

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

**Comportamento de fundações superficiais assentes em
camadas de areia estabilizada com cimento álcali-ativado
reforçada com fibras**

Débora Thais Mesavilla

Porto Alegre

2020

DÉBORA THAIS MESAVILLA

**COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
ASSENTES EM CAMADAS DE AREIA ESTABILIZADA
COM CIMENTO ÁLCALI-AATIVADO REFORÇADA COM
FIBRAS**

Dissertação de Mestrado 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 Mestre em Engenharia.

Porto Alegre

2020

CIP - Catalogação na Publicação

Mesavilla, Débora Thais

Comportamento de fundações superficiais assentes em camadas de areia estabilizada com cimento álcali-ativado reforçada com fibras / Débora Thais Mesavilla. -- 2020.

151 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Antônio Thomé.

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

1. Melhoramento de solos. 2. Ativação Alcalina. 3. Fundações Superficiais . 4. Reforço com Fibras. 5. Ensaio de Placa. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Thomé, Antônio, coorient. III. Título.

DÉBORA THAIS MESAVILLA

**COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
ASSENTES EM CAMADAS DE AREIA ESTABILIZADA
COM CIMENTO ÁLCALI-AATIVADO REFORÇADA COM
FIBRAS**

Esta dissertação de mestrado será avaliada para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração de Geotecnia, e avaliada 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, 23 de Dezembro de 2020.

Prof. Nilo Cesar Consoli PhD pela Concordia University, Canadá Orientador	Prof. Antônio Thomé Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul Coorientador
--	--

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Vitor Pereira Faro (UFPR)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

*Este trabalho é dedicado em especial,
à minha família.*

AGRADECIMENTOS

À Deus, agradeço por ter me concebido a dádiva da vida e por me guiar neste caminho escolhido.

Aos meus Pais, Sadi e Jovânia e meu irmão Douglas, por me proporcionarem a oportunidade de trilhar o caminho que escolhi e por me apoiarem incansavelmente nas minhas escolhas, por mais que nem sempre fosse fácil para vocês. Vocês são a base para que eu me tornasse a pessoa que sou hoje.

Ao meu namorado, por ter se mostrado sempre meu ombro amigo, me aconselhando e me dado incentivo para que eu pudesse prosseguir quando os obstáculos eram grandes.

Ao Professor e Orientador Nilo Consoli, obrigada pela oportunidade, confiança, ensinamento e por todo apoio que tens dado. Obrigada pelos seus incansáveis auxílios e pela destreza que tens, para que todos os objetivos fossem alcançados.

Ao meu Coorientador, professor Antônio Thomé, obrigado pelas sábias palavras e pelas críticas construtivas que auxiliaram na conclusão desta dissertação.

À todos os professores do PPGEC, obrigada por transmitirem seus conhecimentos e despertarem em mim a paixão por essa grandiosa área a cada dia mais.

À minha amiga, parceira, colega e irmã, Marina Secco, tua amizade foi fundamental para poder enfrentar todos os desafios que o mestrado e a vida trouxe. Obrigada por estar comigo nessa jornada, por me escutar, me apoiar e compartilhar alegrias. Desistir, nunca foi nosso forte, desafios, esses sim nos fazem crescer e nos tornaram o que somos hoje.

Ao Professor Andrés Lotero, obrigada por sempre estar a disposição para qualquer dúvida, por ter o prazer de ensinar e contribuir sempre no que precisamos.

Aos colegas e amigos que o mestrado me deu, em especial ao Giovani Bruschi e a Carolina Pereira por dividirem os momentos de agonia e de muitas risadas. Obrigada pelas longas e valiosas discussões.

Por fim, obrigada à todos que de forma direta ou indireta contribuíram com o desenvolvimento deste trabalho e essa jornada do mestrado.

*" Você pode encarar um erro como uma besteira a ser esquecida ou como um resultado que aponta uma nova direção."
(Steve Jobs)*

RESUMO

MESAVILLA, D. T. **Comportamento de fundações superficiais assentes em camadas de areia estabilizada com cimento álcali-ativado reforçada com fibras**. 2020. 152p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A técnica de estabilização físico-química vem sendo uma solução alternativa para melhoria de camadas de solo de baixa capacidade de suporte. Porém devido ao elevado consumo energético e emissão de gases do efeito estufa, gerado pela produção do cimento Portland, novos cimentos surgiram recentemente como uma alternativa sustentável. Um desses cimentos são os ditos como álcali ativados, que possibilitam o uso de resíduos ou subprodutos de diversas indústrias como precursores, apresentando respostas mecânicas próximas dos cimentos tradicionais. Experiências demonstradas em escala real desses cimentos ainda não são totalmente compreendidas, porém estudos com camadas solo-cimento evidenciaram deterioramento da camada através de trincas de tração na base das mesmas. A formação dessas trincas acarreta na perda da capacidade de suporte da camada cimentada, ou seja, as cargas que deveriam ser absorvidas pelo solo estabilizado são transferidas para o solo subjacente de baixa resistência. Deste modo, a inclusão de fibras pode controlar a propagação de fissuras, alterando o comportamento de ruptura das camadas, propiciando redução do comportamento quebradiço da camada. Nesse contexto, a presente pesquisa busca estudar o comportamento de uma areia estabilizada com um cimento a base de resíduo de pó de vidro moído e cal de carbureto, reforçada com fibras de polipropileno e ativados com hidróxido de sódio, comparando com misturas sem o ativador. A análise é realizada através de ensaios de prova de carga estática *in situ*, com placas de aço circulares (0,30m) sobre camadas cimentadas, de distintos diâmetros (0,45 e 0,90m), executadas acima de um solo residual com baixa capacidade de suporte e curadas a 120 dias. Após realização do ensaio de placa, corpos de prova são retirados das camadas e submetidos a ensaios de compressão simples, compressão diametral e triaxiais. Além disso, amostras foram moldadas em condições controladas de laboratório e deixadas curar durante 7, 14, 28, 60, 90 e 120 dias, a fim de avaliar a evolução da resistência entre as amostras com e sem ativador. Os resultados demonstraram que, ensaios em condições controladas de laboratório em curto período de tempo apresentaram resistência à compressão maior para as misturas com o ativador, contudo, com tempo de cura maior essas se equiparam. Ao comparar os resultados com amostras retiradas do campo, as amostras com ativador obtiveram menor influência das condições climáticas, apresentando fator campo/laboratório de 0,90 e 0,62, para amostras com e sem ativador, respectivamente. Através dos ensaios de placa, camadas 0,45m de diâmetro comportaram-se como se a fundação e a camada fossem um elemento único, punccionando sobre o solo. As camadas de 0,90m de diâmetro romperam pelo surgimento de trincas de tração na base das mesmas, contudo, a camada com álcali apresentou uma ruptura frágil e maior rigidez que as camadas sem ativador. Misturas pela primeira vez executadas em campo mostraram-se eficientes como uma alternativa ao uso do cimento portland, sendo a eficiência da fibra mais pronunciada para camadas sem presença do ativador alcalino. Através dos ensaios triaxiais foi possível verificar o comportamento de menor rigidez inicial e maior ductibilidade para amostras sem ativador.

Palavras-chaves: *Fundações superficiais; estabilização de solo; cimento álcali ativado; reforço com fibras; ensaio de placa; capacidade de carga.*

ABSTRACT

MESAVILLA, D. T. **Behavior of shallow foundations above layers of sand stabilized with alkali-activated cement reinforced with fibers.** 2020. 152p. Dissertation (Master in Geotechnics) - Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Physical-chemical stabilization has been an alternative solution to improve soil layers with low bearing capacity. However, due to the high energy consumption and greenhouse gas emissions generated by the production of Portland cement, new cements have recently emerged as a sustainable alternative. One of these cements is the so-called activated alkali, which allows the use of residues or by-products of various industries as precursors, mechanical responses close to traditional cements. Experiments demonstrated in full scale these cements are not yet fully understood, however studies with soil-cement layers have evidenced the deterioration of the layer through traction cracks at the base of them. In this way, the inclusion of fibers can control the propagation of cracks, changing the breaking behavior of the layers, providing a reduction in the brittle behavior of the layer. In this context, this research seeks to study the behavior of a sand stabilized with a cement based on the residue of ground glass and carbide lime, reinforced with polypropylene fibers and activated with sodium hydroxide, comparing with mixtures without the activator. The analysis is carried out through static load test tests in situ, with circular steel plates (0.30m) on cemented layers, of different diameters (0.45 and 0.90m), executed above a residual soil with low bearing capacity and cured for 120 days. After performing the plate test, specimens are removed from the layers and studies of simple compression, diametrical and triaxial compression tests. In addition, they were molded under controlled laboratory conditions and allowed to cure for 7, 14, 28, 60, 90 and 120 days, in order to assess straight evolution between those with and without an activator. The results showed that, under controlled laboratory conditions in a short period of time, strong resistance to greater compression for mixtures with the activator, however, with longer curing time, these were achieved. When comparing with the results of the withdrawals from the field, the one with activator obtained less influence of climatic conditions, field / laboratory factor of 0.90 and 0.62, with and without activator, respectively. Through the plate tests, 0.45m diameter layers behaved as if the foundation and the layer are a single element, punching on the ground. As 0.90m diameter layers broke through the emergence of traction cracks at the base of them, however, an alkali layer showed a fragile break and greater rigidity than the layers without activator. Mixtures for the first time performed in the field proved to be efficient as an alternative to the use of portland cement, with the efficiency of the fiber being more pronounced for layers without the presence of the alkaline activator. Through the triaxial tests it was possible to verify the behavior of lower initial stiffness and greater ductility for samples without activator.

Key-words: Shallow foundations; soil stabilization; activated alkali cement; fiber reinforcement; plate test; bearing capacity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Microestrutura de uma areia (a) não cimentada, (b) fracamente cimentada – 4% de cimento, (c) medianamente cimentada – 8% de cimento e (d) fortemente cimentada – 16% de cimento	24
Figura 2.2 – Comportamento tensão-deformação de uma areia siltosa para diferentes níveis de cimentação	25
Figura 2.3 – Tamanho da partícula de pó de vidro	28
Figura 2.4 – Reações da produção de gás acetileno	29
Figura 2.5 – Zonas de atividade da cal de carbureto	31
Figura 2.6 – Variação da resistência à compressão não confinada (q_u) com $\eta/Biv^{0,28}$ ajustado para misturas compactadas areia-vidro moído-cal de carbureto a 7 dias de cura	33
Figura 2.7 – Curva carga <i>versus</i> recalque misturas areia-cal de carbureto-pó de vidro	34
Figura 2.8 – Possíveis estruturas formadas em função da composição química do material álcali-ativado	36
Figura 2.9 – Modelo teórico do mecanismo de geopolimerização	37
Figura 2.10–Diagrama ternário dos principais géis formados a partir da composição do precursor	39
Figura 2.11–Evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura	40
Figura 2.12–Variação da resistência à compressão simples em função da molaridade	41
Figura 2.13–Efeito da adição do hidróxido de sódio e cal de carbureto, na resistência à compressão simples para o peso específico (γ_d) de 16,5 kN/m ³ , aos 7 dias de cura	42
Figura 2.14–Resistência à compressão simples aos 36 e 90 dias de cura	42
Figura 2.15–Principais tipos de fibras	48
Figura 2.16–Resultado ensaio de placa em camadas cimentadas e reforçada com fibras.	52
Figura 2.17–Modo de ruptura (a) Camada Areia - cimento, (b) Areia - cimento - fibra	52
Figura 2.18–Tensão desvio x deformação axial	53
Figura 2.19–Análise microestrutural de um solo com álcali-ativação a) Sem fibras, b) Com fibras.	55
Figura 2.20–Comportamento carga x recalque fundações superficiais	56
Figura 2.21–Tipos de ruptura a) generalizada, b) por puncionamento, c) localizada	57
Figura 2.22–Tipo de ruptura em função da profundidade e a densidade relativa	59
Figura 2.23–Superfície potencial de ruptura	60
Figura 2.24–Propagações de tensões segundo uma inclinação 2:1	63

Figura 2.25–Mecanismo de ruptura do solo pelo método de Meyerhof e Hanna (1978)	63
Figura 2.26–Mecanismo de ruptura progressiva para relações $H/D \leq 0,5$	65
Figura 2.27–Mecanismo de ruptura progressiva para relações H/D variando de 1,0 até 2,0	66
Figura 2.28–Ábaco para cálculo carga de ruptura de fundações apoiadas em sistema de dupla camada	67
Figura 2.29–Curva pressão x recalque relativo	69
Figura 2.30–Mecanismo de ruptura observado a) $H/D=0.25$ b) $H/D=1.0$	69
Figura 2.31–Esquema placa de prova de carga	72
Figura 2.32–Mecanismo de ruptura das camadas estabilizadas após ensaios de prova de carga	74
Figura 2.33–Resultados de carga aplicada <i>versus</i> recalque relativo	75
Figura 2.34–Resultados de previsão de carga de ruptura	76
Figura 2.35–Resultados de carga <i>versus</i> recalque de camadas de areia-vidro-cal sobre solo residual	76
Figura 2.36–Tipo de ruptura (a) puncionamento; (b) ruptura camada vista superior; (c) vista frontal	77
Figura 3.1 – Localização campo experimental	79
Figura 3.2 – Ensaio de penetração de cone	80
Figura 3.3 – Provas de carga em solo natural	80
Figura 3.4 – Granulometria solo residual	81
Figura 3.5 – Ensaios Oedométricos em escala logarítmica	82
Figura 3.6 – Ensaios compressão isotrópica em escala logarítmica	83
Figura 3.7 – Comportamento tensão x deformação para os ensaios triaxiais	83
Figura 3.8 – Deformação volumétrica x deformação axial	84
Figura 4.1 – Planta da disposição das cavas no campus experimental	87
Figura 4.2 – Esquema da prova de carga em campo	88
Figura 4.3 – Peneiramento Pó de Vidro	90
Figura 4.4 – Areia de Osório	91
Figura 4.5 – Curva granulométrica da areia de Osório	92
Figura 4.6 – Cal de Carbureto	93
Figura 4.7 – Curva granulométrica da cal de carbureto	93
Figura 4.8 – Difractometria de raio-x da cal de carbureto	94
Figura 4.9 – Pó de Vidro Moído	95
Figura 4.10–Curva granulométrica do Pó de Vidro Moído	96
Figura 4.11–Difractometria de raio-x do pó de vidro moído	97
Figura 4.12–Hidróxido de Sódio	98

Figura 4.13–Fibra de Polipropileno	98
Figura 4.14–Corpo de Prova	100
Figura 4.15–Ensaio de compressão simples	101
Figura 4.16–Ensaio de compressão diametral	101
Figura 4.17–Célula triaxial convencional marca Geonor	102
Figura 4.18–Montagem Triaxial: a) colocação membrana e o’rings; b) colocação da pedra pososa e papel filtro; c) posicionamento do top cap; d) colagem dos sensores de deslocamento; e) fechamento da câmara; e) amostra ao final do ensaio.	104
Figura 4.19–Etapas de moldagem a) abertura da cava; b) mistura na betoneira; c) preenchimento camada; d) cilindro cortante para verificação do peso específico; e) verificação do nível; f) camada finalizada.	106
Figura 4.20–Sistema de Reação	107
Figura 4.21–Placa sobre camadas sem atrito a) 45cm; b) 90cm.	108
Figura 4.22–Sistema de transmissão de carga	108
Figura 4.23–Exumação dos corpos de prova a) Retirados dos corpos de prova com uma serra copo b) Corpo de prova após retirada	110
Figura 5.1 – Relação da resistência entre amostras com e sem álcali com o tempo de cura	112
Figura 5.2 – Resistência à compressão simples em função do tempo de cura	113
Figura 5.3 – Variação da temperatura e precipitação pluviométrica com as semanas de cura das camadas no campo	114
Figura 5.4 – Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para resistência à compressão simples	116
Figura 5.5 – Gráficos de efeitos principais para resistência à compressão simples	116
Figura 5.6 – Interação entre fatores	117
Figura 5.7 – Carga <i>versus</i> recalque	118
Figura 5.8 – Tensão vertical <i>versus</i> recalque	118
Figura 5.9 – Comportamento Carga <i>versus</i> recalque camada sem álcali com e sem fibras	119
Figura 5.10–Tensão equivalente <i>versus</i> recalque relativo	121
Figura 5.11–Puncionamento camada de Dr45	122
Figura 5.12–Ruptura camada Dr90 Sem Álcali a) vista superior; b) vista frontal	123
Figura 5.13–Inclinação das trincas de tração na camada de Dr90 Sem Álcali	123
Figura 5.14–Ruptura camada Dr90 Com Álcali a) vista superior; b) vista frontal	124
Figura 5.15–Tensão desvio <i>versus</i> deformação axial amostras sem álcali	126
Figura 5.16–Variação volumétrica <i>versus</i> deformação axial amostras sem álcali	126
Figura 5.17–Tensão desvio <i>versus</i> deformação axial amostras com álcali	127
Figura 5.18–Variação volumétrica <i>versus</i> deformação axial amostras com álcali	127
Figura 5.19–Comparação da tensão <i>versus</i> deformação axial amostras sem álcali	128

Figura 5.20–Comparação da variação volumétrica <i>versus</i> deformação axial amostras sem álcali	128
Figura 5.21–Comparação da tensão <i>versus</i> deformação axial amostras com álcali	129
Figura 5.22–Comparação da variação volumétrica <i>versus</i> deformação axial amostras com álcali	129
Figura 5.23–Plano de ruptura das amostras do ensaio triaxial	130
Figura 5.24–Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência amostra sem álcali	131
Figura 5.25–Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência amostra com álcali	131
Figura 5.26–Carga de ruptura pelo critério $\delta/D = 3\%$	133
Figura 5.27–Estimativa da carga de ruptura para camadas com álcali	135
Figura 5.28–Estimativa da carga de ruptura para camadas sem álcali	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Composição química do Resíduo de Vidro	27
Tabela 2.2 – Composição química da Cal de Carbureto	30
Tabela 2.3 – Produtos precipitados após hidratação de cimentos	38
Tabela 2.4 – Comportamento de compósitos reforçados com fibras	55
Tabela 2.5 – Faixa de validade para aplicação do método proposto por THOMÉ (1999) .	68
Tabela 3.1 – Índices	82
Tabela 4.1 – Resumo de ensaios da pesquisa	85
Tabela 4.2 – Quantidade de materiais utilizados	86
Tabela 4.3 – Programa de provas de carga em campo.	89
Tabela 4.4 – Propriedades físicas da areia de Osório	92
Tabela 4.5 – Propriedades físicas da cal de carbureto	94
Tabela 4.6 – Composição química da Cal de Carbureto	95
Tabela 4.7 – Propriedades físicas do pó de vidro	96
Tabela 4.8 – Composição química do Pó de Vidro	96
Tabela 4.9 – Propriedades mecânicas das fibras	99
Tabela 4.10–Controle de compactação das camadas	105
Tabela 5.1 – Resultados médios de resistência à compressão simples e diametral	112
Tabela 5.2 – Fator Campo/Laboratório	113
Tabela 5.3 – Síntese dos resultados triaxiais	133
Tabela 5.4 – Parâmetros de resistência das amostras exumadas do campo	134
Tabela 5.5 – Estimativa e valores experimentais da carga de ruptura das provas de carga .	136

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SIMBOLOS

B	Largura da sapata
Br	Largura total da camada de reforço
c	Coesão do solo
Cc	Coefficiente de curvatura do solo
Cu	Coefficiente de uniformidade do solo
D	Diâmetro da sapata circular
Dr	Diâmetro da camada de reforço
e	Índice de vazios
emáx	Índice de vazios máximo
emín	Índice de vazios mínimo
E	Módulo de elasticidade
FS	Fator de segurança
H	Espessura do solo
Hr	Espessura da camada de reforço
k	Coefficiente de empuxo
L	Comprimento da fundação
Nc, Nq, N γ	Fatores de capacidade de carga
P	Carga aplicada
pa	Pressão atmosférica
Pu	Carga última
Q	Carga do solo
qt	Resistência a tração por compressão diametral
qt-direta	Resistência à tração obtida através do ensaio de tração direta
qu	Resistência a compressão simples
p'	Tensão normal média do ensaio triaxial
Su	Resistência ao cisalhamento não drenado
q	Tensão cisalhante efetiva do ensaio triaxial
Tr	Distância da borda da fundação à borda da camada melhorada
‘	Indicativo de "efetivo" (ex: γ' peso específico efetivo)
μ	Coefficiente de atrito
v	Coefficiente de Poisson
γ'	Peso específico efetivo

γ_d	Peso específico aparente seco
δ	Recalque
δ_{plast}	Recalque de início da plastificação
η	Índice aspecto
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_r	Tensão radial
σ_a	Tensão axial
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
AA	Álcali ativação
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
C-A-S-H	Silicato de cálcio hidratado
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
N-A-S-H	Aluminossilcatos alcalinos hidratados
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LVDT	Linear Variable Differential Transformers
NBR	Norma Brasileira
NM	Norma Mercosul
RCS	Resistência à compressão simples
RCD	Resistência à compressão diametral
SUCS	Sistema unificado de classificação dos solos
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande Do Sul

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	19
1.2	OBJETIVOS	21
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA	23
2.1.1	Solo - cimento	23
2.1.2	Utilização de Resíduos	25
2.1.2.1	Pó de Vidro Moído	26
2.1.2.2	Cal de Carbureto	28
2.1.3	Reações Pozolânicas	31
2.1.4	Ativação Alcalina	34
2.1.4.1	Estabilização química de solos através da ativação alcalina	39
2.1.4.2	Ativador	43
2.1.4.3	Variáveis determinantes	44
2.2	SOLOS REFORÇADOS	46
2.2.1	Tipos de Fibras	47
2.2.2	Comportamento de compósitos reforçados com fibras: Estudos Experimentais	49
2.3	CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	55
2.3.1	Comportamento de Ruptura	56
2.3.2	Método Analítico para Determinação da Capacidade de Carga	59
2.3.2.1	Capacidade de carga de solos estratificados	62
2.3.2.2	Capacidade de carga de sistemas dupla camada sendo a superior cimentada	65
2.3.2.3	Capacidade de carga de sistemas dupla camada sendo a superior cimentada considerando extensão lateral	68
3	CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO	78
3.1	LOCALIZAÇÃO	78
3.2	FORMAÇÃO	78
3.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	79
3.3.1	Ensaio de Campo	79
3.3.2	Ensaio de Laboratório	81

4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	85
4.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA	85
4.2	MATERIAIS E MÉTODOS	89
4.2.1	Coleta e preparação dos materiais	89
4.2.2	Caracterização física	91
4.2.3	Materiais utilizados na pesquisa	91
4.2.3.1	Areia	91
4.2.3.2	Precursores	92
4.2.3.3	Água	97
4.2.3.4	Ativador	97
4.2.3.5	Fibra	98
4.2.4	Moldagem e cura dos corpos de prova	99
4.2.5	Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral	100
4.2.6	Ensaio Triaxial	102
4.3	PROCEDIMENTO DE CAMPO	104
4.3.1	Execução das camadas cimentadas	104
4.3.2	Ensaio de Placa	106
4.3.2.1	Procedimento	109
4.3.3	Exumação da camada	109
5	RESULTADOS E ANÁLISES	111
5.1	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E COMPRESSÃO DIAMETRAL	111
5.1.1	Análise Estatística	115
5.2	PROVAS DE CARGA	117
5.2.1	Comportamento carga versus recalque	117
5.2.2	Normalização dos resultados	120
5.2.3	Mecanismo de ruptura	121
5.3	ENSAIOS TRIAXIAIS	125
5.3.1	Comportamento tensão versus deformação	125
5.3.2	Envoltórias de Resistência	130
5.3.3	Deformabilidade	132
5.3.4	Previsão da carga de ruptura	132
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	137
6.1	CONCLUSÕES	137
6.1.1	Resistência à compressão simples	137

6.1.2	Ensaio de prova de carga	138
6.1.3	Ensaio triaxiais	138
6.1.4	Previsão da capacidade de carga	139
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	140
	REFERÊNCIAS	141

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Com base em ensaios de investigação geotécnica do terreno, a descoberta de espessas camadas de solo com baixos índices de resistência e instabilidade volumétrica, geralmente, levam o projetista a recorrer por fundações profundas. Essas são capazes de transferir as cargas, predominantemente, através do atrito lateral, ou então, atravessam camadas de baixa resistência até serem assentes em camadas subjacentes de maior capacidade de suporte. Outra alternativa utilizada por geotécnicos é a substituição do solo local por um de melhores propriedades. No entanto, estas soluções técnicas podem inviabilizar um projeto, pois o investimento na fundação pode apresentar uma grande parcela do valor total do empreendimento.

Outra alternativa às técnicas citadas anteriormente, é a técnica de estabilização do solo, ao qual alteram-se as propriedades intrínsecas do solo natural, substituindo a utilização de fundações profundas por superficiais. O tipo de estabilização escolhido em qualquer projeto depende da natureza, da estrutura e das propriedades geotécnicas e físico-químicas do solo envolvido.

As técnicas de estabilização físico-química tem sido alvo de inúmeras pesquisas realizadas nos últimos anos, com ênfase na adição de cimento Portland e cal, ao qual já são utilizados com grande sucesso nas mais diversas áreas geotécnicas. Contudo, sabe-se que o processo de produção destes insumos provoca um macro-impacto ao meio ambiente, haja vista que esses processos demandam utilização intensa de recursos naturais, alto consumo energético e emissão de gases de efeito estufa (MAURY; BLUMENSCHNEIN, 2012). Portanto, há um interesse crescente no desenvolvimento de materiais mais sustentáveis, capazes de produzir níveis semelhantes de desempenho mecânico.

Nesse cenário, com o intuito de solucionar problemas ambientais, voltados a utilização destes materiais nas áreas da construção e geotecnia, diversas pesquisas evoluíram nos últimos anos, desenvolvendo cimentos alternativos a partir da utilização de resíduos ou subprodutos. Para devido aproveitamento, como compostos ligantes, os resíduos devem possuir algumas propriedades físico-químicas que propiciem os processos necessários a estabilização de solos. Alguns deles já estudados por pesquisadores, entre os quais destaca-se: cinza volante (CRISTELO et al., 2011), cal de carbureto (SALDANHA, 2018), escória de alto-forno (RIOS et al., 2016b), cinza de cascas-de-arroz (MEJIA et al., 2012), pó de vidro moído (SCHEUERMANN FILHO, 2019), metacaulim (ALONSO; PALOMO, 2001), dentre outros.

No entanto, os problemas ambientais também estão atrelados à disponibilidade desses resíduos dentro de uma zona ótima, isto é, com certa proximidade aos locais de eventual uso, pois o transporte tende a ser um fator importante na avaliação ambiental de determinado material (ROCHA et al., 2016). Nesse contexto, o resíduo de vidro, devidamente moído, pode ser uma alternativa, dado que grandes centros urbanos geram toneladas de resíduos desse tipo, os quais, eventualmente, acabam não sendo reciclados ou devidamente reutilizados e são dispostos em aterros sanitários (MOHAJERANI et al., 2017). Outra alternativa em potencial é a cal de carbureto, proveniente da produção do gás acetileno, ao qual contém uma parcela expressiva de hidróxido de cálcio. Atualmente este resíduo pode ser obtido em aterro, descartado por uma empresa, nas proximidades da região metropolitana de Porto Alegre (SALDANHA, 2018).

O desenvolvimento de um cimento alternativo, dito como, cimento álcali-ativado, utilizando uma mistura de pó de vidro moído, cal de carbureto e hidróxido de sódio, tem demonstrado um aprazível desempenho mecânico a curto e longo prazo (DAASSI-GLI, 2020). O processo de ativação alcalina resulta da mistura de um material rico em aluminossilicatos, finamente moído e com porcentagem adequada de estrutura amorfa, com um ativador alcalino (líquido ou sólido). Essa solução ativadora tem a função de dissolução e quebra da estrutura dos aluminossilicatos presente no precursor, por apresentar um elevado pH, deste modo, as reações concedem um material com propriedades cimentícias, mais resistentes da óptica mecânica, com maior durabilidade e estabilidade, atingidas com grau de rapidez maior que as reações pozolânicas. Neste sistema, a cal, presente em alguns precursores, age como catalisadora das reações, para que não sejam necessárias altas temperaturas de cura (PINTO, 2004; RIOS et al., 2016a).

Algumas pesquisas, acerca dos cimentos álcali-ativados, já foram desenvolvidas com êxito em escala laboratorial, contudo, não há um claro entendimento do comportamento desses cimentos em escala real e condições reais de campo, relacionados com a concepção de camadas álcali-ativadas para assentamento de fundações superficiais. Experiências demonstradas em alguns estudos, com relação à camadas de solo-cimento para fundações superficiais são de que o agente cimentante contribui para a melhoria das propriedades mecânicas do solo, aumentando a capacidade de carga e reduzindo recalques.

Entretanto, a parte inferior de uma camada artificialmente cimentada, executada sobre um solo de menor resistência, estará submetida a tensões de tração quando submetida ao carregamento, provocando o seu deterioramento pelo surgimento de trincas de tração. A formação das trincas acarreta na perda da capacidade de suporte da camada cimentada, ou seja, as cargas que deveriam ser absorvidas pelo solo estabilizado são transferidas para o solo subjacente de baixa resistência (THOMÉ et al., 2005; ROSSI, 2019).

Em virtude dos fatos mencionados, a técnica de reforço da mistura solo-cimento, através da

inclusão de fibras, pode vir a colaborar com o controle da propagação das fissuras, não sanando totalmente as mesmas, mas beneficiando as propriedades mecânicas do material no estado pós-fissuração. À vista disso, pesquisas mostram que mesmo após sofrer grandes deformações, as fibras continuam agindo como reforço (VENDRUSCULO, 2003). O comportamento de ruptura, de misturas solo-cimento-fibra, foram avaliadas em comparação com misturas solo-cimento, não se verificando o mesmo padrão de fissuramento. No caso de camadas com fibras ocorreu a formação de uma zona de cisalhamento ao redor da borda da placa (VENDRUSCULO, 2003).

Sendo assim, para melhor compreensão do desempenho e do comportamento de ruptura de camadas de solo estabilizadas com cimento alternativo e adição de fibras, assentes sobre um solo de baixa capacidade de suporte, conduziu-se uma análise através de ensaios de prova de carga *in situ*. A partir deste estudo, busca-se contribuir para a área geotécnica de modo a utilizar-se fundações superficiais, sobre uma camada estabilizada com um cimento alternativo e reforçada mais sustentável, levando a uma solução mais confiável e possivelmente a uma redução no fator de segurança do projeto, uma vez que a inclusão da fibra reduz drasticamente a resposta quebradiça do sistema solo-fundação (CONSOLI et al., 2003a).

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é estudar o comportamento de uma areia fina através da álcali-ativação de resíduos (pó de vidro e cal de carbureto) e reforçada com fibras de polipropileno, visando a utilização deste novo material como camada de suporte de fundações superficiais assentes sobre solo de baixa capacidade de suporte.

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

- a) Analisar a influência de camadas álcali-ativadas com hidróxido de sódio em comparação com camadas sem o ativador, no comportamento carga x recalque dos ensaios de placa;
- b) Definir os mecanismos de ruptura de fundações superficiais apoiadas sobre as camadas estabilizadas e reforçada com fibras, a partir de distintos diâmetros;
- c) Avaliar a evolução da resistência de amostras realizadas em condições controladas de laboratório, em comparação com condições reais do campo;
- d) Avaliar a adequação de métodos de capacidade de carga existentes para as camadas estudadas;
- e) Definir os parâmetros de resistências e deformabilidade das misturas;

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

A organização desta pesquisa de mestrado é dividida em capítulos, o qual serão aqui elucidados.

O **Capítulo 1** aborda a introdução do estudo, onde se delimita o problema e a relevância da pesquisa, e se define o objetivo geral e os objetivos específicos a serem alcançados na pesquisa.

O **Capítulo 2** apresenta uma revisão da literatura atual sobre os aspectos relevantes do tema abordado, com o objetivo de fornecer ao leitor uma visão geral dos aspectos relevantes na área de estabilização de solos com cimentos ativados por álcali, camadas reforçadas com fibras e capacidade de carga de fundações superficiais.

