicas e de cimentação no solo. É apresentada na Figura 98 a influência da cal nos valores da coesão das mistura solo-cal nos 3 tempos de cura pré-definidos (de 30, 90 e 180 dias).

A maioria das misturas apresenta um acréscimo na coesão com o aumento do teor de cal, excetuando-se algumas, como as amostras curadas com 180 dias e moldadas no ponto EN. Pode-se mencionar, também, que não foi encontrada uma tendência definida desse crescimento (linear, logarítmico, etc.). Essas mesmas tendências não definidas e os acréscimos nos resultados da coesão também foram observados por Caiet *al.* (2006).

Exibe-se na Figura 99 a influência do teor de cal, no valor do ângulo de atrito, nos 3 os tempos de cura pré-definidos (30, 90 e 180 dias).

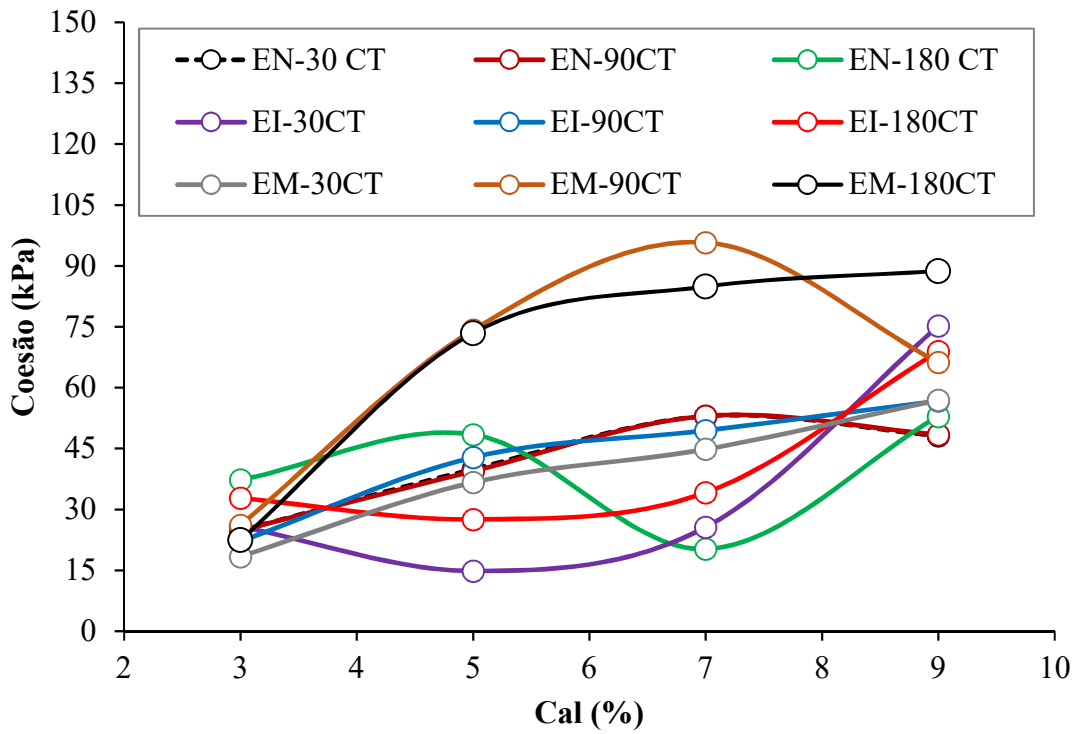


Figura 98. Influência do teor de cal na coesão das amostras solo cal curadas com 30, 90 e 180 dias (CT)

