

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

**CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
ASSENTES SOBRE CAMADA FINITA DE SOLO CIMENTADO**

Eclesielter Batista Moreira

Porto Alegre
2020

ECLESIELTER BATISTA MOREIRA

**CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
ASSENTES SOBRE CAMADA FINITA DE SOLO
CIMENTADO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Porto Alegre

2020

CIP - Catalogação na Publicação

Moreira, Eclesielter Batista
Capacidade de carga de fundações superficiais
assentes sobre camada finita de solo cimentado /
Eclesielter Batista Moreira. -- 2020.
221 f.
Orientador: Lucas Festugato.

Coorientador: Nilo Cesar Consoli.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2020.

1. Fundações superficiais. 2. Ensaio de campo. 3.
Camada de reforço. 4. Solo cimentado. 5. Capacidade de
carga. I. Festugato, Lucas, orient. II. Consoli, Nilo
Cesar, coorient. III. Título.

ECLESIELTER BATISTA MOREIRA

**CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
ASSENTES SOBRE CAMADA FINITA DE SOLO
CIMENTADO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de dezembro de 2020.

Prof. Lucas Festugato

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli

PhD. pela Concordia University
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli

PhD. pela Concordia University
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profª. Karla Salvagni Heineck

Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profª. Monica Prezzi

Ph.D. pela University of California

Vítor Pereira Faro

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha esposa Raquel Bianca Moreira.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer às seguintes pessoas e instituições que colaboraram direta e indiretamente para a realização desta tese:

Primeiramente agradeço a $\pi\eta\eta$ por me conduzir e me proporcionar a oportunidade de realizar um objetivo de longa data. Meus sinceros agradecimentos à minha esposa Raquel Moreira, pelo total apoio nos dias “bons” e nos dias “ruins”, ajuda, companheirismo, compreensão, conselhos, etc. sem a qual, com certeza, eu não teria conseguido concluir esse objetivo. Ao meu pai Francisco José Sales Moreira “*in memorian*” e minha mãe Leonice Batista Moreira pelos ensinamentos, dedicação e exemplo que me fizeram superar as adversidades. Aos meus sogros Paulo e Fátima pelo cuidado, incentivo e apoio dispensado desde 2005. Aos meus irmãos Flávio e Erivelton pela força e companheirismo. À Morena Bidicous “*in memorian*” por nos trazer alegria e guardar nossa casa.

Ao Professor Dr. Eng. Lucas Festugato pela orientação, confiança, pelos conhecimentos transmitidos, pela atenção dispensada em todos os momentos, pelo batismo e missas “geovânicas” e, sobretudo, pela amizade. Ao Professor Ph.D Nilo Cesar Consoli pela confiança depositada em mim, pela atenção, dedicação e empenho com que me orientou e me motivou durante o longo do desenvolvimento da tese, assim como pela amizade.

Ao Dr. Eng. Luizmar da Silva Lopes Junior pela disponibilidade, presteza e ajuda para a realização dos ensaios de campo, bem como pela amizade.

Ao Dr. Eng. Cesar Alberto Ruver pela disponibilidade e presteza para dar resposta a problemas particulares deste trabalho. Meu muito obrigado!

Muito obrigado ao Leunir Laudimar Freitas, laboratorista do CETEC/UPF, pela ajuda, disponibilidade, presteza e ideias para a realização das ferramentas utilizadas na execução dos ensaios em campo e laboratório (UPF). Assim como pelas brincadeiras e momentos de descontração que ajudaram a caminhada. Agradecer à Márcia Taborda pela amizade, pelas conversas, brincadeiras e almoços. Ao Andrey Ceolin pela grande ajuda durante os ensaios de campo que, sem dúvida, encurtaram este período.

Ao meu amigo M.Sc. Ricardo Daniel Caballero que, desde 2018, me ajudou no desenvolvimento desta pesquisa, começando pela sua dissertação que norteou aspectos

fundamentais para os ensaios de campo, pelas ideias trocadas no desenvolver de toda a pesquisa e, claro, pelo mate Taragui. Muito obrigado amigo!

Aos meus amigos e colegas “Geovânis”, do LEGG e PPGEC, Dionatas, Gonçalo, São Hugo, Gustavo, Dudi, João, Estéfano, Caio, Helena, Mariana, Mozara, Pablo, Paulo, Renato, Sergio e David, obrigado pelos momentos, cafés e mates compartilhados deste período.

A todos os moradores da Casa da Fantasia: Eliseu, Rian, Paulo, Pedro, Rogério, André e outros, sou realmente grato por tê-los conhecidos. Em especial à Dona Zeloni, que nos acolheu e nos tratou/trata como filhos.

À UFRGS e ao PPGEC pelo suporte através de equipamentos, sem o qual este trabalho não poderia ter sido realizado.

À CAPES e ao CNPq pelo suporte financeiro, sem o qual este trabalho não poderia ter sido realizado.

“Eu acredito que o amor (a um assunto ou a um hobby) é um professor melhor que um senso de dever, pelo menos para mim.”

Albert Einstein

RESUMO

MOREIRA, Eclesielter Batista. **Capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de solo cimentado.** (2020). 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2020.

O uso de uma camada de reforço de solo cimentado é uma alternativa para melhorar a capacidade de suporte de fundações superficiais em solos com baixa capacidade de suporte. Pesquisas recentes com ensaios em modelo reduzido destacaram a influência da geometria e da resistência à tração da camada do solo cimentado na previsão da capacidade de suporte de sapatas apoiadas nas camadas tratadas. Este trabalho apresenta a avaliação de ensaios de carga estática em campo com bases circulares de aço assentes sobre camadas de solo cimentado acima de um solo coesivo-friccional com baixa capacidade de suporte. Nesta pesquisa foram utilizados dois tipos de agentes cimentantes: CP-V ARI e mistura Vidro moído-Cal de carbureto a fim de avaliar, pela primeira vez em campo, a performance desse cimento alternativo em substituição ao cimento Portland CPV-ARI. Neste trabalho, desenvolve-se uma metodologia de previsão da capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes em solo reforçado de geometria circular com solo cimentado, tendo em consideração tanto a espessura do reforço, assim como a sua extensão lateral, bem como se utilizam métodos tradicionais (Vésic e Hansen) para prever o comportamento em campo dessas camadas. Uma curva única (normalizada) de tensão equivalente *versus* deslocamento relativo é estabelecida para todos os ensaios de campo estudados, sob o solo natural e sob camadas de solo cimentado compactadas, considerando diferentes diâmetros de placas, resistência do reforço, áreas circulares e espessura tratadas. O mecanismo de ruptura pode ser previsto calculando a tensão máxima de tração no fundo da camada de reforço na carga de fundação prescrita. Uma equação para essa finalidade é sugerida e comparada com sucesso em relação aos resultados de ensaios de campo em tamanho real. Finalmente, uma nova abordagem analítica é proposta para o projeto de fundações superficiais assentes em camadas de areia cimentada sobre solo residual com baixa capacidade de suporte.

Palavras-chave: fundações superficiais; ensaios de campo; camada de reforço; solo cimentado; capacidade de carga.

ABSTRACT

MOREIRA, Eclesielter Batista. **Bearing capacity of shallow foundations above layer of cemented soil.** (2020). 221 f. Thesis (Doctor in Civil Engineering) – Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2020.

The addition of a soil reinforcing cemented layer is an alternative to improve the bearing capacity of shallow foundations in soils with low bearing capacity. Recent research in small model has highlighted the influence of geometry and the tensile strength of the cemented soil layer in the prediction of bearing capacity of shallow foundation supported on the treated layers. This work presents the evaluation of static load tests in the field with circular steel plates on layers of cemented soil above a cohesive-frictional soil with low support capacity. In this research, two types of cementing agents were used: Portland cement-Type III and Ground waste Glass-Carbide Lime binder in order to test, for the first time, in the field performance of this green cements to replace Portland cement-Type III. In this work, a methodology for predicting the bearing capacity of circular surfaced foundations based on circular geometry cement reinforced soil is developed, taking into account both the thickness of the reinforcement, as well as its horizontal extension, including the use of traditional methods (Vésic and Hansen) to predict the field behavior of these layers. A unique (normalized) curve of equivalent stress *versus* relative displacement is established for all field tests, over natural soil and compacted cemented layer, considering different plates diameters, reinforcement strengths, circular areas and treated thickness. The rupture mechanism can be predicted by calculating the maximum tensile stress at the bottom of the reinforcement layer at the prescribed foundation load. An equation for this purpose is suggested and successfully tested against the results of actual field tests. Finally, analytical solutions to determine load capacity were effective predicting field values.

Keywords: shallow foundations; field tests; reinforcement layer; cemented soil; bearing capacity.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	5
LISTA DE FIGURAS	13
LISTA DE TABELAS	21
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	22
1 INTRODUÇÃO.....	25
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	25
1.2 OBJETIVOS.....	27
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	30
2.1 A TÉCNICA DE SOLO-CIMENTO	30
2.1.1 Materiais utilizados no solo-cimento	33
2.1.2 Alteração das propriedades do solo	34
2.1.3 Dosagem do Solo-Cimento Portland.....	36
2.1.4 Comportamento Mecânico	38
2.2 UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL	46
2.2.1 Propriedades do vidro	46
2.3 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	49
2.3.1 Fundações superficiais	49
2.3.2 Fundações superficiais assentes em solos estratificados.....	56
2.3.3 Fundações superficiais assentes em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada.....	59
2.3.4 Fundações superficiais assentes em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada considerando a extensão lateral.....	64
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	87
3.1 MATERIAIS	93
3.1.1 Solo de fundação	93
3.1.2 Areia de Osório	96
3.1.3 Cimento Portland	98
3.1.4 Vidro moído	99

3.1.5 Cal de carbureto	100
3.1.6 Água	102
3.2 MÉTODOS	102
3.2.1 Ensaio de Caracterização Física	102
3.2.2 Ensaio de Compactação	103
3.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral	104
3.2.4 Medidas de Sução Matricial	106
3.2.5 Locação e execução das camadas cimentadas	107
3.2.6 Ensaio de campo	109
3.2.7 Ensaio Triaxiais	111
4 RESULTADOS.....	115
4.1 RESISTÊNCIA EM FUNÇÃO DO FATOR η/B_{IV}	115
4.2 PROVAS DE CARGA	116
4.2.1 Solo Sem Reforço	117
4.2.2 Solo com Reforço	118
4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS	134
4.4 SUCCÃO	142
4.5 ANÁLISE NUMÉRICA	147
4.5.1 Modelos Constitutivos Utilizados	147
4.5.2 Descrição do Modelo	149
4.5.3 Calibração do Modelo	152
5 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	157
5.1 MODELOS ANALÍTICOS PARA DETERMINAR O MODO DE RUPTURA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA CIMENTADA	157
5.1.1 Resistência ao Cisalhamento da camada de Reforço	163
5.2 SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	164
5.3 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA CAMADA DE REFORÇO E DO ATRITO LATERAL	170
5.4 PROPOSTA DE UMA METODOLOGIA DE CÁLCULO PARA A CAPACIDADE DE CARGA	179
5.5 ÍNDICE DE CAPACIDADE DE CARGA	181

5.6 ÍNDICE DE VAZIOS DO SOLO DE FUNDAÇÃO.....	182
5.7 GRAU DE SATURAÇÃO	183
6 CONCLUSÕES	185
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	188
REFERÊNCIAS	189
APÊNDICE A – TABELA RESUMO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO DE SOLO-CIMENTO	201
APÊNDICE B – FOTOGRAFIAS DOS ENSAIOS DE CAMPO	203
APÊNDICE C – CORPOS DE PROVA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS.....	210

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1: Fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida (INGLES e METCLAF, 1972).....	33
Figura 2. 2: Efeito do teor de umidade sobre a perda de massa de ensaios de molhagem e secagem (adaptado de FELT, 1955).....	35
Figura 2. 3: Curva de dosagem para solo-cimento (FOPPA, 2005).....	37
Figura 2. 4: Efeito da quantidade de cimento Portland sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland e curados a 7 dias (adaptado INGLES e METCLAF, 1972).....	38
Figura 2. 5: Efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples para um solo arenoso estabilizado com cimento Portland (adaptado de FELT, 1955).....	39
Figura 2. 6: Deformação axial versus tensão desvio para diferentes teores de cimento, $\sigma_i = 60$ kN/m ² (PRIETTO, 1996).....	41
Figura 2. 7: Comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da cimentação é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999) adaptado de (COOP e ATKINSON, 1993).....	42
Figura 2. 8: Comportamento idealizado de solos tratados com cimentos no qual o efeito da componente friccional é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999).....	43
Figura 2. 9: Estimativa da envoltória de ruptura para solos artificialmente cimentados (CONSOLI, 2014a).....	45
Figura 2. 10: Propriedades de uma areia artificialmente cimentada com a adição de vidro moído em forma granular (adaptado por SALAMATPOOR E SALAMATPOOR, 2017).....	47
Figura 2. 11: Variação da resistência à compressão simples (q_u) com η/Liv ajustado para misturas compactadas de areia-vidro moído-cal de carbureto (CONSOLI et al.,2018).....	48
Figura 2. 12: Formas de Ruptura: a) ruptura generalizada; b) ruptura localizada; c) ruptura por puncionamento.	50
Figura 2. 13: Tipo de ruptura em função da profundidade e a densidade relativa (VELLOSO e LOPES, 2011).....	51
Figura 2. 14: Critérios de VESIC (1963) e (1975) para determinar a carga última.	52
Figura 2. 15: Critérios DE BEER (1967).	53
Figura 2. 16: Critérios das assíntotas para determinação da capacidade de carga (TRB, 2010).	53
Figura 2. 17: Espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente a argila (adaptado de KENNY e ANDRAWES, 1997).	57

Figura 2. 18: Mecanismo de ruptura proposto por MEYERHOF (1974), adaptado por THOMÉ (1999).	58
Figura 2. 19: Curvas pressão versus recalque relativo (CONSOLI et al., 2009).....	60
Figura 2. 20: Mecanismo de ruptura em ensaios de placa em sistemas de dupla camada e simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração (CONSOLI <i>et al.</i> , 2009).....	61
Figura 2. 21: Normalização de ensaios de carga de fundações assentes em solo reforçado com camada de solo-cinza-cal (THOMÉ et al., 2003).	62
Figura 2. 22: Tipos de ruptura: (a) ruptura por puncionamento; (b) ruptura da camada de reforço (FOPPA, 2019).	65
Figura 2. 23: Analogia reforço versus viga bi-apoiada. Diagrama de esforços (FOPPA, 2016).	66
Figura 2. 24: Bloco de seção plena (FOPPA, 2016).....	68
Figura 2. 25: Comparativo entre os modelos de viga, bloco e simulações numéricas (FOPPA, 2016).....	69
Figura 2. 26: Tipos de ruptura: (a) ruptura por puncionamento; (b) e (c) ruptura da camada de reforço (CABALLERO, 2019).	70
Figura 2. 27: Esquema de uma placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro, diagrama de momentos fletores (CABALLERO, 2019).	71
Figura 2. 28: Tipos estruturais de blocos.....	73
Figura 2. 29: Geometrias típicas de blocos de seção plena.	73
Figura 2. 30: Comparativo entre os modelos de viga, bloco e simulações numéricas (CABALLERO, 2019).	75
Figura 2. 31: Configuração das camadas melhoradas de campo (CONSOLI et al., 2019).	76
Figura 2. 32: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de 75, 150 e 225 kPa para o solo cimentado: (a) Tensão desvio <i>versus</i> σ_a e (b) σ_v <i>versus</i> σ_a (CONSOLI et al., 2019).	77
Figura 2. 33: (a) Carga versus recalque e (b) Tensão versus recalque (CONSOLI et al., 2019).	78
Figura 2. 34: Camada (450 mm de aresta) exumada após o ensaio de campo (CONSOLI et al., 2019).....	79
Figura 2. 35: Camada (900 mm de aresta) exumada após o ensaio de campo: (a) exumação; (b) rachaduras (CONSOLI et al., 2019).	79

Figura 2. 36: Previsão da capacidade de carga considerando a camada solo-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H/D = 1,0$ (Vésic 1975) (CONSOLI et al., 2019).	81
Figura 3. 1: Fluxograma de etapas realizadas em campo e laboratório.....	88
Figura 3. 2: Esquema da prova de carga em campo: (a) secção transversal; (b) vista em planta.	89
Figura 3. 3: Localização do campo experimental dentro da Universidade de Passo Fundo (GOOGLE MAPS, ACESSADO 8/3/2020).....	93
Figura 3. 4: Perfil CPT do solo residual até uma profundidade de 8 metros (CONSOLI et al., 2020).....	94
Figura 3. 5: Compressão isotrópica do solo residual (natural) e amostra reconstituída com o mesmo índice de vazios (CONSOLI et al. 2020a).	95
Figura 3. 6: Areia de Osório/RS.	96
Figura 3. 7: Curva granulométrica da areia de Osório.	97
Figura 3. 8: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).	98
Figura 3. 9: Curva granulométrica do cimento Portland CPV - ARI.	98
Figura 3. 10: Curva granulométrica do vidro moído.	99
Figura 3. 11: Difractometria de raio-x do vidro moído.	99
Figura 3. 12: Curva granulométrica da cal de carbureto.	100
Figura 3. 13: Foto de microscopia eletrônica da cal de carbureto (SALDANHA et al., 2014).	101
Figura 3. 14: Difractometria de raio-x da cal de carbureto (SALDANHA et al., 2014).....	101
Figura 3. 15: Ensaio de compactação das misturas areia-vidro moído-cal de carbureto.	103
Figura 3. 16: Ensaio de compressão simples.	105
Figura 3. 17: Ensaio de tração por compressão diametral.	105
Figura 3. 18: Procedimentos realizados para execução das camadas cimentadas: (a) limpeza do terreno; (b) demarcação da camada; (c) abertura da cava; (d), (e) e (f) verificação do diâmetro, verticalidade e nível da base, respectivamente; (g) preenchimento das camadas; (h) cilindro cortante para verificação do peso específico; (i) e (j) pesagem dos cilindros cortantes, respectivamente; (k) e (l) preenchimento das camadas e compactação, respectivamente; (m) verificação do nivelamento do topo da camada cimentada.	108
Figura 3. 19: (a) visão geral do equipamento para prova de carga em campo; (b) ensaio em camada cimentada com os medidores de deslocamento; (c) aquisição de dados.....	109

Figura 3. 20: Placa circular com diâmetro de (a) 30 cm; (b) 60 cm; (c) 90 cm.	110
Figura 3. 21: Procedimentos de realização durante e após a exumação: (a) camada de areia-vidro-cal de carbureto Dr450Hr150; (b) fissura no fundo da camada de areia-vidro-cal de carbureto Dr450Hr150; (c) e (d) camada de areia-vidro-cal de carbureto e areia-cimento Portland Dr450Hr300, respectivamente; (e) e (f) camada de areia-cimento Portland Dr900Hr300 após o ensaio e seção transversal com fissura no fundo da camada, respectivamente; (g), (h) e (i) colocação, cravação e retirada do cilindro cortante, respectivamente; (j) marcação e extração dos cp's da camada exumada; (k) e (l) ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral dos cp's exumados, respectivamente.	111
Figura 3. 22: Equipamento triaxial utilizado: (a) areia-vidro moído-cal de carbureto; (b) areia-cimento Portland.....	113
Figura 4. 1: q_u e q_t em função do fator $\eta/B_{iv}^{0,28}$ para a mistura areia de Osório, vidro moído e cal de carbureto para 28 dias de cura.....	116
Figura 4. 2: Provas de carga em solo natural sem reforço.....	117
Figura 4. 3: Provas de carga normalizada em solo natural sem reforço.....	118
Figura 4. 4: Provas de carga com placa de aço (D=30cm) em camada cimentada com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).....	119
Figura 4. 5: Provas de carga com placa de aço (D=30cm) em camada cimentada ($H_r/D = 0,25$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).....	120
Figura 4. 6: Provas de carga com placa de aço (D=30cm) em camada cimentada ($H_r/D = 0,50$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).....	120
Figura 4. 7: Provas de carga com placa de aço (D=30cm) em camada cimentada ($H_r/D = 1,00$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).....	121
Figura 4. 8: Provas de carga com placa de aço (D=30cm) em camada cimentada ($H_r/D = 1,50$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).....	121
Figura 4. 9: Provas de carga com placa de aço (D=30cm) em camada cimentada com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 26$).....	122
Figura 4. 10: Provas de carga com placa de aço (D=30cm) em camada cimentada ($H_r/D = 0,50$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 26$).....	123
Figura 4. 11: Provas de carga com placa de aço (D=30cm) em camada cimentada ($H_r/D = 1,00$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 26$).....	123

Figura 4. 12: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$, 60cm e 90cm) em camada cimentada com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).....	124
Figura 4. 13: (a) ruptura por puncionamento ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 17$); (b) ruptura no reforço ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 1,00 - \eta/C_{iv} = 17$).	125
Figura 4. 14: (a) ruptura por puncionamento ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 26$); (b) ruptura por puncionamento ($H_r/D = 0,50 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 26$); (c) ruptura por puncionamento – aparecimento de fissura no fundo da camada ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 26$); (d) ruptura da camada estabilizada ($H_r/D = 0,50 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 26$)....	125
Figura 4. 15: Carga versus recalque com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada com areia-vidro moído-cal de carbureto ($\eta/B_{iv}=14$).....	126
Figura 4. 16: Tensão versus recalque com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada com areia-vidro moído-cal de carbureto ($\eta/B_{iv}=14$).....	126
Figura 4. 17: (a) ruptura por puncionamento ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 17$); (b) ruptura no reforço ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 1,00 - \eta/B_{iv} = 14$).	127
Figura 4. 18: Efeito da resistência do reforço – provas de carga ($H_r/D = 0,5 - T_r/H_r = 0,25, 0,5, 1,00$ e $2,00$).	128
Figura 4. 19: Efeito da resistência do reforço – provas de carga ($H_r/D = 1,0 - T_r/H_r = 0,25, 0,5, 1,00$ e $2,00$).	129
Figura 4. 20: Provas de carga ($H_r/D = 0,25$ e $H_r/D = 0,50$).....	130
Figura 4. 21: Provas de carga ($H_r/D = 0,50$ e $H_r/D = 1,00$).....	130
Figura 4. 22: Tensões equivalentes ($H_r = 0,25D$; $H_r = 0,50D$; $H_r = 1,00D$; $H_r = 1,50D - \eta/C_{iv} = 17$), normalizadas em relação à área da camada do reforço.	132
Figura 4. 23: Tensões equivalentes, normalizadas em relação à área da placa ($D=30, 60$ e 90cm) e da camada do reforço de areia-vidro moído-cal de carbureto.	133
Figura 4. 24: Influência da estrutura cimentada para amostras indeformadas e remoldadas (CONSOLI et al., 2020a, 2020d e CARRETTA, 2018).....	135
Figura 4. 25: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de $20, 60$ e 100 kPa para solo residual: (a) Tensão desvio <i>versus</i> . ε_a ; e (b) ε_v <i>versus</i> ε_a (adaptado de CONSOLI et al. 2008a).....	136
Figura 4. 26: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de $20, 60$ e 100 kPa para areia-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=17$: (a) Tensão desvio <i>versus</i> . ε_a ; e (b) ε_v <i>versus</i> ε_a	138

Figura 4. 27: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para areia-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=26$: (a) Tensão desvio <i>versus</i> . ε_a ; e (b) ε_v <i>versus</i> ε_a .	139
Figura 4. 28: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para areia-vidro moído-cal de carbureto com $\eta/B_{iv}=14$: (a) Tensão desvio <i>versus</i> . ε_a ; e (b) ε_v <i>versus</i> ε_a .	140
Figura 4. 29: Envoltória de ruptura com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=17$.	141
Figura 4. 30: Envoltória de ruptura com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=26$.	141
Figura 4. 31: Envoltória de ruptura com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para areia-vidro moído-cal de carbureto com $\eta/B_{iv}=14$.	142
Figura 4. 32: Curva característica de sucção matricial do solo residual.	142
Figura 4. 33: Curva característica de sucção matricial de areia-cimento Portland.	143
Figura 4. 34: Curva característica de sucção matricial de areia-vidro moído-cal de carbureto.	143
Figura 4. 35: Variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples (areia-cimento Portland - $\eta/C_{iv}=17$).	144
Figura 4. 36: Variação da resistência à tração por compressão diametral pela relação entre a sucção/resistência à tração por compressão diametral (areia-cimento Portland - $\eta/C_{iv}=17$).	144
Figura 4. 37: Variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples (areia-cimento Portland - $\eta/C_{iv}=26$).	145
Figura 4. 38: Variação da resistência à tração por compressão diametral pela relação entre a sucção/resistência à tração por compressão diametral (areia-cimento Portland - $\eta/C_{iv}=26$).	145
Figura 4. 39: Variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples (areia-cimento Portland - $\eta/B_{iv}=14$).	146
Figura 4. 40: Variação da resistência à tração por compressão diametral pela relação entre a sucção/resistência à tração por compressão diametral (areia-cimento Portland - $\eta/B_{iv}=14$).	146
Figura 4. 41: Representação da superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (adaptado de DAVIS e SELVADURI, 2002).	148
Figura 4. 42: Envoltória de Mohr-Coulomb com “tension cut-off” (FOPPA, 2016).	149
Figura 4. 43: Visão geral da malha de elementos finitos (simulação da camada D _r 450H _r 300).	150
Figura 4. 44: Condições de contorno do modelo de elementos finitos.	151

Figura 4. 45: Influência do diâmetro do modelo na capacidade de carga.	153
Figura 4. 46: Influência da altura do modelo na capacidade de carga.....	153
Figura 4. 47: Comparativo entre as curvas tensão <i>versus</i> recalque, obtidas no modelo reduzido e no modelo numérico.	155
Figura 4. 48: Tensões verticais ao longo da profundidade no eixo da fundação.....	155
Figura 5. 1: (a) esquema de uma placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro; (b) diagrama de momentos fletores.....	158
Figura 5. 2: Tipos estruturais de blocos.....	159
Figura 5. 3: Comparativo entre modelos de placa, bloco e simulações numéricas.	160
Figura 5. 4: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H_r/D=0,25, 0,50, 1,00$ e $1,50$ (Vésic 1975) - $\eta/C_{iv}=17$	167
Figura 5. 5: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H_r/D=0,50$ e $1,00$ (Vésic 1975) - $\eta/C_{iv}=26$	167
Figura 5. 6: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H_r/D=0,25$ e $0,50$ (Vésic 1975) - $\eta/C_{iv}=17$ - $H_r/D=0.25$ (D600), $H_r/D=0.50$ (D600), $H_r/D=0.50$ (D600).	168
Figura 5. 7: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-vidro moído-cal de carbureto como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H_r/D=1,00$ (Vésic (1975)).	169
Figura 5. 8: Curvas de recalque de carga de camadas de areia cimentadas artificialmente sobre solo residual. (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2020b).....	171
Figura 5. 9: Camada de areia-cimento Portland recuperado do campo: (a) Forma cilíndrica de 450 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r450H_r300); e (b) Forma prismática da borda de 450 mm e espessura de 300 mm (L_r450H_r300 - CA). (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2020b).	173
Figura 5. 10: (a) visão geral e (b) corte vertical no meio da camada de reforço de cimento Portland de 900 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r900H_r300) para verificar o mecanismo de ruptura abaixo da placa de aço carregada verticalmente. (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2020b).....	174
Figura 5. 11: (a) vista superior e (b) corte vertical no meio do quadrado de 900 mm e camada de areia melhorada de cimento Portland de 300 mm de espessura (L_r900H_r300 - CA) para	

verificar o mecanismo de ruptura abaixo da placa de aço (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2020b).	175
Figura 5. 12: Tensão equivalente (σ_{eq}) <i>versus</i> deslocamento relativo (δ/D_r ou δ/L_r) (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2020b).	176
Figura 5. 13: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita - $\eta/C_{iv}=17$ para camadas quadradas e camadas circulares com e sem atrito lateral (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2020b).	178
Figura 5. 14: Variação de ICC com o diâmetro da camada de solo-cimento Portland - D_r (m) para $H_r/D = 0.25, 0.50, 1.00$ e 1.50 para $\eta/C_{iv} = 17$ e 26	182
Figura 5. 15: Índice de vazios <i>versus</i> relação H_r/D	183

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1: Previsão da quantidade de cimento Portland em função do tipo de solo (adaptado de INGLES e METCLAF (1972)).	37
Tabela 2. 2: Faixa de validade para aplicação do método proposto por Thomé <i>et al.</i> (2003).	64
Tabela 2. 3: Resumo das capacidades de carga obtidas analiticamente e em provas de carga executadas no campo (CABALLERO 2019).	84
Tabela 3. 1: Resumo de ensaios realizados em cada etapa.	87
Tabela 3. 2: Programa de provas de carga em campo.	91
Tabela 3. 3: Dimensões das camadas de reforço de solo-cimento Portland.	92
Tabela 3. 4: Dimensões das camadas de reforço de areia-vidro moído e cal de carbureto.	92
Tabela 3. 5: Propriedades do solo residual.	95
Tabela 3. 6: Propriedades físicas da areia de Osório.	97
Tabela 3. 7: Propriedades físicas da cal de carbureto.	102
Tabela 4. 1: Capacidades de carga para o solo natural sem reforço (critério de VESIC, 1963; HANSEN, 1970; TRB, 2010; CONSOLI, 2009).	117
Tabela 4. 2: Resultado geral das provas de carga em camada de areia-vidro moído-cal de carbureto.	127
Tabela 4. 3: Parâmetros dos materiais para a análise numérica.	154
Tabela 5. 1: Previsão da capacidade de carga para os ensaios em campo utilizando a Equação 5.5.	161
Tabela 5. 2: Tensões de tração atuantes na camada de areia-vidro-cal de carbureto.	162
Tabela 5. 3: Tensões de tração atuantes na camada de areia-cimento Portland.	163
Tabela 5. 4: Dimensões das camadas circulares e quadradas de mesma espessura (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2020b).	170
Tabela 5. 5: Cargas de ruptura de campo e analíticas (Q_u) e modos de ruptura de fundações superficiais que suportam camadas tratadas com cimento Portland (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2020b).	178

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

B	Largura da sapata
Br	Largura total da camada de reforço
c	Coessão do solo
C _c	Coeficiente de curvatura do solo
C _{iv}	Teor de volumétrico de cimento (volume total de cimento dividido pelo volume da amostra).
C _u	Coeficiente de uniformidade do solo
D	Diâmetro da sapata circular
D _c	Diâmetro da camada de reforço
D _r	Densidade relativa
e	Índice de vazios
e _{máx}	Índice de vazios máximo
e _{mín}	Índice de vazios mínimo
Fig.	Figura
Hr	Espessura da camada de reforço
N _c , N _q , N _γ	Fatores de capacidade de carga
P	Carga aplicada
p	Pressão do solo na camada melhorada
p _a	Pressão atmosférica
P _u	Carga última
Q	Carga do solo
q _t	Resistência à tração por compressão diametral
q _t -direta	Resistência à tração obtida através do ensaio de tração direta
q _u	Resistência à compressão simples
s	Tensão normal média do ensaio triaxial
S _u	Resistência ao cisalhamento não drenado

t	Tensão cisalhante efetiva do ensaio triaxial
T_r	Distância da borda da fundação à borda da camada melhorada
'	Indicativo de "efetivo" (ex: γ' peso específico efetivo)
μ	Coefficiente de atrito
ν	Coefficiente de Poisson
γ'	Peso específico efetivo
γ_d	Peso específico aparente seco
δ	Recalque
δ_{plast}	Recalque de início da plastificação
η	Porosidade
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal média
σ_3	Tensão principal menor.
σ_t	Tensão de tração
$\sigma_{tm\acute{a}x}$	Tensão de tração máxima
σ_x	Tensão na direção x
σ_y	Tensão na direção y
σ_z	Tensão na direção z
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
ϕ_c	Ângulo de atrito de estado crítico
ϕ_p	Ângulo de atrito interno de pico
ψ	Ângulo de dilatância
ω	Teor de umidade
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado

LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LVDT	Linear Variable Differential Transformers
NBR	Norma Brasileira
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande Do Sul

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Assentar fundações superficiais sobre uma camada de reforço de solo cimentado pode ser uma alternativa viável do ponto de vista ambiental e econômico a fundações profundas ou substituição de solo com baixa capacidade de suporte. Construções de baixo custo (*e.g.* edifícios temporários, residenciais populares, suportes de dutos e bases de equipamentos nas indústrias) são alguns exemplos em que as soluções tradicionais podem representar uma parcela muito alta do custo total do projeto.

Pesquisas recentes (THOMÉ *et al.* 2005; CONSOLI *et al.* 2009, 2019, 2020a, 2020b, 2020c, 2020d) mostram ganho significativo de capacidade de suporte e redução de recalque por reforço de solo cimentado. No entanto, há necessidade de uma compreensão mais profunda do comportamento do sistema de fundação-reforço-solo e de métodos comprovados para prever sua capacidade de suporte, de forma a encorajar o uso dessa solução pelos projetistas de fundações, saindo do convencionalismo de escolher soluções mesmo que potencialmente mais caras.

Foppa *et al.* (2019) e Caballero (2019) observaram, em provas de carga em pequena escala de sapatas apoiadas em camadas de reforço de solo-cimento acima de uma areia fofa (densidade relativa de aproximadamente 30%), dois tipos distintos de ruptura: no primeiro, a camada de reforço é puncionada no solo, sem mostrar qualquer fissura, até um recalque correspondente à capacidade de suporte natural do solo; no segundo, após um recalque inicial, a camada de reforço quebra, mostrando uma fissura que pode estar localizada perto da borda ou no eixo central da camada de reforço, que se propaga para cima à medida que o recalque continua. Os autores verificaram, através da análise de elementos finitos, que a tensão máxima de tração na camada de reforço é uma função da tensão vertical de reação do solo no fundo do reforço e na relação T_r/H_r , onde T_r é a distância horizontal entre a aresta da fundação e a borda do reforço e H_r é a espessura da camada de reforço.

Com base nessas observações, Consoli *et al.* (2020a, 2020b e 2020d) propuseram que seria possível projetar a camada de solo-cimento para que a fundação e o reforço agissem como um único elemento, repousando na mesma profundidade que a base do reforço. Nesse caso, a

capacidade de suporte do sistema pode ser estimada por métodos tradicionais, como o de Hansen (1961), com a premissa de que a ruptura do sistema ocorra no solo natural e a camada de reforço permaneça intacta. A chave, nesta abordagem, é prever se a camada de solo-cimento romperá até a carga prescrita.

Do ponto de vista ambiental, o uso de cimento Portland (devido às emissões de gases de efeito estufa durante sua produção) é prejudicial. Materiais derivados de resíduos industriais e/ou urbanos podem ser empregados como compostos aglutinantes se possuírem propriedades físico-químicas adequadas para apresentar atividade pozolânica. Nesse contexto, diversas pesquisas foram realizadas com o objetivo de estudar o desempenho de solos estabilizados com ligantes alternativos, como cinzas volantes de carvão, escória granulada de alto forno moída e cal de carbureto (WRIGHT e RAY 1957, INGLES e METCALF 1972, SHAHEEN *et al.* 2014, YI *et al.* 2016, SALDANHA *et al.* 2018). O vidro de resíduo doméstico, quando adequadamente moído, pode ser um material pozolânico alternativo, conforme declarado em estudos anteriores (PATTENGIL e SHUTT 1973, CARPENTER e CREMER 1999, METWALLY 2007, SALES 2014, CONSOLI *et al.* 2018, JIANG *et al.* 2016, JIANG *et al.* 2018). Portanto, toneladas de resíduos de vidro que não são adequadamente reciclados poderiam ser processadas e empregadas como material pozolânico, reduzindo assim a quantidade de vidro disposto em aterros sanitários (Mohajerani *et al.* 2017, USEPA 2015).

Estudos de laboratório foram realizados para desenvolver um novo cimento favorável ao meio ambiente, usando resíduos como vidro moído e cal de carbureto como alternativas ao cimento Portland (por exemplo, CONSOLI *et al.* 2018) para uso em terraplanagens geotécnicas (por exemplo, base/sub-base), leitos de tubos, camadas melhoradas de solos para fundações superficiais. Outros estudos laboratoriais recentes (MOHAMMADINIA *et al.* 2019, LEON *et al.* 2020, CORRÊA-SILVA *et al.* 2020) foram realizados sobre o desenvolvimento de *binders* alternativos sustentáveis para a estabilização do solo. No entanto, não há estudos de campo anteriores considerando tais materiais alternativos como aglutinantes para camadas tratadas do solo sob bases espalhadas.

Os objetivos deste trabalho são analisar: (a) o comportamento de fundações superficiais em camadas de solo-cimento acima de um solo residual coesivo friccional com baixa capacidade de suporte; (b) verificar os tipos de ruptura do sistema; (c) e prever a capacidade de suporte à luz dos desenvolvimentos recentes, bem como avaliar, pela primeira vez em campo, esse novo cimento alternativo feito a partir da mistura de cal de carbureto (subproduto da

produção de gás acetileno) e resíduo de vidro moído, como uma alternativa ao cimento Portland. Assim, este trabalho aborda esta lacuna ao avaliar o comportamento e os tipos de mecanismos de ruptura das fundações assentes sobre camadas artificialmente cimentadas, avaliando os parâmetros que governam este mecanismo [diâmetros de camada de reforço (D_r), espessuras (H_r), parâmetro de resistência (η/C_{iv}), forma do reforço (quadrado e circular), atrito lateral e placa de ensaio (D)] e quantificando o aumento da capacidade de suporte (ICC). Para isto, provas de carga estáticas foram realizadas em sapatas (diâmetro de 300mm, 600mm e 900mm) assentes sobre camadas de reforço com áreas, espessuras, resistências e agentes cimentantes distintos.

Desta forma, com a intenção de contribuir à expansão do estado da arte no tema de fundações superficiais assentes sobre uma camada de solo reforçado, desenvolve-se uma metodologia de previsão da capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes em camada de reforço em solo cimentado, permitindo, assim, o uso deste tipo de fundações em locais onde frequentemente se utilizariam fundações profundas, visando benefícios técnicos, econômicos e ambientais.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é elaborar uma metodologia para previsão da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de solo cimentado, levando em consideração sua extensão lateral e espessura. A capacidade de carga de uma fundação superficial é influenciada por diversos fatores (geometria da fundação, tipo de carregamento, tipo e perfil do solo, profundidade de assentamento, inclinação da base, inclinação do terreno e posição do lençol freático). Considerando a adição de um elemento ao sistema (solo-estrutura), ou seja, uma camada de reforço de solo cimentado abaixo da fundação (solo-reforço-fundação), pode-se incluir à lista de fatores de influência a geometria e as características mecânicas do material de reforço.

Levando em consideração esses fatores, assim como o trabalho exposto por Foppa (2016) e Foppa (2019) para fundações contínuas e Caballero (2019) para fundações circulares, ambos em modelo reduzido, este trabalho se limitou ao estudo de fundações superficiais circulares, sob carregamento vertical centrado e estático, assente sobre uma camada de reforço em areia-cimento Portland e areia-vidro-cal de carbureto, também circular, sobre um solo residual coesivo-friccional. Destaca-se, neste trabalho, a determinação dos parâmetros-chave do sistema

fundação-reforço-solo para que não ocorra a ruptura da camada de reforço para as tensões e recalques de projeto.

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

- a) identificar a influência dos parâmetros que controlam o comportamento de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em areia-cimento e areia-vidro-cal, em especial verificar a influência do diâmetro de camada de reforço (D_r), espessuras (H_r), parâmetro de resistência (η/C_{iv}), forma do reforço (quadrado e circular), atrito lateral e diâmetro da placa de ensaio (D);
- b) realizar análises numéricas através do método dos elementos finitos e avaliar aspectos dificilmente observáveis nos ensaios de campo e ampliar o comportamento para outras relações T_r/H_r ;
- c) estabelecer um modelo analítico para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre solos com baixa capacidade de suporte, reforçados com camada de solo cimentado.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho será dividido em 6 capítulos que serão descritos seguidamente:

Capítulo 1 - Introdução do trabalho apresentando o problema, o interesse da pesquisa e na qual são definidos o objetivo geral e os objetivos específicos a ser alcançados;

Capítulo 2 - Revisão bibliográfica sobre os conceitos que abrangem a pesquisa. Como temas mais relevantes, optou-se por tópicos como areia-cimento, areia-vidro-cal, capacidade de carga de fundações superficiais e modelos aplicados a fundações superficiais;

Capítulo 3 - Materiais e métodos utilizados, as relações pesquisadas e os ensaios realizados. Neste capítulo foi apresentado um programa experimental detalhado e um fluxograma de ensaios de campo e laboratório;

Capítulo 4 - Resultados dos ensaios realizados expostos no Capítulo 3 adicionando uma breve interpretação desses resultados. Foi descrito, neste capítulo, o modelo numérico de elementos finitos, utilizado para esta investigação bem como a sua calibração e retroanálise dos ensaios de campo, abordando os conceitos básicos de modelagem numérica;

Capítulo 5 - Interpretação dos dados obtidos dos ensaios de campo e análises numéricas em elementos finitos. Apresenta-se uma solução analítica e se propõe um método de determinar a capacidade de suporte de sapatas assentes em solos reforçados com agente cimentante; e

Capítulo 6 - Conclusões da pesquisa bem como sugestões para um aprofundamento do estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 A TÉCNICA DE SOLO-CIMENTO

Em projetos de engenharia envolvendo construções sob solos que apresentam baixa capacidade de suporte, utilizam-se, normalmente, três alternativas para projeto: Na primeira, adequa-se o projeto e as soluções de fundações, levando em consideração as características do solo, como se apresenta em campo; No segundo, a depender da espessura da camada de solo de baixa capacidade de suporte (entre 3 e 4 metros de profundidade), remove-se o solo local e substitui por outro com características mais adequadas ao projeto; e, por último, alteram-se as propriedades do solo local, de forma que este atenda às necessidades da obra, seja por estabilização do solo, seja por utilização de geossintético, etc.

As técnicas de estabilização de solos mais tradicionais em obras de engenharia são: estabilização granulométrica; compactação; drenagem; estabilização com agentes químicos, como o cimento e a cal; estabilização térmica; injeções de materiais estabilizantes, etc. Há diferença, na literatura, quanto aos termos solo estabilizado e solo melhorado. O termo solo estabilizado se refere a misturas de solo e aditivo com características de durabilidade e resistência, que permitam o seu emprego como base de pavimento rodoviário (NUÑEZ, 1991). O termo solo melhorado, contudo, é utilizado para misturas de solo e aditivo que não apresentam características suficientes para emprego como base de pavimento, devido ao seu baixo teor de aditivo, embora ocorram alterações em suas propriedades mecânicas. Neste trabalho não haverá distinção entre os termos, mantendo-se os termos utilizados pelos autores citados.

O uso de solo-cimento em obras existe há muito tempo, com inúmeras aplicações, como por exemplo: rodovias, proteção de taludes contra a erosão em obras hidráulicas, fundações profundas, construção de caminhos de serviço, reforço em aterros, contenção em escavações, barreira para controle de fluxo sob barragens, prevenção de liquefação em areias, confecção de blocos para alvenaria, etc. (ACI, 1991; DUPAS e PECKER, 1979; INGLES e METCLAF, 1972; LIN e WONG, 1999).

Em construções de edificações, a técnica de melhoramento do solo de fundação tem aplicação em solos com baixa capacidade de suporte ou que apresentam baixa estabilidade

volumétrica. Tais condições são problemáticas na medida em que podem causar trincamentos severos e, em alguns casos, a inabitabilidade da edificação (INGLES e METCLAF, 1972). A solução tradicionalmente utilizada para suportar as cargas das construções nestes locais é o uso de fundações profundas. No entanto, este tipo de solução técnica pode inviabilizar, por exemplo, obras de conjuntos habitacionais de baixo custo, nos quais o investimento em fundações pode vir a ser uma grande parcela do valor total do empreendimento (THOMÉ *et al.*, 2005).

No ACI COMMITTEE REPORT (1991) são apresentados diversos casos de utilização de solo-cimento para reforço de solo e viabilização do uso de fundações superficiais. Um destes casos é o de Tampa, na Flórida, onde uma camada de solo-cimento de 3,7 m de espessura foi utilizada para suportar um edifício de 38 pavimentos, ao invés de fundações profundas. Também se cita o projeto da barragem de Cochiti, no centro-norte do Novo México, onde o solo de base da barragem era uma argila de baixa capacidade de suporte de 10,7 m de profundidade, a qual foi substituída por 44.100 m³ de solo-cimento, com o qual se forneceu um solo com as características apropriadas para suportar a barragem (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2006).

O solo-cimento é definido pela ABNT (2012), Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, como sendo o “*produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem*”. O American Concrete Institute, citado pelo U. S. Army Corps of Engineers, define solo-cimento como “*uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade*”.

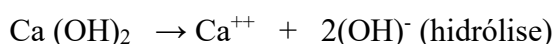
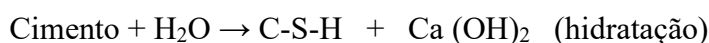
Conforme Foppa (2016), o solo-cimento difere do concreto em muitos aspectos. Uma diferença essencial é que no concreto existe uma quantidade de pasta (cimento + água) suficiente para recobrir a superfície dos agregados e preencher os vazios existentes entre os mesmos. Já nas misturas de solo-cimento, a quantidade de pasta é insuficiente para recobrir a superfície de todas as partículas de solo e preencher os vazios existentes, resultando em uma matriz cimentícia que une nódulos de agregados não-cimentados.

Moh (1965) estudou os padrões de reação que se produziam em misturas de diferentes solos e agentes cimentícios e verificou que os padrões de reação das diferentes misturas não

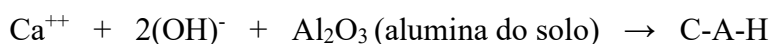
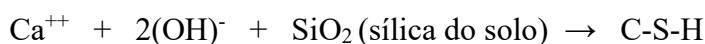
eram muito diferentes. As maiores diferenças foram encontradas na taxa de reação das diferentes misturas e na quantidade relativa dos produtos da reação.

De acordo com Moh (1965), as reações solo-cimento podem ser representadas como:

- Reações primárias:



- Reações secundárias:



Onde o C-S-H (silicato de cálcio hidratado) e o C-A-H (aluminato de cálcio hidratado) são os compostos cimentantes responsáveis.

A hidratação do cimento com a formação do C-S-H e liberação de hidróxido de cálcio, que se dissocia em água elevando o pH do meio até aproximadamente 12, ocorre primeiro.

De acordo com Croft (1967), os produtos da hidratação do cimento formados nos primeiros instantes são gelatinosos e amorfos. Com o aumento do tempo de cura, o processo de dissecação dos compostos gelatinosos e a cristalização de novos minerais promove o endurecimento dos produtos da hidratação (Figura 2. 1). Numa fase subsequente, o cálcio liberado pela hidratação do cimento reage gradualmente com a sílica e a alumina presentes no solo, formando produtos cimentantes adicionais (reações secundárias).



Figura 2. 1: Fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida (INGLES e METCLAF, 1972).

A utilização da técnica solo-cimento reduz significativamente o uso de recursos naturais utilizados no processo de construção. Com aproximadamente 95% do solo-cimento sendo material que pode ser obtido no local da obra (solo), somente cerca de 5% (cimento) requer transporte para o local. O consumo reduzido de recursos naturais também reduz o tráfego, poluição e danos globais para o meio ambiente.

2.1.1 Materiais utilizados no solo-cimento

Os materiais que são utilizados na estabilização com cimento são: cimento Portland, solo e água. Conforme reportado por Ingles e Metclaf (1972), qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento Portland, sendo observada que a maior eficiência é em solos arenosos, principalmente pela facilidade de se obter uma mistura mais homogênea. A matéria orgânica pode retardar ou impedir a hidratação do cimento em misturas solo-cimento (FELT, 1955). A razão pela qual a matéria orgânica retarda a hidratação do cimento é porque ela absorve os íons de cálcio liberados na hidratação, prejudicando, assim, as reações secundárias do solo [cálcio liberado com a sílica (SiO_2) e a alumina (Al_2O_3)], também responsáveis pelo ganho de resistência.

Outro motivo para que seja mais eficiente o tratamento com cimento Portland em solos arenosos foi reportado por Croft (1967), que concluiu que alguns argilominerais interferem na ação estabilizante do cimento. Solos caoliníticos ou ílíticos são mais apropriados para estabilização com cimento que solos que contêm grandes quantidades de argilominerais expansivos. A ação dos argilominerais é reduzir o índice de plasticidade e aumentar o limite de contração.

Existem normas específicas para a escolha do tipo de solo. A NBR 11798 (ABNT 2012), Materiais para Base de Solo-Cimento, sugere que o solo se ajuste nas classificações A1, A2, A3 ou A4 ASTM D3282 (ASTM 2015) – Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Contructions Purposes), contenha 100% de material passando na peneira de abertura de 75 mm, no máximo 30% de material retido na peneira de 19 mm e no máximo 40% de material retido na peneira com abertura de 4,75 mm.

Conforme Ingles e Metclaf (1972), qualquer tipo de cimento pode ser usado na estabilização, embora o cimento Portland seja o mais utilizado. Em função do custo do cimento Portland, normalmente são feitos vários ensaios de laboratório para definir a quantidade mínima de cimento Portland a ser adicionada para que atenda as especificações. O uso de cimento Portland de alta resistência inicial pode ser útil em solos orgânicos devido ao seu maior teor de cálcio, que pode contrabalançar a presença de matéria orgânica. Aditivos retardadores de pega podem ser utilizados para minorar o efeito da demora na compactação sobre a resistência.

Não há nenhuma exigência precisa da qualidade da água a ser utilizada (INGLES e METCLAF, 1972), sendo mais comum, e satisfatória, o uso da água potável nas misturas de solo-cimento Portland. Segundo a NBR 11798/12, as águas potáveis devem ter um pH compreendido entre 5 e 8 para o uso nas misturas de solo-cimento Portland. A quantidade de água utilizada é em função do teor de umidade ótimo encontrado no ensaio de compactação, e não da quantidade necessária para hidratação do cimento Portland.

2.1.2 Alteração das propriedades do solo

As propriedades de solos estabilizados com cimento Portland dependem de vários fatores: tipo de cimento Portland, tipo de solo, grau de compactação, teor de umidade e tempo de cura, sendo que a adição de cimento Portland no solo provoca alterações nas suas propriedades tanto em curto como em longo prazo.

Um estudo apresentado por Felt (1955) identifica diferentes fatores que influenciam o comportamento do solo-cimento Portland em relação à resistência e durabilidade. Conforme Felt (1955), o aumento da densidade da mistura produz uma redução na perda de massa para corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem, da mesma forma, para a resistência da mistura, o autor concluiu que o aumento na densidade produz um aumento na resistência do solo-cimento Portland.

O mecanismo pelo qual um aumento na densidade influencia na resistência do solo-cimento Portland está relacionado a um maior número de contatos e intertravamento entre as partículas do solo, provenientes da menor porosidade da mistura compactada. Em misturas menos porosas, além da maior capacidade de distribuição de tensões e mobilização de atrito no interior da amostra, o aumento no número de contatos propicia uma melhor condição do cimento Portland de promover a união das partículas nesses contatos, tornando a cimentação mais efetiva.

Felt (1955) verificou que as amostras de argila e silte, compactadas com teores de umidade abaixo do ótimo de compactação, apresentam grandes perdas de massa nos ensaios de durabilidade e umidades acima do teor ótimo de compactação, sendo que a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor de umidade. Para os solos arenosos, um teor de umidade levemente inferior ao ótimo proporcionou menores perdas de massa nos ensaios de durabilidade (Figura 2. 2).

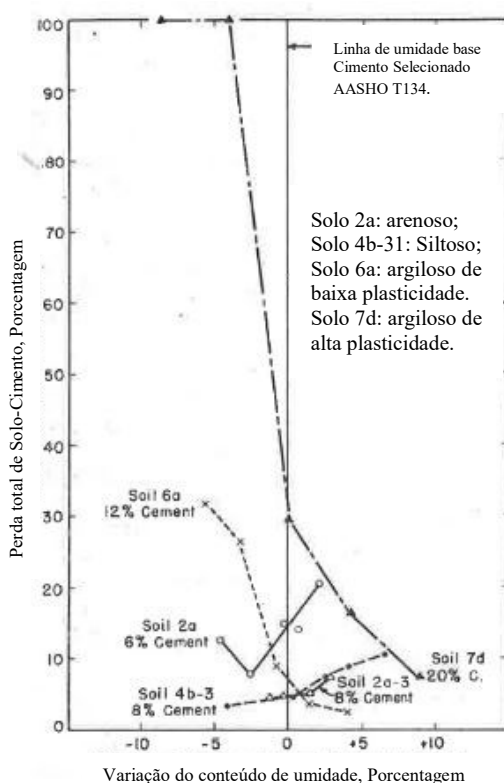


Figura 2. 2: Efeito do teor de umidade sobre a perda de massa de ensaios de molhagem e secagem (adaptado de FELT, 1955).

Ingles e Metclaf (1972) e Felt (1955) concluíram que a permeabilidade de forma geral diminui, com exceção em solos argilosos, onde a tendência à contração pode aumentar. Nuñez

(1991) revelou uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento Portland, onde quanto mais cimento Portland disponível na mistura, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e, por conseguinte, maior a quantidade de cal liberada para a formação dos produtos cimentantes secundários.

Foppa (2005) verificou que a variação do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante a massa específica aparente seca, afetou a resistência à compressão simples do solo-cimento Portland estudado, para uma areia fina siltosa, onde ocorreu um aumento da resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. A explicação para este fenômeno está relacionada à estrutura conferida ao solo-cimento Portland no momento da moldagem, que é fortemente influenciada pela quantidade de água presente na mistura. A compactação em teores de umidade abaixo do teor ótimo apresentou, possivelmente, uma estrutura mais floculada e as partículas apresentaram um maior grau de orientação, o que tende a reduzir a resistência.

2.1.3 Dosagem do Solo-Cimento Portland

A NBR 12253 (ABNT 2012), visando determinar a quantidade que atende à resistência à compressão simples mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de cura, para camadas de pavimento, estabelece a classificação granulométrica do solo, a obtenção dos parâmetros de compactação da mistura e a moldagem de corpos de prova com pelo menos três teores de cimento Portland, e caso a mistura seja produzida em campo, sem garantia da homogeneidade da mistura, a norma supracitada especifica um teor mínimo de 5% de cimento Portland.

Ingles e Metclaf (1972) apresentam uma previsão da quantidade de cimento Portland para a estabilização de solos de acordo com o tipo de solo (Tabela 2. 1). Foppa (2005) e Consoli *et al.* (2007) apresentam um método de dosagem racional similar ao existente para o concreto: $\eta/(C_{iv})^k$. Denominada fator de vazios/cimento (η : porosidade da mistura compactada; $(C_{iv})^k$: teor volumétrico de cimento ajustado por um expoente), possui um papel fundamental semelhante ao fator água/cimento para concreto.

Tabela 2. 1: Previsão da quantidade de cimento Portland em função do tipo de solo (adaptado de INGLES e METCLAF (1972)).

Tipo de Solo	Porcentagem de Cimento a Adicionar
Pedra finamente britada	0,5 a 2
Pedregulho areno-argiloso bem graduado	2 a 4
Areia bem graduada	2 a 4
Areia mal graduada	4 a 6
Argila-arenosa	4 a 6
Argila-siltosa	6 a 8
Argilas	8 a 15

O método consiste na obtenção da curva fator vazios/cimento *versus* resistência à compressão simples, chamada de "curva de dosagem". Uma vez estabelecida a curva de dosagem, verifica-se no gráfico qual o fator vazios/cimento que corresponde à resistência à compressão simples requerida para o projeto (Figura 2. 3). A partir disso, o projetista poderá escolher a densidade na qual a mistura deve ser compactada e a quantidade de cimento a utilizar, de forma a minimizar os custos (FOPPA, 2005).

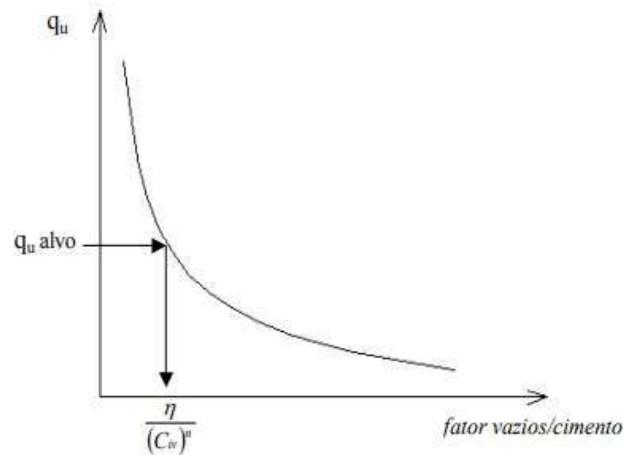


Figura 2. 3: Curva de dosagem para solo-cimento (FOPPA, 2005).

Verifica-se da curva de dosagem a seguinte equação como regra geral:

$$q_u = \frac{A}{P^B} \quad \text{com} \quad P = \frac{\eta}{(C_{iv})^k}$$

A, B e k são constantes de ajuste da equação de resistência.

O parâmetro $\eta/(C_{iv})^k$ permite compatibilizar os efeitos da porosidade e do teor de cimento sobre resistência à compressão simples, possibilitando fazer compensações mútuas nos parâmetros η ou C_{iv} para manter constante o valor de q_u .

O valor de k é uma constante de ajuste da curva para o caso analisado, em que estão envolvidos tipo de solo, tipo de cimento e faixa de variação dos parâmetros (teores de umidade, teores de cimento e densidade da mistura).

2.1.4 Comportamento Mecânico

2.1.4.1 Resistência à compressão e tração não confinada

Ao adicionar cimento Portland ao solo, alteram-se os seus parâmetros, sendo que um desses parâmetros é a sua resistência. Este tópico tem sido foco de estudos de muitas pesquisas que levam em conta o comportamento de solos melhorados com cimento Portland, considerando a resistência à compressão, tração, resistência a ciclos de molhagem e secagem e/ou gelo e degelo (ACI, 1991; BOFINGER, 1970; FELT, 1955; INGLES e METCLAF, 1972; LIN e WONG, 1999).

A Figura 2. 4 mostra o efeito da quantidade de cimento Portland sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland, curados a 7 dias.

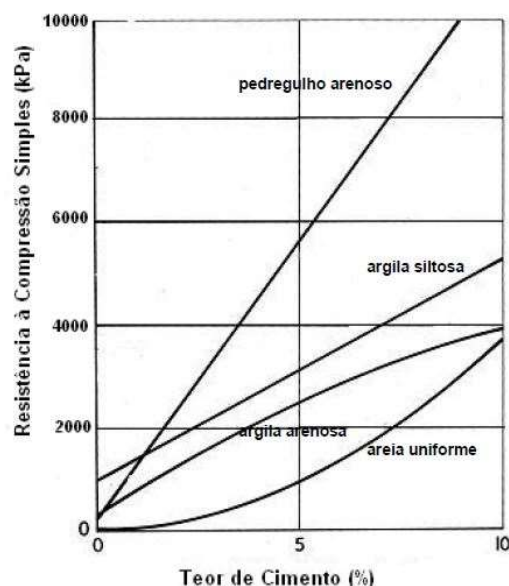


Figura 2. 4: Efeito da quantidade de cimento Portland sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland e curados a 7 dias (adaptado INGLES e METCLAF, 1972).

A resistência à compressão simples aumenta para diferentes tipos de solo. Na Figura 2. 5 se apresenta o efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples, para um solo arenoso misturado com cimento Portland.

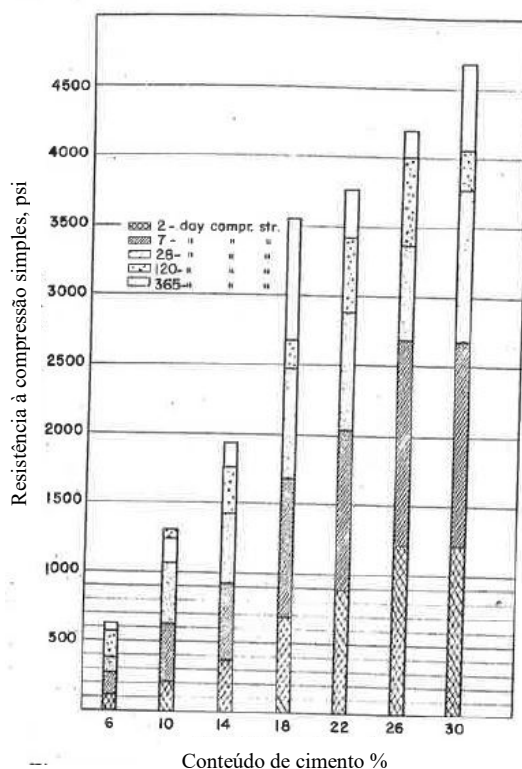


Figura 2. 5: Efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples para um solo arenoso estabilizado com cimento Portland (adaptado de FELT, 1955).

Conforme reportado por Prietto (1996), a resistência à compressão simples (q_u) é uma medida direta do grau de cimentação na compressão. Segundo o mesmo autor, na maioria dos trabalhos relatados na literatura sobre solos artificialmente cimentados, o grau de cimentação é representado pela quantidade de material cimentante, frequentemente pela porcentagem de cimento Portland em relação à massa de solo seco. O grau de cimentação não é função exclusiva da quantidade de agente cimentante, também são importantes a densidade inicial, granulometria, graduação, textura e mineralogia.

Conforme Ingles e Metclaf (1972), a resistência à tração nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima está em torno de 10% da resistência à compressão simples nas mesmas condições. Clough *et al.* (1981) encontraram que a relação $q_{t(\text{direta})}/q_u$ variou de 0,09 a 0,12 e 0,11 a 0,13, em solos naturalmente cimentados e artificialmente cimentados,

respectivamente. Dass *et al.* (1994) analisaram curvas tensão *versus* deformação obtidas de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, tração direta e compressão simples em amostras de areia artificialmente cimentadas com teores de cimento Portland de 4%, 6% e 8% em relação à massa de solo seco. Os autores reportaram que:

- a) a resistência à tração aumenta e a deformação específica na ruptura diminui com o aumento da porcentagem de cimento Portland, independentemente do ensaio utilizado;
- b) a deformação específica na ruptura é praticamente igual para os dois tipos de ensaio de tração;
- c) a relação entre a resistência à tração obtida a partir do ensaio de tração direta [$q_{t(\text{direta})}$] e a resistência à tração obtida a partir do ensaio de compressão diametral (q_t) tende a aumentar com o aumento do teor de cimento Portland. No caso analisado, a relação $q_{t(\text{direta})}/q_t$ variou de 1,0 a 1,4;
- d) a relação q_t/q_u varia de 0,11 a 0,12 e a relação $q_{t(\text{direta})}/q_u$ variou de 0,11 a 0,16;
- e) a razão entre a deformação específica na ruptura em compressão simples e a deformação específica na ruptura em tração variou entre 18 e 20 para todas as porcentagens de cimento Portland utilizadas.

2.1.4.2 Tensão-Deformação e Resistência ao Cisalhamento de Solo-Cimento

Conforme Prietto (1996), o comportamento tensão *versus* deformação do solo artificialmente cimentado pode ser descrito como sendo inicialmente muito rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil. O comportamento pós-pico observado (Ver Figura 2. 6) sugere a existência de um estado último, onde a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam estáveis com a deformação axial.

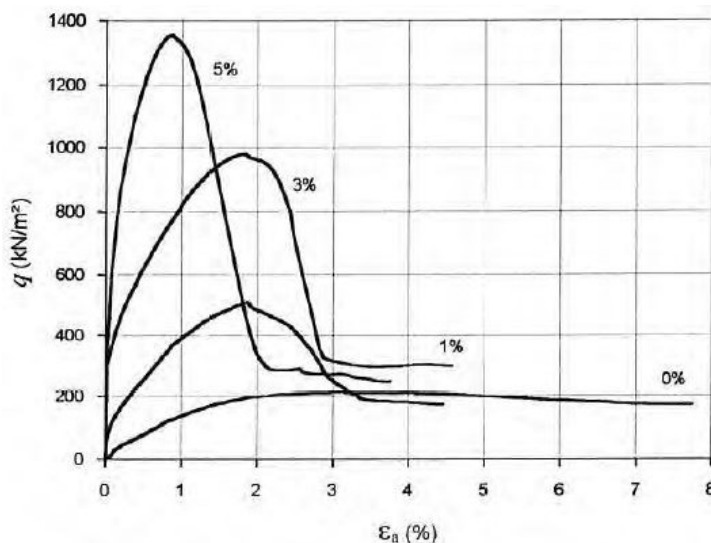


Figura 2. 6: Deformação axial versus tensão desvio para diferentes teores de cimento, $\sigma_i = 60 \text{ kN/m}^2$ (PRIETTO, 1996).