O **Capítulo 3** delimita-se a caracterização do solo de base das camadas do campo experimental.

Um programa experimental detalhado foi apresentado no **capítulo 4**, relatando os materiais e métodos utilizados, as relações pesquisadas assim como os ensaios realizados.

O **capítulo 5** é destinado a análise dos dados obtidos dos ensaios de campo e laboratório.

No **capítulo 6** serão expostas as principais conclusões da pesquisa, bem como sugestões para um aprofundamento do estudo em trabalhos futuros.

Por fim, são consolidadas as referências bibliográficas que suportam as várias fases de desenvolvimento desta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA

Com o desencadear do crescimento populacional e dos grandes centros urbanos, gradativamente, as obras de engenharia geotécnica vem ocupando espaço, isto devido à expansão das cidades para zonas até então refutadas. Deste modo, a utilização de terrenos com características de baixa capacidade de suporte os tornava inutilizáveis ou até encarecia o custo das obras. Sendo assim, fez-se necessário a busca por soluções para viabilizar a ocupação destes solos.

Uma solução que vem sendo muito difundida e estudada é a estabilização de solos, que nada mais é do que, procedimentos que visam a melhoria das propriedades mecânicas do mesmo, sobretudo, propriedades que influenciem na resistência, deformação, permeabilidade e durabilidade (MITCHELL, 1994). Dentre os diversos tipos de estabilização encontra-se a química, que será tema desta pesquisa de mestrado.

Pesquisas realizadas através de estabilização química de solos com uso de cimento Portland e cal são amplamente difundidas e estudadas na área de geotecnia, podendo se citar alguns autores como Núñez (1991), Thomé (1994), Vendrusculo (2003), Foppa (2005) e Rossi (2019). A adição destes aditivos possibilita uma troca iônica e reações de cimentação com a matriz do solo, melhorando as propriedades mecânicas e hidráulicas (KÉZDI, 1979).

A eficácia da estabilização abrange uma ampla variedade de solos, agindo de maneira distinta em cada um, a depender da granulometria e índice de vazios. Com exceção de solos contendo mais de 2% de matéria orgânica e pH inferior a 5,3 (ACI, 2009). Ao trabalhar-se com uma matriz de solo granular estabilizada, sem presença de argila, segundo Leon (2018), a cimentação ocorre nos pontos de contato entre os grãos, desta maneira, a eficiência será maior quanto melhor for a distribuição granulométrica do solo e quanto menor for o índice de vazios, visto que desta maneira haverá mais pontos de contato entre os grãos.

2.1.1 Solo - cimento

Como mencionada pela NBR 12253/12, Solo - cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento, o solo - cimento é uma mistura de solo com cimento Portland e água, ao qual alcança determinada resistência após a ocorrência das reações de hidratação e endurecimento, mantendo-se estável com o tempo, mesmo em contato com água (ABNT, 2012c).

O cimento Portland, utilizado nestas misturas, é um material inorgânico que após passar por processos químicos apresenta componentes como: óxido de cálcio (CaO) extraído do carbonato de cálcio (CaCO₃) que após aquecimento libera gás carbônico (CO₂), óxido de silício (SiO₂), óxido de alumínio (Al₂O₃), óxido de ferro (Fe₂O₃), extraídos da argila, água (H₂O) e trióxido de enxofre (SO₃) (VIEIRA, 2010).

Uma das maiores diferenças na estabilização de um solo com cimento e cal é que, o cimento, por já possuir sílica, alumina e cálcio na composição, consegue produzir reações pozolânicas na maioria dos solos, necessitando apenas de água. Já a cal, não possui sílica e alumina em estado amorfo como componente, por este fato, ela necessita que o solo a ser estabilizado possua estas propriedades, para que a mesma faça a quebra das partículas do material para as reações ocorrerem (MUKESH; PATEL, 2012).

O comportamento de solos granulares cimentados pode ser dividido em estágios, sendo estes representativos de quantidade de agente cimentante na matriz. Segundo Chang e Woods (1992) para areias fracamente cimentadas o agente cimentante envolve ligeiramente a superfície dos grãos proporcionando uma cimentação inicial. Conforme aumenta o agente, para um nível mediano, há uma cimentação no contato entre as partículas e um preenchimento de vazios. Em um estágio final, onde a adição de cimento é elevada, este preenche quase todos os vazios e neste caso grande parte das reações já ocorreram, sendo difícil distinguir solo de cimento. A partir da Figura 2.1 é possível visualizar este processo em uma análise microscópica.

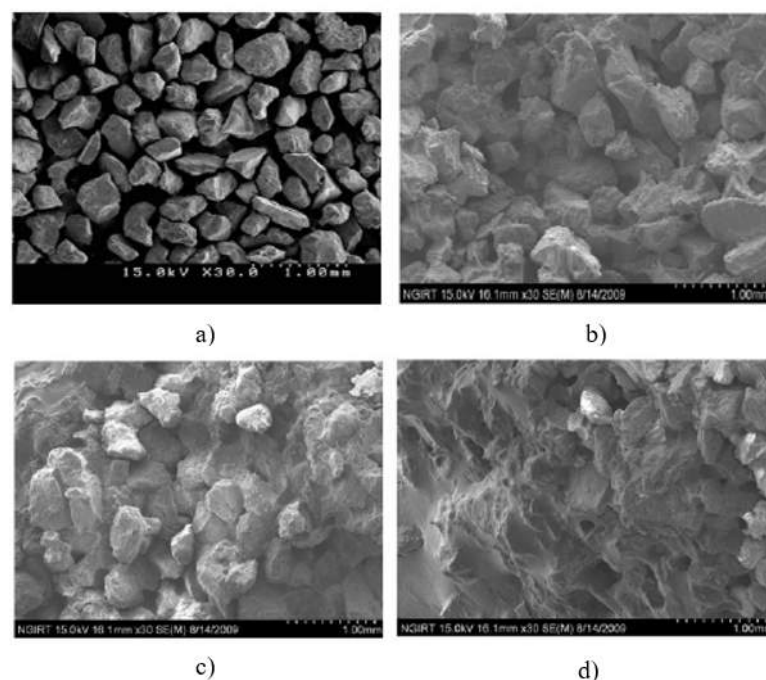


Figura 2.1 – Microestrutura de uma areia (a) não cimentada, (b) fracamente cimentada – 4% de cimento, (c) medianamente cimentada – 8% de cimento e (d) fortemente cimentada – 16% de cimento (Adaptado de Park (2010)).

Segundo dados de uma pesquisa realizada por Schnaid et al. (2001), o comportamento tensão-deformação de solos artificialmente cimentados, inicialmente, tende a ser mais rígido e linear do que o solo natural, apresentando deformações elásticas, até atingir um ponto de plastificação. A partir deste ponto de plastificação o solo passa a sofrer por deformações plásticas e irreversíveis. A matriz de solo-cimento é caracterizada como frágil, sendo acentuada com o aumento da quantidade de cimento. O aumento da cimentação também proporciona aumento da resistência, como visto na Figura 2.2.

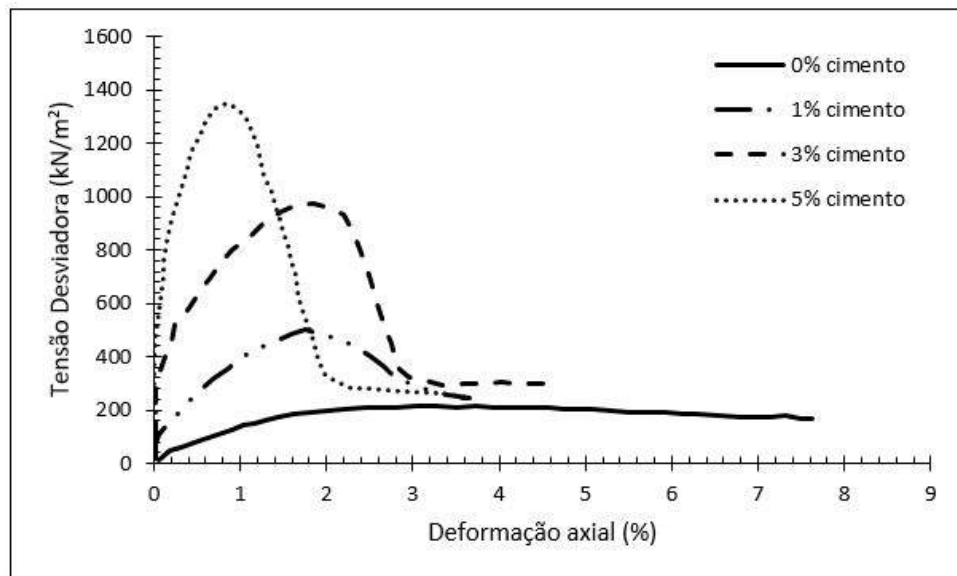


Figura 2.2 – Comportamento tensão-deformação de uma areia siltosa para diferentes níveis de cimentação (Adaptado de Schnaid et al. (2001)).

2.1.2 Utilização de Resíduos

Visto que há um elevado gasto energético na produção de cimento, só no Brasil cerca de 69 milhões de toneladas por ano e, uma vez que, a cada tonelada de cimento são produzidos 900kg de CO₂, de forma a agravar o fenômeno do efeito estufa (FREIRE, 2016). Nesse sentido, de maneira a reduzir o impacto ambiental gerado na produção do mesmo, torna-se necessário a busca por novos materiais como substitutos do cimento na estabilização de solos.

Concomitantemente, constatou-se o crescimento acelerado da geração de resíduos industriais, sendo que, a falta de um gerenciamento adequado é um dos agravantes da poluição ambiental. A fim de mitigar esses dois impasses e de modo a desenvolver sustentabilidade no ramo da pesquisa, diversos são os estudos que buscam utilizar os resíduos industriais como um novo material para substituição do cimento.

Nesse âmbito, encontra-se algumas notáveis pesquisas voltadas ao melhoramento das propriedades geotécnicas dos solos, ao qual, partem da utilização conjunta de resíduos que conferem

propriedades pozolônicas e de alta alcalinidade. Sendo, respectivamente, resíduos como a cinza volante, cinza de casca de arroz, cinza de bagaço de cana-de-açúcar, escória de alto forno, pó de vidro moído, dentre diversos outros materiais (MASSAZZA, 1993). E com uma parcela considerável de hidróxido de cálcio, a cal de carbureto é definida como um resíduo de ativação alcalina (SALDANHA, 2018).

Efetivamente, uma mistura possui característica cimentícia quando um material com aspecto pozolânico, material esse silicoso ou sílico-aluminoso, possui granulometria fina e reage com um hidróxido de cálcio na presença de umidade, desta forma gera um composto aglomerante, como os silicatos e os aluminatos de cálcio hidratado (MASSAZZA, 1993).

2.1.2.1 Pó de Vidro Moído

Em virtude da elevada geração de resíduos industriais, o uso destes materiais é cada vez mais estudado por pesquisadores, tornando a reciclagem e utilização nas pesquisas uma alternativa mais satisfatória do que um simples descarte em aterros sanitários, ao qual ocupam um espaço cada vez mais escasso e demoram milhares de anos para se deteriorar (SHI; ZHENG, 2007). Sendo assim, alguns estudos buscam a inclusão do vidro como um resíduo por inúmeras finalidades, desde agregado na produção de concreto à pozolana na produção de novos cimentos (PARK; LEE, 2004), (CHEN et al., 2006), (ABDALLAH, 2014), (JONY et al., 2011).

De acordo com a Associação Brasileira das Indústrias de Vidro – ABIVIDRO (2019), o vidro é um resíduo que pode ser reciclado uma infinidade de vezes, porém se descartado na natureza pode demorar até cerca de 5000 anos para se deteriorar. Ainda que possa ser reutilizado e reciclado para utilização em um novo vidro, isso implica em uma série de processos, tais como: separação seletiva quanto a cor e tipo, limpeza e descontaminação, quebra em tamanhos homogêneos, dentre outros que encarecem o processo (SHAYAN; XU, 2004)

O vidro pode ser classificado como um material inorgânico, sólido e amorfo, isto é, não há uma ordem atômica, sendo obtido a partir do resfriamento de uma mistura de elementos (ASTM, 2017). Sua composição pode ser variável, a depender das propriedades características de cada um, tais como: índice de refração, coloração, viscosidade e durabilidade. Consistindo, principalmente, na fusão a altas temperaturas (1500°C – 1600°C) de sílica (SiO₂), óxido de sódio (Na₂O) e óxido de cálcio (CaO) (MOHAJERANI et al., 2017). Bauer (1994) diz que, caso não houvesse adição de cálcio o material não seria sólido e poderia ser solúvel em água.

A composição mineralógica predominante no vidro é apresentada por alguns autores, ao qual, baseiam-se na cor e tamanho das partículas da amostra, a partir de ensaios de FRX (Fluorescência de Raio X), sendo clara a elevada porcentagem de sílica presente no resíduo, como mostrado na

Tabela 2.1 (TORRES-CARRASCO et al., 2014).

Tabela 2.1 – Composição química do Resíduo de Vidro

%	Tipo de Vidro (tamanho da partícula μm)											
	Claro			Verde			Marrom			Misturado		
	<45	45 - 90	>125	<45	45 - 90	>125	<45	45 - 90	>125	<45	45 - 90	>125
SiO ₂	71,4	70,8	70,9	70,7	70,2	71,3	70,7	70,9	69,9	70,7	71,0	71,2
Al ₂ O ₃	1,7	1,8	1,7	2,1	2,0	2,0	2,1	2,1	2,5	2,0	2,1	2,2
Fe ₂ O ₃	0,1	0,1	0,1	0,5	0,6	0,5	0,6	0,5	0,6	0,5	0,4	0,4
MgO	3,2	3,2	3,1	1,1	1,1	1,1	0,9	1,0	0,8	1,2	1,2	1,2
CaO	9,12	9,4	9,7	11,8	12,4	11,4	12,3	12,0	13,2	11,8	11,7	11,3
Na ₂ O	11,5	11,7	11,4	12,0	12,1	12,1	11,6	12,0	11,4	11,7	11,6	11,9
K ₂ O	2,6	2,6	2,7	1,0	1,1	1,0	1,1	1,0	1,2	1,1	1,1	1,1
TiO ₂	0,05	0,06	0,06	0,07	0,09	0,08	0,09	0,09	0,09	0,11	0,11	0,1
P ₂ O ₅	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,04	0,04	0,04

Fonte: Torres-Carrasco et al. (2014).

Para que um material apresente reações pozolânicas ele deve apresentar algumas características fundamentais, como reatividade da sílica amorfa em meio alcalino e possuir uma elevada superfície específica. Diante disso, estudos têm investigado as propriedades pozolânicas do pó de vidro e seu uso como substituto do cimento, tanto na produção de concreto como na utilização como estabilizador de solos (SHI; ZHENG, 2007).

A granulometria do vidro é um dos grandes fatores que influenciam a reatividade da sílica, pois quando incorporado às misturas cimentícias as reações são proporcionais a superfície específica do material, de modo que a área exposta pelas partículas será tanto maior quanto menor forem essas partículas (LOTHENBACH et al., 2011).

Em 1996 pesquisas demonstraram que o vidro poderia apresentar atividade pozolânica em partículas inferiores a 45 μm (MEYER et al., 1996). Shao et al. (2000) mediram a resistência das misturas cal-vidro como o índice pozolânico de três pós de vidros:

- **Passante na peneira #100:** vidro com partículas 150 μm apresentou resistência da mistura muito abaixo do limite, porque o tamanho do vidro era muito grosseiro para oferecer atividade pozolânica;
- **Passante na peneira #200:** vidro com partículas 75 μm foi o que apresentou uma resistência mediana, comparado com os demais;
- **Passante na peneira #400:** vidro com partículas 38 μm atingiu os requisitos mínimos logo nos primeiros 7 dias de cura, aumentando aos 21 dias.

Já para Papadakis e Tsimas (2002), as propriedades pozolânicas eram evidenciadas em granulometrias abaixo de 300 μm e, abaixo de 100 μm a reatividade era superior à da cinza volante.

Grande parte das pesquisas atuais, que utilizam o vidro como pozolana, empregaram como processo de obtenção do pó de vidro um moinho de bolas, sendo que, todos recorrem a granulometria inferior a 75 μm . A Figura 2.3 apresenta uma ilustração do tamanho das partículas após a moagem do vidro em um moinho de bolas apresentado na pesquisa de Aliabdo et al. (2016).

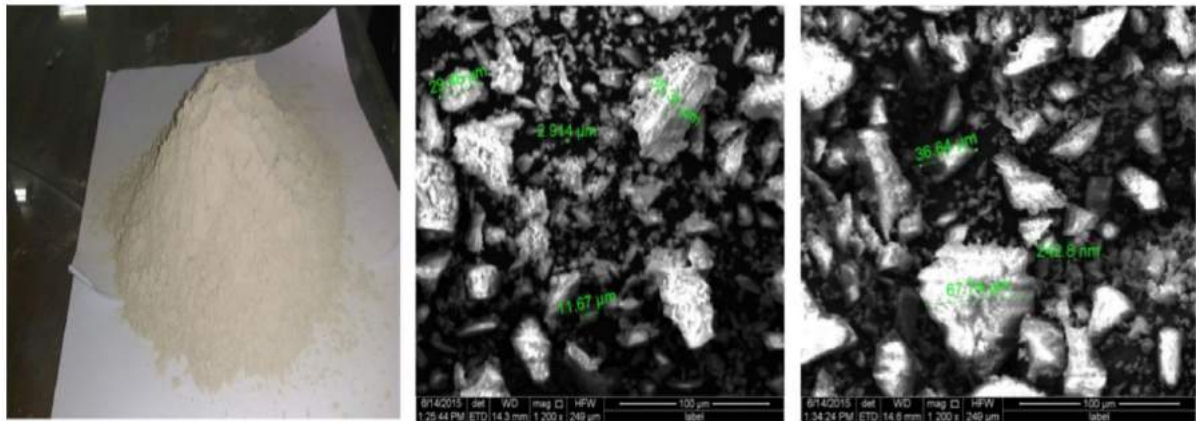


Figura 2.3 – Tamanho da partícula de pó de vidro (Aliabdo et al. (2016)).

Islam et al. (2017), Mohajerani et al. (2017), Benny et al. (2017), Winter (2018) e Scheuermann Filho (2019), utilizaram o vidro em suas pesquisas, alguns como substituto ao cimento no concreto e outros para adição em misturas para estabilização de solo. A partir dos ensaios realizados comprovaram que a resistência a compressão, tanto do concreto quanto das misturas com solo causou redução das resistências no período inicial de cura. Porém a influência maior na resistência se deu a longos períodos de cura, até cerca de 28 dias, aumentando resistência e consequentemente os parâmetros constitutivos das misturas com solo, comparado com misturas de cimento. Segundo as pesquisas citadas um dos fatores que podem ter impactado nos resultados foi que, em períodos curtos ainda não houve tempo suficiente para reação do hidróxido de cálcio com os silicatos presentes no pó de vidro moído (ALIABDO et al., 2016).

2.1.2.2 Cal de Carbureto

Sub produto gerado a partir da produção do gás acetileno, a cal de carbureto é um resíduo composto por hidróxido de cálcio. Na produção de gás acetileno utilizasse dois compostos, carbureto de cálcio (CaC_2) e água (H_2O), sendo o carbureto a junção de óxido de cálcio (CaO) com carvão. A reação é de caráter exotérmico, ou seja, o gás é gerado de uma produção de calor, restando então o resíduo chamado de cal de carbureto. O processo e as reações que envolvem a produção podem ser visualizadas na Figura 2.4.

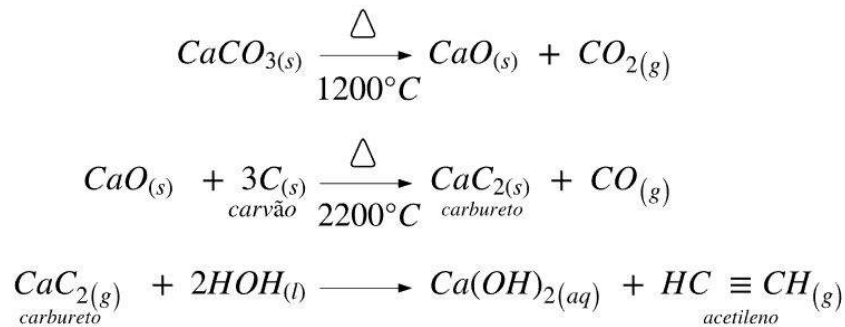


Figura 2.4 – Reações da produção de gás acetileno
(L A Souza (2020)).

O gás acetileno tem grande aplicabilidade na indústria, usualmente pode ser empregado como matéria prima na produção de diversos compostos orgânicos, tais como: ácido acético, borrachas sintéticas, plásticos, fios têxteis, etc. Sua maior aplicabilidade é como gás combustível no processo oxicorte em virtude do mesmo ser o gás que, em combustão alimentada pelo gás oxigênio, consegue gerar a chama com a maior temperatura e de maior concentração em comparação com diversos gases combustíveis, podendo chegar a uma chama com temperaturas de cerca de 3000°C.

Para produzir 100m³/h de gás acetileno é gerado de dez a dose toneladas de resíduo de cal de carbureto, visto que, só no Brasil são geradas cerca de 17.000 toneladas de resíduo ao ano. Este substrato é armazenado em lagoas de decantação, após o processo de produção essa apresenta cor acinzentada, que deve-se à presença de carbono em pequena quantidade, resultante de reações químicas incompletas. A cal encontra-se em uma forma mais viscosa, uma vez que, 60 a 70% do material está na forma líquida. Para obtenção de 4,5 kg de cal são necessário 1m³ de pasta (SALDANHA, 2018).

Dada a composição química da cal de carbureto, exposta na Tabela 2.2, o material é rico em óxido de cálcio livre, o que possibilita sua implementação como substituto das cales comerciais. Devido suas propriedades físicas e químicas esse resíduo pode ser reciclado e empregado em inúmeros âmbitos, pode ser utilizado em processos industriais, na produção de argamassa, na correção do pH de solos, tratamento de água e esgoto e, como estabilização de solos. Desta forma previne-se o impacto gerado no descarte deste resíduo em aterros e no meio ambiente e, a redução da exploração de jazidas de calcário para produção de cales comerciais, já que, a cada tonelada de cal comercial produzida são gerados 1,1 tonelada de dióxido de carbono, maior causador do efeito estufa (MME, 2009).

Tabela 2.2 – Composição química da Cal de Carbureto

Óxido	Scheuermann Filho (2019)	Horpibulsuk et al. (2013)	Vichan e Rachan. (2013)	Jiang et al. (2016)
CaO	74,00%	70,78%	83,10%	68,99%
SiO ₂	3,10%	6,49%	5,71%	2,84%
Al ₂ O ₃	0,46%	2,55%	2,61%	2,16%
Fe ₂ O ₃	0,26%	3,25%	0,72%	0,15%
MgO	0,72%	0,69%	0,80%	0,12%
SO ₃	0,54%	0,66%	0,05%	0,76%

Fonte: adaptado de Scheuermann Filho (2019)).

Uma questão importante que se deve ter com este resíduo, é o cuidado para que ele não tenha reagido com o dióxido de carbono, presente na água e no ar, essa reação ocasiona na carbonatação e formação do carbonato de cálcio. Caso o material seja estocado ao ar livre na presença de umidade, com o tempo, poderá inviabilizar a reação entre óxido de cálcio, sílica e alumina, diminuindo a capacidade de cimentação na estabilização de solos (HARTY; THOMPSON, 1973).

Carraro (1997) realizou um estudo viabilizando a utilização de misturas de solo-cinza-cal, o autor demonstrou a importância que a cal de carbureto teve como influenciadora direta nas reações pozolânicas e consequente cimentação, produzida a partir das reações físico-químicas. Nesse estudo, apoiado em ensaios triaxiais, ensaios de compressão simples e diametral, Carraro (1997) percebeu que a estabilização do solo com misturas cinza-cal era influenciada pelos mais variados fatores como: as condições de cura (temperatura e umidade relativa), densidade, tempo de cura e a relação entre cinza e cal.

Através da verificação da aplicabilidade de aterros estabilizados com cal de carbureto e cinza pesada, para apoio de fundações superficiais, Thomé (1999) retrata que, a cal foi um relevante agente para que houvesse reações de cimentação. Da mesma forma, o autor evidenciou que, a granulometria natural não passaria nas especificações padrão da norma americana de cal hidratada, para estabilização de solos (C-977), porém a granulometria não deveria ser um impeditivo, pois o que importa é a afinidade com os silicatos e aluminatos para haver as reações pozolânicas, podendo haver processamento da mesma antes do uso.

Já Consoli et al. (2001), estudaram misturas de cal de carbureto e cinza volante na estabilização de um solo, a partir de ensaios triaxiais com mesma tensão de confinamento verificaram que, quanto maior a quantidade de cal na mistura maior era a resistência de pico encontrada e menor a deformação obtida para a resistência de pico. A adição da cal à mistura de cinza e solo causou alterações a curto prazo nos parâmetros geotécnicos, porém após 28 dias de cura as reações pozolânicas aumentaram a rigidez e a fragilidade das amostras.

O papel da cal de carbureto na estabilização de uma argila marinha, foi verificado por Phetchuay et al. (2016) através de ensaios de resistência a compressão simples não confinada. A cal foi dividida em zonas de acordo com seu conteúdo e, respectivas resistências encontradas. A zona denominada ativa, apresentou melhores resultados de resistência, no qual a faixa de valores ficou entre 7 e 12% de cal. Quando a porcentagem de cal excede os 12%, a dissolução da concentração de Ca(OH)_2 é prejudicada e a resistência diminui, como mostra a Figura 2.5.

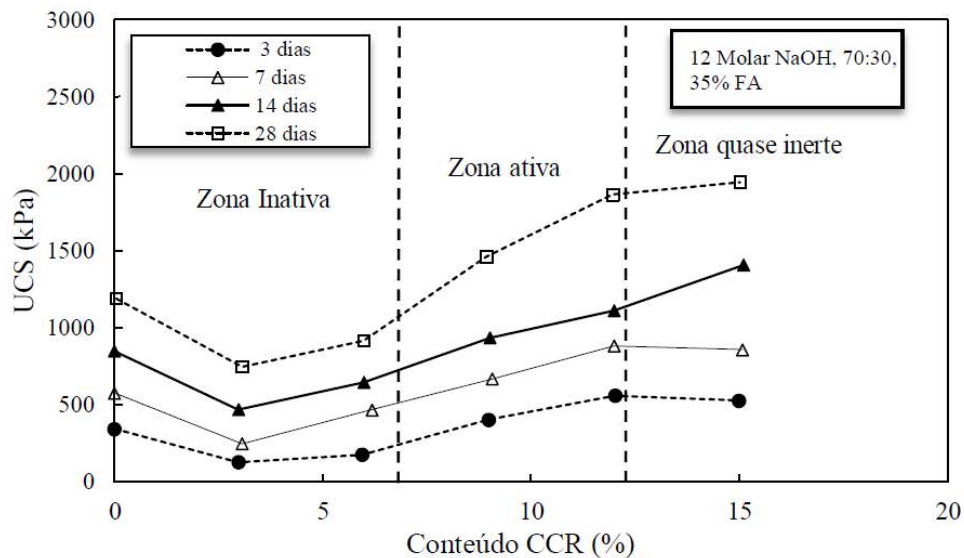
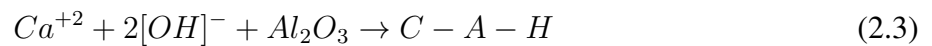
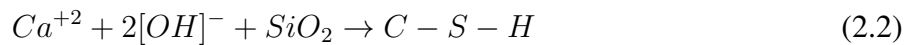


Figura 2.5 – Zonas de atividade da cal de carbureto (Adaptado de Phetchuay et al. (2016)).

2.1.3 Reações Pozolânicas

Um sistema capaz de produzir reações pozolânicas é composto por sílica/alumina (pozolana) + hidróxido de cálcio + água. A combinação destes três materiais após endurecimento gera um composto hidratado com características cimentícias (MASSAZZA, 2004). Essas reações são caracterizadas pela interação da pozolana em fase amorfa com o hidróxido de cálcio na presença de umidade, para isso deve haver uma dissolução da sílica e/ou alumina com a solução.

O produto final proveniente das reações entre hidróxido de cálcio e uma pozolana gera um gel, pouco cristalino, com propriedades cimentantes denominados silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e aluminatos de cálcio hidratados (C-A-H), apresentando uma estrutura que vai sendo densificada ao longo do tempo, conforme as reações de hidratação vão ocorrendo. Seguindo a ordem de que inicialmente ocorre a dissociação do óxido de cálcio na água, expressa na Equação 2.1 e sucessivamente as reações desse com a sílica e a alumina expressa na Equação 2.2 e Equação 2.3.



Onde: C = CaO , S = SiO_2 , A = Al_2O_3 e H = H_2O

O hidróxido de cálcio adicionado a água libera íons de cálcio que aumentam o pH, esse aumento do pH da solução irá depender de quantos íons serão liberados e de quanto é a solubilidade do hidróxido de cálcio (AHLBERG; BARENBERG, 1975). Após essa dissociação, os íons são absorvidos pelas partículas amorfas da pozolana, no qual proporcionarão a floculação e a alteração da granulometria da mesma. Para ocorrerem as reações deve haver a dissolução da sílica/alumina, na fase amorfa, que depende da alcalinidade da solução.

Segundo Brouwers e Van Eijk (2003) a solubilidade de uma sílica com estrutura amorfa sob ação do hidróxido de cálcio é relativamente estável em uma solução com pH próximo a 12,6, porém para uma solubilização mais expressiva seria necessário um pH mínimo de 13,3. Além do pH a solubilidade irá depender da temperatura de cura, do grau de amorficidade e da superfície específica da pozolana, quanto maior o desarranjo estrutural e instabilidade em meio básico mais intensas são as reações pozolânicas.

Existe uma complexidade ao acompanhar a evolução das fases ativas da pozolana ao longo do processo de hidratação, desta forma avaliasse o progresso da reação pozolânica a partir da diminuição de cal que se encontra livre no sistema. Isso se deve ao fato das reações pozolânicas serem intimamente relacionadas com a máxima quantidade de cal que uma pozolana pode combinar e com a taxa na qual isso ocorre.

As reações pozolânicas costumam ser de caráter lento, assim como a taxa de liberação de calor, o que reflete em uma baixa velocidade de desenvolvimento de resistência. À vista disso, a temperatura é um fator determinante nas reações, ela atua como catalisadora das mesmas, um aumento na temperatura proporciona um maior consumo de óxido de cálcio acelerando o desenvolvimento do produto gerado a partir das reações, da mesma forma que o tempo de cura, maiores tempos podem desenvolver maiores compostos cimentícios (MASSAZZA, 2004; CONSOLI et al., 2014).

Estudo realizado por Dalla Rosa (2009), mostrou que para períodos maiores de cura e maiores teores de pozolana e de cal implicam em maior atividade pozolânica e, conseqüentemente, melhor resposta mecânica, já em um estudo realizado por Ingles e Metcalf (1973) os resultados foram

divergentes, porém seus tempos de cura eram baixos, desta forma acredita-se que ainda não haviam ocorrido as reações pozolânicas na mistura.

Através de estudo avaliando a resistência, rigidez e durabilidade de misturas de areia, cal de carbureto e pó de vidro, Consoli et al. (2018) identificaram respostas satisfatórias em um período de 7 dias de cura. Os autores avaliaram respostas mecânicas de misturas com concentrações de 3, 5 e 7% de cal de carbureto e 10, 20 e 30% de pó de vidro moído, além disso, as dosagens foram realizadas para um peso específico aparente seco de 15,5, 16,5, 17,5 e 18,5 kN/m³ a uma umidade de 11%.