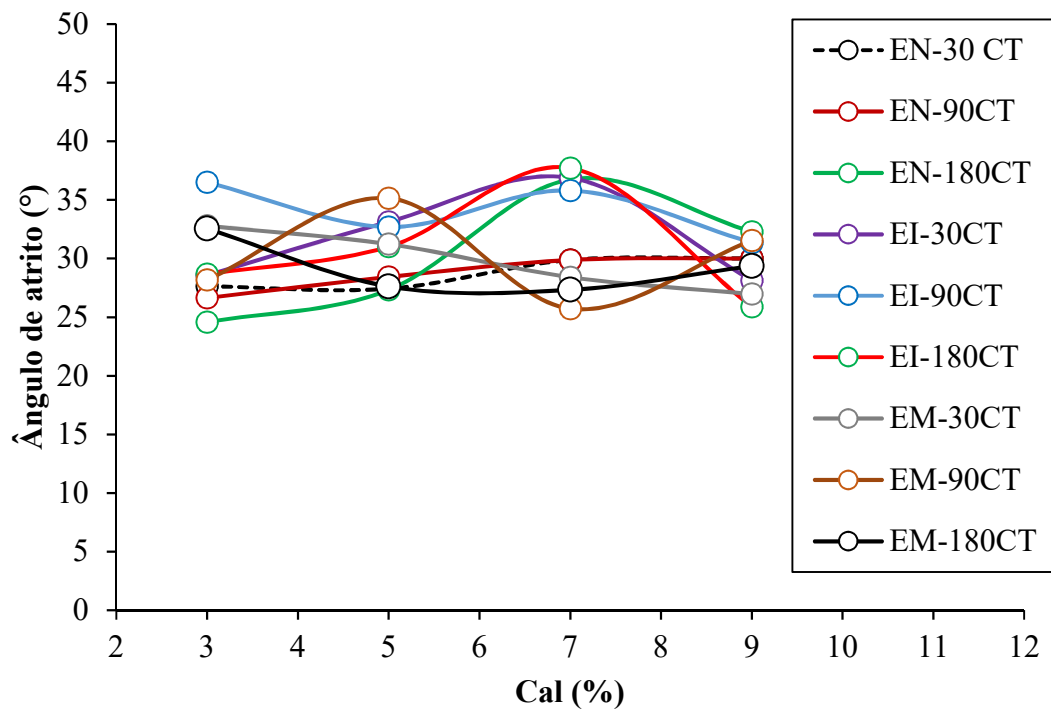


Figura 99. Influência do teor de cal no ângulo de atrito das amostras solo-cal curadas com 30, 90 e 180 dias (CT)

De acordo com os resultados, pode-se observar que, em média, a coesão aumenta com o aumento do teor de cal, o que quer dizer que existe um maior desenvolvimento da coesão entre os grãos quando a cal reage com a água nos vazios. Os ensaios de cisalhamento direto foram feitos na condição saturada das amostras.

Os valores da saturação das amostras depois de serem testadas variaram de 87 até 96% de saturação, o que se pode concluir que a sucção não é uma variável de análise no ensaio.

#### 4.12.4 Influência da cal nos parâmetros residuais de cisalhamento

São observados nas Tabelas 16, 17 e 18 os parâmetros de resistência residuais, o ângulo de atrito residual e coesão residual para 30, 90 e 180 dias de cura.

**Tabela 16. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de misturas solo cal com 30 dias de cura- parâmetros residuais**

Mistura	Coesão residual (kPa)	Ângulo de atrito residual (°)	R <sup>2</sup>
3 EN	18,6	28,6	0,99
5 EN	47,7	23,2	0,94
7 EN	66,2	16,2	0,98
9 EN	57,0	20,9	0,97
3 EI	7,9	25,4	0,99
5 EI	23,1	23,2	0,99
7 EI	25,2	26,9	0,99
9 EI	86,0	18,7	0,98
3 EM	30	24,1	0,97
5 EM	23,2	23,5	0,98
7 EM	7,8	33,5	0,99
9 EM	67,2	20,9	0,93

**Tabela 17. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de misturas solo cal com 90 dias de cura-  
parâmetros residuais**

Mistura	Coesão residual (kPa)	Ângulo de atrito residual (°)	R <sup>2</sup>
3 EN	21,9	28,3	0,99
5 EN	47,5	23,2	0,94
7 EN	66,2	16,2	0,98
9 EN	57,7	21,1	0,97
3 EI	42,9	21,7	0,56
5 EI	49,3	18,6	0,82
7 EI	72,4	17,7	0,61
9 EI	42,4	24,6	0,89
3 EM	14,7	22,6	0,99
5 EM	68,2	22,8	0,94
7 EM	26,9	35,4	0,71
9 EM	80,4	18,8	0,71

**Tabela 18. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de misturas solo cal com 180 dias de cura-  
parâmetros residuais**

Mistura	Coesão residual (kPa)	Ângulo de atrito residual (°)	R <sup>2</sup>
3 EN	43,4	14,7	0,87
5 EN	50,5	19,1	0,84
7 EN	8,0	31,2	0,99
9 EN	45,9	24,8	0,96
3 EI	40,1	18,5	0,96
5 EI	36,7	23,2	0,99
7 EI	53,1	24,3	0,97
9 EI	42,1	25,7	0,91
3 EM	23,9	27,8	0,97
5 EM	95,5	14,3	0,99
7 EM	110,9	14,0	0,96
9 EM	77,3	22,3	0,94

Os valores de coesão não apresentam uma tendência definida nas condições residuais do ensaio, mas o ângulo de atrito residual tem uma tendência de diminuição em referência ao ângulo de atrito na condição de ruptura.



A maioria das estruturas artificiais envolvem o uso de solos compactados. O processo de compactação produz um grau de saturação geralmente na faixa de 75 a 90% no solo. As barragens, os taludes, estradas e os aterros são exemplos típicos de estruturas terrestres feitas de solos compactados. Segundo Ganet *al.*(1988) a teoria e a medida da resistência ao cisalhamento dos solos insaturados e saturados ganharam cada vez mais atenção durante as últimas décadas. As medidas das condições residuais de solos cimentados com cal podem fornecer as últimas condições de tensões e resistência mecânica das misturas. Nota-se nas Tabelas 15 a 18 que, em média, os valores do ângulo de atrito residuais se mantiveram constante para todos os tempos de cura, sendo, a média, de 22°. Em média, as variações também se mantiveram constantes: os ângulos variaram desde 15° até 33° para 30, 90 e 180 dias.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir do programa experimental, da apresentação, da análise e da discussão dos resultados apresentados foram estabelecidas as seguintes conclusões:

- i. De acordo com os teores de cal empregados (0, 3, 5, 7 e 9%) para o solo estudado os valores da resistência à compressão simples e os resultados da resistência à tração por compressão diametral aumentaram de maneira linear.
- ii. Tanto o aumento do peso específico seco de moldagem como o tempo de cura aumentaram a resistência à compressão simples e a resistência à tração por compressão diametral. As resistências  $q_t$  e  $q_u$  cresceram de maneira linear com a variação do peso específico de moldagem, enquanto que os valores de  $q_t$  e  $q_u$  cresceram de maneira logarítmica com a variação do tempo de cura. Por outra parte, a relação água/cal não se mostrou um bom parâmetro para estimar a resistência à tração e à compressão simples.
- iii. A diminuição da porosidade ( $\eta$ ) nas amostras fez aumentar  $q_t$  e  $q_u$  de maneira linear. A diminuição de 10 pontos percentuais da porosidade ( $\eta$ ) aumentou em média em 3,3 vezes a resistência à compressão simples e 3,2 vezes a resistência à tração por compressão diametral.
- iv. O uso do expoente 0,20 para o teor volumétrico de cal ( $L_v$ ) se ajustou melhor aos pontos experimentais tanto para a compressão como para a tração, dependentes da relação  $\eta/L_v$ . Assim, a relação vazios/cal ( $\eta/L_v$ ) mostrou ser válida para a estimativa dos valores de resistência das misturas solo-cal à compressão e à tração. De acordo com o presente estudo, o valor do expoente (0,20) não depende do tempo de cura, da umidade de compactação nem do peso específico seco de moldagem, depende do tipo de solo e do tipo de cal como foi concluído em estudos prévios de outros autores.
- v. Para todos os tempos de cura empregados neste estudo (15, 30, 60, 90 e 180 dias) encontrou-se uma relação única de tração/compressão de  $q_t/q_u=0,16$  com o uso da relação porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/L_v$ ). Também, foram plotados os

valores de maneira direta de tração e de compressão sem o uso da relação  $\eta/L_v$  incluindo as amostras sem cal, resultando no final, também, uma relação  $q_t/q_u=0,16$ . Assim, a relação  $q_t/q_u$  se converte em uma relação global e única para o solo siltoso estudado porque não muda quando variáveis como o teor de cal, tempo de cura, peso específico e vazios também variam.

- vi. Durante a realização dos cálculos e as análises, foi encontrado que o comportamento da resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral seguiu a seguinte equação:  $A \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,20}} \right]^{-4,39}$ . Nesta equação o valor de A cresceu com o aumento do tempo de cura. A forma única do crescimento de  $q_t$  e  $q_u$  ou equação de estimativa foi usada para verificar se outros solos semelhantes da Formação Guabirota misturados com mesmo tipo de cal seguiam o mesmo comportamento e forma da equação. Assim, 4 solos da Formação foram submetidos a ensaios de compressão e tração. Os resultados mostraram que a equação geral de estimativa pode ser estendida a outros solos da região metropolitana de Curitiba, obtendo ajustes entre 89 e 97%.
- vii. Nos ensaios de resistência ao cisalhamento direto foram obtidos os parâmetros coesão e ângulo de atrito nas condições de ruptura e nas condições residuais. A coesão aparente nas condições de falha aumentou com o tempo de cura e com o aumento da porcentagem de cal adicionada ao solo. O ângulo de atrito variou em uma faixa de 24 a 37° não demonstrando uma tendência definida com a variação do teor de cal e com o tempo de cura.

Sugestões para trabalhos e pesquisas futuras:

- a) Realizar ensaios de microscopia eletrônica para estudar as mudanças na estrutura interna do solo com a adição de diferentes teores de cal e pontos de moldagem;
- b) Realizar ensaios de módulo de resiliência para estudar a aplicabilidade das misturas solo-cal estudadas à construção de camadas de pavimentação. Além disso, estudar a influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal sobre a resiliência das misturas;

- c) Estudar a influência da relação porosidade/teor volumétrico de cal sobre a expansão e contração das misturas.
- d) Realizar uma bateria de ensaios maior de tração e compressão que permitam normalizar e validar a forma da equação  $A \left[ \frac{\eta}{L_v^{0,20}} \right]^{-4,39}$  em outros solos da Formação Guabirotuba.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 12770**: Determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992,

\_\_\_\_\_. **NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7175**: Cal hidratada para argamassas. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180**: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7182**: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 7222**, Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

**ASTM D3080 / D3080M-11**: standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, [www.astm.org](http://www.astm.org).

\_\_\_\_\_. **D 5298-94**, Standard test method for the measurement of soil potential (suction) using filter paper. ASTM, In Annual Book of ASTM Standards, Vol, 04,09, Soil and Rock (II): D4943-Latest, ASTM International, West Conshohocken, PA, 1997, pp, 157-162.

\_\_\_\_\_. **D2487-11**: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, [www.astm.org](http://www.astm.org).

\_\_\_\_\_. **D3282-15**: Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, [www.astm.org](http://www.astm.org).

ABD EL-AZIZ, Magdy A.; ABO-HASHEMA, Mostafa A. **Measured effects on engineering properties of clayey subgrade using lime–Homra stabiliser**. International Journal of Pavement Engineering, v. 14, n. 4, p. 321-332, 2013.