Segundo Coop e Atkinson (1993), o comportamento de areias cimentadas dependerá de seu estado inicial em relação à posição da sua superfície de plastificação e linha de estado crítico, conforme apresenta a Figura 2. 7. São três tipos de comportamento reportados pelos autores: O primeiro comportamento (Ver Figura 2. 7) ocorre quando a amostra é submetida ao cisalhamento sob baixas tensões de confinamento (insuficientes para causar a quebra da cimentação). A amostra, em cisalhamento, ultrapassa a linha de estado crítico, apresentando um pico de resistência a pequenas deformações, seguido de *strain-softening* até retornar à linha de estado crítico.

O segundo comportamento (Figura 2. 7) ocorre para níveis intermediários de tensão confinante no qual, embora a cimentação esteja intacta antes do começo do cisalhamento, sua plastificação ocorre durante o mesmo. Observa-se o comportamento tensão *versus* deformação aparentemente elástica, até um ponto de plastificação bem definido que, após a plastificação, passa a ser governado pela componente friccional do material, sem a observação de pico de resistência.

O terceiro comportamento (Figura 2. 7) ocorre quando a amostra ultrapassa a superfície de plastificação (no qual ocorre a quebra da cimentação) durante a compressão isotrópica; seu comportamento em cisalhamento será similar àquele do mesmo material no estado não cimentado, sendo controlado pela sua componente friccional e não apresentando pico de resistência.

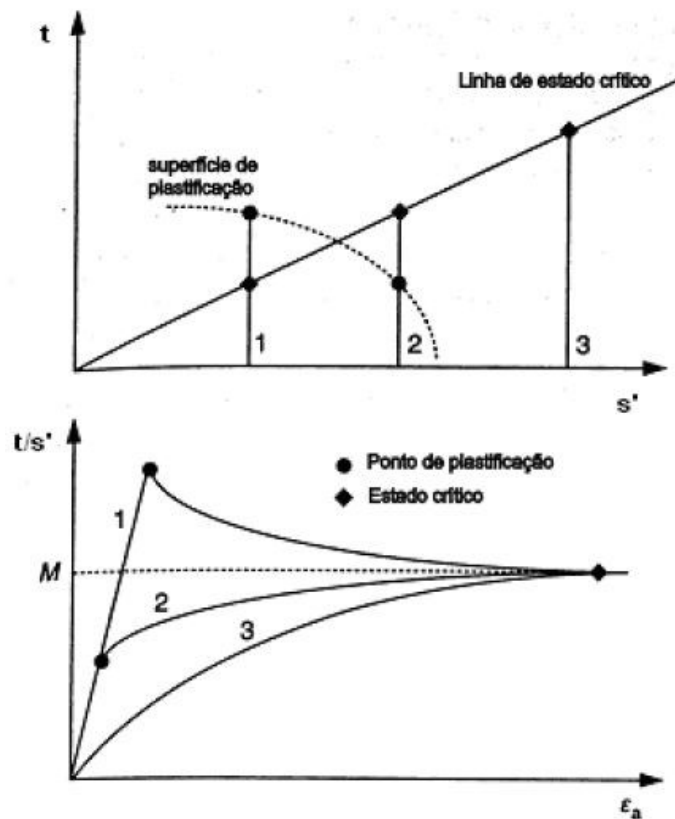


Figura 2. 7: Comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da cimentação é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999) adaptado de (COOP e ATKINSON, 1993).

Este tipo de modelo foi desenvolvido considerando a componente estrutural resultado apenas da ligação entre as partículas, e não considerando o efeito do arranjo entre as partículas. Cuccovillo e Coop (1999) apresentam um modelo de comportamento em que a componente friccional do solo é preponderante sobre a cimentação na constituição da estrutura (Figura 2. 8). O mecanismo de cisalhamento para estes materiais é controlado pela dilatância, causa dos picos de resistência. O comportamento tensão *versus* deformação é não linear para um grande intervalo de tensões confinantes (Figura 2. 8, linha 2b). A linearidade estaria restrita à parte inicial do cisalhamento (Figura 2. 8, linha 2a). Compressão e quebra de partículas são observadas apenas para tensões confinantes muito altas (Figura 2. 8, linha 3), e se o material possuir um pequeno grau de cimentação, picos de resistência gerados por esta cimentação estarão restritos a baixas tensões de confinamento (Figura 2. 8 linha 1).

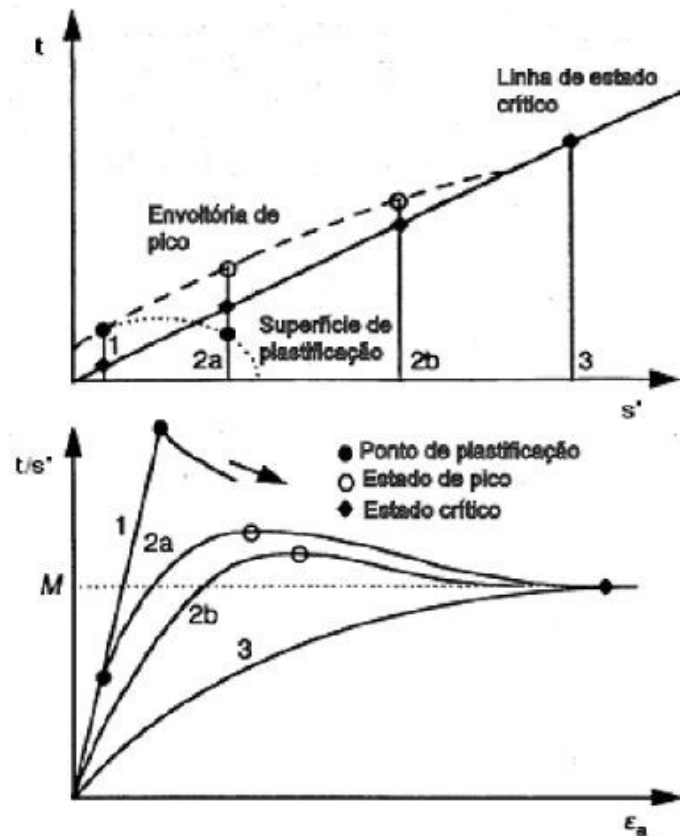


Figura 2. 8: Comportamento idealizado de solos tratados com cimentos no qual o efeito da componente friccional é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999).

Conforme Cuccovillo e Coop (1999), a diferença do comportamento desses solos estruturados, em relação ao mesmo solo no estado reconstituído, é o fato deles apresentarem picos de resistência mais elevados e um comportamento volumétrico distinto. A presença de um arranjo entre partículas diferenciado e alguma cimentação seriam as causas desse comportamento. Até o ponto de plastificação, a presença da cimentação restringe a dilatância do material. Após a plastificação, a gradual degradação da cimentação faz com que haja um rápido aumento da taxa de dilatância, até que um máximo seja atingido no pico de resistência.

Surgiram vários estudos sobre o comportamento de solos melhorados com cimento Portland nos últimos anos, inserindo ênfase no estudo dos parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento. Segundo Prietto (1996), a resistência ao cisalhamento de um solo-cimento Portland vai depender do grau de cimentação e da tensão média inicial, pois o processo de mobilização da resistência ao cisalhamento, para as amostras cimentadas submetidas a carregamento triaxial, pode ser compreendido a partir das contribuições relativas das parcelas

friccional e de cimentação na resistência, logo, quanto maior o grau de cimentação em relação à tensão efetiva média inicial, maior é a contribuição da parcela de cimentação, nesse caso, o valor da resistência (q_{rup}) se aproxima do valor da resistência à compressão simples (q_u), e quanto maior a tensão efetiva média inicial em relação ao grau de cimentação maior é a contribuição da parcela friccional, nesse caso, o valor da resistência se aproxima da resistência do solo não cimentado ($q_{rup/0}$).

De acordo com Clough *et al.* (1981), ao adicionar cimento a uma areia aumenta-se o intercepto coesivo e uma resistência à tração, aumentando a rigidez, mas não afetando significativamente o ângulo de atrito interno. Lade *et al.* (1989), mais recentemente Consoli (2014a) e Consoli *et al.* (2020a) reportaram que o aumento na quantidade de cimento Portland causa um aumento na resistência à tração e um aumento no atrito interno para baixas tensões de confinamento.

Consoli *et al.* (2003) verificaram, através de ensaios triaxiais drenados com tensões de confinantes de 20 kPa a 100 kPa, um significativo aumento nos parâmetros de resistência de uma areia fina tratada com 7% de cimento Portland. A coesão passou de 0 kPa para 170 kPa e o ângulo de atrito de pico aumentou de 37° para 52°.

Muhunthan e Sariosseiri (2008) observaram que o valor ângulo de atrito e coesão depende das tensões confinantes, logo, a envoltória de ruptura de solos tratados com cimento é curva e, como consequência, não seria possível estabelecer um único valor ângulo de atrito e coesão, conforme a teoria clássica de Mohr-Coulomb. Por este motivo, além do critério de Mohr-Coulomb, tem-se tentado utilizar outros critérios de ruptura, tais como Griffith (1920), Walsh e Brace (1962), que trazem o critério de Griffith (1920) Modificado, Hoek e Brown (ROWN, 1988).

Consoli (2014a) propõe um método prático para a estimativa dos parâmetros de resistência c' e ϕ' de solos arenosos cimentados, a partir de valores de resistência à compressão simples (q_u) e à tração por compressão diametral (q_t). Conforme a Figura 2. 9, é possível deduzir:

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \quad (\text{Equação 2. 1})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]} \quad (\text{Equação 2. 2})$$

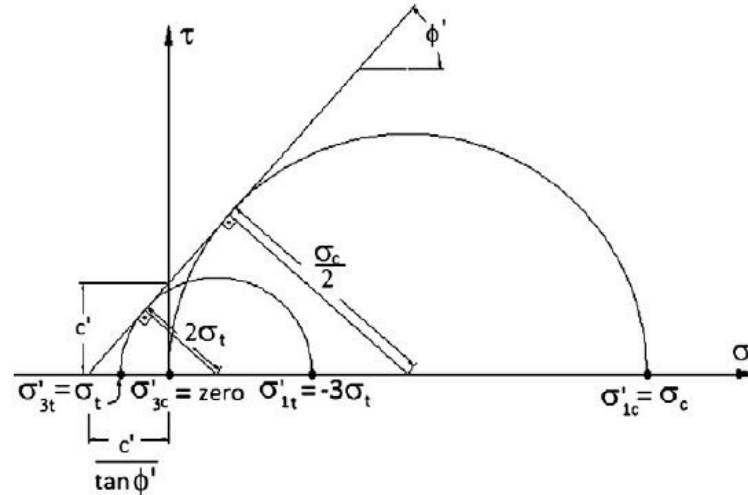


Figura 2. 9: Estimativa da envoltória de ruptura para solos artificialmente cimentados (CONSOLI, 2014a).

Segundo o autor, é razoável considerar que, a partir de determinado tipo de solo e agente cimentante, a relação σ_t/σ_c pode ser considerada como um escalar constante igual a ξ , independentemente da quantidade de cimento ou porosidade de amostra. Desta forma, as equações ficam:

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \quad (\text{Equação 2. 3})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \right]}{2 \cos \left[\sin^{-1} \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \right]} \quad (\text{Equação 2. 4})$$

Logo, tem-se que ϕ' independe da quantidade de cimento ou porosidade da amostra e c' é uma função direta da resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral. O autor apresenta o êxito deste método em uma areia uniforme tratada com cimento Portland de alta resistência inicial, em uma areia siltosa tratada com cimento Portland Comum, bem como para uma areia siltosa naturalmente cimentada.

2.2 UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Como a fabricação de cimento Portland é considerada prejudicial ao meio ambiente, esta pesquisa considerou utilizar, também, um cimento alternativo que tivesse o mesmo comportamento de campo (i. e. carga *versus* recalque) que o cimento Portland. A finalidade deste capítulo é explicar algumas das propriedades e aplicações, em Engenharia, dos resíduos utilizados no presente trabalho, sendo eles o vidro e a cal de carbureto.

2.2.1 Propriedades do vidro

O vidro é um material amplamente utilizado na construção civil e no cotidiano da população (embalagens, etc). É volumosa a produção de resíduos a partir deste material. Segundo Bauer (1994), o que dá ao vidro uma qualidade singular é o fato dele não ser totalmente sólido e nem um líquido, tudo isto devido a sua estrutura atômica que não possui ordenamento regular dos átomos.

No Brasil os resíduos de vidro representam cerca de 11,9 e 10% do total de resíduos sólidos urbanos em 2017 e 2018, respectivamente, conforme ABRELPE (2020). Conforme citado por Wartman *et al.* (2004), com um maior conhecimento de suas características, o vidro moído poderia ser utilizado para diversos fins em Engenharia, sendo alguns deles:

- base e sub-base de rodovias;
- aterros;
- preenchimentos estruturais, não estruturais e de estruturas de contenção;
- base para tubulações;
- material antiderrapante;
- material de drenagem;
- execução de fossas sépticas.

Ali *et al.* (2011) estudou o efeito da adição de vidro moído granular em brita, visando a sua utilização em pavimentação. Os autores chegaram à conclusão de que a brita com até 30% de vidro adicionado teve desempenho satisfatório, tendo este material sido avaliado com a utilização de ensaios de Abrasão Los Angeles, ensaio que, no Brasil, é regido pela NBR NM 51 (ABNT 2001), e de ensaios CBR, que, no Brasil, são regidos pela norma NBR 9585 (ABNT 2017).

Existem diversas tentativas para utilização do resíduo de vidro na construção civil, uma delas é substituindo o agregado fino de concretos por vidro moído na mesma granulometria. Salamatpoor e Salamatpoor (2017) avaliaram o efeito de vidro em forma granular adicionado em areias artificialmente cimentadas. Quanto maior a porcentagem de vidro moído adicionada maior foi a resistência do material. O autor realizou ensaios triaxiais e de compressão simples para avaliar a resistência das misturas e chegou à conclusão de que quanto maior a porcentagem de vidro adicionado, na faixa de valores testadas, maior ficou o ângulo de atrito interno do material, a coesão e, conseqüentemente, a resistência à compressão. Os seus resultados podem ser visualizados na Figura 2. 10. Este aumento nos parâmetros constitutivos pode ter se dado devido a uma melhor distribuição granulométrica da mistura.

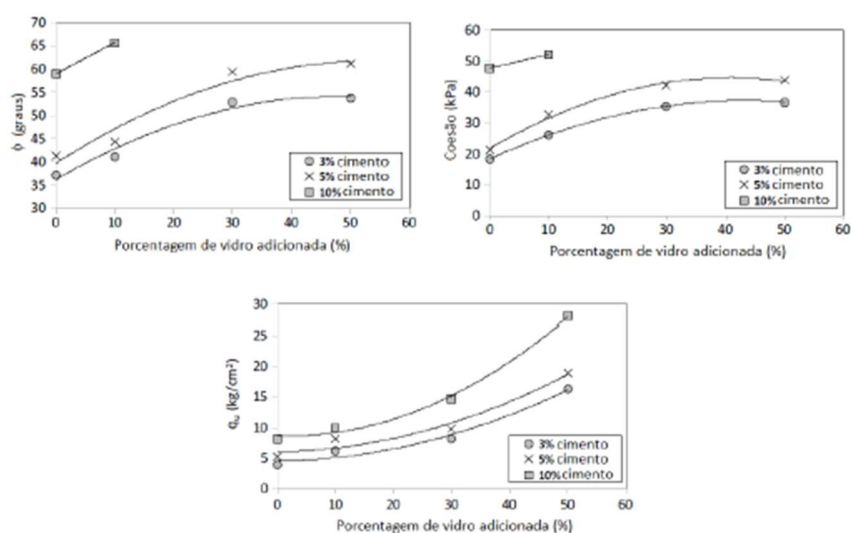


Figura 2. 10: Propriedades de uma areia artificialmente cimentada com a adição de vidro moído em forma granular (adaptado por SALAMATPOOR E SALAMATPOOR, 2017).

Uma forma de utilização do vidro em obras de Engenharia é com a substituição de parte do cimento por vidro moído em forma de pó em concretos. Em solos finos, autores como Benny *et al.* (2017) e Olufowobi *et al.* (2014) adicionaram pó de vidro em solos argilosos, a partir de ensaios realizados, e puderam concluir que a adição de pó de vidro ocasiona um aumento nos parâmetros constitutivos da mistura e, conseqüentemente, ganhos de resistência.

Gullu *et al.* (2017), em sua pesquisa, analisou o comportamento de um solo argiloso, artificialmente cimentado com Cimento Portland, com a adição de pó de vidro, para a aplicação em colunas de solo cimento. Os autores concluíram que: o tempo necessário para que ocorra o ganho de resistência se torna maior quanto maior for a adição de pó de vidro; o teor de umidade

necessário para uma eficácia melhor das misturas tende a diminuir com a adição do vidro; o vidro não altera o peso específico da mistura de maneira expressiva; existe um teor de vidro ótimo que maximiza o ganho de resistência nestas misturas, passando dele a adição do pó de vidro se torna prejudicial.

Consoli *et al.*, (2018) e Leon *et al.* (2020) estudaram o efeito de misturas de vidro moído e cal de carbureto em areias limpas. A Figura 2. 11 mostra a variação entre a resistência à compressão não confinada (q_u) e o $\eta/L_{iv}^{0,12}$, considerando Areia Osório contendo 10, 20 e 30% de vidro polido; pesos de unidade seca distintos; e conteúdo de cal destinado a 7 dias de cura.

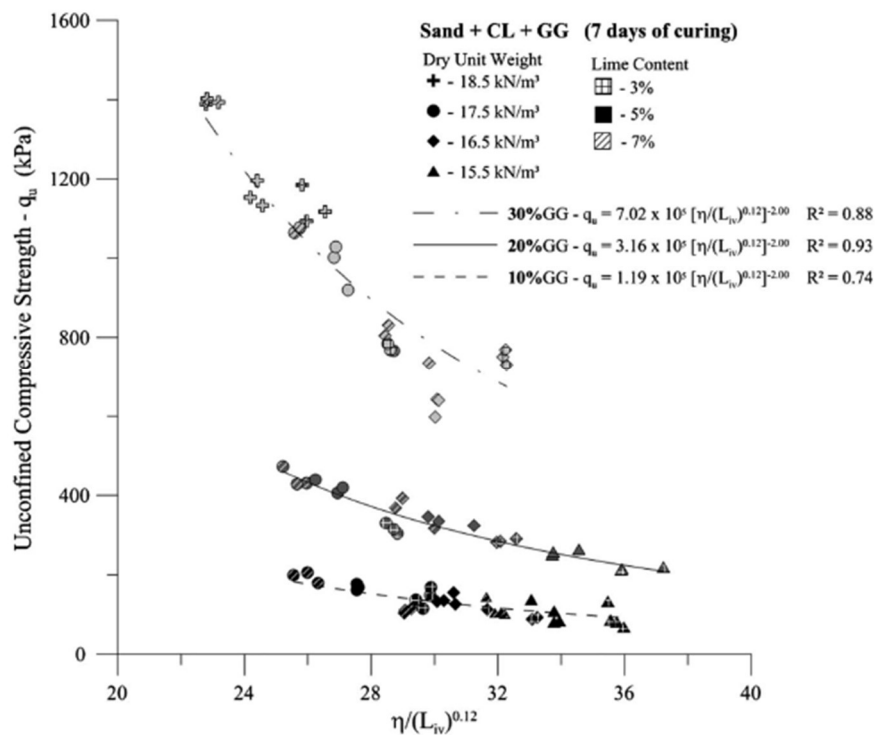


Figura 2. 11: Variação da resistência à compressão simples (q_u) com η/L_{iv} ajustado para misturas compactadas de areia-vidro moído-cal de carbureto (CONSOLI *et al.*,2018).

Os autores concluíram que as misturas de vidro moído e cal de carbureto podem criar cimento que pode ser usado para cimentar solos arenosos para terraplenagem geotécnica (por exemplo, base/sub-base de pavimentos); leitos de tubulações; e fundações superficiais. Os autores chegaram à conclusão de que o índice de porosidade/ligante (η/B_{iv}) para o solo compactado (areia de Osório) - pozolana (vidro moído) - cal (cal de carbureto) também é apropriado para avaliar comportamento de: resistência à compressão não confinada (q_u); módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0); e durabilidade (perda de massa acumulada

após ciclos de molhagem-secagem). O vidro moído e a cal de carbureto são considerados como um *binder*.

Ainda segundo os autores, o índice de porosidade/ligante (pozolana e cal) $[\eta/B_{iv}^{0,28}]$ e o expoente 0,28 são compatíveis com estudos anteriores em solos arenosos misturados com cimento Portland (e. g. CONSOLI *et al.* 2007; DIAMBRA *et al.* 2017), em que o é utilizado o índice de porosidade/cimento Portland $[\eta/C_{iv}^{0,28}]$. Isto sugere que ligantes formados por resíduos finos de vidro e cal de carbureto têm uma tendência comportamental semelhante à do cimento Portland. A Tobermorita foi revelada como a principal fase cristalina formada pelas misturas de resíduos de vidro e cal de carbureto. O uso de um geomaterial ambientalmente sustentável preparado com resíduos de vidro finamente moído e cal de carbureto (ambos resíduos), misturado com areia e compactado para ser usado como fundações superficiais, leitos de tubulações, base/sub-base de pavimentos, entre outras terraplenagens, pode ser aplicado a geossoluções sustentáveis.

2.3 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

2.3.1 Fundações superficiais

Fundação, em Engenharia Civil, é o elemento estrutural com a função de transmitir a carga da estrutura ao solo subjacente. As fundações podem ser classificadas em duas categorias principais, fundações superficiais e profundas. A diferença entre estes dois tipos está relacionada com a forma predominante de transferência de carga para o solo e ao mecanismo de ruptura. De maneira geral, considera-se uma fundação superficial aquela cuja transferência de carga ao solo se dá pela sua base (e. g. sapata, blocos, radiers) e cuja profundidade de assentamento é menor que uma vez a sua menor dimensão em planta.

Conforme reportado por Lambe e Whitman (1969), Vésic (1969), Terzaghi e Peck (1967), De Beer (1967), a ruptura de uma fundação superficial ocorre quando é alcançada a resistência ao cisalhamento do solo em que a mesma está assente. Podendo assumir 3 formas distintas em seu comportamento carga *versus* recalque. As três formas supracitadas do comportamento carga *versus* recalque podem ser resumidas na Figura 2. 12:

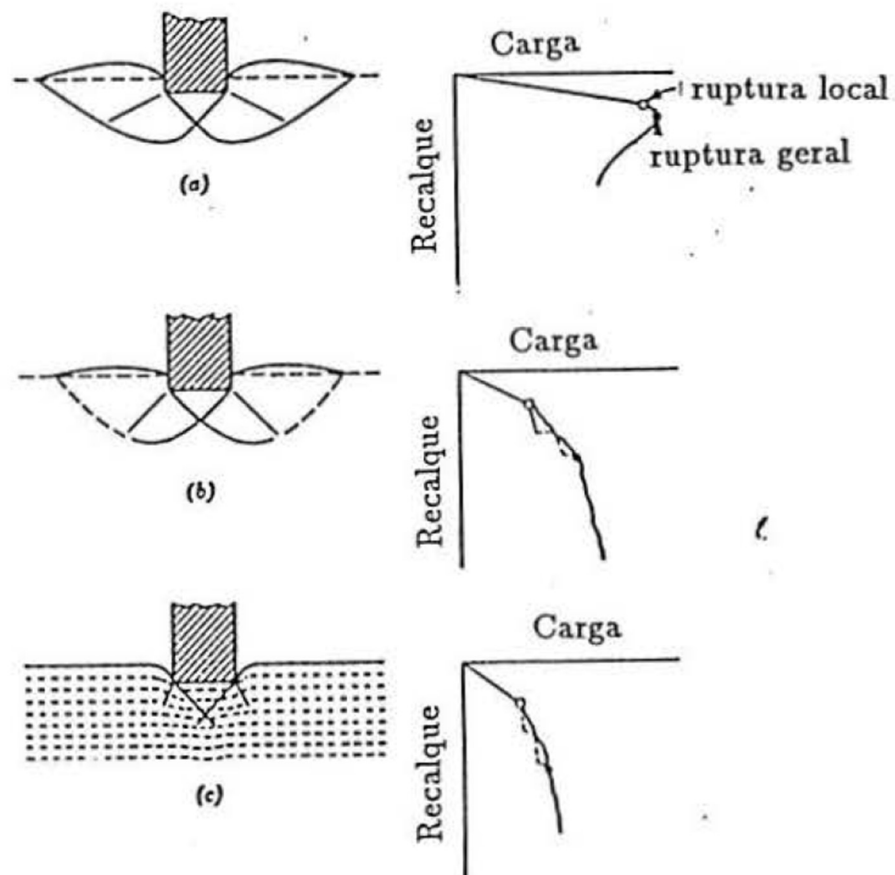


Figura 2. 12: Formas de Ruptura: a) ruptura generalizada; b) ruptura localizada; c) ruptura por puncionamento.

Na prática se verifica, contudo, que a capacidade de carga nem sempre fica claramente definida, conforme descrito na Figura 2. 12a (normalmente para areias densas ou argilas rijas). Na Figura 2. 12b, mostra-se um exemplo de ruptura no qual a fundação está assente em uma areia de densidade média ou uma argila de consistência média. Na Figura 2. 12c, apresenta-se a mesma fundação localizada sobre uma areia fofa ou argila mole.

A fundação quando submetida a uma carga vertical (Q) e Q vai gradualmente aumentando [carga por unidade de área - $q=Q/A$ (A = área da base da fundação)], a fundação vai sofrendo maiores recalques. Quando q se torna igual a q_u (capacidade de carga última), o solo que suporta a fundação sofre uma ruptura brusca de cisalhamento, chamada de ruptura generalizada, onde um valor pico de $q=q_u$ é claramente definido na curva carga-recalque (Figura 2. 12a).

Por outro lado, quando a magnitude de q aumenta com o recalque até $q=q_u$, e a carga sobre a fundação aumenta mais, a curva carga *versus* recalque se torna mais acentuada e mais irregular com o progresso gradual fora e para cima da superfície de ruptura no solo (mostrado pela linha irregular em Figura 2. 12b) sob a fundação. Quando q torna-se q_u (capacidade de carga última), a superfície de ruptura atinge a superfície de solo. O gráfico q *versus* recalque toma uma forma quase linear, e uma carga de pico não é observada, chama-se ruptura localizada.

Na Figura 2. 12c, um valor pico de carga por unidade de área q não é observado e a capacidade de carga última q_u é definida como o ponto onde $\Delta S/\Delta q$ se torna o maior e permanece praticamente constante, chama-se este tipo de ruptura de ruptura por punção, e a curva carga *versus* recalque apresenta um aumento contínuo da carga à medida que a fundação penetra no solo, não ocorrendo ruptura brusca ou catastrófica. O mecanismo de ruptura está restrito ao solo imediatamente abaixo da fundação, havendo pouco ou nenhum movimento do solo na superfície do terreno além das bordas da fundação.

O modo de ruptura de uma fundação não é apenas função do tipo e compacidade do solo. Vésic (1963) reporta que é também função da sua profundidade de assentamento (Figura 2. 13). Por exemplo, uma fundação em areia densa pode romper por punção se estiver assente em uma profundidade relativa elevada.

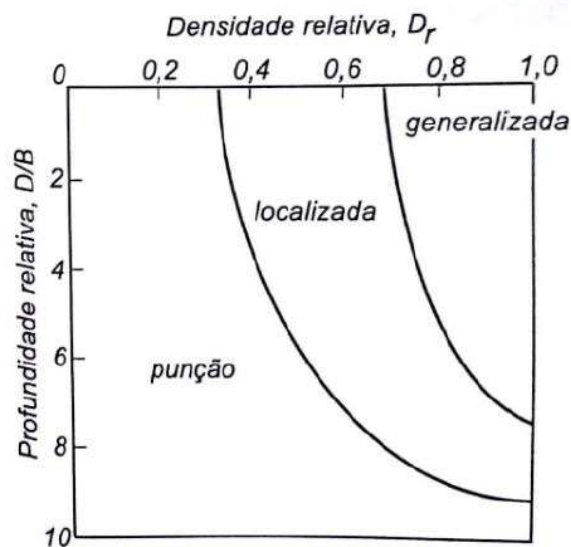


Figura 2. 13: Tipo de ruptura em função da profundidade e a densidade relativa (VELLOSO e LOPES, 2011).

Conclui-se que a capacidade de carga de uma fundação superficial fica claramente definida para o caso da ruptura generalizada, sendo possível definir a partir da curva carga *versus* recalque. Para os demais tipos de ruptura (localizada e puncionamento), que não apresentam um ponto de máximo, deve-se estabelecer um critério de ruptura.

Existem diversos tipos de critérios de ruptura para estabelecer a capacidade de carga para casos de ruptura localizada e ruptura por puncionamento. Vésic (1963) define a carga última no ponto do qual a inclinação da curva carga *versus* recalque se iguala a zero ou a um mínimo constante. Na Figura 2. 14 se tem um exemplo do método. O autor também sugere a adoção do valor de 10% largura (B).

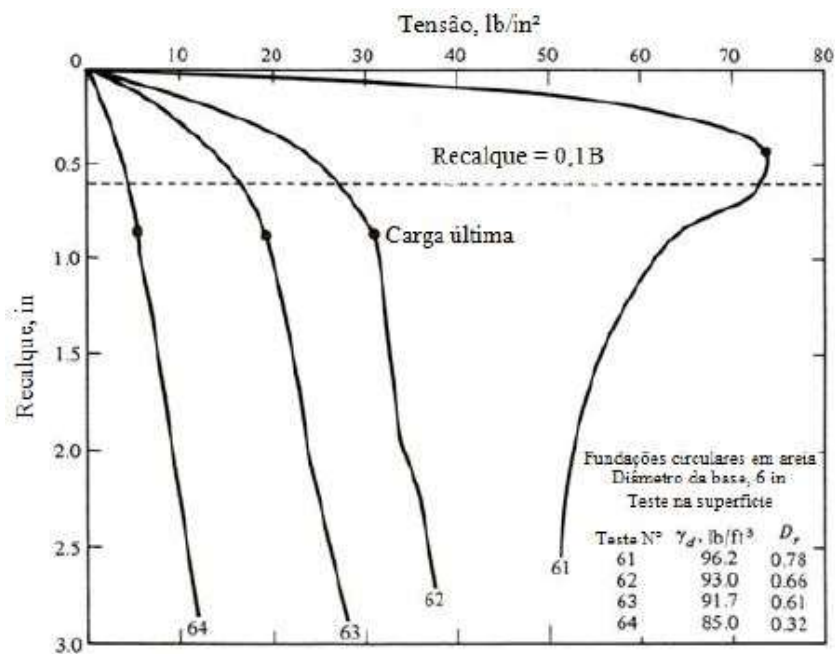


Figura 2. 14: Critérios de VESIC (1963) e (1975) para determinar a carga última.

De Beer (1967) reporta um critério de carga última, no qual um gráfico de $\log(q/\gamma b)$ *versus* $\log(S/B)$ é traçado (γ = peso específico do solo). A carga última é definida como o ponto de quebra no gráfico *log-log*, como mostrado na Figura 2. 15.

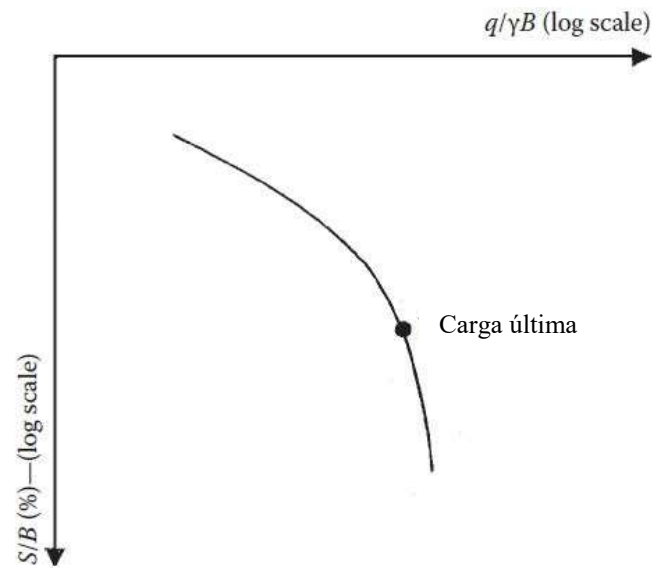


Figura 2. 15: Critérios DE BEER (1967).

O método TRB (2010) consiste em traçar sobre a curva tensão *versus* recalque (em escala normal ou logarítmica) duas retas assíntotas. A primeira, relativa ao trecho inicial da curva e a segunda, relativa à parte final. O ponto de intersecção destas duas assíntotas corresponde à capacidade de carga (Figura 2. 16).

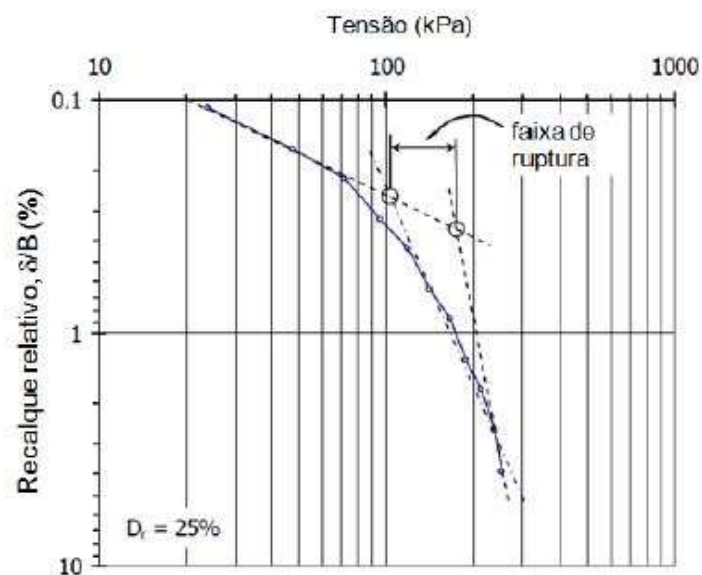


Figura 2. 16: Critérios das assíntotas para determinação da capacidade de carga (TRB, 2010).

Amatya *et al.* (2009) aplicaram a 195 provas de carga os critérios de Vésic (1963), do recalque limite (0,1B), de De Beer (1967) e das retas assintotas, concluindo que o critério de Vésic (1963) foi o que apresentou os resultados mais próximos da média de todos os métodos avaliados.

Terzaghi (1943), a partir das equações de Prandtl (1920) e Reissner (1924) aplicadas a metais, e utilizando o princípio da superposição, foi o primeiro a desenvolver uma formulação racional para previsão da capacidade de carga de fundações superficiais. As hipóteses básicas consideradas no equacionamento do problema foram:

- a) fundação contínua (estado plano de deformações) com base horizontal e superfície do terreno plana;
- b) carregamento vertical centrado;
- c) maciço de solo semi-infinito homogêneo;
- d) profundidade de embutimento (D) inferior à largura da fundação (B). Isso permite desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de assentamento da fundação e substituir esta camada por uma sobrecarga $q=\gamma'D$.

Desta forma, Terzaghi chegou à seguinte expressão para capacidade de carga Q_u :

$$Q_u = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Equação 2. 5})$$

Onde:

Q_u : tensão de ruptura ou capacidade de carga.

B: largura da fundação.

c' : coesão efetiva.

γ' : peso específico efetivo do solo.

q: sobrecarga.

N_c , N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga (função apenas de ϕ').

Com a intenção de elaborar uma equação que proporcione a capacidade de carga para geometrias diferentes da fundação, para diferentes tipos de carregamento, para diferentes tipos

de solos, foram realizadas diversas pesquisas nos anos seguintes. Vários pesquisadores levaram em conta esses estudos, nos quais se pode destacar os trabalhos de Meyerhof (1953), (VESIC, 1963, 1975) e (HANSEN, 1961, 1970).

Atualmente, a equação mais aceita para a previsão de carga é a fórmula generalizada:

$$Q_u = (s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q) \cdot c \cdot N_q + (s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma) \cdot \frac{\gamma' \cdot B \cdot N_\gamma}{2}$$

(Equação 2. 6)

Onde:

s_c , s_q e s_γ são os fatores de forma;

i_c , i_q e i_γ são os fatores de inclinação da carga;

b_c , b_q e b_γ são os fatores de inclinação da base da fundação;

g_c , g_q e g_γ são os fatores de inclinação do terreno.

Quanto aos fatores de capacidade de carga N_c e N_q , adotam-se os obtidos por Prandtl (1920) e Reissner (1924):

$$N_q = e^{(\pi) \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

(Equação 2. 7)

$$N_c = \cot g \phi \cdot (N_q - 1)$$

(Equação 2. 8)

Em relação ao fator N_γ , não se tem um consenso entre os pesquisadores. Como exemplo se dão algumas relações propostas:

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi') \quad (\text{MEYERHOF, 1953}) \quad (\text{Equação 2. 9})$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{HANSEN, 1970}) \quad (\text{Equação 2. 10})$$

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{VESIC, 1963}) \quad (\text{Equação 2. 11})$$

Cabe ressaltar, ainda, que a teoria foi desenvolvida para o caso de solos rígidos, ou seja, sujeitos à ruptura generalizada. Para o caso de areias fofas e argilas moles, cuja ruptura se dá por puncionamento, não há um tratamento teórico específico. Neste caso, costuma-se adotar a

proposição de Terzaghi (1943), de utilização das mesmas formulações, porém, com parâmetros de resistência reduzidos:

$$c^* = \frac{2}{3} \cdot c \quad (\text{Equação 2. 12})$$

$$\phi^* = \arctg\left(\frac{2}{3} \cdot \tan\phi\right) \quad (\text{Equação 2. 13})$$

Berardi e Lancellotta (1991) analisaram o comportamento de mais de 200 fundações superficiais e descobriram que os deslocamentos máximos nas pressões de trabalho eram geralmente da ordem de 1%. Consoli et al. (2009) interpretou ensaios de placas com sistemas de camada dupla formados por uma camada superior de solo compactado artificialmente assentes em um solo residual compressivo. Os autores usaram o critério δ/D de 3%, onde a capacidade de carga se define como o ponto da curva tensão versus recalque, a partir do qual a relação recalque/diâmetro da fundação é igual a 3%, o mesmo adotado nesta pesquisa, para definir a pressão máxima ou limite que é três vezes o valor de δ/D , observado por Berardi e Lancellotta (1991), à tensão de trabalho.

2.3.2 Fundações superficiais assentes em solos estratificados

Em obras de Engenharia, é de bastante ocorrência o caso de fundações superficiais assentes em solos estratificados, em consequência, este caso vem sendo objeto de estudo há muito tempo. Esses casos são comuns em solos de origem sedimentar onde a ocorrência de solos estratificados é usual.

Kenny e Andrawes (1997) reportaram que Terzaghi (1948) foi o primeiro autor a propor um método para calcular a capacidade de carga em fundações assentes em sistemas de dupla camada, sendo a camada superior mais resistente que a camada inferior, onde consideraram que a camada superior atua principalmente na distribuição da carga em uma área maior, reduzindo, assim, sua intensidade. Neste caso, a ruptura ocorre quando a capacidade de carga da camada inferior é atingida. Terzaghi e Peck (1948) assumem que a carga se espalhará numa razão de 2:1 (vertical:horizontal), a partir das bordas da fundação, correspondendo a um ângulo de aproximadamente 27° com a vertical (Figura 2. 17).

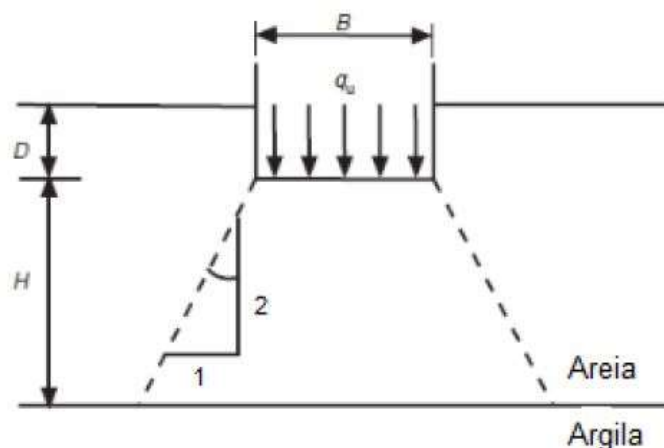


Figura 2. 17: Espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente a argila (adaptado de KENNY e ANDRAWES, 1997).

Pesquisadores como Jacobsen *et al.* (1977), através de ensaios em modelo reduzido, objetivaram aprimorar o método proposto por Terzaghi (1948), neste caso, os autores propuseram que o espalhamento da carga se dá sob uma inclinação igual a $(2/\beta):1$ (vertical:horizontal).

De acordo com Burd e Frydman (1997), a dificuldade na utilização deste tipo de método está na incerteza na definição do ângulo de espalhamento da carga, o que pode alterar significativamente a capacidade de carga. Este método somente é apropriado quando a resistência da camada superior é substancialmente maior que a da camada inferior, para o caso de uma camada de areia sobre uma camada argilosa.

Meyerhof (1974) propôs um método bastante difundido segundo o qual considera um caso de dupla camada, sendo a superior mais resistente (areia sob argila). Ele diz que na carga última, uma massa de areia com uma forma piramidal aproximadamente truncada é empurrada para a argila de modo que, no caso de falha de cisalhamento geral, o ângulo de atrito ϕ' da areia e a resistência não drenada S_u da argila sejam mobilizados nas zonas de ruptura (Figura 2. 18).

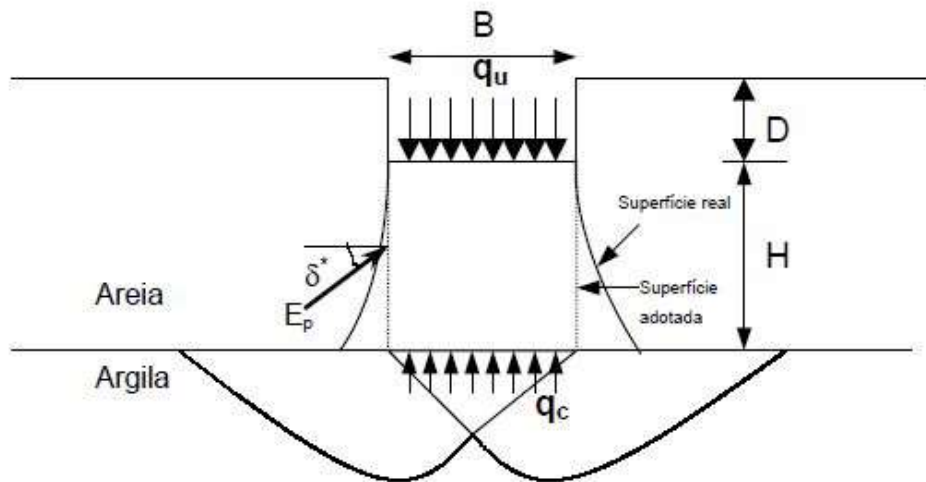


Figura 2. 18: Mecanismo de ruptura proposto por MEYERHOF (1974), adaptado por THOMÉ (1999).

As forças na superfície de ruptura na areia podem ser tomadas como equivalentes a uma pressão de terra passiva total P , inclinada em um ângulo médio δ , atuando para cima em um plano vertical através da borda de apoio. Assim, para uma base de faixa de largura B e profundidade D , a uma distância H acima da superfície de argila, a capacidade de carga máxima é, aproximadamente, dada por:

$$q_u = c \cdot N_c + 2 \cdot P_p \cdot \sin\left(\frac{\delta}{B}\right) + \gamma \cdot D \quad (\text{Equação 2.14})$$

Onde:

N_c : fator de capacidade de carga = 5,14.

γ : peso específico da areia.

Também,

$$P_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot \frac{K_p}{c_o} \quad (\text{Equação 2.15})$$

Onde K_p é o coeficiente de pressão passiva da terra.

O ângulo δ diminui de cerca de ϕ perto do bordo de apoio até cerca de zero na superfície da argila. Cálculos experimentais usando uma superfície de falha espiral logarítmica na areia mostraram que o valor médio de δ está geralmente na faixa de cerca de $\phi/2$ a $3\phi/4$, de modo

que um valor aproximado de $2\phi/3$ pode ser sugerido, como foi encontrado no caso de elevação. Na prática, é conveniente usar um coeficiente K_s , de resistência ao cisalhamento por puncionamento no plano vertical através da borda da base, de modo que:

$$K_s \cdot \tan \phi = K_p \cdot \tan \delta \quad (\text{Equação 2.16})$$

Substituindo a eq. 2.15 e 2.16 em 2.14, temos

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot K_s \cdot \tan \frac{\phi}{B} + \gamma D \quad (\text{Equação 2.17})$$

A análise para sapatas contínuas pode ser estendida para sapatas circulares, determinando a resistência passiva P , inclinada em δ em uma superfície cilíndrica vertical, através da borda da sapata (Fig. 2,19). Assim, a eq. 2,17 se torna:

$$q_u = 1,2 \cdot c \cdot N_c + 2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot s \cdot K_s \cdot \tan \frac{\phi}{B} + \gamma D \quad (\text{Equação 2.18})$$

Onde s é o fator, de forma que governa a pressão passiva da terra em uma parede cilíndrica.

2.3.3 Fundações superficiais assentes em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada

Assim como verificado para o caso de solos naturais, estudos realizados em sistemas de dupla camada, sendo a superior constituída por solo-cimento compactado, têm demonstrado um aumento significativo da capacidade de carga e redução nos recalques de fundações superficiais.

Consoli *et al.* (2009) apresentam a interpretação de ensaios de placa (diâmetros de 0,30m e 0,60m) em sistemas de dupla camada constituídos por uma camada superficial artificialmente cimentada e compactada (espessuras de 0,15m a 0,60m) sobre um solo residual compressível. Foi verificado o aumento da capacidade de carga e redução de recalques com o aumento da relação H/D (Figura 2. 19).

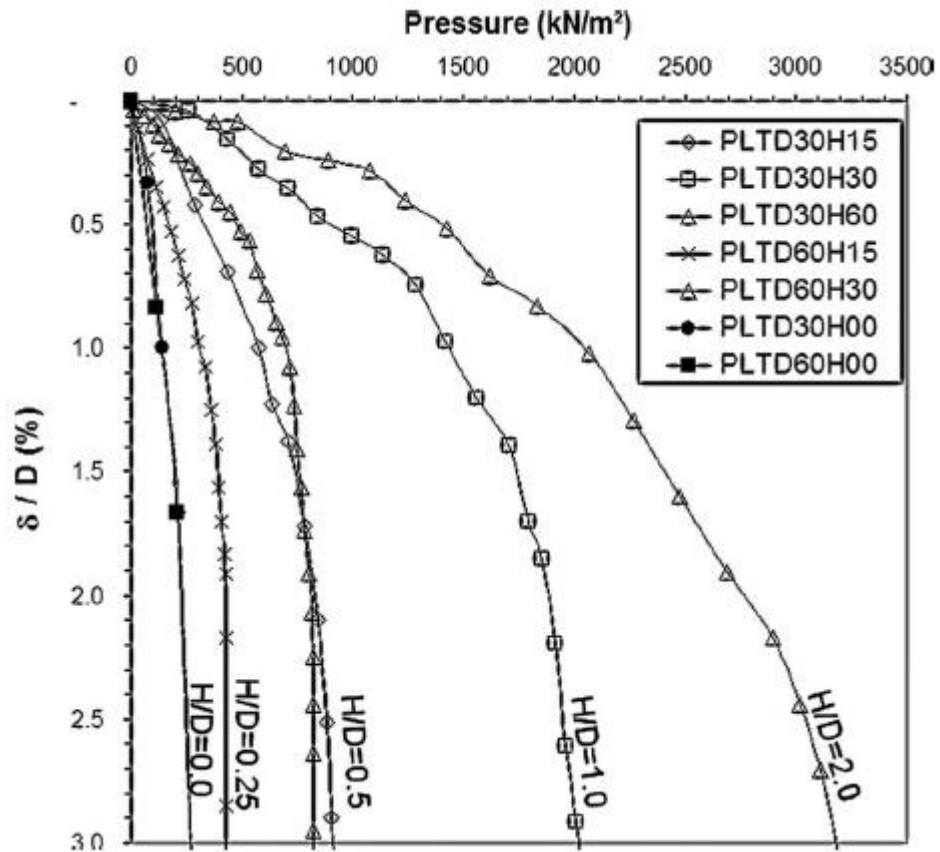


Figura 2. 19: Curvas pressão versus recalque relativo (CONSOLI et al., 2009).

Os autores verificaram que a ruptura ocorre sempre por puncionamento. A partir de aproximadamente 70% da carga de ruptura, observou-se o surgimento de fissuras concêntricas à placa ensaio. Quando a carga de ruptura era atingida, maiores recalques eram desenvolvidos, resultando na penetração da placa na camada tratada. Escavações após os ensaios possibilitaram observar os mecanismos de ruptura (Figura 2. 20). Para o ensaio com relação $H/D = 0,25$, foram observadas fissuras somente junto ao perímetro da fundação. Já para o ensaio com relação $H/D=1$, observou-se a existência de fissuras também sob o centro da placa, no fundo da camada tratada, porém, não atingindo o topo desta. Resultados numéricos confirmaram as observações de campo, mostrando que a ruptura se inicia através de tensões de tração no fundo da camada tratada em posições que dependem da relação H/D .

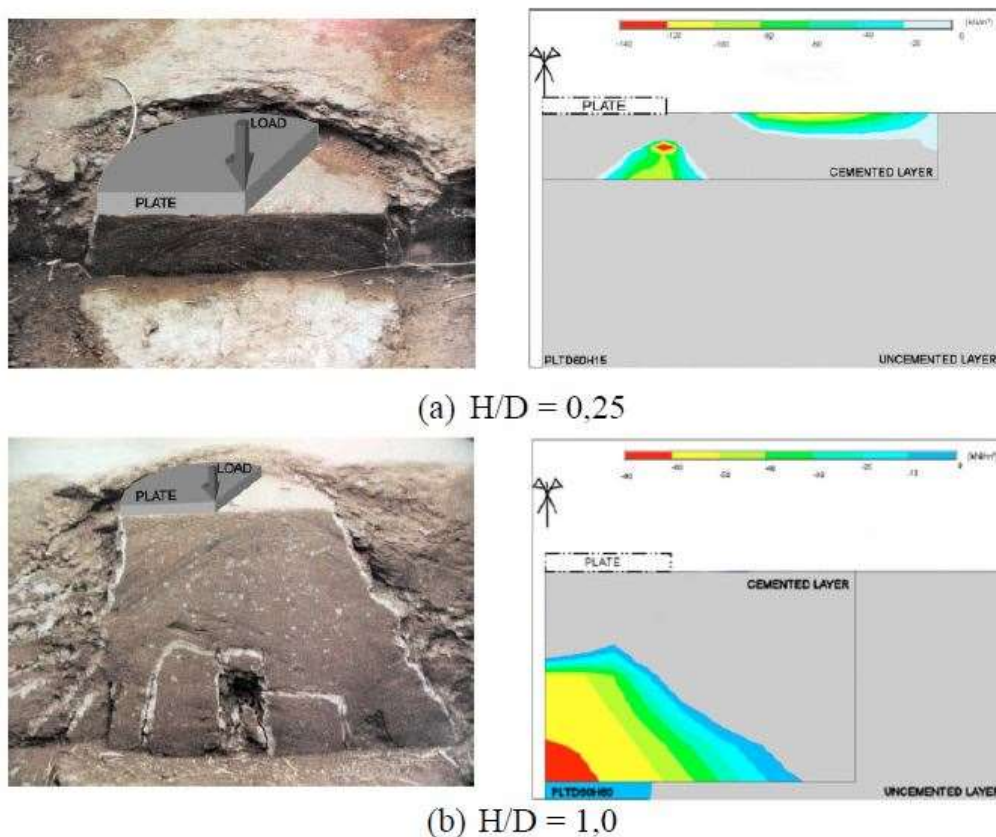


Figura 2. 20: Mecanismo de ruptura em ensaios de placa em sistemas de dupla camada e simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração (CONSOLI *et al.*, 2009).

Thomé *et al.* (2003), a partir de uma série de resultados de ensaios de placa sobre sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada, e simulações numéricas através do Método dos Elementos Finitos, apresentam um método semi-empírico de dimensionamento de fundações superficiais apoiadas sobre uma camada de solo cimentado, a qual se encontra assente sobre uma camada de baixa resistência.

Para as simulações numéricas, foi utilizado um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager e lei de fluxo não-associada, tanto para o solo natural, quanto para o solo cimentado. Segundo os autores, este modelo não é o ideal para representar o comportamento de materiais cimentados, devido à ruptura frágil que os mesmos apresentam. O ideal seria utilizar um modelo elasto-viscoplástico, que levasse em consideração a não linearidade dos materiais e o comportamento de amolecimento após a plastificação. Entretanto, a utilização de modelos mais complexos traz associadas dificuldades de obtenção dos parâmetros necessários e de disponibilidade de *softwares* comerciais.

As simulações foram realizadas considerando uma tensão de ruptura correspondente a um deslocamento de 2% do diâmetro da placa.

Os resultados das análises numéricas mostraram que, dos parâmetros dos materiais, o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito da camada cimentada não influenciam significativamente o valor de capacidade de carga referente a 2% de recalque relativo (sendo o recalque relativo igual ao recalque observado dividido pelo diâmetro da placa). Segundo Thomé *et al.* (2003), os parâmetros dos materiais que mais influenciam a capacidade de carga em um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada, em ordem e importância são: coesão da camada cimentada, módulo de elasticidade e ângulo de atrito interno da camada não-cimentada.

Seguindo a estratégia de normalização dos resultados de ensaios de carga proposta por Kenny e Andrawes (1997), Thomé (2003), verificou-se que a ruptura em sistemas de dupla camada ocorre a diferentes níveis de recalque relativo para diferentes relações H/D, ou seja, quanto maior a relação H/D maior será o recalque relativo para ocorrer a ruptura (Figura 2. 21a). Essa forma de normalização faz com que o valor unitário das abcissas seja atingido a diferentes valores de recalque relativo, resultando num afastamento entre as curvas nos valores próximos à unidade. Assim, o autor propõe que a carga última seja dividida pela carga a um determinado nível de recalque pré-estabelecido, de forma a obter um agrupamento das curvas, reduzindo a influência da variável H/D. A Figura 2. 21b mostra a proposta de normalização, utilizando a carga correspondente a um recalque relativo de 2% (D/50).

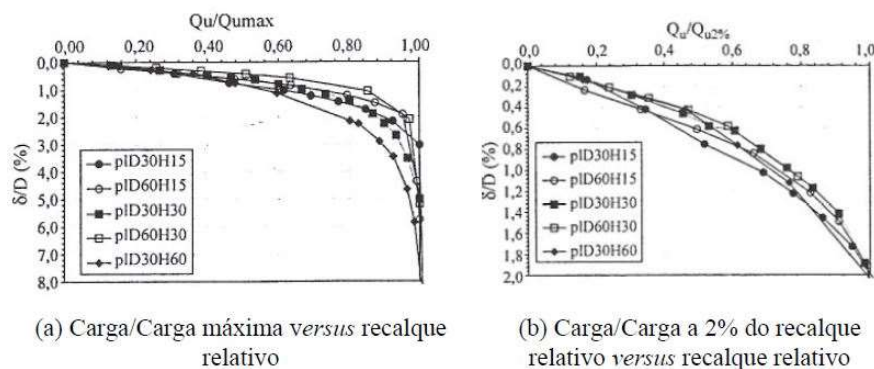


Figura 2. 21: Normalização de ensaios de carga de fundações assentes em solo reforçado com camada de solo-cinza-cal (THOMÉ et al., 2003).

Com base nos resultados obtidos, Thomé *et al.* (2003) propõem um método de cálculo semi-empírico, através do qual é possível obter o valor da capacidade de carga a 2% de recalque

relativo de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. As equações propostas são as seguintes:

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 1,00: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,10 \cdot e^{0,3235} \quad (\text{Equação 2.19})$$

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 0,50: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 1,31 \cdot e^{0,3365F} \quad (\text{Equação 2.20})$$

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 0,25: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 0,84 \cdot e^{0,3328} \quad (\text{Equação 2.21})$$

Onde:

$q_{u2\%}$: tensão de ruptura a 2% de recalque relativo.

F : fator de parâmetros $F = \ln\left(\frac{c'1}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c'2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4\phi'2} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right)$.

Pa : pressão atmosférica.

$c'1$: coesão da camada cimentada.

$c'2$: coesão do solo natural.

$\phi'2$: ângulo de atrito do solo natural.

E_2 : módulo de elasticidade do solo natural.

A Tabela 2. 2 apresenta a faixa de variação dos parâmetros para os quais o método é aplicável. Nota-se que o desenvolvimento do método considerou uma fundação circular rígida, com carregamento vertical centrado e módulos de elasticidade do solo e reforço constantes ao longo da profundidade. A largura da camada tratada foi considerada constante e igual a 3 vezes o diâmetro da fundação.

Quanto à necessidade de redução dos parâmetros de resistência empregadas comumente para cálculo da capacidade de carga, nos casos onde há ruptura por puncionamento, Thomé *et al.* (2003) sugerem a utilização da redução dos parâmetros originais da camada cimentada em 2/3. No entanto, em Thomé *et al.* (2005) não é recomendada a redução dos parâmetros originais da camada superior cimentada. Em relação ao solo natural, não é feita nenhuma consideração específica.

Tabela 2. 2: Faixa de validade para aplicação do método proposto por Thomé *et al.* (2003).

MATERIAL CIMENTADO	MATERIAL NÃO CIMENTADO
$0,19 \leq c'1/Pa \leq 4,44$	$0,01 \leq c'2/Pa \leq 0,50$
$0,70 \leq tg\phi'1 \leq 1,19$	$0,26 \leq tg\phi'2 \leq 0,70,$
$2.961,0 \leq E1/Pa \leq 14.810,0$	$98,0 \leq E2/Pa \leq 988,0$

2.3.4 Fundações superficiais assentes em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada considerando a extensão lateral

Os métodos para previsão da capacidade de carga em sistemas de dupla camada, relatados nos subcapítulos 2.3.2 e 2.3.3 desta revisão, trazem implícita a premissa de que a camada superior é contínua ou suficientemente maior que a largura da fundação. Segundo Foppa *et al.* (2019), lacunas como esta desestimulam a utilização da técnica pelos projetistas, direcionando a escolha para as soluções convencionais, mesmo que potencialmente mais onerosas.

2.3.4.1 Comportamento de ensaios em modelos reduzidos de fundações superficiais contínuas

Ensaio de modelos reduzidos, no contexto de fundações superficiais, são uma ferramenta bastante utilizada na pesquisa para análise da interação solo-estrutura. Esses tipos de análise já vêm sendo utilizadas há muitos anos. Geralmente, as equações semi-empíricas utilizadas no cálculo de capacidade de carga de sapatas baseiam-se em resultados obtidos com ensaios em modelos reduzidos.

A utilização de modelos reduzidos permite a execução de ensaios em condições controladas, medição de cargas e deslocamentos com precisão e a observação em detalhe dos mecanismos de ruptura do solo. Por serem significativamente mais econômicos que ensaios em escala real, esta abordagem permite realizar um maior número de testes (estudos paramétricos), e obter uma maior confiabilidade nos resultados devido à possibilidade de repetição (FOPPA, 2019).

Apesar disso, para que um modelo possa representar o protótipo (escala real), isto é, para que os resultados obtidos em ensaios com modelos reduzidos possam ser estendidos aos protótipos, é preciso que haja similaridade entre modelo e protótipo. Para que haja similaridade

é necessário cumprir condições de semelhança física, as quais são estabelecidas através da metodologia da análise dimensional e da teoria da semelhança física.

Neste sentido, Foppa (2019) desenvolveu um novo método para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais colocadas sobre uma camada de reforço em solo-cimento Portland, considerando sua extensão lateral. Portanto, foram feitos ensaios em modelos reduzidos de fundações contínuas assentes sobre um solo arenoso fofo, bem como análises numéricas através do método dos elementos finitos.

Observaram-se dois tipos distintos de ruptura. No primeiro, a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural (Figura 2. 22a). No segundo, após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de uma fissura, que pode localizar-se junto à borda ou no eixo da fundação, e se propaga de baixo para cima, à medida que aumentam os recalques (Figura 2. 22b).

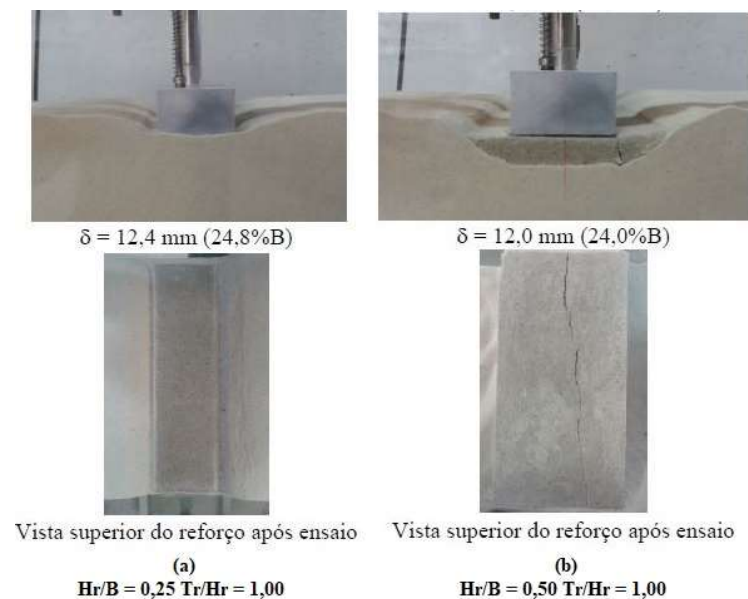


Figura 2. 22: Tipos de ruptura: (a) ruptura por puncionamento; (b) ruptura da camada de reforço (FOPPA, 2019).

Verificou-se que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação Tr/Hr , onde Tr é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e Hr é a espessura do reforço. Então, a partir da observação de que a ruptura do reforço se dá através da formação de uma trinca de tração, que inicia na sua

base, necessita-se obter uma equação que permita prever o valor da tensão de tração atuante a partir de determinado carregamento e geometria do reforço.

Analisando a distribuição das tensões de tração obtidas nas análises numéricas, os autores perceberam que o comportamento de uma camada de reforço pode ser comparado ao de uma viga bi-apoiada ou a de um bloco de fundação, dependendo da sua espessura. Considerando que a camada de reforço funciona como uma viga invertida, submetida a uma tensão uniforme Q aplicada pelo solo, e cujos apoios localizam-se nas bordas da fundação (Figura 2. 23), verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios.

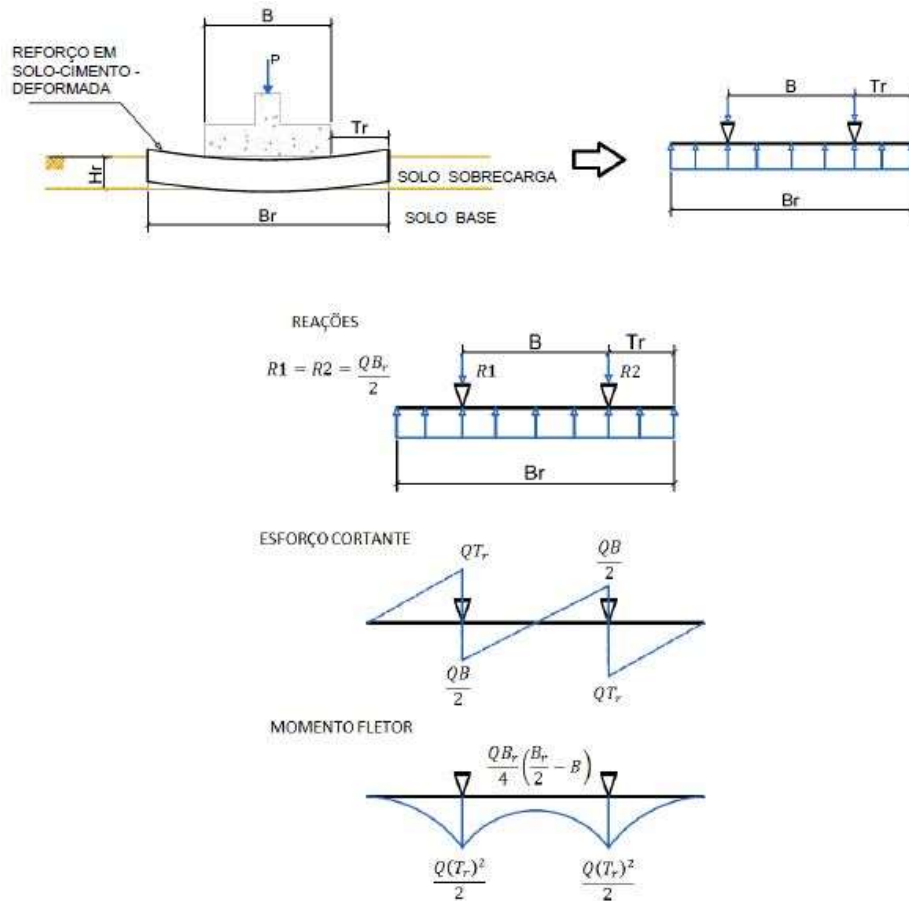


Figura 2. 23: Analogia reforço versus viga bi-apoiada. Diagrama de esforços (FOPPA, 2016).