Os autores também validaram uma metodologia comparando a resistência, a rigidez e a durabilidade do material em função de $\eta/Biv^{0,28}$ (porosidade/teor de agente cimentante). O expoente externo 0,28 se mostrou similar ao indicado na literatura para solos artificialmente cimentados com cimento Portland. Uma correlação única foi encontrada para todas as misturas de areia de Osório, pó de vidro e cal de carbureto, para os sete dias de cura, como pode ser visualizado na Figura 2.6.

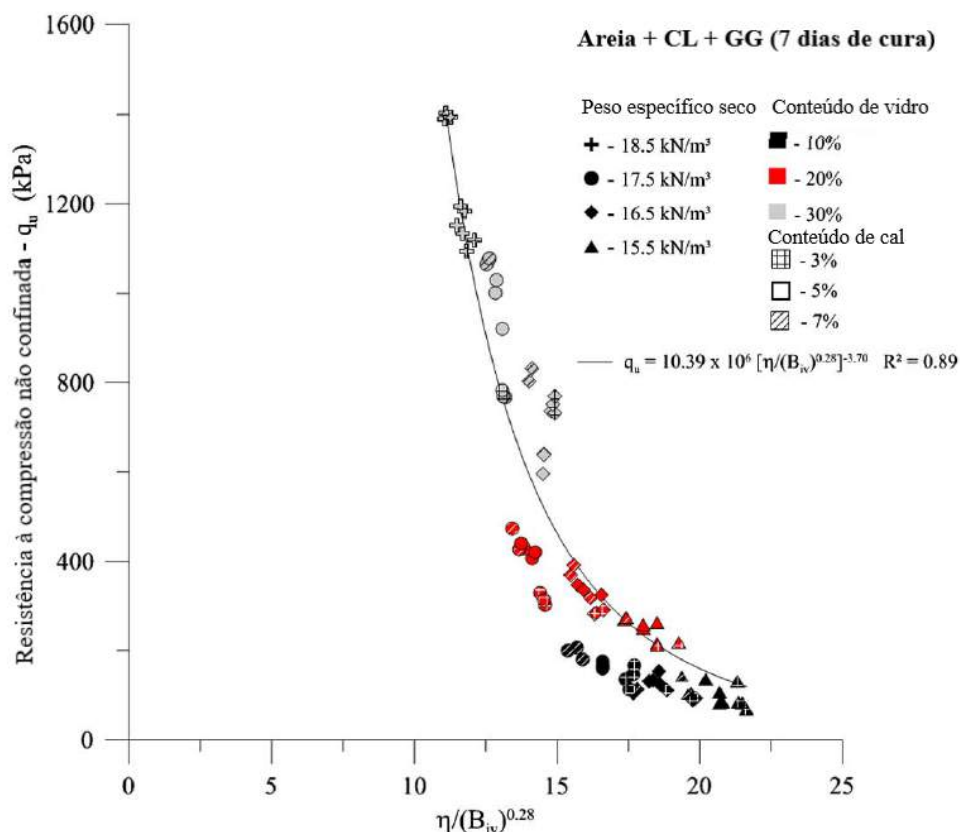


Figura 2.6 – Variação da resistência à compressão não confinada (q_u) com $\eta/Biv^{0,28}$ ajustado para misturas compactadas areia-vidro moído-cal de carbureto a 7 dias de cura (Adaptado de Consoli et al. (2018)).

Em estudo recente Consoli et al. (2020) validou o estudo apresentado por Consoli et al. (2018),

realizando ensaios de placa em camadas artificialmente cimentadas com cal de carbureto e pó de vidro moído. Os resultados encontrados pelo autor mostraram a viabilidade da utilização de uma camada com utilização de resíduos na substituição do uso de cimento portland, apresentando comportamento semelhante ao de camadas de solo-cimento (Figura 2.7).

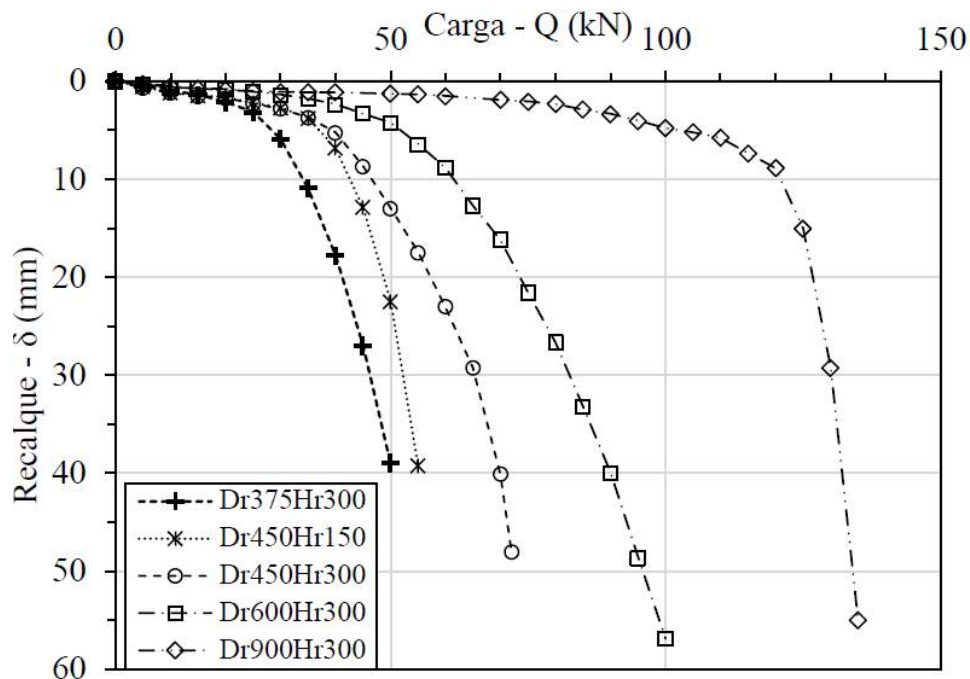


Figura 2.7 – Curva carga *versus* recalque misturas areia-cal de carbureto-pó de vidro (Adaptado de Consoli et al. (2020)).

2.1.4 Ativação Alcalina

O desenvolvimento de cimentos álcali-ativados, surge como uma alternativa muito forte ao material mais usado atualmente em toda a indústria da construção, o Cimento Portland. O conceito do cimento é conhecido pelo menos desde 1908, porém é uma tecnologia relativamente recente na área geotécnica (PROVIS; VAN DEVENTER, 2009). A inclusão de resíduos na ativação alcalina atraiu atenção devido à possibilidade de incluir um subproduto sem gerar emissões de dióxido de carbono, como na produção de cimento Portland (CRISTELO et al., 2013).

Materiais álcali-ativados são obtidos por um processo químico complexo ao qual se propicia a transformação de um precursor, fonte de aluminossilicatos em fase amorfa, a partir de uma dissolução alcalina. Consequentemente, a destruição da estrutura antiga, dada pela ativação alcalina, concebe um material com propriedades cimentícias, mais resistentes da óptica mecânica, com maior durabilidade e estabilidade, atingidas com grau de rapidez maior que as reações pozolânicas (PALOMO et al., 1999) (XU; VAN DEVENTER, 2000).

A maior diferença entre as reações pozolânicas, supracitadas na seção anterior, que são a capacidade de uma pozolana a temperatura ambiente de se combinar com o cálcio, formando um material cimentante e, a ativação alcalina é de que, a ação do agente alcalino é notavelmente mais forte do que a ação do cálcio (agente alcalino-terroso) nas reações pozolânicas. Devido ao elevado pH da solução ativadora, a dissolução e quebra da estrutura de aluminossilicatos é superior, manifestando reações mais rápidas (PINTO, 2004).

Os precursores empregues na geração de um cimento alcalino são compostos por aluminossilicatos na presença ou não de cálcio. Diversos estudos frente a utilização desses compostos são encontrados, tais como: escórias de alto forno (RIOS et al., 2016a), resíduos de vidro (TORRES-CARRASCO et al., 2014), (PUERTAS; TORRES-CARRASCO, 2014), cinza de casca de arroz (MEJIA et al., 2012), cinzas volantes (CRISTELO et al., 2011), metacaulim (ALONSO; PALOMO, 2001), além de estudos que utilizam cimentos híbridos, ou seja, utilização de precursores combinados com um material rico em cálcio, como a cal ou cimento Portland (RIOS et al., 2016b).

Ambos os compostos empregados nesses sistemas são submetidos a ativação a partir de uma solução alcalina que, em geral, são hidróxidos alcalinos, silicatos, carbonatos, sulfatos, aluminatos ou óxidos. Ou seja, qualquer substância solúvel que possa elevar o pH da mistura e acelerar a dissolução do precursor sólido, que consiste na quebra e liberação dos elementos alumina e sílica e, no caso de precursores cauliniticos a liberação do cálcio e da sílica. A reação é fortemente exotérmica gerando a precipitação de um gel com boas propriedades cimentícias.

No entanto, o desenvolvimento de resistência, estabilidade e comportamento da microestrutura dependem, fundamentalmente, das relações dos componentes presentes na mistura. Estudos têm demonstrado que, além da natureza do precursor a concentração e o tipo da solução alcalina utilizada tem influência na estrutura formada (DAVIDOVITS, 1991; PALOMO et al., 1999; ALONSO; PALOMO, 2001). Nesse sentido, ao analisar diferentes misturas, com relações alto e baixo cálcio, Provis (2014) realizou uma síntese dos seus resultados, mostrando a partir de um diagrama a formação das estruturas em relação à sua composição. Com isso, é possível observar que em determinadas regiões do diagrama, é comum a formação simultânea de diferentes produtos de reação, assim como alterações nas estruturas observadas dos primeiros 7 dias de cura aos 28 dias. Como verificasse na Figura 2.8

Precursores ricos em aluminossilicatos com baixo teor de cálcio, na composição, quando são submetidos à álcali-ativação, normalmente, formam como produto final um gel N-A-S-H, além disso, tendem à formação de materiais de maior ordem estrutural (DAVIDOVITS, 1991). Esse produto possui uma ótima resistência mecânica, resistência a ácidos, ao fogo, baixa condutividade térmica e baixa permeabilidade (ARCANJO, 2018). Para atingir essas propriedades referidas,

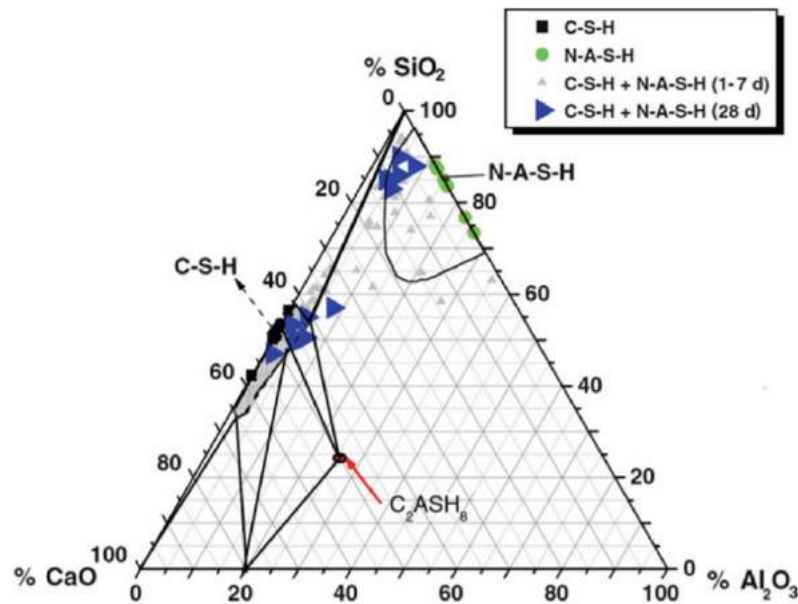


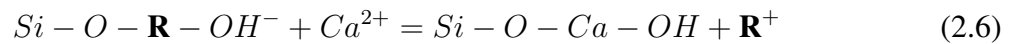
Figura 2.8 – Possíveis estruturas formadas em função da composição química do material álcali-ativado (Provis (2014)).

aumentando a taxa das reações de ativação alcalina, um dos fatores fundamentais são as altas temperatura de cura, contudo, sabe-se que em situações de aplicações geotécnicas de campo não é possível controle de temperatura como casos laboratoriais, consequentemente, torna-se um impasse para estabilizações em escala real (RIOS et al., 2016b).

Neste sentido, uma alternativa encontrada para obter as reações de álcali-ativação sem a necessidade de elevadas temperaturas, e sim, temperaturas ambiente de cura, na faixa de 23°C, podem ser alcançadas a partir de precursores ricos em cálcio, ou até mesmo, mistura de dois precursores, com quantidades intermediárias de cálcio, conhecido como cimentos híbridos. A presença do cálcio atua como catalisador das reações. O principal produto de reação desse sistema é análogo ao gel formado nas reações de hidratação do cimento Portland, gel C-(A)-S-H, porém com razões (Ca/Si) inferiores, variando entre 0,9 e 1,2. Pinto (2004) evidenciou que precursores com uma razão (Ca/Si) superior a 1 apresentavam maior potencial de reação, escórias que alcançaram razão de 1,38 obtiveram resistências triplicadas, comparadas a razão de 1. Estudos recentes também revelaram que parte do Ca^{2+} quimicamente ligado ao gel C-A-S-H pode ser substituído pelo Na^+ , levando à formação de um gel interno de tipo C-(N)-A-S-H, quando ativado com soluções de hidróxido de sódio e silicato de sódio (BEN HANA et al., 2011).

Para haver formação de um cimento alcalino é necessário um meio fortemente alcalino, para que ocorra dissolução de sílica e alumina, assim como a hidrólise da superfície das partículas da matéria-prima, necessitando também da presença de um cátion na solução através dos chamados ativadores para balanceamento de carga. Dessa forma, a presença de cátions de Na^+ ou K^+ atuam como catalisadores de destruição das ligações presentes na estrutura do precursor, posteriormente,

após um processo de condensação os íons do tipo Ca^{2+} incrementam a formação de uma estrutura com novas ligações. Importante destacar que os mesmos íons metálicos alcalinos (Na ou K) que funcionam como destruidores nos estágios iniciais esses também vão atuar como formadores de uma nova estrutura, atuando na reorganização das ligações (Si - O) e na capacidade de fixar os (catiões) de cálcio, como demonstrado por Glukhovsky (1967, 1994) nas Equações (2.4) a (2.6), demonstradas a seguir.



Onde: $\mathbf{R} = \text{Na}$ ou K .

Como pode ser observado nas equações, o ativador alcalino (R) tem a função de ser um catalisador nos estágios iniciais de hidratação, via troca catiônica com os íons Ca^{2+} do hidróxido de cálcio presente na solução, sendo liberado após as reações. Como demonstrado na Equação (2.6), o íon alcalino cálcio é incorporado na estrutura. Assim, o mecanismo de reação da álcali-ativação com alto cálcio consiste em um complexo processo de reorganização das estruturas cristalinas dos compostos de origem silicosas (PACHECO-TORGAL et al., 2014). Compósitos com baixo conteúdo de cálcio passam por um processo a mais, formando um geopolímero com estrutura cristalina, como mostra o esquema da Figura 2.9 .

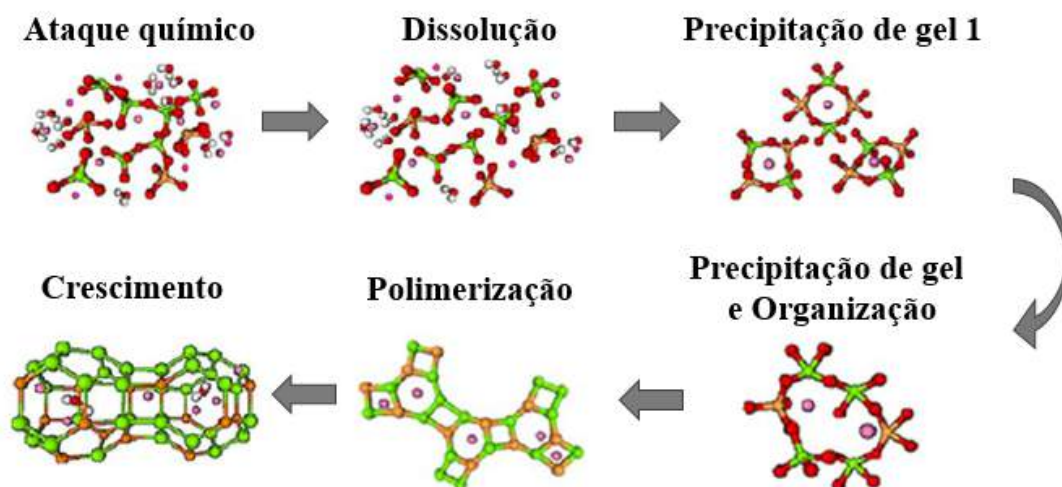


Figura 2.9 – Modelo teórico do mecanismo de geopolimerização (Adaptado de Shi et al. (2011)).

Juntamente com os produtos principais também formam-se diversos produtos secundários, Pacheco-Torgal et al. (2014) apresentam uma tabela resumo dos principais géis primário e secundário, obtidos através de resultados de pesquisa, formados de precursores de alto e baixo cálcio, evidentemente que, além da composição do precursor a formação depende da concentração, pH e tipo do ativador e, das condições de cura e temperatura (PUERTAS, 1995; JIMÉNEZ-FERNÁNDEZ et al., 1996; PALOMO et al., 1999; JIMÉNEZ-FERNÁNDEZ, 2000) (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Produtos precipitados após hidratação de cimentos

TIPO DE LIGANTE		CIMENTOS		
		Portland	Álcali-ativado	
			(Na, K) ₂ O-CaO-Al ₂ O ₃ -SiO ₂ -H ₂ O	(Na,K) ₂ O-Al ₂ O ₃ -SiO ₂ -H ₂ O
PRODUTO DE REAÇÃO	Primário	C - S - H	C - A - S - H	N - A - S - H
	Secundário	Portlandita [Ca(OH) ₂]	Hidrotalcita [Mg ₆ Al ₂ CO ₃ (OH) ₁₆ 4H ₂ O]	Zeólitas Hydroxysodalita
		Monossulfato [C ₄ AsH ₁₂]	C ₄ AH ₁₃ CASH ₈	Zeólita P Nachabazita
		Estringita [C ₆ As ₃ H ₃₂]	C ₄ AcH ₁₁ C ₈ Ac ₂ H ₂₄	Zeólita Y Faujasita
C = CaO, S = SiO ₂ , A = Al ₂ O ₃ , N = Na ₂ O, K = K ₂ O, H = H ₂ O, c = CO ₂ , s = SO ₃				

Fonte: adaptado de Pacheco-Torgal et al. (2014)).

Alonso e Palomo (2001) avaliaram a ativação de um metacaulim com e sem hidróxido de cálcio, a partir do hidróxido de sódio como ativador alcalino. A presença de hidróxido de cálcio formou um gel C – S – H, como produto de reação secundária. Os autores também avaliaram a influência do aumento da solução ativadora, em consequência, o aumento do pH provocou maior estabilidade dos íons, também, é possível uma maior dissolução de aluminossilicatos, porém maior dificuldade de difusão na fase aquosa. Da mesma forma, a temperatura influenciou na aceleração das reações, desenvolvendo mais energia para as partículas reagirem.

Através da Figura 2.10 é possível verificar, de maneira mais simplificada, os prováveis géis formados de acordo com a composição de alguns tipos de precursores.

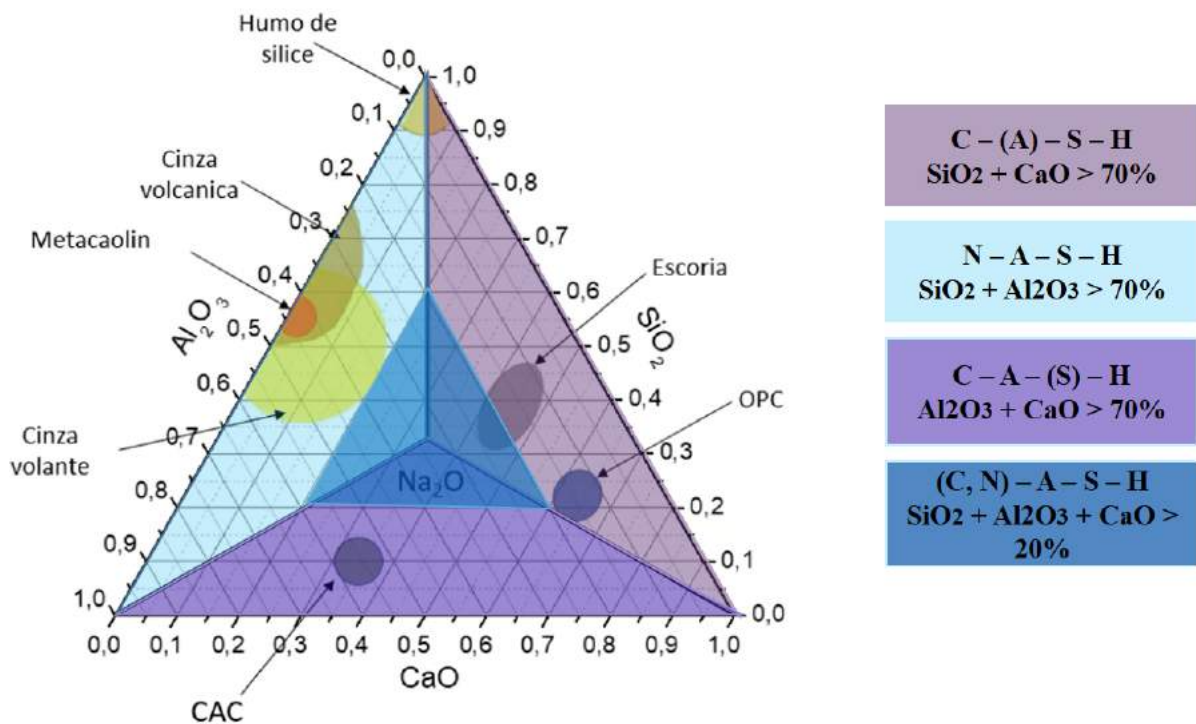


Figura 2.10 – Diagrama ternário dos principais géis formados a partir da composição do precursor (Adaptado de Caicedo (2020)).

2.1.4.1 Estabilização química de solos através da ativação alcalina

Rios et al. (2016a), buscaram caracterizar o comportamento de um solo residual de granito, estabilizado com um cimento alcalino a base de cinzas volantes, em comparação com um solo-cinza sem ativador, através de ensaios uniaxiais e triaxiais. Os autores concluíram que, o comportamento mecânico das misturas de cinza volante ativadas foi muito superior as que não possuíam álcali-ativação, a uma idade de cura de 28 dias, amostras AA apresentaram resistência de 2,8 MPa, enquanto as sem AA 0,3 MPa. Isso foi ainda mais evidente nas misturas de baixo desempenho, indicando que as misturas de baixa compactação também podem ser altamente aprimoradas por essa técnica de estabilização.

Ademais, os mesmos autores se depararam com situações exigindo níveis mais altos de resistência nos estágios iniciais de cura. Nessa perspectiva, considerando que não é factível um aumento das temperaturas de cura para acelerar as reações, já que em situações reais de campo seria inviável controlá-las, acrescentaram as misturas de solo-cinza volante-ativador a cal hidratada. As amostras foram preparadas e testadas em compressão não confinada a 3, 7 e 28 dias de cura, os resultados podem ser visualizados na Figura 2.11 (RIOS et al., 2016b).

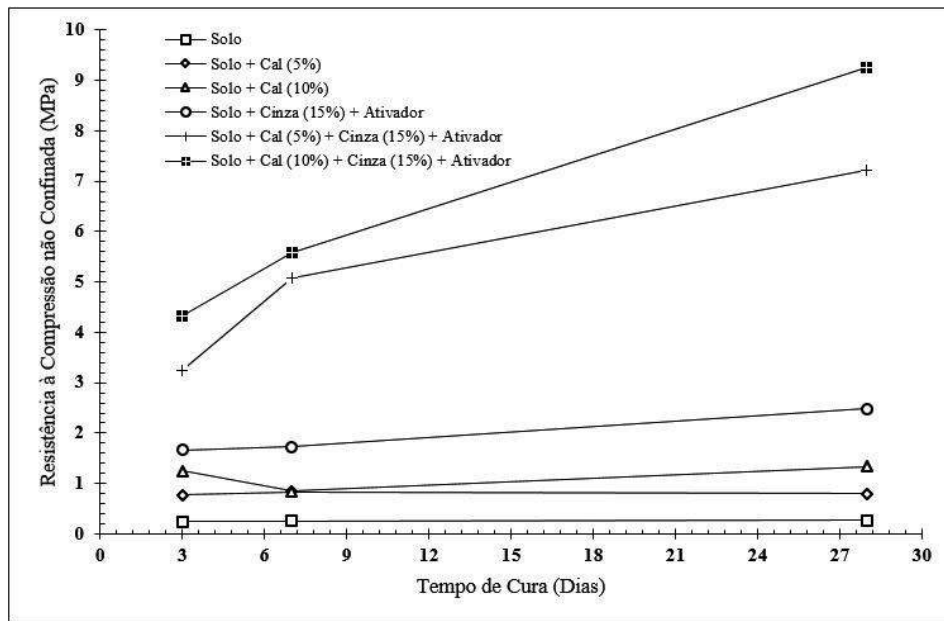


Figura 2.11 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura (Adaptado de Rios et al. (2016a)).

A adição de cal ao solo aumentou levemente a resistência do solo, enquanto misturas com cinza volante e um ativado apresentaram resultados mais satisfatórios, aumentando a resistência do solo a 3 dias de 0,2 MPa para 1,8 MPa. Contudo, o aumento de resistência mais representativa deu-se as misturas de solo - cinza - cal - ativador. De fato, essas misturas apresentaram os melhores resultados alcançando (com 10% de teor de cal) 22 vezes a resistência do solo em apenas 3 dias de cura, passando de 0,2 MPa para 4,3 MPa e, 46 vezes a resistência do solo aos 28 dias (RIOS et al., 2016b).

Em uma análise laboratorial, Daassi-Gli (2020) avaliou a resistência mecânica de misturas de areia com dois precursores, pó de vidro e cal de carbureto, que foram testadas a temperatura controlada de 23 °C e tempos de cura de 7 e 28 dias, ativadas com uma solução de NaOH. O autor buscou, a partir da sua pesquisa, obter os melhores teores de precursor e concentração de ativador para alcançar as maiores resistências. Deste modo, as misturas com resultados mais satisfatórios foram para 7% de cal de carbureto, 30% de pó de vidro e concentração de 3 mols/L de hidróxido de sódio. Comparando amostras curadas aos 7 dias com as análises feitas aos 28 dias, o autor observou que a resistência à compressão simples praticamente duplica. Além disso, o autor avaliou resultados de módulo de rigidez, a 7 e 28 dias, na comparação entre as curvas, o autor verificou que não ocorre variação na rigidez em função do tempo de curas.

Para determinação da molaridade que apresentasse o melhor comportamento, o autor variou a molaridade em concentrações de 0 até 8 mols. A partir disso, curou amostras até 7 dias de cura e rompeu-as a compressão simples. A Figura 2.12 apresenta a variação da resistência em função

do aumento da molaridade, a partir dessa análise a molaridade determinada foi a 3mols, pois após esse ponto as resistências tendem a diminuir.

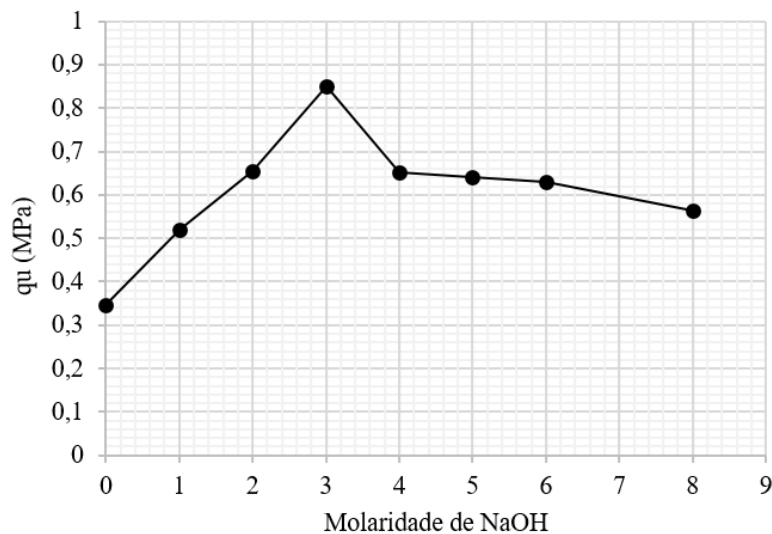


Figura 2.12 – Variação da resistência à compressão simples em função da molaridade (Daassi-Gli (2020)).

Daassi-Gli (2020) também realiza uma comparação com o trabalho de Winter (2018), no qual a mistura utilizada é composta apenas por cal de carbureto, pó de vidro e areia, sem presença de um ativador alcalino. Ao aferir seu estudo com a mesma mistura e mesmo grau de compactação, sem ativador, o autor verificou que as resistências, nos primeiros 7 dias, aumentam proporcionalmente ao aumento da cal de carbureto além disso, o autor retrata que as amostras álcali-ativadas apresentam a resistência à compressão simples superior em comparação às amostras sem ativação alcalina, para todos as porcentagens de material (Figura 2.13).

Ao investigar a viabilidade da estabilização de solos moles com álcali-ativação em escala real, para melhor acompanhamento dos efeitos das condições de cura, Miranda et al. (2020), testaram cinzas volantes com diferentes ativadores (FA20a - Ativador Na_2SiO_3 , FA20b - Ativador NaOH), além de misturas de solo-cal (L4) e solo-cimento (C5), para fins de comparação. A estabilização ocorreu em uma (sub) camada de base de pavimento com uma extensão de 80 metros e largura de 2,5 metros, divididas nas 5 seções, uma para cada mistura. Foram realizados ensaios de placa e resistência à compressão não confinada, utilizando amostras extraídas in situ e amostras preparadas em laboratório. Os resultados mostraram grande influência das condições de cura e compactação, a razão situ/laboratório foi entre 24% e 44%, a maior diferença apresentada foi na mistura de cinza volante e NaOH/ Na_2SiO_3 , o que pode sugerir que essa mistura seja mais dependente da variabilidade das condições de cura in situ.

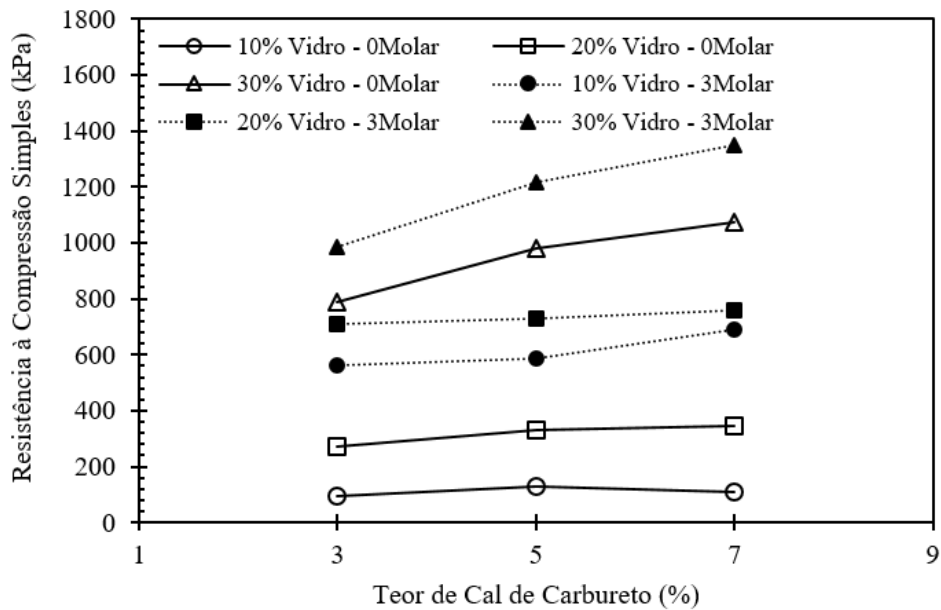


Figura 2.13 – Efeito da adição do hidróxido de sódio e cal de carbureto, na resistência à compressão simples para o peso específico (γ_d) de 16,5 kN/m³, aos 7 dias de cura (Daassi-Gli (2020)).