ALDAOOD, A.; BOUASKER, M.; AL-MUKHTAR, M. **Geotechnical properties of lime-treated gypseous soils**. Applied Clay Science, v. 88, p. 39-48, 2014.

AL-MUKHTAR, Muzahim; LASLEDJ, Abdelmadjid; ALCOVER, J. F. **Lime consumption of different clayey soils**. Applied Clay Science, v. 95, p. 133-145, 2014.

ALRUBAYE, Ali Jamal; HASAN, Muzamir; FATTAH, Mohammed Y. **Stabilization of soft kaolin clay with silica fume and lime**. International Journal of Geotechnical Engineering, v. 11, n. 1, p. 90-96, 2017.

ALZUBAIDI, Radhi; LAFTA, Sabah Hassan. **Effect of strain rate on the strength characteristics of soil–lime mixture**. Geotechnical and Geological Engineering, v. 31, n. 4, p. 1317-1327, 2013.

ANGGRAINI, V.; ASADI, A.; FARZADNIA, N.; JAHANGIRIAN, H.; HUAT, B. **Effects of coir fibres modified with Ca (OH)<sub>2</sub> and Mg(OH)<sub>2</sub> nanoparticles on mechanical properties of lime-treated marine clay**. Geosynthetics International, v. 23, n. 3, p. 206-218, 2016.

ANGGRAINI, V.; ASADI, A.; HUAT, B. B.; NAHAZANAN, H. **Effects of coir fibers on tensile and compressive strength of lime treated soft soil**. Measurement, v. 59, p. 372-381, 2015a.

ASGARI, M. R.; DEZFULI, A. Baghebanzadeh; BAYAT, M. **Experimental study on stabilization of a low plasticity clayey soil with cement/lime**. Arabian Journal of Geosciences, v. 8, n. 3, p. 1439-1452, 2015b.

AZEVEDO, A. L. C. **Estabilização de solos com adição de cal, um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil, 2010.

BAGHERI, Younes; AHMAD, Fauziah; ISMAIL, Mohd Ashraf Mohamad. **Strength and mechanical behavior of soil–cement–lime–rice husk ash (soil–CLR) mixture**. Materials and structures, v. 47, n.p 1-2, 55-66, 2014.

BALDOVINO, Jair Arrieta; MOREIRA, Eclesielter Batista; IZZO, Ronaldo LS. **Discussion of “Control factors for the long term compressive strength of lime treated sandy clay soil”** by Nilo Cesar Consoli, Pedro Domingos Marques Prietto, Luizmar da Silva Lopes and Daniel Winter [Transport. Geotech. 1 (2014) 129–136]. Transportation Geotechnics, v. 15, p. 1-3, 2018.

BEETHAM, P.; DIJKSTRA, T.; DIXON, N.; FLEMING, P.; HUTCHISON, R.; BATEMAN, J. **Lime stabilisation for earthworks: a UK perspective**. Proceedings of the ICE-Ground Improvement, v. 168, n. 2, p. 81-95, 2015.

BELCHIOR, Ingrid Milena Reyes Martinez; CASAGRANDE, Michéle Dal Toé; ZORNBERG, Jorge Gabriel. **Swelling Behavior Evaluation of a Lime-Treated Expansive Soil through Centrifuge Test**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 12, 04017240, 2017.

BHUVANESHWARI, S.; ROBINSON, R. G.; GANDHI, S. R. **Behaviour of lime treated cured expansive soil composite**. Indian Geotechnical Journal, v. 44, n. 3, p. 278-293, 2014.

BORDIGNON, V. R. **Efeitos da adição da cal hidratada na estabilização de um solo sedimentar para pavimentação urbana na região de Curitiba**. Dissertação de Mestrado, UTFPR, 2015.

BOUROKBA MRABENT, S. A.; HACHICHI, A.; SOULI, H.; TAIBI, S.; FLEUREAU, J. M. **Effect of lime on some physical parameters of a natural expansive clay from Algeria**. European Journal of Environmental and Civil Engineering, v. 21, n. 1, p. 108-125, 2017.

BURCKHARD, S.R.; PIRKL, D.; SCHAEFER, V. R.; KULAKOW, P.; LEVEN, B. **A Study of soil waterholding properties as affected by TPH contamination**. Proceedings of the 2000 Conference on Hazardous Waste Research, p. 356–359, 2000.

CALIK, Umit; SADOGLU, Erol. **Classification, shear strength, and durability of expansive clayey soil stabilized with lime and perlite**. Natural hazards, v. 71, n. 3, p. 1289-1303, 2014.

CASTRO, FJC de O. **Contribuição ao Conhecimento e à Determinação da Reatividade de Solos Sesquixídicos Utilizando o Hidróxido de Cálcio: Aplicação ao Processo de Geopolimerização (Estabilização)**. 1995. Tese de Doutorado. Tese (Doutorado em Engenharia)–COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CHAMECKI, P. R. **Metodologias de laboratório para o estudo da erosão hídrica em solos: aplicação a uma argila da Formação Guabirotuba**. 2002. Dissertação de Mestrado, UFPR, 260p.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; SMITH, M. G. **A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings**. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering. Thomas Telford-ICE Virtual Library, 1992. p. 82-89.

CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C. I. **The filter-paper method of suction measurement**. Géotechnique, v. 36, n. 2, p. 265-268, 1986.

CIANCIO, D.; BECKETT, C. T. S.; CARRARO, J. A. H. **Optimum lime content identification for lime-stabilised rammed earth**. *Construction and Building Materials*, v. 53, p. 59-65, 2014.

CONSOLI, N. C.; DA SILVA LOPES JR, L.; FOPPA, D.; HEINECK, K. S. **Key parameters dictating strength of lime/cement-treated soils**. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, v. 162, n. 2, p. 111-118, 2009a.

CONSOLI, Nilo Cesar; DA SILVA LOPES JR, Luizmar; HEINECK, Karla Salvagni. **Key parameters for the strength control of lime stabilized soils**. *Journal of materials in Civil Engineering*, v. 21, n. 5, p. 210-216, 2009b.

CONSOLI, Nilo Cesar; ROSA, Amanda Dalla; SALDANHA, Rodrigo Beck. **Variables governing strength of compacted soil–fly ash–lime mixtures**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 23, n. 4, p. 432-440, 2010a.

CONSOLI, N. C.; LOPES JR, L. D. S.; PRIETTO, P. D. M.; FESTUGATO, L.; CRUZ, R. C. **Variables controlling stiffness and strength of lime-stabilized soils**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 137, n. 6, p. 628-632, 2010b.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA JOHANN, A.; GAUER, E. A.; DOS SANTOS, V. R.; MORETTO, R. L.; CORTE, M. B. L. **Key parameters for tensile and compressive strength of silt–lime mixtures**. *Géotechnique Letters*, v. 2, n. 3, p. 81-85, 2012a.

CONSOLI, N. C.; CORTE, M. Bellaver; FESTUGATO, L. **Key parameter for tensile and compressive strength of fibre-reinforced soil–lime mixtures**. *Geosynthetics International*, v. 19, n. 5, p. 409-414, 2012b.

CONSOLI, N. C.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. **Mohr-Coulomb failure envelopes of lime-treated soils**. *Géotechnique*, v. 64, n. 2, p. 165, 2014a.

CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, B. S.; DA SILVA LOPES JR, L. **Assessing failure envelopes of soil–fly ash–lime blends**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 27, n. 5, p. 04014174, 2014b.

CONSOLI, N. C.; Prietto, P. D. M.; da Silva Lopes, L.; Winter, D. **Control factors for the long term compressive strength of lime treated sandy clay soil**. *Transportation Geotechnics*, v. 1, n. 3, p. 129-136, 2014c.

CONSOLI, Nilo Cesar; DA ROCHA, Cecília Gravina; SILVANI, Carina. **Devising dosages for soil–fly ash–lime blends based on tensile strength controlling equations**. *Construction and Building Materials*, v. 55, p. 238-245, 2014d.

CONSOLI, N. C.; DE PAULA, T. M.; BORTOLOTTI, M. S.; DE BARROS, L. M.; PEREIRA, F.; ROCHA, M. M. **Coal Fly Ash–Carbide Lime Admixtures as an Alternative to Concrete Masonry Blocks: Influence of Ash Grounds**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 29, n. 2, 04016224, 2016a.



CONSOLI, N. C.; FERREIRA, P. M. V.; TANG, C. S.; MARQUES, S. F. V.; FESTUGATO, L.; CORTE, M. B. **A unique relationship determining strength of silty/clayey soils–Portland cement mixes.** Soils and Foundations, v. 56, n. 6, p. 1082-1088, 2016b.

CONSOLI, N. C.; MARQUES, S. F. V.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. **Broad-Spectrum Empirical Correlation Determining Tensile and Compressive Strength of Cement-Bonded Clean Granular Soils.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 6, 06017004, 2017a.

CONSOLI, N. C.; MARQUES, S. F. V.; SAMPA, N. C.; BORTOLOTTI, M. S.; SIACARA, A. T.; NIERWINSKI, H. P.; PEREIRA, F.; FESTUGATO, L. **A general relationship to estimate strength of fibre-reinforced cemented fine-grained soils.** Geosynthetics International, p. 1-7, 2017b.

CONSOLI, N. C.; IBRAIM, E.; DIAMBRA, A.; FESTUGATO, L.; MARQUES, S. F. V. **A Sole Empirical Correlation Expressing Strength of Fine-Grained Soils–Lime Mixtures 2. Soils and rocks,** v. 40, n. 2, p. 147-153, 2017c.

CROFT, J. B. **The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization.** Geotechnique, v. 17, n. 2, p. 119-135, 1967.

CUISINIER, O.; LE BORGNE, T.; DENELEE, D.; MASROURI, F. **Quantification of the effects of nitrates, phosphates and chlorides on soil stabilization with lime and cement.** Engineering Geology, v. 117, n. 3, p. 229-235, 2011.

DA ROCHA, C. G.; PASSUELLO, A.; CONSOLI, N. C.; SAMANIEGO, R. A. Q.; KANAZAWA, N. M. **Life cycle assessment for soil stabilization dosages: A study for the Paraguayan Chaco.** Journal of Cleaner Production, v. 139, p. 309-318, 2016.