O momento máximo nos apoios será:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{Q(T_r)^2}{2} \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 2.22})$$

Então, através da teoria de vigas, e considerando que na ruptura do sistema a tensão que atua na base do reforço será $Q_{ur(n)}$, o valor da tensão máxima na base do reforço será:

$$\sigma_{tmáx} = 3Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^2 \quad (\text{Equação 2.23})$$

Para que não haja ruptura no reforço, a tensão máxima de tração deverá ser menor que a resistência à tração do reforço q_t dividida por um fator de segurança (FS):

$$\sigma_{tmáx} = 3Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^2 \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{Equação 2.24})$$

Onde:

$\sigma_{tmáx}$: tensão de tração máxima no reforço.

$Q_{ur(u)}$: tensão que atua na base do reforço.

T_r : distância da borda da fundação à borda do reforço.

H_r : espessura da camada de reforço.

q_t : resistência à tração obtida de ensaios de tração por compressão diametral.

FS : fator de segurança.

Em reforços com maiores espessuras, verificou-se que o comportamento tende a se aproximar do observado em blocos de fundação, onde as tensões de tração máxima ocorrem no eixo da peça.

Para este caso se tem em conta a distribuição de tensões que se mostra na Figura 2. 24. Para obter a tensão máxima de tração no bloco se considera o caso de $\Theta = 0$.

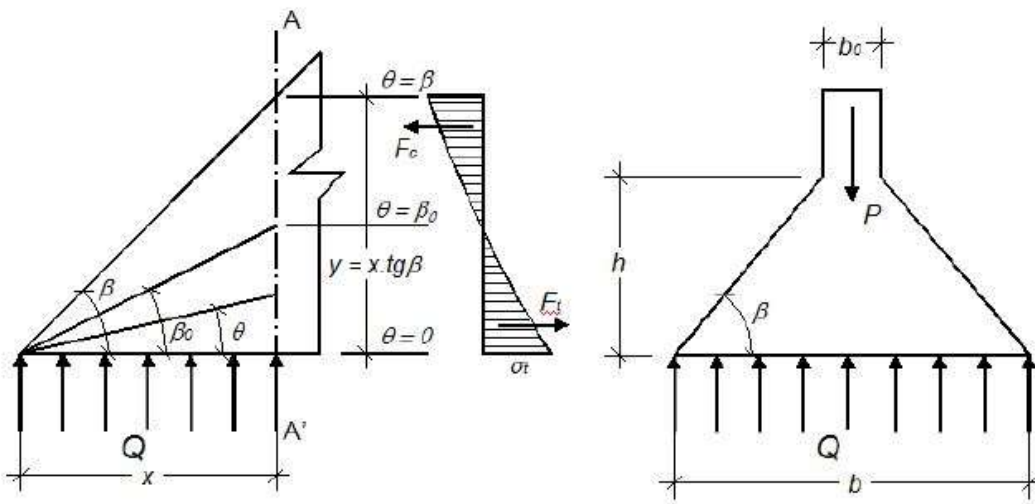


Figura 2. 24: Bloco de seção plena (FOPPA, 2016).

Então, a tensão de tração máxima será:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (\text{equação 2.25})$$

Onde:

Q: pressão do solo sobre o bloco.

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão máxima de tração;

β : ângulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal.

Substituindo Q por $Q_{ur(n)}$, e sabendo que para não haver ruptura na camada de reforço a tensão máxima de tração deverá ser menor que a resistência à tração do reforço dividido por um fator de segurança FS:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{equação 2.26})$$

Para comparar as tensões de tração obtidas a partir dos modelos analíticos de viga e bloco com as obtidas numericamente, pode-se utilizar a equação 2.23 de forma adimensionalizada:

$$\frac{\sigma_{tm\acute{a}x}}{Q_{ur(n)}} = c_1 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{c_2} \quad (\text{equação 2.27})$$

Onde, c_1 e c_2 são constantes do modelo.

O comparativo entre os modelos pode ser melhor visualizado através da Figura 2. 25. Verifica-se que, para baixas relações T_r/H_r , os resultados obtidos numericamente se aproximam do modelo de bloco. À medida que aumenta a relação T_r/H_r , o comportamento tende a se aproximar do modelo de viga. Pode-se verificar, também, que a equação de ajuste para as tensões de tração apresenta uma excelente correlação R^2 com a variável T_r/H_r .

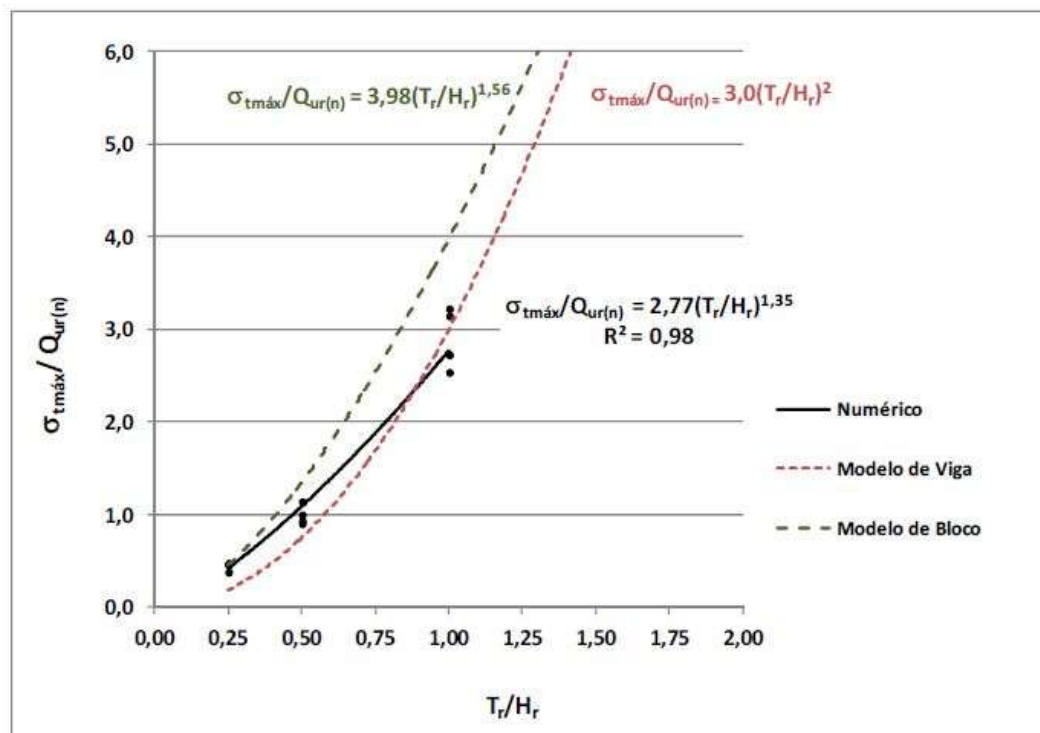


Figura 2. 25: Comparativo entre os modelos de viga, bloco e simulações numéricas (FOPPA, 2016).

Através do comparativo feito entre os modelos de viga, bloco e as simulações numéricas, Foppa (2016) observou uma boa concordância entre as equações que representam as tensões de tração de cada modelo.

Desta forma, através da equação de previsão obtida numericamente (Equação 2.28), pode-se verificar qual a relação T_r/H_r limite para que não haja ruptura do reforço, bastando conhecer a resistência à tração do material de reforço e a tensão atuante sob a base do reforço $Q_{ur(n)}$:

$$\frac{q_t}{Q_{ur(n)}} = 2,77 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,35} \quad (\text{Equação 2.28})$$

Um exemplo prático do uso deste método aqui apresentado se encontra em Foppa (2016), o qual permite se ter uma compreensão mais clara do problema.

2.3.4.2 Comportamento de ensaios em modelos reduzidos de fundações superficiais considerando a extensão lateral

Caballero (2019) deu prosseguimento à pesquisa ao desenvolver uma metodologia de previsão da capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes em reforço de solo-cimento Portland, levando em consideração sua extensão lateral. Portanto, foram feitos ensaios em modelos reduzidos de fundações circulares assentes sobre um solo arenoso fofo, nas mesmas condições que Foppa *et al.* (2019), bem como análises numéricas através do método dos elementos finitos.

Assim como relatado por Foppa *et al.* (2019), observaram-se dois tipos distintos de ruptura. No primeiro, a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural (Figura 2. 26a). No segundo, após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de uma fissura, que pode localizar-se junto à borda ou no eixo da fundação, e se propaga de baixo para cima, à medida que aumentam os recalques (Figura 2. 26b e Figura 2. 26c).

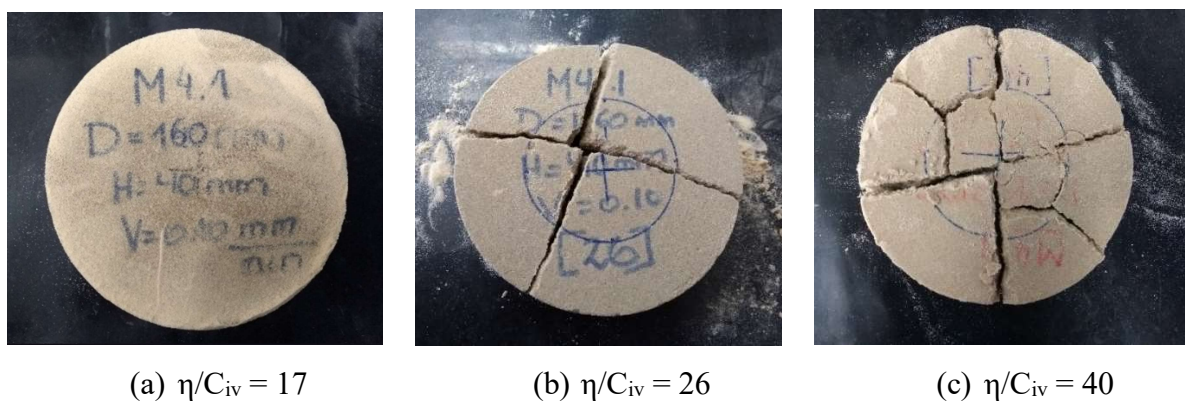


Figura 2. 26: Tipos de ruptura: (a) ruptura por puncionamento; (b) e (c) ruptura da camada de reforço (CABALLERO, 2019).

Analisando a distribuição de tensões de tração obtidas nas análises numéricas, percebe-se que o comportamento de uma camada de reforço pode ser comparado a uma placa circular ou a um bloco de fundação, dependendo da sua espessura. Quando as tensões de tração no

reforço se concentram na borda da fundação, este caso se assemelha a uma placa circular carregada com uma tensão Q uniformemente distribuída, apoiada em outra de menor diâmetro (Figura 2. 27), verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios.

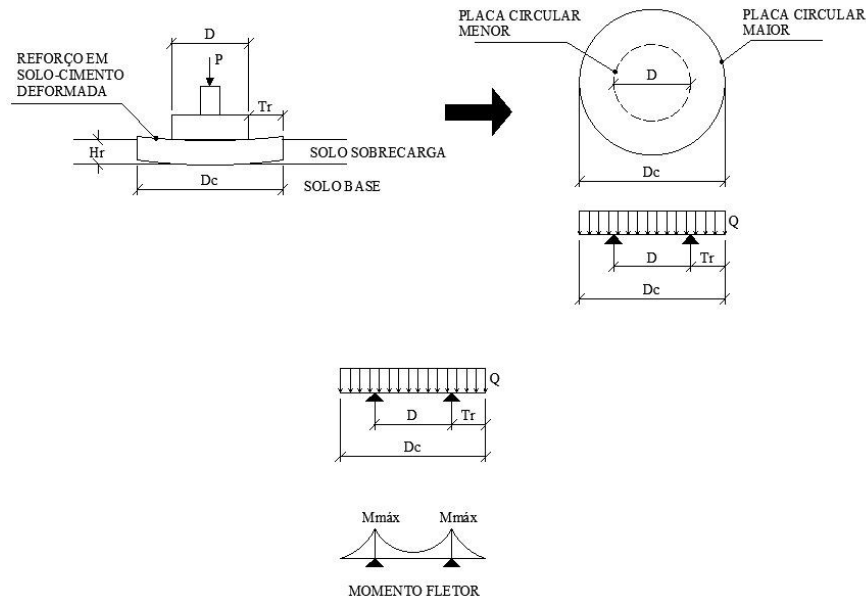


Figura 2. 27: Esquema de uma placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro, diagrama de momentos fletores (CABALLERO, 2019).

Para o caso sinalado, através da teoria das placas, é possível calcular o momento fletor máximo que ocorre nos apoios. A equação para o cálculo do momento fletor máximo é a seguinte:

$$M_{máx} = \frac{Q D^2}{64 H_r^2} \left[(1 + 3\nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1 - \nu) - (3 + \nu) - 4(1 + \nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 \ln \left(\frac{D_c}{D} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.29})$$

Assim, para o caso de placas circulares, a tensão de tração se calcula com a seguinte equação:

$$\sigma_t = \frac{6 M_{máx}}{h^2} \quad (\text{Equação 2.30})$$

Substituindo 6.9 em 6.10, e h por H_r , obtemos:

$$\sigma_{tmáx} = \frac{6 Q D^2}{64 H_r^2} \left[(1 + 3\nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1 - \nu) - (3 + \nu) - 4(1 + \nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 \ln \left(\frac{D_c}{D} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.31})$$

Onde:

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão de tração máxima.

Q: tensão vertical uniforme.

H_r : espessura da camada de reforço.

D: diâmetro da fundação.

D_c : diâmetro da camada de reforço.

ν : coeficiente de Poisson.

Na ruptura do sistema, a tensão que atua na base do reforço será $Q_{ur(n)}$. Substituindo Q por $Q_{ur(n)}$, o valor da tensão de tração máxima na base do reforço será:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{6 Q_{ur(n)} D^2}{64 H_r^2} \left[(1 + 3\nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1 - \nu) - (3 + \nu) - 4(1 + \nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 \ln \left(\frac{D_c}{D} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.32})$$

Para que não haja ruptura no reforço, a tensão máxima de tração deverá ser menor que a resistência à tração do reforço q_t dividida por um fator de segurança (FS):

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{6 Q_{ur(n)} D^2}{64 H_r^2} \left[(1 + 3\nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1 - \nu) - (3 + \nu) - 4(1 + \nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 \ln \left(\frac{D_c}{D} \right) \right] \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{Equação 2.33})$$

A resistência à tração será considerada a determinada a partir dos ensaios de tração por compressão diametral. A resistência obtida através deste ensaio tende a fornecer valores ligeiramente mais baixos do que os obtidos em ensaios de tração direta e, portanto, a favor da segurança.

Assim como Foppa (2016), em reforços com maiores espessuras, verificou-se que o comportamento tende a se aproximar do observado em blocos de fundação, onde as tensões de tração máxima ocorrem no eixo da peça.

Estruturalmente, podem-se considerar dois tipos de blocos, os de seção plena e os de seção reduzida. Nos blocos de seção plena, a área onde atua a carga é igual à da seção transversal superior. Já nos blocos de seção reduzida, a carga está aplicada em uma área reduzida em relação à seção do bloco (Figura 2. 28).

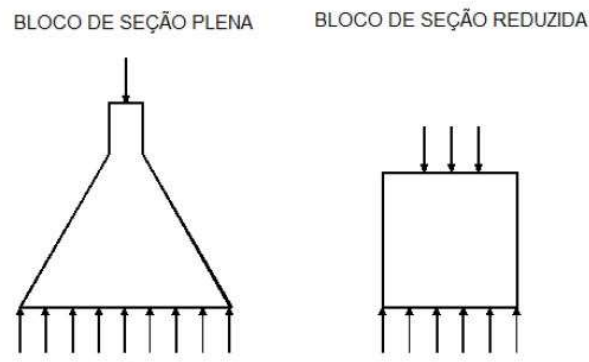


Figura 2. 28: Tipos estruturais de blocos.

Para o caso de camadas de reforço em solo-cimento Portland, assemelha-se aos de blocos de seção plena em que, geralmente, a altura é menor do que sua largura total. Na prática, os blocos de seção plena constituem um tipo de fundação dimensionada, de modo que as tensões de tração neles produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura.

Em geral, possuem seção transversal gradativamente crescente e faces laterais com inclinação constante (Figura 2. 29a), porém, por facilidade construtiva, podem, também, apresentar geometria regular, conforme mostrado na Figura 2. 29b.

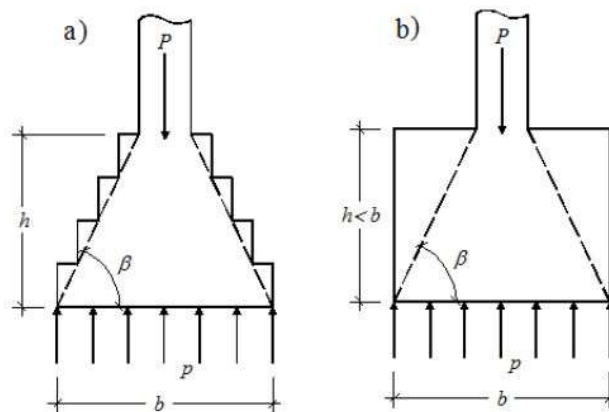


Figura 2. 29: Geometrias típicas de blocos de seção plena.

Então, através da teoria da elasticidade, pode-se obter a tensão de tração máxima para um bloco de seção plena com a seguinte equação:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 2.34})$$

Onde:

Q: pressão do solo sobre o bloco.

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão máxima de tração.

β : ângulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal.

Substituindo Q por $Q_{ur(n)}$, o valor da tensão de tração máxima na base do reforço será:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (\text{Equação 2.35})$$

Para que não haja ruptura, a tensão máxima de tração deverá ser menor que a resistência à tração do reforço dividida por um fator de segurança FS:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{Equação 2.36})$$

Vemos que para o caso estudado, $\beta = H_r/T_r$.

Analisando as equações obtidas para o cálculo da tensão máxima de tração (equação 2.34 e equação 2.36), notam-se que as variáveis que definem as tensões de tração são T_r e H_r . Para o caso do modelo de placa, T_r está presente da forma $D_c = 2T_r + D$.

Portanto, para poder comparar as tensões de tração obtidas a partir dos modelos analíticos de placa e bloco, será utilizada a equação adimensionalizada, utilizada por Foppa (2016):

$$\frac{\sigma_{tm\acute{a}x}}{Q_{ur(n)}} = c_1 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{c_2} \quad (\text{Equação 2.37})$$

Onde, c_1 e c_2 são constantes do modelo.

O comparativo entre modelos, em forma gráfica, é apresentado através da Figura 2. 30. Verificam-se que, para baixas relações de T_r/H_r , os resultados obtidos numericamente se aproximam do modelo de bloco. À medida que aumenta a relação T_r/H_r , o comportamento tende a se aproximar do modelo de placa. Verifica-se que a equação de ajuste para tensões de tração apresenta uma excelente correlação R^2 com a variável T_r/H_r .

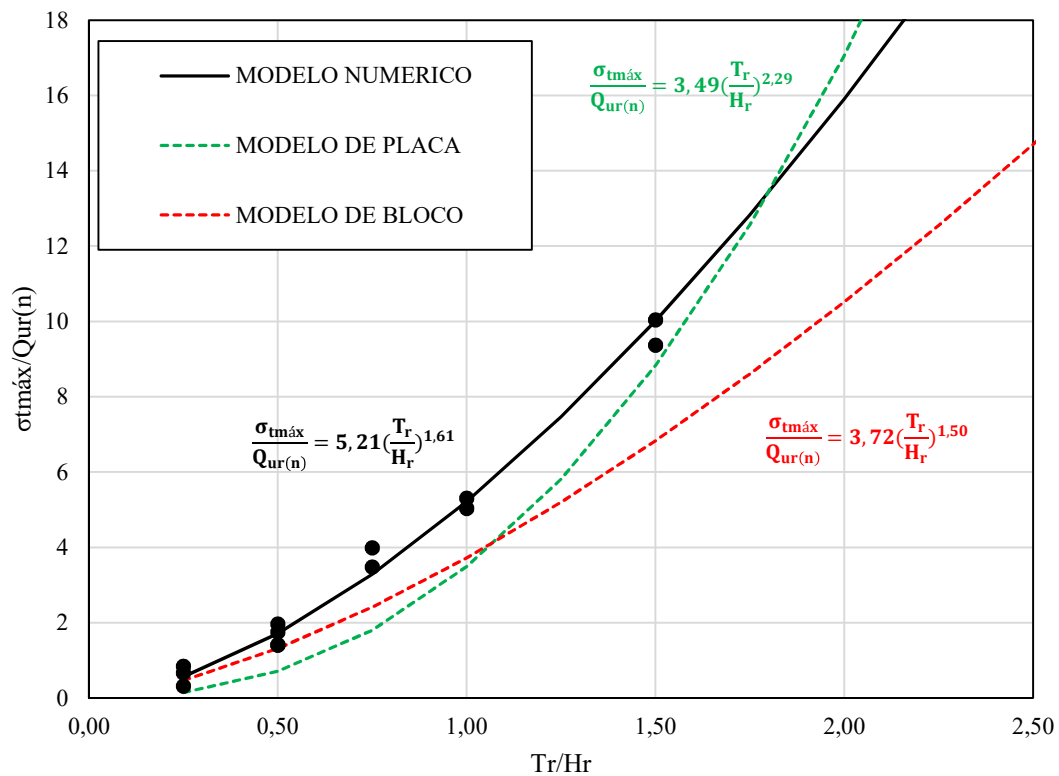


Figura 2. 30: Comparativo entre os modelos de viga, bloco e simulações numéricas (CABALLERO, 2019).

Através da equação de previsão de tensões de tração máxima obtida numericamente, pode-se verificar qual é a relação T_r/H_r limite para que não haja ruptura do reforço, bastando conhecer a resistência à tração do material do reforço e à tensão atuante sob a base do reforço $Q_{ur(n)}$. Por exemplo, para o caso dos ensaios E-1 a E13 ($\eta/Civ = 17$), a resistência à tração vale $q_t = 102$ kPa ($q_t = 10445 ((\eta/Civ)^{-1,63}$ (FOPPA, 2016)) e $Q_{ur(n)} = Q_u = 18$ kPa. Assim:

$$\frac{q_t}{Q_{ur(n)}} = 5,21 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \quad (\text{Equação 2.38})$$

$$\frac{102}{18} = 5,21 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \quad \longrightarrow \quad \frac{T_r}{H_r} = 1,05$$

2.3.4.3 Comportamento de ensaios de campo de fundações superficiais considerando a extensão lateral

Consoli *et al.* (2019) e Rossi (2019) realizaram ensaios de placa em campo assentes em camada cimentada com areia-cimento Portland sob em solo residual. A Figura 2. 31 apresenta o layout dos ensaios de campo.

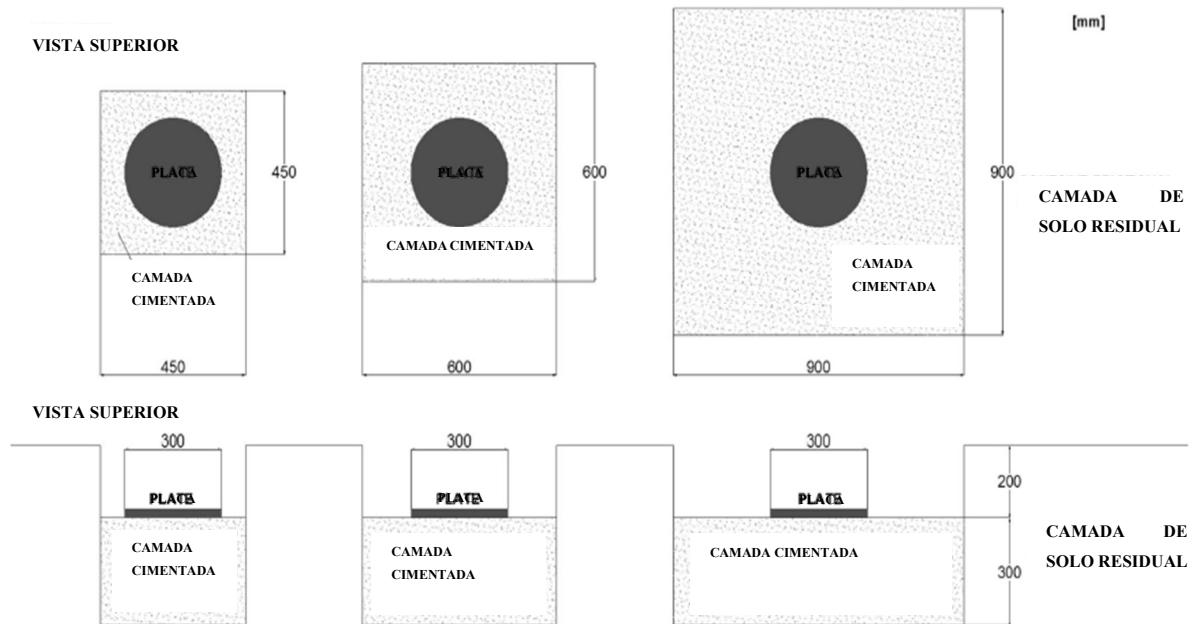


Figura 2. 31: Configuração das camadas melhoradas de campo (CONSOLI *et al.*, 2019).

Os autores avaliaram a influência da largura do reforço no comportamento de ensaios de placa de aço circular apoiado em camadas quadradas de solo-cimento Portland assentes em solo residual com baixa capacidade de suporte. Ensaios de carga estática foram realizados em placas (diâmetro de 300 mm) apoiadas em camadas reforçadas com cimento Portland e areia, com áreas distintas (arestas de 450 mm, 600 mm e 900 mm) e espessura constante de 300 mm.

Foram realizados ensaios triaxiais com as amostras exumadas de campo. As tensões de confinamento foram de 75, 150 e 225 kPa, de acordo com as tensões de trabalho atingidas nos ensaios de carga da placa. Os resultados do ensaio triaxial drenado consolidado estão representados na Figura 2. 32.

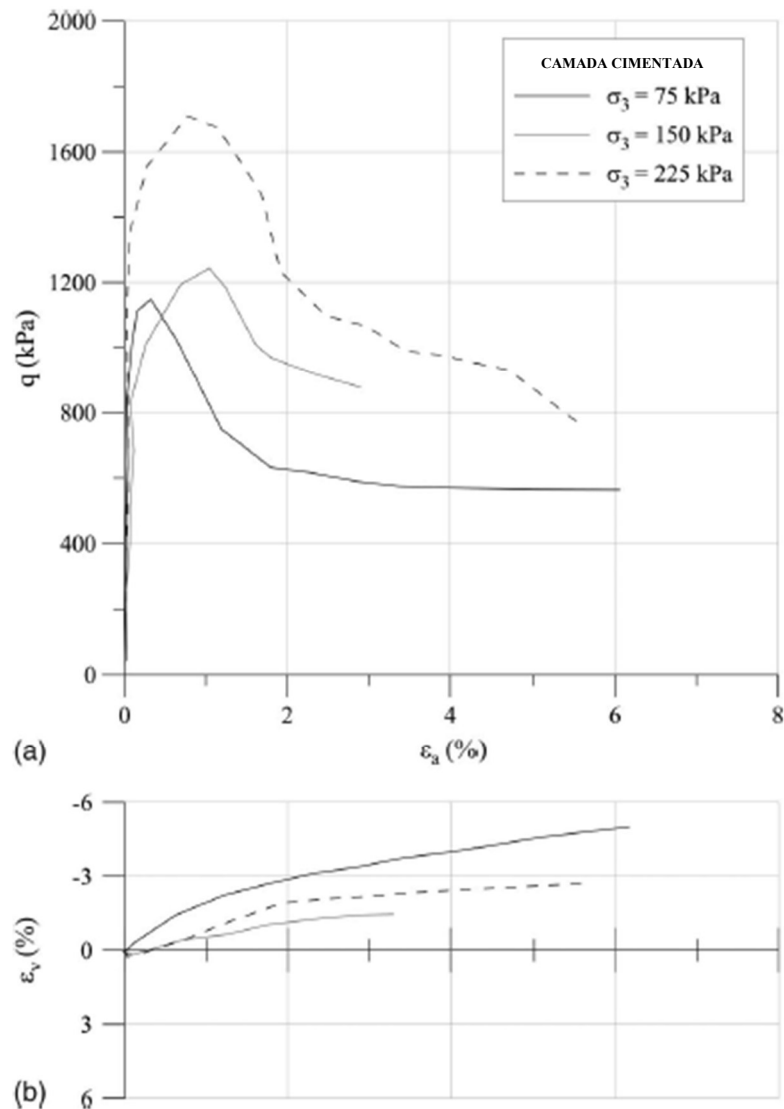


Figura 2. 32: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de 75, 150 e 225 kPa para o solo cimentado: (a) Tensão desvio *versus* ε_a e (b) ε_v *versus* ε_a (CONSOLI et al., 2019).

Os ensaios exibem comportamento frágil em todas as tensões confinadas estudadas [Figura 2. 32(a)]. A tensão de pico presente está associada a um comportamento dilatante [Figura 2. 32(b)]. Os resultados levaram a um ângulo de atrito de pico de $37,7^\circ$ e um intercepto coesivo de cerca de 105 kPa.

As Figura 2. 33(a e b) mostram gráficos de carga aplicada *versus* recalque da placa de aço com 300 mm de diâmetro no solo residual sem reforço e nas camadas quadradas cimentadas artificialmente de 450, 600 e 900 mm (300 mm de espessura) construídas acima do mesmo solo residual.

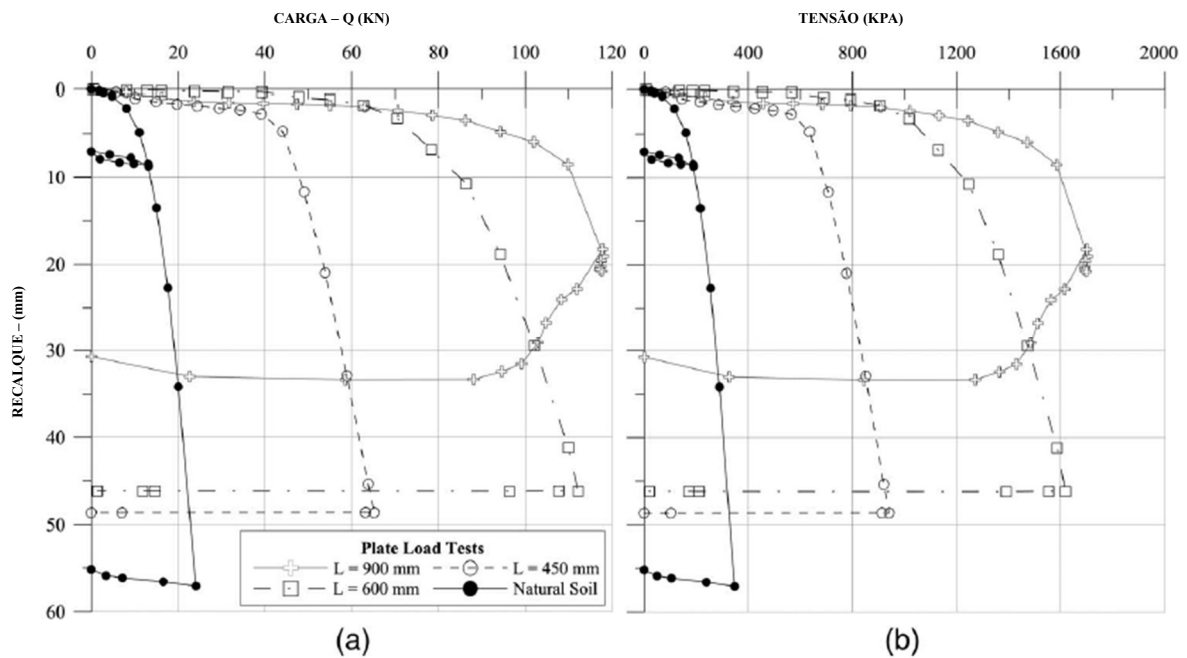


Figura 2. 33: (a) Carga versus recalque e (b) Tensão versus recalque (CONSOLI et al., 2019).

É evidente da Figura 2. 33 (a e b) que cargas e pressões mais altas em um determinado recalque foram observadas em áreas maiores tratadas. Os resultados mostraram dois modos de ruptura distintos, que dependem da largura da camada cimentada. Um mecanismo de punção foi observado para as duas camadas menores de reforço e elas não romperam. A camada cimentada com borda quadrada de 900 mm, por outro lado, teve uma ruptura iniciada pela formação de trincas e fissuras elásticas no fundo da camada. Ruptura por puncionamento através de bordas quadradas das camadas cimentadas ocorreram nas camadas de 450 mm e 600 mm. Como mencionado anteriormente, o colapso ocorria através das bordas dos cimentados, como se essas camadas fizessem parte da estrutura de fundação. Esse mecanismo de ruptura foi corroborado pela análise de campo das camadas cimentadas após a conclusão do ensaio, porque não foram observadas rachaduras ou fraturas nas camadas recuperadas (Figura 2. 34).



Figura 2. 34: Camada (450 mm de aresta) exumada após o ensaio de campo (CONSOLI et al., 2019).

Por outro lado, para a placa circular apoiada no reforço de borda quadrada de 900 mm, iniciou-se uma ruptura na camada cimentada. Este modo de ruptura foi atestado pelas rachaduras encontradas na camada exumada, que foi cortado verticalmente após o ensaio de placa (Figura 2. 35). Consoli *et al.* (2009) observaram uma tendência semelhante para camadas com relação H/D (onde $H = 300$ mm era a espessura da camada tratada e $D = 300$ mm era o diâmetro da placa circular de carregamento). Os autores verificaram (em campo e também através de simulações em elementos finitos) rachaduras iniciadas no fundo da camada de solo cimentado, abaixo da placa circular.

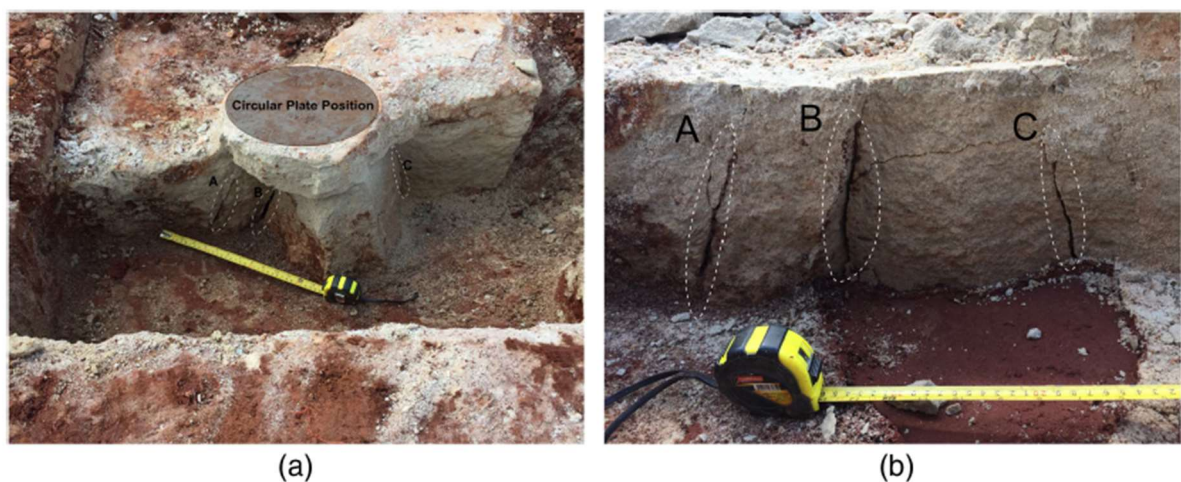


Figura 2. 35: Camada (900 mm de aresta) exumada após o ensaio de campo: (a) exumação; (b) rachaduras (CONSOLI et al., 2019).

De acordo com os achados apresentados anteriormente, dois modos de ruptura estão ligados à largura da camada de solo cimentada artificialmente. Para larguras menores (450 e 600 mm), a capacidade de suporte poderia ser avaliada como se a base fosse uma associação entre a placa de aço circular e a camada cimentada artificialmente, porque não foram observadas rachaduras e fissuras na camada. No entanto, a camada de areia cimentada artificialmente com maior largura (900 mm) rompeu devido a tensões de tração excessivas, que se desenvolveram em seu fundo. Portanto, a capacidade de suporte da placa circular nessa camada poderia ser avaliada como se essa camada fosse infinita.

A capacidade de carga das camadas de campo [em um deslocamento relativo (δ/D) de 3% (CONSOLI *et al.* 2009)] foram de 50, 86 e 111 kN para as camadas de 450, 600 e 900 mm, respectivamente. A capacidade de carga das camadas de campo pelo método de interseção tangente (Mansur e Kaufman 1956) foram 46, 85 e 109 kN para as camadas de 450, 600 e 900 mm, respectivamente. Análise análoga, usando o método Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Cudmani 1994), produziu capacidade de carga das camadas de campo de 49, 87 e 104 kN para as camadas de 450, 600 e 900 mm, respectivamente.

O uso desses métodos distintos levou a valores de carga de ruptura semelhantes, variando 7% da média. A pressão equivalente (σ_e) foi definida como a carga aplicada dividida pela área de contato da camada cimentada, e comportamentos similares podem ser notados entre as camadas cimentadas de 450 e 600 mm. De acordo com Consoli *et al.* (1998), as curvas de pressão equivalente (σ_e) *versus* deslocamento relativo (δ/D) da placa de aço assente sobre o solo natural e as camadas cimentadas de 450 e 600 mm devem ficar uma em cima da outra, uma vez que o perfil do solo mostra homogeneidade para os primeiros metros de profundidade (CONSOLI *et al.*, 2020a, 2020b, 2020c). As curvas não se sobrepõem devido à resistência extra do atrito lateral entre o solo cimentado (enterrado a 300 mm) e o solo natural. A Figura 2. 36 mostra as cargas de ruptura observadas (em um deslocamento relativo a 3% e no pico da camada tratada mais ampla), a carga de ruptura (Q_u), obtida pelo método de Hansen (1961), em função da largura da camada cimentada e o Q_u obtido com o Vésic (1975), para sistemas de camada dupla para $H/D = 1,0$ (estudos de caso realizada em campo).

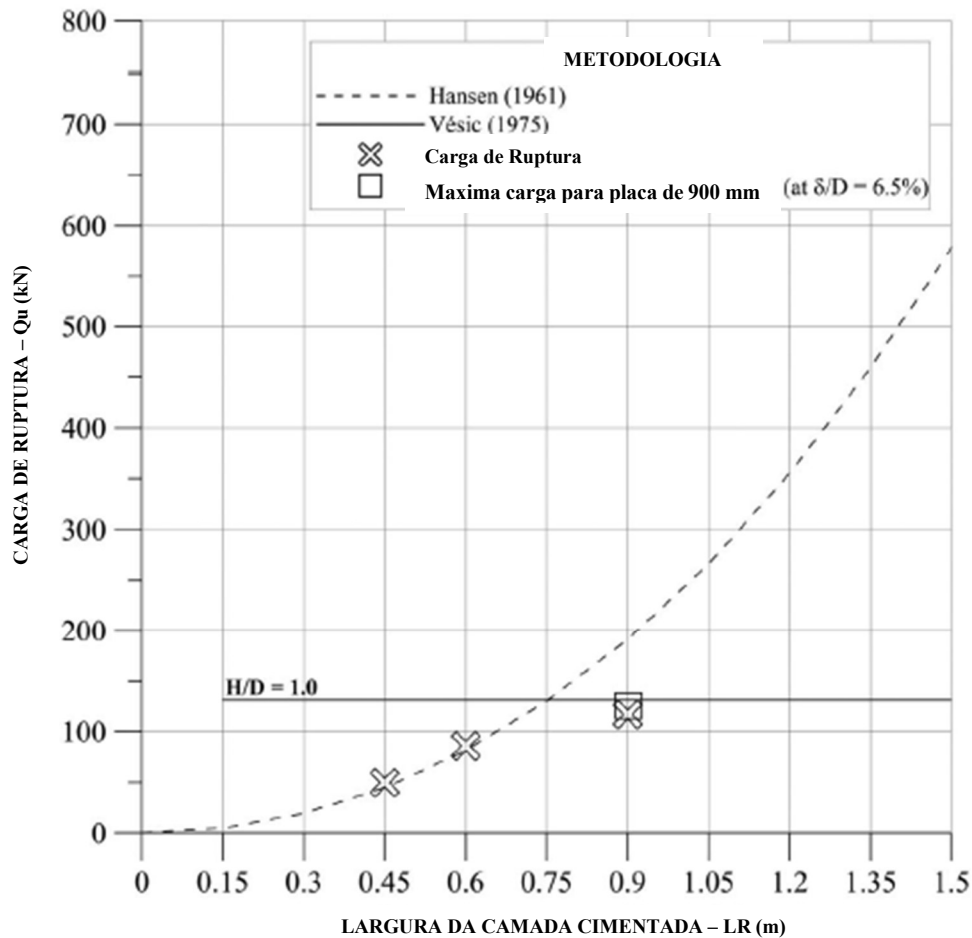


Figura 2. 36: Previsão da capacidade de carga considerando a camada solo-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H/D = 1,0$ (Vésic 1975) (CONSOLI et al., 2019).

O método de Hansen (1961) [Equação (2.6)] foi aplicado como se a fundação superficial fosse um único elemento formado pela placa de aço circular com a camada cimentada apoiada sobre o solo residual coesivo-friccional. Os parâmetros de resistência do solo residual coesivo-friccional foram reduzidos para um limite inferior correspondente a dois terços para concordar com as recomendações de Terzaghi (1943), para mecanismos de ruptura por punção (CONSOLI *et al.* 1998).

A solução de Vésic (1975) [Equação (2.39)] estabelece a capacidade de uma fundação superficial apoiada em uma forte camada superior contínua com parâmetros de resistência de c_1' e ϕ_1' (natural solo) e c_2' e ϕ_2' (camada cimentada).

$$\frac{q_u}{A} = \left[q_0 + \left(\frac{1}{K} \right) c'_1 \cot \varphi'_1 \right] e^{4K \tan \varphi'_1 \left(\frac{H}{D} \right)} - \left(\frac{1}{K} \right) c'_1 \cot \varphi'_1 \quad (\text{Equação 2.39})$$

Na Figura 2. 36, é possível prever a capacidade de carga considerando a camada de solo-cimento como parte da superfície (Hansen 1961) é o resultado para as camadas do reforço quadrado de até 750 mm, e a consideração de tratamento infinito com camada de areia-cimento Portland com solução H/D=1,0 (Vésic 1975) é o resultado para as camadas do reforço quadrado a partir de 750 mm. Assim sendo, pode-se verificar que para as geometrias, materiais e cimento Portland avaliado pelos autores, as soluções plotadas de Hansen (1961) e Vésic (1975) em um único gráfico, conforme apresentado na Figura 2. 36, é uma ferramenta útil para prever o comportamento de ruptura de camadas reforçadas assentes sobre o solo residual coesivo friccional de baixa capacidade de suporte.

Caballero (2019) aplicou a metodologia proposta em provas de carga em escala real executadas sobre camadas de reforço em solo-cimento Portland realizadas por Consoli *et al.* (2019) e Rossi (2019). As camadas de reforço eram quadradas com larguras de 45 e 90 cm, e ambas com uma espessura (Hr) de 30 cm (Figura 2. 34 e Figura 2. 35). A primeira parte consiste no cálculo da capacidade de carga com respeito à profundidade de assentamento da camada de reforço ($Q_{ur(n)}$). Para isto foi utilizada a equação de Hansen (1970):

$$\frac{P_u}{A} = c' N_c S_c + \gamma H N_q S_q + \frac{B_r}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma \quad (\text{Equação 2.40})$$

Onde:

P_u : carga de ruptura.

A: área carregada.

c' : coesão do solo.

γ : peso específico do solo.

D: profundidade de assentamento (espessura da camada de reforço).

B_r : largura da camada de reforço.

N_c, N_q, N_γ : fatores de capacidade de carga.

S_c, S_q, S_γ : fatores de forma.

Para o cálculo se utilizaram as seguintes equações de fatores de capacidade de carga e de forma:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (\text{Equação 2.41})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (\text{Equação 2.42})$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{Equação 2.43})$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (\text{Equação 2.44})$$

$$S_q = 1 \quad (\text{Equação 2.45})$$

$$S_\gamma = 0,8 \quad (\text{Equação 2.46})$$

Os parâmetros do solo utilizados para o cálculo foram os obtidos por Carretta (2017). Os parâmetros foram reduzidos segundo o critério de Terzaghi (1943), para ruptura por puncionamento, os valores são os seguintes:

$$c' = 9,52 \text{ kPa}$$

$$c'_{\text{red}} = (2/3) 9,52 = 6,35 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 30,5^\circ$$

$$\phi'_{\text{red}} = \text{atan} (2/3 \tan 30,5) = 21,4^\circ$$

Os fatores de capacidade de carga e a forma calculados segundo os valores de parâmetros reduzidos considerados anteriormente são os seguintes: $N_c = 15,81$; $N_\gamma = 6,20$; $N_q = 7,07$; $S_c = 1,45$; $S_q = 1$ e $S_\gamma = 0,8$.

Na Tabela 2. 3 se mostram os resultados de capacidade de carga obtidos analiticamente, com a equação de Hansen (1970), para cada camada e as obtidas diretamente nas provas de carga.

Tabela 2. 3: Resumo das capacidades de carga obtidas analiticamente e em provas de carga executadas no campo (CABALLERO 2019).

Tensão na base da camada (analítico)	
Camada de 45 cm $Q_{ur(n)} = 266$ kpa	Camada de 90 cm $Q_{ur(n)} = 275$ kpa
Tensão na base da camada (prova de carga)	
Camada de 45 cm $Q_{ur(n)} = 267$ kpa	Camada de 90 cm $Q_{ur(n)} = 160$ kpa

Observa-se que, para o caso da camada de reforço com largura de 45 cm, a capacidade de carga obtida analiticamente corresponde com a obtida no campo, no entanto, para a camada de 90 cm, a capacidade de carga obtida analiticamente é muito superior ao obtido no campo, isto acontece devido à ruptura da camada de 90 cm, não podendo se comportar como um sistema único (fundação mais reforço).

Na segunda parte da aplicação da metodologia se tem o cálculo das tensões de tração máximas nas camadas de reforço, com a equação obtida por Caballero (2019), e se compara com a resistência à tração do reforço.

Para a obtenção da resistência à tração da camada de reforço se utilizaram as relações obtidas no trabalho de Consoli (2014a), com elas e através dos parâmetros de resistência da camada de reforço em solo-cimento Portland obtidas em laboratório, é possível obter a resistência à tração do material.

$$\sigma_c = \frac{2 \left(\frac{c'}{\tan \phi'} \sin \phi' \right)}{1 - \sin \phi'} \quad (\text{Equação 2.47})$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c - \sigma_c \sin \phi'}{2} \quad (\text{Equação 2.48})$$

Onde:

σ_c : resistência à compressão simples

σ_t : resistência à tração por compressão diametral

c' : coesão do reforço em solo-cimento Portland

ϕ' : ângulo de atrito do reforço em solo-cimento Portland

Os parâmetros do solo-cimento Portland utilizados para o cálculo da resistência à tração foram os obtidos por Consoli *et al.* (2019), através de ensaios triaxiais realizados em amostras extraídas do campo após a realização dos ensaios. Os valores utilizados são os seguintes:

$$c' = 200 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 40,5^\circ$$

Utilizadas as equações mostradas anteriormente se obtêm os seguintes valores de resistência à compressão simples e resistência à tração.

$$\sigma_c = 868 \text{ kPa}$$

$$\sigma_t = 152 \text{ kPa}$$

Comparando esta resistência à tração com a máxima tensão de tração existente na camada de reforço temos:

$$\text{Camada de 45 cm de largura: } \sigma_{tm\acute{a}x} = 262 * 5,21(0,25)^{1,61} = 149 \text{ kPa} < 152 \text{ kPa}$$

$$\text{Camada de 90 cm de largura: } \sigma_{tm\acute{a}x} = 275 * 5,21(1,00)^{1,61} = 1432 \text{ kPa} > 152 \text{ kPa}$$

Nas Figura 2. 34 e Figura 2. 35 se apresentam o ocorrido no campo com as camadas de reforço, verifica-se que a previsão obtida analiticamente com a equação conseguida neste trabalho corresponde com o sucedido no campo nas provas de carga.

Para finalizar a análise, tentou se obter uma previsão analítica da carga de ruptura da fundação para a camada de 90 cm de largura, ou seja, obter a carga para qual ela rompeu. Através de vários estudos, verificou-se que a equação de Vésic (1975) fornece valores próximos ao obtido no campo:

$$Q_{ur} = \frac{P_{ur}}{A} = \left[q_0 + \left(\frac{1}{K} \right) c' 1 \cot \phi' \right] e^{4K \tan \phi'} \left(\frac{H}{D} \right) - \left(\frac{1}{K} \right) c' 1 \cot \phi' \quad (\text{VÉSIC, 1975})$$

(Equação 2.49)

Onde:

P_{ur} : carga de ruptura da fundação.

A: área da sapata.

q_0 : capacidade de carga da fundação assente no solo natural, considerando os parâmetros reduzidos por punção.

H: espessura da camada de reforço.

D: diâmetro da fundação.

c'_1 : coesão do reforço.

ϕ'_1 : ângulo de atrito do reforço.

$$K = \frac{1 - (\sin \phi'_1)^2}{1 + (\sin \phi'_1)^2}$$

Realizados os cálculos se consegue uma carga de ruptura da fundação $P_{ur} = 133$ kPa, muito próxima do obtido no campo $P_{ur} = 138$ kPa.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido em três etapas:

- a) Caracterização física dos materiais;
- b) Caracterização da resistência mecânica dos materiais; e
- c) Provas de carga em campo.

A Tabela 3. 1 apresenta o resumo dos ensaios que foram feitos em cada etapa.

Tabela 3. 1: Resumo de ensaios realizados em cada etapa.

ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAIO	Nº DE ENSAIOS
Caracterização Física dos Materiais	Areia de Osório	Massa específica real dos grãos	3
		Análise granulométrica	2
		Índice de vazios máximo	2
		Índice de vazios mínimo	2
	Solo residual	Cilindro cortante	43
	Cimento Portland	Massa específica real dos grãos	1
		Análise granulométrica	1
	Vidro	Massa específica real dos grãos	1
		Análise granulométrica	1
	Cal	Massa específica real dos grãos	1
Análise granulométrica		1	
Resistência Mecânica dos Materiais	Solo residual	Triaxial Drenado	2
		Medida de Sucção Matricial	18
	Solo-cimento Portland	Compressão simples	9
		Tração por compressão diametral	9
		Tração na flexão	9
		Triaxial Drenado	6
		Medida de Sucção Matricial	24
		Compressão simples	45
		Tração por compressão diametral	45
		Triaxial Drenado	3
Medida de Sucção Matricial	21		
Provas de Carga realizadas em campo	Solo residual	Prova de carga	3
	Solo-cimento Portland	Prova de carga	31
	Solo-vidro-cal	Prova de carga	5

Na Figura 3. 1, apresenta-se um fluxograma das etapas realizadas no campo experimental e posteriores ensaios de laboratórios.

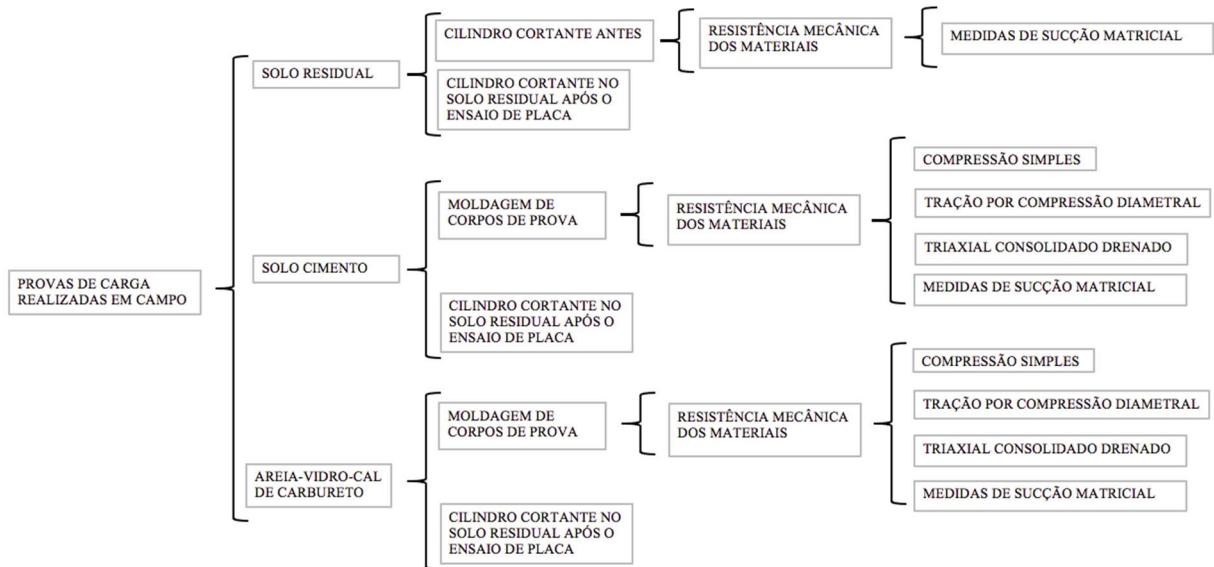


Figura 3. 1: Fluxograma de etapas realizadas em campo e laboratório.

Nos itens subsequentes são descritos os materiais e métodos utilizados, justificativa para escolha dos mesmos, equipamento necessário para execução dos ensaios de campo bem como referenciadas as normas técnicas pertinentes.

Na Figura 3. 2: Esquema da prova de carga em campo: (a) secção transversal; (b) vista em planta., apresenta-se uma secção transversal e uma vista em planta esquemática da prova de carga em campo, onde:

D: diâmetro da fundação.

H_r : espessura da camada de reforço.

T_r : distância horizontal entre a borda da fundação e a borda da camada de reforço.

D_c : diâmetro total da camada de reforço igual a $D + 2 T_r$.

P: carga aplicada.

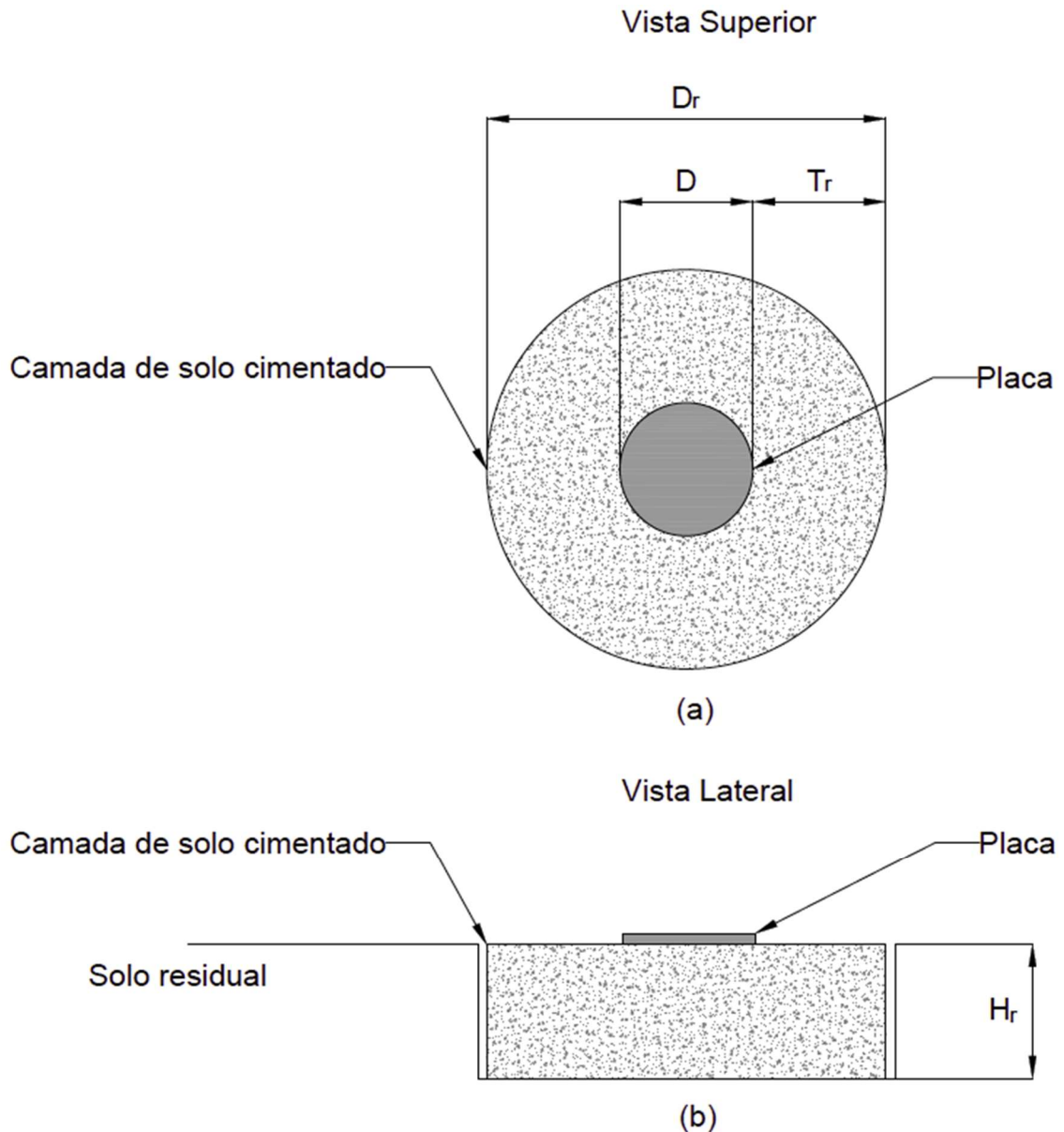


Figura 3. 2: Esquema da prova de carga em campo: (a) secção transversal; (b) vista em planta.

Uma das premissas importantes desta pesquisa é de que a metodologia proposta seja de utilização prática, para isso, é necessário que a realização da camada de reforço produza baixos volumes de escavação, portanto, limitou-se a espessura da camada de reforço em $1,50D$.

Na continuação são expostas as variáveis investigadas nesta pesquisa:

- a) Largura adicional da camada de reforço expressa pela relação T_r/H_r : 0,25; 0,50; 0,75; 1,00; 2,00.

- b) Espessura da camada de reforço expressa pela relação H_r/D : 0,25; 0,50; 1,00 e 1,50.
- c) Resistência da camada de reforço expressa pelo fator vazios/agente cimentante η/C_{iv} : 17 e 26 para a camada de solo-cimento e η/B_{iv} : 14 para camada de areia-vidro moído-cal de carbureto.

A resistência da camada de reforço foi caracterizada através do fator vazios/agente cimentante (η/C_{iv} e η/B_{iv}). Os teores de agente cimentante e porosidade foram escolhidos de forma a estar dentro dos limites mais utilizados em estabilização de solos.

Também foram definidos os parâmetros fixos, que são os seguintes:

- a) Diâmetro da placa: $D = 30, 60$ e 90 cm;
- b) Tipo do solo de base: residual com baixa capacidade de suporte (Campo experimental de Passo Fundo/RS);
- c) Condição do solo de base: natural;
- d) Tempo de cura da camada de solo-cimento Portland: entre de 28 a 35 dias;
- e) Tempo de cura da camada de solo-vidro-cal de carbureto: 28 a 33 dias.

O programa de provas de carga em campo nas camadas de solo-cimento Portland pode ser visualizado na Tabela 3. 2. As combinações de geometria estabelecidas resultam em um total de 15 formas diferentes para as camadas de reforço. Adicionalmente, para os casos $H_r/D = 0,50$ e $1,00$, será avaliado o efeito da resistência do solo-cimento Portland, assim como a influência do atrito lateral nos ensaios, totalizando 23 provas de carga. A fim de verificar a validação dos resultados para fundações com área maior, realizaram-se ensaios com placa de diâmetro de 60 e 90 cm, mantendo as relações T_r/H_r e H_r/D . Na Tabela 3. 3 são apresentados todos os ensaios sobre as camadas de reforço, totalizando 30 ensaios em camada de solo-cimento Portland.

Tabela 3. 2: Programa de provas de carga em campo.

H_r/D	η/C_{iv}	T_r/H_r
0,25	17	0,50
		1,00
		1,50
		2,00
0,50	17	0,25
		0,50
		1,00
		2,00
	26	0,25
		0,50
		1,50
		2,00
1,00	17	0,25
		0,50
		1,00
		1,50
	26	0,25
		0,50
		1,00
		2,00
1,50	17	0,25
		0,50
		1,00

Tabela 3. 3: Dimensões das camadas de reforço de solo-cimento Portland.

Placa (mm)	Hr/D	Hr (mm)	Tr/Hr	Tr (mm)	Dr (mm)	Obs
300	0.25	75	0.25	18,75	337,5	Sem atrito lateral
			0.5	37,5	375	Sem atrito lateral
			1	75	450	Sem atrito lateral
			2	150	600	Sem atrito lateral
300	0.5	150	0.25	37,5	375	Sem atrito lateral
			0.5	75	450	Sem atrito lateral
			1	150	600	Sem atrito lateral
			2	300	900	Sem atrito lateral
300	1	300	0.25	75	450	Sem atrito lateral
					450	Com atrito lateral
			0.5	150	600	Sem atrito lateral
					600	Com atrito lateral
			1	300	900	Sem atrito lateral
					900	Com atrito lateral
			1.5	450	1200	Sem atrito lateral
			300	1.5	450	0.25
0.5	225	750				Sem atrito lateral
1	450	1200				Sem atrito lateral
600	0.5	300	0.5	150	900	Sem atrito lateral
600	0.5	300	1	300	1200	Sem atrito lateral
600	0.25	150	1	150	900	Sem atrito lateral
900	0.25	225	0.5	112,5	1125	Sem atrito lateral

Foram realizados 3 ensaios no solo natural variando o diâmetro da placa (30, 60 e 90 cm) e 5 ensaios com areia-vidro moído e cal de carbureto com as dimensões apresentadas na Tabela 3. 4.

Tabela 3. 4: Dimensões das camadas de reforço de areia-vidro moído e cal de carbureto.

Placa (mm)	Hr/D	Hr (mm)	Tr/Hr	Tr (mm)	Dr (mm)	Obs
300	0.5	150	0.5	75	450	Sem atrito lateral
300	1	300	0.125	37,5	375	Sem atrito lateral
			0.25	75	450	Sem atrito lateral
			0.5	150	600	Sem atrito lateral
			1	300	900	Sem atrito lateral

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Solo de fundação

Os ensaios de campo foram realizados no campo experimental do Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC), na Universidade de Passo Fundo (UPF), no município de Passo Fundo/RS (Figura 3. 3).



Figura 3. 3: Localização do campo experimental dentro da Universidade de Passo Fundo (GOOGLE MAPS, ACESSADO 8/3/2020).

Ensaio de campo e de laboratório foram realizados com o objetivo de caracterizar o solo residual. Consoli *et al.* (2020a, 2020b, 2020c, 2020d) apresentaram o ensaio de campo que consistiu em dois ensaios CPT (penetração de cone) feitos até uma profundidade de até 8m. A Figura 3. 4 apresenta o perfil típico do solo da CPT, começando de cima para baixo, com uma fina camada de solo, de cerca de 0,7 m, que revela uma alta resistência da ponta (q_c), atingindo 4.000 kPa, e uma fricção na manga (f_s), atingindo 200 kPa, seguida por cerca de 3,3 m do q_c de cerca de 1.000 kPa e f_s de cerca de 70 kPa, seguido de um q_c de cerca de 1.700 kPa e f_s de cerca de 120 kPa até o limite do ensaio.