A comparação dos resultados em 36 e 90 dias de cura, é mostrada na Figura 2.14, as propriedades da mistura com cimento permaneceram praticamente constantes durante o período, o que certamente está relacionado ao fato de que as reações de hidratação do cimento ocorrem principalmente durante os primeiros 28 dias. Após 90 dias, a mistura FA20a exibiu quase o dobro de resistência comparada as outras misturas.

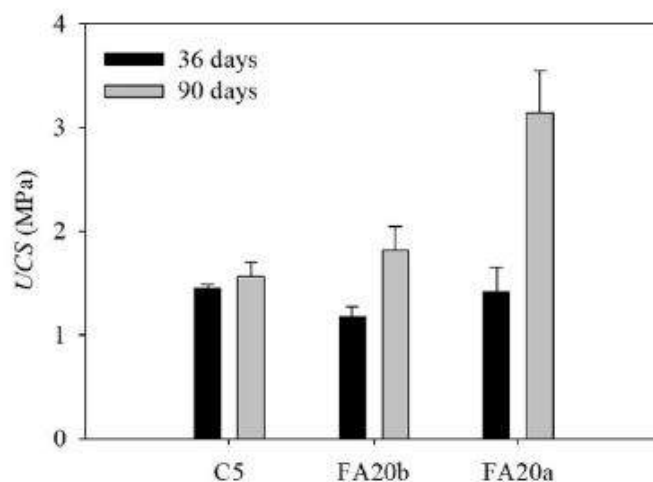


Figura 2.14 – Resistência à compressão simples aos 36 e 90 dias de cura (Miranda et al. (2020)).

Ao longo de uma análise da influência do cálcio na estabilização de um solo mole, Cristelo et al. (2012) identificaram, a partir de cinzas volantes de alto (classe C) e baixo teor de cálcio (classe F) que, a longo prazo a ativação de cinzas tipo F apresenta melhores resistências, porém em idades

iniciais a classe C apresentou resistências maiores. Os autores também compararam os resultados com solo estabilizado com cal e com cimento, no decorrer de 12 semanas de cura, todas as amostras ativadas com a cinza volante, tanto de baixo quanto alto teor de cálcio, apresentaram resistências maiores.

Análises de contaminação do solo, pela estabilização de escórias de alto forno e hidróxido de sódio, através de ensaios de lixiviação, foram realizadas por Corrêa-Silva et al. (2020). De acordo com os resultados encontrados pelo autor, o solo estabilizado foi considerado inerte, portanto, sem riscos de contaminação do solo ao usar o ligante desenvolvido.

2.1.4.2 Ativador

O papel mais crítico do ativador alcalino em um material ativado por álcalis é dissolver o aluminossilicato e acelerar a reação, que é obtida gerando um pH alto. Eles são preparados quimicamente, pois não são encontrados na natureza, através de substâncias do tipo alcalino ou alcalino-terroso. Assim como, são divididos de duas formas, os simples, que são hidróxidos de sódio ou de potássio e, os compostos, que são silicatos de sódio ou de potássio (SOARES, 2013).

A eficiência do ativador é fortemente influenciada pelo valor do pH, pois isso controla a dissolução inicial do precursor e conseqüentemente as reações posteriores (RUNZHANG et al., 1988). Em valores de pH entre 3-11 a solubilidade dos precursores é muito baixa, mas aumenta muito em um meio ácido ($\text{pH} < 3$) e muito básico ($\text{pH} > 11$). No entanto, em meio ácido os hidratos formados são instáveis enquanto no meio de estrutura básica, hidratos formados são mais estáveis e compactos. De maneira geral, o pH das soluções ativadoras deve ser superior a 11,5, sendo que, os valores ótimos ficam na faixa de pHs de 13 a 13,6. Além disso, o efeito do pH sobre a ativação é altamente dependente do tipo de ativador, porque a solubilidade do cálcio, presente no precursor, diminui para pHs mais altos, enquanto sílica e alumina aumentam suas solubilidades (PUERTAS, 1995).

A eficiência do material alcalino ativado também depende do tipo de metal alcalino utilizado. Segundo Palomo et al. (1999), quando o hidróxido de sódio (NaOH) é usado para ativação alcalina na presença de silicato de sódio ou potássio, a velocidade das reações que ocorrem é elevada. Este aumento na velocidade de reação deve-se à rápida solubilização da sílica e da alumina das matérias-primas pelo ativador (KOMNITSAS; ZAHARAKI, 2009). Assim, as etapas de reação durante processo de formação dos géis são mais intensificados ocorrendo em um período muito curto.

A dissolução de precursores com alto teor de cálcio não requer altas concentrações de OH^- , já que a solubilidade do cálcio diminui com o aumento do pH, sendo assim, são necessárias

concentrações da ordem de 2-4 M (molar), quando uso de soluções de NaOH (JIMÉNEZ-FERNÁNDEZ, 2000). Os precursores baixo cálcio requerem valores mais altos de pH, por exemplo, ao usar soluções de NaOH, são necessárias concentrações iguais ou superiores a 6M (DUXSON et al., 2005).

Komnitsas e Zaharaki (2009) estudaram o efeito do KOH, NaOH sobre a resistência de um cimento alcalino produzido a partir da escória de alto-forno. Os resultados mostraram em primeira instância que as amostras de solução de KOH apresentaram resistências mais satisfatórias do que a solução de NaOH. Como justificativa aos resultados encontrados, os autores acreditam que a alta viscosidade na solução de NaOH é maior do que na solução de KOH, o que poderia causar uma redução no desenvolvimento da resistência do cimento baseado em NaOH.

Apesar da vasta quantidade de ativadores alcalinos disponíveis há uma preferência àqueles que se encontram em abundância, que possuam um custo relativamente baixo e que resultem em boas propriedades mecânicas, tornando-se mais interessantes para aplicação. Grande parte das pesquisas investigadas optam pelo uso de ativadores sob a forma de hidróxidos, a base de sódio ou de potássio, justamente pelas vantagens apresentadas de custo benefício (CORREIA, 2011).

O hidróxido de sódio mais conhecido comercialmente como soda caustica, é um dos ativadores mais difundidos na ativação de cimentos alcalinos é um produto produzido a partir da eletrólise de uma solução aquosa de cloreto de sódio (NaCl). Grande parte dos produtos químicos básicos envolvem reações que dependem da soda. Ela é comercializada de três formas distintas, na forma líquida, sólida ou em flocos. A soda em flocos é feita do derretimento de lascas resfriadas e são moídas e peneiradas em várias formas de tamanhos de partículas controladas.

A dissolução do NaOH libera uma grande quantidade de calor, pois as reações são de caráter exotérmico. A temperatura da dissolução e, conseqüentemente, a viscosidade da solução aumentam com o aumento da concentração. A 20 °C, a água tem uma viscosidade igual a 1,00, enquanto em uma solução de 10% de NaOH o valor é aproximado de 1,72. A viscosidade da solução de NaOH diminui ligeiramente com a temperatura. Em virtude da viscosidade apresentada à solução nos instantes iniciais, caracterizados pelo calor da reação, faz-se necessário um tempo de espera para garantir melhor homogeneidade da solução com o precursor, pois a uma elevada viscosidade as condições de compactação se tornam mais difíceis, impossibilitando a expulsão satisfatória das bolhas de ar da mistura.

2.1.4.3 Variáveis determinantes

A ativação alcalina é influenciada por diversos fatores, muitos já abordados previamente nas seções precedentes desta revisão. Levando em consideração as abordagens feitas por estudiosos

acerca da álcali-ativação, a maior parte deles aborda alguns fatores de maior relevância para obtenção de melhores propriedades mecânicas.

Um dos fatores apontados é o tipo de matéria-prima como fonte de aluminossilicato, ela deve apresentar uma desordem estrutural, ou seja, maior parte da estrutura deve ser amorfa, pois quanto menor o grau de polimerização, maior é a sua atividade hidráulica. De acordo com Jiménez-Fernández (2000), Shi et al. (2006) e Provis e Van Deventer (2009), este precursor deve ser granulado e ter um teor de fase amorfa maior que 85 – 95%.

No processo de ativação, a superfície específica desempenha papel significativo na intensidade e na taxa em que acontecem as reações, quanto maior o grau de moagem, maior a superfície específica e, conseqüentemente, maior a área exposta para que ocorram as reações. Para desempenho e reatividade plausível, Provis e Van Deventer (2009) recomendam que a área esteja situada de 400 a 600 m²/kg.

Outro fator relevante é, o tipo e concentração do ativador alcalino, ele deve ser preferencialmente básico, por mais que meio ácido também seja capaz de dissolver os aluminossilicatos, pois estruturas obtidas a partir de substâncias ácidas são instáveis e pouco compactas. Os ativadores devem ser capazes de dissolver parcialmente a sílica e a alumina, bem como hidrolisar a superfície das partículas das matérias-primas, decompondo moléculas pela ação da água. A concentração do ativador na obtenção de um cimento alcalino irá depender do tipo de precursor empregado, concentrações maiores para precursores com baixa quantidade de cálcio.

O efeito das condições de cura merece destaque durante a síntese desse novo material. O aumento da temperatura de cura proporciona, evidentemente, uma melhora nas suas propriedades a idades precoces. Como exemplo, diversos estudos avaliaram a faixa de temperatura ideal para ativação de materiais com baixo conteúdo de cálcio, os maiores valores de resistência a compressão foram obtidos a uma faixa de 60 °C de temperatura. Quando as amostras foram submetidas a temperaturas mais elevadas houve perdas maiores de água, isto posto, não havendo umidade suficiente, baixando os níveis de pH e acelerando a carbonatação (SEVERO et al., 2013).

Esses exemplos enfatizam a ideia de que a temperatura tem um efeito significativo no processo de cura. No entanto, para aplicações geotécnicas de campo, elevadas temperaturas de cura são inviáveis. Desta forma, estudos foram desempenhados na busca por uma alternativa promissora. A adição de cal ou de um precursor rico em cálcio, acelerara as reações químicas associadas à ativação alcalina em temperatura ambiente, levando a uma maior resistência logo nas idades iniciais da reação (RIOS et al., 2016a; DAASSI-GLI, 2020).

2.2 SOLOS REFORÇADOS

O conhecimento por técnicas de estabilização ou de reforços em solos pode ser uma maneira de viabilizar a execução de um projeto de fundações, concedendo aos projetistas uma maior capacidade para resolução de problemas, como os voltados a execução de obras em que há baixa resistência do solo ou mesmo projetos que levem a grandes deformações.

Entende-se como estabilização ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos que visem o melhoramento das propriedades mecânicas dos solos, tais como, o aumento de sua resistência e a diminuição da permeabilidade e compressibilidade. O termo estabilização de solos está associado ao tratamento através de processos químicos, enquanto que o termo reforço consiste em se introduzir no maciço elementos que possuam resistência à tração elevada (fitas metálicas, mantas, geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço, fibras, etc.)

De acordo com Bundinski (1996), um material compósito é resultante da combinação de outros materiais, sendo esses com características inferiores a do material resultante. A constituição deste compósito se dá por uma matriz, geralmente, material cerâmico (concreto, argamassa, solo-cimento, etc.) e o elemento de reforço (fibras, aço, etc.). Para escolha do elemento de reforço é fundamental o entendimento das características da matriz a ser reforçada e, o conhecimento dos tipos de reforços. Destarte, compreender o comportamento de interação do material compósito resultante e desejado.

Materiais componentes da matriz de um compósito apresentam usualmente características como alta rigidez, fragilidade e baixa resistência à tração. Por outro lado, os reforços poliméricos, por exemplo, possuem características distintas, como baixo módulo de elasticidade, ductilidade variável e resistência à tração moderada (TAYLOR, 1994). No caso do reforço com fibras, elas não impedem a formação de fissuras, porém são capazes de aumentar a resistência à tração a partir da propagação das fissuras e distribuição das tensões da melhor forma. Hannant (1994) acredita que as fibras mantêm as interfaces das fissuras juntas, beneficiando as propriedades mecânicas no estado pós-fissuração, ou seja, aumentando a ductilidade. As fibras que “atravessam” as fissuras contribuem para os aumentos da resistência, da deformação de ruptura e da tenacidade dos compósitos.

O desempenho dos compósitos reforçados com fibras é controlado principalmente pelo teor e pelo comprimento da fibra, pela orientação e distribuição das fibras, pelas propriedades físicas da fibra e da matriz e pela aderência entre as duas fases (HANNANT, 1994; JOHNSTON, 1994).

Os principais parâmetros relacionados com compósitos, cimentados e reforçados com fibras, segundo Taylor (1994), são os seguintes:

- a) **Teor de fibra:** um alto teor de fibras confere maior resistência pós-fissuração e menor dimensão das fissuras.
- b) **Módulo de elasticidade da fibra:** um alto valor do módulo de elasticidade causaria um efeito similar ao teor de fibra, mas, na prática, quanto maior o módulo, maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras.
- c) **Aderência entre a fibra e a matriz:** as características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito.
- d) **Resistência da Fibra:** aumentando a resistência das fibras, aumenta, também, a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorra o rompimento das ligações de aderência. A resistência necessária para uma fibra, dependerá, na prática, das características pós-fissuração necessárias, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz.
- e) **Comprimento da Fibra:** quanto maior for o comprimento das fibras, menor será a possibilidade delas serem arrancadas. Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será melhor utilizada se o seu comprimento for suficientemente capaz de permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão de tração igual à sua resistência à tração.
- f) **Orientação das Fibras:** influencia fortemente a sua habilidade em transmitir cargas. Uma fibra que se posiciona paralela ao plano de ruptura não tem efeito, enquanto que uma perpendicular tem efeito máximo. Fibras discretas aleatoriamente distribuídas minimizam o surgimento de qualquer tipo de anisotropia e não induzem planos preferenciais de fraqueza (MAHER; GRAY, 1990).

2.2.1 Tipos de Fibras

Diversos tipos de fibras são usualmente empregados na área de engenharia civil e geotécnica, a diferença de cada uma está na composição química e física, características mecânicas e de resistência a meios agressivos, etc.

A Figura 2.15 a seguir, apresenta alguns tipos e propriedades características de fibras utilizadas como elemento de reforço em materiais compósitos fibrosos baseados em matrizes cerâmicas. As fibras são subdivididas em quatro classes, sendo que para cada uma delas existem diversos tipos de fibra.

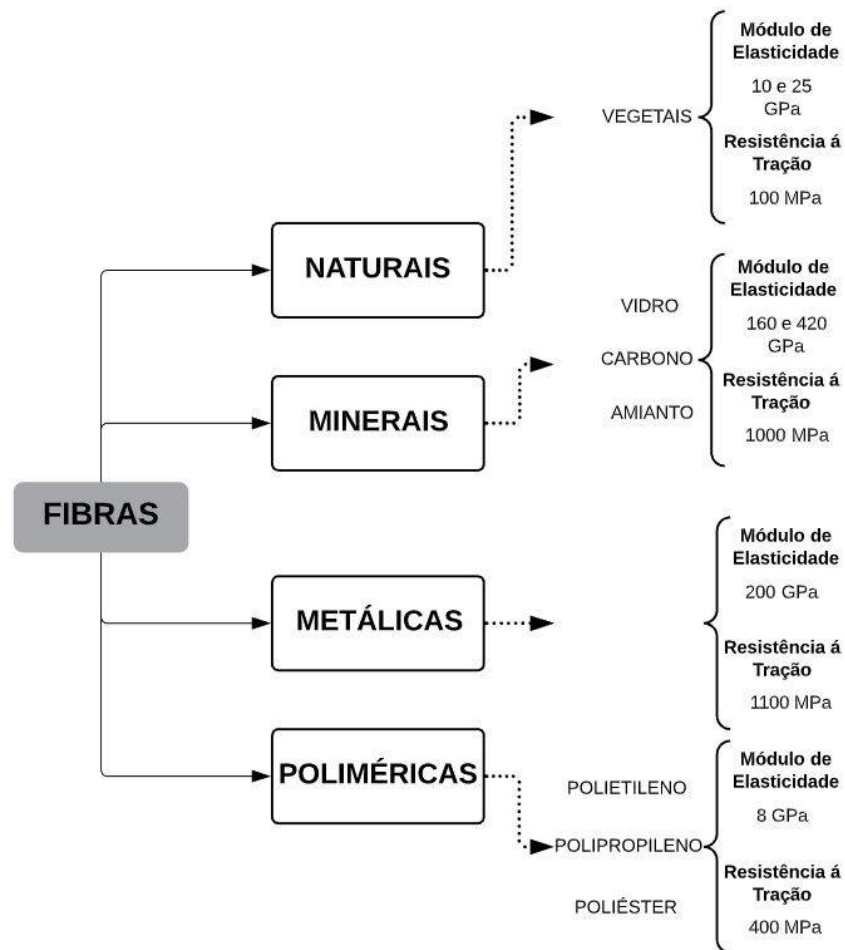


Figura 2.15 – Principais tipos de fibras
(Adaptado de Teodoro e Bueno (1998)).

A definição do tipo de material de reforço dependerá principalmente de qual a melhoria que se faz necessária ao solo, seja ela um aumento de resistência ou diminuição das deformações, por exemplo. Além do mais, outros fatores relevantes são: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial à saúde humana, apresentar características físicas e mecânicas adequadas quanto ao comportamento quando adicionada ao solo, além de ter disponibilidade no mercado em grande quantidade e com um custo que não torne inviável a sua utilização. Várias pesquisas têm demonstrado que o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação tem conduzido a melhores resultados do que quando se utilizam fibras com módulo muito elevado, como fibras de aço (TAYLOR, 1994). Fibras naturais, minerais, metálicas e poliméricas tem apresentado bons resultados nas pesquisas encontradas, no que tange a melhoria das propriedades mecânicas.

- I) **Fibras naturais:** podem atingir altas resistências, porém a avaliação da durabilidade da fibra é o maior problema. Por serem oriundas de matéria orgânica elas são susceptíveis a degradação pelo ataque de fungos e micro-organismos, interferindo

expressivamente na vida útil do compósito. Outro fato a ser considerado é a rápida degradação da fibra em exposição a ambientes alcalinos, como exemplo, reforço de materiais cimentados (TEODORO, 1999).

- II) **Fibras minerais:** apresentam elevada resistência e módulo de elasticidade, uma das principais vantagens é a boa aderência entre a matriz e as fibras. Contudo, se tratando de desvantagens, a fibra de vidro é comercializada em cachos e é susceptível a ataque dos álcalis. A fibra de amianto libera partículas muito pequenas quando cortadas, sendo extremamente prejudicial a saúde, pois podem danificar os alvéolos pulmonares (TAYLOR, 1994).

Muitos estudos apontam que as fibras mais utilizadas são as metálicas e as poliméricas (TEODORO e BUENO (1998)).

- III) **Fibras Metálicas:** vêm sendo estudadas para reforço de solos argilosos fissurados, assim como em concretos cuja finalidade é a de garantir um comportamento mais dúctil desses materiais, pois apresentam módulo e resistência elevada (TEODORO; BUENO, 1998). A ruptura do compósito é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não à sua ruptura. Dependendo do meio à que estão inseridas, podem apresentar problemas de corrosão, uma solução empregada é o banho de níquel.
- IV) **Fibras Poliméricas:** talvez sejam as mais promissoras. Essas fibras possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis. De acordo com sua estrutura química, apresentam diferentes denominações e comportamentos, dando origem a diferentes tipos de fibras tais como: polipropileno, de polietileno e de poliéster.

2.2.2 Comportamento de compósitos reforçados com fibras: Estudos Experimentais

O desempenho efetivo das fibras, como um elemento de reforço na massa de solo, depende fundamentalmente dos esforços externos, pois o funcionamento das fibras depende da deformabilidade do solo e do tipo de solicitação ao qual o material está sendo submetido.

Inúmeros trabalhos podem ser encontrados na literatura, vinculados a grande disseminação e emprego dos materiais geossintéticos. A copiosa quantidade de trabalhos elencados impede o comentário de cada um destes sendo, portanto, discutidos apenas os de maior interesse para o atual estudo.

Diversas pesquisas exibem aumento da resistência em função das propriedades da areia e da fibra. A resistência decresce com o aumento do tamanho médio e da esfericidade das partículas de areia por outro lado, há um acréscimo da resistência com o aumento do coeficiente de uniformidade da areia, do teor de fibras, do módulo das fibras e da relação l/d. Concordando, Gray e Al-Refeai (1986) concluíram que quanto menor a rugosidade superficial das fibras maior é a tensão de confinamento crítica. Da mesma forma, Gray e Ohashi (1990) concluíram que quanto maior a esfericidade das partículas maior é a tensão crítica. Rajan e Charan (1996) observam ainda que a tensão crítica diminui com o aumento do fator de forma.

Três tipos de fibra (polipropileno, vidro e PET) foram empregadas em uma mistura de solo-cimento e, passaram por ensaios de resistência à compressão não confinada, resistência à tração por compressão diametral e triaxiais drenados para avaliar as propriedades de resistência e deformabilidade do compósito (MONTARDO, 1999). Os resultados mostraram que:

- a influência da inclusão de fibra sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades mecânicas da fibra e da matriz;
- fibras relativamente rígidas exercem efeito mais pronunciado na resistência de pico;
- fibras relativamente flexíveis exercem efeito no modo de ruptura e no comportamento último;
- a porcentagem de cimento e a tensão confinante exercem forte influência sobre as propriedades mecânicas do compósito;
- aumentou do intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno;
- o efeito da inclusão de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e porcentagens de fibra.

O emprego de fibras sob grandes deformações de cisalhamento, acima de valores usuais obtidos em laboratório, foram ensaiados em ensaios do tipo ring shear. Os resultados mostraram que a influência da fibra na matriz do solo continua mesmo após deformações da ordem de 250mm, não apresentando perda de resistência. A inclusão de fibras de polipropileno não influenciou na rigidez inicial dos materiais estudados Heineck et al. (2003) e Heineck et al. (2005).

Consoli et al. (2004) avaliou o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, de poliéster e de polipropileno e os seguintes resultados foram apresentados:

- influência das fibras de poliéster e vidro é perceptível na redução da rigidez e no aumento do ângulo de atrito interno de ambas as matrizes (cimentada e não cimentada);
- redução da fragilidade e do valor de intercepto coesivo se acentua para o compósito cimentado;
- fibras de polipropileno reduziram drasticamente o índice de fragilidade da areia cimentada, mudando o modo de ruptura de frágil a dúctil, para o maior comprimento de fibra estudado (36 mm), com o aumento da capacidade de energia absorvida, fato este não observado para os outros tipos de fibra estudados.

Ensaio em verdadeira grandeza foram realizados por Casagrande (2001), com o objetivo de verificar a influência de 0,5% de fibras de polipropileno em um solo arenoso fino e, o modo de ruptura, para diferentes níveis de compactação. Camadas compactadas com maior densidade apresentaram ruptura generalizada enquanto menores densidades a ruptura observada foi localizada. O ganho de resistência foi mais expressivo para as camadas compactas com maior densidade. Segundo o autor, as fibras distribuem as tensões em uma área maior, inibindo a propagação de fissuras e possíveis bandas de cisalhamento.

Consoli et al. (2003a) realizaram três ensaios de prova de carga em placa, um sobre uma camada de areia-cimento, um sobre uma camada de areia-cimento-fibra e outra sobre o solo residual ao qual as camadas foram executadas posteriormente. A partir das curvas carga x recalque dos ensaios é possível verificar a influência da adição de 0,5% fibras e da cimentação na capacidade de carga e nos deslocamentos obtidos. A Figura 2.16 exibe os resultados dos ensaios, mostrando que, a camada superior cimentada obteve um aumento da capacidade de carga e uma redução dos deslocamentos na ruptura, além de apresentar uma perceptível mudança no comportamento do solo para um comportamento quebradiço. Após o carregamento máximo, a capacidade de carga caiu, aproximadamente, para o mesmo valor encontrado para o ensaio de placa realizado diretamente no solo residual. A adição de fibra à camada superior cimentada manteve aproximadamente a mesma capacidade de suporte, mas alterou o comportamento pós-ruptura para um comportamento dúctil.

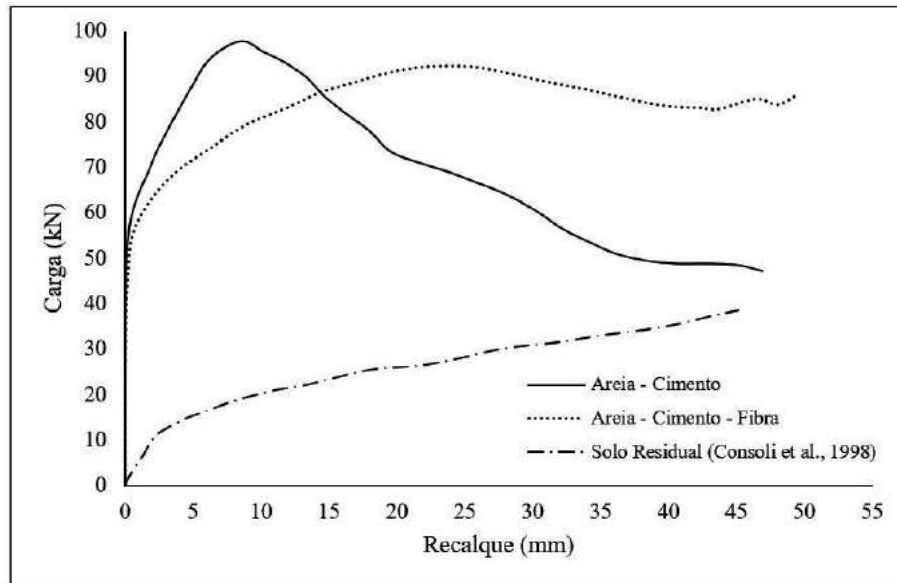


Figura 2.16 – Resultado ensaio de placa em camadas cimentadas e reforçada com fibras. (Adaptado de Consoli et al. (2003a)).

Com base nesse mesmos ensaios, Consoli et al. (2003a) verificaram um mecanismo de ruptura por puncionamento para o ensaio de carga na camada superior de areia-cimento, com fissuras de tensão sendo formadas da base para o topo da camada. Um mecanismo completamente distinto foi observado no caso da camada superior de areia-cimento-fibra, a ruptura ocorreu através da formação de uma banda de cisalhamento espessa ao redor da borda da placa, que permitiu que as tensões se espalhassem por uma área maior sobre o estrato residual do solo, como mostra a Figura 2.17.

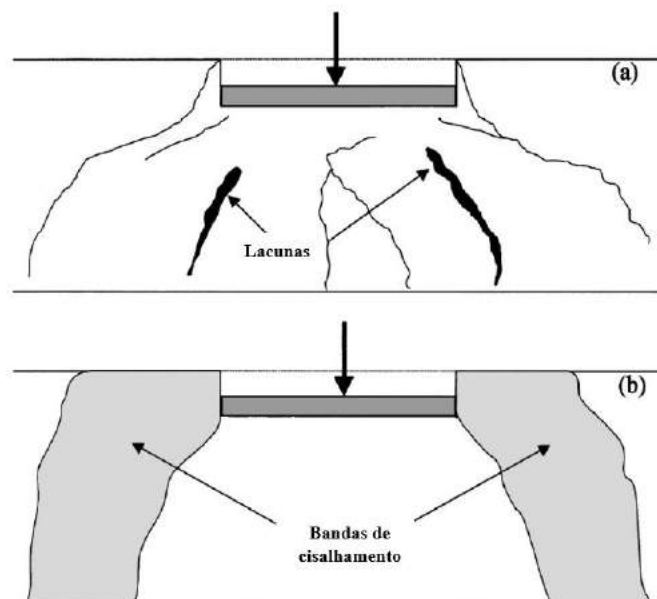


Figura 2.17 – Modo de ruptura (a) Camada Areia - cimento, (b) Areia - cimento - fibra (Adaptado de Consoli et al. (2003a)).

Na tentativa de estudar a influência do teor de fibras, Consoli et al. (2007) utilizaram teores de 0,25, 0,5 e 1% em relação ao peso seco do solo e, da mesma forma, puderam concluir que a resistência aumenta proporcionalmente com o aumento do teor utilizado. Justificando esta situação, devido ao fato de uma maior área de contato existente entre fibras e solo.

Festugato (2008), analisou a influência no comportamento mecânico de um solo granular fino, da inclusão de fibras de polipropileno de diferentes comprimentos e diâmetros a partir de ensaios triaxiais. O autor identificou que os valores de intercepto coesivo dos compósitos são fortemente influenciados pelo índice aspecto dos reforços, quanto maior o índice aspecto, maior o intercepto coesivo. Em contrapartida, não houve grandes mudanças nos valores de ângulo de atrito interno.

Com base nos resultados experimentais encontrados pelos Consoli et al. (2009c), estes sugerem que um o índice de aspecto ($\eta = l f(\text{comprimento})/d f(\text{diâmetro})$) influi na magnitude do cisalhamento desenvolvido na interface entre fibra e solo. Índices de aspectos elevados, levaram ao desenvolvimento de um cisalhamento de menor intensidade nesta interface logo, mais resistente se torna as ligações entre a matriz e a fibra levando com isto, a uma maior eficácia desta última. Além disto, Consoli et al. (2009c) comentam que índices de aspectos elevados (superiores a 300), resultam em um comportamento de strain-hardening do compósito enquanto que, índices de aspecto baixos, desenvolvem strain-softening isto é claro, para aquele dado solo estudado.

Através de ensaio triaxiais consolidados drenados Consoli et al. (2009a), nesta ocasião, em uma mistura de areia-cimento-fibra, mostrou que a resistência do material continua aumentando mesmo com deslocamentos muito grandes, sem a presença de um pico definido de resistência, como no caso da mistura de areia e cimento, sem adição de fibras, ao qual apresentam um pico definido representando uma ruptura brusca (Figura 2.18).

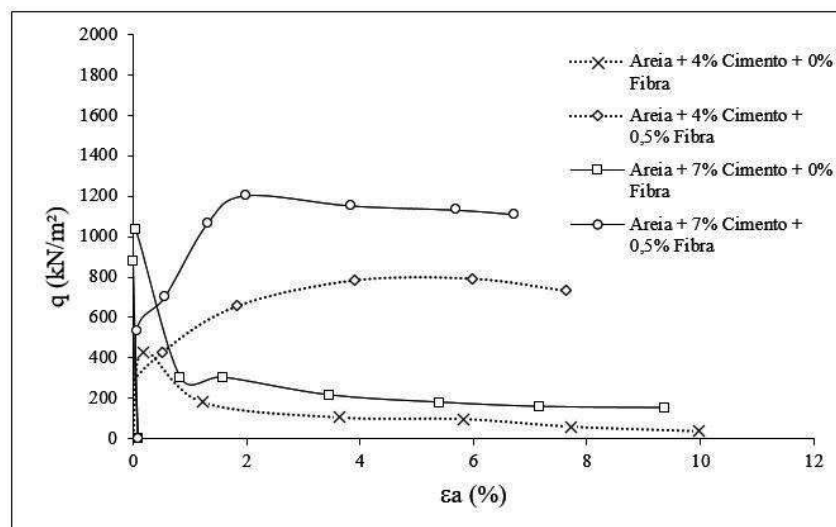


Figura 2.18 – Tensão desvio x deformação axial (Adaptado de Consoli et al. (2009a)).

Consoli et al. (2009a) combinaram a utilização de fibras a inserção de cimento Portland nas amostras, onde mantiveram a porcentagem de fibras fixa em 0,5% em relação ao peso de solo seco e, variaram a porcentagem de cimento entre 0 e 10%. Os autores puderam notar que quando utilizados concomitantemente fibras e cimento, a eficiência das primeiras vai diminuindo proporcionalmente ao aumento do teor de cimento. Já que, após determinada quantidade de cimento (5%), o que passa a controlar a resistência ali na verdade é a matriz cimentícia, e não mais as fibras em si ou então a mistura destas com o cimento.