DANG, Liet Chi; FATAHI, Behzad; KHABBAZ, Hadi. **Behaviour of expansive soils stabilized with hydrated lime and bagasse fibres.** Procedia engineering, v. 143, p. 658-665, 2016.

DASH, Sujit Kumar; HUSSAIN, Monowar. **Influence of lime on shrinkage behavior of soils.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 27, n. 12, 04015041, 2015.

DASH, Sujit Kumar; HUSSAIN, Monowar. **Lime stabilization of soils: reappraisal.** Journal of materials in civil engineering, v. 24, n. 6, p. 707-714, 2011.

DE BRITO GALVÃO, T. Cássia; ELSHARIEF, Ahmed; SIMÕES, Gustavo Ferreira. **Effects of lime on permeability and compressibility of two tropical residual soils.** Journal of environmental engineering, v. 130, n. 8, p. 881-885, 2004.

DENELEE, D.; LE RUNIGO, B.; CUI, Y. J.; CUISINIER, O.; FERBER, V. **Experimental assessment regarding leaching of lime-treated silt.** Construction and Building Materials, v. 112, p. 1032-1040, 2016.

DIAMBRA, A.; IBRAIM, E.; PECCIN, A.; CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L. **Theoretical Derivation of Artificially Cemented Granular Soil Strength**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 143, n. 5, 04017003, 2017.

EADES, James L.; GRIM, Ralph E. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. **Highway research record**, n. 139, 1966.

ELKADY, Tamer Y. **The effect of curing conditions on the unconfined compression strength of lime-treated expansive soils**. Road Materials and Pavement Design, v. 17, n. 1, p. 52-69, 2016.

EMARAH, Dina A.; SELEEM, Safwat A. **Swelling soils treatment using lime and sea water for roads construction**. Alexandria Engineering Journal, 2017.

ESTABRAGH, A. R.; PERESHKAFTI, M. R. S.; PARSAEI, B.; JAVADI, A. A. **Stabilised expansive soil behaviour during wetting and drying**. International Journal of Pavement Engineering, v. 14, n. 4, p. 418-427, 2013.

EUJINE, Greeshma Nizy; CHANDRAKARAN, S.; SANKAR, N. **Accelerated Subgrade Stabilization Using Enzymatic Lime Technique**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 9, p. 04017085, 2017b.

EUJINE, Greeshma Nizy; CHANDRAKARAN, Sreedharan; SANKAR, Natesan. **The engineering behaviour of enzymatic lime stabilised soils**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, v. 170, n. 1, p. 1-11, 2017a.

FELIPE, R. S. **Características Geológico-Geotécnicas na Formação Guabirotuba**. Mineropar, Curitiba, 2011.

FELIPE, R.S. **A erodibilidade da Formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba**. In: Mesa Redonda Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba, Curitiba, 1999, **Anais**, Curitiba: ABMS/UFPR, 1999, p. 53-63.

FOPPA, Diego. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Dissertação de mestrado em Engenharia.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. USA: John Wiley and Sons, Inc, 1993.

GAN, J. K. M.; FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test**. Canadian Geotechnical Journal, v. 25, n. 3, p. 500-510, 1988.

GREACEN, E. L.; WALKER, G. R.; COOK, P. G. **Evaluation of the filter paper method for measuring soil water suction**. International Conference on Measurement of Soil and Plant Water Status, p. 137-143, 1987.

GREAVES, H. M. **An introduction to lime stabilization**. In: Proceedings, Seminar on Lime Stabilization, p. 5-12, 1996.

GUIDOBALDI, G.; CAMBI, C.; CECCONI, M.; DENELEE, D.; PARIS, M.; RUSSO, G.; VITALE, E. **Multi-scale analysis of the mechanical improvement induced by lime addition on a pyroclastic soil**. Engineering Geology, v. 221, p. 193-201, 2017.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal - Fundamentos e aplicações na engenharia civil**, 2ª ed. – Ed, Pini, São Paulo, SP, 341 p, 2002.

GUIMARÃES, J. E. P. **Estabilização de solos: nova e importante aplicação da cal, seus conceitos e suas vantagens**. Associação Brasileira dos Produtores de Cal, 1971.

HAMBLIN, A. P. **Filter paper method for routine measurement of field water potential**. Journal of Hydrology, v. 53,n.3/4, p. 355–360, 1984.

HAN, Chunpeng; CHENG, Peifeng. **Micropore variation and particle fractal representation of lime-stabilised subgrade soil under freeze–thaw cycles**. Road Materials and Pavement Design, v. 16, n. 1, p. 19-30, 2015.

HARICHANE, Khelifa; GHRICI, Mohamed; KENAI, Said. **Effect of curing time on shear strength of cohesive soils stabilized with combination of lime and natural pozzolana**. International Journal of Civil Engineering, v. 9, n. 2, p. 90-96, 2011.

HARMA, R. K.; HYMAVATHI, J. **Effect of fly ash, construction demolition waste and lime on geotechnical characteristics of a clayey soil: a comparative study**. Environmental Earth Sciences, v. 75, n. 5, p. 377, 2016.