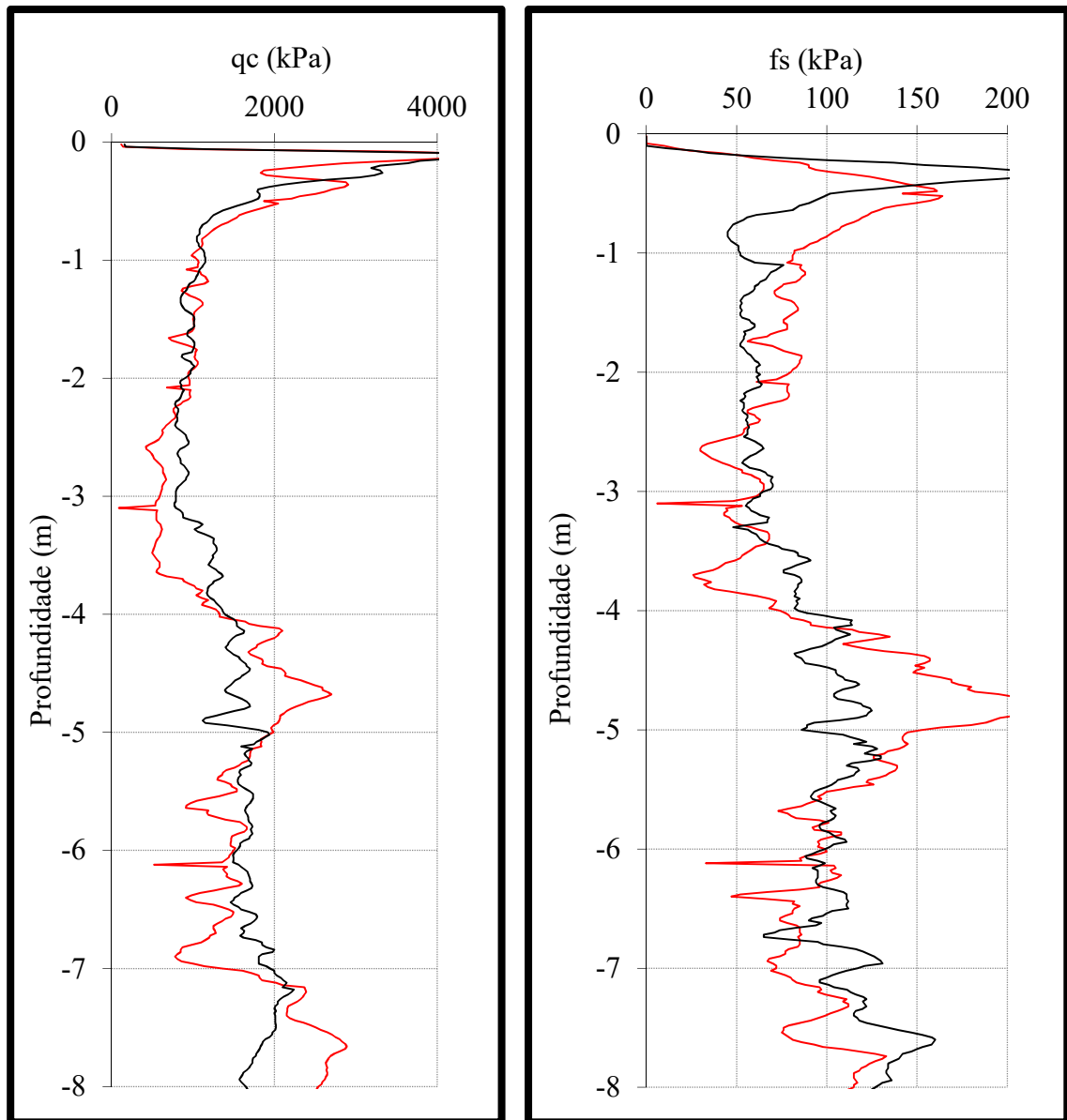


Figura 3. 4: Perfil CPT do solo residual até uma profundidade de 8 metros (CONSOLI et al., 2020).

Ensaio de laboratório foram realizados em uma amostra recuperada a uma profundidade de cerca de 1,2 m. O índice de vazios no campo foi determinado em 1,20, a umidade natural em 34% e o peso específico natural em 16,1 kN/m³ (CONSOLI et al., 2020a, CONSOLI et al., 2020b e CONSOLI et al., 2020c). Outras propriedades físicas do solo residual são apresentadas na Tabela 3. 5.

Tabela 3. 5: Propriedades do solo residual.

Propriedades	Solo Residual
Massa específica real dos grãos - G_s	2.67
Areia média ($0.425\text{mm} < D < 2.0\text{mm}$): %	2.0
Areia fina ($0.075\text{mm} < D < 0.425\text{mm}$): %	20.0
Silte ($0.002\text{mm} < D < 0.075\text{mm}$): %	22.0
Argila ($D < 0.002\text{mm}$): %	56.0
Limite de liquidez	42.0
Índice de plasticidade	11.0
Classificação (ASTM 2017)	CL

Consoli *et al.* (2020a, 2020b) e Carretta (2018) apresentam (Figura 3. 5) os resultados obtidos nos ensaios de compressão isotrópica [medições de deformações locais (axial e radial), usando sensores de efeito Hall (CLAYTON E KHATRUSH, 1986)], realizados em amostras do solo residual poroso intacto e em condições reconstituídas.

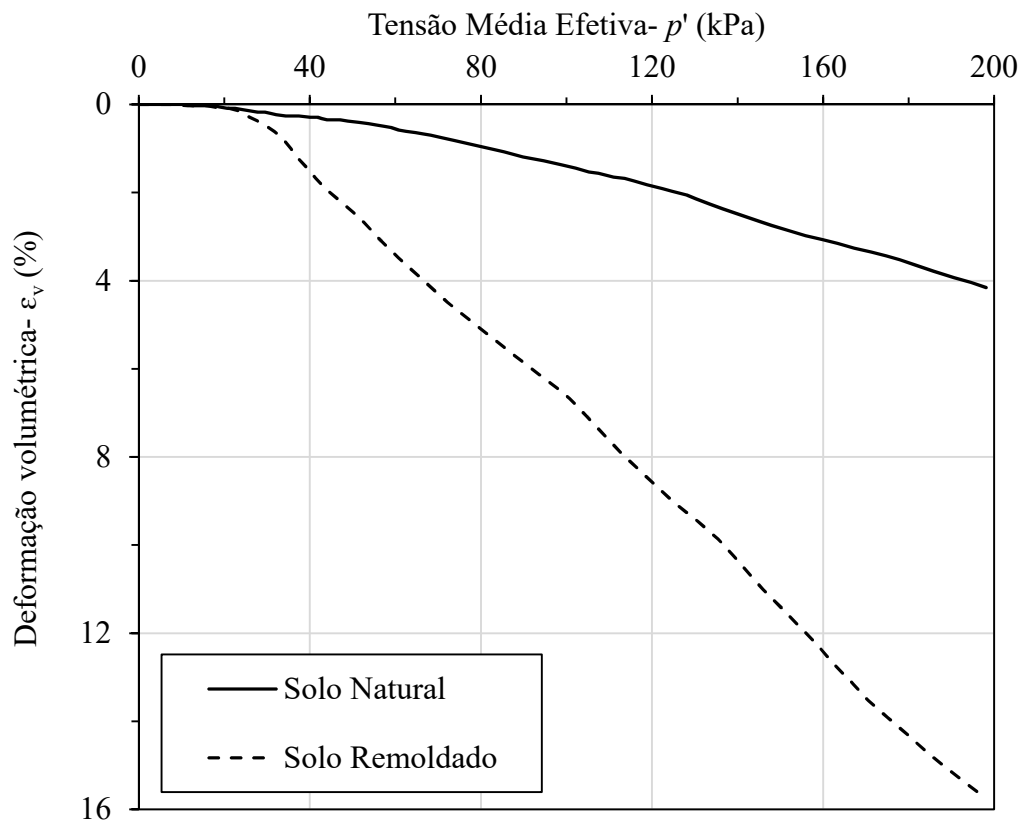


Figura 3. 5: Compressão isotrópica do solo residual (natural) e amostra reconstituída com o mesmo índice de vazios (CONSOLI *et al.* 2020a).

As curvas de compressão isotrópica obtidas para as amostras coladas têm formato semelhante às relatadas na literatura para solos estruturados e cimentados naturalmente/artificialmente (LEROUEIL E VAUGHAN 1990; CONSOLI *et al.* 1998; ROTTA *et al.* 2003). O espécime ligado é, desde o início, muito mais rígido que o solo em seu estado desestruturado e se torna gradualmente mais suave à medida que a tensão isotrópica aumenta, mostrando o desempenho de uma estrutura cimentada nos padrões de deformabilidade e compressibilidade do solo.

3.1.2 Areia de Osório

A areia escolhida para realizar a estabilização com cimento Portland CP-V ARI e com a mistura vidro moído e cal de carbureto foi uma areia fina, uniforme, quartzosa, isenta de matéria orgânica, proveniente do município de Osorio/RS (Figura 3. 6). Esta areia tem sido utilizada em diversas pesquisas realizadas no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de Geotecnia da UFRGS, o que contribui para o conhecimento de suas propriedades físicas, químicas e do seu comportamento mecânico.



Figura 3. 6: Areia de Osório/RS.

A caracterização física das amostras é mostrada na Tabela 3. 6 e a curva granulométrica é apresentada na Figura 3. 7.

Tabela 3. 6: Propriedades físicas da areia de Osório.

PROPIEDADES	VALORES
Densidade Real dos Grãos (G)	2,65
% Pedregulho ($d > 2$ mm)	-
% de Areia Grossa ($0,6 < d < 2$ mm)	-
% de Areia Média ($0,2 < d < 0,6$ mm)	52,0%
% de Areia Fina ($0,06 < d < 0,2$ mm)	43,4%
% de Siltes ($0,002 < d < 0,06$ mm)	3,5%
% de Argila ($d < 0,002$ mm)	1,1%
Diâmetro Efetivo (D_{10}) mm	0,11
Diâmetro (D_{30}) mm	0,16
Diâmetro (D_{50}) mm	0,21
Diâmetro (D_{60}) mm	0,23
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	2,09
Coefficiente de Curvatura (C_c)	1,1
Índice de Vazios Mínimo, (e_{min})	0,6
Índice de Vazios Máximo, (e_{max})	0,9

De acordo com a ASTM D-2487-11, que adota o sistema unificado de classificação (UCS), a amostra se classifica como areia fina uniforme.

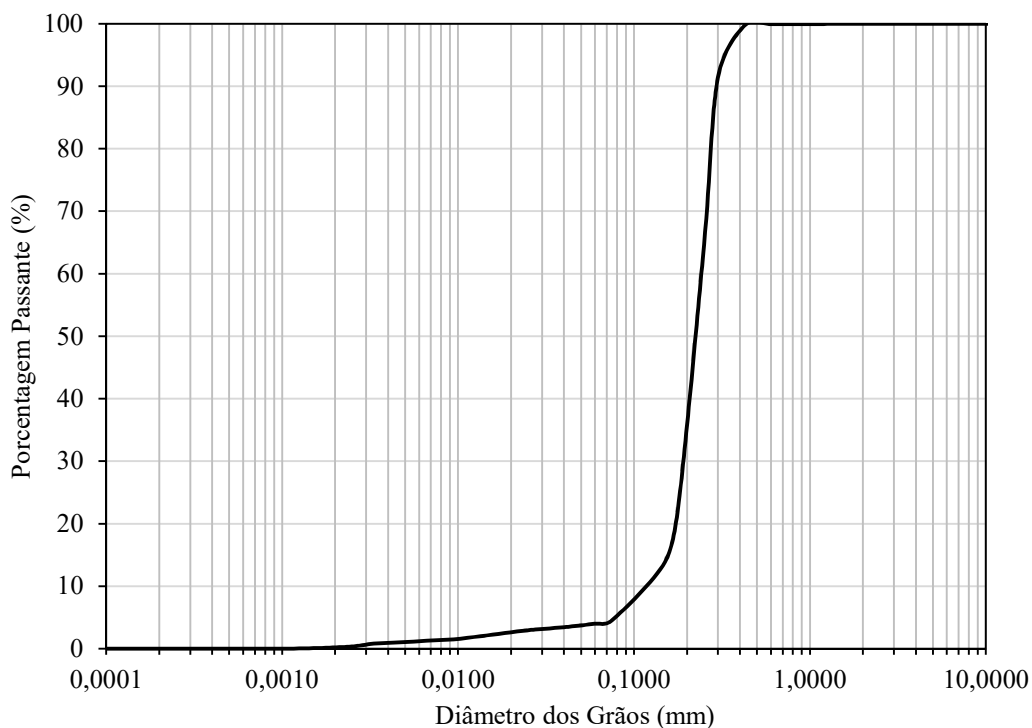


Figura 3. 7: Curva granulométrica da areia de Osório.

3.1.3 Cimento Portland

Um dos materiais cimentante utilizado foi cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). Este material foi escolhido devido ao seu acelerado ganho de resistência, atingindo aos 7 dias de cura cerca de 80% da resistência obtida aos 28 dias de cura do CP III, como ilustrado pela Figura 3. 8. Além disso, o avançado estágio de hidratação atingido nesta idade tende a gerar uma menor dispersão dos resultados. Sua curva granulométrica está apresentada na Figura 3. 9. A massa específica real dos grãos da amostra utilizada é 3,05.

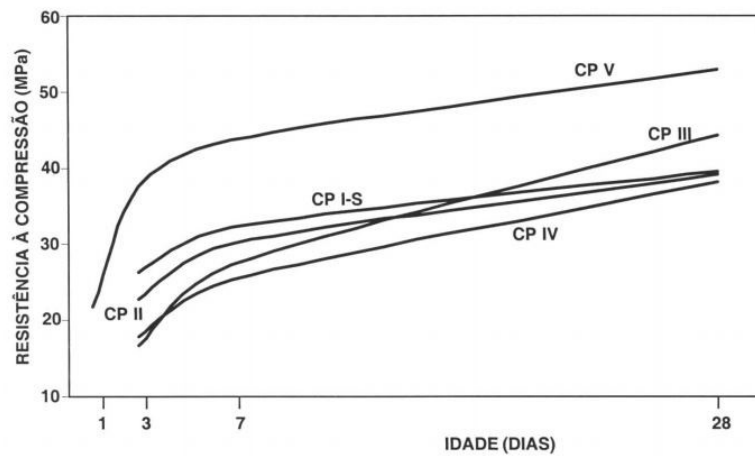


Figura 3. 8: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

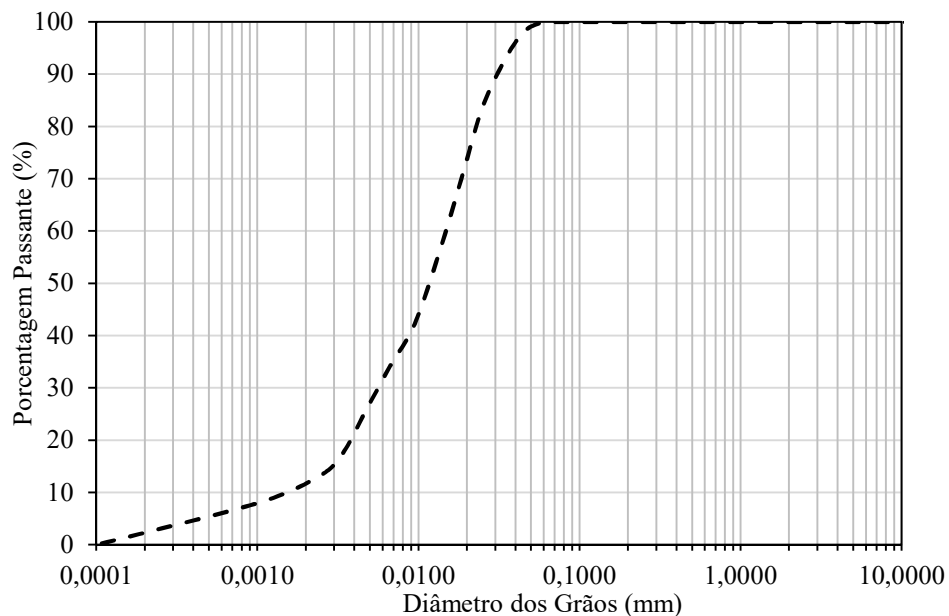


Figura 3. 9: Curva granulométrica do cimento Portland CPV - ARI.

3.1.4 Vidro moído

A fim de verificar o comportamento de fundações superficiais assentes em camadas de solo reforçado com cimento alternativo, foram utilizadas misturas de vidro moído e cal de carbureto. O vidro utilizado na pesquisa é proveniente de resíduos de vidros planos de janelas e estes vidros foram moídos e peneirados na peneira #200. Na Figura 3. 10 é exibida a curva granulométrica.

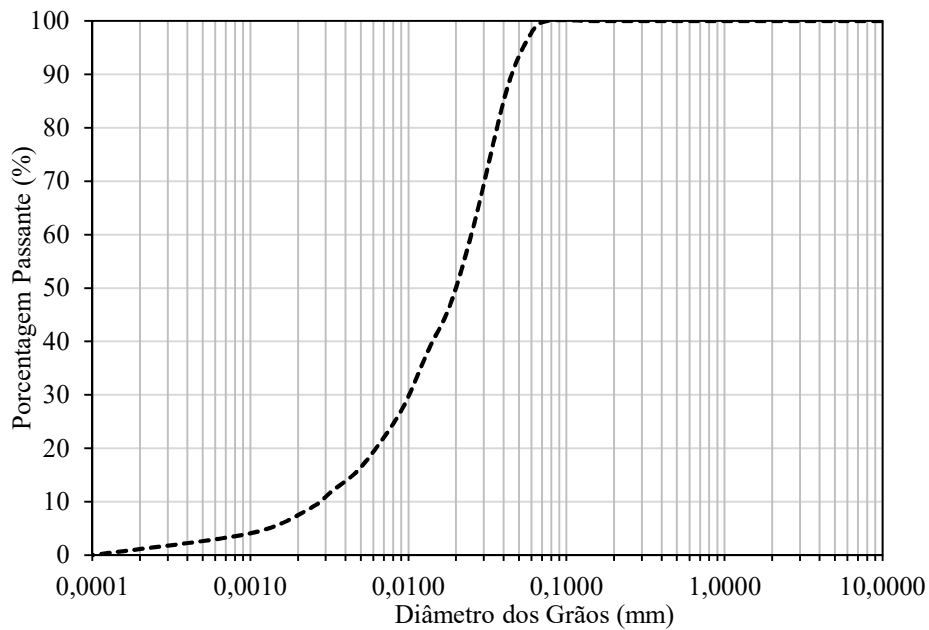


Figura 3. 10: Curva granulométrica do vidro moído.

Na Figura 3. 11 é exibida a difratometria de raio-x do vidro moído e peneirado na peneira #200.

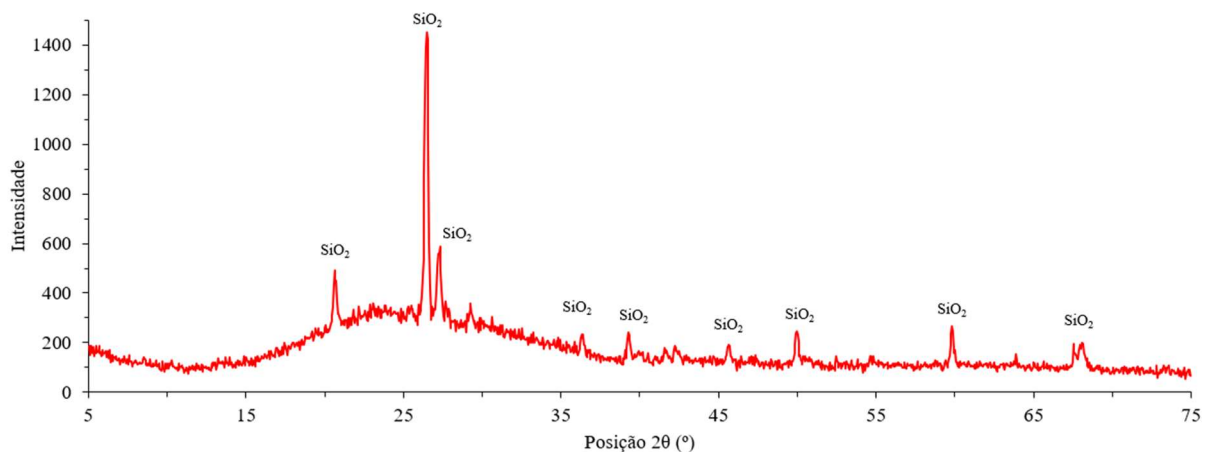


Figura 3. 11: Difratometria de raio-x do vidro moído.

Não foram identificadas quaisquer fases minerais. A existência de um pico em torno de 26° indica a inexistência de uma estrutura bem definida, demonstrando um alto grau de amorfismo.

3.1.5 Cal de carbureto

Como explanado no item 3.1.4, foi utilizado, além da camada cimentada com cimento Portland, um cimento alternativo. A cal de carbureto utilizada na pesquisa é um resíduo oriundo da produção de gás acetileno em uma indústria localizada na região metropolitana de Porto Alegre/RS. A planta de produção tem uma capacidade de produção de 120 toneladas de acetileno/mês, gerando assim 342 toneladas de cal de carbureto. Este material é coletado em forma de pasta e, para a sua utilização, seco em estufa a 60° , durante 48 horas. A sua curva granulométrica é exibida na Figura 3. 12.

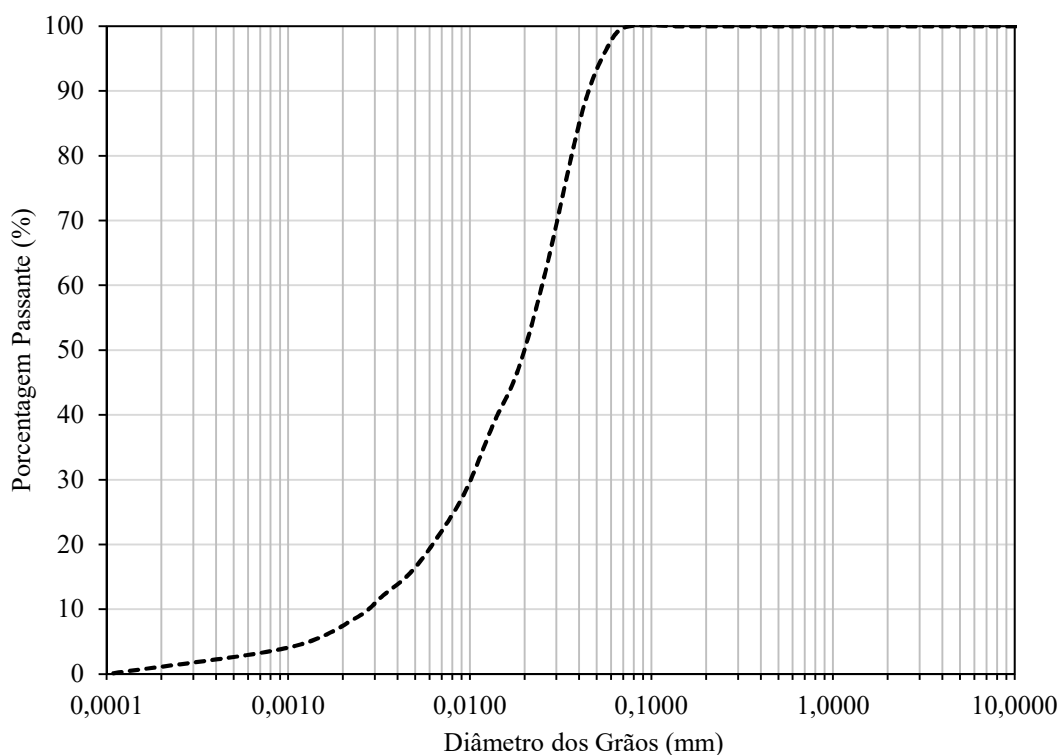


Figura 3. 12: Curva granulométrica da cal de carbureto.

Saldanha *et al.* (2018) apresenta a microscopia eletrônica e a difratometria da cal de carbureto (ver Figura 3. 13 e Figura 3. 14).

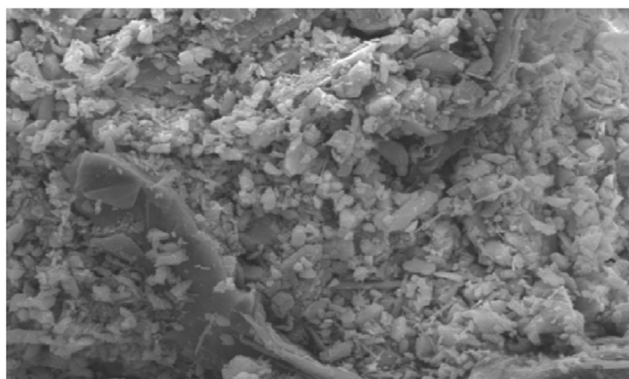


Figura 3. 13: Foto de microscopia eletrônica da cal de carbureto (SALDANHA et al., 2014).

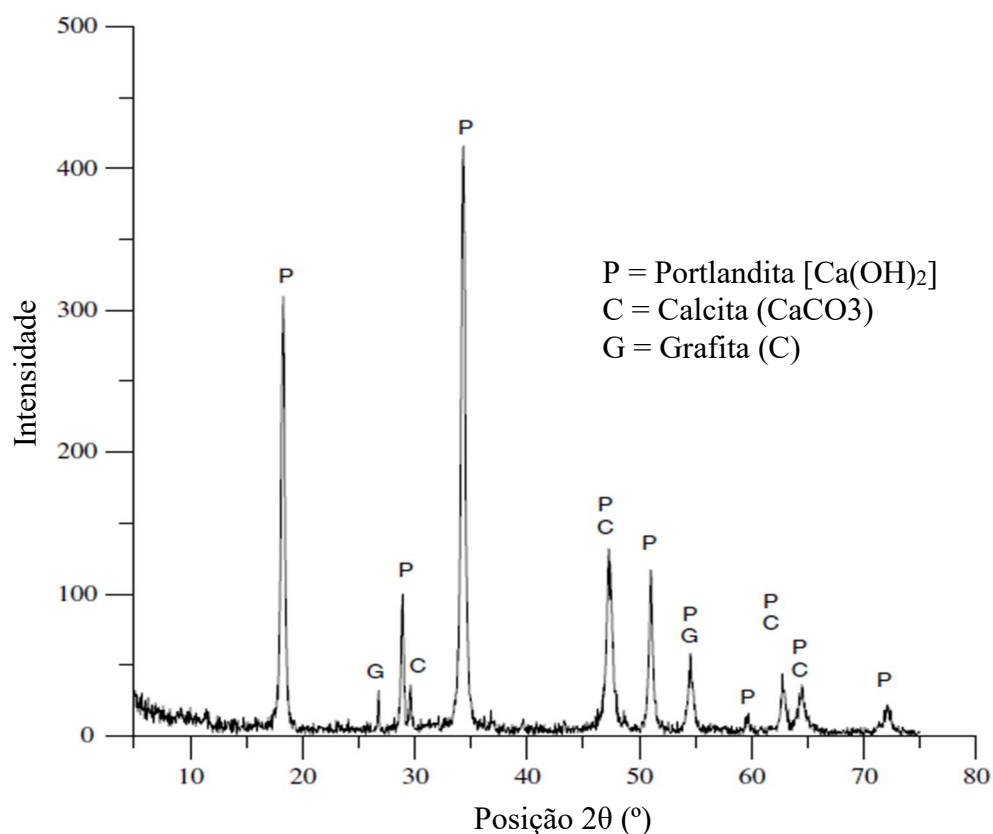


Figura 3. 14: Difratomia de raio-x da cal de carbureto (SALDANHA et al., 2014).

Conforme reportado por SCHEUERMANN FILHO (2019) e visto nas Figuras 3.13 e 3.14 é possível notar que essa cal é constituída por partículas aglomeradas, de formato medianamente esférico, levemente angular e cuja textura superficial parece bastante irregular. Aparentemente, não há qualquer partícula com características muito distintas dessas. As propriedades físicas da cal de carbureto são exibidas na Tabela 3. 7. As faixas granulométricas estão conforme a ABNT

NBR 6502/1995 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1995). O ensaio de massa específica real dos grãos da amostra seguiu as recomendações da NBR NM 23/2001 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001a).

Tabela 3. 7: Propriedades físicas da cal de carbureto.

PROPIEDADES	VALORES
Densidade Real dos Grãos (G)	2,19
% Pedregulho ($d > 2$ mm)	-
% de Areia Grossa ($0,6 < d < 2$ mm)	-
% de Areia Média ($0,2 < d < 0,6$ mm)	-
% de Areia Fina ($0,06 < d < 0,2$ mm)	12%
% de Silte ($0,002 < d < 0,06$ mm)	82%
% de Argila ($d < 0,002$ mm)	6%
Diâmetro Efetivo (D_{10}) mm	0,003
Diâmetro (D_{30}) mm	0,0092
Diâmetro (D_{50}) mm	0,02
Diâmetro (D_{60}) mm	0,03
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	10
Coefficiente de Curvatura (C_c)	0,94

3.1.6 Água

Para a moldagem dos corpos de prova e para os ensaios de caracterização foi utilizada água destilada. Para a moldagem das camadas de campo foi utilizada água da Companhia Riograndense de Saneamento – CORSAN.

3.2 MÉTODOS

3.2.1 Ensaios de Caracterização Física

Os ensaios de granulometria da areia e do vidro moído foram realizados com peneiras, já o ensaio da cal de carbureto foi realizado por sedimentação com uso de defloculante e o do cimento Portland em um equipamento que utiliza a difração de um feixe de laser passando através de uma amostra e uma câmera fotográfica para medição do tamanho das partículas (CILAS 1180 – Particle Size Analyser), com capacidade de detecção entre 0,00004 mm a 2,5 mm.

A determinação dos índices de vazios máximo e mínimo da areia de Osório foi realizada seguindo a metodologia prescrita nas normas NBR 12004 (ABNT 1990) e NBR 12051 (ABNT 1991), respectivamente.

Foram realizadas medições do teor de umidade para determinação da umidade higroscópica da amostra de solo e para verificação dos parâmetros de moldagem de todas as amostras utilizadas nos ensaios de caracterização e provas de carga. O procedimento de ensaio seguiu o descrito na norma NBR 6457 (ABNT 1986).

Os ensaios de massa específica real dos grãos da amostra de cimento Portland seguiram as recomendações da NBR NM 23 (ABNT 2001).

3.2.2 Ensaios de Compactação

Através de estudos anteriores (CONSOLI et al., 2018, WINTER, 2018), foram definidos os teores de pó de vidro e cal de carbureto a serem utilizados nas misturas, sendo estes 30% e 7%, respectivamente. Para determinar o peso específico aparente seco, foram executados ensaios de compactação com as energias de compactação Proctor Modificada, seguindo a norma brasileira ABNT NBR 7182 (2016), denominada solos - ensaio de compactação com 10, 20 e 30% de vidro moído e 7% de cal de carbureto. O resultado do ensaio de compactação para as misturas estudadas é exibido na Figura 3. 15.

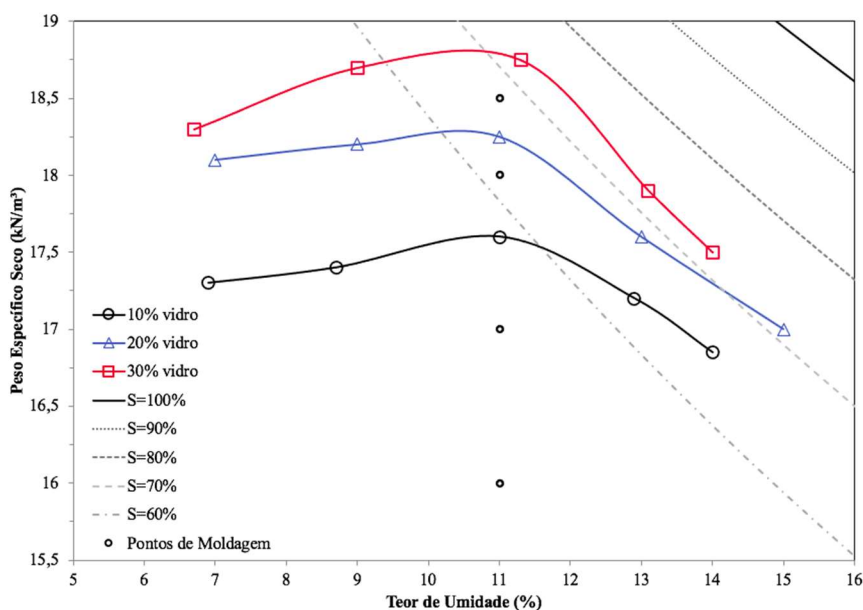


Figura 3. 15: Ensaio de compactação das misturas areia-vidro moído-cal de carbureto.

Foram escolhidos 4 pontos de moldagem, baseado na curva de compactação da Figura 3. 15, para moldagem dos corpos de prova para ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral com teores de 3, 5, 7 e 9% de cal de carbureto em relação ao peso seco da areia mais o vidro moído.

Para a mistura de solo-cimento Portland, utilizou-se os estudos prévios de Foppa (2005, 2016) e Caballero (2019) para a dosagem do solo-cimento Portland, além de que esses estudos são fundamentais para o entendimento prévio do comportamento de camadas cimentadas (com extensão finita) assentes em solos fracos. Portanto se utilizou das mesmas dosagens para a mistura de areia de Osório e cimento Portland CP-V ARI.

3.2.3 Ensaios de Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Os ensaios de compressão simples seguiram os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025 (ABNT 1990). Para estes ensaios foi utilizada uma prensa automática, com capacidade máxima de 30 tf e anel dinamométrico com capacidade de 1 tf e resolução de 0,5 kgf. Os ensaios foram realizados com velocidade de deformação constante de 1,14 mm/minuto (Figura 3. 16).

Os ensaios de tração por compressão diametral seguiram os procedimentos gerais descritos pela NBR 7222 (ABNT 2016). Os equipamentos e procedimentos de execução são similares ao utilizados para o ensaio à compressão simples, a principal diferença está no posicionamento do corpo de prova, que deve ser disposto horizontalmente para aplicação da carga (Figura 3. 17).

Para transformar a carga aplicada no valor da resistência à tração foi utilizada a seguinte equação:

$$q_t = \frac{2P}{\pi DH} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Onde:

q_t : resistência à tração.

P: carga de ruptura média.

D: diâmetro do corpo de prova.

H: altura do corpo de prova.



Figura 3. 16: Ensaio de compressão simples.

O tempo de cura adotado foi de 28 dias para ambas as misturas (areia-cimento Portland e areia-vidro) em temperatura ambiente (23°C) e umidade de 11% em relação à massa seca da mistura. Foram realizados ensaios com prévia da amostra por 24 horas antes da realização, visando aproximar a condição de saturação.

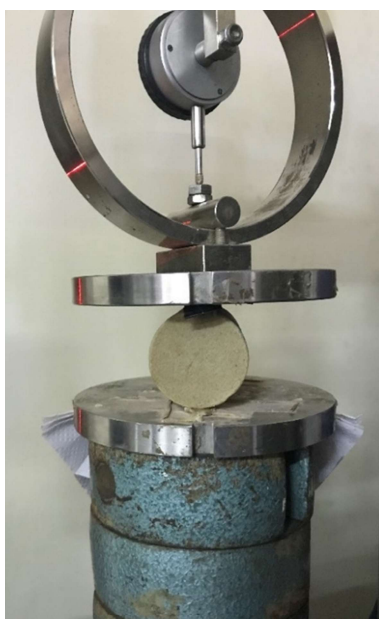


Figura 3. 17: Ensaio de tração por compressão diametral.

Foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Para identificar um eventual problema de moldagem ou cura, os corpos de prova foram moldados em triplicata.

3.2.4 Medidas de Sução Matricial

A técnica do papel filtro utilizada para medição e obtenção das curvas características de sucção matricial do solo residual mistura areia-cimento Portland e areia-vidro moído-cal de carbureto. Esta técnica foi escolhida por ser uma técnica simples e de baixo custo. Ela fornece resultados plenamente satisfatórios, desde que se tenha extremo cuidado nos procedimentos utilizados (CONSOLI et al., 2014b; FESTUGATO et al., 2017).

O método baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso (i.e., o solo residual e areia cimentada) é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor (previamente seco em estufa a 60°C por 48 horas). O papel passa a absorver certa quantidade de água do solo até que o equilíbrio do sistema de sucção seja alcançado. Tendo-se a curva de calibração (relação entre sucção e umidade do papel filtro), pode-se obter a sucção do solo com a umidade do material (MARINHO, 1995).

O papel filtro utilizado foi o Whatman N° 42. O procedimento começa com a preparação do papel filtro, na qual foram utilizados somente os papéis filtros que foram previamente secos e que não estiveram em contato com o ambiente nem com outros materiais úmidos. Foram colocados 3 papéis filtros juntos à amostra, todos em contato entre si e somente um em contato com o solo. Os papéis permaneceram 14 dias em contato com o solo para que ocorresse o equilíbrio hidrodinâmico ASTM D5298 (ASTM 2016). Após atingir o equilíbrio, foi pesado o papel filtro úmido e, após, levado à estufa para secagem a 60°C por 48 horas. Após a secagem, foi pesado o papel seco, de forma mais rápida possível para evitar contato com o ambiente. As equações de calibração do papel filtro Whatman N° 42 utilizadas foram as apresentadas por Chandler *et al.* (1992) e recomendadas por Marinho (1995):

- Para umidades do papel filtro (ω) > 47 %, Sucção (kPa) = $10^{(6,05 - 2,48 \log \omega)}$
- Para umidades do papel filtro (ω) ≤ 47 %, Sucção (kPa) = $10^{(4,84 - 0,0622 \omega)}$

3.2.5 Locação e execução das camadas cimentadas

- i. A locação e distribuição das camadas cimentadas foram definidas em função da distância interna entre as bases do pórtico, cerca de 3,50 m, de forma que o bulbo de tensões geradas durante o ensaio de placa não afetasse o solo subjacente da camada ao lado.
- ii. A abertura das cavas foi realizada com ferramentas manuais, de forma que a cava ficasse com seu respectivo diâmetro, fundo nivelado e paredes verticais, conforme demonstrado na Figura 3. 18. Durante o processo de escavação, foram realizadas 6 medições de diâmetros das cavas para garantir a circunferência da cava, uma vez que a cava servirá como molde para a camada.
- iii. A areia de Osório foi totalmente seca em estufa, peneirada e pesada para cada camada para garantir homogeneidade durante a mistura com o agente cimentante. O cimento Portland foi pesado e separado de acordo com cada camada.
- iv. A mistura da areia de Osório e o agente cimentante foi feito em betoneira até que ficasse homogênea. Após esse processo, foi adicionada água, previamente pesada, e misturada. A umidade das misturas de solo-cimento Portland e de solo-vidro moído-cal de carbureto foi de 11%.
- v. Cada camada cimentada foi compactada respeitando uma altura de compactação de 5 a 10 cm (dependendo do tamanho da camada). Os controles de umidade e compactação foram feitos através do cilindro cortante, obtendo os valores de γ_w , γ_d e ω de cada camada.

A Figura 3. 18 mostra a abertura de uma das cavas e detalhes construtivos.

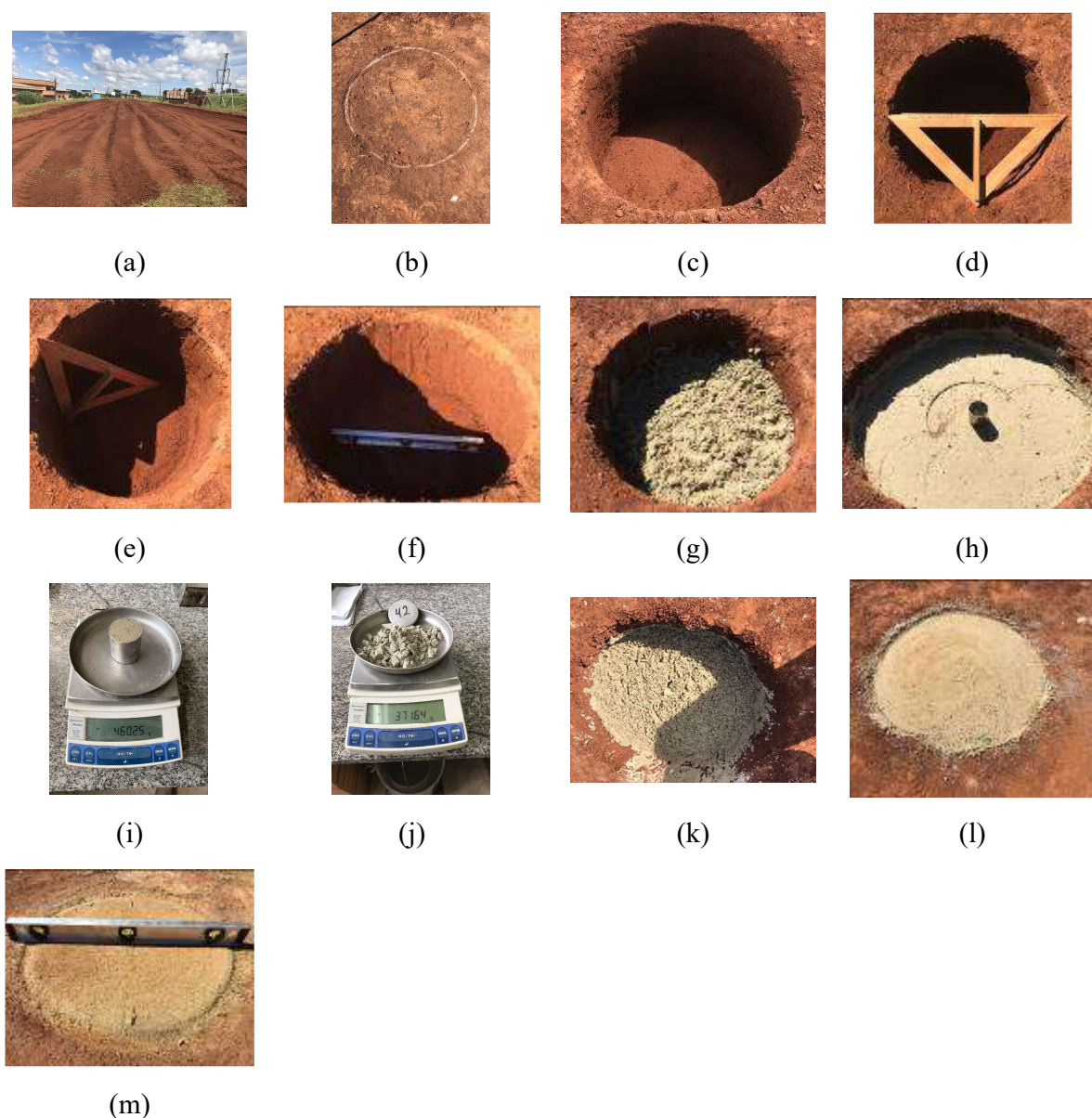


Figura 3. 18: Procedimentos realizados para execução das camadas cimentadas: (a) limpeza do terreno; (b) demarcação da camada; (c) abertura da cava; (d), (e) e (f) verificação do diâmetro, verticalidade e nível da base, respectivamente; (g) preenchimento das camadas; (h) cilindro cortante para verificação do peso específico; (i) e (j) pesagem dos cilindros cortantes, respectivamente; (k) e (l) preenchimento das camadas e compactação, respectivamente; (m) verificação do nivelamento do topo da camada cimentada.

3.2.6 Ensaio de campo

3.2.6.1 Equipamentos para ensaios de placa em campo

Para a execução das provas de carga em campo foram necessários uma estrutura metálica de suporte e reação, um sistema para aplicação de carga (macaco hidráulico com comando a distância), medição de deslocamentos (réguas resistivas e relógios comparadores) e um sistema de aquisição de dados (Figura 3. 19).

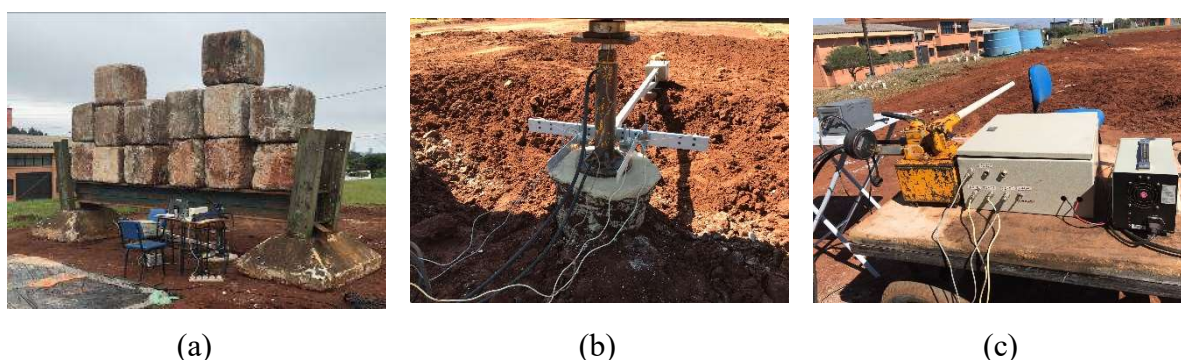


Figura 3. 19: (a) visão geral do equipamento para prova de carga em campo; (b) ensaio em camada cimentada com os medidores de deslocamento; (c) aquisição de dados.

O pórtico (estrutura metálica, sapatas e blocos de concreto) possui peso total de 22000 kgf. O sistema de aplicação de carga consistia em um macaco hidráulico com comando a distância, com capacidade de aplicação de 50000 kgf, no entanto, para esta pesquisa, adotou-se limite de até 20000 kfg, em função da capacidade do pórtico de reação e segurança do ensaio. A carga era aplicada no centro da placa através do macaco hidráulico com comando a distância. O sistema conta com uma esfera de forma a permitir a livre rotação do modelo e evitar a transmissão de esforços transversais para a célula de carga.

As placas circulares (Figura 3. 20) são de aço com 30, 60 e 90 cm de diâmetro (D) e 2,5 cm de espessura e com rigidez elevada conforme as prescrições de Hetenyi (1946).

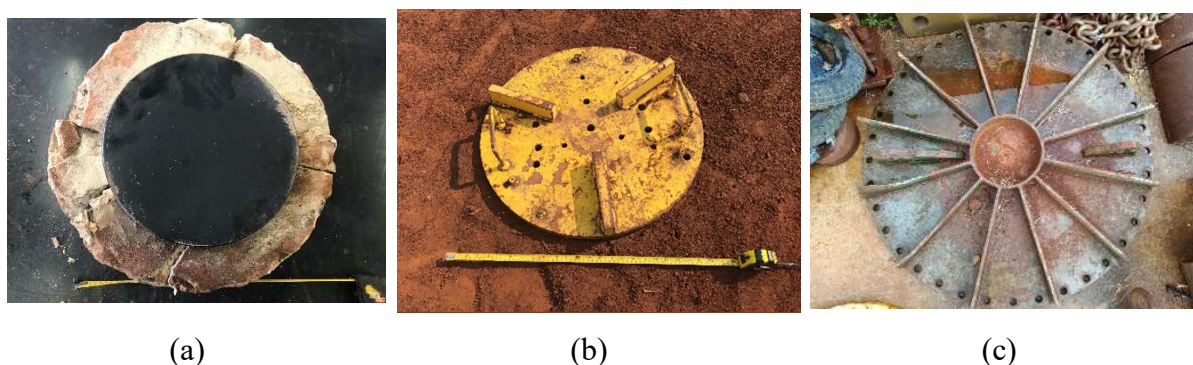


Figura 3. 20: Placa circular com diâmetro de (a) 30 cm; (b) 60 cm; (c) 90 cm.

O sistema de medição de deslocamento é composto por três réguas resistivas de 50 mm de curso total com resolução de 0,01 mm, fixados na estrutura de suporte ajustável. As aquisições de dados foram feitas através de uma placa microprocessada, modelo PCI DAS 10608/16, e rotina desenvolvida em LabView, no LEGG/UFRGS.

3.2.6.2 Ensaio de placa

As etapas para a realização do ensaio de prova de carga foram as seguintes:

1. Retirada do solo junto à lateral das camadas (quando aplicável);
2. Colocação da placa circular no centro da camada melhorada;
3. Colocação do macaco hidráulico com comando a distância;
4. Colocação dos sensores de deslocamento;
5. Aplicação dos incrementos conforme a ASTM D1194 (ASTM 1994) até atingir cerca de 50 mm de deslocamento total;
6. Registro fotográfico do padrão de fissuração da camada de reforço (quando aplicável).

3.2.6.3 Exumação da Camada de Reforço de Solo Cimentado

Após a realização do ensaio de placa, realiza-se a exumação da camada melhorada para análise do tipo de ruptura. A Figura 3. 21 apresenta os detalhes da exumação e do cilindro cortante.

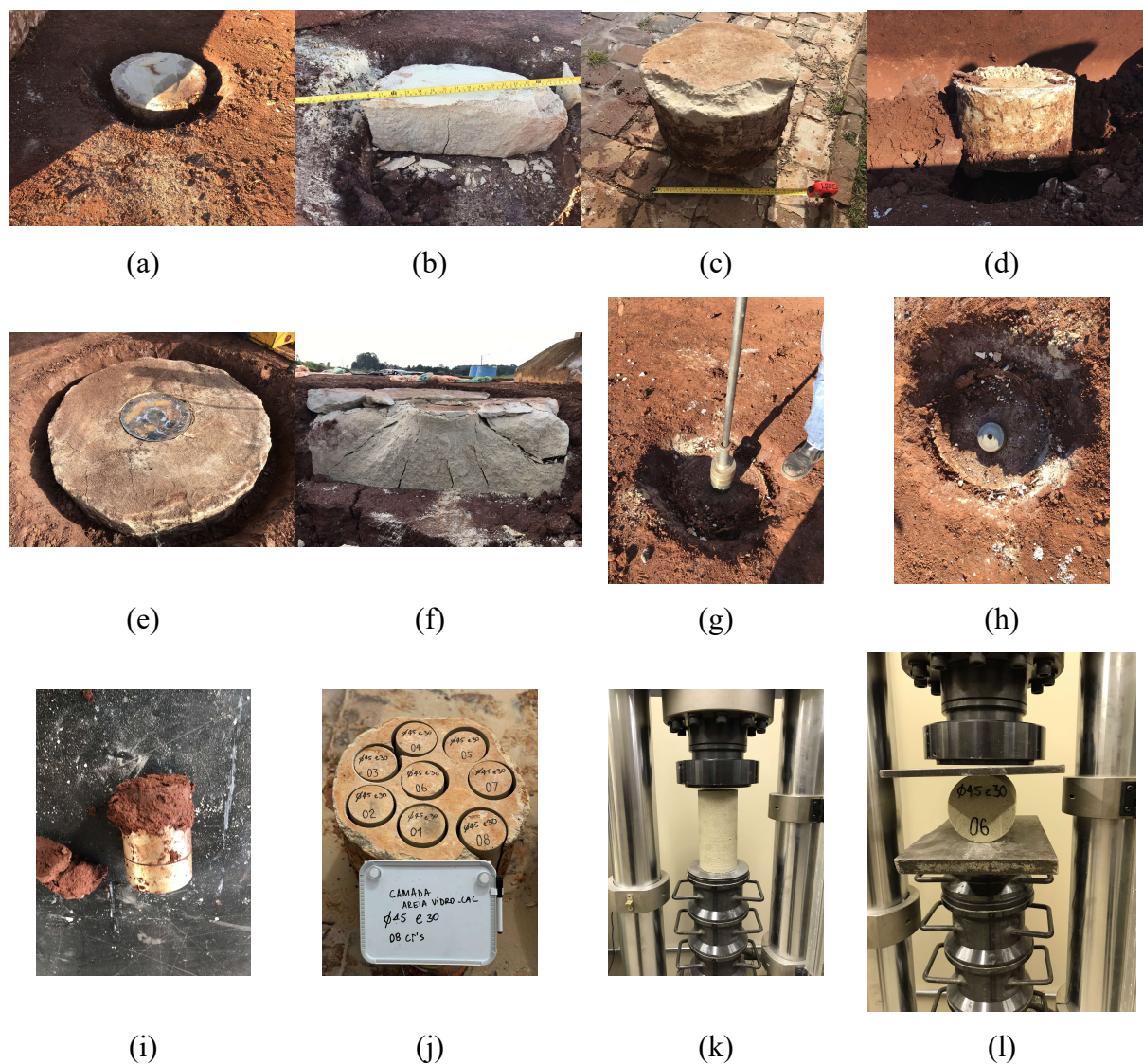


Figura 3. 21: Procedimentos de realização durante e após a exumação: (a) camada de areia-vidro-cal de carbureto Dr450Hr150; (b) fissura no fundo da camada de areia-vidro-cal de carbureto Dr450Hr150; (c) e (d) camada de areia-vidro-cal de carbureto e areia-cimento Portland Dr450Hr300, respectivamente; (e) e (f) camada de areia-cimento Portland Dr900Hr300 após o ensaio e seção transversal com fissura no fundo da camada, respectivamente; (g), (h) e (i) colocação, cravação e retirada do cilindro cortante, respectivamente; (j) marcação e extração dos cp's da camada exumada; (k) e (l) ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral dos cp's exumados, respectivamente.

3.2.7 Ensaios Triaxiais

Todos os ensaios triaxiais foram do tipo consolidado isotropicamente drenado (CID), em amostras de dimensões 5cm x 10cm de diâmetro e altura, respectivamente, para solo-cimento Portland, e 10cm x 20cm de diâmetro e altura, respectivamente, para areia-vidro moído-cal de carbureto e em conformidade com as recomendações das normas D7181 (ASTM, 2011a). As

considerações acerca da correção de área foram baseadas nas referidas normas e em La Rochelle *et al.* (1988).

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais nos corpos de prova de areia-vidro moído-cal de carbureto (Figura 3.7a) tem interfaces ar/água do tipo *bladder*, para aplicação de pressão confinante e contrapressão, sendo que a regulação do ar comprimido que ingressa no sistema é feita mediante válvulas de ajuste proporcional da marca NROGREN, série VP 51, as quais são alimentadas por uma tensão contínua de 24 V (a calibração de cada válvula provém do fabricante, tendo uma faixa de trabalho entre 0 V (correspondente com o kPa) e + 10 V (1000 kPa). As pressões confinantes e contrapressão (base e topo) são medidas por três transdutores de pressão (modelo K1 da marca ASHCROFT, com pressão máxima de 1 MPa e precisão de 0,5%) e controladas por válvulas proporcionais. Os deslocamentos são medidos internamente, através de sensores de efeito Hall aderidos à membrana e, externamente, uma régua resistiva fixada externamente à câmara (model LTM-50, fabricado pela empresa GEFTRAN, posicionado entre o pistão de carga e a tampa da câmara triaxial). Para garantir leituras do dispositivo durante os processos de extensão axial foi inserida uma mola.

A variação de volume durante consolidação isotrópica e o cisalhamento é obtida através de um medidor externo do tipo *Imperial College* (capacidade máxima de 50 cm³), com um transdutor de deslocamento linear, modelo LTM-50, fabricado pela empresa GEFTRAN. O carregamento é aplicado com uma taxa de deslocamento constante (2mm/hora), por uma prensa, e a medida de carga é realizada externamente por uma célula de carga (fabricada pela empresa HBM, modelo S40/3t, com capacidade de trabalho de 30 kN).

Conforme reportado por Flóres Gálvez (2018), para a aquisição de dados e controle das condições de ensaio, foram instaladas duas placas modelo PCI-DAS1602/16 da Measurement Computing. Cada placa está constituída por oito canais analógicos de entrada e dois canais analógicos de saída. A faixa máxima de tensão de cada placa é ± 10 V. A aplicação das cargas é executada por uma prensa da marca WYKEHAM FARRANCE, cuja capacidade máxima é de 5 toneladas, permitindo até 30 velocidades distintas de carregamento entre 0,0006 e 7,60 mm/min. Neste caso, a base da prensa eleva a câmara triaxial contra o pistão fixo ao sistema de reação.

O triaxial utilizado para a realização dos ensaios nos corpos de prova de areia-cimento Portland (Figura 3. 22a) tem as pressões de confinamento e de contrapressão medidas por dois

transdutores de pressão (confinante e contrapressão da base) e aplicadas a partir de um pistão que opera por uma interface água-óleo e adição de pesos na base (Figura 3. 22b).

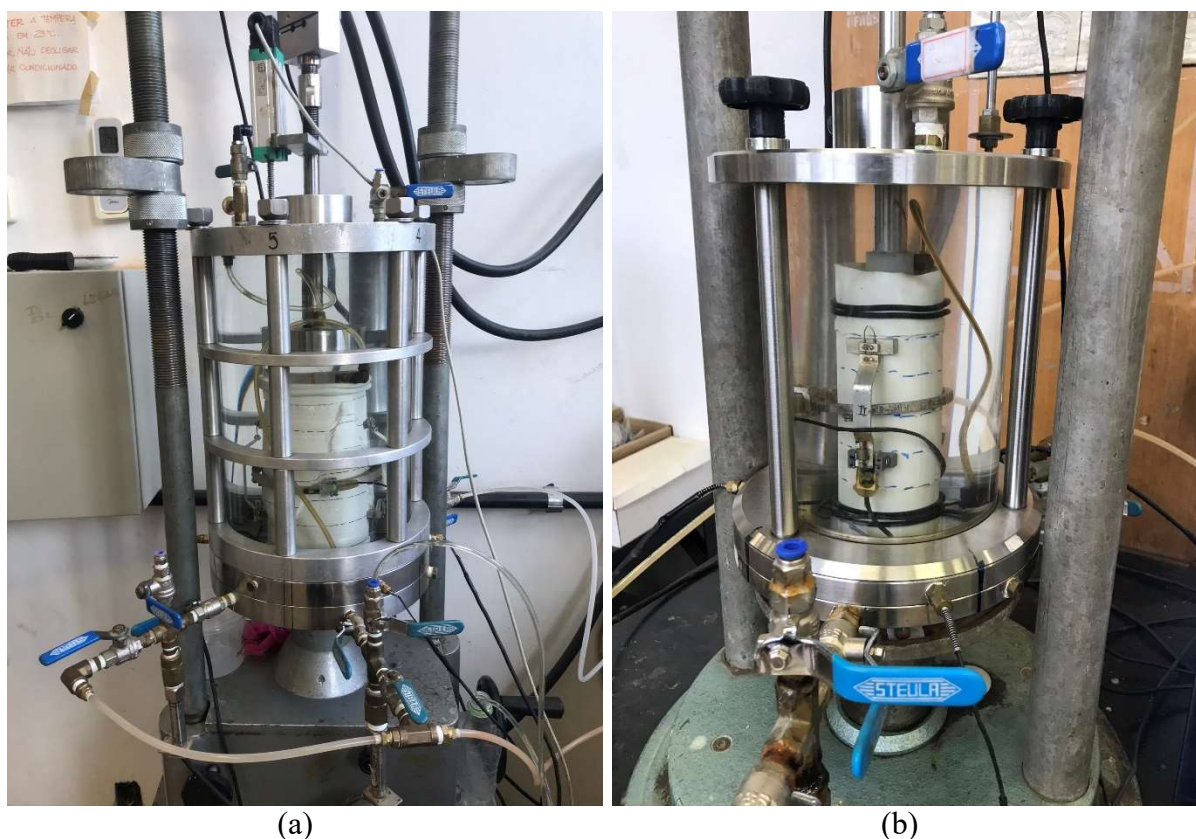


Figura 3. 22: Equipamento triaxial utilizado: (a) areia-vidro moído-cal de carbureto; (b) areia-cimento Portland.

Dessa forma, a aplicação das pressões é feita de forma manual, adicionando pesos na base e ajustando o curso do pistão pelas “engrenagens”. A carga axial aplicada ao corpo de prova é medida através de uma célula de carga externa à câmara, com capacidade de 10kN e resolução de 0,005kN. Já as deformações axiais sofridas pelo corpo de prova durante o ensaio são monitoradas através de dois sistemas independentes. As deformações iniciais são medidas através de um sistema interno de medição com três sensores de efeito hall, dois acoplados no corpo de prova na direção vertical, de forma a controlar as deformações verticais, e um acoplado ao entorno do diâmetro do corpo de prova para controle das deformações radiais. O segundo sistema é o de monitoramento de deformações externas, importante para o controle das deformações a partir do momento em que o corpo de prova se deforma além do curso dos sensores de efeito hall. Este sistema é composto por um transdutor de deslocamento linear posicionado sobre a câmara, com resolução menor do que 10 μ m.

A montagem do equipamento é realizada posicionando a pedra porosa e o papel filtro devidamente saturados na base do equipamento, o corpo de prova sobre eles. A membrana, previamente preparada com as marcações de fixação dos sensores de efeito hall, é colocada no corpo de prova com o auxílio de um molde também utilizado para posicionar os anéis de vedação fixados no pedestal e no *top-cap*. Os sensores de efeito Hall são colados na membrana que envolve o corpo de prova e ajustados através da calibração correspondente, a fim de melhor obterem-se as medidas internas de deformação.

Após o posicionamento da instrumentação interna, a câmara triaxial é fechada, o pistão e a célula de carga são conectados e fixados ao pórtico de reação e instrumentação externa instalada. Enche-se a câmara com água com a válvula da pressão atmosférica aberta, para não pressurizar dentro da câmara durante o enchimento, desligando-se primeiramente a água e, em seguida, a válvula.

A saturação dos corpos de provas acontece em três etapas: percolação com CO₂, para solubilização das bolhas de ar, durante 15 minutos; percolação com água até que o volume de água percolado no corpo de prova seja igual ou maior que 2 vezes o volume de vazios do mesmo; e saturação aplicando incrementos de pressão e contrapressão equivalentes (com tensão efetiva de 20 kPa), até atingir 400 kPa de contrapressão. Durante a última etapa, mediu-se o parâmetro B de Skempton (1954), objetivando a saturação do corpo de prova, onde o valor de B varia de 0 e 1 (100% de saturação) e, para todos os corpos de prova cimentado, adotou-se um valor mínimo para B de 0,9.

A próxima etapa consiste em consolidar o corpo de prova isotropicamente, aplicando os incrementos de tensão de confinamento de 20 em 20 kPa, a cada 30 min (com as válvulas de drenagem abertas para medição volumétrica do corpo de prova), até alcançar a tensão efetiva de 40 e 100 kPa (para o ensaio de tensão efetiva de 20 kPa, não foi necessário consolidar, pois o mesmo já se encontra nesta tensão efetiva). Após esses procedimentos iniciais, a fase de cisalhamento é iniciada, ligando a prensa e mantendo-se as válvulas de fundo e topo abertas.

4 RESULTADOS

4.1 RESISTÊNCIA EM FUNÇÃO DO FATOR η/B_{IV}

Conforme obtido em Consoli *et al.* (2018), foi possível correlacionar a resistência à compressão simples do solo cimentado com vidro moído-cal de carbureto com o fator η/B_{IV} , com a utilização do expoente 0,28. O expoente externo encontrado na equação obtida é muito próximo para os três teores de vidro, condizendo com o que é descrito em Consoli *et al.* (2018).

Também como obtido em Consoli *et al.* (2010) e Consoli *et al.* (2018a), é possível normalizar estas curvas em uma única dividindo a resistência à compressão não confinada (q_u) pela resistência à compressão que cada um destes solos teria para um determinado $\eta/B_{IV}^{0,28}$. A cal, quando adicionada em um solo arenoso, não possui sílica ou alumina em estado amorfo para reagirem e formarem os silicatos ou aluminatos de cálcio hidratado. Neste caso, a adição de uma sílica em estado amorfo, juntamente com a cal, é semelhante à adição de cimento Portland no material.

Consoli *et al.* (2018a) propôs o fator B_{IV} , que representa o teor volumétrico de agente cimentante na mistura, ou seja, o teor volumétrico de cal mais o teor volumétrico de pó vidro, surgindo o fator η/B_{IV} que, com a utilização do expoente 0,28 (o mesmo utilizado para misturas de solos artificialmente cimentados com cimento Portland) no teor volumétrico de cimento, gera uma correlação com a resistência à compressão simples com coeficiente de determinação satisfatório (ver Figura 4. 1).

O expoente externo -2,90 se aproxima bastante do valor teórico proposto por Diambra *et al.* (2017) para o η/C_{IV} , que é aproximadamente -3,6. Fica evidente a possibilidade de normalizar estas equações, utilizando a metodologia descrita para a mistura em questão. Comparando os dados da pesquisa com os resultados obtidos por Cruz (2008), Foppa (2005), Consoli *et al.* (2018), é possível validar uma resistência em função de $\eta/B_{IV}^{0,28}$, para um diferente agente cimentante.