Kumar e Deepak (2016) estudaram o efeito da adição de cinza de casca de arroz, cinza de lagoa, e fibra na compactação e comportamento de resistência de uma argila. Os resultados dos testes de compactação mostraram que quantidade limitada de fibras de poliéster (0,5 e 2,0%) não teve efeito significativo na densidade seca máxima e no teor ótimo de umidade das misturas com cinza de casca de arroz, cinza de lagoa e solo. O estudo mostrou que a inclusão de fibras na estrutura cimentada aumentou a resistência de pico e a deformação na ruptura, diminuiu a rigidez e alterou o comportamento frágil para dúctil.

Estudo realizado por Pourakbar et al. (2017), estabeleceu uma análise, a partir de ensaios de compressão não confinada e ensaios de resistência à tração, de uma mistura de solo argiloso, estabilizados através de álcali-ativação com cinzas de óleo de palma como precursor das reações, e implementado a adição de fibras minerais de volastonita. Os resultados indicaram que a inclusão do reforço de fibra em misturas ativadas por álcalis, aumentou a resistência de pico e melhorou o comportamento pós-pico, modificando a resposta frágil original para uma mais dúctil. Em uma análise microestrutural, a interação entre a superfície da fibra e a matriz geopolimérica é o principal fator que contribui para o comportamento melhorado das misturas reforçadas, segundo o autor, pois é possível que a sílica presente na superfície das fibras tenha ajudado a formar laços, firmemente em torno das fibras. Essa interação com a superfície das fibras teria ajudado a restringir o relativo movimento entre as fibras e as partículas do solo como mostra Figura 2.19.

A Tabela 2.4 apresenta um esquema resumido das principais mudanças de comportamento observados em solos, devido a inclusão de fibras como reforço.

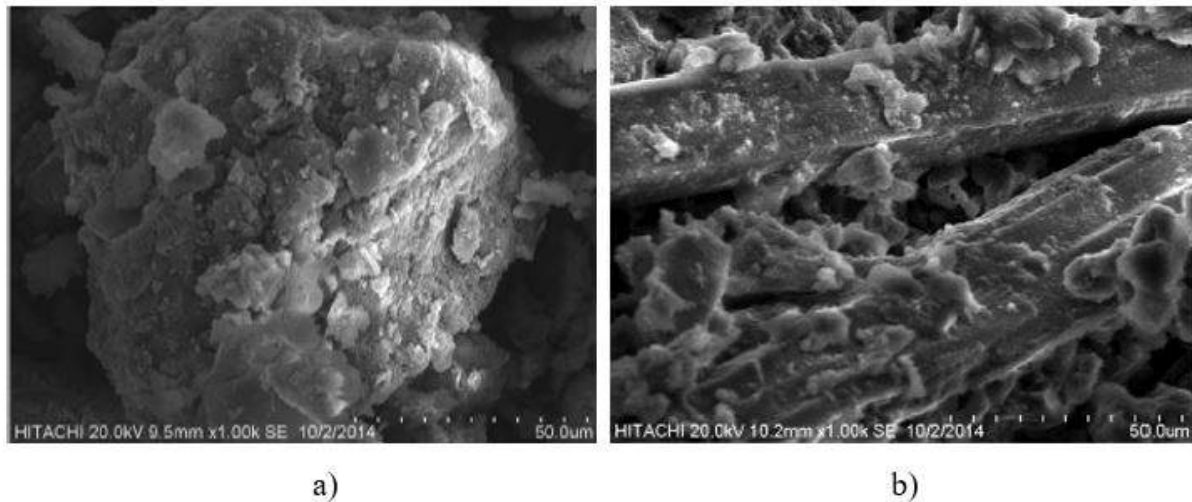


Figura 2.19 – Análise microestrutural de um solo com álcali-ativação a) Sem fibras, b) Com fibras. (Adaptado de Pourakbar et al. (2017)).

Tabela 2.4 – Comportamento de compósitos reforçados com fibras

COMPACTAÇÃO	RESISTÊNCIA	
	PICO	PÓS PICO
<p>Maiores Porosidades para a mesma energia de compactação;</p> <p>Menor densidade.</p>	<p>Aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo;</p> <p>Fibras mais rugosas tendem a ser mais efetivas no aumento de resistência;</p> <p>Aumento da resistência mesmo a elevadas deformações</p>	<p>Adição de fibras reduz a queda de resistência.</p>
VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA	MODO DE RUPTURA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA
<p>Adição de fibras aumenta as deformações volumétricas;</p>	<p>Em função do aumento da ductibilidade após formação de uma banda de cisalhamento as tensões continuam aumentando.</p>	<p>Aumento da condutividade hidráulica em solos argilosos; Redução da permeabilidade em solos granulares.</p>

2.3 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Uma fundação tem a incumbência de transmitir ao solo subjacente um carregamento vertical a partir do peso da estrutura. Uma vez que, uma fundação do tipo superficial é aquela que transfere os esforços pela base e a qual a profundidade de assentamento não pode ser maior que uma vez a sua menor dimensão em planta.

Para projeção da subestrutura faz-se necessário a determinação da tensão admissível, ou seja, da capacidade de carga do maciço terroso, essa tensão irá determinar o limite de capacidade que o solo pode suportar até que deformações comecem a aparecer sem que haja ruptura.

Com base nos tipos de ruptura que o solo pode sofrer, a depender de suas condições de carregamento, pode-se obter fórmulas de capacidade de carga, como demonstrado a seguir por diversos autores encontrados na literatura.

2.3.1 Comportamento de Ruptura

A ruptura de uma fundação superficial ocorre quando a resistência ao cisalhamento do solo sob a mesma é atingida. Genericamente, o comportamento de uma curva carga x recalque do solo, sob carregamento vertical compressivo, costuma ser representada pela Figura 2.20. A forma que ocorrem os recalques é dividida em três estágios, em um primeiro momento, na **Fase I**, a pequenas pressões observa-se recalques que são proporcionais e reversíveis. Com aumento da carga surge uma segunda fase, dita como **Fase II**, nesse momento se identifica o surgimento de algumas zonas de plastificação, junto à borda da fundação, caracterizando como um comportamento de recalque permanente. A cada passo de incremento de carga essas zonas de plastificação começam a aumentar, até que se chega em uma **Fase III**, onde ocorre a ruptura do maciço, a carga permanece constante e as deformações são contínuas (VELLOSO; LOPES, 2011).

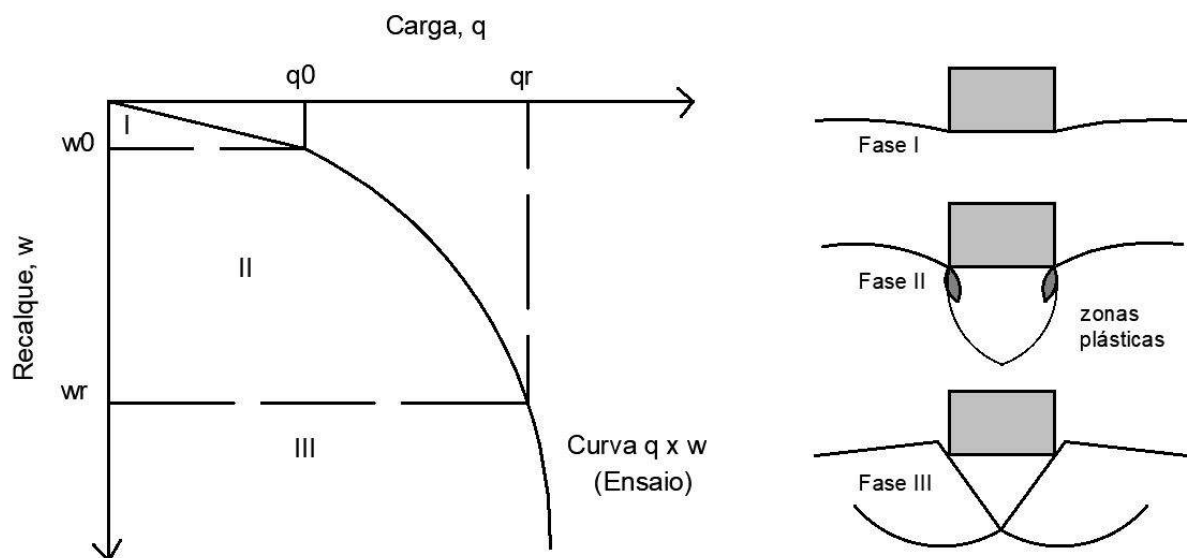


Figura 2.20 – Comportamento carga x recalque fundações superficiais (Adaptado de Velloso e Lopes (2011)).

Na prática geotécnica, entretanto, verifica-se que a capacidade de carga nem sempre fica claramente definida conforme descrita acima.

Desta forma, o pesquisador Terzaghi (1943) definiu duas formas comuns de ruptura, uma delas para solos compactos e rijos, definida como ruptura generalizada e, outra para solos mais compressíveis, definida como ruptura localizada. Posteriormente, Vésic (1963) acrescentou outra forma de ruptura, essa para solos fofos e moles, dada como ruptura por punção.

Uma fundação assente sobre um solo de caráter compacto, como areia densa e argila rija, submetido a uma carga vertical (q), sofre pequenos recalques inicialmente, até que a carga (q) seja igual a (q_{ult}), que é o limite de carregamento para ocorrer a ruptura catastrófica. Esses tipos de solo são usualmente definidos por rupturas do tipo generalizada, onde o mecanismo de ruptura é bem definido, pois a curva carga x recalque apresenta um pico de carga e a superfície de deslizamento vai de uma borda à outra da fundação até a superfície do terreno, como visualizasse na Figura 2.21 a).

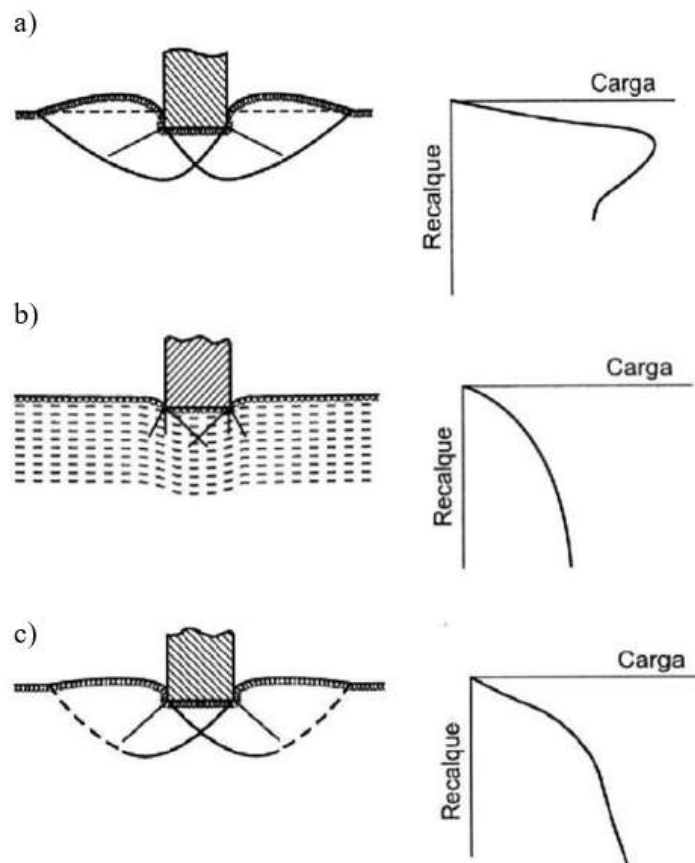


Figura 2.21 – Tipos de ruptura a) generalizada, b) por punção, c) localizada (Adaptado de Velloso e Lopes (2011)).

Em condições de tensão controlada, que é o modo de trabalho da maioria das fundações, a ruptura é brusca e catastrófica. Em condições de deformação controlada, constata-se uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos da fundação depois de ocorrida a ruptura do solo. Durante o processo de carregamento, registra-se um levantamento do solo em torno da fundação.

Ao atingir a ruptura, o movimento dá-se em um único lado da fundação (VELLOSO; LOPES, 2011).

Para o caso de uma ruptura em uma areia fofa ou argila mole, a ruptura se dará por puncionamento. A característica dessa ruptura é a ausência de superfície de deslizamento bem definida. A curva carga x recalque não apresenta um valor de pico bem definido, pelo contrário, a carga continua a crescer a uma taxa muito pequena, mesmo a grandes níveis de recalque, como apresentado na Figura 2.21 b). Conforme a carga cresce, o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo dela. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação, sendo que o solo fora da área carregada praticamente não participa do processo.

A terceira forma de ruptura, a ruptura localizada, caracteriza-se por um modelo que é bem definido apenas logo abaixo da base da fundação, característico de solos medianamente compactos. A curva carga x recalque não apresenta um valor de pico e nem a ruptura catastrófica do elemento de fundação, mostrada na Figura 2.21 c). Esse modelo consiste em uma cunha e de superfície de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação, tal como no caso da ruptura generalizada. Há uma tendência visível de empolamento do solo, dos lados da fundação. Entretanto, a compressão vertical sob a fundação é significativa e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno. Somente depois de um deslocamento vertical (da ordem da largura ou do diâmetro da fundação) as superfícies de deslizamento poderão tocar a superfície do terreno. Mesmo assim não haverá um colapso ou um tombamento catastrófico da fundação que permanecerá embutido no terreno, mobilizando a resistência de camadas mais profundas. Assim, a ruptura localizada tem característica dos outros dois tipos de ruptura e, por isso, na realidade, ela representa um tipo de transição.

Uma maneira clara da ocorrência de ruptura em areias foi proposta por Vésic (1963), Figura 2.22. O autor estabeleceu condições para a ocorrência de ruptura a partir da compacidade da areia e do embutimento relativo (h/B). Por exemplo, uma fundação em areia densa pode romper por puncionamento se estiver assente em uma profundidade relativa elevada, caso esteja em uma profundidade relativa baixa a ruptura será generalizada.

Segundo Cintra et al. (2003), a análise dos tipos de ruptura pode ser estendida também para o caso de solos argilosos. Assim, considera-se que fundações superficiais assentes em areias compactas e argilas rijas estão sujeitas a ruptura generalizada. Em areias fofas e argilas moles à ruptura por puncionamento e, em argilas médias e areias medianamente compactas, à ruptura localizada.

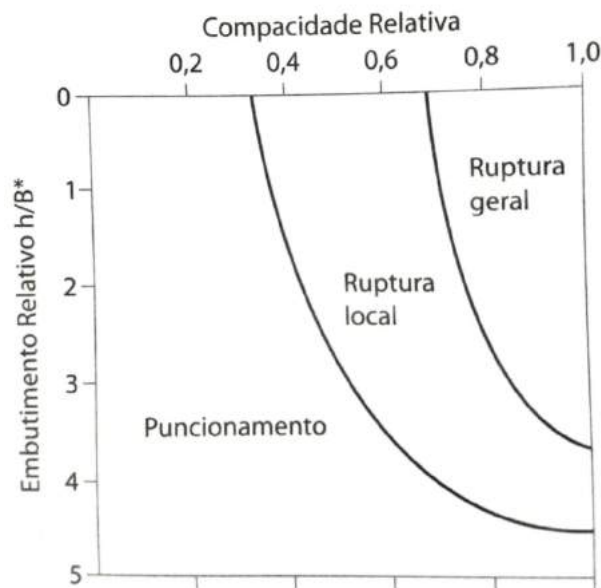


Figura 2.22 – Tipo de ruptura em função da profundidade e a densidade relativa (Velloso e Lopes (2011)).

2.3.2 Método Analítico para Determinação da Capacidade de Carga

Para se obter uma previsão eficaz de tensão admissível, destaca-se diversas formulações de capacidade de carga elaboradas por autores como Terzaghi (1943), Meyerhof (1953, 1974), Hansen (1961), Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978).

A partir de equações empregues à cálculos em materiais como metais, Terzaghi (1943), foi um dos primeiros a aprimorar uma teoria para formulação mais racional para previsão da capacidade de carga de fundações superficiais. Para tal ele admitiu algumas hipóteses:

- a) estado plano de deformação, fundações contínuas com base horizontal e superfície plana;
- b) carregamento vertical centrado;
- c) material homogêneo e isotrópico;
- d) peso específico constante;
- e) resistência ao corte do solo definida em termos da coesão (c) e do ângulo de atrito (ϕ);
- f) 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 $q = \gamma' D$.

De acordo com o modelo proposto por Terzaghi (1943), e esquematicamente mostrado na Figura 2.23, a ruptura do solo, quando submetido a uma tensão, ocorrerá inicialmente na forma de puncionamento, que se caracterizará pelo deslocamento vertical da cunha formada na **Região I** abaixo do elemento de fundação. Este puncionamento originará empuxos laterais de terra sobre a **Região II**, que os transmitirá à **Região III**, fazendo com que toda a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura que delimita as regiões II e III seja mobilizada.

A partir das considerações acima, a capacidade de carga do solo (Q_u), proposta por Terzaghi (1943), considerando uma ruptura generalizada pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$Q_u = c' \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (2.7)$$

Onde:

Q_u : tensão de ruptura.

c' : coesão efetiva.

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

S_c, S_q, S_γ : fatores de forma.

q : sobrecarga.

γ' : peso específico efetivo do solo.

B : largura da fundação.

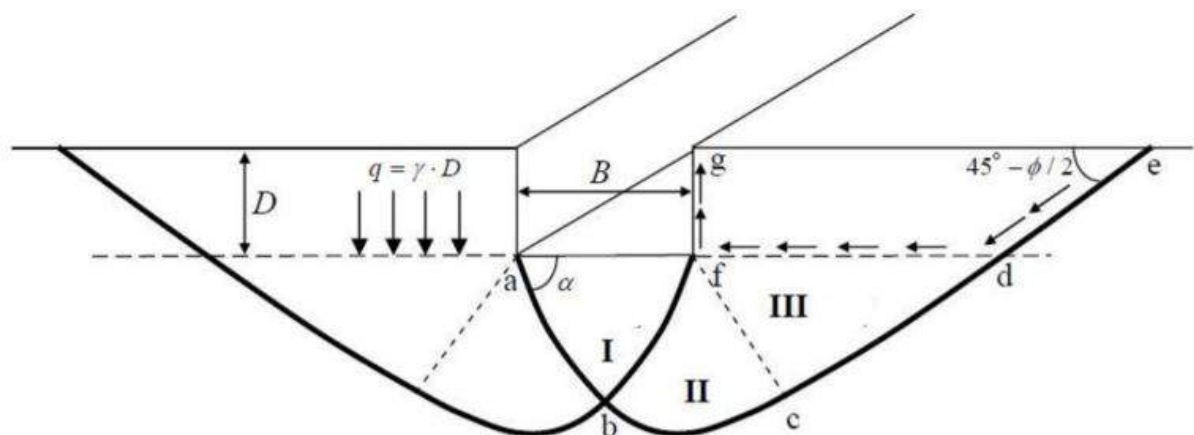


Figura 2.23 – Superfície potencial de ruptura (M W F de Souza (2018)).

Posteriormente, diversas pesquisas nessa área foram destaque, apresentando estudos que proporcionaram aos projetistas cálculos de capacidade de carga de modo que consideraram variáveis significativas, tais como, geometrias diferentes da fundação, diferentes tipos de carregamento, diferentes tipos de solos (MEYERHOF, 1953), (VÉSIC, 1963; VESIC, 1975) e (HANSEN, 1961, 1970).

A metodologia proposta por Hansen (1961) apresenta uma série de refinamentos, que levou a pesquisa a ter uma importância histórica, pela simplicidade que contribuem para a sua grande aplicação mesmo nos dias atuais. A metodologia consiste basicamente em incorporar alguns coeficientes na metodologia desenvolvidas anteriormente por Terzaghi (1943).

O cálculo da capacidade de carga pelo método de Hansen (1961) leva em consideração a introdução de outros fatores, além dos tradicionais fatores de capacidade de carga (N_c , N_γ e N_q) e de forma (S_c , S_γ e S_q), que expressam:

- fatores de influência da profundidade de assentamento da fundação (d_c , d_γ e d_q);
- fatores de influência da inclinação da carga aplicada em relação à normal ao plano do elemento de fundação (i_c , i_γ e i_q);
- fatores de influência da inclinação do terreno adjacente ao elemento de fundação (g_c , g_γ e g_q);
- fatores de influência da inclinação da base do elemento de fundação em relação a horizontal (b_c , b_γ e b_q) no cálculo da capacidade de carga do solo.

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad (2.8)$$

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:

$$c^* = \frac{2}{3} \cdot c_2 \quad (2.9)$$

$$\phi^* = \arctg \left(\frac{2}{3} \cdot \tan \phi_2 \right) \quad (2.10)$$

2.3.2.1 Capacidade de carga de solos estratificados

Os solos, em sua maioria, não são homogêneos e sim formados por diversas camadas de resistências diferentes. Essas camadas são normalmente horizontais e aproximadamente paralelas à superfície do solo. Em regiões com solos de origem sedimentar é comum encontrarmos uma estratigrafia alternando camadas arenosas e argilosas.

As formulações apresentadas anteriormente para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais foram desenvolvidas considerando o maciço de solo como homogêneo. Na prática da engenharia de fundações comumente nos deparamos com situações diferentes desta, ou seja, com maciços de solo estratificados no qual a principal preocupação é a existência de camadas de solo com capacidade de carga inferior às tensões que se propagam desde a camada resistente onde se encontra assentada a fundação superficial projetada. Em razão disso, inúmeras pesquisas foram concebidas para auxiliar os projetistas com essa necessidade comum na área geotécnica.

O primeiro método proposto para calcular a capacidade de carga em fundações assentes em sistemas de dupla camada, sendo a camada superior mais resistente que a camada inferior e que consideram que a camada superior atua na distribuição de carga em maior área, reduzindo a intensidade do carregamento foi proposto por Terzaghi e Peck (1948). A hipótese é de que, a ruptura ocorre quanto a capacidade de carga da camada inferior é atingida. O pesquisador assumiu que a carga se espalhará numa razão de 2:1 a partir das bordas da fundação (Figura 2.24), correspondendo à um ângulo de aproximadamente 27° com a vertical (KENNY; ANDRAWES, 1997).

Brown e Meyerhof (1997) realizaram um estudo experimental utilizando modelos reduzidos de fundações apoiadas em dupla camada de solo totalmente coesivo com ruptura não drenada. Estudaram os casos de fundações circulares e fundações corridas, apoiadas sobre camadas de diferentes resistências. A relação H/B adotada variou de 0,5 a 3,0. Os autores concluíram que quando se tem uma camada de maior resistência sobre uma camada de menor resistência, a ruptura ocorre formando planos verticais na camada resistente e toda a resistência da camada inferior é mobilizada. Já quando existe uma camada de menor resistência sobre uma camada de maior resistência, a ruptura ocorre por deslizamento do solo da camada superior entre a fundação e a camada inferior de maior resistência.

A dificuldade na utilização do método de Terzaghi e Peck (1948) estava na incerteza na definição do ângulo de espalhamento da carga, o que pode alterar significativamente a capacidade de carga. Consequentemente, Meyerhof (1974) propôs um método que passou a ser bastante difundido, ele considera um caso de dupla camada, sendo a superior mais resistente, areia sob argila. A pesquisa mostrou que a uma carga última a camada resistente, com uma forma piramidal é puncionada

sobre a camada de argila, desta forma, a ruptura por cisalhamento mobiliza o ângulo de atrito da areia (ϕ) e a resistência não drenada da argila (S_u).

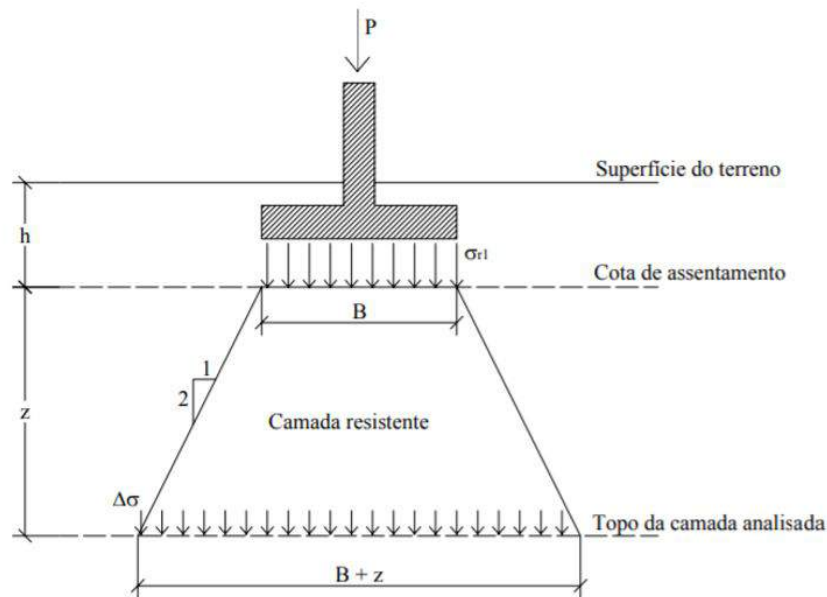


Figura 2.24 – Propagações de tensões segundo uma inclinação 2:1 (Kenny e Andrawes (1997, p. 339)).

A partir de uma adaptação, do método de Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978) ampliaram a teoria para o caso de cargas inclinadas aplicadas em sistema de camadas coesivos-friccionais, através de modelos reduzidos de fundações corridas e circulares (Figura 2.25).

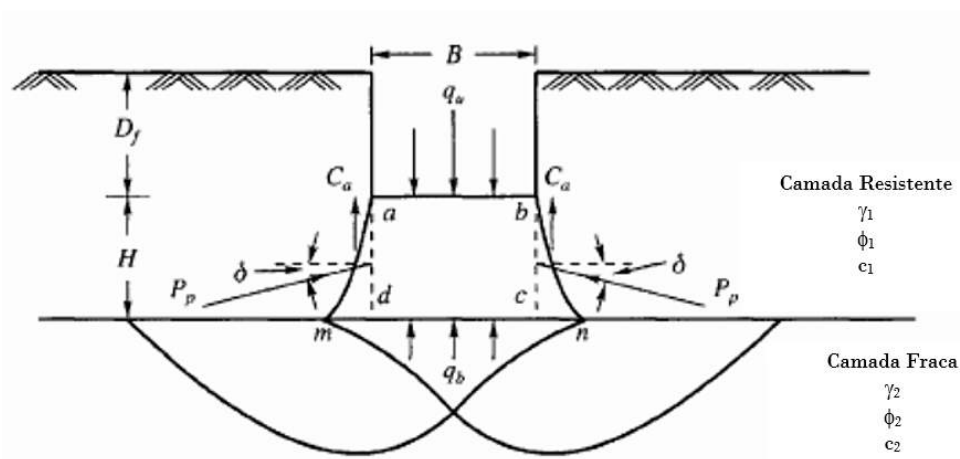


Figura 2.25 – Mecanismo de ruptura do solo pelo método de Meyerhof e Hanna (1978) (Adaptado de Meyerhof e Hanna (1978)).

Assim, para uma sapata de largura B e assentada em uma profundidade D_f e a uma distância H da superfície da camada fraca, tem-se que a componente vertical da capacidade de carga na

direção da carga pode ser calculada pela Equação 2.11.

$$q_{uv} = q_{bv} + 4c_a i_a s_a \frac{H}{B} + 2\gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f \cos\alpha}{H} \right) \left(\frac{K_s i_s s_s \tan\phi'_1}{B} \right) - \gamma_1 H \quad (2.11)$$

$$q_{bv} = c_2 i_{c2} S_{c2} N_{c2} + \gamma_2 (D_f + H) N_{q2} i_{q2} S_{q2} + 0,5\gamma_2 B N_{\gamma_2} i_{\gamma_2} S_{\gamma_2} \quad (2.12)$$

$$q_{tv} = S_{c1} i_{c1} c'_1 N_{c1} + S_{q1} i_{q1} \gamma_1 D_f N_{q1} + 0,5S_{\gamma_1} i_{\gamma_1} B \gamma_1 N_{\gamma_1} \quad (2.13)$$

Vesic (1975) também considerou que a superfície de ruptura era vertical e apresentou, a partir de dados experimentais, uma equação para o cálculo da capacidade de carga para solos em dupla camada, sendo ambas coesivo-friccionais.

$$q_u = \left[q_0 + \left(\frac{1}{k} \right) \cdot c_1 \cdot \cot\phi_1 \right] \exp \left\{ 2 \cdot \left[1 + \frac{B}{L} \right] \cdot k \cdot \tan\phi_1 \left(\frac{H}{B} \right) \right\} - \left(\frac{1}{k} \right) \cdot c_1 \cdot \cot\phi_1 \quad (2.14)$$

$$k = \frac{(1 - \text{sen}^2\phi_1)}{(1 + \text{sen}^2\phi_1)} \quad (2.15)$$

Onde:

q_0 : capacidade de carga se a fundação estivesse apoiada sobre a inferior, pela fórmula clássica;

c_1 : coesão da camada superior;

k : coeficiente de empuxo;

ϕ_1 : ângulo de atrito camada superior;

H : espessura da camada superior;

B : largura da fundação;

L : comprimento da fundação.

Dentre estes métodos, os propostos por Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978) foram verificados por Sales (1998) na previsão de resultados de ensaios de placas sobre camadas cimentadas. O autor observou que o Método de Meyerhof e Hanna (1978) foi o que melhor representou os resultados experimentais. Mesmo assim, o coeficiente de variação entre os resultados previstos e observados foi bastante grande (acima de 60%).

2.3.2.2 Capacidade de carga de sistemas dupla camada sendo a superior cimentada

Thomé (1999), 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, apresentou 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.

A metodologia proposta baseava-se na obtenção da capacidade de carga a 2% de recalque relativo, com base nos resultados de simulações numéricas. Verificou-se que a capacidade de carga a 2% de recalque relativo (recalque observado dividido pelo diâmetro da placa) era função da relação H/D , da coesão do solo cimentado e dos parâmetros do solo não cimentado. O ângulo de atrito e módulo de elasticidade da camada cimentada não se mostraram significativos na determinação de $q_{u2\%}$.

Após os ensaios, foram realizados cortes transversais na camada cimentada a fim de observar qual era o mecanismo de ruptura. Observou-se, basicamente, dois tipos de mecanismos de ruptura. É necessário salientar que estes mecanismos se diferenciaram pela forma da superfície de deslizamento, uma vez que todas as curvas carga x recalque apresentaram a mesma característica, ou seja, um pico bem definido de carga.

Thomé (1999), observou que o mecanismo de ruptura real dependia da relação H/D . Para relações H/D de 0,25 e 0,5 a superfície de ruptura na camada cimentada era vertical, as maiores tensões de tração se encontram abaixo do canto da fundação (Figura 2.26 a)). Um processo de fissuramento entre a camada cimentada e não cimentada ocorre quando a tensão de tração admissível é alcançada, conforme aumenta o carregamento ocorrem fissuras no canto da fundação, onde há as maiores tensões cisalhantes (Figura 2.26 b)). Com aumento da carga as fissuras vão uma de encontro a outra, dessa forma, dá-se a ruptura brusca e catastrófica, uma vez que todo o carregamento é transferido para o solo não cimentado de baixa resistência (Figura 2.26 c)).

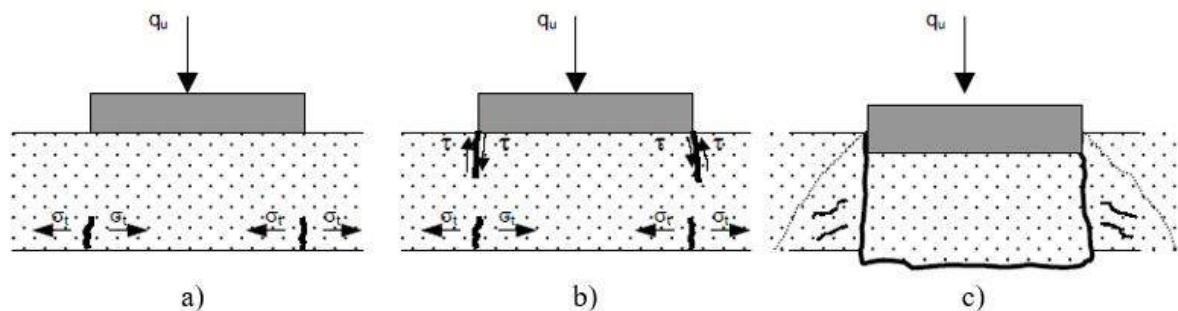


Figura 2.26 – Mecanismo de ruptura progressiva para relações $H/D \leq 0,5$ (Thomé (1999)).