HILT, George Harrison; DAVIDSON, D. T. **Lime fixation in clayey soils**. 1959. Dissertação de Mestrado. Iowa State College.

HOLTZ, Robert D.; KOVACS, William D. **An introduction to geotechnical engineering**. 1981.

INGLES, O. G.; AND METCALF, J. B. **Soil stabilization—Principles and practice**. Butterworths, Melbourne, Australia, 1972.

JAMES, R.; KAMRUZZAMAN, A. H. M.; HAQUE, A.; WILKINSON, A. **Behaviour of lime–slag-treated clay**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, v. 161, n. 4, p. 207-216, 2008.

JOHANN, A. D. R. **Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em longos períodos de cura**. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2013.

KHATTAB, S. A.; AL-MUKHTAR, M.; FLEUREAU, J.-M. **Long-term stability characteristics of a lime-treated plastic soil.** Journal of materials in civil engineering, v. 19, n. 4, p. 358-366, 2007.

KORMANN, A. **Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório.** Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2002.

KUMAR, Arvind; WALIA, Baljit Singh; BAJAJ, Asheet. **Influence of fly ash, lime, and polyester fibers on compaction and strength properties of expansive soil.** Journal of materials in Civil Engineering, v. 19, n. 3, p. 242-248, 2007.

LARNACH, W. J. **Relationship between dry density, voids/cement ratio and the strength of soil-cement mixtures.** Civil Eng and Public Works Review/UK/, v. 60, n. 708, 1960.

LIU, M. D.; INDRARATNA, B.; HORPIBULSUK, S.; SUEBSUK, J. **Variations in strength of lime-treated soft clays.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 165 (4), p. 217-223, 2012.

LÓPEZ-LARA, T.; HERNÁNDEZ-ZARAGOZA, J. B.; HORTA-RANGEL, J.; ROJAS-GONZÁLEZ, E.; LÓPEZ-AYALA, S.; CASTAÑO, V. M. **Expansion reduction of clayey soils through Surcharge application and Lime Treatment.** Case Studies in Construction Materials, v. 7, p. 102-109, 2017.

MARINHO, F. A. M. **A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção.** Encontro sobre Solos Não Saturados, p. 111-125, 1995.

MARINHO, F. A. M. **Medição de sucção com o método do papel filtro.** COBRAMSEF, v. 10, p. 515-522, 1994.

MOHD YUNUS, N. Z.; WANATOWSKI, D.; MARTO, A.; JUSOH, S. N. **Strength improvement of lime-treated clay with sodium chloride.** Geotechnical Research, 2017.

MOORE, Raymond K.; KENNEDY, Thomas W.; HUDSON, W. Ronald. **Factors affecting the tensile strength of cement-treated materials.** Highway Research Record, n. 315, 1970.

MUNTOHAR, A. S.; WIDIANTI, A.; HARTONO, E.; DIANA, W. **Engineering properties of silty soil stabilized with lime and rice husk ash and reinforced with waste plastic fiber.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 25, n. 9, p. 1260-1270, 2012.

NING, Lu; LIKOS, William J. **Unsaturated soil mechanics.** Jhon Wiley & Sons Inc, New Jersey, 2004.

NOVAES, Jéssica Flesch. **Misturas cinza volante-cal de carbureto: durabilidade, resistência à tração e compressão.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.

OLA, S. A. **Geotechnical properties and behaviour of some stabilized Nigerian lateritic soils.** Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, v. 11, n. 2, p. 145-160, 1978.

OSINUBI, Kolawole J.; Nwaiwu, Charles M. Compaction delay effects on properties of lime-treated soil. **Journal of materials in Civil Engineering**, v. 18, n. 2, p. 250-258, 2006.

PUPPALA, A. J.; KADAM, R.; MADHYANNAPU, R. S.; HOYOS, L. R. **Small-strain shear moduli of chemically stabilized sulfate-bearing cohesive soils.** Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, v. 132, n. 3, p. 322-336, 2006.

PUPPALA, Anand J.; PEDARLA, Aravind. **Innovative ground improvement techniques for expansive soils.** Innovative Infrastructure Solutions, v. 2, n. 1, p. 24, 2017.

PUPPALA, Anand J. **Advances in ground modification with chemical additives: From theory to practice.** Transportation Geotechnics, v. 9, p. 123-138, 2016.

RAMESH, Heddur Nagappa Gowda; SIVAPULLAIAH, Puvvadi Venkata. **Role of moulding water content in lime stabilisation of soil.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, v. 164, n. 1, p. 15-19, 2011.

RAO, S. M.; REDDY, B. V. V.; MUTTHARAM, M. **Effect of cyclic wetting and drying on the index properties of a lime-stabilised expansive soil.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, v. 5, n. 3, p. 107-110, 2001.

ROBIN, V.; JAVADI, A. A.; CUISINIER, O.; MASROURI, F. **An effective constitutive model for lime treated soils.** Computers and Geotechnics, v. 66, p. 189-202, 2015.

ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. E. J. **Lime modification of clay soils for construction expediency.** In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering. 1997.

SAKR, Mohamed A.; SHAHIN, Mohamed A.; METWALLY, Yasser M. **Utilization of lime for stabilizing soft clay soil of high organic content.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 27, n. 1, p. 105, 2009.

SALAMUNI, E.; SALAMUNI, R. **Contexto Geológico da Formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba.** In: Mesa Redonda Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba, Curitiba, 1999, **Anais**, Curitiba: ABMS/UFPR, 1999, p. 7-15.

SALAMUNI, Eduardo; EBERT, Hans Dirk; HASUI, Yociteru. **Morfotectônica da bacia sedimentar de Curitiba.** Revista Brasileira de Geociências, 2004, v. 34, n. 4, p. 469-478.

SALAMUNI, Eduardo; STELLFELD, Maria Carolina. **Banco de dados geológicos georeferenciados da Bacia Sedimentar de Curitiba (PR) como base de sistema de informação geográfica (SIG).**B, Paranaense Geoci, 2001, v. 49, p. 21-32.

SALDANHA, R. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; RIBEIRO, J. L. D.; CONSOLI, N. C. **Modelling the influence of density, curing time, amounts of lime and sodium chloride on**

**the durability of compacted geopolymers monolithic walls.** Construction and Building Materials, v. 136, p. 65-72, 2017.

SCHANZ, Tom; ELSAWY, Mohamed B. D. **Stabilisation of highly swelling clay using lime–sand mixtures.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, v. 170, n. 4, p. 218-230, 2017.

SCHWANTES, Gesa; DAI, Shi Bing. **Research on Water Free Injection Grouts Using Sieved Soil and Micro-Lime.** International Journal of Architectural Heritage, v. 11, n. 7, p. 933-945, 2017.

SEZER, A.; İNAN, G.; YILMAZ, H. R.; RAMYAR, K. **Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay.** Building and environment, v. 41, n. 2, p. 150-155, 2006.

SHARMA, Neeraj Kumar; SWAIN, S. K.; SAHOO, Umesh C. **Stabilization of a clayey soil with fly ash and lime: a micro level investigation.** Geotechnical and geological engineering, v. 30, n. 5, p. 1197-1205, 2012.

SILVANI, C.; BRAUN, E.; MASUERO, G. B.; CONSOLI, N. C. **Behavior of Soil–Fly Ash–Lime Blends under Different Curing Temperatures.** Procedia Engineering, v. 143, p. 220-228, 2016.

SIVAPULLAIAH, P. V.; JHA, Arvind Kumar. **Gypsum induced strength behaviour of fly ash-lime stabilized expansive soil.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 32, n. 5, p. 1261-1273, 2014.

SIVAPULLAIAH, P. V.; SRIDHARAN, A.; RAMESH, H. N. **Effect of sulphate on the shear strength of lime-treated kaolinitic soil.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, v. 10, n. 1, p. 23-30, 2006.

SOLANKI, Pranshoo; ZAMAN, Musharraf. **Behavior of stabilized subgrade soils under indirect tension and flexure.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 26, n. 5, p. 833-844, 2013.

SOLANKI, Pranshoo; ZAMAN, Musharraf. **Effects of lime and cement kiln dust on the performance of lean clays.** International Journal of Geotechnical Engineering, v. 3, n. 4, p. 455-465, 2009.

TANG, Anh Minh; VU, M. N.; CUI, Yu-Jun. **Effects of the maximum soil aggregates size and cyclic wetting-drying on the stiffness of a lime-treated clayey soil.** Géotechnique, v. 61, n. 5, p. 421-429, 2011.

THOMPSON, Marshall R. **Split-tensile strength of lime-stabilized soils.** Highway Research Record, n. 92, 1965.

THYAGARAJ, T.; ZODINSANGA, Samuel. **Swell–shrink behaviour of lime precipitation treated soil.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, v. 167, n. 4, p. 260-273, 2014.

TOWNSEND, FRANK C.; MANKE, Phillip G.; PARCHER, JAMES V. **The influence of sesquioxides on lateritic soil properties.** Highway Research Record, n. 374, 1971.

VIJAYAKUMAR, V.; PREMALATHA, K. **Suction-swell relationship of stabilized expansive soil.** Soil Mechanics and Foundation Engineering, College of Engineering Guindy, Anna University, 2013.

WANG, D.; ABRIAK, N. E.; ZENTAR, R.; CHEN, W. **Effect of lime treatment on geotechnical properties of Dunkirk sediments in France.** Road Materials and Pavement Design, v. 14, n. 3, p. 485-503, 2013.

WANG, Y.; CUI, Y. J.; TANG, A. M.; BENAHMED, N.; DUC, M. **Effects of aggregate size on the compressibility and air permeability of lime-treated fine-grained soil.** Engineering Geology, v. 228, p. 167-172, 2017.

YI, Yaolin; GU, Liyang; LIU, Songyu. **Microstructural and mechanical properties of marine soft clay stabilized by lime-activated ground granulated blastfurnace slag.** Applied Clay Science, v. 103, p. 71-76, 2015.

YUNUS, N. Z. M.; WANATOWSKI, D.; HASSAN, N. A.; MARTO, A. **Shear strength and compressibility behaviour of lime-treated organic clay.** KSCE Journal of Civil Engineering, v. 20, n. 5, p. 1721-1727, 2016.