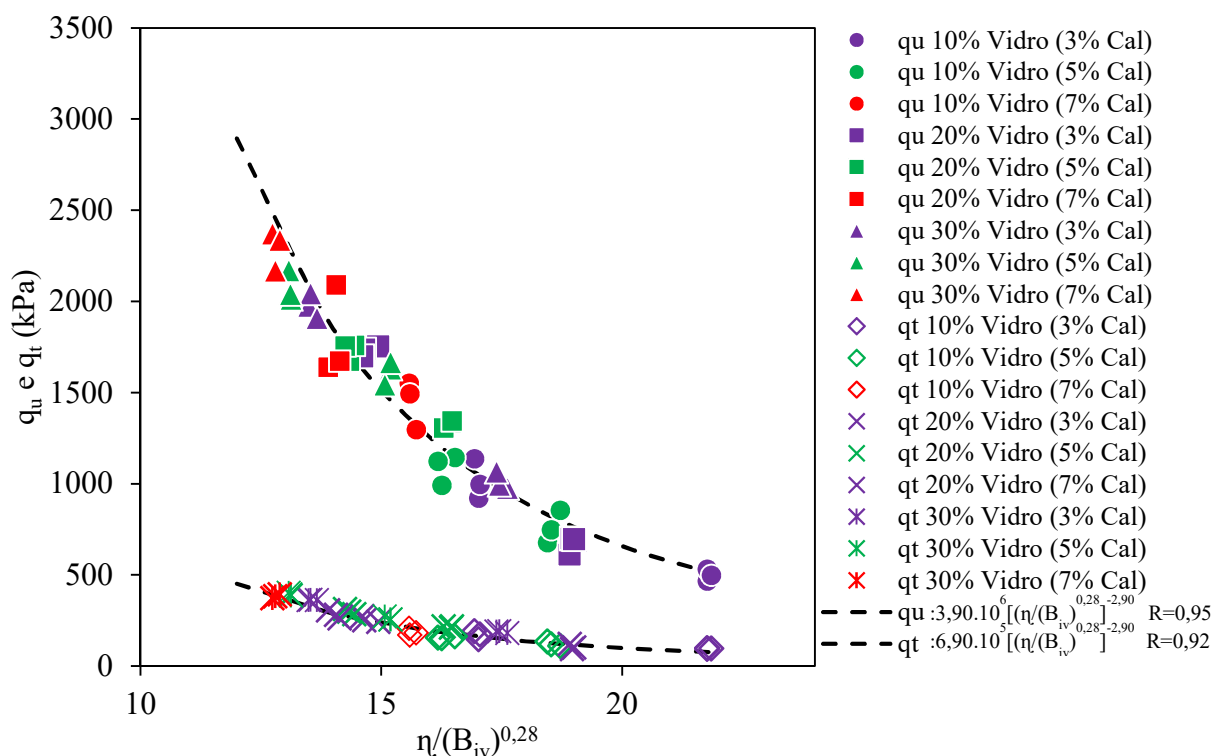


Figura 4. 1: q_u e q_t em função do fator $\eta/B_{iv}^{0,28}$ para a mistura areia de Osório, vidro moído e cal de carbureto para 28 dias de cura.

4.2 PROVAS DE CARGA

Nos itens subsequentes, são apresentados os resultados das provas de carga em campo em solo estabilizado e no solo natural. Para a definição da capacidade de carga foi utilizado neste trabalho o critério de Consoli *et al.* (2009), em que a capacidade de carga se define como o ponto da curva tensão *versus* recalque, a partir do qual a relação recalque/diâmetro da fundação é igual a 3%. Berardi e Lancellotta (1991) analisaram o comportamento de mais de 200 fundações superficiais e descobriram que os deslocamentos máximos nas pressões de trabalho eram geralmente da ordem de 1%. Consoli *et al.* (2009) usou o critério δ/D de 3%, o mesmo adotado nesta pesquisa, para definir que a pressão máxima ou limite é três vezes o valor de δ/D observado por Berardi e Lancellotta (1991) à pressão de trabalho.

Nos gráficos apresentados, a tensão é calculada dividindo-se a força medida na célula de carga pela área da fundação modelo, e o recalque corresponde à média dos deslocamentos medidos nos sensores de deformação linear.

4.2.1 Solo Sem Reforço

Foram realizados ensaios diretamente sobre o solo de base, com uma profundidade de 30,0 cm por se tratar de uma profundidade média das camadas cimentadas, para estabelecer a capacidade de carga do solo natural, com a qual serão realizados os ensaios subsequentes e o solo de fundação para as análises numéricas. A Figura 4. 2 apresenta os resultados destes ensaios com três diâmetros de placas diferentes, e a Tabela 4. 1 apresenta a capacidade de carga do solo sem reforço para diferentes critérios de ruptura.

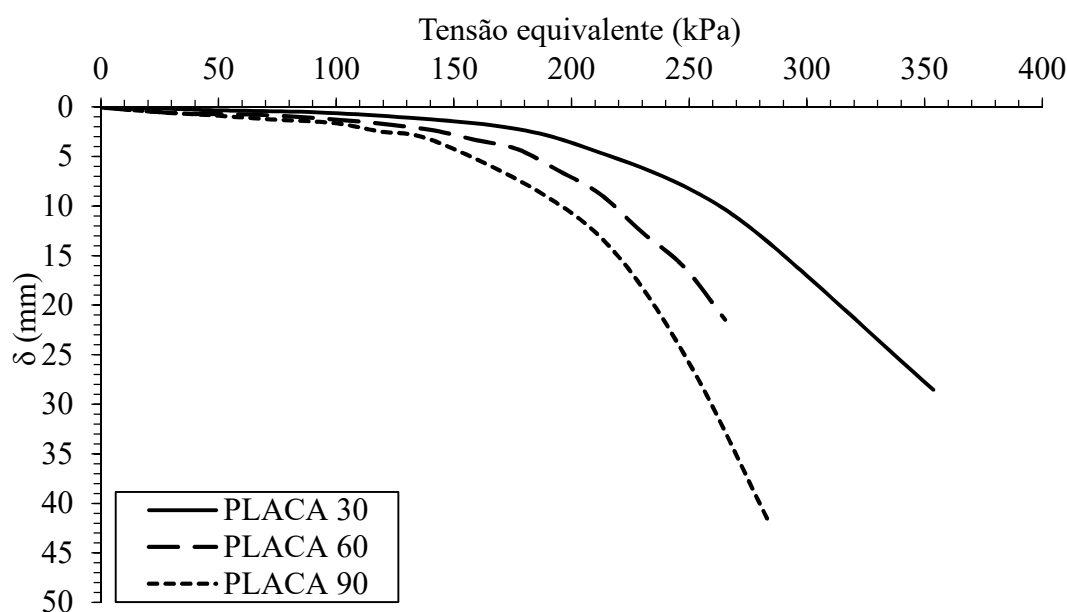


Figura 4. 2: Provas de carga em solo natural sem reforço.

Tabela 4. 1: Capacidades de carga para o solo natural sem reforço (critério de VESIC, 1963; HANSEN, 1970; TRB, 2010; CONSOLI, 2009).

Placa	Hansen (1970)	Vésic (1963)	TRB (2010)	Consoli (2009)
cm	kPa			
30	186	251,82	223,7	255,00
60	194	212	192,83	253,85
90	202	188,63	196,83	252,50

A Figura 4. 3 expõe a normalização do ensaio dividindo-se o recalque (δ) pelo diâmetro da placa do ensaio (D), indicando o critério de ruptura de Consoli *et al.* (2009). Verifica-se que houve uma tendência para as três curvas.

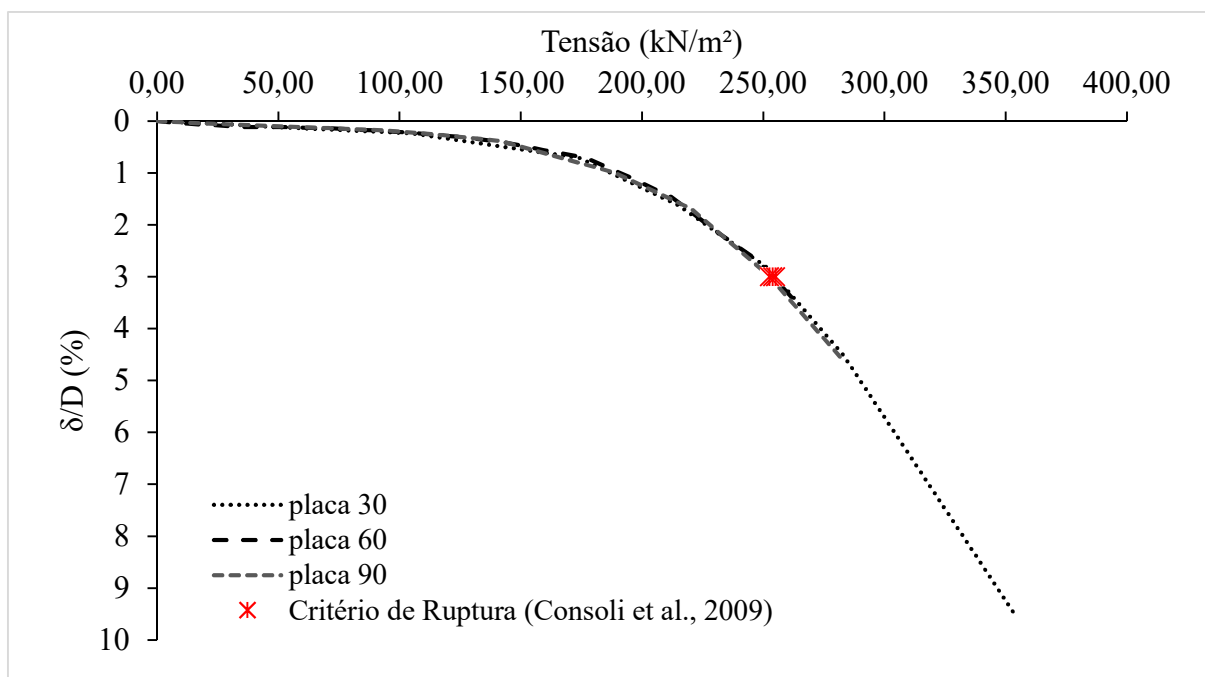


Figura 4. 3: Provas de carga normalizada em solo natural sem reforço.

A Figura 4. 3 apresenta o ensaio que será tomado como referência para o solo natural, sem reforço nas análises subsequentes. Deste modo, a capacidade de carga do solo natural de fundação circular com $D = 30, 60$ e 90 cm, respectivamente, sob carregamento vertical centrado, será igual a $Q_u = 253,78$ kPa. Observa-se que houve uma boa normalização dos resultados dos ensaios e o critério de ruptura adotado para os três ensaios.

4.2.2 Solo com Reforço

Os resultados das provas de carga em solo reforçado ($\eta/C_{iv}=17$) estão apresentados na Figura 4. 4 a Figura 4. 8. Na Figura 4. 4 apresentam-se todos os ensaios de placa realizados em solo reforçado ($\eta/C_{iv}=17$) com placa de 30 cm e, em cada figura subsequente, os ensaios foram agrupados em função da espessura da camada de reforço (H_r/D), variando a largura (T_r/H_r).

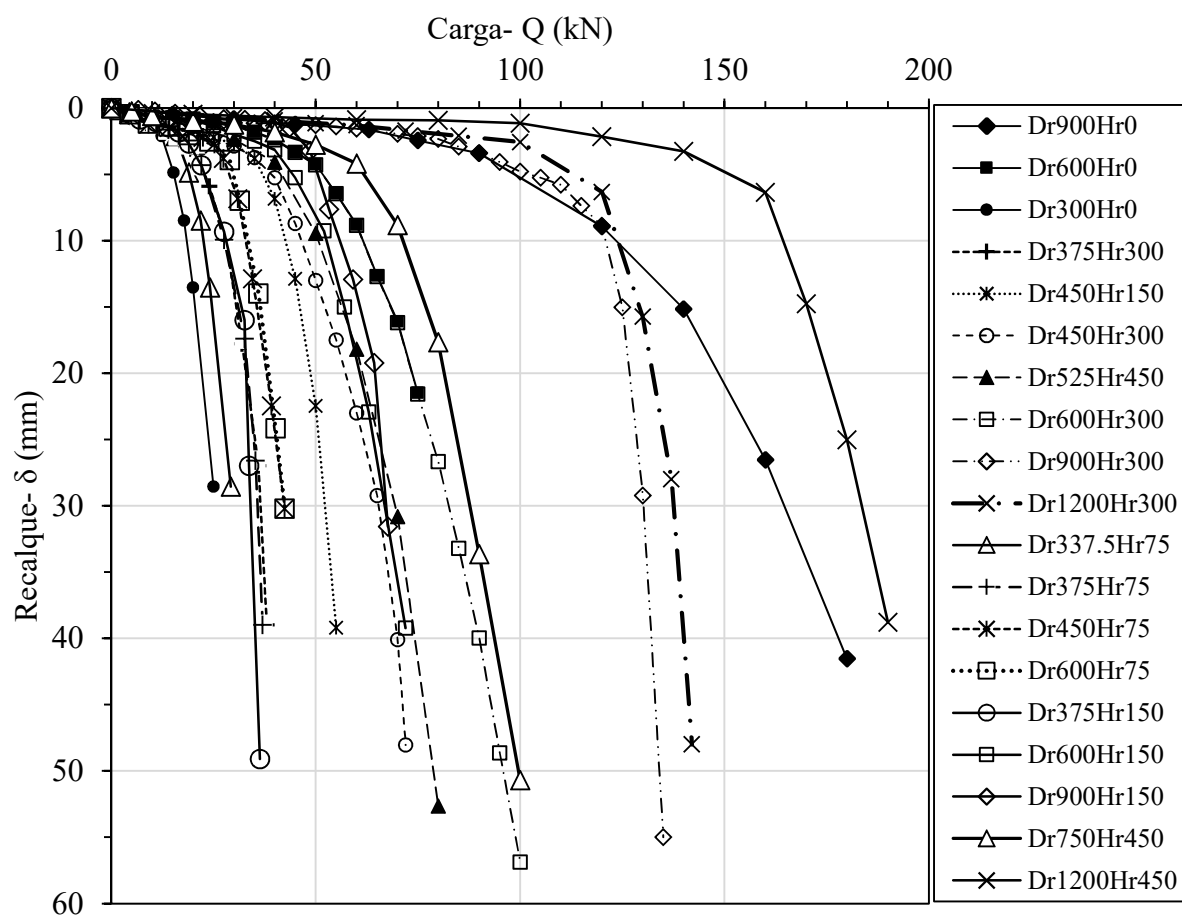


Figura 4. 4: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).

Pode-se verificar que a adição da camada de reforço provoca um aumento na resistência em relação ao solo natural. Em alguns casos, contudo, o reforço apresentou fissuras que podiam ser visualizadas na superfície do reforço. Na curva tensão *versus* recalque, o surgimento desta fissura ficou claramente identificado por uma queda brusca na tensão. Por exemplo, no caso de $H_r/D = 0,25$, vemos que, para os ensaios D_r450H_r75 e D_r600H_r75 ($T_r/H_r = 1,00$ e $2,00$, respectivamente), a camada de reforço rompeu e a capacidade de carga ($\delta/D = 3\%$) foi de $34,87\text{ kN}$ e $37,66\text{ kN}$, respectivamente. Conforme reportado por Foppa (2016) e Caballero (2019), que realizaram ensaios em modelo reduzido com velocidade de carregamento constante e fizeram análise numérica, essa fissura se iniciava na base do reforço, próximo às bordas ou ao centro da fundação e se propagava em direção ao topo da camada. Os autores reportaram que, após a primeira fissura, havia um gradual aumento da tensão até que, eventualmente, ocorria uma nova queda de tensão relacionada a um aumento desta fissura.

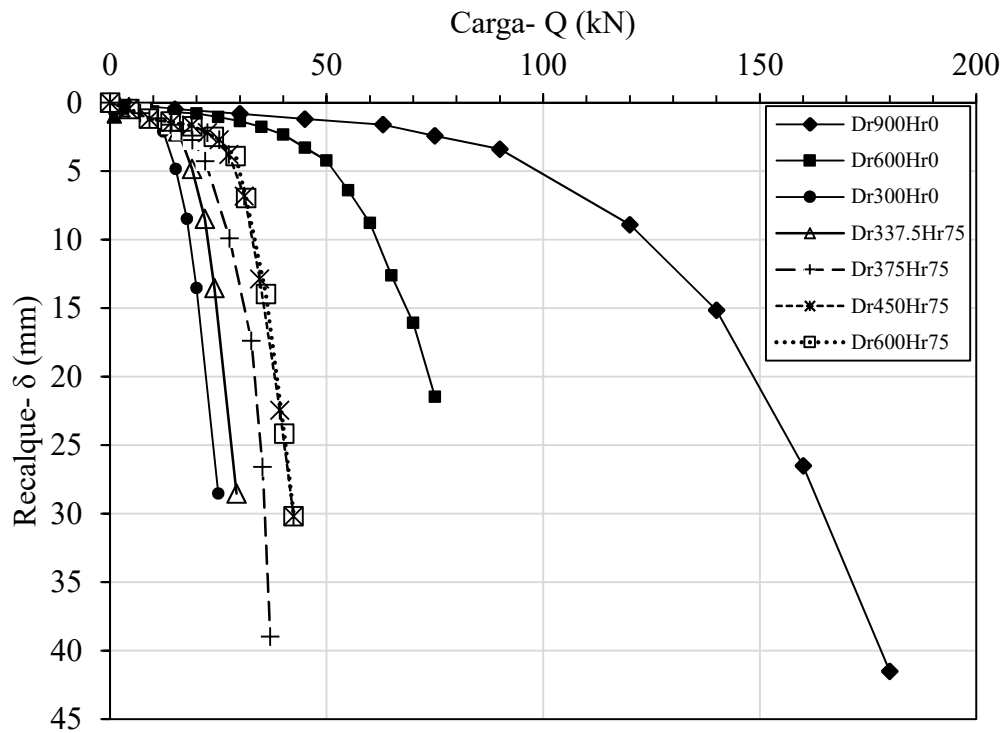


Figura 4. 5: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada ($H_r/D = 0,25$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).

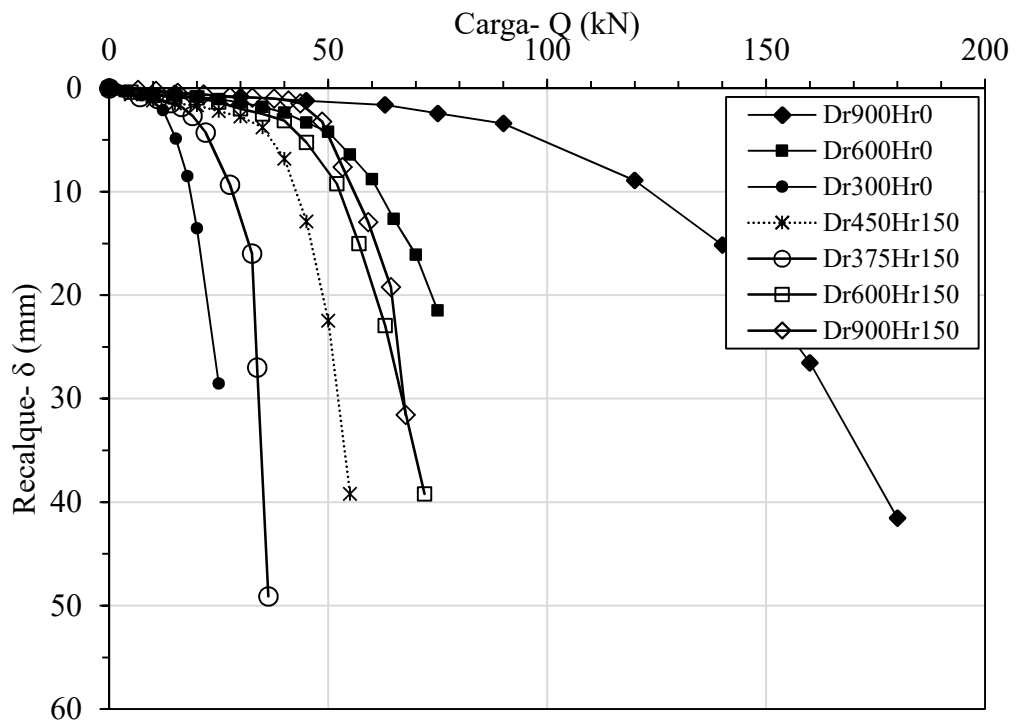


Figura 4. 6: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada ($H_r/D = 0,50$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).

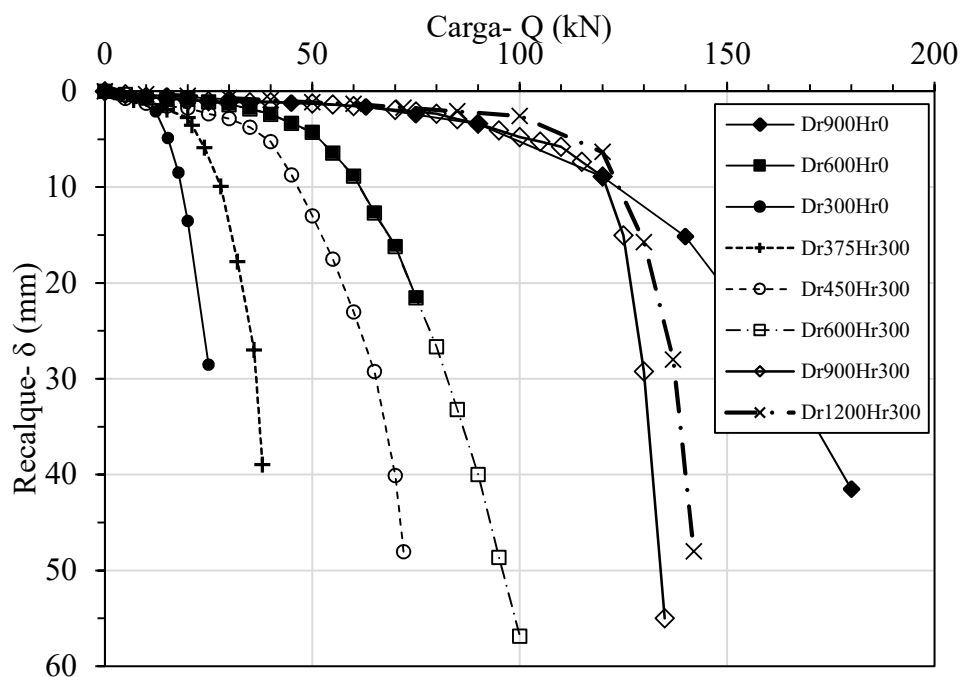


Figura 4. 7: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada ($H_r/D = 1,00$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).

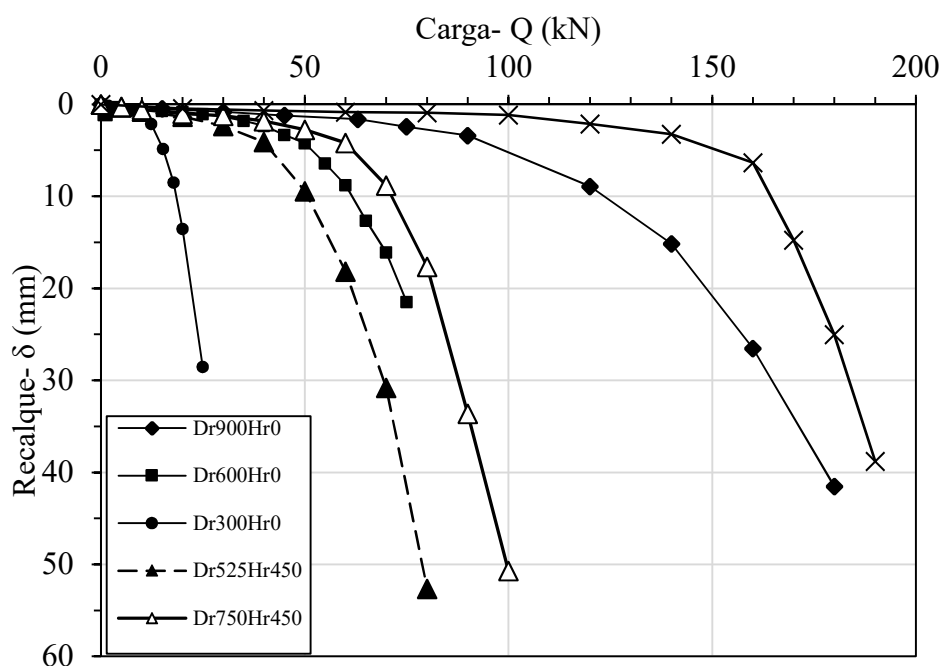


Figura 4. 8: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada ($H_r/D = 1,50$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).

Em função do carregamento da fundação sob o reforço, a visualização do reforço ficava limitada a sua superfície superior, ficando impossibilitada a identificação do local específico de

onde começava a fissura no reforço, conforme reportado por Foppa (2016) e Caballero (2019), contudo, de maneira geral, a fissura começa na base do reforço e se propaga em direção ao topo da camada. Segundo os autores, após a primeira fissura há um gradual aumento da tensão até que, eventualmente, ocorre uma nova queda de tensão relacionada ao aumento desta fissura. Os resultados das provas de cargas estão compilados no Apêndice A, onde se pode identificar as propriedades de cada camada de reforço, a capacidade de carga e o tipo de ruptura apresentado.

Nos ensaios foram identificados dois padrões típicos de ruptura. No primeiro, a camada de reforço era simplesmente puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras. No segundo, após um puncionamento inicial, ocorre a ruptura na camada de reforço com o aparecimento de uma trinca, o qual só podia ser visualizada a nível superficial da camada no momento do ensaio.

Os resultados das provas de carga em solo reforçado ($\eta/C_{iv}=26$) estão apresentados da Figura 4. 9 a Figura 4. 11. Na Figura 4. 9 estão apresentados todos os ensaios de placa realizados em solo reforçado ($\eta/C_{iv}=26$) com placa de 30 cm e, em cada figura subsequente, os ensaios foram agrupados em função da espessura da camada de reforço (H_r/D), variando a largura (T_r/H_r).

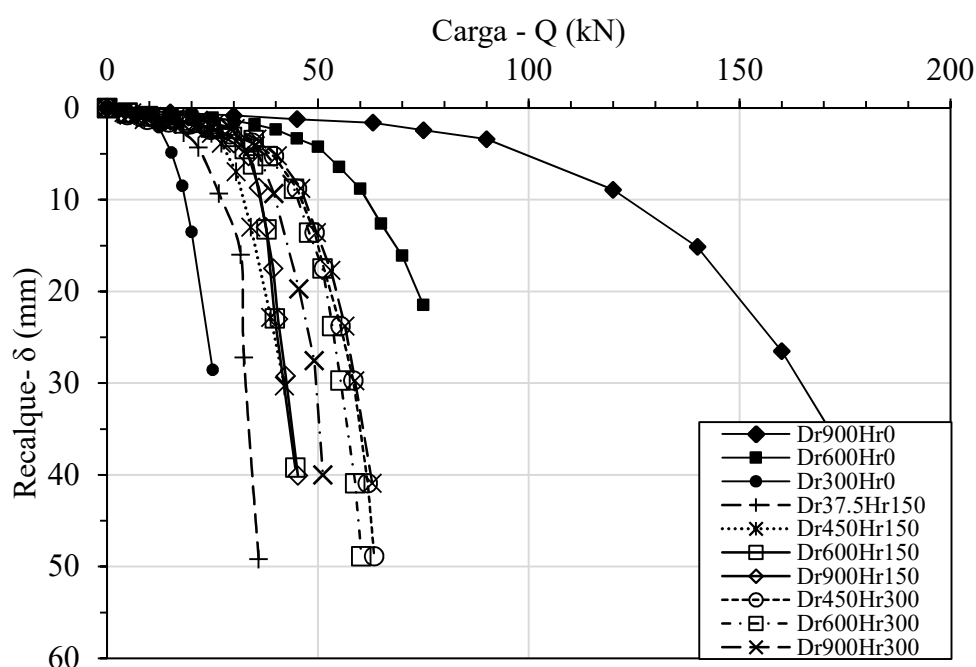


Figura 4. 9: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 26$).

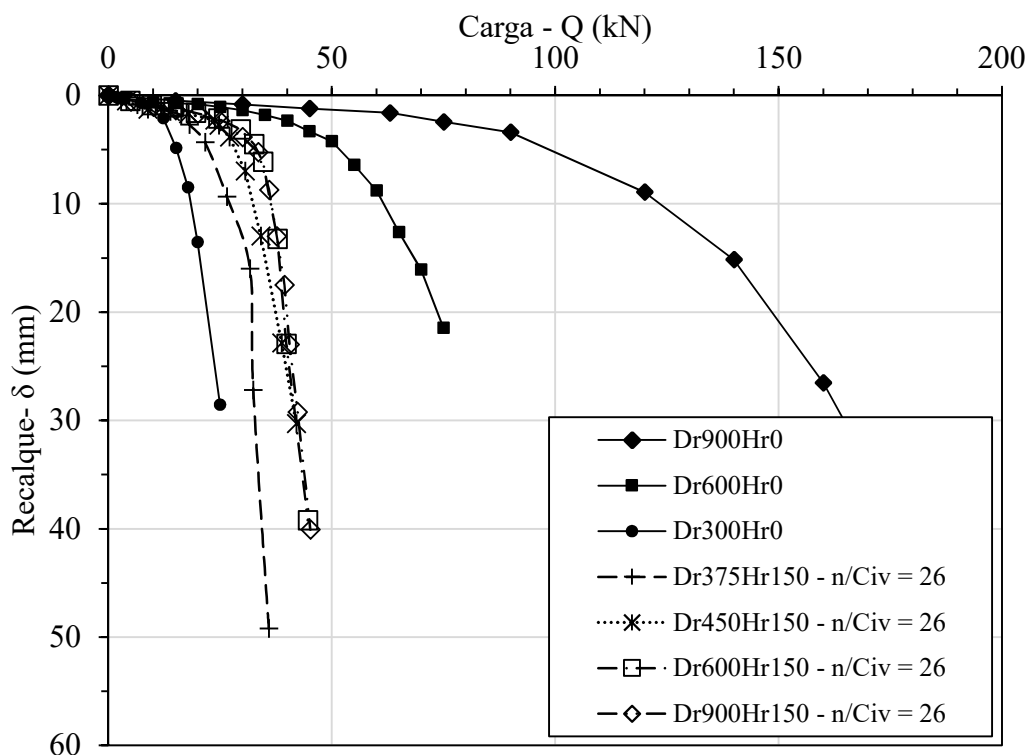


Figura 4. 10: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada ($H_r/D = 0,50$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 26$).

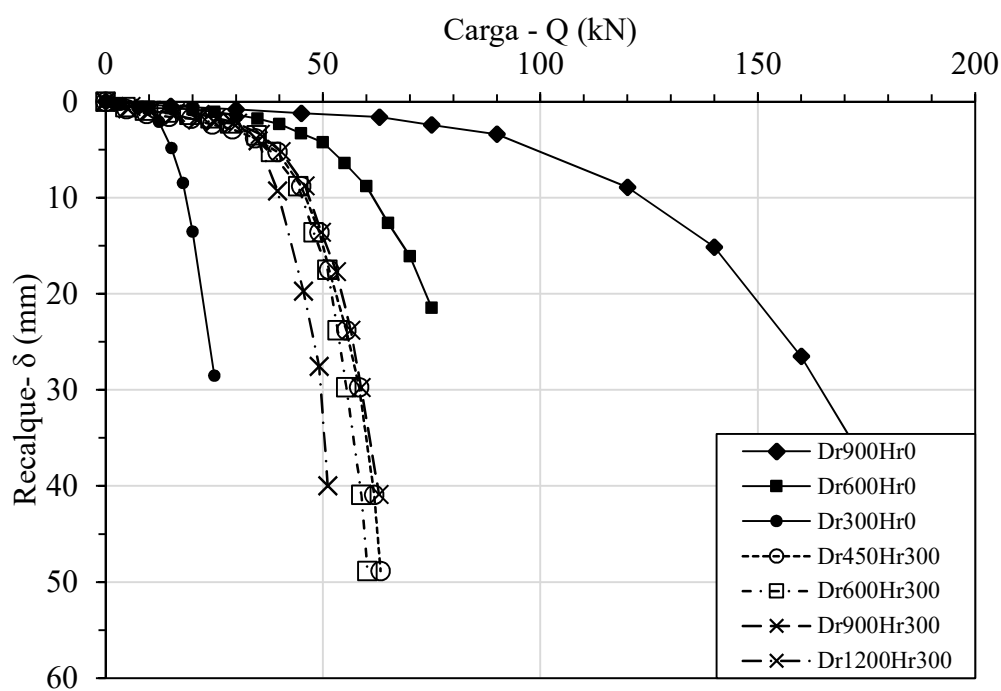


Figura 4. 11: Provas de carga com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada ($H_r/D = 1,00$) com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 26$).

Similarmente ao que acontece com os ensaios apresentados nas Figuras 4.4 a Figura 4.8, a adição da camada de reforço provoca um aumento na resistência em relação ao solo natural e, alguns casos, contudo, o reforço apresentou fissuras visualizadas na superfície do reforço. Foram identificados dois padrões típicos de ruptura: puncionamento da camada melhorada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, e ruptura da camada melhorada que, após um puncionamento inicial, rompe na camada de reforço com o aparecimento de uma trinca.

São apresentados na Figura 4. 12 os resultados obtidos de provas carga *versus* recalque em solo natural e reforçado com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$) e placas de ensaio de 30 cm para solo sem reforço e 60 cm e 90 cm para solo com reforço.

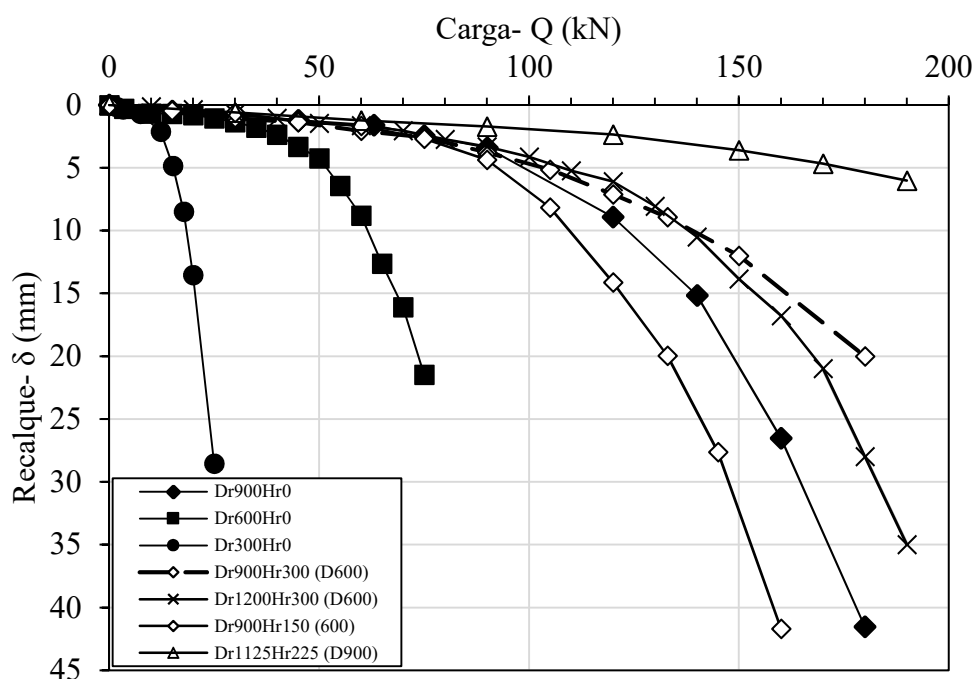


Figura 4. 12: Provas de carga com placa de aço (D=30cm, 60cm e 90 cm) em camada cimentada com areia-cimento Portland ($\eta/C_{iv} = 17$).

A Figura 4. 13a apresenta um caso de ruptura por puncionamento e na Figura 4. 13b mostra-se um caso de ruptura no reforço. Nas duas figuras se apresenta o estado da camada de reforço após o ensaio.



Figura 4. 13: (a) ruptura por puncionamento ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 17$); (b) ruptura no reforço ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 1,00 - \eta/C_{iv} = 17$).

As Figura 4. 14 (a, b, c) apresentam um caso de ruptura por puncionamento ($\eta/C_{iv} = 26$) e na Figura 4. 14d é mostrado um caso de ruptura no reforço ($\eta/C_{iv} = 26$).

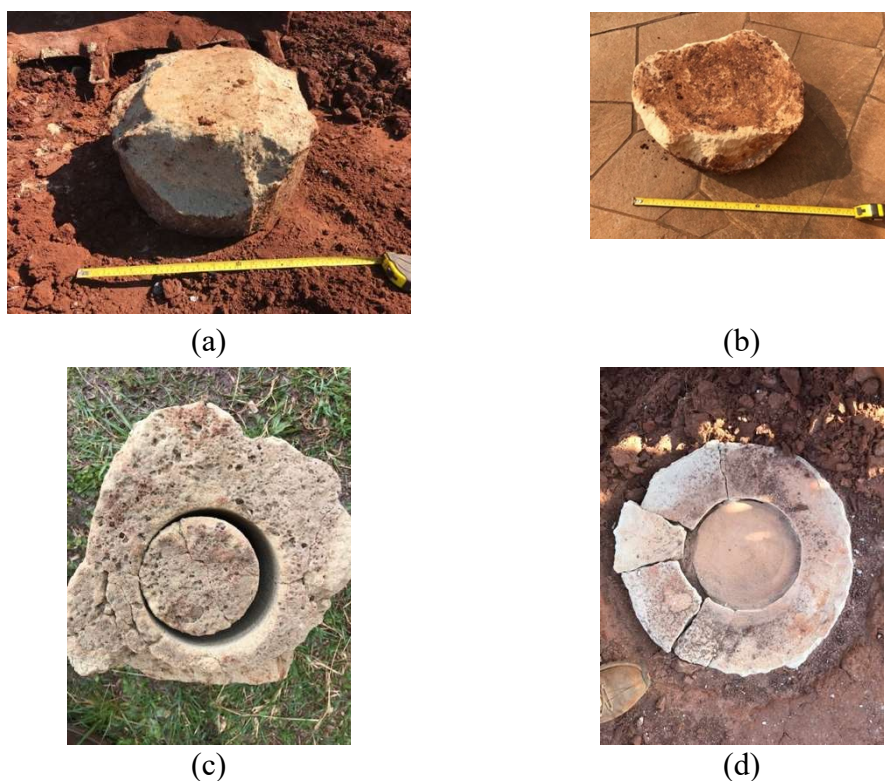


Figura 4. 14: (a) ruptura por puncionamento ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 26$); (b) ruptura por puncionamento ($H_r/D = 0,50 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 26$); (c) ruptura por puncionamento – aparecimento de fissura no fundo da camada ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 26$); (d) ruptura da camada estabilizada ($H_r/D = 0,50 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 26$).

Os resultados obtidos de provas carga *versus* recalque em solo reforçado como areia-vidro moído-cal de carbureto ($\eta/B_{iv}=14$) são apresentados na Figura 4. 15 e Figura 4. 16, e na Tabela 4. 2 estão sumarizados os resultados dos 5 ensaios realizados com camada tratada com areia-vidro-cal de carbureto.

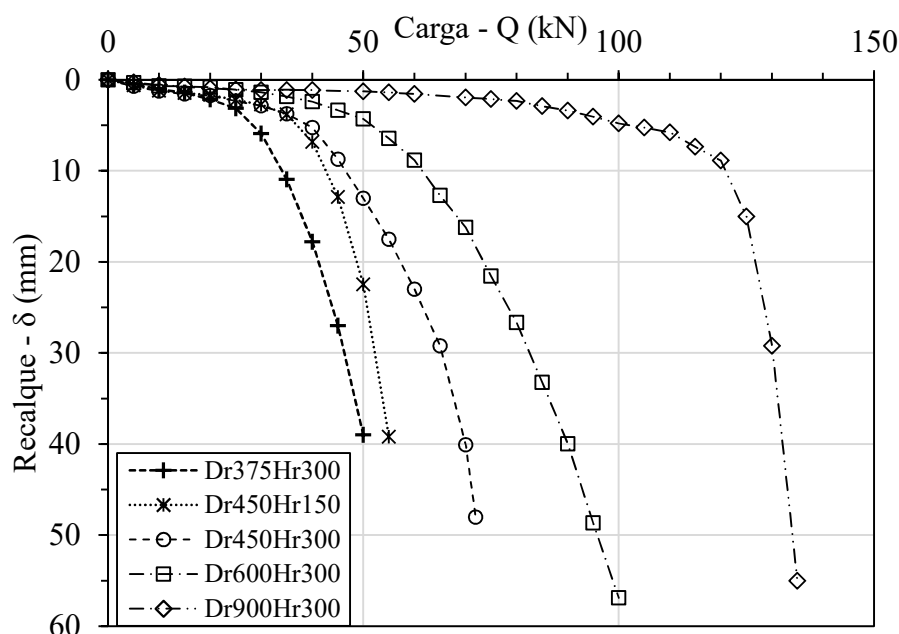


Figura 4. 15: Carga versus recalque com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada com areia-vidro moído-cal de carbureto ($\eta/B_{iv}=14$).

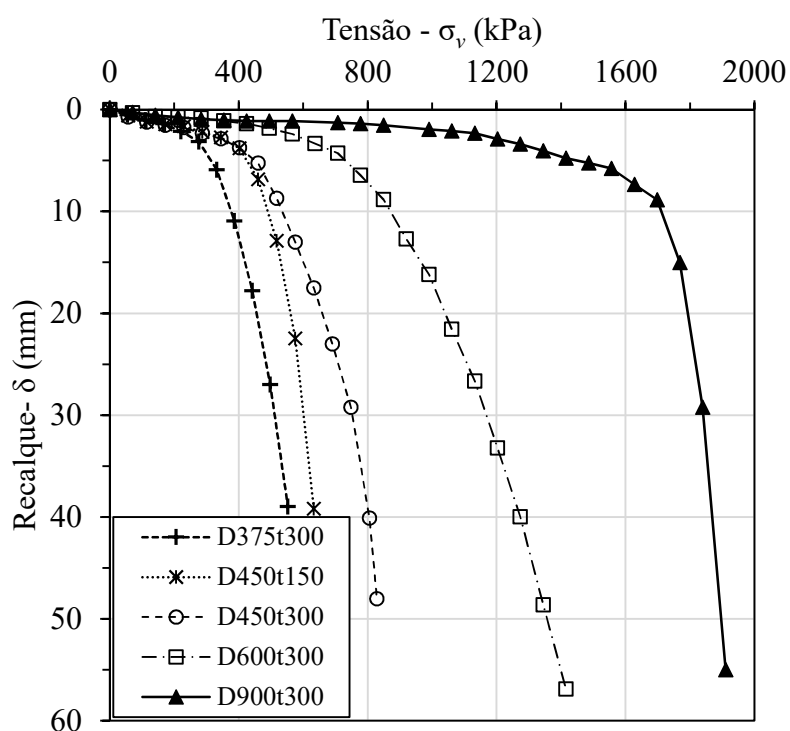


Figura 4. 16: Tensão versus recalque com placa de aço ($D=30\text{cm}$) em camada cimentada com areia-vidro moído-cal de carbureto ($\eta/B_{iv}=14$).

Tabela 4. 2: Resultado geral das provas de carga em camada de areia-vidro moído-cal de carbureto.

Placa (mm)	H_r/D	H_r (mm)	T_r/H_r	T_r (mm)	D_r (mm)	Obs
300	0.5	150	0.5	75	450	Rompe a camada
300	1	300	0.125	37,5	375	Punciona
			0.25	75	450	Punciona
			0.5	150	600	Punciona
			1	300	900	Rompe a camada

Observa-se, na Figura 4. 15 e na Figura 4. 16, que similarmente ao que acontece com os ensaios apresentados nas Figura 4. 4 a Figura 4. 8, a adição da camada de reforço de areia-vidro moído-cal de carbureto aumenta a capacidade de carga em relação ao ensaio sem a camada melhorada e, também como a camada de solo-cimento Portland, em alguns casos, o reforço apresentou fissuras visualizadas na superfície do reforço. Também foram identificados dois padrões típicos de ruptura: puncionamento da camada melhorada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, e ruptura da camada melhorada que, após um puncionamento inicial, rompe na camada de reforço com o aparecimento de uma trinca.

A Figura 4. 17a apresenta um caso de ruptura por puncionamento, e a Figura 4. 17b mostra um caso de ruptura no reforço. Nas duas figuras se apresenta o estado da camada de reforço após o ensaio.



(a)



(b)

Figura 4. 17: (a) ruptura por puncionamento ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 0,25 - \eta/C_{iv} = 17$); (b) ruptura no reforço ($H_r/D = 1,00 - T_r/H_r = 1,00 - \eta/B_{iv} = 14$).

4.2.2.1 Efeito da resistência do reforço

Os resultados das provas de carga para os reforços com mesma geometria, porém, diferentes resistências (η/C_{iv} 17, 26), são apresentados nas Figura 4. 18 e Figura 4. 19. Observa-se que para os casos em que há ruptura por puncionamento, a resistência do reforço tem pouca ou nenhuma influência sobre a capacidade de carga, havendo sobreposição de curvas. Já no caso das provas de carga que apresentam ruptura na camada de reforço, nota-se que à medida que a resistência diminui, a ruptura ocorre em deslocamentos cada vez menores. É possível observar, também, o efeito da camada de reforço nas camadas Dr450Hr150 – $\eta/C_{iv} = 17$ e Dr450Hr150 – $\eta/C_{iv} = 26$, onde a primeira tem o mecanismo de ruptura por puncionamento e a segunda, por quebra da camada cimentada, evidenciando a influência da camada de reforço nessa relação $H_r/D = 0,5$ e $T_r/H_r = 0,5$.

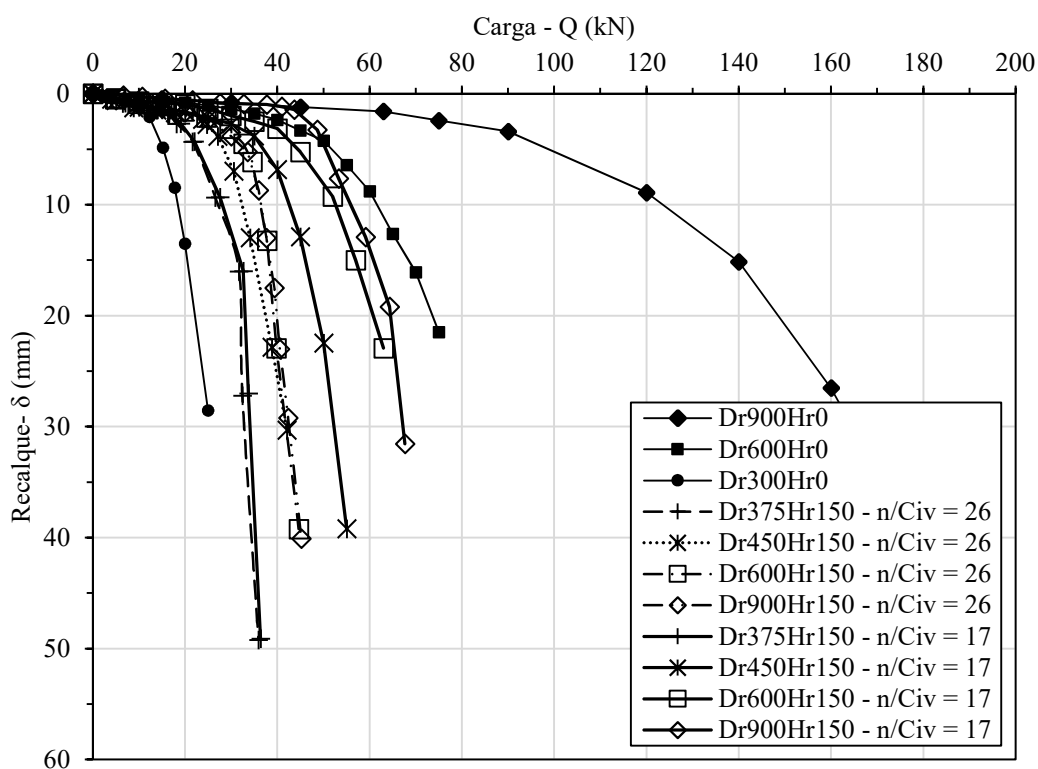


Figura 4. 18: Efeito da resistência do reforço – provas de carga ($H_r/D = 0,5$ – $T_r/H_r = 0,25, 0,5, 1,00$ e $2,00$).

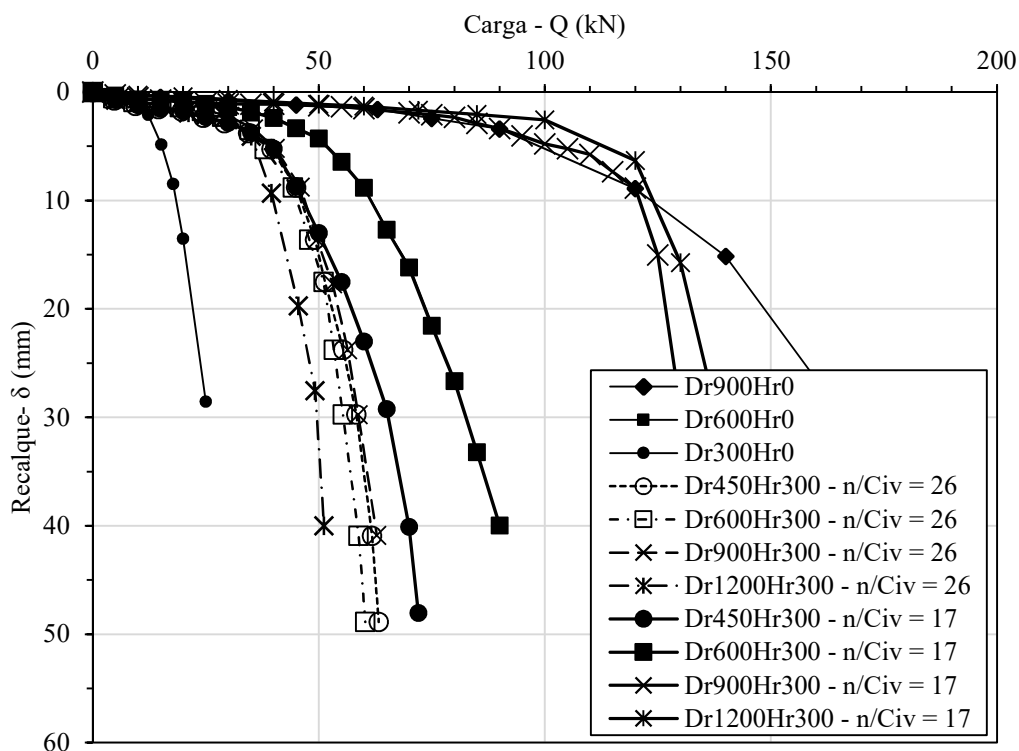


Figura 4. 19: Efeito da resistência do reforço – provas de carga ($H_r/D = 1,0 - T_r/H_r = 0,25, 0,5, 1,00$ e $2,00$).

Assim como visualizado na Figura 4. 18, na Figura 4. 19, também se observa o efeito da camada de reforço nas camadas $D_r600H_r300 - \eta/C_{iv} = 17$ e $D_r600H_r300 - \eta/C_{iv} = 26$, onde a primeira tem o mecanismo de ruptura por puncionamento e a segunda, por quebra da camada cimentada, não coincidentemente ambas as camadas tem a relação $T_r/H_r = 0,5$, onde pode-se inferir que a diferença de resistência entre as camadas com $\eta/C_{iv} = 17$ e 26 , ambas assentes sobre o solo residual, tem uma mudança no comportamento de ruptura na relação $T_r/H_r = 0,5$. Desta forma, fica claro que a relação T_r/H_r é um ponto de inflexão no mecanismo de ruptura de camadas cimentadas com mesma geometria, porém, com resistências diferentes ($\eta/C_{iv} = 17$ e 26). A relação H_r/D não apresentou influência uma vez que, para este segundo caso, esta relação $H_r/D = 1,0$ e, desta forma, como será vista mais adiante, se comporta como bloco.

4.2.2.2 Efeito da espessura

Para analisar o efeito da espessura na capacidade de carga se agruparam os ensaios com camadas do mesmo diâmetro (D_r), porém, diferentes espessuras, como se pode observar nas Figura 4. 20 e Figura 4. 21.

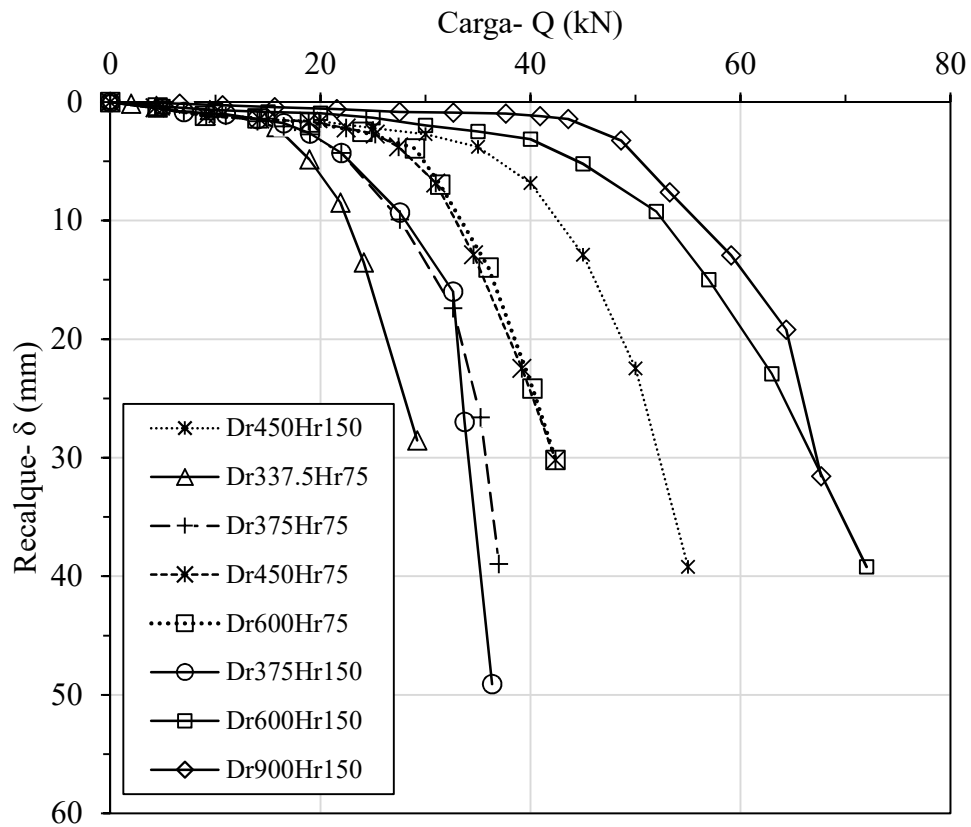


Figura 4. 20: Provas de carga ($H_r/D = 0,25$ e $H_r/D = 0,50$).

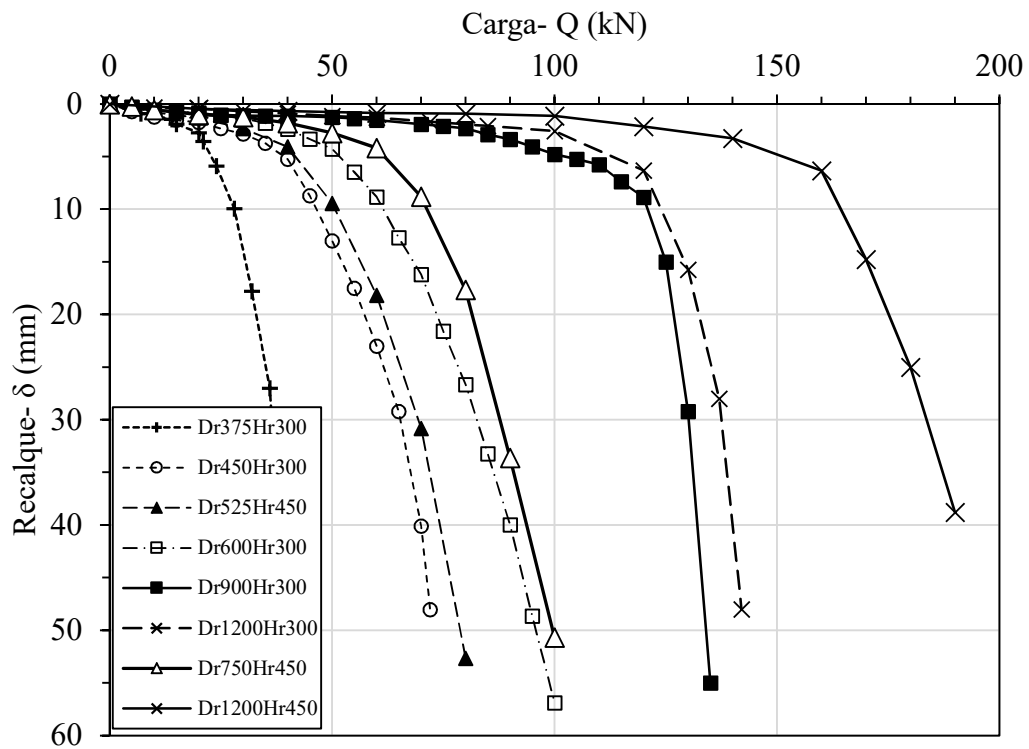


Figura 4. 21: Provas de carga ($H_r/D = 0,50$ e $H_r/D = 1,00$).

Observa-se que reforços mais espessos apresentam uma maior resistência na medida em que a profundidade será maior e, assim, o solo reforçado se comporta como bloco. Além disso, quanto maior a espessura, a camada terá menor propensão à ruptura na medida em que a profundidade será maior e, assim, terá o efeito positivo do confinamento gerado pela sobrecarga de solo. Percebe-se que, até um determinado deslocamento (até 3 mm), as curvas carga *versus* recalque coincidem, após este valor, a camada mais espessa apresenta maior resistência. Os ensaios indicam que é necessário um recalque significativo para que apareça algum ganho de resistência devido somente ao aumento da espessura (H_r).

4.2.2.3 Normalização

Nos ensaios, se ao invés da tensão aplicada pela sapata ($P/(\pi \cdot D^2/4)$) consideramos a tensão aplicada pela base do reforço ($P/(\pi \cdot D_r^2/4)$), onde P é a carga medida pela célula de carga, verifica-se que o comportamento apresentado é consistente.

A Figura 4. 22 apresenta as curvas tensão equivalente *versus* recalque relativo, considerando as tensões atuantes ao nível da base do reforço. A tensão equivalente (σ_{eq}) é a carga aplicada dividida pela área da camada cimentada. O recalque relativo (δ/D_r) é o recalque da placa dividido pelo diâmetro da camada de reforço. Este comportamento sugere que, para os casos onde há ruptura por punção, a camada de reforço e a fundação se comportam como se fossem um único elemento, com diâmetro igual à do reforço (D_r).

A Figura 4. 22 mostra um agrupamento de todas as curvas normalizadas pela área da base do reforço, as quais apresentaram uma ruptura por punção. Nesta figura se observa como grande parte dos ensaios realizados se superpõe a do solo natural, verificando-se, assim, o comportamento esperado uma vez que a ruptura por punção é comandada pela capacidade de carga do solo. No entanto, existem mecanismos de ruptura distintos de acordo com o diâmetro e a espessura das camadas de solo cimentado.

Observou-se uma ruptura por punção do solo residual nas camadas do campo, com 375 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r375H_r300), 450 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r450H_r300) e 600 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r600H_r300), como se essas camadas tratadas fizessem parte da estrutura de fundação. Esse mecanismo de ruptura foi corroborado pela análise de campo das camadas tratadas após o final do ensaio, uma vez que não foram observadas rachaduras ou fraturas nessas camadas (ver foto da camada circular tratada intacta com 450 mm de espessura e 300 mm de espessura recuperados do campo

na Figura 3. 21e e na Figura 3. 21d). Para ruptura por punção, à medida que a carga aumenta, há quebra das ligações do solo residual com baixa capacidade de suporte abaixo da placa e penetração contínua vertical da estrutura de fundação, praticamente sem movimento lateral do solo.

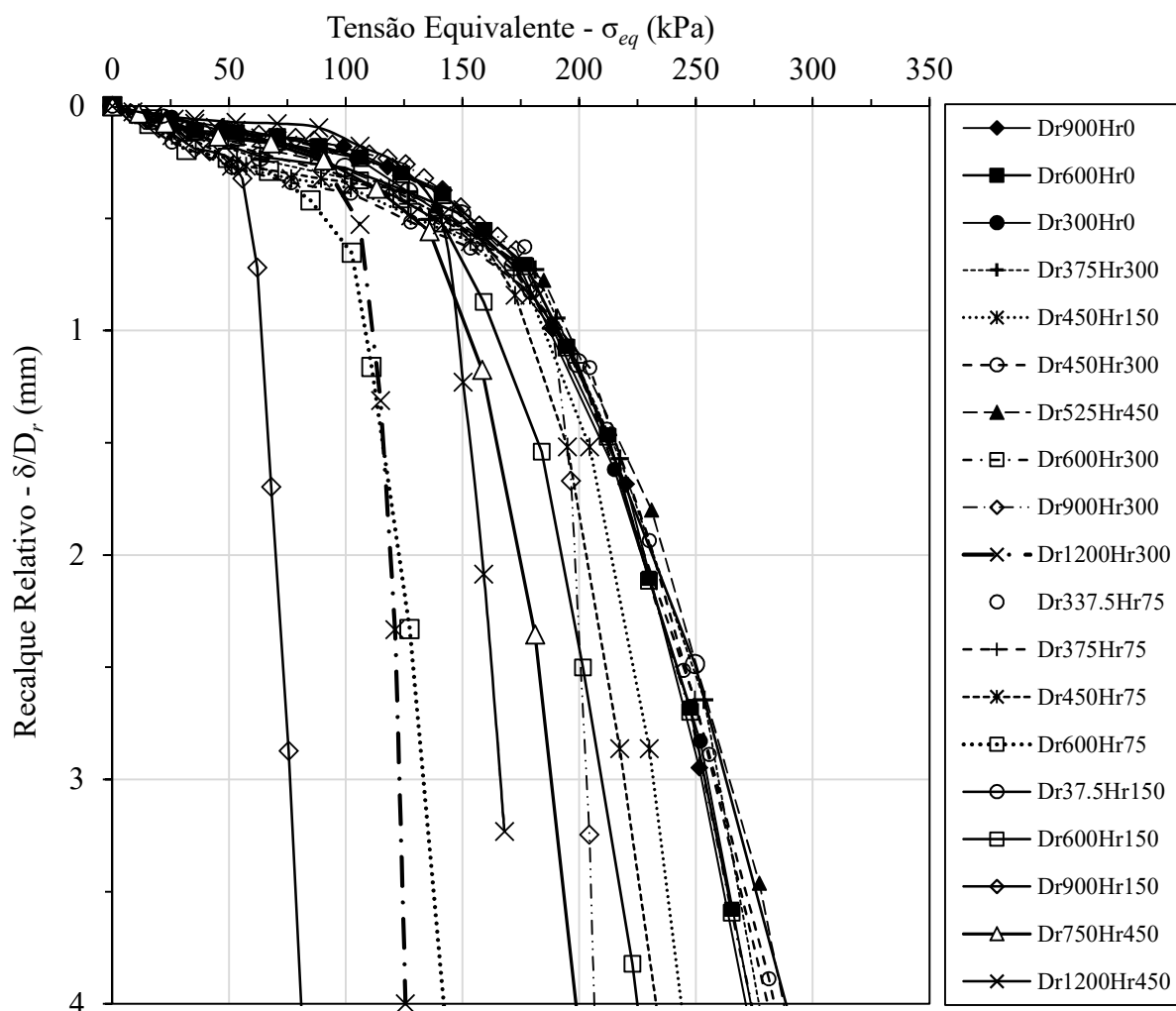


Figura 4. 22: Tensões equivalentes ($H_r = 0,25D$; $H_r = 0,50D$; $H_r = 1,00D$; $H_r = 1,50D$ - $\eta/C_{iv} = 17$), normalizadas em relação à área da camada do reforço.

Por outro lado, após certa carga vertical (Q) ter sido aplicada à placa de aço circular de 300 mm de diâmetro, apoiada nas camadas de solo cimentado de 450 mm de diâmetro e 150 mm de espessura (D_r450H_r150) e 900 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r900H_r300), houve uma ruptura dessas camadas cimentadas artificialmente após atingir determinado Q . Esse modo de ruptura (fraturamento das camadas) foi atestado pelas rachaduras encontradas nas camadas após exumação (ver Figura 3. 21e e Figura 3. 21f).