Porém, para as relações H/D de 1,0 e 2,0 as superfícies de ruptura foram inclinadas. Os mecanismos envolvidos são praticamente os mesmos daqueles apresentados anteriormente para relações H/D menores. No entanto, existem pequenas diferenças em relação aos pontos onde inicia o processo de fissuramento (Figura 2.27).

Para estes casos, pela camada cimentada apresentar uma maior espessura, as tensões de tração de maior intensidade estão sob o centro da fundação. Com aumento do carregamento a camada cimentada continua deformando e novas fissuras de tração vão surgindo. Além disso, surgem novas tensões horizontais de compressão que não permitem que as fissuras centrais se propaguem. Quando ocorre o encontro destas fissuras, provenientes dos dois distintos mecanismos, ocorre uma ruptura brusca e catastrófica com um cone de material cimentado “penetrando” no solo não cimentado. No momento que ocorre a ruptura física, a superfície da camada cimentada não carregada recupera parte do deslocamento, voltando praticamente ao ponto inicial.

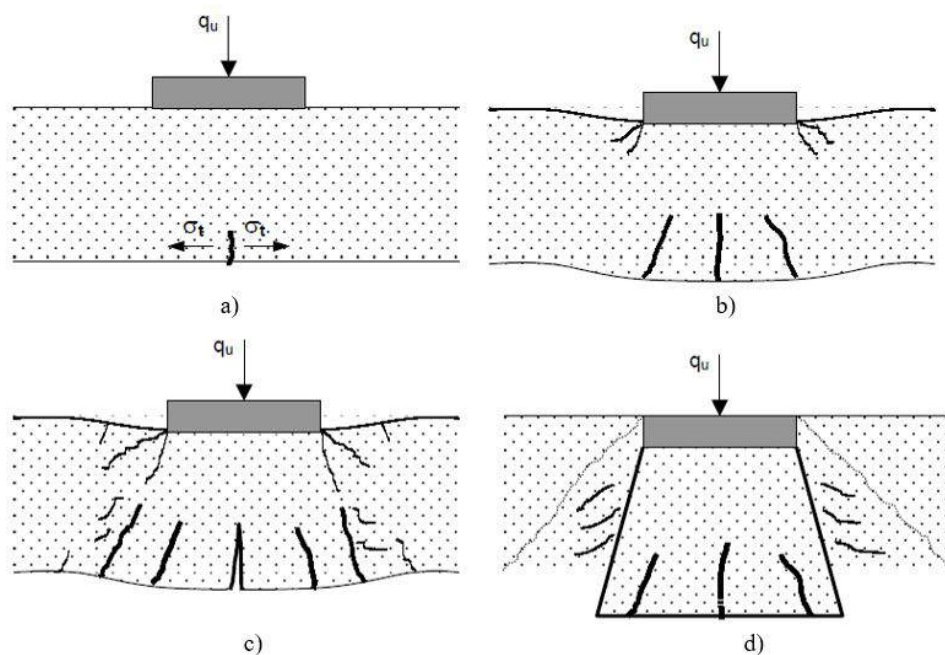


Figura 2.27 – Mecanismo de ruptura progressiva para relações H/D variando de 1,0 até 2,0 (Thomé (1999)).

Quanto maior a relação H/D , menor será a tensão vertical que chegará na camada não cimentada. Esta camada tem a propriedade de concentrar grande parte das tensões aplicadas na fundação. Mas, devido à diferença de rigidez entre a camada cimentada e não cimentada, mesmo chegando pouca tensão na camada inferior, esta é suficiente para fazer com que ocorra maior deformação nesta camada, gerando tensões de tração na parte inferior da camada cimentada e iniciando um processo de ruptura.

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.

A Figura 2.28, apresenta em forma de ábaco, as curvas obtidas através da metodologia proposta em conjunto com a equação para obtenção do valor do fator de parâmetros para as três relações H/D estudadas. Thomé (1999) observou que, os valores de $q_{u2\%}/Pa$ se correlacionam muito bem com os valores obtidos pela equação F, e que o melhor ajuste em ambas equações é também exponencial, com coeficientes de determinação bem elevados. As equações exponenciais representativas destas curvas estão apresentadas a seguir:

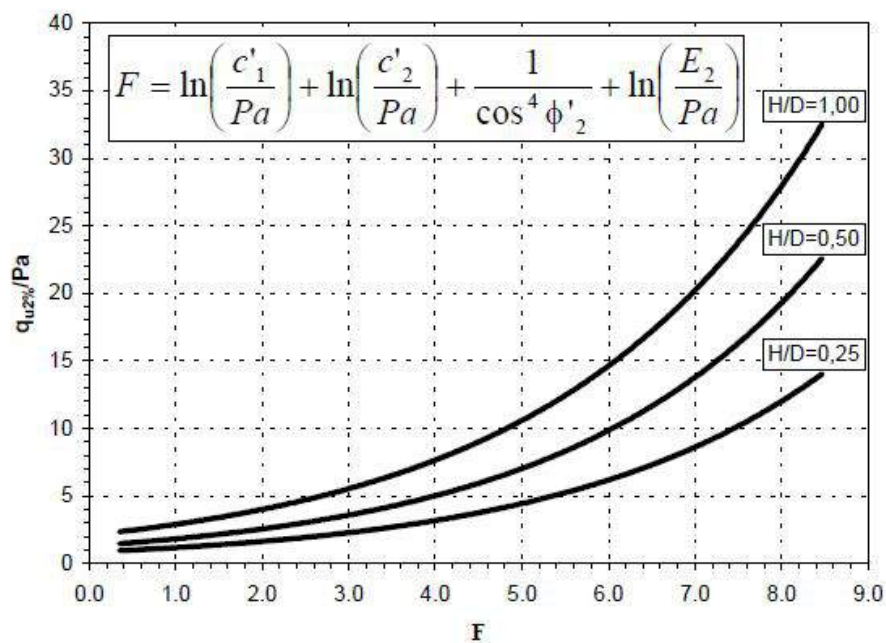


Figura 2.28 – Ábaco para cálculo carga de ruptura de fundações apoiadas em sistema de dupla camada (Thomé (1999)).

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 1,00 : \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,10.e^{0,3235F} \quad (2.16)$$

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 0,50 : \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 1,31.e^{0,3365F} \quad (2.17)$$

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 0,25 : \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 0,84.e^{0,33285F} \quad (2.18)$$

Onde:

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

F: Fator de parâmetro.

Pa: Pressão atmosférica.

c'_1 : coesão da camada cimentada.

c'_2 : coesão do solo natural.

ϕ'_2 : ângulo de atrito do solo natural.

E_2 : módulo de elasticidade do solo natural.

Salientando que, a Tabela 2.5 apresenta a faixa de valores aplicáveis para o método proposto segundo o autor.

Tabela 2.5 – Faixa de validade para aplicação do método proposto por THOMÉ (1999)

Material Cimentado	Material Não Cimentado
$0,19 \leq c'_1/\text{Pa} \leq 4,44$	$0,01 \leq c'_2/\text{Pa} \leq 0,50$
$0,70 \leq \tan \phi'_1 \leq 1,19$	$0,26 \leq \tan \phi'_2 \leq 0,70$
$2.961,0 \leq E_1/\text{Pa} \leq 14.810,0$	$98,0 \leq E_2/\text{Pa} \leq 988,0$

Fonte: adaptado de Thomé (1999).

Consoli et al. (2009b) apresentaram uma interpretação de ensaios de placa (diâmetros de 0,30 m e 0,60 m) em sistemas de dupla camada constituídos por uma camada superficial artificialmente cimentada e compactada (espessuras de 0,15 m a 0,60 m) sobre um solo residual compressível.

Os autores verificaram um aumento da capacidade de carga e redução de recalques com o aumento da relação H/D, sendo que a ruptura ocorreu sempre por punção e, a 70% de carga houve surgimento de fissuras (Figura 2.29). Quando a carga de ruptura era atingida, maiores recalques eram desenvolvidos, resultando na penetração da placa na camada tratada.

Escavações após os testes possibilitaram observar os mecanismos de ruptura (Figura 2.30). Para o teste 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 placa no fundo da camada tratada, porém, não atingindo o topo desta.

2.3.2.3 Capacidade de carga de sistemas dupla camada sendo a superior cimentada considerando extensão lateral

Os métodos para previsão da capacidade de carga em sistemas de dupla camada até agora relatados nesta revisão trazem implícita a premissa de que a camada superior é contínua ou

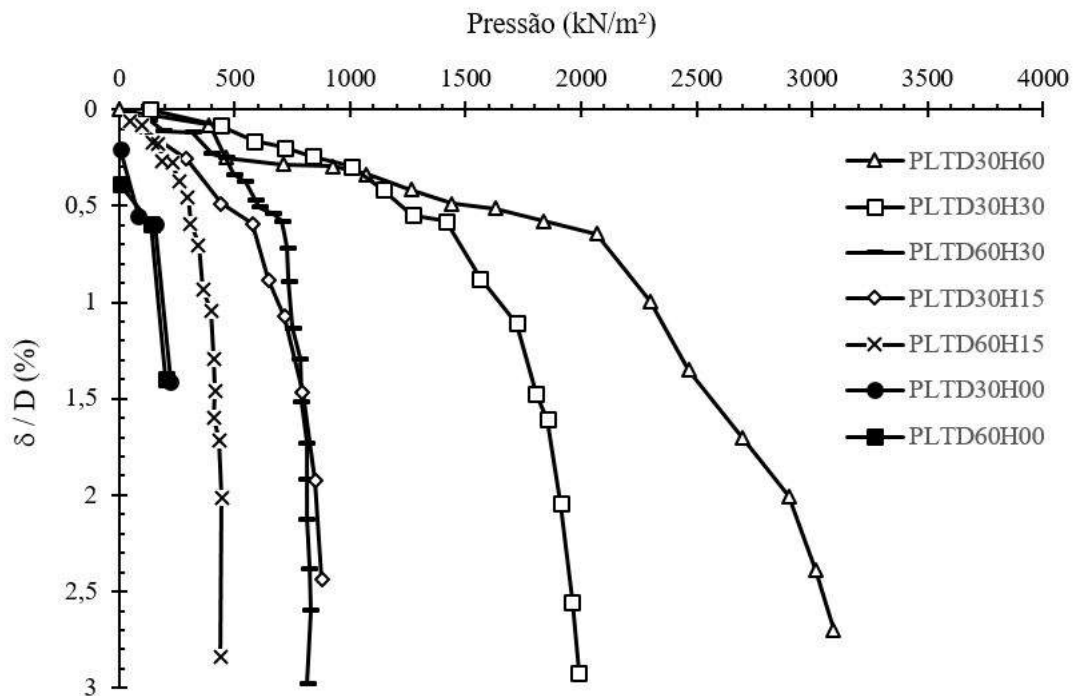


Figura 2.29 – Curva pressão x recalque relativo (Consoli et al. (2009b)).

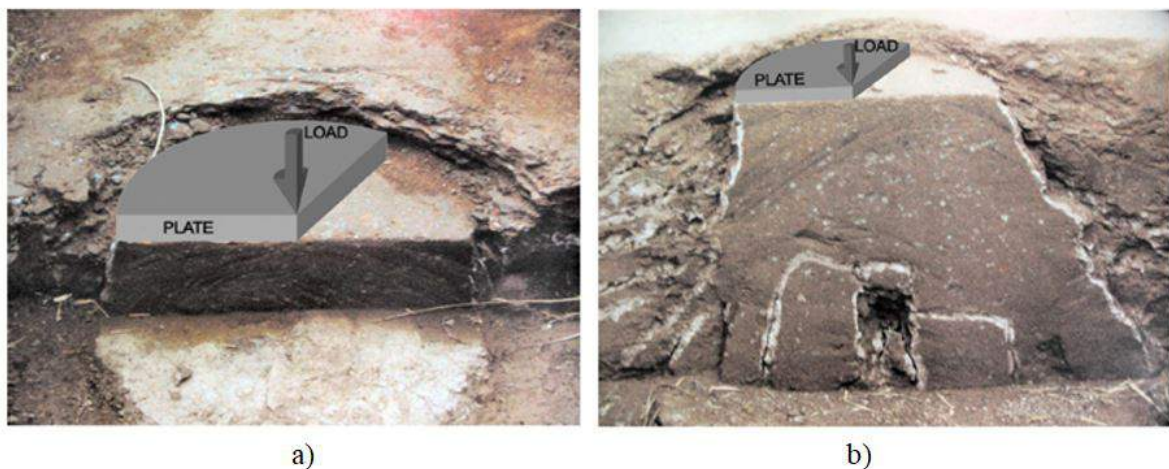


Figura 2.30 – Mecanismo de ruptura observado a) $H/D=0.25$ b) $H/D=1.0$ (Consoli et al. (2009b)).

suficientemente maior que a largura da fundação. Lacunas como esta desestimulam a utilização da técnica pelos projetistas, direcionando a escolha para as soluções convencionais, mesmo que potencialmente mais onerosas.

- Fundações superficiais contínuas

Foppa (2016) propôs um método para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais

contínuas, assentes em uma camada de reforço em solo-cimentos sobre um solo arenoso fofo, considerando sua extensão lateral. Método foi proposto a partir de ensaios em modelo reduzido e análises numéricas através do método dos elementos finitos.

As premissas para desenvolvimento do método foram as seguintes:

- a) fundação superficial contínua;
- b) carregamento vertical centrado;
- c) superfície do terreno, base da fundação e do reforço planas;
- d) solo de base arenoso fofo (sujeito a ruptura do tipo puncionamento) sem coesão;
- e) força de atrito nas paredes laterais entre solo e reforço desprezados.

Dois tipos de ruptura ficaram bem caracterizados na realização dos ensaios em modelo reduzido. Um deles, 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. A ruptura deu-se no solo de base. Neste caso, fundação e reforço comportam-se como se fossem um elemento único, apoiado na profundidade de assentamento do reforço.

Em um segundo tipo de recalque observado, 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. A ruptura se dá na camada de reforço.

O pesquisador também observou que, em reforços com relação $H_r/B \leq 0,50$, o início da fissuração tende a ocorrer junto às bordas da fundação, já para relações $H_r/B \geq 1$, tende a ocorrer junto ao eixo da fundação. Entretanto, o mesmo reconhece que não se deve tomar esses limites como fixos, pois foi identificado que largura do reforço também influencia a localização do início da fissura.

Com base no conhecimento de que a ruptura da camada reforçada romperia por trincas de tração, que se iniciavam na base, e salientando que, a ruptura deveria se dar no solo natural e não na camada de reforço, para que houvesse deslocamentos suficientes para não haver uma ruptura catastrófica. A proposta foi de uma equação para obter o valor da tensão de tração atuante a partir de um determinado carregamento e geometria do reforço.

Sendo assim, a partir das análises numéricas, o autor considerou 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. Desta forma verificou que, os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios.

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

$$\sigma_{tmax} = 3Q_{ur(n)} \left(\frac{Tr}{Hr} \right)^2 \leq \frac{qt}{FS} \quad (2.19)$$

$$Q_{ur(n)} = q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot Br \cdot N_\gamma \quad (2.20)$$

Onde:

σ_{tmax} : tensão de tração máxima no reforço;

$Q_{ur(n)}$: tensão que atua na base do reforço;

Tr: distância de tração máxima no reforço;

Hr: espessura da camada de reforço;

qt: resistência a tração obtida de ensaios de tração;

FS: fator de segurança;

Br: largura do reforço.

Os fatores de capacidade de carga podem ser obtidos pelas formulações tradicionais.

Para que não haja ruptura no reforço a tensão máxima de tração deverá ser menor que a resistência à tração do reforço (qt) dividida por um fator de segurança (FS). A resistência a tração é determinada a partir dos ensaios de tração por compressão diametral. A resistência obtida através destes ensaios tende a fornecer valores ligeiramente menores do que os obtidos em ensaio de tração direta e, portanto, a favor da segurança (DASS, 1994).

Em reforços de maior espessura, onde a tensão de tração máxima ocorre no centro da fundação, o comportamento observado tende a se aproximar de blocos de fundação.

$$\sigma_{tmx} = 3 \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan\beta}{\beta} - 1} \leq \frac{qt}{FS} \quad (2.21)$$

Onde:

Onde:

σ_{tmax} : tensão de tração máxima no reforço;

$Q_{ur(n)}$: tensão que atua na base do reforço;

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

qt: resistência a tração obtida de ensaios de tração;

FS: fator de segurança;

- Fundações superficiais circulares

Baseado no trabalho realizado por Foppa (2016), Caballero (2019) propôs uma metodologia de capacidade de carga, para fundações superficiais circulares, assentes sobre camada de reforço em solo-cimento, baseado também em ensaios em modelo reduzidos e análises numéricas.

As premissas para desenvolvimento do método foram as mesmas utilizadas no método de Foppa (2016), única diferença é o tipo de fundação, para o caso de Caballero (2019) a fundação é superficial circular.

Segundo resultados numéricos relatados por Caballero (2019), as máximas tensões de tração no reforço foram registradas perto das bordas da fundação para relações $Hr/D \leq 0,25$, já para relações $Hr/D \geq 0,50$ as tensões de tração máxima ocorriam no eixo da fundação. O modelo reduzido proposto está esquematizado na Figura 2.31.

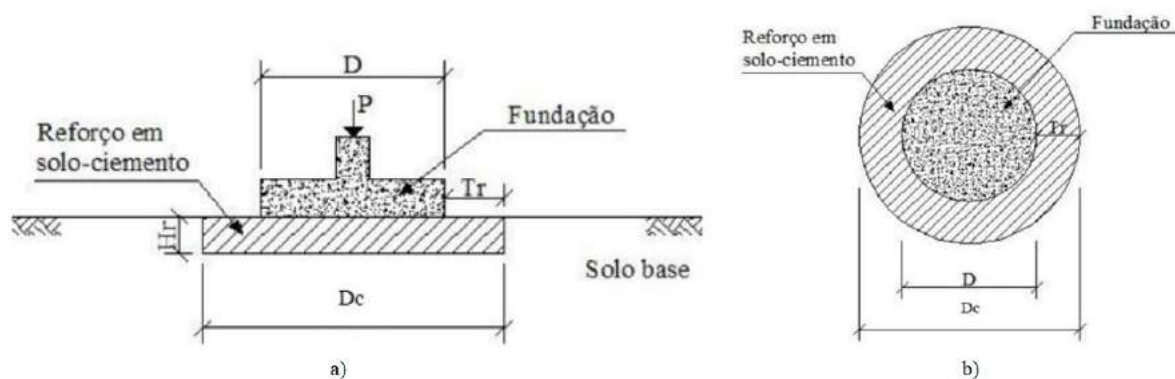


Figura 2.31 – Esquema placa de prova de carga (Caballero (2019)).

Com isto acredita-se que o surgimento das fissuras no reforço é também devido à ultrapassagem da resistência a tração do reforço.

Portanto, tendo em conta a possibilidade de uma ruptura catastrófica da fundação a partir da fissuração do reforço, o pesquisador considerou que a ruptura iria ocorrer quando a tensão de tração atingisse a resistência à tração do solo-cimento.

Na prática é desejável que o a ruptura do sistema “solo + reforço” se dê no solo, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso. Com este argumento, deve-se projetar um reforço com características geométricas e de resistência tais que $Q_{ur(n)} \geq Q_u$.

Assim como Foppa (2016), o equacionamento do problema deve-se dividir em duas partes: a primeira consiste na determinação da capacidade de carga de um sistema reforçado tendo a premissa que haverá ruptura por puncionamento; a segunda consiste em verificar quais devem ser as características geométricas e de resistência do reforço para que não haja ruptura.

Então, baseado nos fatos acima mencionados, Caballero (2019) estimou a capacidade de carga considerando que o sistema “fundação + reforço” equivale a uma fundação com largura igual à do reforço assente na mesma profundidade do reforço.

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 dividida por um fator de segurança. A tensão máxima de tração pode ser calculada por:

$$\sigma_{tmax} = 5,21Q_{ur(n)} \left(\frac{Tr}{Hr} \right)^{1,61} \leq \frac{qt}{FS} \quad (2.22)$$

Onde:

Q_u : tensão de ruptura da fundação.

$Q_{ur(n)}$: capacidade de carga normalizada do solo reforçado (Equação 2.17).

D: Diâmetro da fundação.

D_c : Diâmetro do reforço.

H_r : espessura do reforço.

Tr: extensão adicional da camada de reforço.

σ_{tmax} : tensão máxima de tração.

qt: resistência a tração.

FS: fator de segurança.

Para atestar a metodologia proposta, Caballero (2019) aplicou o método proposto em provas de carga em escala real executadas sobre camadas de reforço em solo-cimento realizadas por Consoli et al. (2019).

As camadas de reforço da pesquisa, avaliadas conforme o método, eram quadradas de dimensões 0,45, 0,60 e 0,90m de lado, ambas com espessura de 0,30m e diâmetro da placa circular de 0,30m. O reforço estava assente sobre um solo coesivo friccional de baixa capacidade de carga.

Com o desenvolvimento do cálculo, Caballero (2019) observou que para o caso das camadas menores, de largura 0,45m e 0,60m, a capacidade de carga correspondeu com a obtida em campo, já a camada de 0,90m o resultado de capacidade de carga foi superestimado, ou seja, muito maior que o resultado obtido em campo. Esse fato ocorreu pois, a camada de 0,90m rompeu, não sendo possível considerar como um sistema único, fundação mais reforço.

Calculando as tensões de tração máximas das camadas e a resistência à tração da camada, o autor verificou que as camadas menores apresentaram uma tensão menor que a resistência à tração obtida em laboratório. Porém, a camada maior obteve uma tensão superior, por este fato houve a ruptura, como pode-se visualizar na Figura 2.32 após execução do ensaio e exumação das camadas.



Figura 2.32 – Mecanismo de ruptura das camadas estabilizadas após ensaios de prova de carga (Consoli et al. (2019)).

Verificando a influência da extensão lateral nas camadas os autores concluíram que quanto maior a largura da camada tratada, maior a área e por consequência, maior a carga e maior a tensão

suportada pela camada para um mesmo recalque, como comprovado através das curvas carga *versus* recalque relativo que podem ser visualizadas na Figura 2.33.

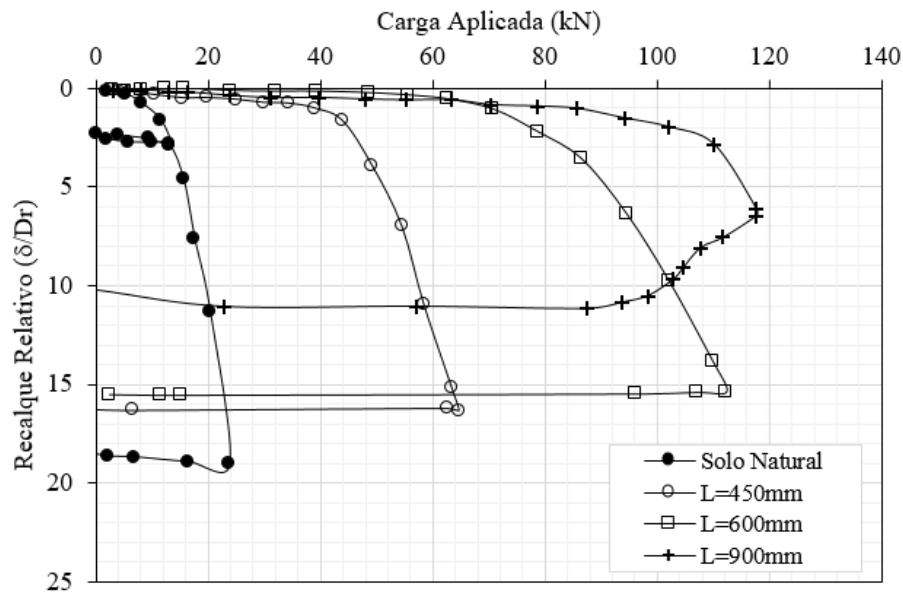


Figura 2.33 – Resultados de carga aplicada *versus* recalque relativo (Consoli et al. (2019)).

Além disso, os autores avaliaram a aplicação de dois métodos analíticos de previsão de capacidade de carga. Através de um único gráfico de previsão, é possível prever o comportamento de ruptura de camadas cimentadas assentes sobre o solo residual fracamente cimentado. Os resultados demonstraram que para camadas quadradas com dimensão de até cerca de 0,75m a capacidade de carga da camada de solo-cimento deve considerar como se a camada fizesse parte da base da fundação (HANSEN, 1961). Para camadas infinitas estabilizadas com cimento, com solução $H/D=1,0$, o resultado mostra que para dimensões da camada de 0,90m o método de (VESIC, 1975) apresentou resultados muito similar as provas de carga. Além disso, autores verificaram que transição do mecanismo de ruptura de punção para ruptura da camada ocorre em camadas acima de 0,75mm de lado.

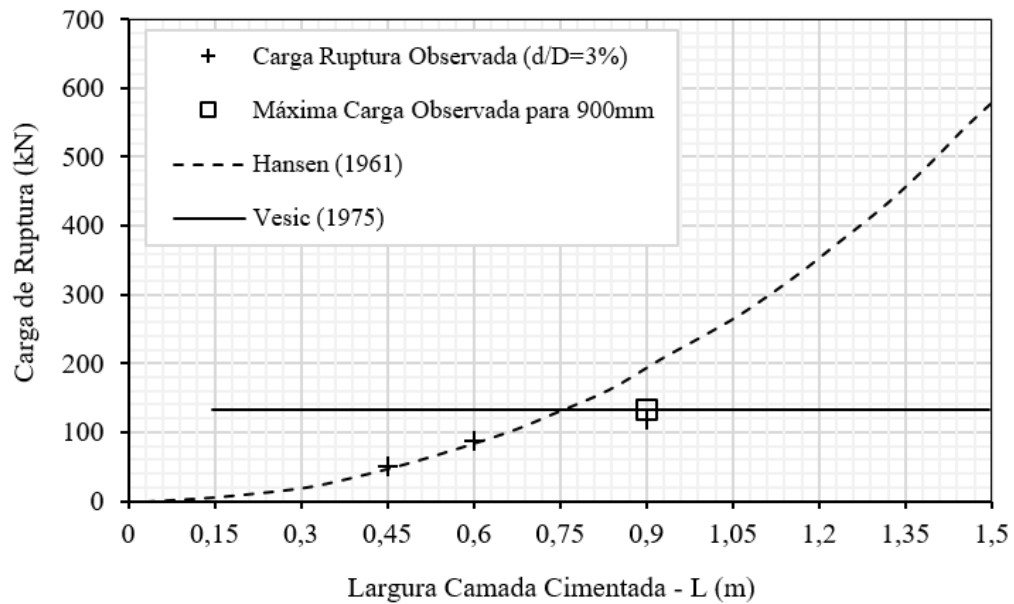


Figura 2.34 – Resultados de previsão de carga de ruptura (Consoli et al. (2019)).

Uma nova mistura, composta de pó de vidro moído e cal carboneto, foi analisada por Consoli et al. (2020) na estabilização de uma areia através de ensaios de prova de carga em camadas circulares considerando diferentes diâmetros, assentes sobre um solo residual fracamente cimentado. Semelhante às camadas tratadas com cimento Portland, os resultados mostraram um aumento na capacidade de suporte com o aumento da área da camada estabilizada Figura 2.35. Além disso, dois mecanismos de ruptura distintos foram observados, punção do solo e ruptura generalizada da camada estabilizada, similar ao ocorrido no estudo de Consoli et al. (2019) (Figura 2.36).

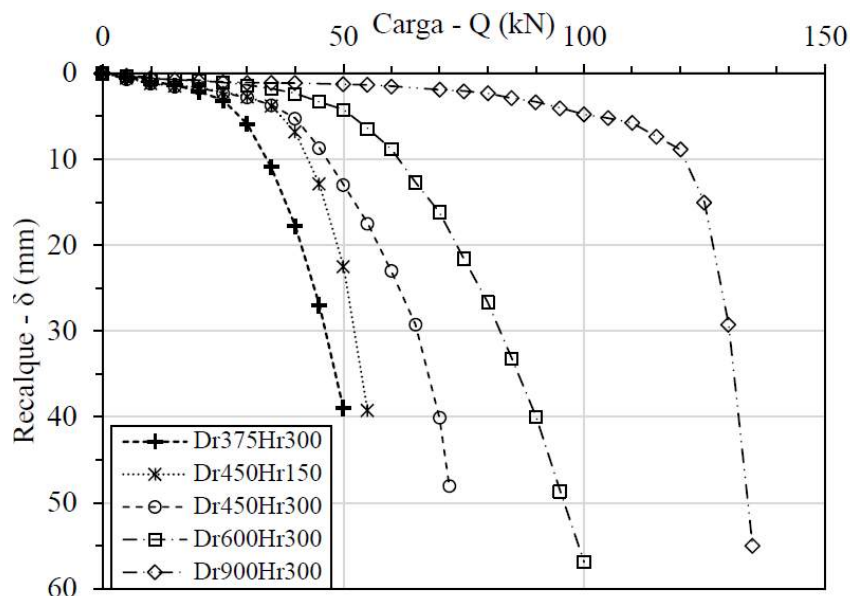


Figura 2.35 – Resultados de carga *versus* recalque de camadas de areia-vidro-cal sobre solo residual (Consoli et al. (2020)).



a)



b)



c)

Figura 2.36 – Tipo de ruptura (a) puncionamento; (b) ruptura camada vista superior; (c) vista frontal (Consoli et al. (2019)).

3 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

Nessa seção são apresentados os dados pré-existentes, cujo conhecimento se faz necessário ao desenvolvimento da pesquisa. São eles resultados de ensaios *in situ* e em laboratório que caracterizam o campo experimental da Universidade de Passo Fundo, o qual constitui a base das camadas estabilizadas nesta pesquisa.

Alguns autores elaboraram ensaios de investigação geotécnica do solo residual de Passo Fundo, além de ensaios complementares, os quais serão elencados nessa seção.

Ademais, a seção tem o intuito de avocar informações substanciais de localização, dados geológicos e pedológicos do material que compõe a estrutura do solo da região estudada na pesquisa.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O campo experimental ao qual realizou-se os ensaios de prova de carga da presente pesquisa localiza-se no município de Passo Fundo, norte do estado do Rio Grande do Sul. Através de uma parceria com a Universidade de Passo Fundo é possível a execução de ensaios em verdadeira grandeza, os mesmos foram realizados no Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC) (Figura 3.1).

3.2 FORMAÇÃO

No desenvolvimento do projeto de fundações é importante que o profissional identifique claramente em que tipo de formação geológico-geotécnica será implantado o projeto. Esta compreensão contribui muito para o desenvolvimento de um projeto efetivamente adequado às particularidades geotécnicas que se apresentam.

O solo do campo experimental é um solo residual homogêneo proveniente do intemperismo do basalto e pertence à província geológica do planalto Rio-Grandense, segundo a geologia do Rio Grande do Sul, e à bacia do Paraná segundo à geologia do Brasil, que recebeu derrames vulcânicos de basalto no período mesozoico sobre um pacote de rochas sedimentares (BERTORELLI; HARALVY, 1998).

A classificação pedológica é Latossolo Vermelho distrófico Típico Argissolo (unidade Passo Fundo), segundo Streck et al. (2002). Estes solos são muito profundos, drenados e altamente

intemperizados, apresentando uma sequencia de horizontes A-B-C. Estes solos por serem muito intemperizados, têm predomínio de caulinita e óxidos de ferro, o que lhes proporciona baixa capacidade de troca catiônica.