Consoli *et al.* (2009) observou rupturas semelhantes para as infinitas camadas cimentadas com $H_r/D \geq 0,5$. Os autores também verificaram, por meio de simulações de métodos de elementos finitos, que rachaduras por tração começam no fundo da camada de solo cimentado, abaixo das placas circulares.

A Figura 4. 23 apresenta a normalização dos resultados dos ensaios de campo das 5 camadas, com camada cimentada e com areia-vidro moído-cal de carbureto. Nesta figura se observa, como apresentado na Figura 4. 22, que a ruptura por punção é comandada pela capacidade de carga do solo. Como existem mecanismos de ruptura distintos de acordo com o diâmetro e a espessura das camadas de solo cimentado, observou-se uma ruptura por punção do solo residual nas camadas do campo com 375 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r375H_r300), 450 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r450H_r300) e 600 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r600H_r300), como se essas camadas tratadas fizessem parte da estrutura de fundação.

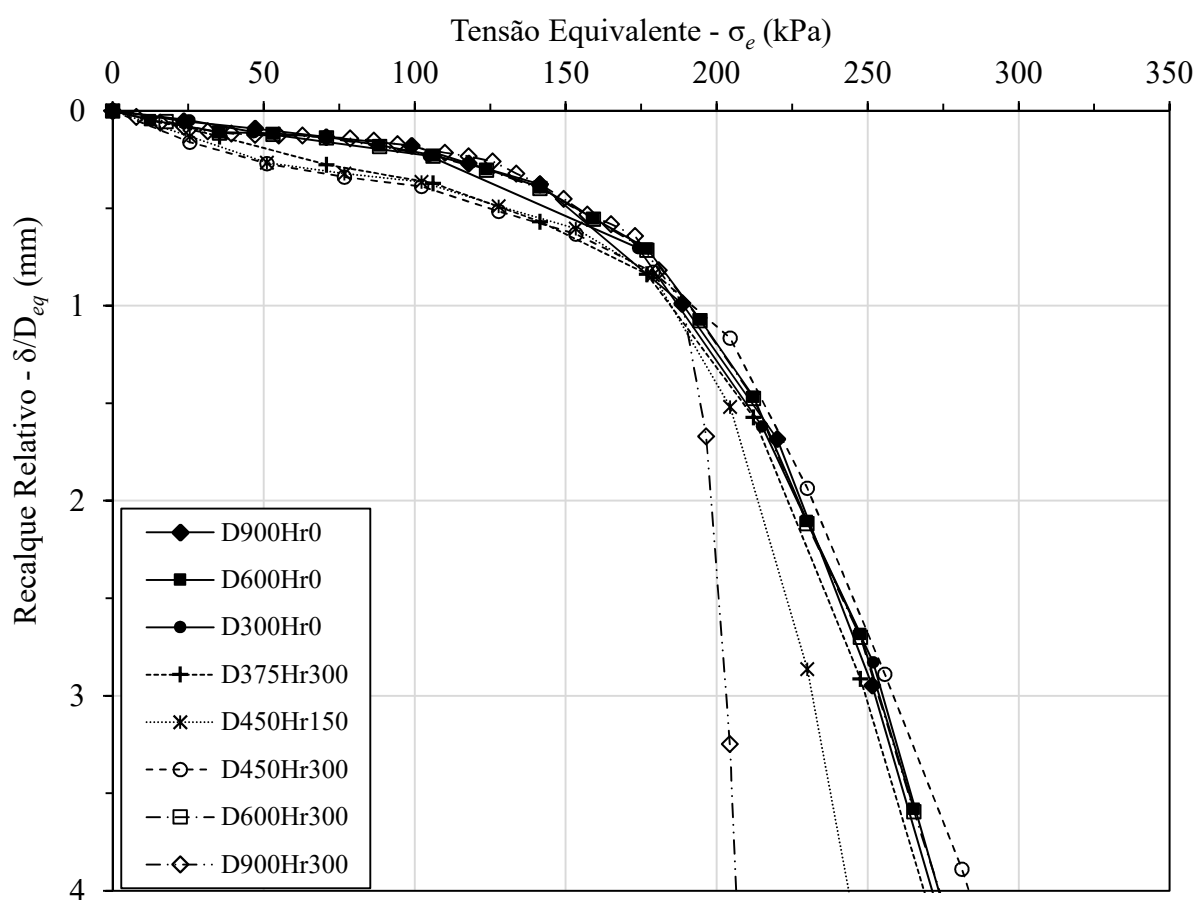


Figura 4. 23: Tensões equivalentes, normalizadas em relação à área da placa ($D=30, 60$ e 90 cm) e da camada do reforço de areia-vidro moído-cal de carbureto.

Por outro lado, após certa carga vertical (Q) ter sido aplicada à placa de aço circular de 300 mm de diâmetro, apoiada nas camadas de solo cimentado de 450 mm de diâmetro e 150 mm de espessura (D_r450H_r300) e 900 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r900H_r300), houve uma falha dessas camadas cimentadas artificialmente após atingir determinado Q .

4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS

Esta seção apresenta os resultados dos 11 ensaios triaxiais drenados, realizados nesta pesquisa, mais 3 resultados retirados da literatura (Consoli *et al.*, 2008). São apresentadas observações referentes ao comportamento tensão-deformação, variação volumétrica e trajetórias de tensões. Os corpos de provas ensaiados foram obtidos a partir da exumação das camadas executadas em campo, sendo que as camadas de areia-vidro-cal foram exumadas com no máximo 1 dia após o ensaio de placa, e os corpos de prova de areia-cimento Portland com no máximo 5 dias. As fotografias dos corpos de provas dos ensaios triaxiais foram apresentadas no Apêndice C.

A escolha do tipo de ensaio triaxial adotado foi consolidado isotropicamente drenado – CID, para obtenção dos parâmetros de resistência e rigidez, uma vez que o comportamento esperado dos materiais [camada de reforço e solo de fundação (solo coesivo friccional)] é drenante. Da mesma forma, as tensões de confinamento [20, 35 (quando for o caso), 60 e 100 kPa] ocorreram em função dos ensaios de campo (ensaios de placa) serem próximos à superfície, simulando fundações superficiais, ou seja, baixas tensões de confinamento, além de preservar a estrutura do solo residual e do solo cimentado. Em todos os ensaios triaxiais foram medidas internas de deformações usando sensores de efeito Hall.

A Figura 4. 24 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de compressão isotrópica [medições de deformações locais (axial e radial) usando sensores de efeito Hall (Clayton e Khatrush, 1986)], realizados em amostras do solo residual poroso intacto e em condições reconstituídas, conforme reportado por Consoli *et al.*, (2020a, 2020d) e Carretta (2018). As curvas de compressão isotrópica obtidas para as amostras coladas têm formato semelhante às relatadas na literatura para solos estruturados e cimentados naturalmente/artificialmente (por exemplo, LEROUÉIL e VAUGHAN 1990; CONSOLI *et al.* 1998; ROTTA *et al.* 2003).

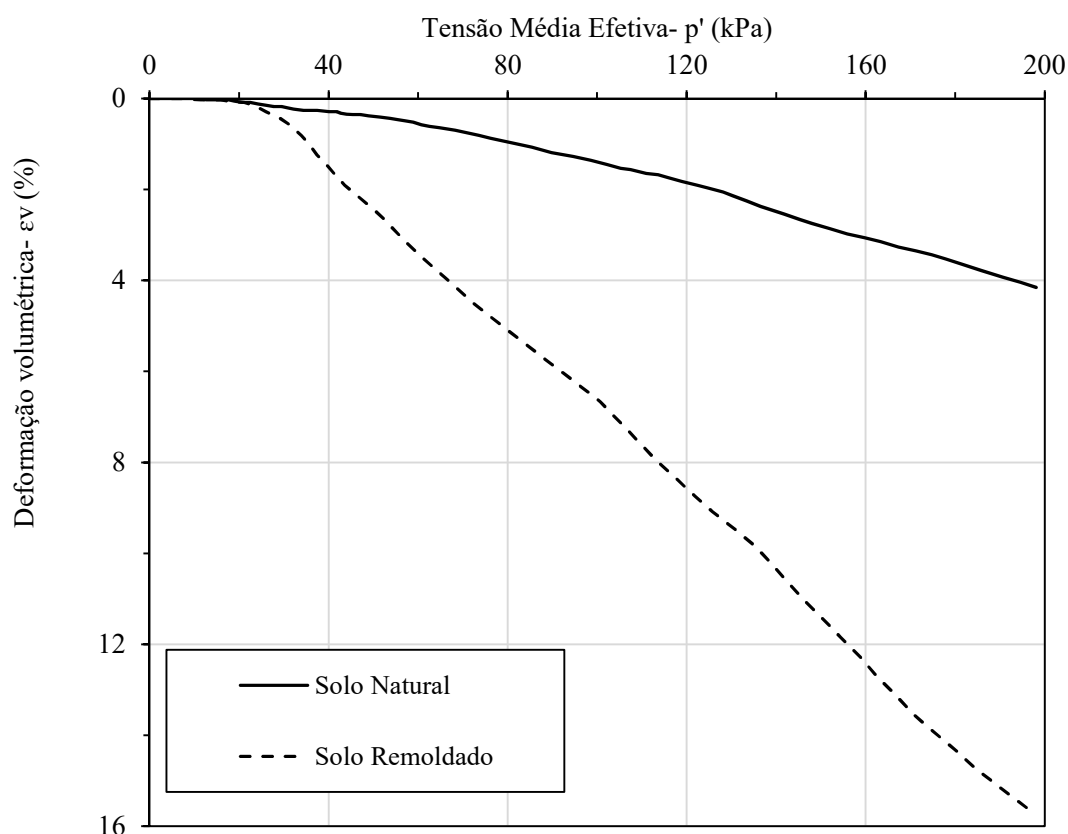
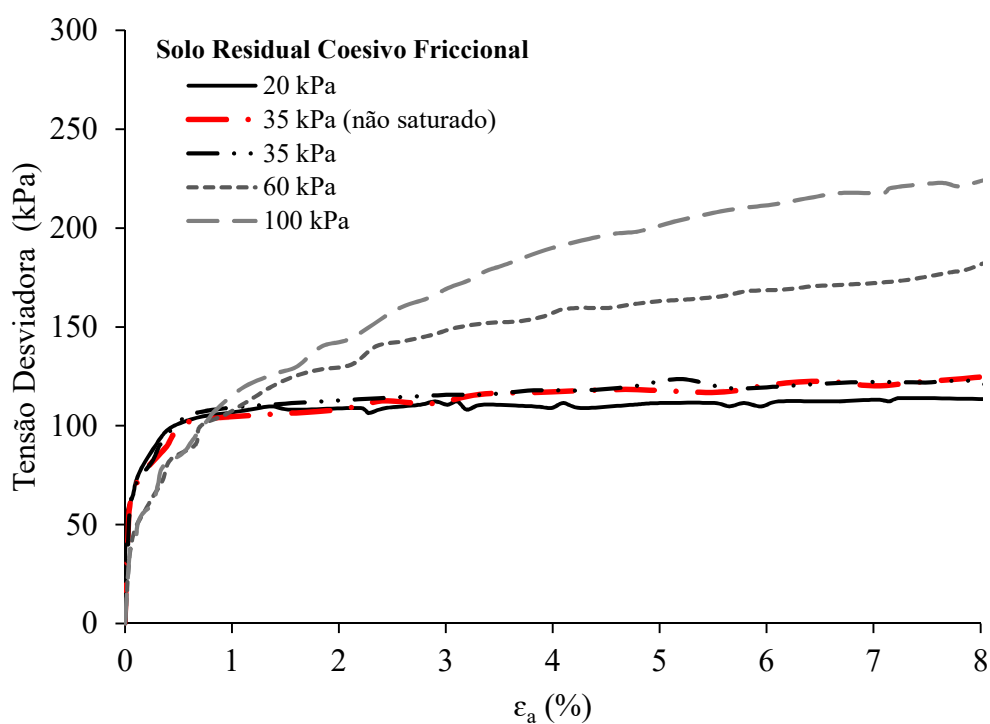


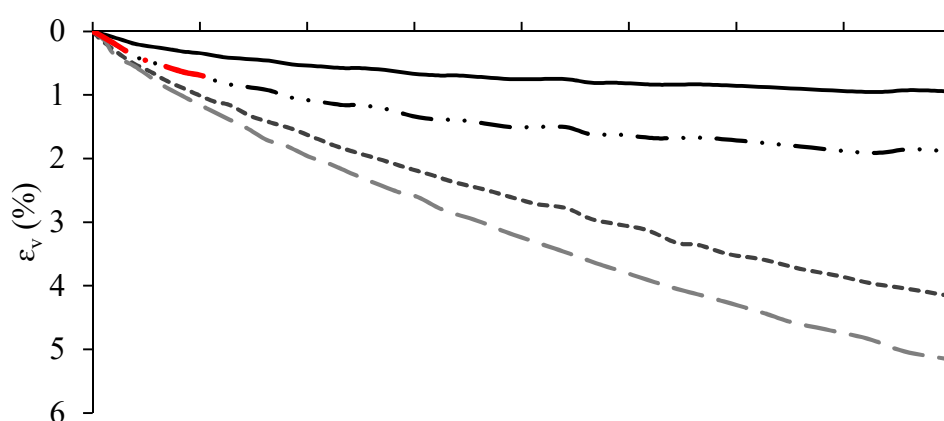
Figura 4. 24: Influência da estrutura cimentada para amostras indeformadas e remoldadas (CONSOLI et al., 2020a, 2020d e CARRETTA, 2018).

Para uma mesma tensão efetiva, a variação de volume é maior quando se trata do solo remoldado alcançando deformação volumétrica de cerca de 16% ao final do ensaio, enquanto no solo natural (amostra indeformada) as deformações chegaram em 4% do seu volume na mesma tensão média efetiva, logo, desde o início, o corpo de prova indeformado apresenta maior rigidez do que o solo em seu estado remoldado. Conforme reportado por Carretta (2018), esse fato indica a importância do papel que a estrutura cimentada desempenha nos padrões de deformabilidade e compressibilidade do solo.

Consoli *et al.* (2008) apresentou as curvas tensão-deformação obtidas através do ensaio triaxial drenado de amostras indeformadas do solo residual coesivo friccional sob tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kPa, que são mostradas na Figura 4. 25.



(a)



(b)

Figura 4. 25: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para solo residual: (a) Tensão desvio *versus*. ϵ_a ; e (b) ϵ_v *versus* ϵ_a (adaptado de CONSOLI et al. 2008a)

Adicionalmente, com o intuito de avaliar os possíveis efeitos da sucção existente na resistência do solo natural durante os ensaios de campo, um ensaio triaxial foi realizado em condições não saturadas (Figura 4. 25). A tensão de confinamento foi 35 kPa (para comparar com o corpo de prova da mesma amostra sob condições saturadas). A Figura 4. 25 indica que a resistência máxima é semelhante à obtida para o solo natural sob uma condição saturada. Como o corpo de prova ensaiado não estava totalmente saturado, as medidas de variação volumétrica

usadas foram medidas usando os sensores de efeito Hall, o trecho medido é cerca de 1,0% da altura do corpo de prova.

O resultado do ensaio triaxial de tensão de confinamento efetiva de 20 kPa apresenta uma rigidez em pequenas deformações (E'_{solo}) de 49 MPa e um coeficiente de Poisson (ν) de 0,15. A redução da rigidez do solo para pressões de confinamento de 35, 60 e 100 kPa pode ocorrer em solos levemente coesivos devido à quebra de estruturas causada pelo aumento de tensões de confinamento (LEROUEIL e VAUGHAN 1990; CONSOLI *et al.* 1998, 2000, 2006). Todas as curvas de deformação axial *versus* deformação volumétrica apresentam comportamento contrativo (Figura 4. 25b). A envoltória de ruptura apresenta um ângulo de atrito (ϕ') de 31,8° e um intercepto coesivo (c') de 23,8 kPa (CONSOLI *et al.*, 2008).

Os parâmetros de resistência das camadas de reforço de solo-cimento Portland (para $\eta/C_{iv} = 17$ e 26) e areia-vidro moído-cal de carbureto ($\eta/B_{iv}=14$) também foram obtidos através de ensaios triaxiais drenados isotropicamente, consolidados sob tensões de confinamento efetivas de 20, 40 e 100 kPa (ver da Figura 4. 26 a Figura 4. 28), as quais foram realizadas em amostras retiradas do campo após 28 dias de período de cura. O resultado triaxial com tensão de confinamento de 20 kPa apresenta um módulo Young em pequenas deformações (E'_{cem}) de 3.430 MPa e um coeficiente de Poisson (ν) de cerca de 0,2 (deformações locais da ordem de 0,01% também foram medidas usando sensores de efeito Hall). A resposta tensão-deformação mostra um comportamento de rigidez elevada, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, seguido por deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil (Figura 4. 26a). O comportamento pós-pico observado sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam estáveis com a deformação axial.

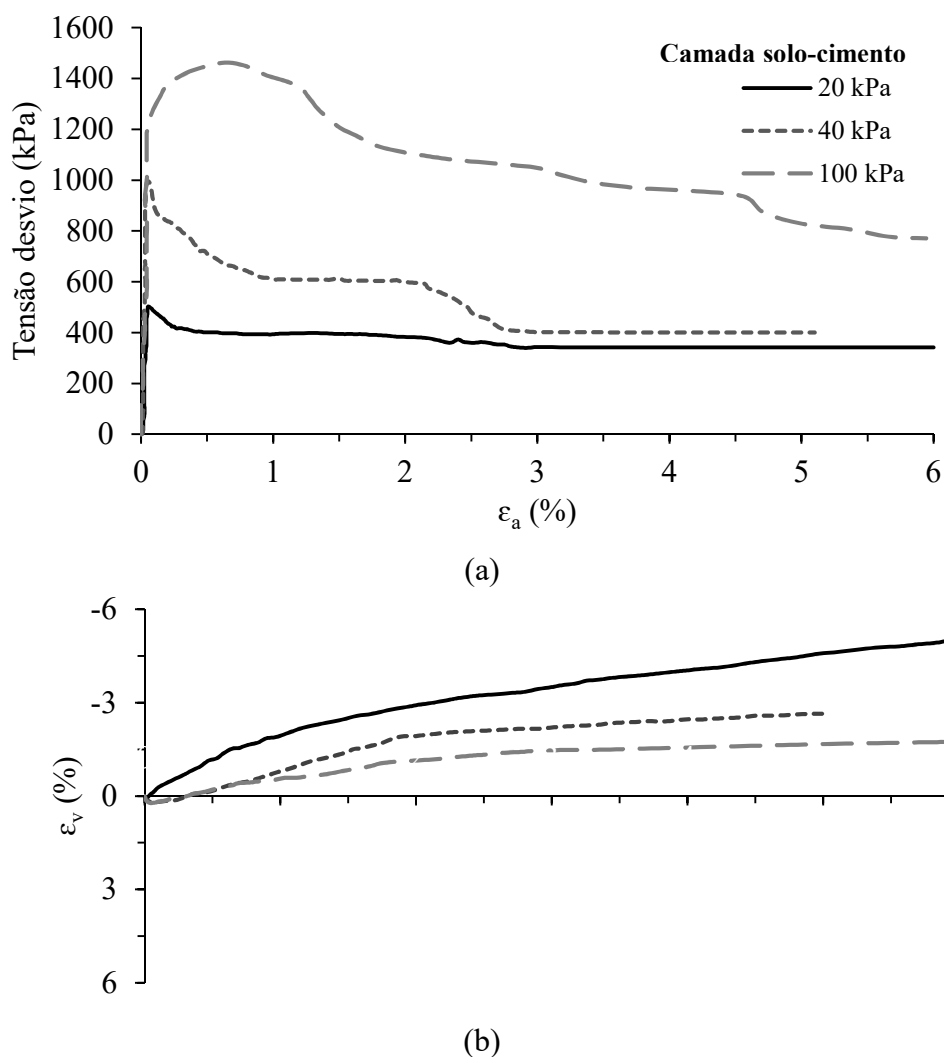


Figura 4. 26: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para areia-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=17$: (a) Tensão desvio *versus*. ϵ_a , e (b) ϵ_v *versus* ϵ_a .

Os resultados levaram a um ângulo de atrito de pico (ϕ') de $36,4^\circ$ e uma interceptação de coesão (c') de cerca de 145,5 kPa. O pico de tensão-desvio é apresentado associado a um comportamento dilatante (Figura 4. 26b).

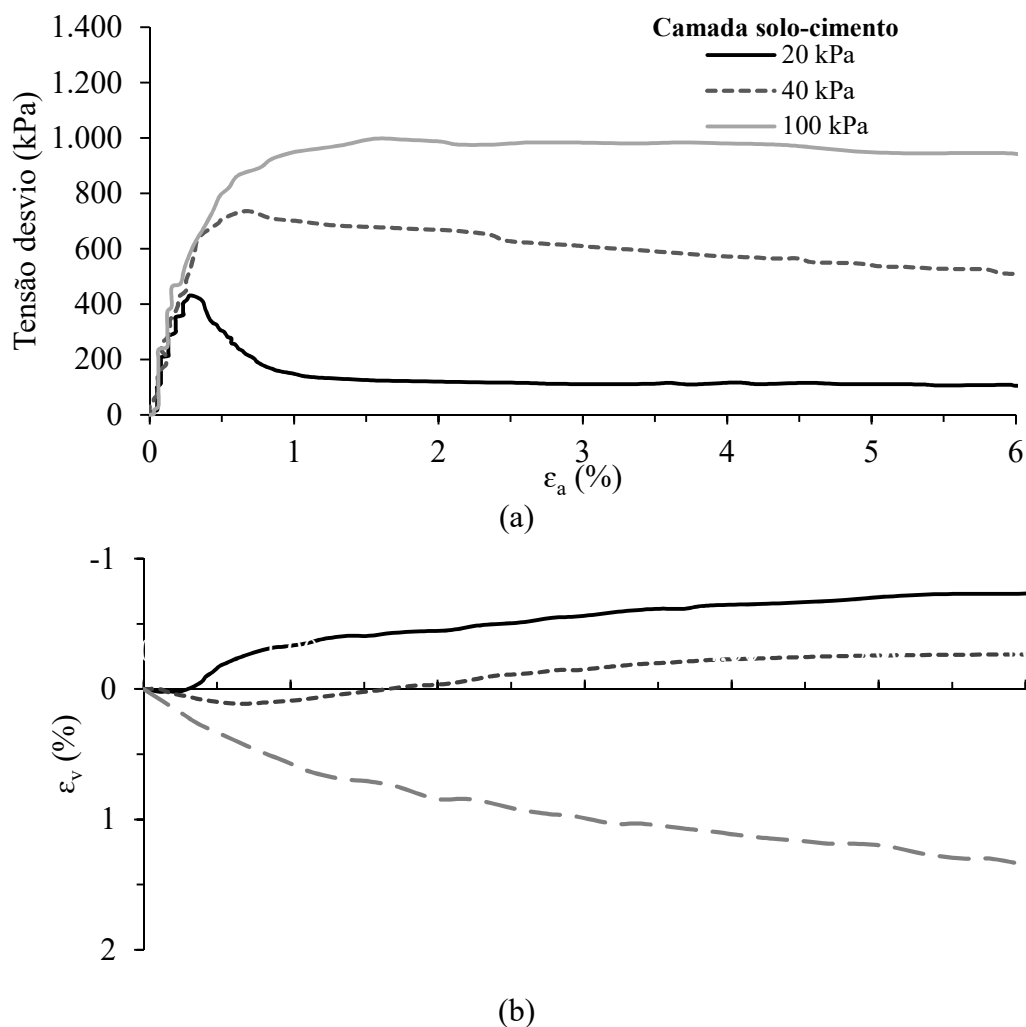


Figura 4. 27: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para areia-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=26$: (a) Tensão desvio *versus*. ϵ_a ; e (b) ϵ_v *versus* ϵ_a .

Os resultados da Figura 4. 27b levaram a um ângulo de atrito de pico (ϕ') de $32,8^\circ$ e um intercepto coesivo (c') de cerca de 91,8 kPa. O pico de tensão-desvio é apresentado associado a um comportamento dilatante apenas para baixas tensões (20 e 40 kPa). Os resultados dos ensaios triaxiais de tensão de confinamento de 20 kPa apresentam um módulo Young a pequenas deformações de 3430 MPa e 1856 MPa para o $\eta/C_{iv}=17$ e 26, respectivamente, e um coeficiente de Poisson (ν) de cerca de 0,2.

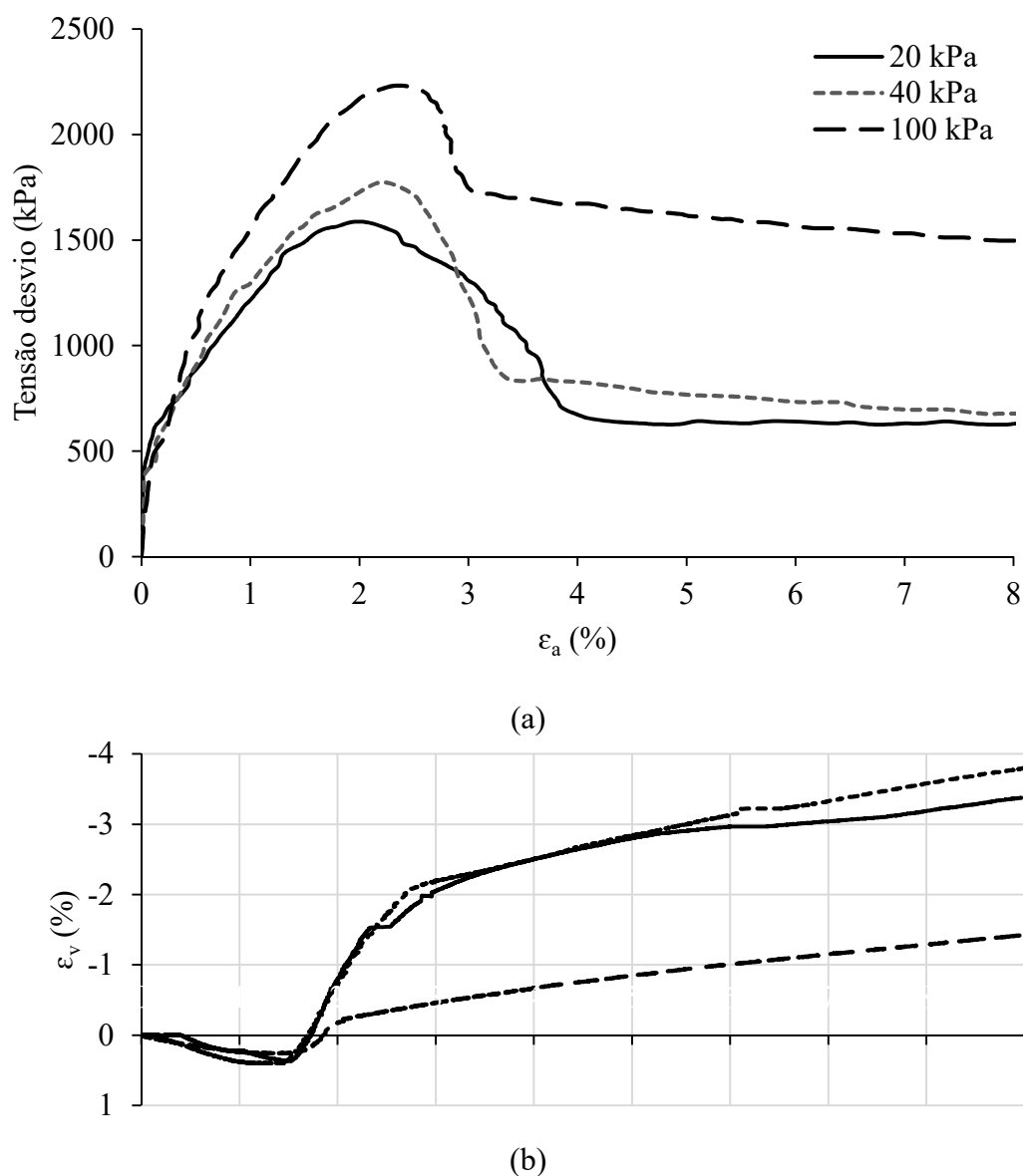


Figura 4. 28: Ensaio triaxial convencional drenado com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para areia-vidro moído-cal de carbureto com $\eta/B_{IV}=14$: (a) Tensão desvio *versus*. ϵ_a ; e (b) ϵ_v *versus* ϵ_a .

A resposta tensão-deformação da Figura 4. 28b mostra um comportamento de rigidez seguido por uma ruptura frágil, comportamento *strain softening* em todas as tensões de confinamento estudadas (Figura 4. 28a). Os resultados levaram a um ângulo de atrito (ϕ') de $37,7^\circ$ e um intercepto coesivo (c') de cerca de 105 kPa. O pico de tensão-desvio é apresentado associado a um comportamento dilatante. Assim como na Figura 4. 26, o comportamento pós-pico observado sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam estáveis com a deformação axial.

Nas ilustrações trazidas na Figura 4. 29, Figura 4. 30 e Figura 4. 31 são apresentadas no espaço p' - q as trajetórias de tensões de cada ensaio juntamente com a envoltória de ruptura do solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=17$, $\eta/C_{iv}=26$ e areia-vidro moído-cal de carbureto com $\eta/B_{iv}=14$, respectivamente.

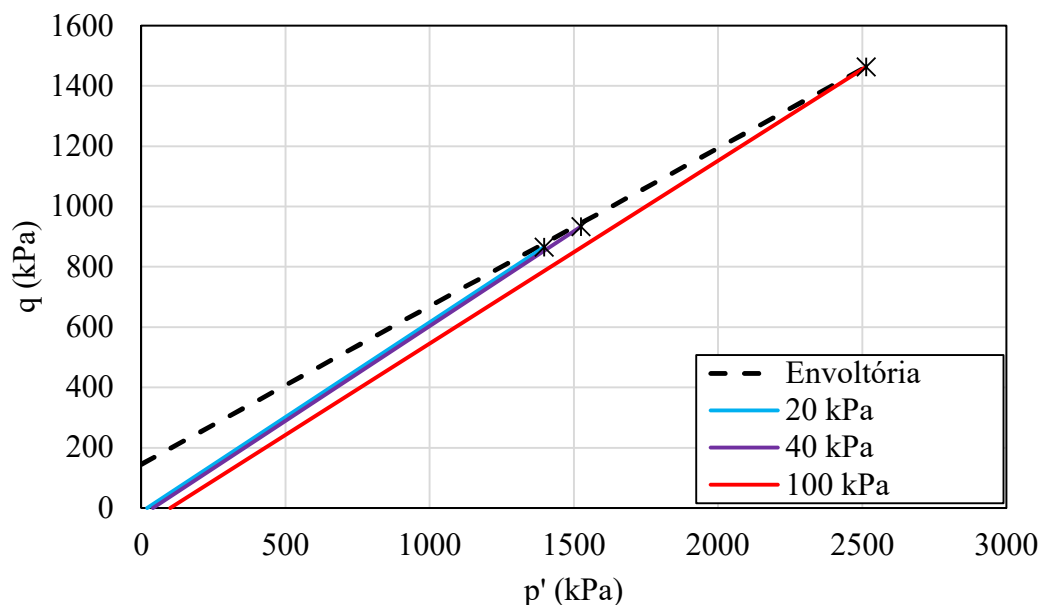


Figura 4. 29: Envoltória de ruptura com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=17$.

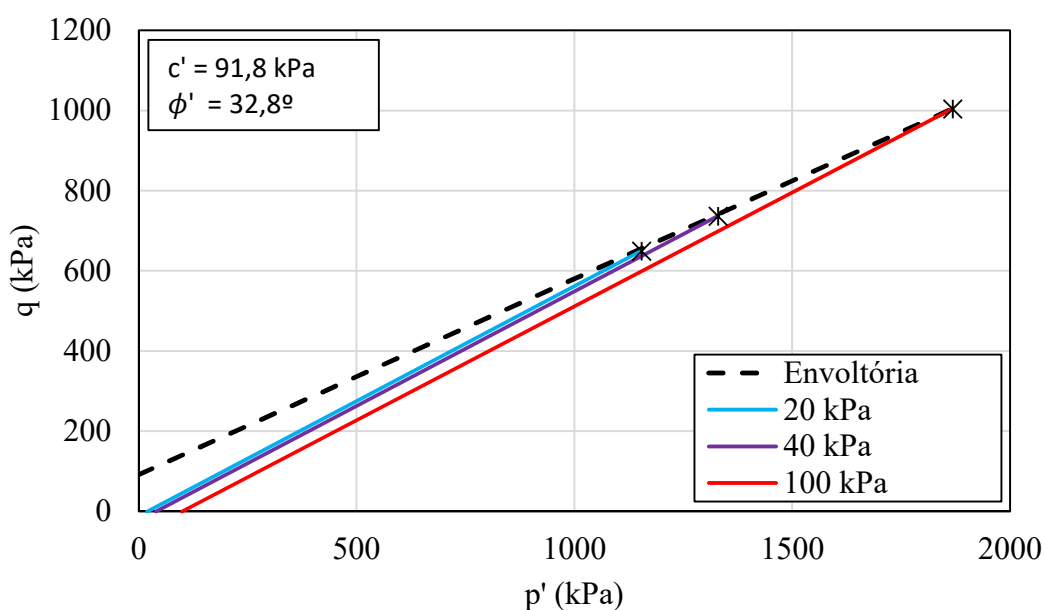


Figura 4. 30: Envoltória de ruptura com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=26$.

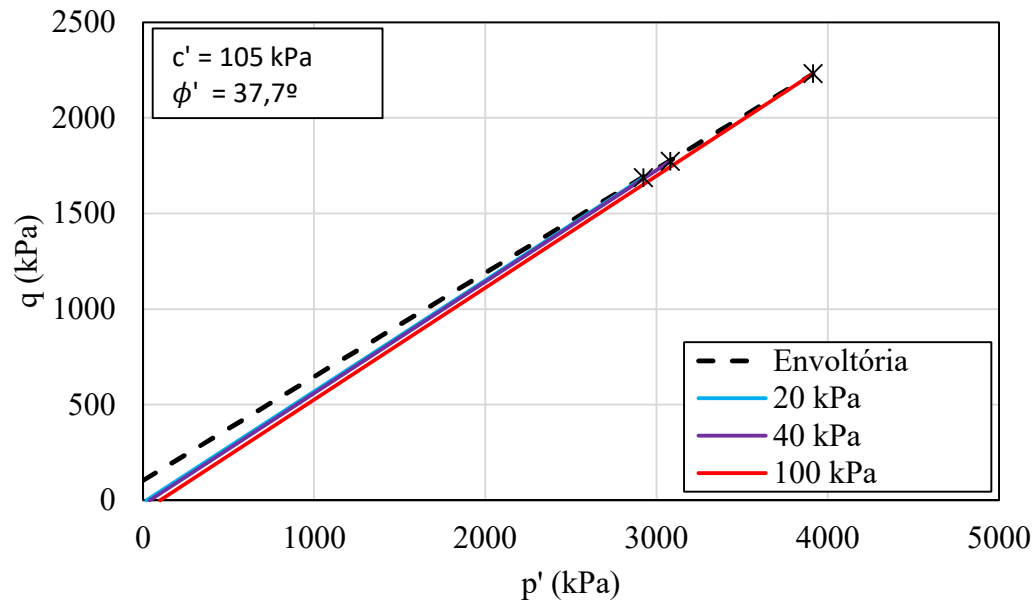


Figura 4. 31: Envoltória de ruptura com tensões de confinamentos de 20, 60 e 100 kPa para areia-vidro moído-cal de carbureto com $\eta/B_{IV}=14$.

4.4 SUCCÃO

Foram realizadas medidas de sucção, conforme descrito anteriormente a fim de se determinar a curva característica dos três materiais (solo residual; areia-cimento Portland; mistura areia-vidro moído-cal de carbureto). As ilustrações presentes na Figura 4. 32, Figura 4. 33 e Figura 4. 34 apresentam as curvas características dos três materiais.

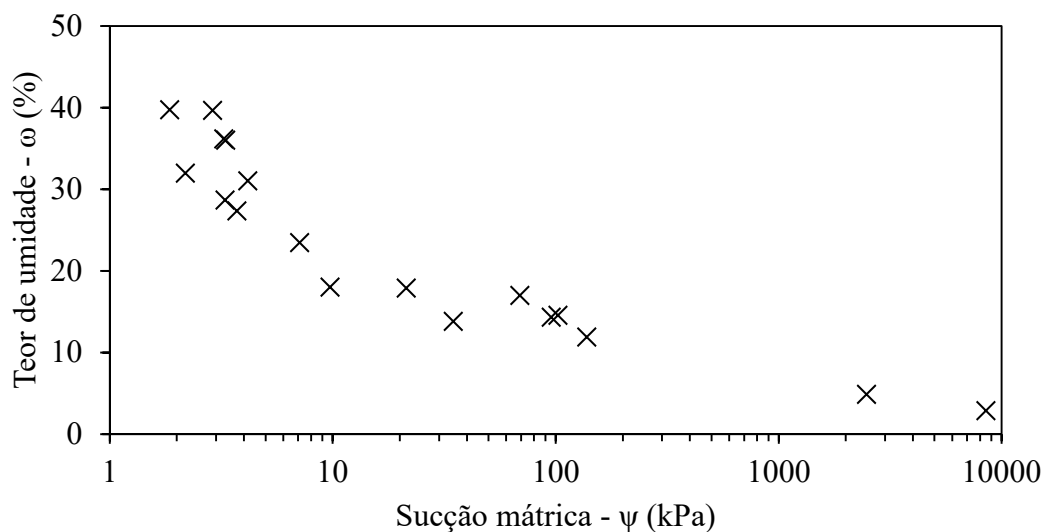


Figura 4. 32: Curva característica de sucção matricial do solo residual.

O valor da sucção matricial do solo residual em condições naturais ($\omega = 34\%$) está compreendido entre o intervalo de 4 a 10 kPa, com média de 8kPa, correspondendo a menos de 10% da resistência à compressão não confinada do solo natural [$q_u=89,38$ kPa (CARRETTA, 2018)]. Estes baixos valores de sucção indicam que a saturação total do terreno teria pouco efeito sobre recalque de estruturas apoiadas em fundações superficiais apoiadas no solo residual (CONSOLI et al., 1998).

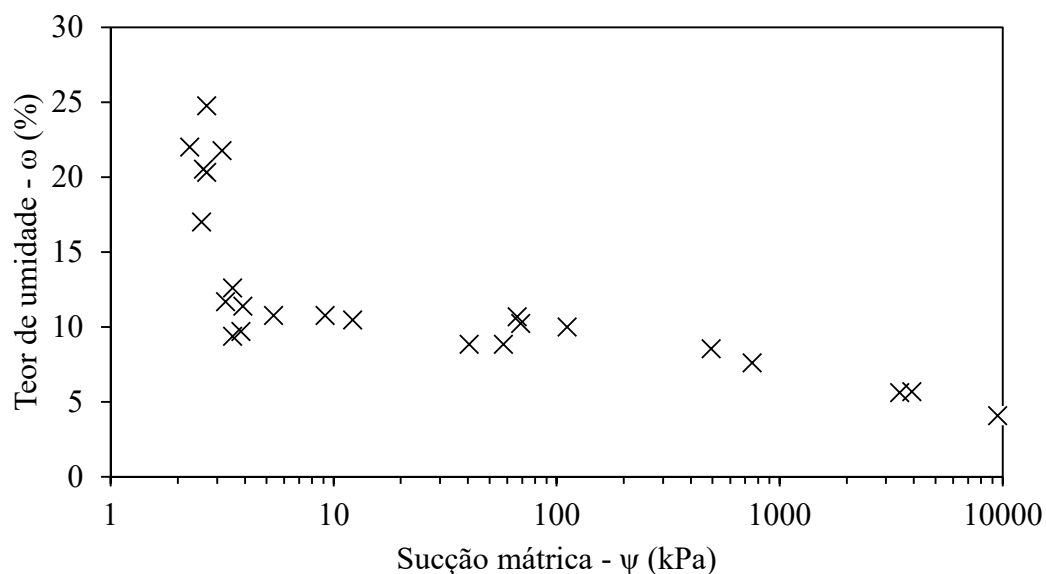


Figura 4. 33: Curva característica de sucção matricial de areia-cimento Portland.

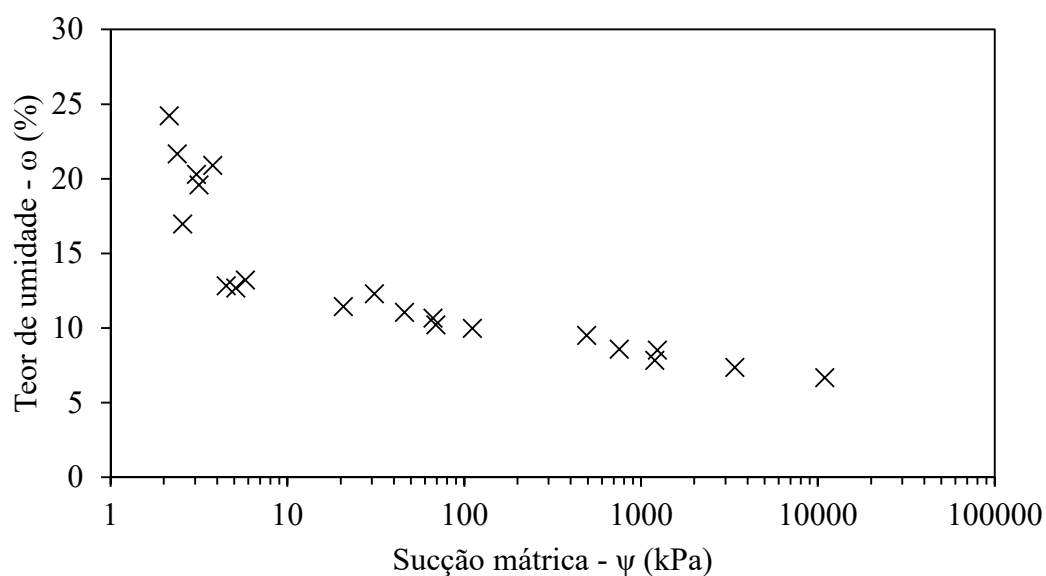


Figura 4. 34: Curva característica de sucção matricial de areia-vidro moído-cal de carbureto.

Da Figura 4. 345 a Figura 4. 40 apresenta-se a variação da resistência à compressão simples e tração por compressão diametral, pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples e sucção/tração por compressão diametral (em porcentagem), respectivamente, dos corpos de provas exumados das camadas de solo-cimento Portland (para $\eta/C_{iv}=17$ e 26) e para as camadas de areia-vidro moído-cal de carbureto ($\eta/B_{iv}=14$).

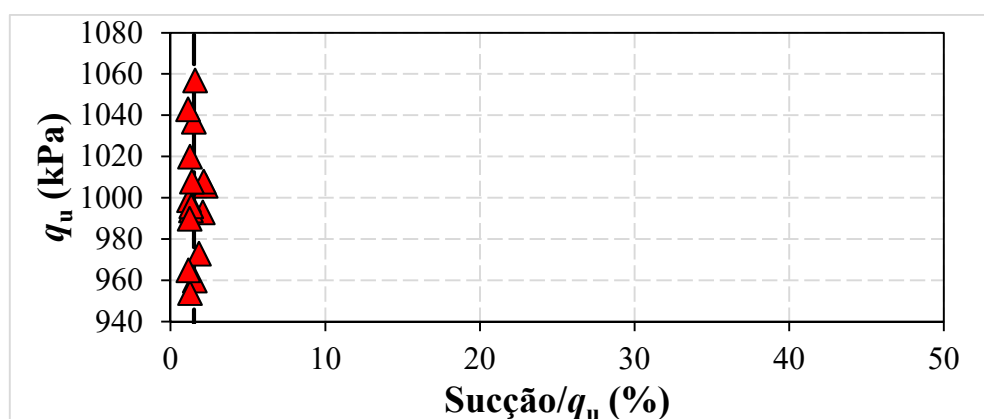


Figura 4. 35: Variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples (areia-cimento Portland - $\eta/C_{iv}=17$).

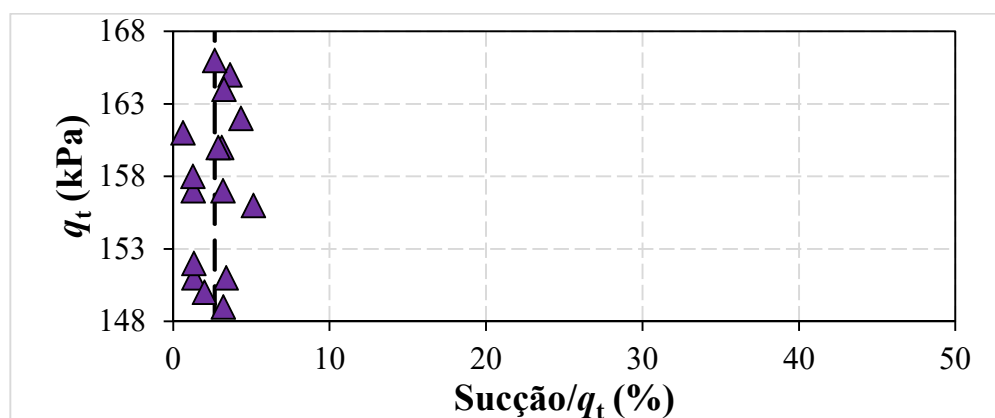


Figura 4. 36: Variação da resistência à tração por compressão diametral pela relação entre a sucção/resistência à tração por compressão diametral (areia-cimento Portland - $\eta/C_{iv}=17$).

Verifica-se que a influência da sucção varia de 1 a 3% da resistência à compressão simples (média de 1,51%) e de 1 a 5% da resistência à tração por compressão diametral (média de 2,66) para solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=17$.

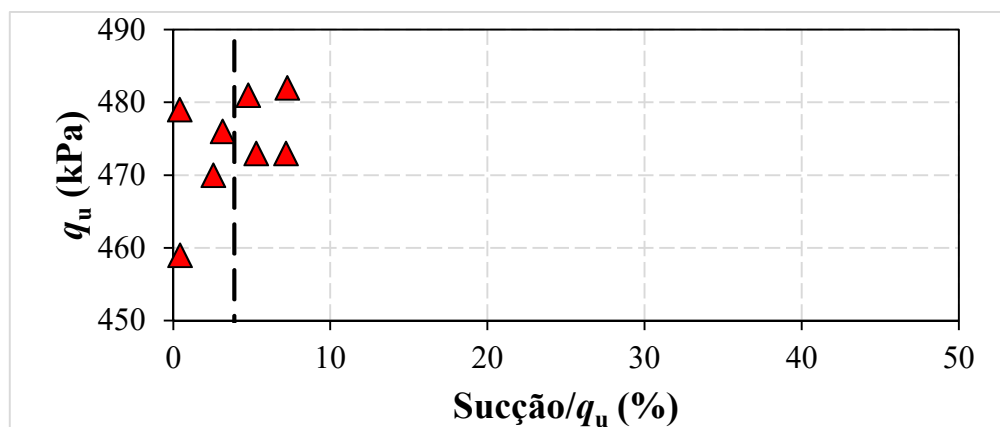


Figura 4. 37: Variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples (areia-cimento Portland - $\eta/C_{iv}=26$).

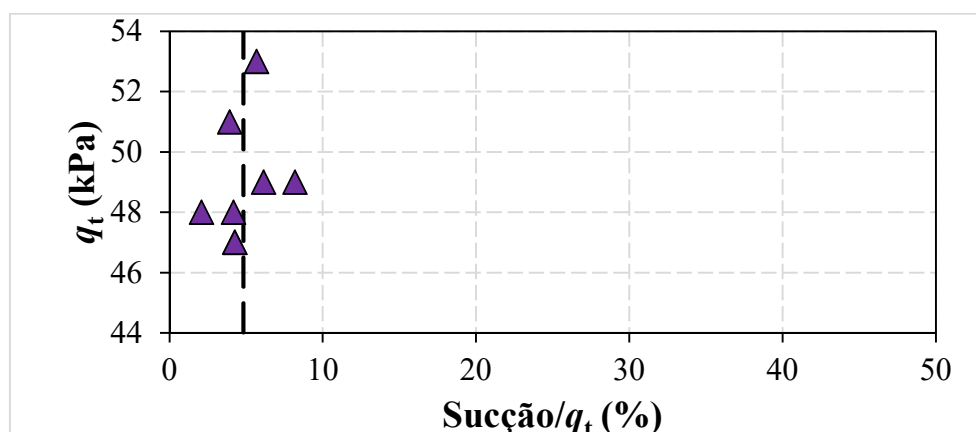


Figura 4. 38: Variação da resistência à tração por compressão diametral pela relação entre a sucção/resistência à tração por compressão diametral (areia-cimento Portland - $\eta/C_{iv}=26$).

Nota-se que a influência da sucção varia de 0,4 a 7% da resistência à compressão simples (média de 3,88%) e de 2 a 8,6% da resistência à tração por compressão diametral (média de 4,83) para solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=26$.

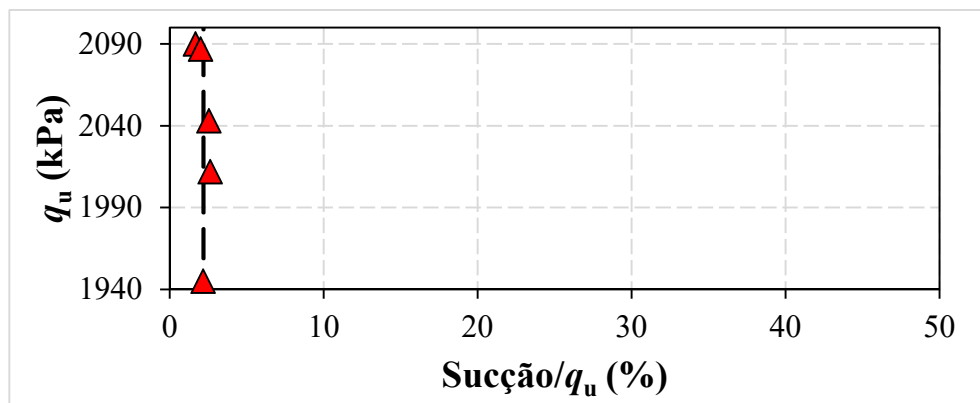


Figura 4. 39: Variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples (areia-cimento Portland - $\eta/B_{iv}=14$).

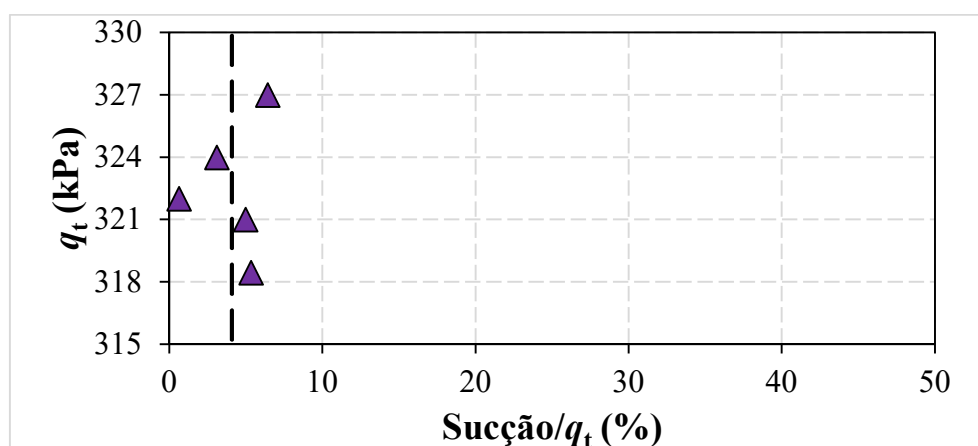


Figura 4. 40: Variação da resistência à tração por compressão diametral pela relação entre a sucção/resistência à tração por compressão diametral (areia-cimento Portland - $\eta/B_{iv}=14$).

Observa-se que a influência da sucção varia de 1,7 a 2,6% da resistência à compressão simples (média de 2,2%) e de 0,6 a 6,4% da resistência à tração por compressão diametral (média de 4,09%) para areia-vidro moído-cal de carbureto com $\eta/B_{iv} = 14$.

4.5 ANÁLISE NUMÉRICA

Atualmente uma ferramenta cada vez mais utilizada para análises relacionadas com a Geotecnia é a análise numérica através de elementos finitos, que proporciona as ferramentas necessárias para a representação de problemas de alta complexidade. Com a modelagem numérica, podem ser analisados problemas com geometria e condições de contorno complexas, ser feita interação entre diferentes materiais e ser utilizados modelos constitutivos mais realistas com os materiais do problema.

Os objetivos da modelagem numérica neste trabalho são:

- a) realizar uma retroanálise das provas de carga em campo, com o objetivo de calibrar o modelo;
- b) analisar aspectos dificilmente observáveis experimentalmente, como, por exemplo, a distribuição de tensões, deslocamentos no solo e o início da plastificação da camada de reforço;

Para a elaboração da modelagem numérica deste trabalho foi utilizado o *software* ABAQUS/CAE, que possui modelos constitutivos desenvolvidos para simulações de solos.

4.5.1 Modelos Constitutivos Utilizados

Para a representação do solo e do solo-cimento Portland foi utilizado um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que pode ser visto no espaço de tensões principais na Figura 4. 41. Considerando positivas as tensões de compressão com $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, pode-se escrever o critério de plastificação de Mohr-Coulomb da seguinte forma:

$$F = \sigma_1 (1 - \sin\phi) - \sigma_3 (1 + \sin\phi) - 2c \cos\phi = 0 \quad (\text{Equação 4.1})$$

Onde:

F: função de plastificação.

σ_1, σ_3 : tensões principais maior e menor respectivamente.

c: coesão.

ϕ : ângulo de atrito interno.

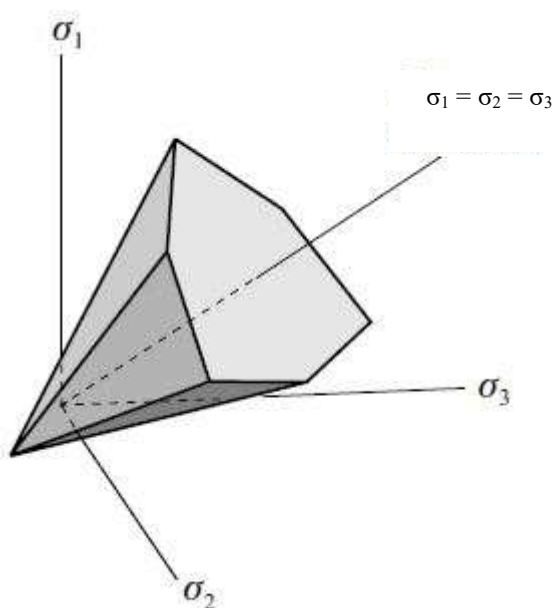


Figura 4. 41: Representação da superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (adaptado de DAVIS e SELVADURI, 2002).

As deformações plásticas do modelo são descritas através de uma lei de fluxo plástico. Neste modelo costuma-se utilizar a seguinte função, também chamada de potencial plástico:

$$\delta \varepsilon^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (\text{Equação 4.2})$$

$$G = \sigma_1(1 - \sin \psi) - \sigma_3(1 + \sin \psi) \quad (\text{Equação 4.3})$$

Onde:

$\delta \varepsilon^p$: incremento de deformação plástica.

G: função potencial plástico.

λ : escalar positivo.

ψ : ângulo de dilatância.

Se $\psi = \phi$, as funções de plastificação F e potencial plástico G serão iguais às deformações plásticas normais à superfície de plastificação, sendo esta condição conhecida como fluxo associado. Se $\psi \neq \phi$, então F e G serão diferentes e a condição de normalidade entre a superfície

de plastificação e as deformações plásticas não será respeitada. Neste caso, o fluxo é chamado de não associado.

Os materiais cimentados nesta pesquisa apresentam valores de coesão bastante elevados, uma extensão da envoltória para o trecho negativo poderá superestimar a resistência à tração do material se $|c \times \cot \phi| > |q_t|$, importante no caso em que a ruptura do sistema é controlada pela resistência à tração.

Neste caso, um artifício utilizado é a adição de uma nova superfície de plastificação, chamada de "*tension cut-off*", que limitará a resistência à tração do material a um valor pré-definido, igual à sua resistência à tração. A Figura 4. 42 mostra esquematicamente uma envoltória de Mohr-Coulomb com "*tension cut-off*".

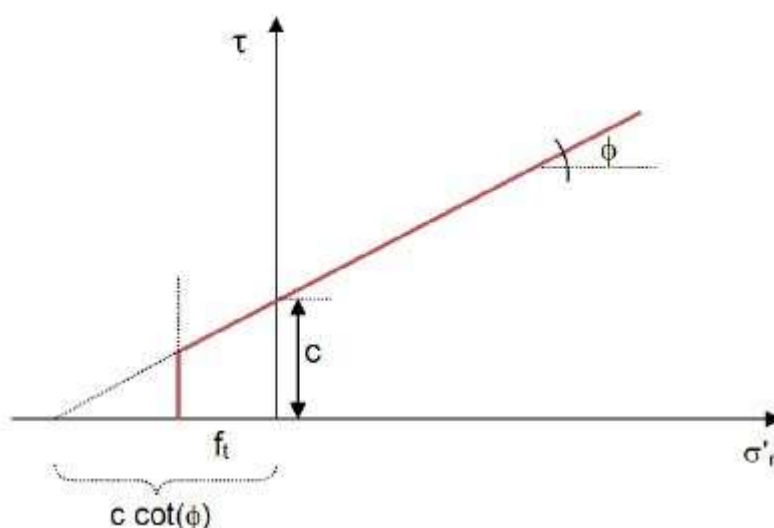


Figura 4. 42: Envoltória de Mohr-Coulomb com “*tension cut-off*” (FOPPA, 2016).

4.5.2 Descrição do Modelo

O modelo desenvolvido possui as seguintes características principais:

- tridimensional (3D), estado axissimétrico;
- modelo constitutivo do solo residual: elástico perfeitamente-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- modelo constitutivo de areia-cimento Portland: elástico perfeitamente-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e “*tension cut-off*”;

- d) modelo constitutivo da camada de reforço: elástico perfeitamente-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e ‘*tension cut-off*’;
- e) lei de fluxo não associada;
- f) pequenas deformações;
- g) malha estruturada de elementos quadriláteros de 4 nós.

A Figura 4. 43 mostra uma visão geral do modelo de elementos finitos, com um destaque próximo à fundação.

No modelo foram representados o solo de fundação, a camada de reforço, a placa e a camada superior do solo residual, ao lado do reforço (chamada de solo de sobrecarga). O esforço provocado pela fundação ao maciço de solo foi simulado através de deslocamentos verticais prescritos nos nós do topo da fundação. Habitualmente esta é a forma de aplicação de carga na modelagem numérica de fundações superficiais para evitar problemas de convergência que surgem quando se aplicam tensões.

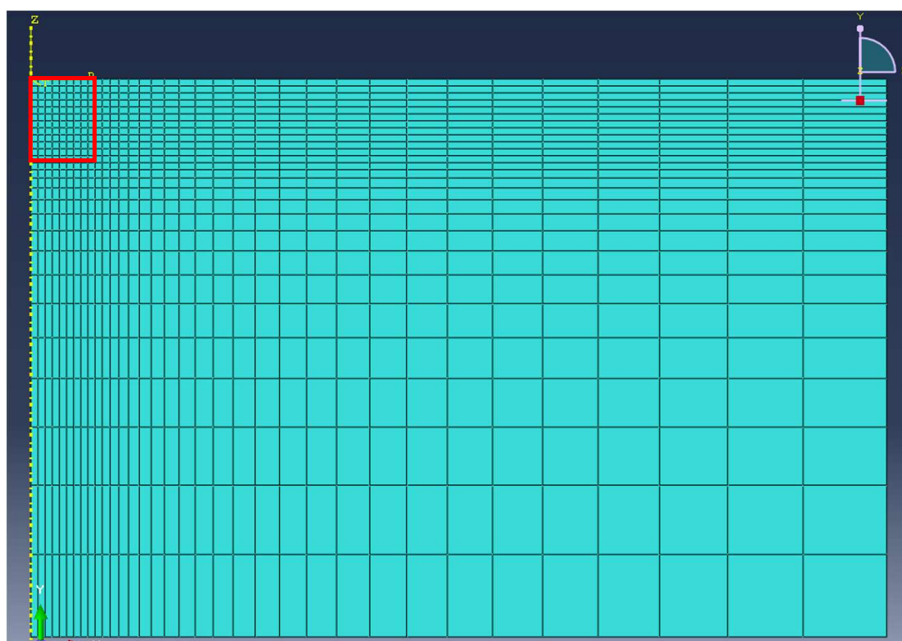


Figura 4. 43: Visão geral da malha de elementos finitos (simulação da camada D450H,300).

Como se trata de um problema axissimétrico, foi necessário modelar uma seção em relação ao eixo de simetria e informar esta condição de contorno ao *software*, o que reduz significativamente o tempo de processamento e análise.

Na Figura 4. 44 se apresentam as condições de contorno, onde a lateral esquerda é eixo de simetria (com restrição de deslocamento horizontal e rotação), lateral direita com restrição de deslocamento horizontal e fundo restrição de deslocamento vertical e horizontal.

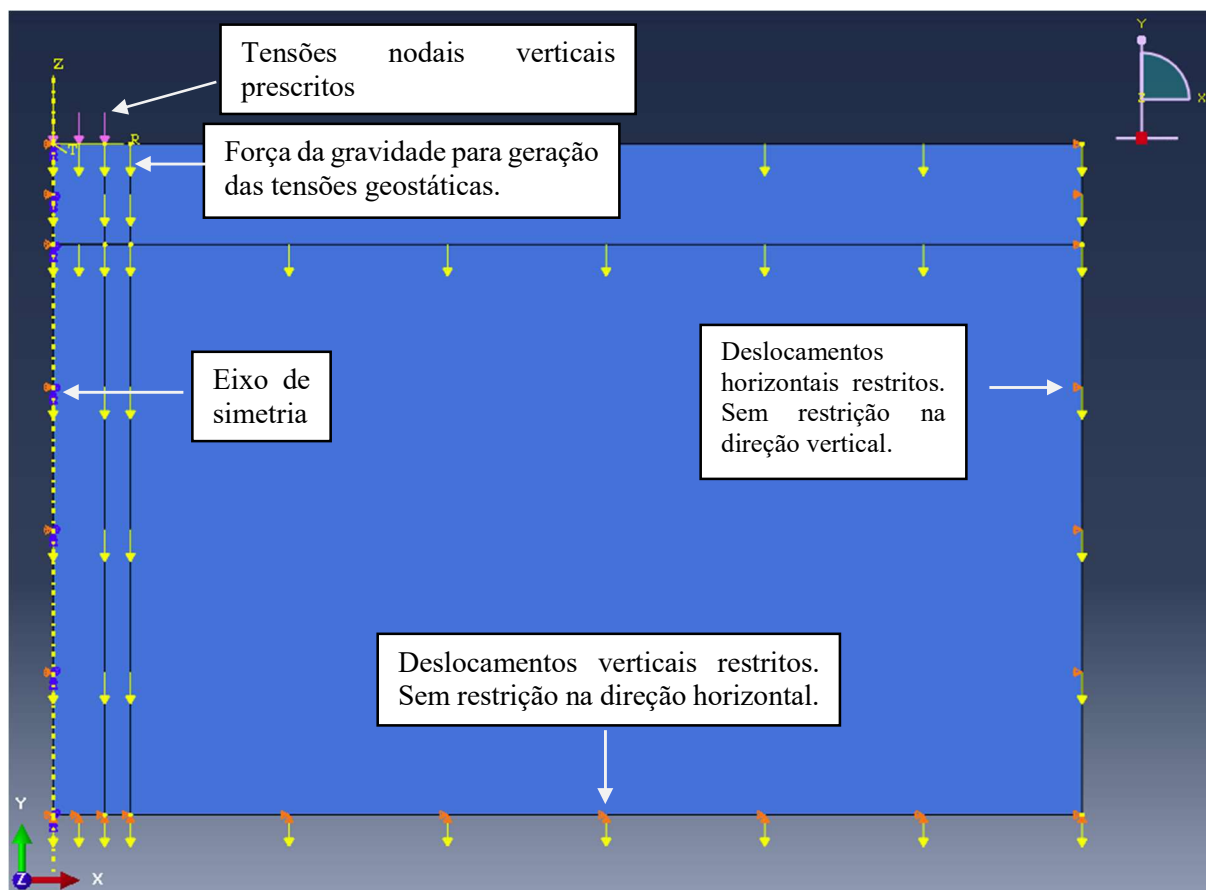


Figura 4. 44: Condições de contorno do modelo de elementos finitos.

Para que a interface entre diferentes materiais seja reconhecida pelo *software*, é necessário adicionar elemento de contato entre camadas de diferentes materiais. Na interface entre solo e reforço foram adicionados elementos de contato não lineares de atrito tipo '*Contact*'. Com este tipo de contato se permite o deslizamento com geração de atrito entre os elementos. A magnitude da força de atrito gerada é função de um coeficiente μ proporcional à força normal atuante entre os elementos ($F_{at} = \mu F_n$). O coeficiente de atrito deve ser especificado no início da análise. O valor do coeficiente de atrito entre areia e solo-cimento Portland utilizado foi de $\mu = 0,3$.

Como a superfície resultante da moldagem da camada de solo-cimento Portland era relativamente lisa, assim como em Foppa (2016), foi adotado para as análises numéricas o coeficiente $\mu = 0,3$ que corresponde aproximadamente à $\tan(34^\circ/2)$.

Para a interface entre fundação e camada de reforço também foi aplicado um elemento de contato não linear do tipo “*Contact*”, no qual foi especificado um coeficiente de atrito $\mu = 0,3$, devido a que superfícies da fundação de campo e do reforço eram bastante lisas. No caso do contato entre a camada estabilizada e o solo de sobrecarga (lateral) não foi estabelecido um contato uma vez que durante os ensaios foram retirados o atrito lateral.

Foi adotada uma malha com elementos retangulares do tipo do CAX4R (*A 4-node bilinear axisymmetric quadrilateral, reduced integration, hourglass control*). A modelagem foi efetuada em duas etapas: (a) aplicação de tensões geostáticas a partir da ação da aceleração da gravidade e (b) aplicação de uma pressão controlada de 2 MPa, dividida em 100 incrementos de 20 kPa, uniformemente distribuída sob a área ocupada pela placa circular. Caso não encontrasse convergência em alguns destes incrementos, o programa automaticamente dividia o incremento buscando a convergência.

4.5.3 Calibração do Modelo

A calibração do modelo foi realizada com o objetivo de ajustar seus parâmetros de modo de obter uma curva tensão *versus* recalque semelhante ao obtido no ensaio de campo sem reforço. A primeira parte da calibração foi estabelecer o refinamento da malha e a segundo, a calibração dos parâmetros dos materiais.

4.5.3.1 Posicionamento das Fronteiras

Para avaliar o posicionamento das fronteiras do modelo, foram feitas algumas rodadas variando a largura e altura do modelo até que os valores de capacidade de carga da fundação não apresentem uma variação significativa. As ilustrações da Figura 4. 45 e da Figura 4. 46 apresentam a variação da capacidade de carga com o aumento do diâmetro e altura relativamente à dimensão da base da fundação (D). As rodadas foram feitas sempre mantendo uma das bordas fixas enquanto a outra era modificada.

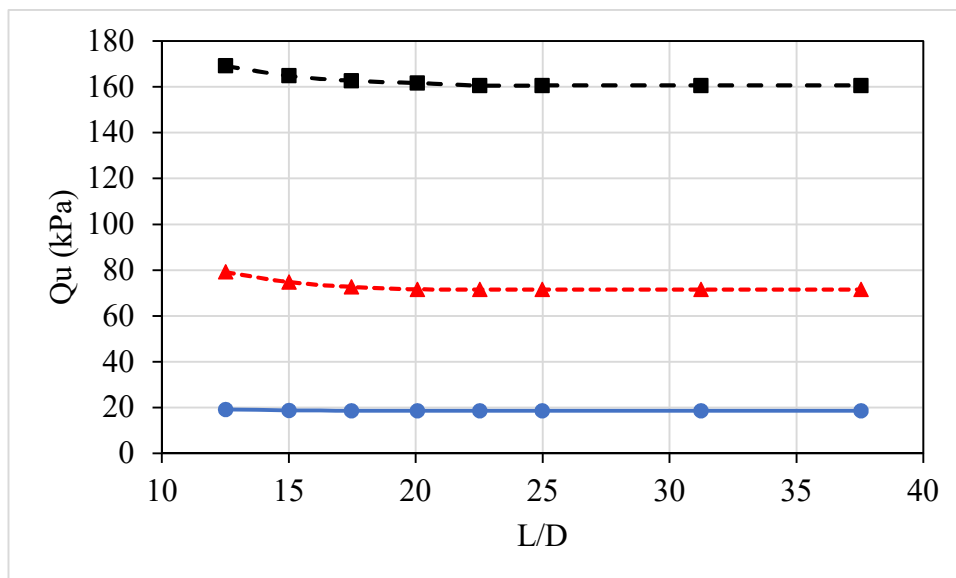


Figura 4. 45: Influência do diâmetro do modelo na capacidade de carga.

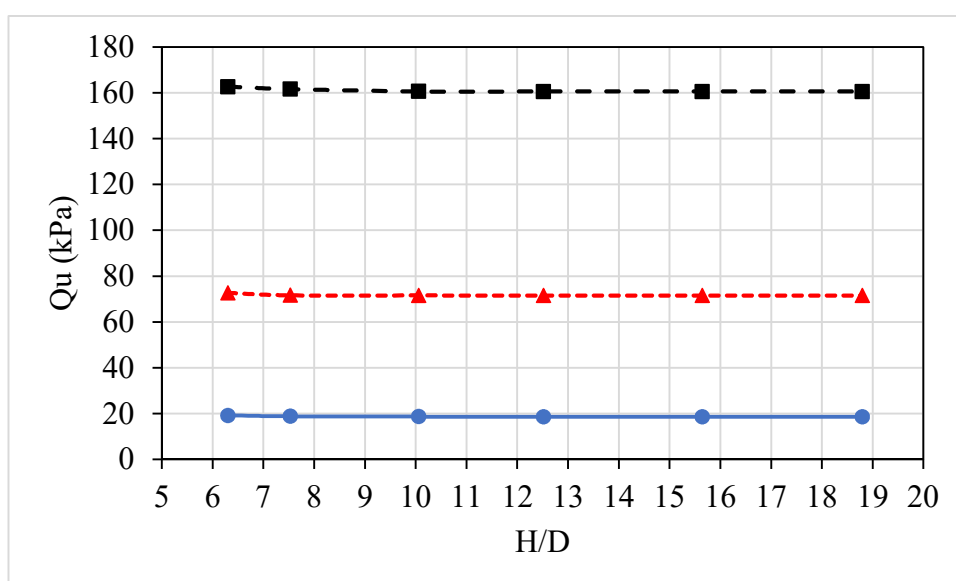


Figura 4. 46: Influência da altura do modelo na capacidade de carga.

Com base nos resultados, foram adotadas as relações $H/D = 15$ e $H/D = 12,5$ (extensão lateral e profundidade de 5 vezes D_r).

4.5.3.2 Refinamento da malha

A Figura 4. 43 apresenta uma visão geral da malha de elementos finitos. Nesta região, um refinamento de malha foi aplicado. O tamanho mínimo do elemento era de 25 mm imediatamente abaixo da base. A malha utilizada na modelagem possuía em torno de 700

elementos e 750 nós. Foi adotada uma malha com elementos retangulares do tipo do CAX4R (*A 4-node bilinear axisymmetric quadrilateral, reduced integration, hourglass control*).

4.5.3.3 Calibração dos parâmetros dos materiais

Para a modelagem numérica dos materiais, os seguintes parâmetros são os requeridos:

- Solo de Fundação: $E, \nu, \phi', c', \psi, K_0, \gamma'$;
- Areia-Cimento Portland: $E, \nu, \phi', c', \psi, K_0, \gamma', q_t$;
- Areia-vidro moído-cal de carbureto: $E, \nu, \phi', c', \psi, K_0, \gamma', q_t$.

Alguns parâmetros foram adotados constantes em todas as análises. Para o solo foi utilizado o peso específico médio obtido por Carretta (2018) $\gamma' = 15,6 \text{ kN/m}^3$. Este mesmo procedimento foi adotado para a camada de solo-cimento Portland utilizando o $\gamma' = 15,4 \text{ kN/m}^3$.

O valor do coeficiente de Poisson do solo residual foi obtido através da teoria da elasticidade: $\nu = K_0 / (1 + K_0) = 0,44 / (1 + 0,44) = 0,31$. Para o solo-cimento Portland foi adotado um valor de 0,31.

Os valores de coesão e ângulo de atrito interno para o solo-cimento Portland foram obtidos através dos ensaios triaxiais descritos no Capítulo 4. A Tabela 4. 3 sumariza os valores dos parâmetros dos materiais utilizados na modelagem numérica.

Tabela 4. 3: Parâmetros dos materiais para a análise numérica.

Parâmetros	Solo Residual	Areia-cimento Portland
E (MPa)	210	3430.4
ν	0.31	0.31
c' (kPa)	23.8	145.5
ϕ' (°)	31.8	36.4
ψ (°)	-	10
k_o	0.44	0.44
γ (kN/m ³)	15.6	15.4
q_t (kPa)	-	154

A Figura 4. 47 apresenta um comparativo entre as curvas carga *versus* recalque, obtida através do modelo de elementos finitos (Mod-Num-D600H_r0), com a obtida no ensaio de campo no solo natural (D600H_r0). Verifica-se que o modelo numérico consegue representar com

bastante precisão o comportamento experimental, uma vez que o modelo numérico parou de rodar quando o solo plastificou. No deslocamento para o qual foi definida a capacidade de carga ($\delta/D = 3\%$), temos para o ensaio $Q_u = 71,78$ kPa e no modelo numérico $Q_u = 69,75$ kPa, uma diferença do 4,0%.

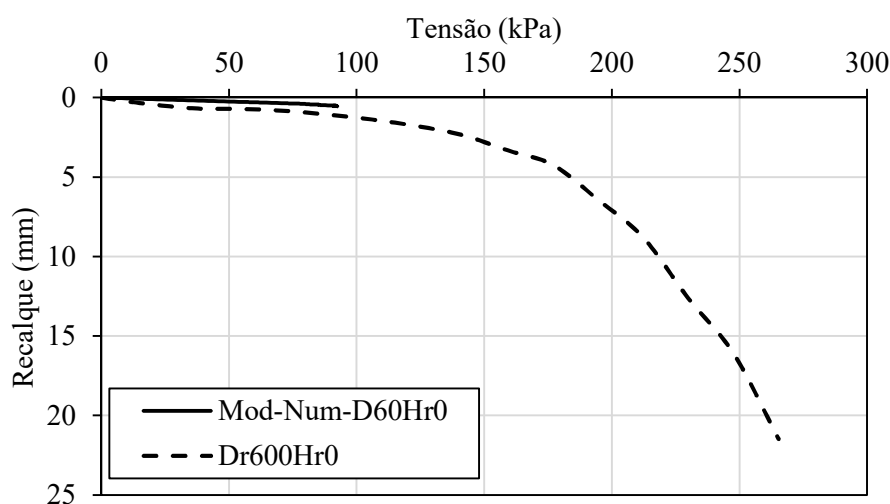


Figura 4. 47: Comparativo entre as curvas tensão *versus* recalque, obtidas no modelo reduzido e no modelo numérico.

Considerando que o modelo esteja reproduzindo o comportamento observado experimentalmente, ou seja, o modelo do solo de fundação está calibrado, podemos utilizá-lo para poder visualizar outras variáveis dificilmente observáveis no ensaio com modelo reduzido. A Figura 4. 48 mostra a variação das tensões de ruptura no eixo da fundação ao longo da profundidade.

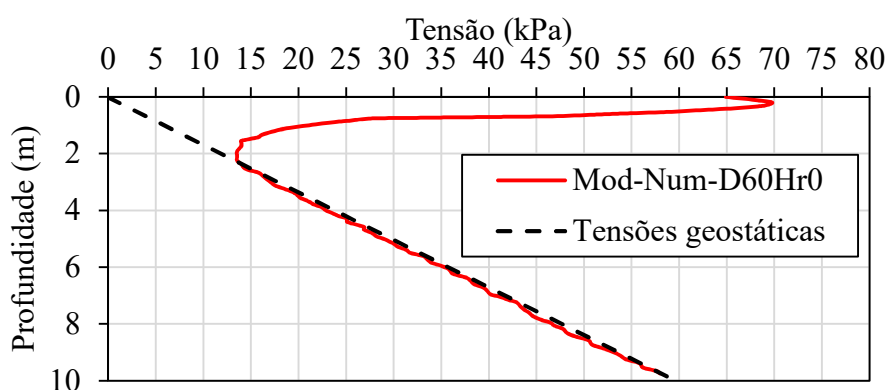


Figura 4. 48: Tensões verticais ao longo da profundidade no eixo da fundação.

Percebe-se que há uma influência das tensões aplicadas pela fundação até aproximadamente 1800mm [três vezes o diâmetro da placa ($3 \times D$)] de profundidade, a partir deste ponto as tensões se aproximam das tensões geostáticas, sendo previsível este resultado uma vez que é o estimado pela teoria da elasticidade para fundações circulares. Portanto, a utilização de 5 vezes o D_r é suficiente para eliminar influência de bordo nas modelagens. Na análise numérica foi atribuída ênfase ao estudo de um método de cálculo para determinar a carga última de fundações assentes sobre um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada e levando em consideração a extensão lateral (T_r/H_r).

5 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 MODELOS ANALÍTICOS PARA DETERMINAR O MODO DE RUPTURA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA CIMENTADA

Dois tipos de mecanismos de ruptura foram observados após os ensaios de campo. No primeiro tipo de mecanismo de ruptura, foi observado puncionamento do solo residual. Não foram observadas trincas ou fissuras nas camadas de reforço, as quais foram mantidas intactas (ver Figura 4. 13a, Figura 4. 14a e Figura 4. 17a). No segundo tipo de mecanismo de ruptura, após um recalque inicial sob carga, a camada de reforço, tanto de areia- cimento Portland como a de areia-vidro moído-cal de carbureto, houve quebra devido ao aparecimento de uma fenda de tração no fundo, que pode ser localizada no eixo da fundação superficial de aço (placa de ensaio), ou abaixo das bordas das fundações superficiais, e se espalha de baixo para cima, como reportado anteriormente por Consoli *et al.* (2009), à medida que o recalque aumenta (ver Figura 4. 13a, Figura 4. 14d e Figura 4. 17a).

No caso de uma placa de aço circular ter uma camada cimentada circular, ambos assentes sobre um solo residual, existem duas soluções analíticas existentes para estabelecer a tensão máxima de tração na parte inferior da camada cimentada circular com extensão lateral definida. Tais soluções podem ser usadas para prever o valor da tensão de tração que atua a partir de uma determinada carga e geometria da camada cimentada circular.

A primeira solução analítica, geralmente considerada para espessuras finas (H_r) da camada estabilizada (quando comparada ao diâmetro da camada estabilizada - D_r), e considerando que a camada de reforço funciona como uma laje circular invertida, submetida a uma tensão uniforme p , que é uma parte do solo, e cujos suportes estão localizados nas bordas da fundação (ver detalhes nas Figura 5. 1a e Figura 5. 1b), verifica-se que os momentos máximos de flexão e, conseqüentemente, as tensões máximas de tração ocorrem abaixo das bordas da fundação superficial do aço circular. Kalmanok (1961) estabeleceu a equação do momento fletor máximo ($M_{máx}$), que ocorre logo abaixo das bordas da fundação superficial de aço circular e é dada pela Eq. (1):

$$M_{máx} = \frac{Q D^2}{64} \left[(1 - 3\nu) \left(\frac{D_r}{D} \right)^2 - 2(1 + \nu) + (3 - \nu) + 4(1 - \nu) \left(\frac{D_r}{D} \right)^2 \ln \left(\frac{D_r}{D} \right) \right] \text{ (Equação 5.1)}$$

Onde D é o diâmetro da chapa de aço circular, ν é o coeficiente de Poisson da camada de reforço. Na sequência, considerando que a ruptura do sistema se deve a tensões de tração na camada melhorada, e mais especificamente sob as bordas da fundação superficial de aço circular, de acordo com Kalmanok (1961), o valor da tensão de tração máxima ($\sigma_{tm\acute{a}x}$) na camada de melhorada, onde p é a pressão do solo na camada melhorada, é dada pela Eq. (2):

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{6 p D^2}{64 H_r^2} \left[(1 - 3\nu) \left(\frac{D_r}{D} \right)^2 - 2(1 + \nu) + (3 - \nu) + 4(1 - \nu) \left(\frac{D_r}{D} \right)^2 \ln\left(\frac{D_r}{D}\right) \right] \quad (\text{Equação 5.2})$$

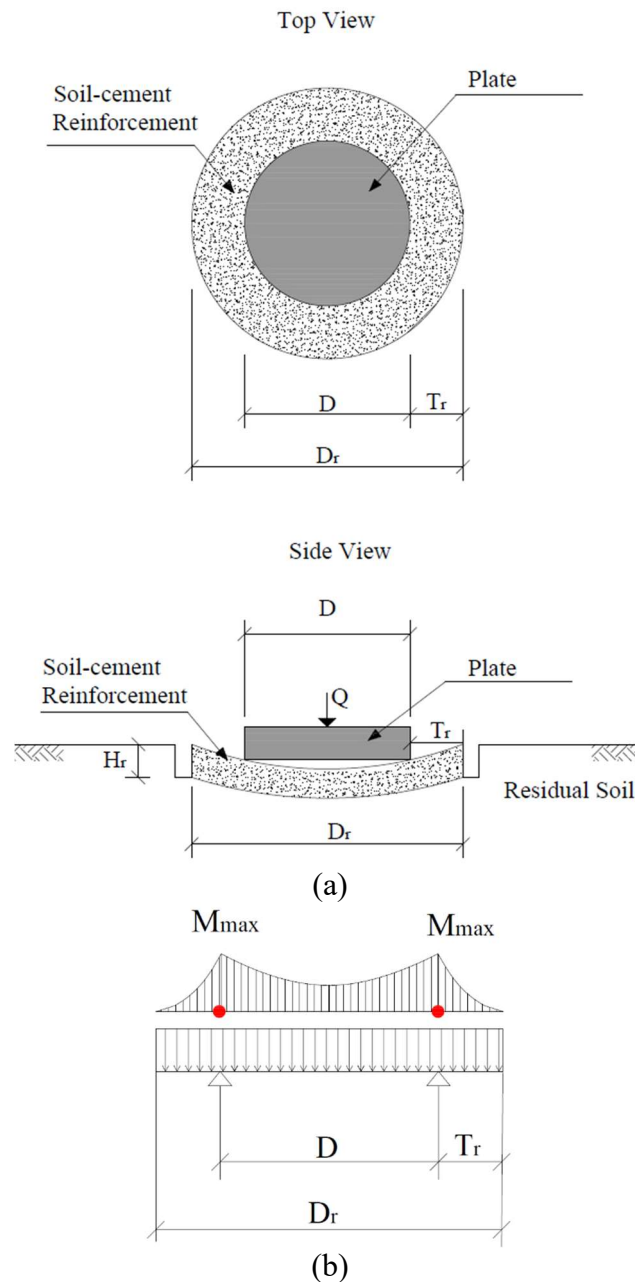


Figura 5. 1: (a) esquema de uma placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro; (b) diagrama de momentos fletores.

Em camadas melhoradas mais espessas, Langendonck (1944) descobriu que o comportamento tende a se aproximar do observado em blocos de fundação, onde as tensões máximas de tração ocorrem no fundo da camada de reforço (considerado como parte da fundação superficial) no centro (ver Figura 5. 2). A tensão máxima de tração é dada pela Eq. (3):

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{p}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 5.3})$$

onde β é dado pelo arctan (H_r/T_r) e T_r é a distância da aresta da fundação até a aresta do reforço.

Segundo Foppa *et al.* (2019), Caballero (2019) e Consoli *et al.* (2020c), as Equações (5.2) e (5.3) podem ser representados em um modo não dimensional [ver Eq. (5.4)]:

$$\frac{\sigma_{tm\acute{a}x}}{p} = c_1 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{c_2} \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 5.4})$$

onde c_1 e c_2 são constantes do modelo.

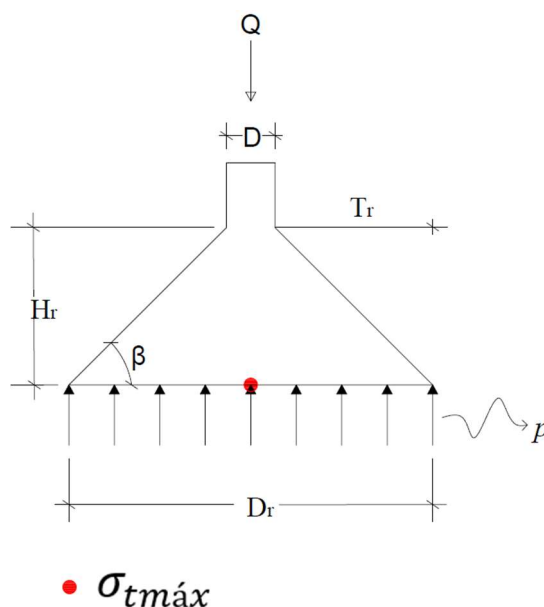


Figura 5. 2: Tipos estruturais de blocos.

Assim como Foppa (2016), Foppa *et al.* (2019), Caballero (2019) e Consoli *et al.* (2020c, 2020d), em reforços com maiores espessuras, verificou-se que o comportamento tende a se aproximar do observado em blocos de fundação, onde as tensões de tração máxima ocorrem no eixo da peça.

O objetivo da análise numérica foi simular à carga vertical em fundações circulares de aço (através da aplicação de deslocamentos controlados) sobre camadas de reforço sobre solo residual coesivo friccional. Conforme explanado no item 4.5, uma análise axissimétrica foi realizada com um eixo axissimétrico localizado no centro da fundação circular superficial e da camada de solo-cimento Portland. Para o solo residual e a camada de areia cimentada, foi utilizado um modelo elástico perfeitamente plástico com lei de fluxo não associada e critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Para a camada de areia cimentada, uma superfície limite de tensão de tração foi adicionada à envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, para limitar a resistência à tração em q_t . Os parâmetros elásticos (E' , ν) e plásticos (c' , ϕ') foram determinados com base nas respostas dos ensaios triaxiais das amostras de campo. A resistência à tração de ruptura foi estabelecida como 154 kPa (valor médio dos resultados obtidos em amostras de campo – ver Apêndice A). O ângulo de dilatação foi zero para o solo residual e 10° para a areia tratada com cimento Portland, com base nos resultados do ensaio triaxial. Segundo Jaky (1944), o coeficiente de empuxo no restante do solo residual e da areia tratada com cimento Portland é de 0,47 e 0,41, respectivamente. Análises numéricas foram realizadas para T_r/H_r de 0,125, 0,250, 1,00, 1,50 e 2,00. Os resultados da análise são plotados no espaço σ_{tmax}/p versus T_r/H_r , considerando valores distintos de T_r/H_r , como pode ser visto na Figura 5. 3 e sumariado na Tabela 5. 1.

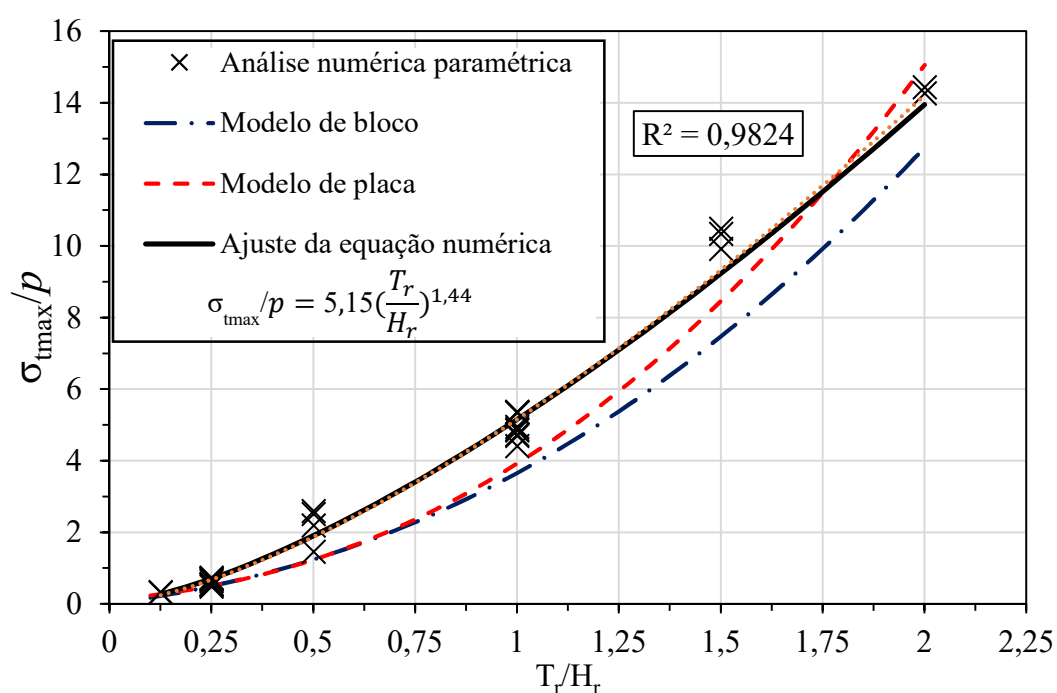


Figura 5. 3: Comparativo entre modelos de placa, bloco e simulações numéricas.

Tabela 5. 1: Previsão da capacidade de carga para os ensaios em campo utilizando a Equação 5.5.

Ensaio	Propriedades da camada de reforço								Solo Natural			Q _u	σ _{máx}	p	$\frac{\sigma_{máx}}{p}$
	Dr	Dr/D	Tr	Hr	Tr/Hr	φ'	c'	E	φ'	c'	E				
1	0,238	1,188	0,02	0,15	0,125	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	11,31	83,57	255,29	0,33
2	0,750	1,250	0,08	0,60	0,125	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	62,20	43,61	140,80	0,31
3	0,900	1,500	0,15	0,60	0,250	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	123,16	102,96	193,60	0,53
4	0,275	1,375	0,04	0,15	0,250	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	10,05	114,12	169,26	0,67
5	0,900	1,500	0,15	0,30	0,500	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	33,93	138,58	53,33	2,60
6	2,700	1,500	0,45	0,90	0,500	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	305,36	133,90	53,33	2,51
7	1,800	3,000	0,60	0,60	1,000	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	73,51	142,99	28,89	4,95
8	2,700	3,000	0,90	0,90	1,000	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	178,13	137,22	31,11	4,41
9	3,600	3,000	1,20	1,20	1,000	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	294,05	135,63	28,89	4,69
10	4,800	2,667	1,50	1,50	1,000	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	508,94	133,19	28,13	4,74
11	4,200	7,000	1,80	1,20	1,500	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	192,27	137,62	13,88	9,92
12	5,400	3,000	1,80	1,20	1,500	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	305,36	137,85	13,33	10,34
13	1,200	2,000	0,30	0,15	2,000	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	11,31	144,42	10,00	14,44
14	3,600	2,000	0,90	0,45	2,000	35	150	3,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	101,79	142,65	10,00	14,26
15	0,275	1,375	0,04	0,15	0,250	25	100	1,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	7,54	88,69	126,94	0,70
16	0,275	1,375	0,04	0,15	0,250	25	100	1,5E+05	25,0	8,0	1,5E+04	8,17	77,78	137,52	0,57
17	0,275	1,375	0,04	0,15	0,250	25	100	1,5E+05	35,0	20,0	3,0E+04	7,54	93,60	126,94	0,74
18	0,275	1,375	0,04	0,15	0,250	45	200	5,0E+05	30,0	13,0	2,1E+04	12,57	135,40	211,57	0,64
19	0,275	1,375	0,04	0,15	0,250	45	200	5,0E+05	25,0	8,0	1,5E+04	13,82	124,93	232,73	0,54
20	0,275	1,375	0,04	0,15	0,250	45	200	5,0E+05	35,0	20,0	3,0E+04	11,94	142,05	200,99	0,71
21	1,800	3,000	0,60	0,60	1,000	25	100	1,5E+05	30,0	13,0	2,1E+04	62,20	119,46	24,44	4,89
22	1,800	3,000	0,60	0,60	1,000	25	100	1,5E+05	25,0	8,0	1,5E+04	62,20	119,39	24,44	4,88
23	1,800	3,000	0,60	0,60	1,000	25	100	1,5E+05	35,0	20,0	3,0E+04	62,20	118,54	24,44	4,85
24	1,800	3,000	0,60	0,60	1,000	45	200	5,0E+05	30,0	13,0	2,1E+04	96,13	202,70	37,78	5,37
25	1,800	3,000	0,60	0,60	1,000	45	200	5,0E+05	25,0	8,0	1,5E+04	96,13	202,10	37,78	5,35
26	1,800	3,000	0,60	0,60	1,000	45	200	5,0E+05	35,0	20,0	3,0E+04	96,13	202,60	37,78	5,36

Os resultados numéricos revelam valores semelhantes aos resultados analíticos, considerando a placa e teorias de blocos circulares até valores de T_r/H_r em torno de 0,25. No intervalo de $0,25 \leq T_r/H_r \leq 1,75$, os resultados numéricos estão acima dos dois resultados analíticos. Para $T_r/H_r > 1,75$, as teorias analíticas da placa superestimam as tensões máximas de tração. A partir da análise dos resultados numéricos foi definida a Equação 5.5, em que a relação σ_{tmax}/p versus T_r/H_r é estabelecida:

$$\frac{\sigma_{tmax}}{p} = 5.15 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1.44} \quad (\text{Equação 5.5})$$

Usando a Equação 5.5 para prever σ_{max} , que potencialmente ocorre no fundo da areia tratada com cimento Portland, e cimento alternativo, e comparar esse valor com a resistência à tração de ruptura obtida a partir de amostras de campo [q_t (campo)] testadas em laboratório (ver Apêndice A), pode-se observar que, em quatro casos (D_r375H_r300 , D_r450H_r300 , D_r525H_r450 e D_r600H_r300), os resultados mostram $\sigma_{max} \leq q_t$, sugerindo que a previsão do modo de ruptura deve ser de punção no solo residual, o que realmente aconteceu no campo (ver Apêndice A). Outros resultados de dois casos (D_r900H_r300 e D_r1200H_r300) mostram σ_{max} maior que q_t , sugerindo que a previsão do modo de ruptura é a ocorrência de ruptura da camada cimentada artificialmente, o que também ocorreu no campo (ver Tabela 5.2 e Tabela 5.3). Apesar de sua relativa simplicidade, a análise numérica foi capaz de capturar eficientemente uma característica chave dos mecanismos de ruptura observados em campo.

Tabela 5. 2: Tensões de tração atuantes na camada de areia-vidro-cal de carbureto.

Espessura do reforço - H_r (cm)	Diâmetro do Reforço - D_r (cm)	Largura Adicional do Reforço - T_r (cm)	H_r/D_r	T_r/H_r	q_t (kPa) - campo	q_u (MPa) - campo	Q_u (kN) - Hansen	Q_{ur} (kN) - Vésic	$\sigma_{tmáx}$	Modo de ruptura - Previsto	Modo de ruptura - Campo	ϕ' (CONSOLI, 2014)	c' (CONSOLI, 2014)
30	45	7,5	1	0,25	318	2,09	47	137	26	Punção	Punção	34,17	553,61
30	60	15	1	0,5	327	2,09	85	137	145	Punção	Punção	33,00	567,45
15	45	7,5	0,5	0,5	321	2,01	43	61	74	Punção	Rompe	32,05	556,47
30	90	30	1	1	324	1,94	197	137	1025	Rompe	Rompe	29,90	561,19
15	37,5	3,75	0,5	0,25	322	2,04	30	61	17	Punção	Punção	32,59	558,50

O comparativo entre modelos em forma gráfica é apresentado pela Figura 5. 3. Verifica-se que, para baixas relações de T_r/H_r , os resultados obtidos numericamente se aproximam do modelo de bloco. À medida que aumenta a relação T_r/H_r , o comportamento tende a se aproximar do modelo de placa. Verifica-se que a equação de ajuste para tensões de tração apresenta uma excelente correlação R^2 com a variável T_r/H_r .

Através da equação de previsão de tensões de tração máxima obtida numericamente, pode-se verificar qual é a relação T_r/H_r limite para que não haja ruptura do reforço, bastando conhecer a resistência à tração do material do reforço e a tensão atuante sob a base do reforço p .

Tabela 5. 3: Tensões de tração atuantes na camada de areia-cimento Portland.

Espessura do reforço - H _r (cm)	Diâmetro do Reforço - D _r (cm)	Largura Adicional do Reforço - T _r (cm)	H _r /D	T _r /H _r	q _t (kPa) - campo	q _u (MPa) - campo	Q _u (kN) - Hansen	Q _u (kN) - Vésic	σ _{tmáx}	Modo de ruptura - Previsto	Modo de ruptura - Campo	φ' (CONSOLI, 2014)	c' (CONSOLI, 2014)
7,5	33,75	1,875	0,25	0,25	162	1,01	26	35	25	Punção	Punção	31,71	280,76
7,5	37,5	3,75	0,25	0,5	162	1,01	32	35	67	Punção	Punção	31,76	280,77
7,5	45	7,5	0,25	1	163	0,96	47	35	242	Rompe	Rompe	28,91	282,39
7,5	60	15	0,25	2	160	1,02	85	35	1183	Rompe	Rompe	33,01	277,66
15	37,5	3,75	0,5	0,25	154	0,97	32	59	23	Punção	Punção	32,13	266,99
15	45	7,5	0,5	0,5	161	1,008	47	59	89	Punção	Punção	32,05	279,10
15	60	15	0,5	1	157	1,00	85	59	306	Rompe	Rompe	32,97	272,44
15	90	30	0,5	2	170	0,99	197	59	828	Rompe	Rompe	28,59	294,57
30	37,5	3,75	1	0,125	150	0,994	32	136	8	Punção	Punção	34,59	260,98
30	45	7,5	1	0,25	158	0,954	47	136	33	Punção	Punção	30,31	273,67
30	60	15	1	0,5	164	1,008	85	136	161	Punção	Punção	31,17	284,14
30	90	30	1	1	151	0,996	197	136	701	Rompe	Rompe	34,39	262,61
30	120	45	1	1,5	160	1,02	360	136	1256	Rompe	Rompe	31,96	273,47
45	52,5	11,25	1,5	0,25	149	0,99	64	276	45	Punção	Punção	34,71	259,30
45	75	22,5	1,5	0,5	169	1,05	135	276	524	Rompe	Rompe	31,51	292,85
45	120	45	1,5	1	155	1,02	360	276	1421	Rompe	Rompe	34,08	269,41
30	90	15	0,5	0,5	164	0,99	197	61	115	Punção	Punção	30,30	284,06
30	120	30	0,5	1	165	1,00	360	61	312	Rompe	Rompe	30,30	285,79
15	90	15	0,25	1	153	1,01	181	36	185	Rompe	Rompe	34,21	266,00
22,5	112,5	11,25	0,25	0,5	163	1,05	302	37	70	Punção	Punção	33,43	283,03
15	37,5	3,75	0,5	0,25	51	0,476	33	51	23	Punção	Punção	46,66	94,57
15	45	7,5	0,5	0,5	49	0,473	47	51	97	Rompe	Rompe	47,62	91,69
15	60	15	0,5	1	48	0,459	84	51	264	Rompe	Rompe	47,35	89,59
15	90	30	0,5	2	53	0,482	189	51	714	Rompe	Rompe	45,90	97,62
30	45	7,5	1	0,25	47	0,473	47	114	33	Punção	Punção	48,76	88,98
30	60	15	1	0,5	48	0,47	84	114	218	Rompe	Rompe	48,01	90,17
30	90	30	1	1	49	0,479	189	114	589	Rompe	Rompe	47,97	92,01
30	120	45	1	1,5	47	0,481	337	114	1056	Rompe	Rompe	49,21	89,42

5.1.1 Resistência ao Cisalhamento da camada de Reforço

Tendo em conta que normalmente a camada de reforço estará assente próxima à superfície do terreno e, portanto, sob baixas tensões confinantes, pode-se calcular a resistência ao cisalhamento drenada a partir da sua envoltória de ruptura, no ponto onde o círculo de Mohr do ensaio de compressão simples toca a envoltória. É possível demonstrar que:

$$\tau_{res.} = c' + \frac{q_u}{2} (1 - \sin \phi') \tan \phi' \quad (\text{Equação 5.6})$$

Onde:

$\tau_{res.}$: resistência ao cisalhamento drenada do solo-cimento Portland.

c': coesão efetiva do solo-cimento Portland.

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo-cimento Portland.

q_u : resistência à compressão simples do solo-cimento Portland.

Os valores de c' e ϕ' para o solo cimentado podem ser obtidos facilmente através do método de Consoli (2014a), segundo o qual somente são necessários os ensaios de compressão simples e tração e pelos ensaios triaxiais (ver Apêndice A).

Caso os resultados obtidos indicarem, considerando os critérios de ruptura do reforço estabelecido anteriormente ($\sigma_{tm\acute{a}x} \geq q_t$), que não haverá ruptura do material por cisalhamento, a ruptura por tração ocorrerá primeiro. Caso haja alguma camada onde $q_t \geq \sigma_{tm\acute{a}x}$, a ruptura ocorrerá por punçionamento do solo residual. Essa análise será realizada com todas as camadas cimentadas.

5.2 SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Conforme pode ser visto no Apêndice A, foram executados 31 ensaios de campo, sendo 3 desses com a placa apoiada diretamente no solo natural, 16 sobre solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv} = 17$ e placa de ensaio de 30 cm, 4 sobre solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv} = 17$ e placa de ensaio variando de 60 e 90 cm e 8 ensaios sobre solo-cimento Portland com $\eta/C_{iv} = 26$ e placa de ensaio de 30 cm. Espera-se que os resultados onde o mecanismo de ruptura ocorreu por punçionamento do solo natural possam ser determinados usando a teoria da capacidade analítica padrão de Hansen (1961), conforme reportado por Consoli *et al.* (2019), Consoli *et al.* (2020a, 2020b e 2020d), enquanto nos casos em que a previsão do modo de ruptura é a ocorrência da quebra da camada cimentada artificialmente, o Vésic (1975), também reportado pelos autores supracitados, conforme apontado por Consoli *et al.* (2008), espera-se que a teoria da capacidade de suporte de dupla camada dê resultados compatíveis até $H_r/D=1,0$.

O método de Hansen (1961) (Equação 5.7) foi aplicado como se a fundação estrutural fosse um único elemento (base de aço mais camada de areia melhorada com cimento Portland), repousando sobre solo residual fracamente ligado. Os parâmetros de resistência do solo residual fracamente ligado foram reduzidos para um valor limite mais baixo de $2/3$, a fim de concordar com as recomendações de Terzaghi (1943) para mecanismos de ruptura por punção (CONSOLI *et al.* 1998):

$$\frac{Q_u}{A_c} = c' N_c S_c + \frac{D_r}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma + q N_q \quad (\text{Equação 5.7})$$

onde A_c é a área da camada cimentada; D_r é o diâmetro da camada melhorada; γ é o peso unitário do solo residual; q é a sobre carga; N_c , N_γ e N_q são os fatores de capacidade de suporte; e S_c , S_γ são os fatores de forma para fundações circulares, dados por:

$$N_c = \left(e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) - 1 \right) \cot \phi' \quad (\text{Equação 5.8})$$

$$N_\gamma = 2 \left(e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 1 \right) \tan \phi' \quad (\text{Equação 5.9})$$

$$S_c = 1 + \frac{e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)}{\left(e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) - 1 \right) \cot \phi'} \quad (\text{Equação 5.10})$$

$$S_\gamma = 0.6 \quad (\text{Equação 5.11})$$

A solução de Vésic (1975) [Equação 5.12)] estabelece a capacidade de suporte de uma sapata apoiada em uma camada superior de areia-cimento Portland com os parâmetros de resistência c_1' e ϕ_1' sobrepostos a uma camada fraca mais baixa (solo residual ligado) com parâmetros de resistência c_1' e ϕ_1' (envolvendo parâmetros de coesão e resistência ao atrito) como:

$$\frac{Q_u}{A_s} = \left[q_0 + \left(\frac{1}{\frac{1 - (\sin \phi_1')^2}{1 + (\sin \phi_1')^2}} \right) c_1' \cot \phi_1' \right] e^{\frac{4}{4} \frac{1 - (\sin \phi_1')^2}{1 + (\sin \phi_1')^2} \tan \phi_1' (H/D_r)} - \left(\frac{1}{\frac{1 - (\sin \phi_1')^2}{1 + (\sin \phi_1')^2}} \right) c_1' \cot \phi_1' \quad (\text{Equação 5.12})$$

Onde A_s é a área da placa de aço, q_0 é a capacidade de suporte como se o pé de espalhamento estivesse apoiado no topo do solo natural, considerando a redução nos parâmetros de resistência para puncionar o mecanismo de ruptura. As ilustrações na Figura 5. 4, Figura 5. 5, Figura 5. 6, Figura 5. 7 e o Apêndice A mostram os resultados da carga de ruptura de campo (Q_u) (em um diâmetro espacial da camada de reforço *versus* carga de ruptura) e soluções analíticas baseadas nas teorias de Hansen (1961) e Vésic (1975) em um gráfico exclusivo. A composição das duas soluções analíticas descritas acima mostrou ser uma ferramenta útil para

prever o comportamento de ruptura das camadas de reforço, com cimento Portland CP-V ARI e com cimento alternativo (areia-vidro moído-cal de carbureto), assentes sobre o solo residual.

As ilustrações da Figura 5. 4, Figura 5. 5, Figura 5. 6 e Figura 5. 7 também mostram que, para a camada de reforço, a solução analítica tradicional é adequada para previsão da capacidade de carga quando utilizada como parte dos ensaios de carga. O limiar de solução é dado pela solução da camada tratada com cimento (Vésic 1975), com H/D_r distintos. A composição das duas soluções analíticas descritas acima mostrou ser uma ferramenta útil para prever o comportamento de ruptura das camadas, de solo-cimento Portland e cimento alternativo com areia-vidro moído-cal de carbureto, para diversas relações de resistência (η/C_{iv} e η/B_{iv}), espessura do reforço (H_r/D), largura do reforço (T_r/H_r) assentes em um solo residual com baixa capacidade de suporte. Pode-se considerar que as ilustrações na Figura 5. 4, Figura 5. 5 e Figura 5. 6 são uma análise paramétrica realizada em ensaios de campo, onde foram considerados diferentes valores de interceptos coesivos (c'), geometria variável das camadas tratadas e diâmetro de placa variável. Consoli (2014) mostrou que enquanto a intercepção da coesão de solos cimentados muda com a variação do nível de cimentação, o ângulo de atrito de tais solos não é afetado. A previsão do comportamento em campo pode ser descrita inicialmente pelo método de Hansen (1961) e posteriormente por Vésic (1975). A transição de um método para outro depende dos parâmetros estudados neste trabalho: espessura da camada cimentada descrita pela relação H_r/D ; largura do reforço descrita pela relação T_r/H_r e resistência η/C_{iv} .

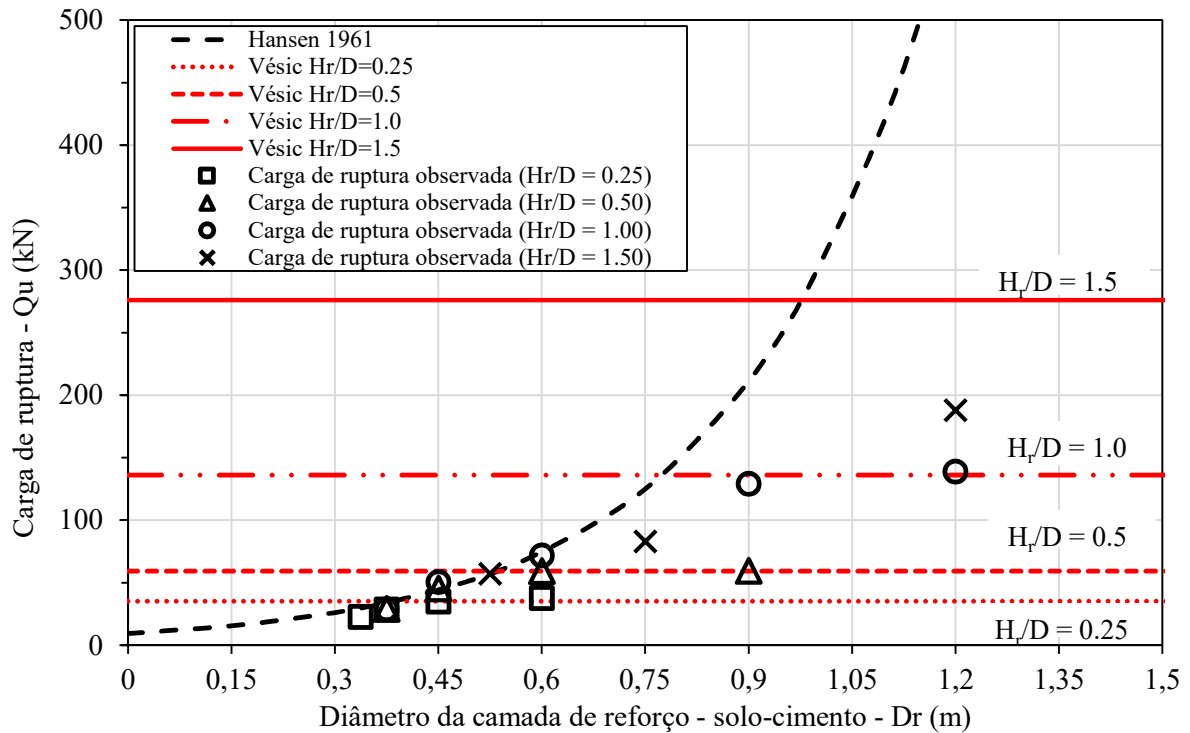


Figura 5. 4: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H_r/D=0,25, 0,50, 1,00$ e $1,50$ (Vésic 1975) - $\eta/C_{iv}=17$.

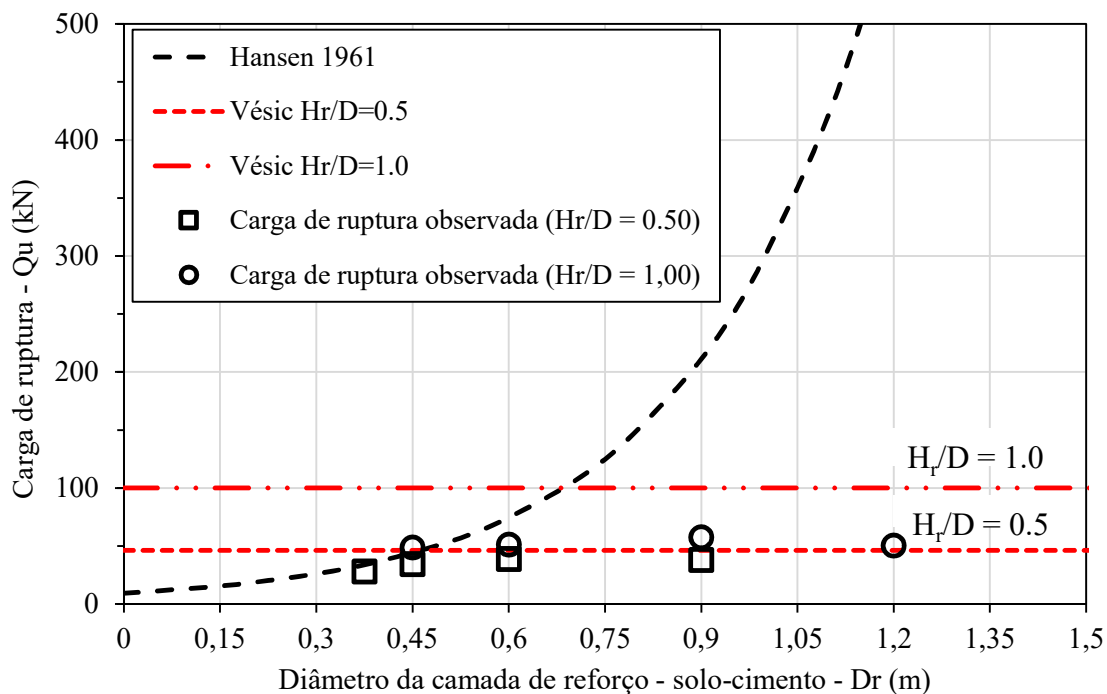


Figura 5. 5: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H_r/D=0,50$ e $1,00$ (Vésic 1975) - $\eta/C_{iv}=26$.

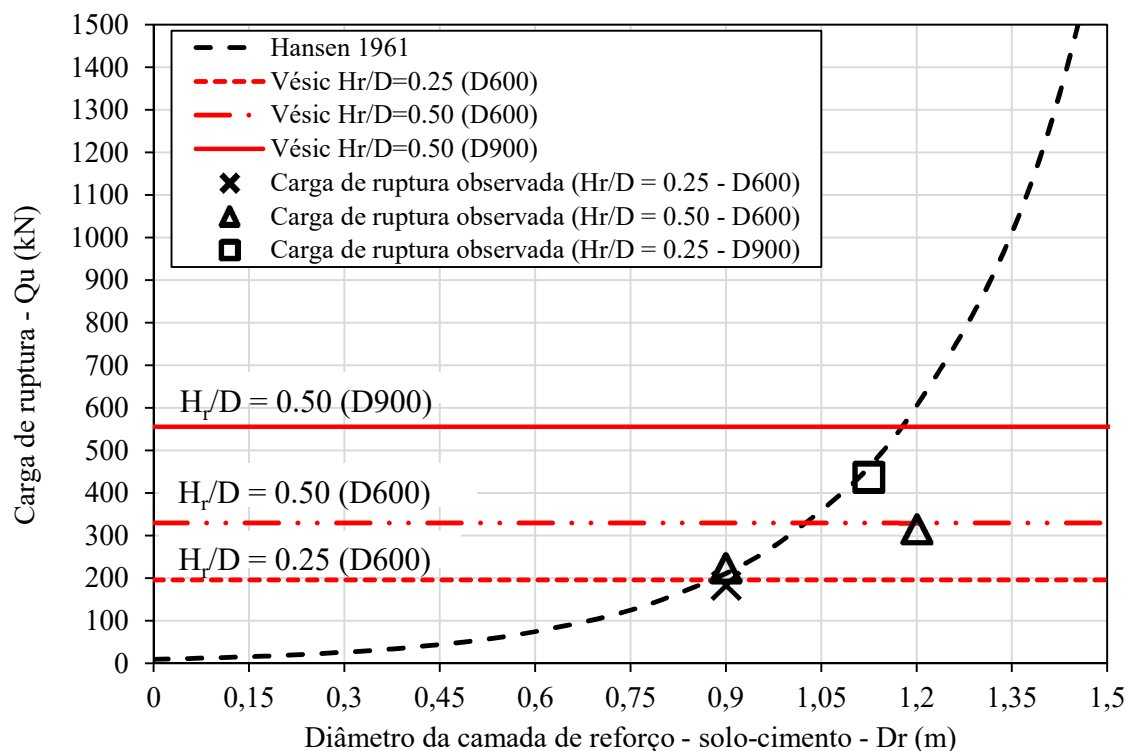


Figura 5. 6: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H_r/D=0,25$ e $0,50$ (Vésic 1975) - $\eta/C_{iv}=17$ - $H_r/D=0.25$ (D600), $H_r/D=0.50$ (D600), $H_r/D=0.50$ (D600).

Dois modos distintos de ruptura foram observados no presente estudo de campo, dependendo dos parâmetros D , H_r/D ; T_r/H_r e η/C_{iv} da mistura de areia e cimento Portland. Para as camadas de cimento areia-Portland, com $\eta/C_{iv} = 17$ $H_r/D = 0.25, 0.50$ e 1.00 ; $T_r/H_r = 0.125, 0.25$ e 0.50) e $\eta/C_{iv} = 26$ ($H_r/D = 0.50$ e 1.00 ; $T_r/H_r = 0.25$), a carga limite foi avaliada como se a camada estabilizada trabalhasse em associação com a fundação circular de aço, como uma fundação transferindo sua carga diretamente para o solo residual (que rompe devido à perfuração no solo natural), uma vez que não foram observadas rachaduras ou fissuras na camada artificialmente cimentada. O reforço com $\eta/C_{iv} = 17$ ($H_r/D = 0.25, 0.50, 1.00$ e 1.50 ; $T_r/H_r = 1.0, 1.5$ e 2.0) e $\eta/C_{iv} = 26$ ($H_r/D = 0.50$ e 1.00 ; $T_r/H_r = 0.5, 1.0, 1.5$ e 2.0) rompeu devido às tensões de tração excessivas que foram desenvolvidas no fundo da camada cimentada. Portanto, a capacidade de carga da placa circular apoiada nesta camada pode ser avaliada como se esta camada fosse "infinita" ou contínua. Conforme apresentado, os mesmos tipos de mecanismos de ruptura aconteceram para as mesmas relações $\eta/C_{iv} = 17$ e H_r/D e T_r/H_r , independentemente do tamanho da placa.

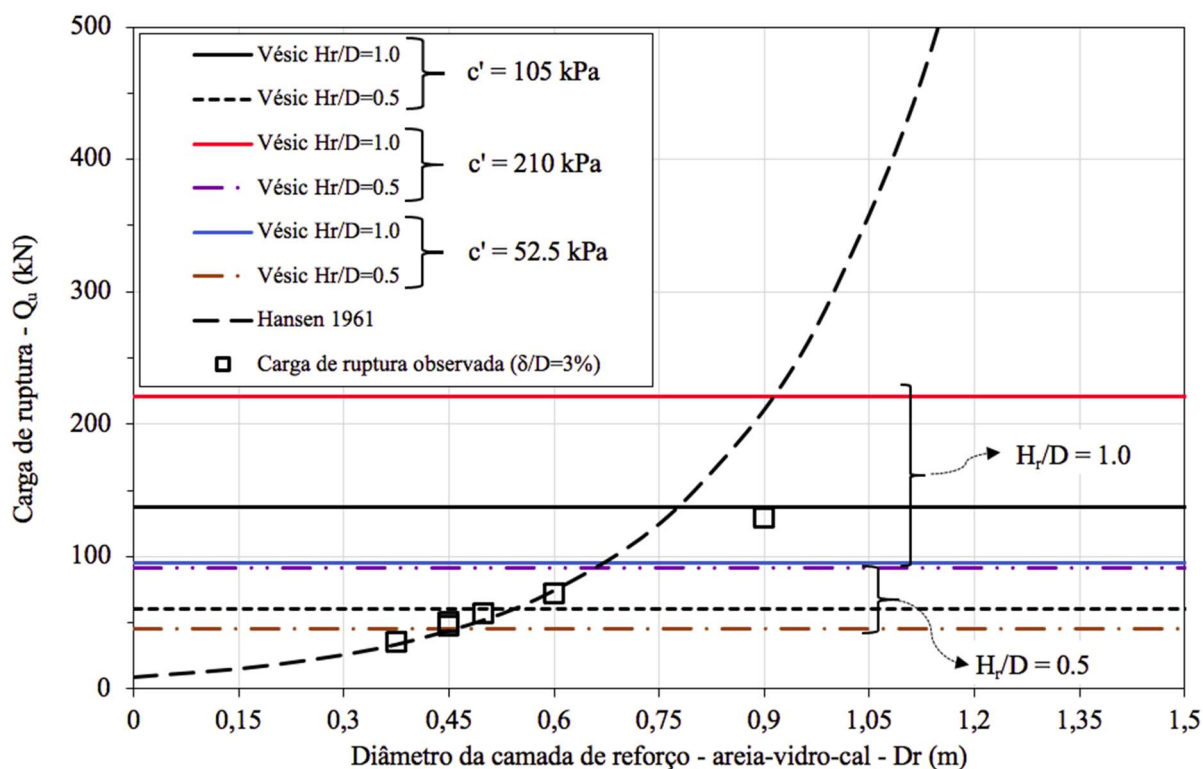


Figura 5. 7: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-vidro moído-cal de carbureto como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H_r/D=1,00$ (Vésic (1975)).

Adicionalmente, foi realizada uma análise paramétrica considerando diferentes valores de intercepto coesivo (c') e geometria variável das camadas tratadas com cimento alternativo. Consoli (2014) mostrou que enquanto intercepto coesivo dos solos cimentados muda com a variação do nível de cimentação, o ângulo de atrito de tais solos não é afetado. Para H_r/D de 0,5 e 1,0, foram investigados valores de c' de 52,5 kPa, 105 kPa e 210 kPa. Estes valores variáveis de coesão poderiam ser alcançados através do ajuste dos níveis de compactação ou cimentação (Consoli *et al.* 2018). Conforme reportado por Consoli *et al.* (2020a), com o aumento do diâmetro das camadas tratadas, o mecanismo de ruptura pode ser descrito inicialmente pelo método de Hansen (1961) e, com o aumento da camada de reforço, por Vésic (1975). A transição de um método para outro depende de H_r/D e c' , como mostrado na Figura 5. 7. Especificamente, para H_r/D de 0,5, a transição ocorreria nos diâmetros das camadas tratadas de 0,45 m, 0,53 m e 0,68 m para c' de 52,5 kPa, 105 kPa e 210 kPa, respectivamente. Para H_r/D de 1,0, a transição ocorreria nas camadas tratadas com diâmetros de 0,68 m, 0,78 m e 0,91 m para c' de 52,5 kPa, 105 kPa e 210 kPa, correspondentemente.

5.3 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA CAMADA DE REFORÇO E DO ATRITO LATERAL

Com intuito de verificar se as proposições analíticas funcionavam para camadas de solo reforçado com cimento Portland para outras geometrias, assim como a influência do atrito lateral, foram realizados 3 ensaios adicionais, todos com espessura de reforço $H_r = 300$ mm e diâmetro da camada de reforço $D_r = 450, 600$ e 900 , no entanto, durante o ensaio não foi retirado o solo na lateral da camada de reforço, desta forma se pode comparar com os ensaios D_r450H_r300 , D_r600H_r300 e D_r900H_r300 , realizados neste trabalho, e com as camadas L_r450H_r300 , L_r600H_r300 e L_r900H_r300 , realizados por Rossi (2019). Esta análise foi reportada por Consoli *et al.* (2020b).

Com os ensaios de campo desenvolvidos nesta pesquisa, foi possível comparar os resultados de camadas com e sem atrito lateral e camadas circulares, com camadas estabilizadas quadradas apresentadas por Consoli *et al.* (2019) e Rossi (2019), conforme Tabela 5. 4.

Tabela 5. 4: Dimensões das camadas circulares e quadradas de mesma espessura (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2020b).

Ensaio	Nomenclatura	Diâmetro da placa - D (mm)	Forma Geométrica	Camada Tratada		H_r/D	Observação
				Diâmetro ou Largura - D_r ou L_r (mm)	Espessura - H_r (mm)		
1	D300	300	-	-	-	-	Solo Natural
2	D600	600	-	-	-	-	Solo Natural
3	D900	900	-	-	-	-	Solo Natural
4	D_r450H_r300	300	Circular	450	300	1	Sem atrito lateral
5	D_r600H_r300	300	Circular	600	300	1	Sem atrito lateral
6	D_r900H_r300	300	Circular	900	300	1	Sem atrito lateral
7	$D_r450H_r300 - CA$	300	Circular	450	300	1	Com atrito lateral
8	$D_r600H_r300 - CA$	300	Circular	600	300	1	Com atrito lateral
9	$D_r900H_r300 - CA$	300	Circular	900	300	1	Com atrito lateral
10	$L_r450H_r300 - CA$	300	Quadrada	450	300	1	Com atrito lateral
11	$L_r600H_r300 - CA$	300	Quadrada	600	300	1	Com atrito lateral
12	$L_r900H_r300 - CA$	300	Quadrada	900	300	1	Com atrito lateral

Foram realizados ensaios de carga da placa diretamente no solo residual e nas camadas estabilizadas, considerando diâmetros de camada distintos (D_r) e bordas (L_r), com e sem atrito

lateral e mesmas espessuras (H_r), eventualmente identificando a influência da camada de reforço área e atrito lateral (adesão) na capacidade de carga e os modos de ruptura do sistema de fundação.

Seis camadas circulares e três quadradas de solo-cimento Portland foram construídas no topo do local de solo residual. As camadas circulares foram construídas com diâmetros (D_r) de 450, 600 e 900 mm e espessura (H_r) de 300 mm, enquanto as camadas quadradas foram construídas com larguras (L_r) de 450, 600 e 900 mm e espessura (H_r) de 300 mm.

Após a cura das camadas compactadas e imediatamente antes do ensaio, o solo residual, que foi aderido à lateral das camadas tratadas codificadas D_r450H_r300 , D_r600H_r300 , D_r900H_r300 , foi removido para verificar a influência deste no resultado. Para as outras seis camadas, permaneceu o solo residual aderido na lateral das camadas cimentadas artificialmente. Os parâmetros mecânicos das camadas cimentadas artificialmente foram adquiridos por meio de ensaios triaxiais drenados, totalmente saturados isotropicamente consolidados (CONSOLI et al., 2019 e CONSOLI et al., 2020b).

A Figura 5. 8 apresenta os resultados da carga aplicada *versus* recalques dos doze ensaios descritos na Tabela 5.4.

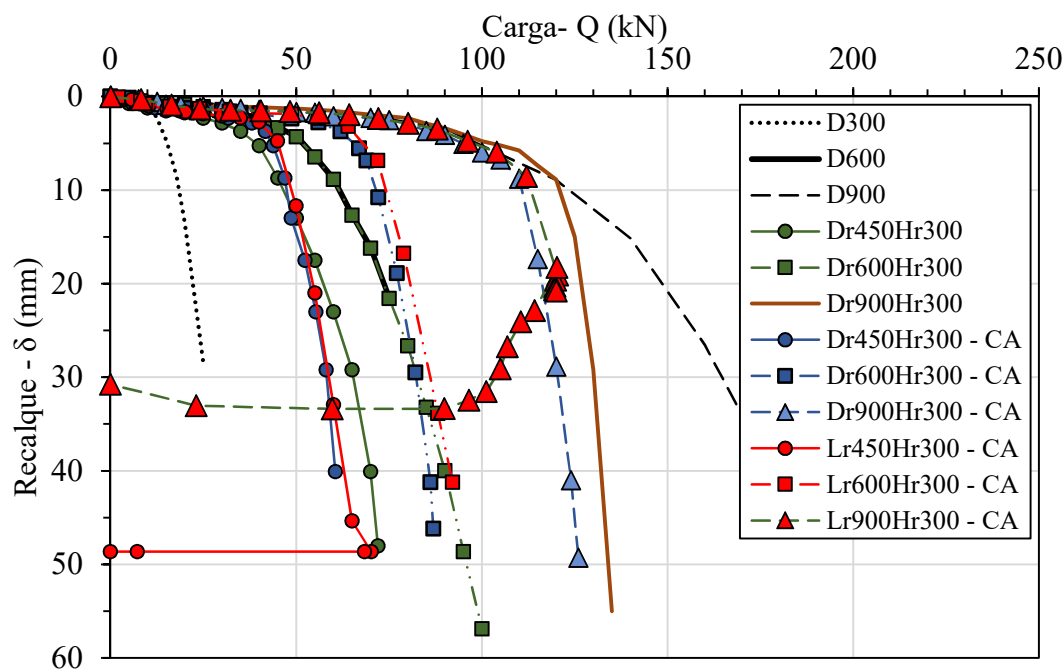


Figura 5. 8: Curvas de recalque de carga de camadas de areia cimentadas artificialmente sobre solo residual. (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2020b).

Primeiramente, observando os resultados dos três ensaios em camadas circulares e quadradas de campo de cimento Portland de areia [com diâmetros de 450, 600 e 900 mm com e sem atrito lateral D_r450H_r300 , D_r600H_r300 , D_r900H_r300 (para camadas circulares sem atrito lateral), $D_r450H_r300 - CA$, $D_r600H_r300 - CA$, $D_r900H_r300 - CA$ (para camadas circulares com atrito lateral) e L_r450H_r300 , L_r600H_r300 , L_r600H_r300 (para camadas quadradas com atrito lateral) - ver Tabela 5.4] sobre o solo residual, pode-se observar que, para um dado recalque, maiores cargas foram observadas para maiores camadas de areia cimentadas artificialmente. No entanto, existem mecanismos de ruptura distintos de acordo com o diâmetro/largura das camadas de areia-cimento Portland.

A ruptura por puncionamento do solo residual foi observada na borda das camadas de campo de areia-cimento Portland com 450mm de diâmetro e quadrado (D_r450H_r300 , $D_r450H_r300 - CA$ e $L_r450H_r300 - CA$) e 600mm de diâmetro e quadrado (D_r600H_r300 , $D_r600H_r300 - CA$) e $L_r600H_r300 - CA$), como se essas seis camadas tratadas fizessem parte da estrutura de fundação superficial. Esse mecanismo de ruptura foi corroborado pela análise de campo das camadas tratadas após o término do ensaio, uma vez que não foram observadas trincas ou fraturas nessas camadas (ver foto da camada circular e quadrada tratada intacta com 450 mm de diâmetro e largura, respectivamente, e 300 mm de espessura, recuperados do campo na Figura 5. 9).

Observando a Figura 5. 8, é possível observar que as curvas de carga aplicada (Q) *versus* deslocamento vertical (δ) dos ensaios de placas, $D600$ e D_r600H_r300 são absolutamente iguais. Tal similaridade não é uma coincidência, uma vez que o $D600$ (uma base circular de aço de 600 mm de diâmetro) está distribuindo sua carga pela mesma área da base que o D_r600H_r300 , que possui uma base circular de aço de 300 mm de diâmetro, apoiada em uma camada de reforço de areia-cimento Portland com diâmetro de 600 mm e espessura de 300 mm, que é mantida intacta até o final do ensaio. Em outras palavras, a camada de campo de areia-cimento Portland com 600 mm de diâmetro e 300 mm de espessura está agindo como se fizesse parte da estrutura de fundação superficial de uma base circular de 600 mm de diâmetro.

Portanto, na realidade, os ensaios de placa de $D600$ e D_r600H_r300 têm a mesma base, transferindo tensões verticais para o solo residual. Porém, o mesmo não ocorre para a camada circular e a camada quadrada $D_r600H_r300 - CA$ e $L_r600H_r300 - CA$, pois o atrito lateral aumenta a capacidade de carga. Também pode ser notado que a capacidade de carga da camada quadrada de campo de areia-cimento Portland ($L_r600H_r300 - CA$) é ligeiramente maior do que a camada

circular de campo de areia-cimento Portland ($D_r600H_r300 - CA$) devido à área e perímetro da camada quadrada ser maior que a camada circular. Além disso, na Figura 5.8, pode-se observar que as curvas de carga aplicada (Q) *versus* deslocamento vertical (δ) dos ensaios D900 e D_r900H_r300 são coincidentes apenas até uma determinada carga. Tal similaridade apenas até certa carga também não é uma coincidência, uma vez que o D900 (uma base circular de aço de 900 mm de diâmetro) está distribuindo sua carga através da mesma área da base D_r900H_r300 até um ponto de fraturamento da camada cimentada artificialmente. Depois que a ruptura da camada de campo de areia-cimento Portland começa a ocorrer, as duas curvas Q *versus* δ separam-se uma da outra.



(a)



(b)

Figura 5. 9: Camada de areia-cimento Portland recuperado do campo:
(a) Forma cilíndrica de 450 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r450H_r300); e (b) Forma prismática da borda de 450 mm e

espessura de 300 mm (L_r450H_r300 - CA). (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2020b).

Na ruptura por punção, à medida que a carga aumenta, ocorre a quebra das ligações do solo residual abaixo da estrutura da camada de reforço e penetração vertical contínua da estrutura da camada, praticamente sem movimento lateral do solo. Por outro lado, após certa carga vertical (Q), foi aplicada à placa de aço circular de 300 mm de diâmetro sobre as camadas de reforço de 900 mm de diâmetro (D_r900H_r300), 900 mm de diâmetro com atrito lateral (D_r900H_r300 - CA) e quadrado de 900 mm (L_r900H_r300 - CA), houve uma ruptura dessas camadas cimentadas artificialmente após atingir determinado Q (Figura 5. 10 e Figura 5. 11).



(a)



(b)

Figura 5. 10: (a) visão geral e (b) corte vertical no meio da camada de reforço de cimento Portland de 900 mm de diâmetro e 300 mm de espessura (D_r900H_r300) para verificar o mecanismo de ruptura abaixo da placa de aço carregada verticalmente. (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2020b).



(a)



(b)

Figura 5. 11: (a) vista superior e (b) corte vertical no meio do quadrado de 900 mm e camada de areia melhorada de cimento Portland de 300 mm de espessura ($L_r900H_r300 - CA$) para verificar o mecanismo de ruptura abaixo da placa de aço (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2020b).

Este modo de ruptura (fratura das camadas) foi atestado pelas fissuras encontradas no volume cilíndrico e prismático que foi cortado verticalmente após a conclusão do ensaio de carga [ver fotos da camada de 900 mm de diâmetro (D_r900H_r300) na Figura 5. 10 e de 900 mm de largura ($L_r900H_r300 - CA$) na Figura 5. 11]. Consoli *et al.* (2009) observaram rupturas semelhantes para as camadas cimentadas com extensões infinitas. Esses autores também

verificaram, por meio de simulações do método dos elementos finitos, que as fissuras de tração começam na parte inferior da camada de solo cimentado, abaixo das placas circulares.

Estudos de Consoli *et al.* (1998, 2020a, 2020b, 2020d) apresenta curvas de carga aplicada (Q) *versus* deslocamentos verticais (δ) são normalizadas dividindo Q pela área de contato fundação-solo residual [denominada tensão equivalente (σ_{eq})] e δ pelo diâmetro da fundação-solo residual área de contato (D_r), denominada deslocamento relativo (δ / D_r). A Figura 5. 12 apresenta os resultados normalizados dos três ensaios de placas de aço circulares apoiadas diretamente no solo residual (D300, D600 e D900), que termina em uma curva única.

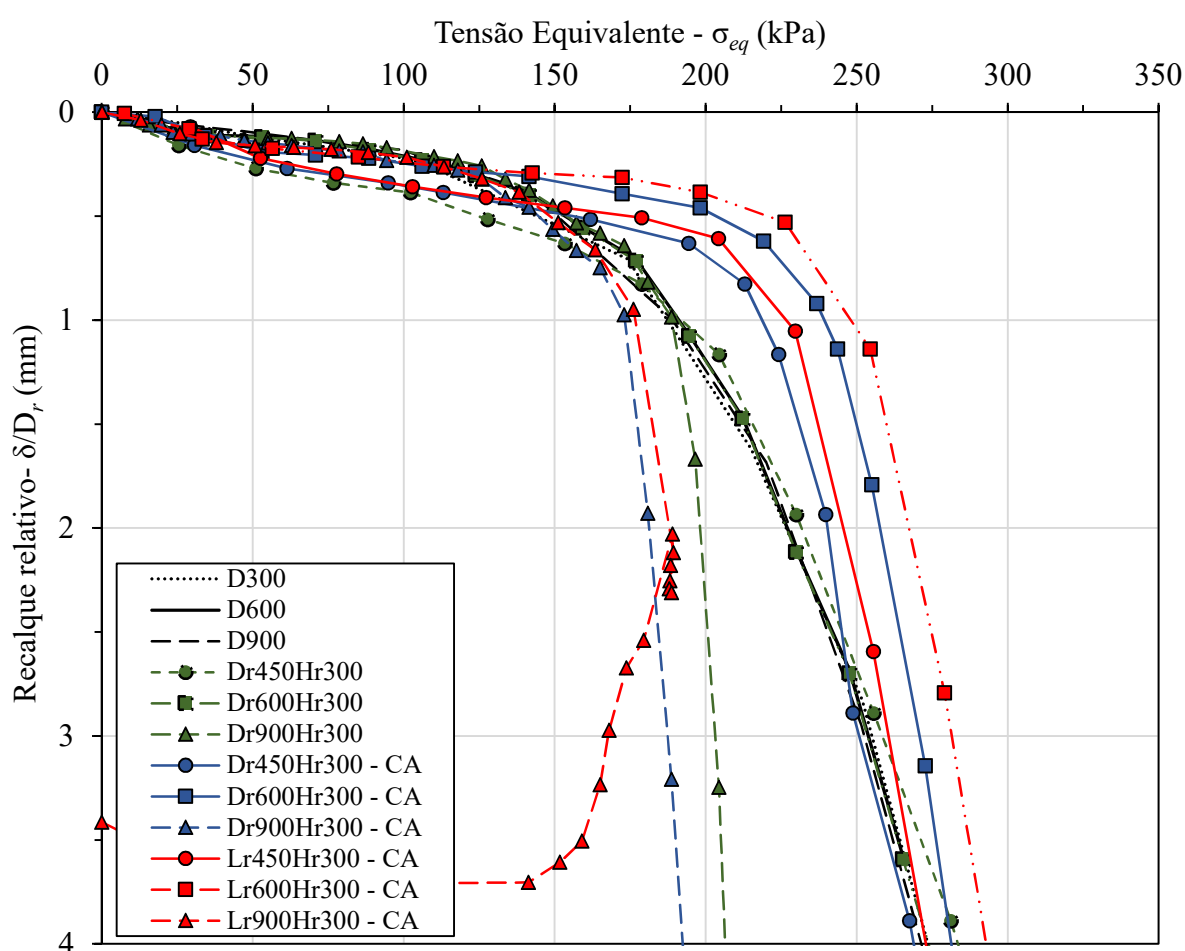


Figura 5. 12: Tensão equivalente (σ_{eq}) *versus* deslocamento relativo (δ/D_r ou δ/L_r) (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2020b).

Resultados normalizados de σ_{eq} *versus* δ/D_r para os dois ensaios de placa que suportam camadas melhoradas, que romperam por punção (D_r450H_r300 e D_r600H_r300, em que a base de aço mais as camadas melhoradas de cimento Portland se comportaram como uma única

fundação superficial repousando no solo residual, também mantiveram seu comportamento semelhante aos ensaios realizados diretamente no solo residual. No entanto, o mesmo não acontece para os resultados normalizados σ_{eq} versus δ/D_r das camadas circulares do campo de areia-cimento Portland (D_r450H_r300 - CA e D_r600H_r300 - CA) e camadas quadradas (L_r450H_r300 - CA e L_r600H_r300 - CA), uma vez que o atrito lateral melhora ainda mais seu comportamento em pequenos deslocamentos relativos.

A curva normalizada σ_{eq} versus δ/D_r do ensaio D_r900H_r300 também é semelhante (praticamente a mesma curva “única” baseada nos resultados normalizados anteriores) até a ocorrência da extensa fissura da camada melhorada, cuja sequência macroscópica claramente começa em um deslocamento relativo (δ/D_r) de cerca de 1,0% (ver Fig. 9). Após esse ponto, a curva normalizada σ_{eq} versus δ/D_r do ensaio D_r900H_r300 diverge da curva normalizada geral “única”. O comportamento relacionado é seguido por ensaios D_r900H_r300 - CA e L_r900H_r300 - CA.

Espera-se que os resultados onde ocorreu a punção do solo possam ser determinados usando a teoria da capacidade de carga analítica padrão de Hansen (1961), enquanto nos três casos [diâmetro de 900 mm e quadrado (D_r900H_r300 , D_r900H_r300 - CA e L_r900H_r300 - CA)], onde a previsão do modo de ruptura é a ocorrência de falha da camada cimentada artificialmente, a teoria da capacidade de carga de Vésic (1975) da camada dupla deve dar bons resultados até $H_r/D = 1,0$ (Consoli *et al.* 2008). O método de Hansen (1961) (Equação 5.7) foi aplicado como se a fundação estrutural fosse um único elemento (base de aço mais camada de areia melhorada com cimento Portland) assente sobre solo residual.

Os parâmetros de resistência do solo residual foram reduzidos a um valor limite inferior de 2/3, a fim de concordar com as recomendações de Terzaghi (1943), para mecanismos de ruptura por punção (Consoli *et al.* 1998). A Figura 5. 13 e a Tabela 5. 5 mostram os resultados da carga de ruptura de campo (Q_u) (em um diâmetro da camada de areia tratada com cimento Portland versus carga de ruptura) e soluções analíticas baseadas nas teorias de Hansen (1961) e Vésic (1975) em um gráfico único.

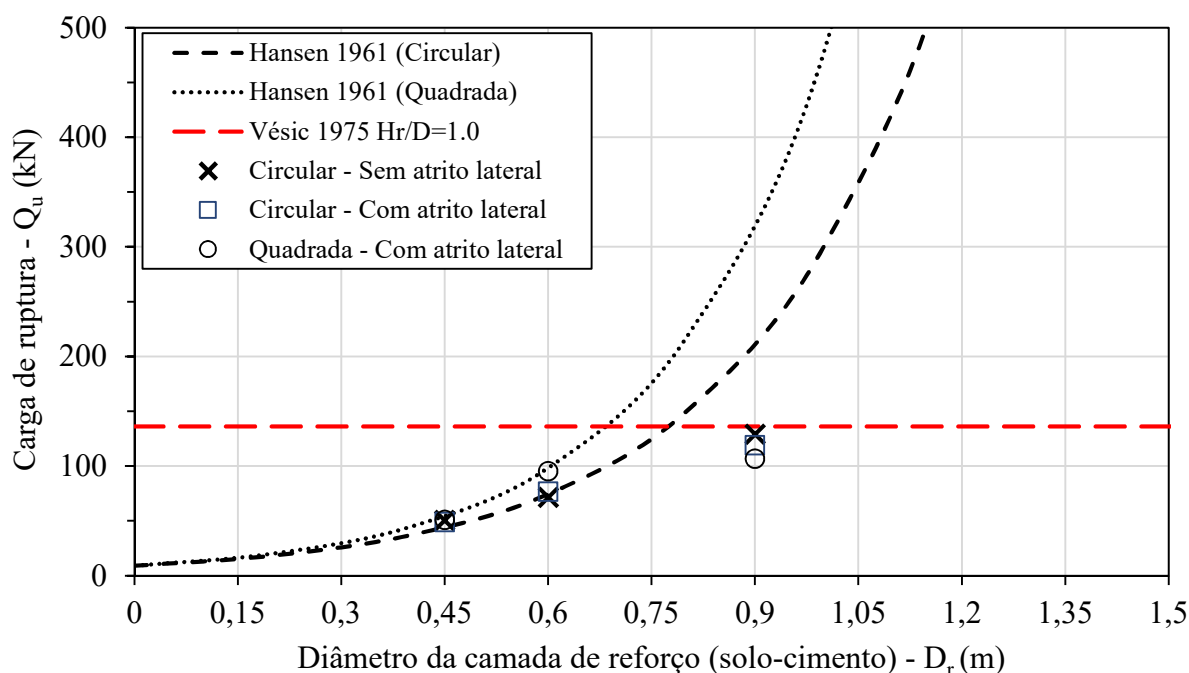


Figura 5. 13: Previsão da capacidade de carga em camada de areia-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita - $\eta/C_{iv}=17$ para camadas quadradas e camadas circulares com e sem atrito lateral (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2020b).

Tabela 5. 5: Cargas de ruptura de campo e analíticas (Q_u) e modos de ruptura de fundações superficiais que suportam camadas tratadas com cimento Portland (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2020b).

D_r ou L_r (m)	Q_u (kN) - $\delta/D=3\%$			Q_u (kN) - Hansen		Q_u (kN) - Vésic	Previsão	Resultado (Campo)
	Circular		Quadrada	Circular	Quadrada			
	Sem atrito lateral	Com atrito lateral	Com atrito lateral					
0,45	50,56	49,06	50,96	46,98	57,09	-	Puncionamento	Puncionamento
0,60	71,68	76,58	95,26	84,83	103,15	-	Puncionamento	Puncionamento
0,90	129,22	119,19	106,85	-	-	136,19	Ruptura da camada cimentada	Ruptura da camada cimentada

Pela Figura 5. 13 é possível perceber que a previsão da capacidade de carga considerando a camada de areia tratada com cimento Portland é uma solução analítica fina, quando considerada como parte da fundação superficial. Tal limite de solução é dado pela solução da camada tratada com cimento Portland (Vésic 1975), para H_r/D específico. A composição das

duas soluções analíticas descritas acima tem se mostrado uma ferramenta útil para prever o comportamento de ruptura de camadas de areia tratadas com cimento Portland assentes acima do solo residual, independentemente da geometria ou atrito lateral.

5.4 PROPOSTA DE UMA METODOLOGIA DE CÁLCULO PARA A CAPACIDADE DE CARGA

Baseada nos resultados obtidos através de ensaios em campo e análises numéricas, apresenta-se proposta de uma metodologia de cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes sobre camada finita de reforço em solo cimentado.

As premissas no desenvolvimento desta metodologia são:

- a) fundação superficial circular;
- b) carregamento vertical centrado;
- c) superfície do terreno, base da fundação e reforço planos e horizontais;
- d) solo de base com baixa capacidade de suporte (sujeito a ruptura do tipo punçionamento) sem ou com baixa coesão;
- e) ausência de atrito nas paredes laterais do reforço.

A filosofia adotada nesta metodologia é que a ruptura do sistema se dê no solo natural, e não no reforço, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso.

O cálculo da capacidade de carga deve ser feito considerando que a fundação e o reforço atuam conjuntamente como sendo um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço. Assim, a capacidade de carga pode ser calculada por:

$$p = qN_q + \frac{1}{2}\gamma'D_cN_\gamma S_\gamma \quad (\text{Equação 5.13})$$

Onde:

p : capacidade de carga normalizada. Equivale à carga última P_u dividida pela área da base do reforço.

q : sobrecarga equivalente à altura do solo acima da base do reforço.

γ' : peso específico efetivo (solo natural).

D_c : diâmetro total do reforço.

N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga calculados com base no ângulo de atrito interno da areia (ϕ').

Para os fatores de capacidade de carga N_q e N_γ pode-se utilizar as formulações tradicionais disponíveis na literatura, como por exemplo, as equações de PRANDTL (1920) e MARTIN (2005):

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{Equação 5.14})$$

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \tan(1,33\phi') \quad (\text{Equação 5.15})$$

A carga última P_u pode ser calculada como:

$$P_u = p \left(\pi * \frac{D_r^2}{4} \right) \quad (\text{Equação 5.16})$$

A tensão média atuante sob a base da fundação será:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{\frac{\pi D^2}{4}} = p \left(\frac{D_r}{D} \right)^2 \quad (\text{Equação 5.17})$$

Tendo a possibilidade de ruptura catastrófica da fundação a partir da fissuração do reforço, será considerado que a ruptura do reforço ocorrerá quando a tensão de tração atuante atingir a resistência à tração do solo-cimento Portland (Equação 5.5), dividida por um fator de segurança. A tensão máxima de tração pode ser calculada por:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 5,15 p \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,44} \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{Equação 5.18})$$

Onde:

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão máxima de tração.

p : capacidade de carga normalizada. Equivale à carga última P_u dividida pela área da base do reforço.

H_r : espessura da camada de reforço.

T_r : extensão adicional da camada de reforço.

q_t : resistência à tração determinada a partir de ensaios de tração por compressão diametral.

FS: fator de segurança para a resistência à tração da camada de reforço.

É importante ressaltar que a faixa pesquisada abrangeu reforços com relação $0,125 < T_r/H_r < 2,00$ e resistência à tração $100 \text{ kPa} < q_t < 170 \text{ kPa}$. Não é recomendada a utilização deste método para condições diversas das aqui estabelecidas, sem uma avaliação prévia cuidadosa.

5.5 ÍNDICE DE CAPACIDADE DE CARGA

Na presente pesquisa, um parâmetro sem unidade, chamado de Índice de Capacidade de Carga (ICC), é utilizado para medir o efeito de melhoria, utilizando camadas de reforço para aumentar a capacidade de carga. Este parâmetro é definido como a razão entre a capacidade máxima de capacidade de sustentação em camada de solo reforçado sob aquele não reforçado (condição do solo residual) (Equação 5.19):

$$ICC = \frac{Q_{u(\text{com reforço})}}{Q_{u(\text{sem reforço})}} \quad (\text{Equação 5.19})$$

Os resultados para todos os ICC das camadas cimentadas estão listados no Apêndice A. Como pode ser observado, todas as camadas melhoraram a capacidade de suporte em relação aos ensaios realizados em solo natural, ou seja, o $ICC > 1$, mesmo para aquelas que apresentaram o mecanismo de ruptura na camada cimentada, comprova a eficiência da técnica de solo melhorado no aumento da capacidade de suporte. As relações de diâmetro do reforço de solo-cimento Portland *versus* o ICC são mostradas na Figura 5. 14.

Como pode ser observado nesta figura, as camadas que apresentam um mecanismo de ruptura por punção tendem a seguir a equação de ajuste, mesmo para η/C_{iv} diferentes e, para todas as camadas que apresentaram a ruptura por quebra da camada cimentada, tiveram seu comportamento alinhado à reta até sua ruptura. Este comportamento não é coincidência, uma vez que é possível perceber esse comportamento na normalização (ver item 4.2.2.3).

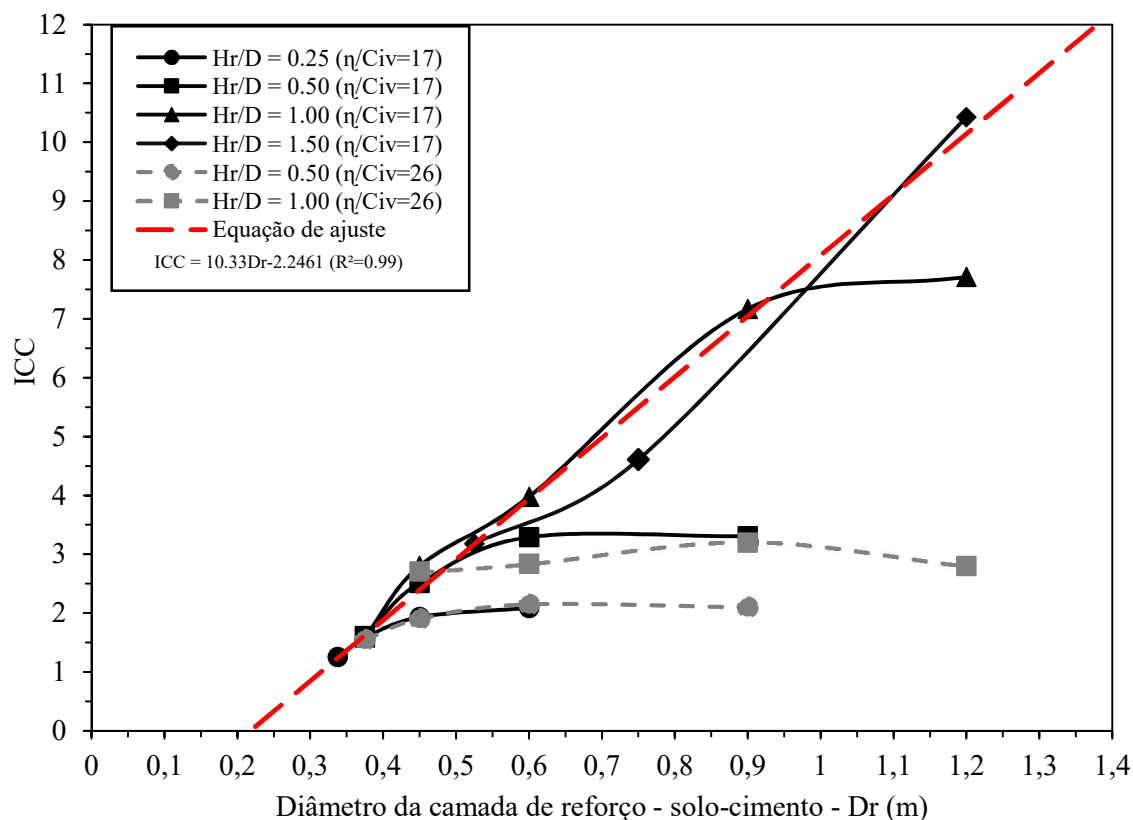


Figura 5. 14: Variação de ICC com o diâmetro da camada de solo-cimento Portland - D_r (m) para $H_r/D = 0.25, 0.50, 1.00$ e 1.50 para $\eta/C_{iv} = 17$ e 26 .

5.6 ÍNDICE DE VAZIOS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

Após os ensaios de campo, todas as camadas melhoradas foram exumadas e foram realizados ensaios para medir a massa específica e umidade do solo residual na interface entre a camada melhorada e o solo residual, após os ensaios de placa. Com isso foi possível medir o índice de vazios final e saturação (pós-ensaio de carga). Verifica-se na Figura 5. 15 que há uma clara relação entre os índices de vazios e o tipo de ruptura dos ensaios sob uma camada de reforço. À medida que a carga Q é aplicada, o solo de base do sistema de fundação [placa de aço (D) + camada de reforço (D_r)] vai densificando e, com isso, o índice de vazios diminui, saindo de $e = 1.21$ até o índice de vazios final do ensaio. Todos os ensaios que sofreram ruptura por quebra da camada de reforço ficaram com valores de $e > 0,96$, sendo $e_{\text{médio}} = 1,05$. Em outras palavras, a camada de reforço e a sapata (placa de ensaio) se comportam como um único elemento até a ruptura da camada cimentada. Na presente pesquisa, todos os ensaios em que houve a ruptura da camada cimentada, o $e_{\text{mínimo}}$ foi de $0,96$ (Figura 5. 15).

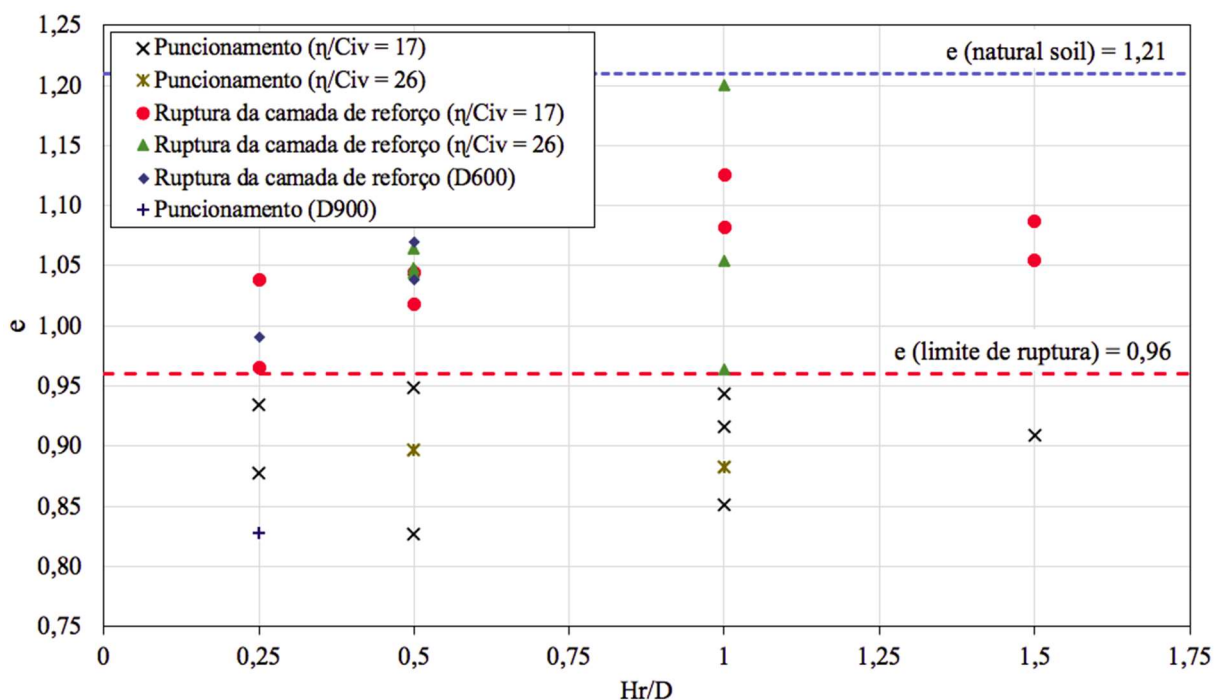


Figura 5. 15: Índice de vazios *versus* relação H_r/D .

Por outro lado, todos os ensaios em que o mecanismo de ruptura foi por puncionamento os valores do índice de vazios foram menor que 0,96, sendo $e_{\text{médio}} = 0,89$, muito próximo ao índice de vazios médio dos ensaios de placa feito diretamente no solo residual - $e_{\text{médio}} = 0,87$ com placa de aço circular de 300mm, 600mm e 900mm de diâmetro (ver Apêndice A). Essa aproximação não é uma coincidência, uma vez que a base de aço e a camada de reforço trabalham juntos como um único elemento, apoiando-se na profundidade da base do reforço.

5.7 GRAU DE SATURAÇÃO

Pode se verificar no Apêndice A que a saturação do solo residual, após os ensaios de placa, variou entre $S_r=78\%$ até $S_r=100\%$ para todos os 31 ensaios de placa. À medida que a carga Q era aplicada sobre a placa de aço que transmitia à camada cimentada as tensões, e esta, por sua vez, transmitia para o solo residual. Como o solo densifica-se através da diminuição dos vazios (explicado no item 5.5), seu grau de saturação aumenta, o que pode ser observado uma vez que o grau de saturação do solo natural é 73%, e ao final de todos os ensaios houve uma saturação do solo residual maior que 73%, com $S_{r\text{médio}} = 85\%$. À medida que é realizado o ensaio, os efeitos de sucção matricial vão diminuindo, saindo de um valor de $\psi_{\text{médio}} = 8\text{kPa}$ (solo

natural) para 0,31 kPa nos corpos de prova após os ensaios de placa. Consoli *et al.* (2020d), encontrou valores semelhantes ao realizar ensaios de placa no solo residual após a compactação dinâmica.

6 CONCLUSÕES

Este estudo avaliou o comportamento de ensaios de placas circulares assentes em camadas cimentadas com diferentes espessuras e diâmetros sob solo residual com baixa capacidade de suporte. Pela primeira vez, este cimento alternativo foi empregado como uma solução para aplicações em campo. A partir dos dados apresentados neste trabalho, podem ser tiradas as seguintes conclusões:

a) Quanto ao modo de ruptura

Nos ensaios de provas de carga em campo perceberam-se dois tipos distintos de ruptura. No primeiro, a camada de reforço era puncionada para dentro do solo de base, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural. Neste caso, a fundação e a camada de reforço se comportam como um elemento único, apoiado na base do reforço.

No segundo, após um recalque inicial, a camada rompe com o surgimento de fissuras. Em conjunto com resultados da modelagem numérica ficou demonstrado que a fissura se iniciava perto da borda da fundação para relações $H_r/D \leq 0,25$. Já para relações $H_r/D \geq 0,50$, o início da fissura acontece no eixo da fundação. Essas fissuras se propagavam de baixo para cima à medida que os recalques aumentavam. Pode-se dizer que, no primeiro caso, a ruptura se dá no solo de base e, no segundo, na camada de reforço.

b) Quanto à resistência da camada de reforço

Verificou-se que, para os casos em que há ruptura por puncionamento, a resistência da camada de reforço não influencia o valor da capacidade de carga. Entretanto, a resistência à tração do reforço é um parâmetro fundamental para definir se haverá ou não ruptura do reforço a um determinado nível de recalque.

Além disso, a relação T_r/H_r influencia no mecanismo de ruptura para as resistências $\eta/C_{iv}=17$ e 26, ambas assentes sobre o solo residual. Onde relações $T_r/H_r > 0,5$, apresentará ruptura por quebra da camada cimentada.

c) Quanto à geometria da camada de reforço e atrito lateral

Para os casos estudados, a geometria quadrada teve uma maior capacidade de carga, este aumento, contudo, se deu em função das áreas das camadas serem ligeiramente diferentes. Ensaaios com atrito lateral tiveram uma maior capacidade de carga em relação aos ensaios sem atrito lateral, ou seja, com a remoção do solo ao redor da camada de reforço. Ambos os casos (geometria e atrito lateral) obedeceram a métodos analíticos tradicionais de Hansen (1961) e Vésic (1975), em um único gráfico.

d) Quanto à camada de areia-vidro moído- cal de carbureto

As camadas de areia cimentada com vidro moído-cal de carbureto foram, pela primeira vez, misturadas, compactadas e curadas, sob condições de campo, apresentando resultados bem-sucedidos, como uma base ampliada de placas circulares, aumentando a capacidade de suporte, enriquecendo a literatura e abrindo espaço para novas explorações de camadas reforçadas com cimentos alternativos.

As camadas de areia-vidro-cal de carbureto apresentaram um comportamento semelhante ao do solo-cimento Portland quanto aos dois tipos de ruptura (puncionamento do solo e ruptura na camada cimentada), mostrando-se uma alternativa viável à camada de solo-cimento Portland. Ademais, também se adequou, com as soluções analíticas de Hansen (1961) e Vésic (1975), em um único gráfico.

e) Quanto às análises numéricas

A equação desenvolvida nesta pesquisa, com base no modelo numérico, é bem sucedida na previsão de σ_{tmax} , que potencialmente ocorre no fundo da camada de reforço. Comparando tais valores com a resistência à tração de divisão obtida de amostras de campo [$q_{t(\text{campo})}$], ensaiadas em laboratório, o modo de ruptura foi determinado com sucesso em todos os casos estudados (comportamento observado em campo). Um aspecto fundamental para a obtenção deste resultado foi a utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb com "*tension cut-off*" para o material do reforço, que permitia limitar sua resistência à tração a valores realistas.

Analisando os resultados obtidos, verificou-se que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação T_r/H_r , onde T_r é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e H_r é a espessura do reforço. Corroborando ao encontrado na análise da influência do reforço, a relação $T_r/H_r = 0,5$ é o ponto

de inflexão na mudança do mecanismo de ruptura. Para $T_r/H_r \leq 0,5$, temos ruptura por punção e para $T_r/H_r > 0,5$, ruptura na camada de reforço.

f) Quanto à capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes sobre camada de reforço em solo cimentado

Uma única curva no espaço σ_{eq} *versus* δ/D_r é alcançada ao plotar todos os ensaios de placa de campo realizados, com e sem camada melhorada, até a ruptura da camada tratada (quando aplicável).

As camadas cimentadas são influenciadas pelo diâmetro da placa de ensaio, espessura, largura e resistência da camada de reforço, expressos pelos parâmetros D , H_r/D ; T_r/H_r e η/C_{iv} que influenciam diretamente no valor de c' .

Os resultados apresentando o diâmetro da camada de areia e cimento Portland e/ou vidro-cal *versus* carga de ruptura, com base nas soluções analíticas de Hansen (1961) e Vésic (1975) (juntamente com os resultados de campo), em um único gráfico, provaram ser uma maneira útil de dizer o comportamento de ruptura e a capacidade de suporte de camadas tratadas sobre um local residual com baixa capacidade de suporte.

Fundamentado nas análises realizadas, foi desenvolvida uma metodologia para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais circulares apoiadas sobre camada de reforço em solo-cimento Portland sobrejacente a solos residuais coesivos friccional. Para a análise, foi considerado carregamento vertical centrado, superfície do terreno, base da fundação e do reforço planas.

A premissa principal da metodologia é que a ruptura do sistema se dê no solo natural, e não no reforço, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso. Desta forma, a capacidade de carga do sistema reforçado pode ser calculada considerando que a fundação e o reforço atuam conjuntamente, como um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço. Para a previsão da máxima tensão de tração que atuará no reforço, foi deduzida uma equação a partir da qual se pode dimensioná-lo com segurança.

g) Quanto à capacidade de carga, índice de vazios, grau de saturação e sucção de fundações superficiais circulares assentes sobre camada de reforço em solo cimentado

Foram identificados valores de índice de vazios (e) diferentes, conforme o mecanismo de ruptura. Houve uma queda significativa no índice de vazios, saindo de 1,21 (solo natural) para 1,05 (em média), para as camadas que romperam ficaram com valores de $e > 0,96$, sendo $e_{\text{médio}} = 1,05$. Para as camadas que romperam por puncionamento do solo residual, sendo um valor muito próximo para o índice de vazios encontrados nos três ensaios realizados diretamente sob o solo residual (0,89). Em outras palavras, a camada de reforço e a sapata (placa de ensaio) se comportam como um único elemento até a ruptura da camada cimentada.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com intuito a dar prosseguimento à pesquisa realizada nesta tese e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de fundações superficiais assentes em camadas de reforço em solo cimentado, são sugeridos os seguintes tópicos de pesquisa:

- Avaliar a influência do tipo de solo e carregamento na capacidade de carga do sistema reforçado com solo cimentado;
- Analisar o comportamento do sistema fundação-reforço sujeitos a carregamentos excêntricos e carga inclinada, para determinar uma equação generalizada;
- Avaliar o desempenho da utilização de camadas de reforço em fundações sujeitas a esforços dinâmicos;
- Realizar provas de carga em verdadeira grandeza de sistemas reforçados com outros agentes cimentantes.

REFERÊNCIAS

ABRELPE, EMPRESAS ASSOCIADAS; ABRELPE. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil 2018/2019**. São Paulo, 2020.

ACI. 230.1R-09 **Report on Soil Cement**.

ALI, M. Y., NEWMAN, G., ARULRAJAH, A., DISFANI, M. M. Application of recycled glass-crushed rock blends in road pavements. **Aust. Geomech. J**, v. 46, n. 1, p. 113-121, 2011.

AMATYA, S. Uncertainties in the Bearing Capacity of Shallow Foundations and Factor N_γ Using an Extensive Database. **American Society of Civil Engineers**, v. c, n. 2007, p. 403–410, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 51: Agregado graúdo - Ensaio de abrasão Los Angeles**. 2011.

_____. **NBR 9895: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio**. 2017.

_____. **NBR 11798: Materiais para base de solo-cimento**. 2012.

_____. **NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento**. 2012.

_____. **NBR 6502: Terminologia para Solos e Rochas**. 1995.

_____. **NBR 12004: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos**. Rio de Janeiro. 1990.

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

_____. **NBR 12051: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos**. Rio de Janeiro. 1991.

_____. **NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento.** 2012.

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

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

_____. **NBR 7222: Argamassa e concreto-Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos.** 2011.

_____. **NBR 7182: Solos – Ensaio de compactação.** 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM (1994). “Standard test method for bearing capacity of soil for static load and spread footings.”** *ASTM D1194*, West Conshohocken, Philadelphia.

_____. **ASTM (2017). “Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).”** *ASTM D2487*, West Conshohocken, Philadelphia.

_____. **ASTM (2019). “Standard specification for Portland cement.”** *ASTM C150/C150M*, West Conshohocken, Philadelphia.

_____. **ASTM (2016). “Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.”** *ASTM D5298* West Conshohocken, Philadelphia.

_____. **ASTM (2015). “Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Contructions Purposes.”** *ASTM D3282* West Conshohocken, Philadelphia.

_____. **ASTM (2011). “Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils.”** *ASTM D7181* West Conshohocken, Philadelphia.

BAUER, F. **Materiais de construção.** Rio de Janeiro: LTC, 5ª ed., 1994.

BEER, F. P., JOHNSTON, E. R., EISENBERG, E. R., SARUBBI, R. G. **Mecânica vectorial para engenheiros**. McGraw-Hill, 1967.

BENNY, J. R.; JOLLY, J.; MAREENA, S. J.; THOMAS, M. Effect of glass powder on engineering properties of clayey soil. **International Journal of Engineering Research & Technology**. 6, 2017.

BERARDI, R., LANCELLOTTA, R. (1991). “Stiffness of granular soil from field performance.” *Géotechnique*, 41(1), 149–157.

BOFINGER, H. E. The Measurement of the Tensile Properties of Soil-Cement **Road Research Laboratory Report**.

BOWELS, J. E. **Foundation Analysis and Design**. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha Ltd, 1986.

BRITISH STANDARD METHODS OF TEST. (BS). (1990). ‘Soil for civil engineering purposes.’ BS 1377, London, UK.

BURD, H.; FRYDMAN, S. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 34, p. 241–253, 1997.

CABALLERO, R. D. (2019). **Desenvolvimento de uma metodologia de projeto de fundações superficiais circulares assentes sobre camada de solo-cimento**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2019.

CARPENTER, A.; CRAMER, S. Mitigation of alkali-silica reaction in pavement patch concrete that incorporates highly reactive fine aggregate. **Journal of the Transportation Research Board**, v. 1668, p.60 – 67, 1999.

CARRETTA, M. S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2018.

CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J. Scale Effects of Shallow Foundation Bearing Capacity on Granular Material. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 10, p. 1192–1202, 2007.

CHANDLER, R.J., GUTIERREZ, C.I., **The filter-paper method of suction measurement**, *Geotechnique*, 1986.

CHANG, T.-S.; WOODS, R. D. Effect of Particule Contact Bond on Shear Modulus. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 118, n. 8, 1992.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C. Cemented Sands under Static Loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. GT6, p. 799–817, 1981.

CLAYTON, C.R.I., KHATRUSH, S.A. (1986). “A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens.” *Géotechnique*, 36(4), 593-597.

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

CONSOLI, N.C., SCHNAID, F. MILITITSKY, J. (1998). “Interpretation of plate load tests on residual soil site.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), 857-867.

CONSOLI, N.C., ROTTA, G.V. PRIETTO, P.D.M. (2000). “The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils.” *Géotechnique*, 50(1), 99-105.

CONSOLI, N.C., ROTTA, G.V. PRIETTO, P.D.M. (2006). “Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress.” *Géotechnique*, 56(1), 69-72.

CONSOLI, N.C., THOMÉ, A., DONATO, M. GRAHAM, J. (2008). “Loading tests on compacted soil, bottom-ash and lime layers.” *Proceedings of the ICE – Geotechnical Engineering*, 161(1), 29-38.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 12, p. 1846–1856, 2009.

CONSOLI, N. C., R. C. CRUZ, M. F. FLOSS, L. FESTUGATO. (2010). “Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand.” **Journal of**

Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(5), 759–763.

CONSOLI, N. C. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. **Engineering Geology**, v. 169, p. 61–68, 2014a.

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, pp. 129–136, Sep. 2014b.

CONSOLI, N. C.; WINTER, D.; LEON, H. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C. (2018a). “Durability, strength and stiffness of green stabilized sand sands.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(9), 04018057.

CONSOLI, N. C.; AND REDDY, K. R. (2018b). “Physical-mineralogical-chemical characterization of carbide lime: An environment-friendly chemical additive for soil stabilization.” *J. Mater. Civ. Eng.*, 30(6): 06018004.

CONSOLI, N. C., ROSSI, J. G., FESTUGATO, L., RUVIER, C. A., SCHEUERMANN FILHO, H. C., FOPPA, D., CARRETTA, M. S.; LEON, H. B. (2019). Circular-plate load tests on bounded cemented layers above weak cohesive-frictional soil.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(10), 06019011.

CONSOLI, N. C.; MOREIRA, E. B.; FESTUGATO, L., LOPES JR, L. S.; CARRETTA, M. S.; CEOLIN, A. O. (2020a). "Spread Footings on Green Stabilised Sand Layers over Weakly Bonded Residual Soil." **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. 146(11), 06020022.

CONSOLI, N. C.; MOREIRA, E. B.; FESTUGATO, L.; MIGUEL, G. D. (2020b). " Spread footings bearing on circular and square cement-stabilized sand layers above weakly bonded residual soil" **Soils and Rock**, v. 43, n. 3, p. 339-349, 2020

CONSOLI, N. C.; GIESE, D. N.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; FESTUGATO, L.; ROCHA, M. M.; HEINECK, K. S.; MOREIRA, E. B. (2020c). "On Porous Bonded Residual Soil in Natural and Dynamically Compacted States Through Plate Load Tests." **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 146, n. 8, p. 06020011, 2020.

CONSOLI, N. C.; MOREIRA, E. B.; FESTUGATO, L., CABALLERO, R. D.; FOPPA, D.; RUVIER, C. A. (2020d). "Enhancing Bearing Capacity of Shallow Foundations through Cement-Stabilised Sand Layer over Weakly Bonded Residual Soil." *Géotechnique* (em submissão)

CORRÊA-SILVA, M., MIRANDA, T., ROUAINIA M., ARAÚJO N., GLENDINNING S., CRISTELO N. 2020. “Geomechanical behavior of a soft soil stabilized with alkali-activated blast-furnace slags.” *J. Cleaner Prod.* 267 (Sep): 122017. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.122017>.

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

CROFT, J. B. The Structures of Soils Stabilized with Cementitious Agents. *Engineering Geology*, v. 2, n. 1938, p. 63–80, 1967.

CRUZ, RODRIGO CABERLON. Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada. 2008.

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

CUDMANI, R. O. 1994. “Understanding of spread footing tests on residual soil site.” [In Portuguese.] M.Sc. dissertation, Graduate Program in Civil Engineering, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

DAS, B. M. **Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement**. Third Edit ed. Taylor and Francis, 2017.

DASS, R. N. Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand. *Geotechnical Testing Journal*, v. 17, n. 3, p. 305–314, 1994.

DAVIS, R. O.; SELVADURI, A. P. S. **Plasticity and Geomechanics**.

DIAMBRA, A., E. IBRAIM, A. PECCIN, N. C. CONSOLI, L. FESTUGATO. 2017. “Theoretical derivation of artificially cemented granular soil strength.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143 (5): 04017003. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001646](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001646).

DOS SANTOS, A. P. S.; CONSOLI, N. C.; BAUDET, B. A. The mechanics of fibre-reinforced sand. *Géotechnique*, v. 60, n. 10, p. 791–799, 2010.

DUPAS, J.-M.; PECKER, A. Static and dynamic properties of sand-cement. *Journal of the*

Geotechnical Engineering Division, v. 105, n. March 1979, p. 419–436, 1979.

FELLENIUS, B. H.; ALTAEE, A. Stress and settlement of footings in sand. **Proceedings of the Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments**. Part 2, v. 2, n. 40, p. 1760–1773, 1994.

FELT, E. J. **Factors Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixtures** - FELT .pdf. 1955.

FESTUGATO, L.; MEGER, E.; BENEZRA, F.; KIPPER, E. A.; CONSOLI, N. C. Fibre-reinforced cemented soils compressive and tensile strength assessment as a function of filament length. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 1, p. 77-82, 2017.

FLÓREZ GÁLVEZ, JORGE HERNÁN. Efeito da adição de fibras no comportamento de uma areia sob carregamentos cíclicos. 2018.

FOPPA, D. **Análise de variáveis - chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

FOPPA, D. **Novo Método Para Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes sobre Camada de Reforço em Solo-Cimento**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.

FOPPA, D.; SACCO, R. L.; CONSOLI, N. C. (2019). “Bearing capacity of footings on an artificially cemented layer above weak foundation layer.” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*, (DOI: 10.1680/jgrim.18.00089).

GARNIER, J. Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 7, n. 3, p. 01-23, 2007.

GIBSON, R. E. Some Results Concerning displacements and stresses in a Non-Homogeneous Elastic Half-Space. **Geotechnique**, v. 17, n. 0, p. 58–67, 1967.

GRIFFITH, A. A. The phenomena of flow and rupture in solids: **Phil. Trans. Roy. Soc. Lond. Ser. A**, v. 221, p. 163-98, 1920.

GULLU, H.; CANAKCI, H.; AL ZANGANA, I. F. Use of cement based grout with glass powder for deep mixing. **Construction and Building Materials**. 137, 12-20, 2017.

HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. **The Danish Geotechnical Institute**, v. 11, n. 5, p. 38–46, 1961.

HANSEN, J. B. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. **The Danish Geotechnical Institute**, v. 28, n. 8, 1970.

HELWANY, S. **Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications**.

ROWN, E. T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion—a 1988 update. Toronto, Canada: Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp.

INGLES, O. G.; METCLAF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sydney: Butterworths, 1972.

JAKY, J. 1944. “The coefficient of earth pressure at rest. In Hungarian *_A nyugalmi nyomas tenyezoje_*.” J. Soc. Hung. Eng. Arch. (Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye), 355–358.

JIANG, N. J.; DU, Y. J.; LIU, S. Y.; WEI, M.; HORPIBULSUK, S.; ARULJARAH, A. Multi-scale laboratory evaluation of the physical, mechanical and microstructural properties of soft highway subgrade soil stabilized with calcium carbide residue. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53(1), p. 373 – 383, 2016.

JIANG, N. J., Y. J. DU, AND K. LIU. 2018. “Durability of lightweight alkaliactivated ground granulated blast furnace slag (GGBS) stabilized clayey soils subjected to sulfate attack.” *Appl. Clay Sci.* 161 (Sep): 70–75. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2018.04.014>.

KALMANOK, A. S. (1961). “**Manual for plate calculation.**” Interciência, Montevideo, Uruguay (in Spanish).

KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. **Géotechnique**, v. 47, n. 2, p. 339–345, 1997.

LANGENDONCK, T. V. (1944). “**Reinforced concrete calculation.**” *Associação Brasileira de Cimento Portland*, São Paulo, Brazil (in Portuguese).

LADE, B. P. V.; OVERTON, D. D.; MEMBER, A. Cementation Effects in Frictional Materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 115, n. 10, p. 1373–1387, 1989.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**, SI Version. Jhon Wiley ed. Cambridge, Massachusetts.

LEON, H. B., CARRETTA, M. S., AZEVEDO, M., CONTI, M. CONSOLI, N. C. (2020). “Statistical analysis of the influence of curing time and temperature on compressive strength of sandy soil stabilized with sustainable binder.” **Journal of Testing and Evaluation**, 48 (doi: 10.1520/JTE20180763).

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. (1990). “The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks.” **Géotechnique**, 40(3), 467-488.

LIN, K. Q.; WONG, I. H. Use Of Deep Cement Mixing To Reduce Settlements at Bridge Approaches. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 125, n. 4, p. 309–320, 1999.

LOUKIDIS, D.; SALGADO, R. Effect of relative density and stress level on the bearing capacity of footings on sand. **Géotechnique**, v. 61, n. 2, p. 107–119, 2011.

MANSUR, C. I., AND R. I. KAUFMAN. 1956. “Pile tests, low-sill structure, Old River, La.” *J. Soil Mech. Found. Div.* 82 (4): 1–33.

MARTIN, C. **Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics**. Proc. IACMAG. Turin, n. January 2005, p. 441–450, 2005.

MARINHO, F., A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção, Encontro sobre Solos Não Saturados, pp. 111–125, 1995.

METWALLY, I. M. Investigations on the performance of concrete made with blended finely milled waste glass. **Advances In Structural Engineering**, v.10(1), p. 47 – 53 , 2007.

MEYERHOF, G. G. The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads. **Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 1, n. 5, p. 440–445, 1953.

MEYERHOF, G. G. Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlaying Clay.

Canadian Geotechnical Journal, v. 11, n. 2, p. 223–229, 1974.

MEYERHOF, G. G.; HANNA, A. M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, p. 565–572, 1978.

MITCHELL, J. K. (1981). “Soil improvement—State of the art report.” **In Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 509–565. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema.

MOH, Z.-C. H. I. E. H. Reactions of Soil Minerals With Cement and. p. 39–61, 1965.

MOHAMMADINIA, A., M. M. DISFANI, D. CONOMY, A. ARULRAJAH, S. HORPIBULSUK, AND S. DARMAWAN. 2019. “Utilization of alkali-activated fly ash for construction of deep mixed columns in loose sands.” *J. Mater. Civ. Eng.* 31 (10): 04019233. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002878](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002878).

MUHUNTHAN, B.; SARIOSSEIRI, F. **Interpretation of Geotechnical Properties of Cement Treated Soils**. The Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation. Washington, USA.

NUÑEZ, W. P. **Estabilização Físico-Química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, visando seu Emprego na Pavimentação**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991.

OLUFOWOBI, J.; OGUNDOJU, A.; MICHAEL, B.; ADERINLEWO O. Clay soil stabilisation using powdered glass. **Journal of Engineering Science and Technology**. 9, 541-558, 2014.

PATTENGIL, M.; SHUTT, T. C. Use of ground glass as a pozzolan; **Albuquerque symposiums on Utilization of Waste Glass in Secondary Products**. Albuquerque, New Mexico, USA, 1973.

PRANDTL, Ludwig. Über die härte plastischer körper. **Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse**, v. 1920, p. 74-85, 1920.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996.

REISSNER, H. Zum erddruckproblem. In: **Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics**. Delft, 1924. p. 295-311.

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

ROSSI, J. G. **Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2019.

SALAMATPOOR, S.; SALAMATPOOR, S. Evaluation of adding crushed glass to different combinations of cement-stabilized sand. **International Journal of Geo-Engineering**. 8, 2017.

SALDANHA, R. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; MALLMANN, J. E. C.;

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.

SALES, F. A. **Estudo da atividade pozolânica de micropartículas de vidro soda-cal, incolor e âmbar e sua influência no desempenho de compostos de cimento Portland**. 2014. 139 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

SCHEUERMANN FILHO, H. C. **Estabilização de um solo dispersivo com pó de vidro moído e cal de carbureto**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2019.

SHAHEEN, S. M., P. S. HOODA, AND C. D. TSADILAS. 2014. “Opportunities and challenges in the use of coal fly ash for soil improvements—A review.” *J. Environ. Manage.* 145 (Dec): 249–267. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2014.07.005>.

SKEMPTON, A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, v. 4, n. 4, p. 143–147, 12 jan. 1954. doi:10.1680/geot.1954.4.4.143.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. 1ed. ed. New York.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1999.

THOMÉ, A. Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada. **Solos e Rochas: Revista Latino-Americana de Geotecnia**, v. 2, n. 26, p. 141–163, 2003.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; CONSOLI, N. C.; GRAHAM, J. Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, n. 6, p. 1569–1584, 2005.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (TRB). LFRD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures - Appendix F: Modes of Failure and Failure Criteria.. NCHRP Report 651. 2010.

VELLOSO, D.; LOPES, F. **Fundações - Volume 1**. 2ª edição ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. p. 141, 1996.

VESIC, A. B. **Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand**. 1963.

VESIC, A. B. Bearing Capacity of Shallow Foundations. **Foundation Engineering Handbook**, p. 121–145, 1975.

WALSH, J. B.; BRACE, W. F. A fracture criterion for brittle anisotropic rock. **Journal of Geophysical Research**, v. 69, n. 16, p. 3449-3456, 1964.

WARTMAN, J.; GRUBB, D. G; NASIM, A. S. M. Select Engineering Characteristics of Crushed Glass. **Journal of Materials in Civil Engineering**. 16, 526-539, 2004.

WOOD, D. M. **Geotechnical Modelling**. 1 ed. ed. Great Britain: Spoon Press, 2004.

WRIGHT, W.; RAY, P. N. The use of fly ash in soil stabilization. **Magazine of Concrete Research**, v. 9, n. 25, p. 27-31, 1957.

YI, Y. L., L. GU, S. Y. LIU, F. JIN. 2016. “Magnesia reactivity on activating efficacy for ground granulated blast furnace slag for soft clay stabilization.” **Appl. Clay Sci.** 126 (Jun): 57–62. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2016.02.033>.

**APÊNDICE A – TABELA RESUMO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS
DE CAMPO DE SOLO-CIMENTO**

Código	Ensaio	Diâmetro da placa - D (mm)	Espessura da camada melhorada - H _r (mm)	Diâmetro da camada melhorada - D _r (mm)	Largura de reforço adicional - T _r (mm)	H _r /D	T _r /H _r	q _t (kPa) campo	q _u (kPa) campo	e campo	S _r campo (%)	Q _u (kN) δ/D=3%	Q _u (kN) Hansen	Q _u (kN) Vésic	φ'	c'	ICC	q _t /q _u (campo)	q _[t(campo)] /q _[t(laboratorio)]	q _[u(campo)] /q _[u(laboratorio)]	Mecanismo de ruptura - campo
η/Civ = 17																					
D _r 337.5H _r 75	1	300	75	337.5	18.75	0.25	0.25	151	1057	0.93	0.74	22.62	26	35	36.9	137.3	1.25	0.14	0.73	0.82	Puncionamento
D _r 375H _r 75	2	300	75	375	37.5	0.25	0.5	157	960	0.88	0.79	28.46	32	35	36.9	145.0	1.58	0.16	0.76	0.74	Puncionamento
D _r 450H _r 75	3	300	75	450	75	0.25	1	162	973	0.96	0.86	34.87	47	35	37.1	150.6	1.93	0.17	0.79	0.75	Ruptura da camada melhorada
D _r 600H _r 75	4	300	75	600	150	0.25	2	156	1006	1.04	0.83	37.66	85	35	33.4	146.9	2.09	0.16	0.76	0.78	Ruptura da camada melhorada
D _r 375H _r 150	5	300	150	375	37.5	0.5	0.25	152	1037	0.95	0.94	29.03	32	59	42.8	137.2	1.61	0.15	0.74	0.80	Puncionamento
D _r 450H _r 150	6	300	150	450	75	0.5	0.5	161	1008	0.83	0.78	45.32	47	59	39.0	149.1	2.51	0.16	0.78	0.78	Puncionamento
D _r 600H _r 150	7	300	150	600	150	0.5	1	165	993	1.02	0.80	59.27	85	59	38.1	155.8	3.29	0.17	0.80	0.77	Ruptura da camada melhorada
D _r 900H _r 150	8	300	150	900	300	0.5	2	157	999	1.04	0.71	59.59	197	59	38.8	148.4	3.31	0.16	0.76	0.77	Ruptura da camada melhorada
D _r 375H _r 300	9	300	300	375	37.5	1	0.125	150	994	0.85	0.76	28.68	32	136	34.6	138.0	1.59	0.15	0.73	0.77	Puncionamento
D _r 450H _r 300	10	300	300	450	75	1	0.25	158	954	0.94	0.95	50.56	47	136	36.3	143.7	2.80	0.17	0.77	0.74	Puncionamento
D _r 600H _r 300	11	300	300	600	150	1	0.5	164	1008	0.92	0.85	71.68	85	136	37.2	154.1	3.98	0.16	0.80	0.78	Puncionamento
D _r 900H _r 300	12	300	300	900	300	1	1	151	996	1.08	0.91	129.22	197	136	37.4	135.6	7.17	0.15	0.73	0.77	Ruptura da camada melhorada
D _r 1200H _r 300	13	300	300	1200	450	1	1.5	160	1020	1.13	0.90	139.00	360	136	35.0	143.5	7.71	0.16	0.78	0.79	Ruptura da camada melhorada
D _r 525H _r 450	14	300	450	525	112.5	1.5	0.25	149	990	0.91	0.71	57.22	64	276	34.7	136.3	3.17	0.15	0.72	0.77	Puncionamento
D _r 750H _r 450	15	300	450	750	225	1.5	0.5	160	1043	1.05	0.80	83.04	135	276	39.9	149.0	4.61	0.15	0.78	0.81	Ruptura da camada melhorada
D _r 1200H _r 450	16	300	450	1200	450	1.5	1	166	965	1.09	0.82	187.97	360	276	39.4	157.7	10.43	0.17	0.81	0.75	Ruptura da camada melhorada
η/Civ = 26																					
D _r 375H _r 150	17	300	150	375	37.5	0.5	0.25	51	476	0.76	0.28	27.97	33	51	31.7	94.6	1.55	0.11	0.84	0.76	Puncionamento
D _r 450H _r 150	18	300	150	450	75	0.5	0.5	49	473	1.06	0.84	34.30	47	51	32.6	91.7	1.90	0.10	0.80	0.75	Ruptura da camada melhorada
D _r 600H _r 150	19	300	150	600	150	0.5	1	48	459	1.05	0.79	38.77	84	51	32.4	89.6	2.15	0.10	0.79	0.73	Ruptura da camada melhorada
D _r 900H _r 150	20	300	150	900	300	0.5	2	53	482	1.04	0.71	37.84	189	51	30.9	97.6	2.10	0.11	0.87	0.77	Ruptura da camada melhorada
D _r 450H _r 300	21	300	300	450	75	1	0.25	47	473	0.88	1.00	48.81	47	114	34.8	89.0	2.71	0.10	0.77	0.75	Puncionamento
D _r 600H _r 300	22	300	300	600	150	1	0.5	48	470	0.96	0.83	51.22	84	114	34.0	90.2	2.84	0.10	0.79	0.75	Ruptura da camada melhorada
D _r 900H _r 300	23	300	300	900	300	1	1	49	479	1.05	0.81	57.65	189	114	34.0	92.0	3.20	0.10	0.80	0.76	Ruptura da camada melhorada
D _r 1200H _r 300	24	300	300	1200	450	1	1.5	47	481	1.20	0.86	50.48	337	114	32.2	89.4	2.80	0.10	0.77	0.77	Ruptura da camada melhorada
η/Civ = 17																					
D _r 900H _r 300 (D600)	25	600	300	900	150	0.5	0.5	167	968	1.04	0.83	223.00	197	330	38.2	149.4	3.11	0.17	0.81	0.75	Puncionamento
D _r 1200H _r 300 (D600)	26	600	300	1200	300	0.5	1	165	1069	1.07	0.87	315.43	360	330	33.6	136.6	4.39	0.15	0.80	0.83	Ruptura da camada melhorada
D _r 900H _r 150 (D600)	27	600	150	900	150	0.25	1	170	1025	0.99	0.86	184.01	181	196	35.2	144.5	2.56	0.17	0.83	0.79	Ruptura da camada melhorada
D _r 1125H _r 450 (D600)	28	900	450	1125	112.5	0.25	0.5	169	1026	0.83	0.83	437.47	302	556	37.6	132.7	2.72	0.16	0.82	0.80	Puncionamento
Solo Residual																					
D300Hr0	29	300	-	-	-	-	-	-	-	0.86	0.89	18.0248	20.6352	-	-	-	1.00	-	-	-	Puncionamento
D600Hr0	30	600	-	-	-	-	-	-	-	0.86	0.85	71.7751	82.5406	-	-	-	1.00	-	-	-	Puncionamento
D900Hr0	31	900	-	-	-	-	-	-	-	0.91	0.85	160.632	185.716	-	-	-	1.00	-	-	-	Puncionamento

APÊNDICE B – FOTOGRAFIAS DOS ENSAIOS DE CAMPO

A ordem dos ensaios segue a tabela do Apêndice A até o ensaio 31, pois são os ensaios da camada de reforço com solo-cimento. Os ensaios 32 a 36 são referentes à camada de reforço de areia-vidro moído-cal de carbureto e seguem a ordem da Tabela 5. 2.



Ensaio 1



Ensaio 2



Ensaio 3



Ensaio 4

Ensaio 5



Ensaio 6



Ensaio 7



Ensaio 8



Ensaio 9



Ensaio 10



Ensaio 11



Ensaio 12



Ensaio 13



Ensaio 14



Ensaio 15



Ensaio 16



Ensaio 17



Ensaio 18



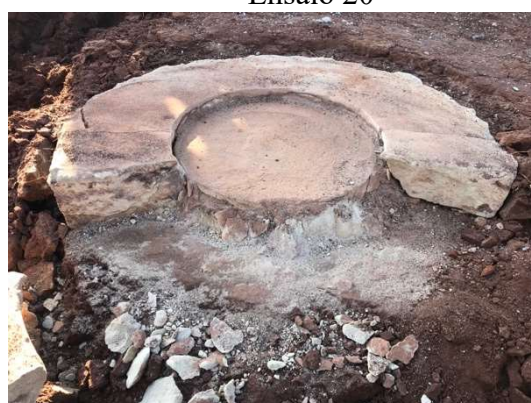
Ensaio 19



Ensaio 20



Ensaio 21



Ensaio 22



Ensaio 23



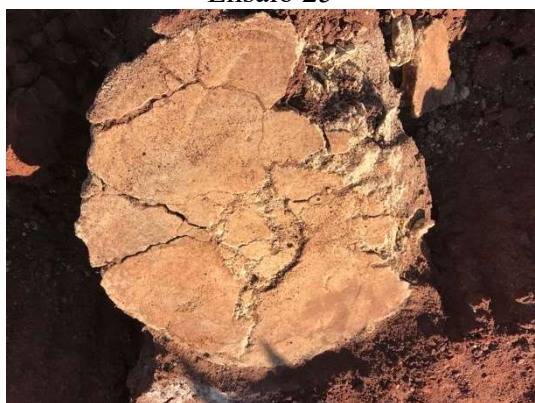
Ensaio 24



Ensaio 25



Ensaio 26



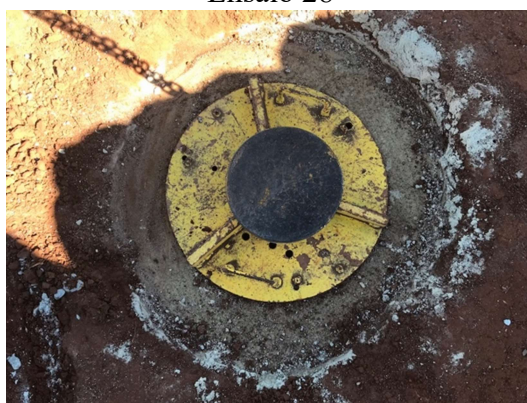
Ensaio 27



Ensaio 28



Ensaio 29



Ensaio 30



Ensaio 31



Ensaio 32 (Dr450Hr150)



Ensaio 33 (Dr375Hr300)



Ensaio 34 (Dr450Hr300)



Ensaio 35 (Dr600Hr300)



Ensaio 36 (Dr900Hr300)

APÊNDICE C – CORPOS DE PROVA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS