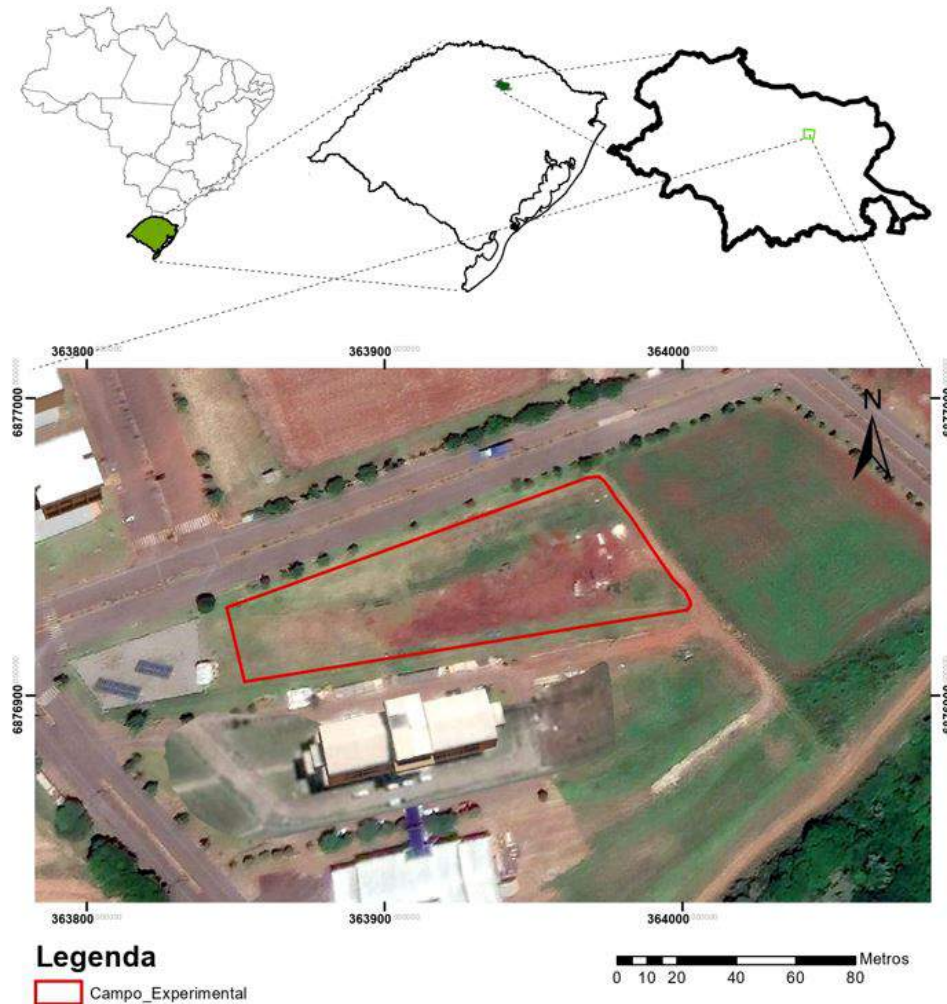


Figura 3.1 – Localização campo experimental

3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A fim de obter uma maior compreensão e familiaridade a cerca do solo Residual do local de estudo, apresenta-se ensaios que foram realizados para determinação das características geotécnicas.

3.3.1 Ensaios de Campo

Ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT) foram realizados até uma profundidade de aproximadamente 15m com aproximadamente 10m de distância um do outro. A partir do ensaio é possível verificar uma fina camada superficial de solo com cerca de 0,70m, com resistência de ponta

(q_c) atingindo 4.000 kPa, após uma resistência uniforme. A resistência de ponta indicada na Figura 3.2, representa a semelhança ao longo de todo o perfil do solo, variando muito pouco as respostas de ponta, confirmando assim, a relevante homogeneidade do solo natural trabalhado (CONSOLI et al., 2019).

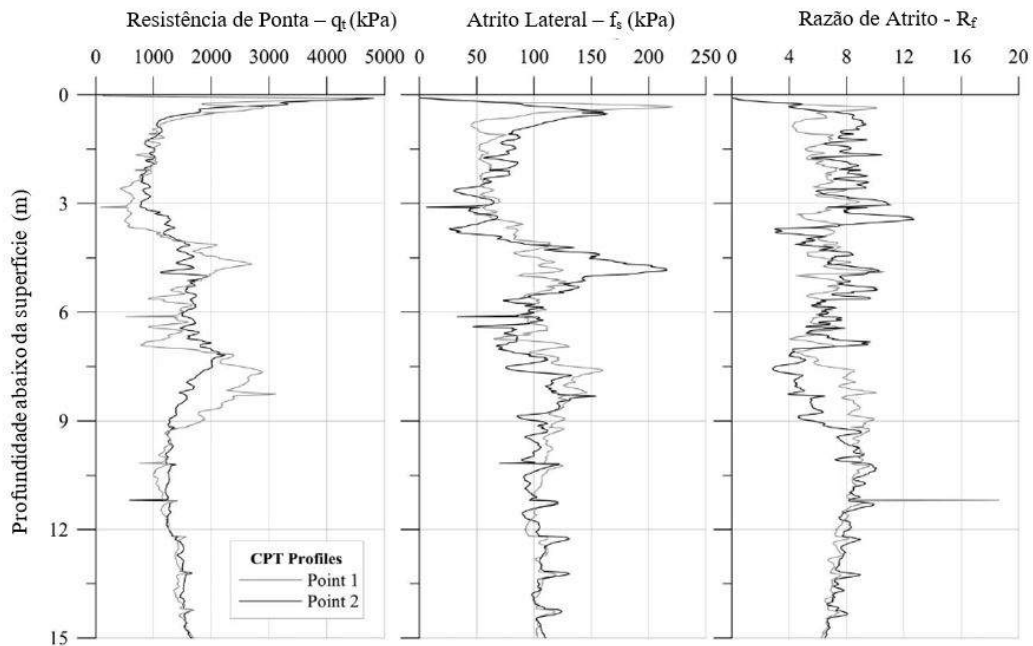


Figura 3.2 – Ensaio de penetração de cone (Consoli et al. (2019)).

Resultados de ensaios de placa, são apresentados na Figura 3.3, estes foram realizados diretamente no solo natural a partir de três diâmetros distintos, sendo eles iguais 0,30m, 0,60m e 0,90m. Os resultados obtidos são apresentados de forma normalizada em relação ao diâmetro das placas, tensão equivalente x recalque relativo, a tensão de ruptura obtida foi de $Q_u = 253,78$ kPa.

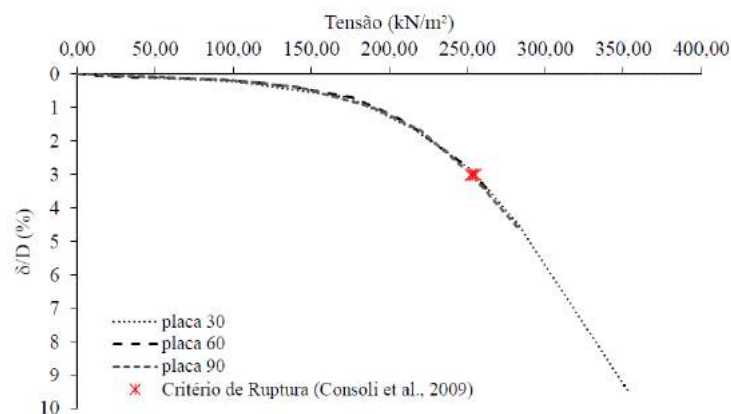


Figura 3.3 – Provas de carga em solo natural (Consoli et al. (2020)).

3.3.2 Ensaios de Laboratório

Carretta (2018), realizou um estudo completo a cerca do solo residual do campo experimental, resultado dos ensaios foi obtido a partir de amostras deformadas e indeformadas, retiradas à 3 metros de profundidade.

a) Caracterização Física

- **Granulometria:** A Figura 3.4 apresenta a granulometria do solo residual obtida por Carretta (2018). A autora classificou o material através do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como um material CL, argila de baixa compressibilidade. A maior proporção de material foi 60% de argila, 35% de areia e 5% de silte.

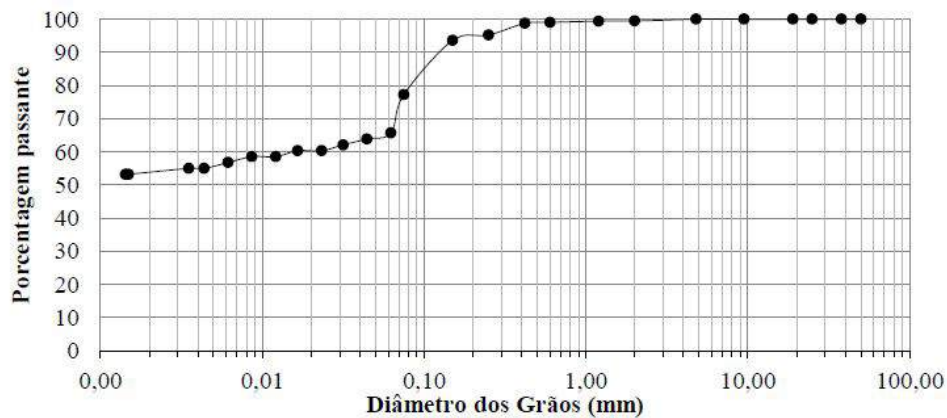


Figura 3.4 – Granulometria solo residual (Carretta (2018)).

- **Limites de Atterberg:** A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos limites de plasticidade e liquidez avaliados por Carretta (2018).
- **Índices Físicos:** A partir das amostras indeformadas, Carretta 2018 obteve os índices físicos característicos do material em campo, Tabela 3.1

b) Resistência

- **Resistência à Compressão Simples:** A resistência à compressão simples média para o material estudado é de aproximadamente 89,4 kPa.
- **Resistência à Tração por Compressão Diametral:** A resistência média à tração foi de 24,1 kPa.
- **Compressão Confinada (Oedométrico):** Os ensaios objetivavam, além da obtenção da tensão virtual de pré-adensamento, uma possibilidade de avaliar a influência da alteração da estrutura indeformada do material e o quanto esta exerce influência no

Tabela 3.1 – Índices

Índices de Plasticidade	
Limite de Liquidez	42
Limite de Plasticidade	31
Índice de Plasticidade	11
Índices Físicos	
Teor de umidade (%)	34,6
Peso Específico Aparente Seco (kN/m^3)	11,61
Peso Específico Natural (kN/m^3)	15,62
Índice de Vazios	1,282
Grau de Saturação (%)	71,60
Porosidade (%)	55,1

Fonte: adaptado de Carretta (2018).

comportamento do solo Figura 3.5. O índice de compressão (C_c) obtido para os ensaios é de 0,42 e 0,34 para o material indeformado e remoldado, respectivamente. Já o coeficiente de recompressão (C_r) é de 0,025 para o corpo de prova indeformado e 0,014 para o remoldado.

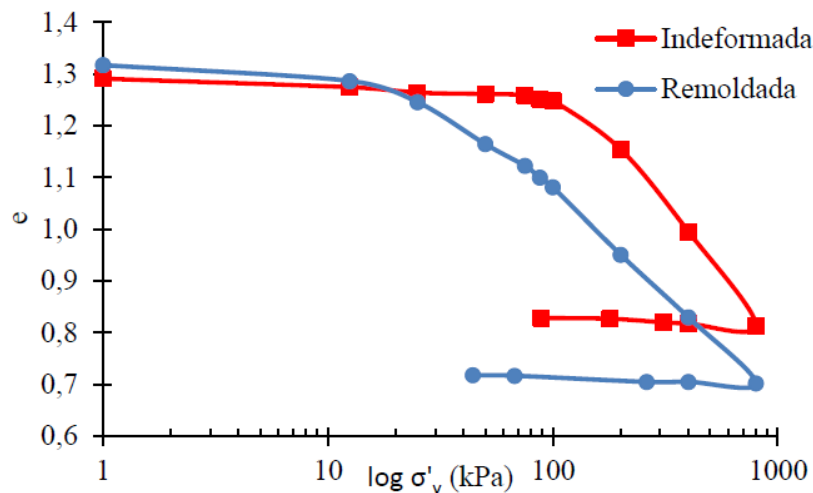


Figura 3.5 – Ensaios Oedométricos em escala logarítmica (Carretta (2018)).

- **Compressão Isotrópica:** Segundo Carretta (2018) a perda da linearidade da curva tensão x deformação, evidencia a quebra da estrutura em aproximadamente 79 kPa, demonstrando, dessa forma, o início da plastificação (Figura 3.6).

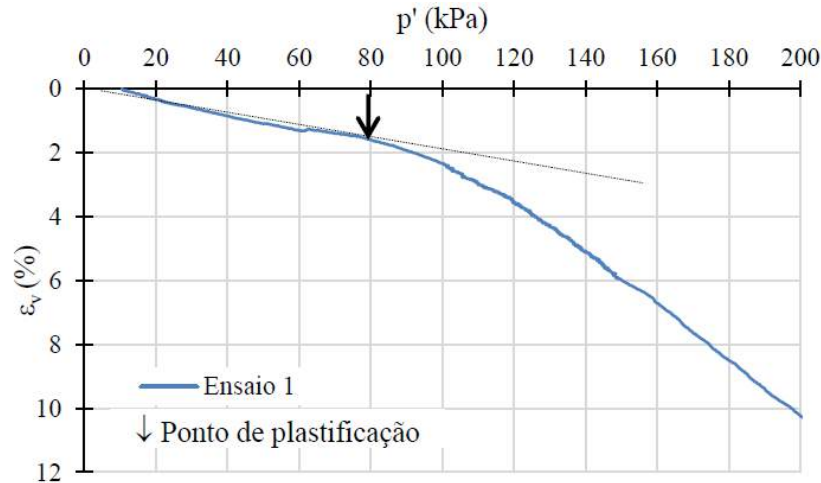


Figura 3.6 – Ensaio de compressão isotrópica em escala logarítmica (Carretta (2018)).

- **Triaxiais Drenados:** Ensaio triaxiais drenados foram realizados com tensões efetivas ($p'_{inicial}$) de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. Os resultados obtidos por Carretta (2018) encontram-se representados na Figura 3.7 e Figura 3.8. Os parâmetros de resistência de intercepto coesivo e ângulo de atrito definidos foram $c' = 9,52$ kPa e ângulo de atrito $\phi' = 30,5^\circ$, respectivamente.

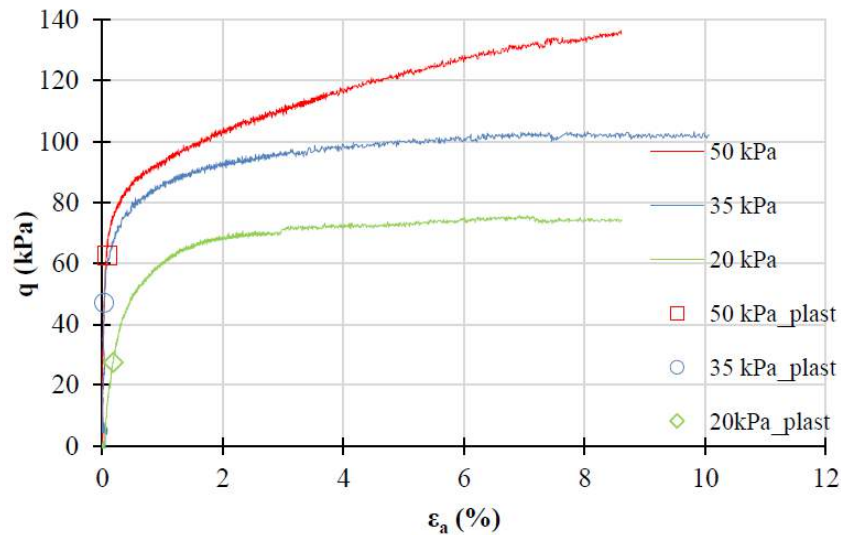


Figura 3.7 – Comportamento tensão x deformação para os ensaios triaxiais (Carretta (2018)).

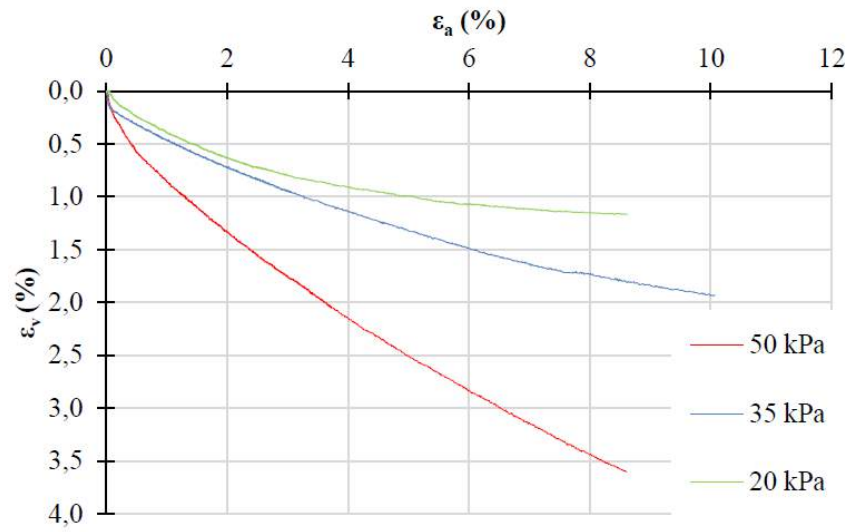


Figura 3.8 – Deformação volumétrica x deformação axial (Carretta (2018)).

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental estabelecido tem como objetivo principal investigar o comportamento de camadas de areia estabilizada através de álcali-ativação e reforçada com fibras, através de curvas carga *versus* recalque, obtidas em ensaios de placa. Para isso foram efetuados alguns estudos preliminares de caracterização dos materiais utilizados na pesquisa, bem como, ensaios laboratoriais de caracterização mecânica da mistura.

As etapas que constituem o programa experimental são detalhadamente descritas neste capítulo, tais como a descrição dos materiais utilizados, os métodos utilizados na preparação dos ensaios e detalhes da execução dos ensaios e equipamentos. A Tabela 4.1 exibe um resumo dos ensaios que compõe a presente pesquisa.

Tabela 4.1 – Resumo de ensaios da pesquisa

ETAPA	MATERIAL	TIPO ENSAIO	QUANTIDADE
Caracterização Física dos Materiais	Areia	Massa Específica Real dos Grãos	2
	de	Análise Granulométrica	1
	Osório	Índice de Vazios (máx. e mín.)	2
	Vidro e Cal	Massa Específica Real dos Grãos	2
		Análise Granulométrica	2
Mistura	Ensaio de Compactação	2	
Etapa de Laboratório	Com/Sem Álcali	Compressão Simples (Amostras Laboratório)	36
		Compressão Simples (Amostras Campo)	6
		Compressão Diametral (Amostras Laboratório)	6
		Compressão Diametral (Amostras Campo)	6
		Triaxial Drenado (Amostras Campo)	6
Etapa de Campo	Com/Sem Álcali	Prova de Carga	4

4.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A definição dos principais fatores determinantes dessa pesquisa, fundamenta-se em um aprofundado estudo a cerca da viabilidade da utilização de resíduos industriais na ativação alcalina e reforço de uma areia, bem como, uma mistura ideal para atingir a maior resistência, durabilidade e trabalhabilidade.

Em virtude dos custo envolvidos em uma pesquisa em grande escala, a quantidade de materiais atribuída baseou-se em trabalhos prévios desenvolvidos pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Consoli et al. (2018) avaliaram

a utilização de diferentes dosagens dos precursores pó de vidro e cal de carbureto na estabilização de uma areia, então, a partir desse estudo, Moreira (2020) utilizou a dosagem de melhor resposta mecânica em sua pesquisa desenvolvida em escala real. Além disso, Daassi-Gli (2020) avaliou a eficiência do hidróxido de sódio, em diferentes concentrações, na ativação da mistura de areia, cal de carbureto e pó de vidro. Deste modo, a partir do desenvolvimento das pesquisas citadas e, melhor detalhadas no capítulo 2, determinou-se a dosagem, umidade e peso específico utilizados nesta pesquisa.

Com base em estudos adicionais, que investigaram o uso de fibras, definiu-se a quantidade e dimensões ideais para a pesquisa, além do tipo de fibra a ser utilizado. A fibra escolhida foi de polipropileno, baseada no fato de que a mistura apresentaria elevada alcalinidade e, essas são menos propensas a ataque químico (TEODORO; BUENO, 1998). A porcentagem a ser utilizada é de 0,5%, valor esse adotado por numerosos pesquisadores, onde essa porcentagem garante uma trabalhabilidade adequada, possibilitando fácil moldagem dos corpos de prova e homogeneidade da mistura (CONSOLI et al., 2003a,b, 2009a). As características geométricas basearam-se na consideração feita por Consoli et al. (2009c) em seu estudo, no qual definiu que quanto maior o índice aspecto, mais resistente se torna as ligações entre a matriz e a fibra.

Esclarecendo que, para efeito de comparação, os ensaios de campo e de laboratório foram realizados, respectivamente, em misturas com a adição de hidróxido de sódio e, sem o ativador, para verificação da influência do mesmo. Sendo assim, a Tabela 4.2 dispõe os materiais e proporção que foram atribuídas nesse estudo. A determinação da umidade ótima da mistura é de (11%) e o peso específico aparente seco (γ_d) de 16 kN/m³.

Tabela 4.2 – Quantidade de materiais utilizados

MATERIAL	TIPO	QUANTIDADE
Precursores	Cal de Carbureto	7 %
	Pó de Vidro	30 %
Ativador	Hidróxido de Sódio	3 Mols
Fibra	Polipropileno	0,5 %

A partir de ensaios de resistência à compressão simples, realizados em condições controladas de laboratório, buscou-se compreender o comportamento das misturas do ponto de vista de resistência à compressão das duas misturas estudadas, com e sem ativador alcalino. O fator variável dos ensaios será apenas o tempo de cura. Atribui-se um período de 7, 14, 28, 60, 90 e 120 dias de cura, sendo que, todos foram curados a uma temperatura controlada de 23°C (± 2). Ensaios de resistência à compressão diametral foram realizados apenas no tempo de cura próximo ao executado em campo, para obtenção dos parâmetros de resistência através dp

método proposto por Consoli et al. (2014). Ademais, esses resultados permitem uma estimativa da capacidade de carga da camada de reforço, através de alguns métodos analíticos.

Além das amostras executadas em laboratório, corpos de prova foram retirados e esculpidos das camadas cimentadas e moldadas em campo. Com ambos os resultados e, mesmos tempos de cura, foi possível efetuar uma análise do fator campo/laboratório.

Para a realização das provas de carga, foram executadas camadas conforme apresentado no croqui da Figura 4.1 e Figura 4.2. Com relações (T_r/H_r) de 0,25 e 1,0, bem como, obedecendo a premissa de projeto exposta no trabalho de Thomé (1999):

- A distância mínima que deve existir entre as bordas de duas fundações apoiadas sobre dupla camada, sendo a superior cimentada, deve ser de 2 vezes a espessura da camada cimentada ($2H$).

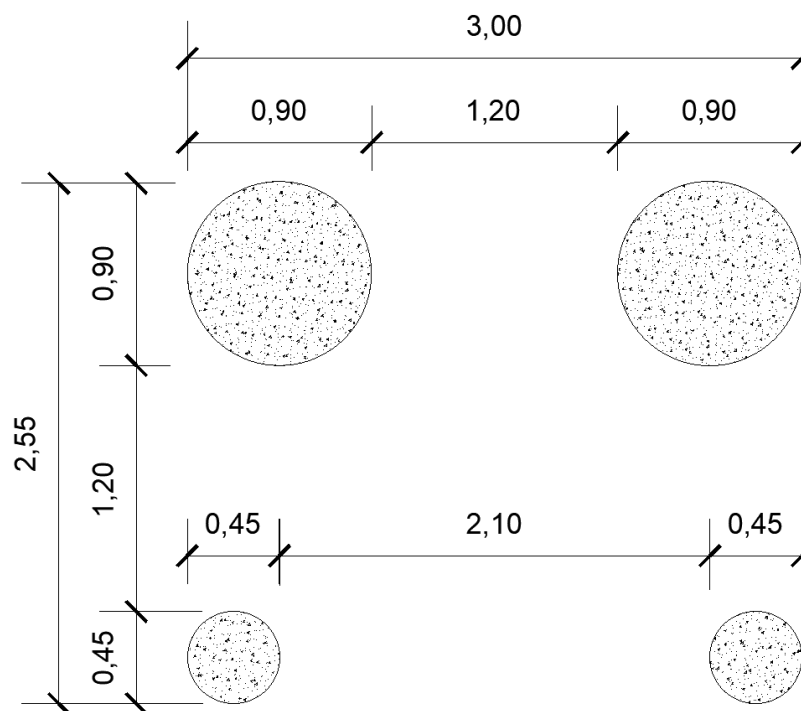


Figura 4.1 – Planta da disposição das cavas no campus experimental

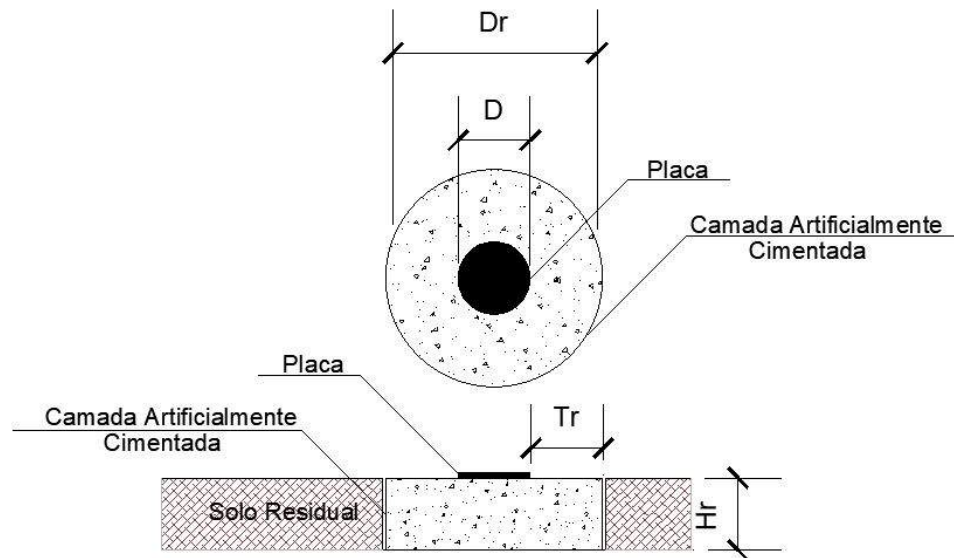


Figura 4.2 – Esquema da prova de carga em campo

Onde:

D: diâmetro da fundação;

Dr: diâmetro da camada de reforço;

Hr: espessura da camada de reforço;

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

O planejamento das variáveis geométricas levou em consideração estudos abordados anteriormente, sendo assim:

- i. A espessura da camada foi mantida constante, 0,30m para todos os ensaios, o valor atribuído é justificado por estudos que apresentam análises com bons resultados e, por usar uma menor quantidade de material, visando manter um custo baixo para ser aplicado na prática;
- ii. Diâmetro da placa 0,30m;
- iii. Os diâmetros das cavas foram de 0,45m e 0,90m, determinados com base em trabalhos anteriores, ao qual estudaram a influência da extensão lateral e definiram os mecanismos de ruptura a partir das relações (Tr/Hr) (CABALLERO, 2019; CONSOLI et al., 2019, 2020).

O resumo do programa de provas de carga em campo pode ser visualizado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Programa de provas de carga em campo.

Ensaio	Diâmetros da Placa (D)	Diâmetro da Camada (Dr)	Espessura da Camada (Hr)	Largura Adicional (Tr)	Relação Tr/Hr
CP01	0,30m	0,45m	0,30m	0,075m	0.25
CP02*	0,30m	0,45m	0,30m	0,075m	0.25
CP03	0,30m	0,90m	0,30m	0,30m	1.00
CP04*	0,30m	0,90m	0,30m	0,30m	1.00

Nota: * camada SEM NaOH

4.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Todos os procedimentos adotados para realização dos ensaios de laboratório nesta pesquisa seguiram, rigorosamente, os procedimentos recomendados pelas normas brasileiras, disciplinados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e, internacionais àqueles que não dispõem de normatização nacional, disciplinados pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM).

Os ensaios realizados na presente pesquisa foram feitos no Laboratório de Geotecnia (LAB-GEO) localizado no CETEC/UPF, na cidade de Passo Fundo e, no Laboratório LEGG/UFRGS, localizado na cidade de Porto Alegre.

4.2.1 Coleta e preparação dos materiais

- **Areia:** Por apresentar uma certa umidade higroscópica, a areia foi seca em uma estufa a 100°C por 24 horas e peneirada em uma malha de abertura 0,6mm, para retirada de impurezas indesejadas.
- **Cal de Carbureto:** Após o processo de produção de gás acetileno o resíduo final, a cal de carbureto, encontra-se em forma de pasta com elevada quantidade de água nos poros. Armazenadas em tonéis hermeticamente fechados, a fim de evitar a carbonatação do material. No laboratório prosseguiu-se com a secagem em uma estufa a 100°C por 24 horas. Após a secagem a cal foi inserida em um moinho de bolas para facilitar o processo de destorroamento, necessário para peneirar a cal. A cal foi peneirada em uma malha de abertura 0,075mm (#200), esse peneiramento é necessário para deixá-la com uma superfície específica maior, desta forma a cal mais fina pode reagir melhor com os outros materiais, como abordado no **Capítulo 2**. Após processo de peneiramento toda cal foi imediatamente armazenada, hermeticamente,

em sacos plásticos e, ainda, colocados dentro de tonéis, para que não houvesse contato algum com umidade e CO₂.

- **Pó de Vidro Moído:** Por ser uma elevada quantidade de material optou-se pela compra do mesmo. As embalagens foram armazenadas em local seco para não haver contato com umidade. Comprovado por pesquisas anteriores, a reatividade da pozolana depende da superfície específica da mesma (SHAO et al., 2000), sendo assim, o pó de vidro também passou por um processo de peneiramento em uma malha de abertura 0,075mm (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Peneiramento Pó de Vidro

- **Hidróxido de Sódio:** A solução de hidróxido de sódio foi preparada com um dia de antecedência. Em consequência da elevada temperatura, faz-se necessário esse tempo de espera, compreendendo que, soluções a altas temperaturas apresentam uma viscosidade maior, modificando assim as características de densidade desejadas às misturas. O processo de obtenção da solução foi realizado por meio da pesagem do NaOH, necessário para a molaridade pretendida e, em um recipiente que suporte altas temperaturas, foi feita a mistura da água ao ativador. Lembrando que todo processo foi realizado dentro de uma capela e com toda proteção necessária.
- **Fibra:** Toda fibra utilizada no experimento passa por um processo de desfiação, com o auxílio de um compressor de ar, para que não fiquem mal distribuídas na mistura e para melhor desempenho.

4.2.2 Caracterização física

A análise granulométrica é o ensaio capaz de apresentar a curva granulométrica das partículas de solo em estudo. O ensaio de laboratório capaz de realizar a análise granulométrica de um solo é dividido entre análise por peneiramento e análise por sedimentação e foi executado através dos procedimentos descritos na NBR 7181/2016. Para cal e pó de vidro foram realizados diretamente o processo de sedimentação, pois o material utilizado era o passante na peneira de abertura 0,075mm. Para a areia, devido à presença de pouco material pulverulento, não foi realizada a sedimentação, apenas peneiramento (ABNT, 2016a).

A determinação dos índices de vazios máximo e mínimo foram realizados seguindo a metodologia prescrita nas normas NBR 16840 (ABNT, 2020b) e NBR 16843 (ABNT, 2020a), respectivamente.

Os ensaios de massa específica real dos grãos da amostra de cal seguiram as recomendações da NBR 16605 (ABNT, 2017), recomendado para materiais que podem relacionar-se quimicamente com água. Para massa específica real da areia e do pó de vidro, seguiu-se a NM 52 (2009).

4.2.3 Materiais utilizados na pesquisa

4.2.3.1 Areia

A areia utilizada na concepção das camadas tratadas foi uma areia isenta de matéria orgânica, a mesma é proveniente de depósitos marinhos e eólicos da região costeira do estado do Rio Grande do Sul, do município de Osório. A escolha foi definida por já ser um material muito utilizado e conhecido pelo grupo de pesquisa do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil na área de Geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

O material granular é classificado como uma areia fina, quartzosa e clara, como mostra a Figura 4.4.



Figura 4.4 – Areia de Osório

A caracterização física (Tabela 4.4) e a granulometria (Figura 4.5) da areia foi realizada no laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo, o mesmo seguiu especificações normativas e, classificou-se a areia como fina e uniforme segundo a D2487 (ASTM, 2011), que adota o sistema unificado de classificação dos solos (SUCS).

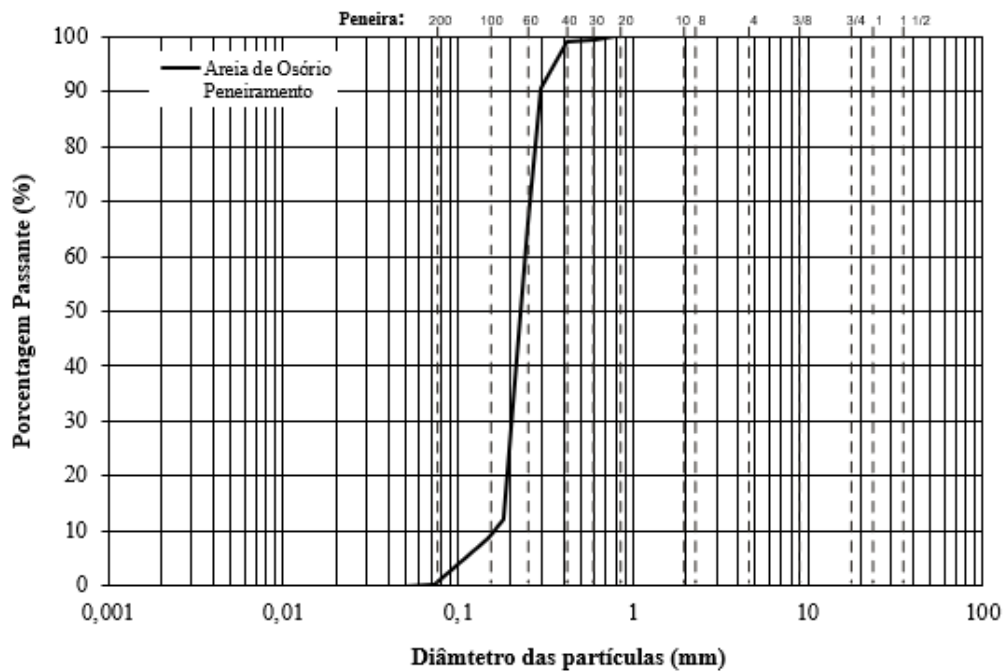


Figura 4.5 – Curva granulométrica da areia de Osório

Tabela 4.4 – Propriedades físicas da areia de Osório

PROPRIEDADES	VALORES
Densidade Real dos Grãos (G)	2,65
% de Areia Grossa ($0,6 < d < 2\text{mm}$)	0,01%
% de Areia Média ($0,2 < d < 0,6\text{mm}$)	34,31%
% de Areia Fina ($0,06 < d < 0,2\text{mm}$)	65,44%
% de Siltes ($0,002 < d < 0,06\text{mm}$)	0,24%
Diâmetro Efetivo (D_{10})mm	0,17
Diâmetro (D_{30})mm	0,2
Diâmetro (D_{60})mm	0,25
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	1,47
Coefficiente de Curvatura (C_c)	0,94
Índice de Vazios Mínimo (e_{min})	0,6
Índice de Vazios Máximo (e_{max})	0,9

4.2.3.2 Precusores

Os materiais utilizados nessa pesquisa como precusores na ativação alcalina são resíduos industriais. A cal de carbureto, precursor calcítico, é oriunda do processo de produção do gás acetileno da industria, White Martins Gases Industriais S.A., localizada no estado do Rio Grande do Sul. A empresa possui uma capacidade de produção mensal de aproximadamente 120

toneladas de gás acetileno, desse processo são gerados cerca de 2160 toneladas/ano de cal de carbureto (SALDANHA, 2014). O material é obtido em forma de pasta e utilizado após secagem em estufa, como mostra Figura 4.6.



Figura 4.6 – Cal de Carbureto

A curva granulométrica, realizada pelo ensaio de sedimentação, de acordo com as normativas e, as principais propriedades físicas da cal são apresentadas respectivamente, na Figura 4.7 e Tabela 4.5 .

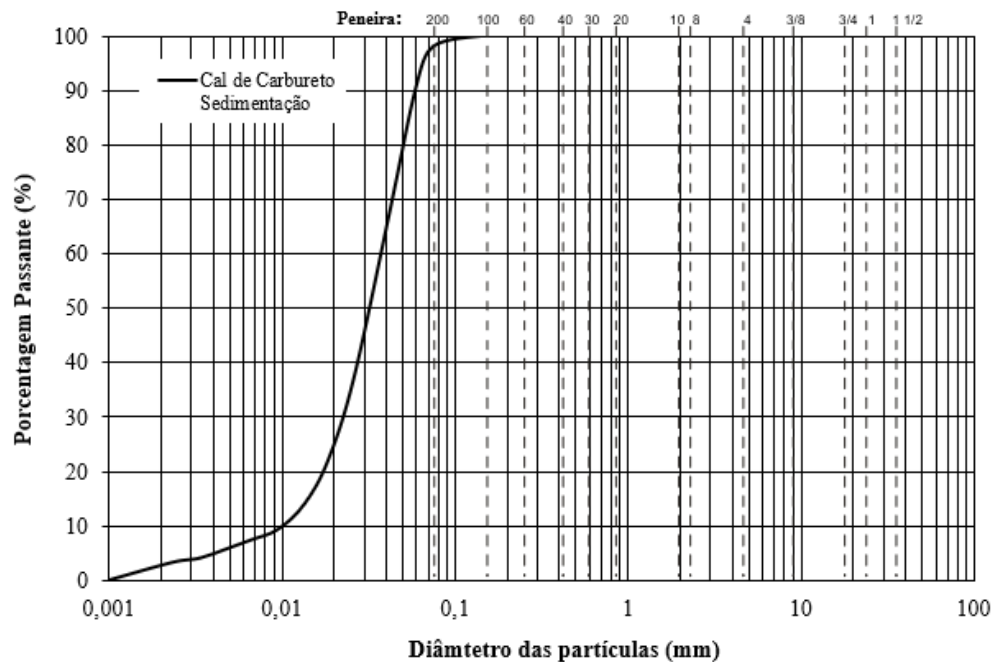


Figura 4.7 – Curva granulométrica da cal de carbureto

Tabela 4.5 – Propriedades físicas da cal de carbureto

PROPRIEDADES	VALORES
Densidade Real dos Grãos (G)	2,19
Área de Superfície Especifica (m ² /g) *	9,57
% de Areia Fina (0,06 < d < 0,2mm)	9,42%
% de Siltes (0,002 < d < 0,06mm)	87,33%
% de argila (d < 0,002mm)	3,25%
Diâmetro Efetivo (D ₁₀)mm	0,01
Diâmetro (D ₃₀)mm	0,021
Diâmetro (D ₆₀)mm	0,038
Coefficiente de Uniformidade (C _u)	3,8
Coefficiente de Curvatura (C _c)	1,16

Nota: (*) Ensaio BET (CAICEDO, 2020)

Além disso, Saldanha (2018) apresentou uma análise de difratometria de raio-x, mostrando presença de Portlandita [Ca(OH)₂], Calcita (CaCO₃) e Grafita (C) como minerais predominantes. Um ensaio de fluorescência de raio-x apresentou a composição principal da cal, com predominância de CaO, o autor também realizou ensaio para verificação do óxido de cálcio livre disponível, obtendo aproximadamente 66,1% (Figura 4.8, Tabela 4.6)(CAICEDO, 2020).

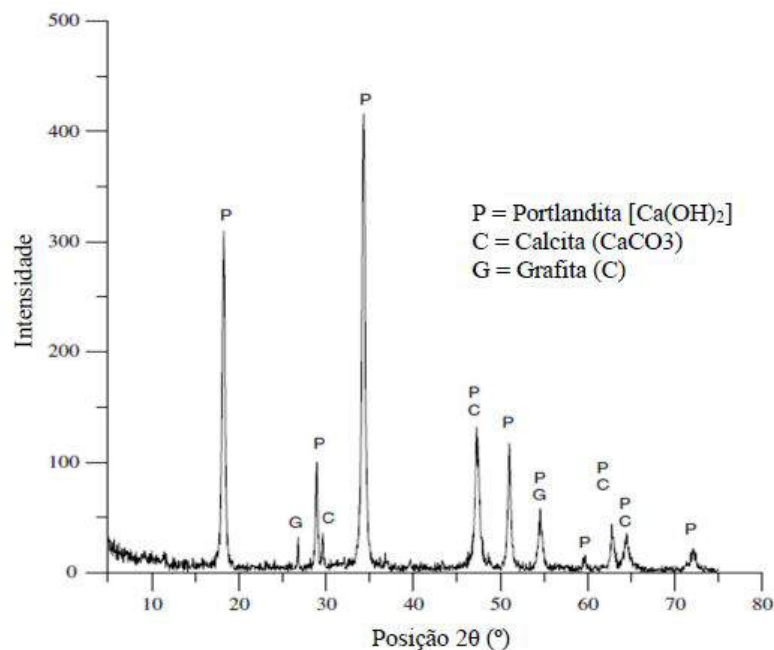


Figura 4.8 – Difratometria de raio-x da cal de carbureto (Saldanha (2018, p. 59)).

Tabela 4.6 – Composição química da Cal de Carbureto

COMPONENTES	VALORES
CaO	69,62%
SiO ₂	3,18%
Al ₂ O ₃	1,99%
Fe ₂ O ₃	0,98%
MgO	0,56%
TiO ₂	0,08%
MnO	0,01%
P ₂ O ₅	0,01%

(Adaptado de Caicedo (2020)).

Outro precursor utilizado é o pó de vidro, o mesmo pode ser obtido através de moagem, porém para uso nessa pesquisa o mesmo foi oriundo da empresa Minasolo. O produto é comercializado em embalagens de 25 kg. O mesmo é obtido pela moagem de vidros planos (Figura 4.9).



Figura 4.9 – Pó de Vidro Moído

No que diz respeito à análise granulométrica deste material, também realizado pelo ensaio de sedimentação e a caracterização física, são apresentados, respectivamente, na Figura 4.10 e Tabela 4.7. Resultados de Fluorescência de raio-x (composição química), apontam que o pó de vidro é composto majoritariamente por dióxido de silício (SiO₂), óxido de cálcio (CaO), óxido de sódio (Na₂O) e óxido de magnésio (MgO) (Tabela 4.8).

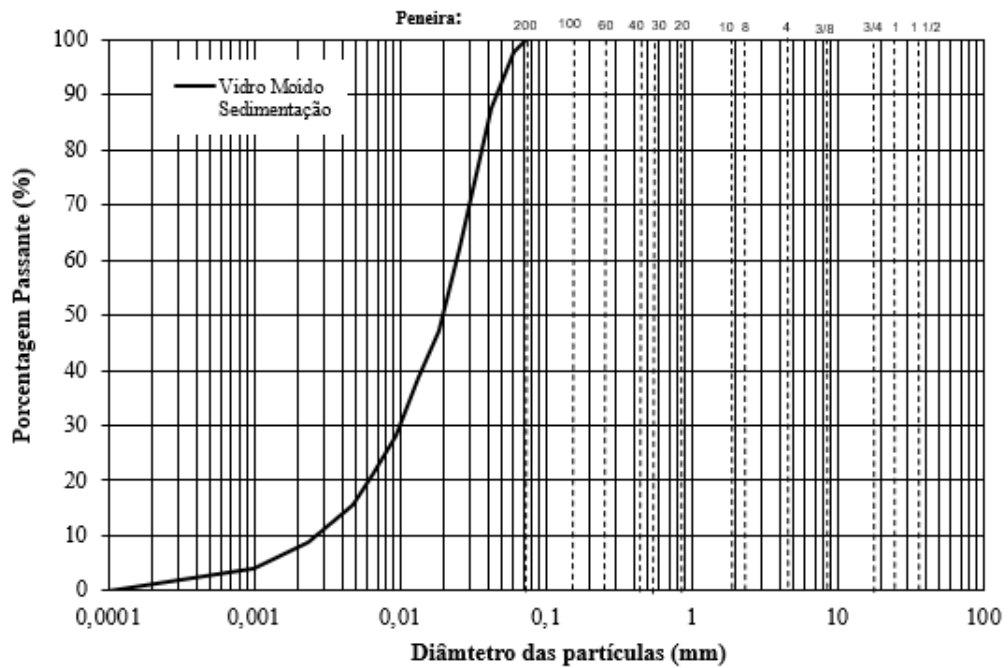


Figura 4.10 – Curva granulométrica do Pó de Vidro Moído

Tabela 4.7 – Propriedades físicas do pó de vidro

PROPRIEDADES	VALORES
Densidade Real dos Grãos (G)	2,47
Área de Superfície Especifica (m ² /g) *	3,28
% de Areia Fina (0,06 < d < 0,2mm)	30,6%
% de Siltes (0,002 < d < 0,06mm)	60,4%
% de argila (d < 0,002mm)	9,0%
Diâmetro Efetivo (D ₁₀)mm	0,0028
Diâmetro (D ₃₀)mm	0,01
Diâmetro (D ₆₀)mm	0,025
Coefficiente de Uniformidade (C _u)	8,93
Coefficiente de Curvatura (C _c)	1,43

Nota: (*) Ensaio BET (TEBECHRANI, 2020)

Tabela 4.8 – Composição química do Pó de Vidro

COMPONENTES	VALORES
SiO ₂	69,02%
CaO	9,72%
Na ₂ O	10,89%
MgO	4,20%
Al ₂ O ₃	4,34%
Fe ₂ O ₃	0,91%
K ₂ O	0,25%
TiO ₂	0,05%
MnO	0,01%

(Adaptado de Tebechrani (2020)).

Ensaio de difratometria de raio-x mostram uma protuberância na faixa de ângulos de 15° a 40° (2θ), atribuído a compostos estruturalmente desordenados e um alto nível de amorfização. Além disso, fases cristalinas correspondentes a minerais como quartzo (SiO_2), feldspatos mistos e augitas são detectados na análises (Figura 4.11).

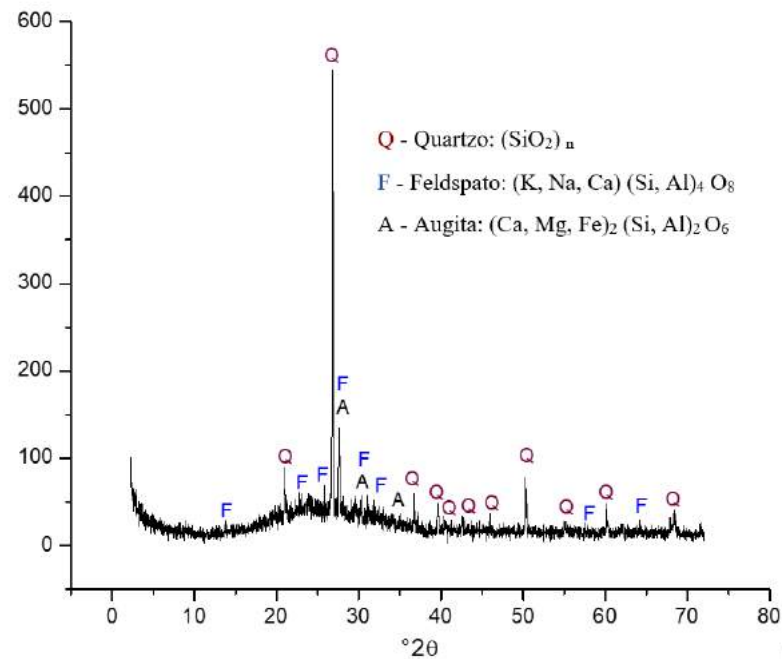


Figura 4.11 – Difratometria de raio-x do pó de vidro moído

4.2.3.3 Água

Devido a grande demanda necessária para os ensaios em escala real, a água utilizada foi água pura, proveniente de um poço artesiano, localizado na Universidade de Passo Fundo. Para os ensaios laboratoriais a água utilizada provém do processo de destilação.

4.2.3.4 Ativador

Para preparação da solução alcalina necessária para o processo de álcali-ativação optou-se pelo ativador, hidróxido de sódio (NaOH), conhecido como soda cáustica, devido a sua disponibilidade e custo benéfico. O ativador utilizado provém de uma empresa da cidade de Porto Alegre/RS comercializado em embalagens de 25kg.

Segundo as especificações técnicas do fabricante, o ativador possui uma pureza analítica de 98% e, é vendido em flocos higroscópicos brancos Figura 4.12.



Figura 4.12 – Hidróxido de Sódio

4.2.3.5 Fibra

As fibra utilizadas como elemento de reforço, das camadas estabilizadas, são poliméricas de polipropileno produzida e disponibilizada no mercado em forma de multifilamentos. Foram escolhidas por apresentarem características uniformes e bem definidas, por serem inertes quimicamente, devido a alcalinidade da mistura e, por estarem disponíveis em grande quantidade no comércio.

As fibras são comercializadas em embalagens de 600g e foram doadas pela empresa Maccaferri.

A Figura 4.13 apresenta as fibras de polipropileno desfiadas e utilizadas na pesquisa. A Tabela 4.9 apresenta as principais características, definidas pelo fabricante das fibras.



Figura 4.13 – Fibra de Polipropileno

Tabela 4.9 – Propriedades mecânicas das fibras

PROPRIEDADES MECÂNICAS	VALORES
Espessura	0,018mm
Comprimento	24mm
Densidade Relativa	0,91 g/cm ³
Módulo de Elasticidade	3GPa
Resistência à tração	300MPa
Deformação na Ruptura	80%
Índice Aspecto	1333,33

4.2.4 Moldagem e cura dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão simples e resistência a tração por compressão diametral foram realizadas triplicatas em um molde cilíndrico do tipo tripartido, contendo 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. A confecção dos corpos de prova seguiu a normativa da NBR 12024 (ABNT, 2012a) e, foram realizados seguindo os procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenamento e cura.

O procedimento de mistura e moldagem iniciava com a pesagem individual dos materiais em balança com resolução de décimos de grama, com posterior acondicionamento individual desses em sacos plásticos de forma a preservar suas condições secas. Após isso, misturavam-se os materiais sólidos (solo, cal e pó de vidro moído) até que esses atingissem uma homogeneidade visual. Posteriormente, acrescentava-se a mistura sobre as fibras desfiadas, homogeneizava-se novamente e acrescentava-se água destilada ou solução de hidróxido de sódio, de acordo com cada dosagem. Prosseguia-se até que uma consistência uniforme fosse alcançada. Da mistura úmida e homogeneizada, era retirado material suficiente para o preenchimento de três cápsulas a fim de que a umidade de moldagem fosse verificada. Subsequentemente, a mistura era dividida em frações iguais que correspondem ao número de camadas necessárias ao tipo de corpo de prova empregado.

Após a compactação estática de cada camada, escarificava-se o seu topo de modo a garantir a aderência com a camada subsequente. Ao término da moldagem de cada um dos corpos de prova, eram verificadas as dimensões (altura e diâmetro) em três medidas com o paquímetro, e a massa total. Além disso, estabeleceu-se alguns critérios de aceitação as amostras, como peso específico aparente seco com variação entre ($\pm 1\%$), teor de umidade com $\pm 0,5\%$; e diâmetro de $50\text{mm} \pm 1\text{mm}$ e altura $100\text{mm} \pm 2\text{mm}$ (Figura 4.14). Em seguida, as amostras eram devidamente seladas em saco plástico e prosseguia para cura em um ambiente com temperatura controlada $23^{\circ}\text{C} (\pm 2^{\circ}\text{C})$.



Figura 4.14 – Corpo de Prova

4.2.5 Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Ensaio de compressão simples e diametral foram realizados para estimativa da capacidade de carga, além de ensaios a compressão simples para verificação da evolução das resistências com o tempo de cura. Posteriormente à execução dos ensaios em campo, amostras foram retiradas das camadas, isentas de fissuras, para verificação da influência das condições de cura em laboratório e *in situ*. Anteriormente à realização dos ensaios, tanto das amostras moldadas em laboratório quanto das retiradas do campo, foi realizada a imersão dos corpos de prova por 24 horas, a fim de que os eventuais efeitos da sucção fossem minimizados.

Os ensaios de compressão simples seguem os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025 ABNT (2012b). Para estes ensaios utilizou-se uma prensa automática e uma célula de carga com capacidade de 10 kN. Os ensaios foram realizados com velocidade de deformação constante de 1,14 mm/minuto (Figura 4.15). A resistência à compressão simples (q_u) de cada amostra é determinada segundo a relação:

$$q_u = \frac{Q}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} \quad (4.1)$$

Onde:

Q = carregamento aplicado ao corpo de prova obtido pela calibração da célula de carga;

D = diâmetro médio do corpo de prova.

Os ensaios de tração por compressão diametral seguem os procedimentos gerais descritos pela NBR 7222 ABNT (2011). Os equipamentos e procedimentos de execução são similares ao utilizado para o ensaio de compressão simples, a principal diferença está no posicionamento do

corpo de prova, que deve ser disposto horizontalmente para aplicação da carga (Figura 4.16). A resistência à tração (q_t) de cada amostra é determinada segundo a equação:

$$q_t = \frac{2.Q}{\pi.D.H} \quad (4.2)$$

Onde:

H = altura do corpo de prova.



Figura 4.15 – Ensaio de compressão simples



Figura 4.16 – Ensaio de compressão diametral

4.2.6 Ensaio Triaxial

Ensaio triaxiais foram realizados a partir de amostras retiradas das camadas moldadas e ensaiadas em campo, de forma a manter a relação do ensaio (2/1) e, não contendo presença de fissuras. Os ensaios que compõe esse trabalho são do tipo CID (consolidado isotropicamente drenado) realizados em uma célula triaxial convencional da marca Geonor (Figura 4.17). Compõem esta, um motor elétrico com pistão hidráulico controlado por engrenagens, uma câmara triaxial em acrílico, dois transdutores de pressão Ashcroft com capacidade de 1000 kPa (pressão confinante e contrapressão), uma célula de carga com capacidade de 2000 kg, duas régua resistivas da marca Gefran, com cursos de 50 e 100 mm, destinados às leituras do sistema volumétrico e deformações externas ao corpo-de-prova, respectivamente. Por fim, fazem parte ainda, três medidores de deslocamento do tipo Efeito Hall utilizados junto à amostra, que tem por objetivo captarem as reais deformações desta. Todos estes componentes, são ligados a um sistema de aquisição da marca NOVUS, a rotina é desenvolvida em LabView com uma taxa de aquisição a cada 20 segundos.



Figura 4.17 – Célula triaxial convencional marca Geonor

Esses ensaios objetivam a caracterização do material quanto aos parâmetros de resistência e deformabilidade, quanto ao comportamento tensão-deformação.

Para obtenção de uma envoltória de ruptura, foram ensaiados corpos de prova em três distintas tensões efetivas para obtenção de uma envoltória representativa da estrutura da camada cimentada,

sendo elas, 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa. Estas tensões efetivas, foram adotadas com intuito de se evitar uma eventual quebra das cimentações. Todavia, não foram executados ensaios do tipo consolidação isotrópica afim de verificar a tensão de plastificação

Cabe ressaltar que, todas as amostras tiradas do campo passaram por um processo de interrupção das reações, através da imersão em acetona e posterior secagem e selagem, para cessar possíveis reações futuras.

O procedimento do ensaio segue as recomendações das normas D 7181 ASTM (2020) e as considerações acerca da correção de área foram baseadas nas referidas normas e em La Rochelle et al. (2009). Os ensaios são conduzidos por etapas, sendo estas a montagem, percolação, saturação, consolidação e cisalhamento:

- a) montagem: posiciona-se a pedra porosa e o papel filtro devidamente saturados na base do equipamento e o corpo de prova sobre eles, nele são posicionados a membrana, os o'rings, destinados a impedir o contato entre o corpo de prova e a câmara. Deste modo, posiciona-se o top cap, bem como, os sensores de efeito hall previamente calibrados (Figura 4.18);
- b) percolação: é a etapa que exerce ação contribuinte para a saturação do corpo de prova. Isto é, para a completa saturação, percola-se inicialmente, no sentido da base para o topo do corpo de prova dióxido de carbono (CO_2), uma vez que, esse gás é facilmente dissolvido pela água durante a saturação. Assim, uma vez inserido o gás pela base da amostra, este é deixado percolar por um período de 30 min, o qual terá sua saída por um dos acessos atmosféricos presentes no top cap alocado sobre à amostra, mantendo uma tensão efetiva constante de 20 kPa. A partir daí, se partirá para a percolação de água, da mesma forma sendo executada, da base para o topo. Mantendo a tensão efetiva em 20 kPa, percola-se aproximadamente duas vezes o volume de água quanto fosse o volume de vazios da amostra;
- c) saturação: são aplicados incrementos de contrapressão e pressão confinante de igual magnitude com duração de 20 minutos, para que assim se possa garantir a completa saturação do material. Dessa forma, incrementou-se aproximadamente 40 kPa por estágio, determinando a cada início de estágio e, portanto, incremento de pressão, o valor do parâmetro B (SKEMPTON, 1954), capaz de atestar a condição de saturação. Parâmetros iguais a unidade, indicam a completa saturação da amostra, para este trabalho os valores obtidos foram satisfatórios, atingindo o valor de 0,95;
- d) consolidação: nessa etapa, aplica-se a tensão confinante desejada para a realização do ensaio, monitorando a variação volumétrica do corpo de prova, obtendo-se assim,

novas dimensões do mesmo para a fase de cisalhamento. Os incrementos de tensão confinante foram realizados de acordo com a tensão efetiva desejada;

- e) cisalhamento: nessa fase final do ensaio, impõe-se uma tensão desvio axial no corpo de prova. O cisalhamento se deu a uma velocidade de aproximadamente 2mm/h.



Figura 4.18 – Montagem Triaxial: a) colocação membrana e o’rings; b) colocação da pedra pososa e papel filtro; c) posicionamento do top cap; d) colagem dos sensores de deslocamento; e) fechamento da câmara; e) amostra ao final do ensaio.

4.3 PROCEDIMENTO DE CAMPO

4.3.1 Execução das camadas cimentadas

Nesta seção, especifica-se todo processo de escavação, moldagem e cura das camadas (Figura 4.19).

- i. Realizou-se a locação dos pontos centrais das quatro cavas, conforme croqui de projeto das cavas Figura 4.1;
- ii. A abertura das cavas deu-se inicialmente com o auxílio de uma broca mecanizada, com diâmetro determinado, para facilitar o processo de abertura nos centímetros iniciais. Após, a abertura das cavas foi realizada com ferramentas manuais, de forma que a cava ficasse com seu respectivo diâmetro, espessura de 0,30m e fundo nivelado;
- iii. Todo material foi pesado e separado de acordo com cada camada de compactação, sendo 3 camadas para as cavas de diâmetro de 0,45m e 4 camadas para de 0,90m de diâmetro;
- iv. A mistura dos materiais procedeu-se em uma betoneira, primeiramente, juntando os materiais secos e misturando até perfeita homogeneização, após foi acrescentada a água ou solução ativadora as respectivas misturas. A umidade das misturas foi escolhida de acordo com o ensaio de compactação, umidade de 11%, realizando um ajuste de +2% devido a perda de umidade durante o processo de mistura. A densidade foi estabelecida de acordo com ensaios já realizados em campo, com misturas de areia, agente cimentante e fibras, levando em consideração a dificuldade de compactação, sendo ela de 16kN/m³;
- v. Cada camada foi compactada respeitando uma altura de compactação, três camadas de 0,10m para cavas de 0,45m de diâmetro e, quatro camadas de 0,075m para cavas de diâmetro 0,90m. As camadas foram compactadas manualmente através de soquete metálico. Os controles de umidade e compactação foram feitos através da retirada de 2 cilindros cortantes por camada, seguindo procedimento da NBR 9813 (ABNT, 2016b). A partir do ensaio se obtém os valores de γ_N , γ_d e ω de cada camada, como pode ser verificado na Tabela 4.10. É possível observar que as camadas de diâmetro maior apresentaram um peso específico menor que o desejado, porém isso se deve a dificuldade de compactação da mesma.

Tabela 4.10 – Controle de compactação das camadas

Parâmetros Obtidos na Compactação	Camada de 0,45m Sem Ativador	Camada de 0,45m Com Ativador	Camada de 0,90m Sem Ativador	Camada de 0,90m Com Ativador
γ_d Teórico (kN/m ³)	16	16	16	16
γ_N (kN/m ³)	17,9	18	17	17,6
γ_d Real (kN/m ³)	16,2	16,3	15,4	15,9
ω (%)	10,6	10,61	10,56	10,83



Figura 4.19 – Etapas de moldagem a) abertura da cava; b) mistura na betoneira; c) preenchimento camada; d) cilindro cortante para verificação do peso específico; e) verificação do nível; f) camada finalizada.

- vi. As cavas foram cobertas com uma lona e deixadas curar. Devido as baixas temperaturas, optou-se por deixar um tempo de cura de 120 dias. Nesse período monitorou-se os dados fornecidos pela estação meteorológica da Emprapa, localizada próximo ao campo experimental, sendo possível acompanhamento diário dos relatórios condições climáticas.

4.3.2 Ensaio de Placa

Para a execução das provas de carga em campo, foram necessários um sistema de reação e aplicação de carga, sistema para medição de deslocamentos e um sistema de aquisição de dados:

- i. Sistema de reação: o sistema de reação de carga é constituído de um pórtico com duas sapatas de concreto e uma viga de aço. Sobre o pórtico encontra-se a sobrecarga composta de 12 blocos de concreto, totalizando 230 kN. A viga de reação era constituída de um perfil H fabricado em chapas de aço e pesando 20kN (Figura 4.20);
- ii. Transmissão de carga: a carga é aplicada no centro de uma placa circular de 0,30m de diâmetro (Figura 4.21), realizada através de um macaco hidráulico com capacidade de 50 toneladas acionado por uma bomba hidráulica manual. O sistema conta com

uma célula de carga de 200kN do tipo Rocker-Pin modelo C16AC3 e, duas placas que permitem a livre rotação da célula, evitando a transmissão de esforços transversais (Figura 4.22);

- iii. Medição de deslocamentos: os recalques são obtidos através de transdutores de deslocamento, que são fixados em um suporte ajustável posicionado sobre a placa e sobre a camada. O sistema de medição de deslocamento é composto por cinco transdutores de deslocamento linear de 50 mm de curso total com resolução de 0,01 mm. O suporte de referência consiste em uma estrutura montado de tal maneira que fique completamente isolado, livre de qualquer perturbação exterior ao ensaio ou deformação do solo circunvizinho. Desta forma, os medidos são fixado ao suporte, possibilitando medidas mais confiáveis (Figura 4.22);
- iv. Aquisição de dados: O sistema de aquisição é composto por oito canais de entrada, sete canais para ligação de transdutores de deslocamento e um para ligar a célula de carga. As aquisições de dados, foram feitas através de uma placa microprocessada modelo PCI DAS 10608/16 e rotina desenvolvida em LabView no LEGG/UFRGS.



Figura 4.20 – Sistema de Reação



a)

b)

Figura 4.21 – Placa sobre camadas sem atrito a) 45cm; b) 90cm.



Figura 4.22 – Sistema de transmissão de carga

4.3.2.1 Procedimento

O ensaio de prova de carga é realizado segundo a normativa da NBR 6489 ABNT (2019), conforme descrito no item 2.4 do referencial da presente pesquisa. A execução do ensaio de prova de carga é composto de três etapas:

- i) uma força lateral atua nas camadas de reforço, porém a magnitude exata e a influências dos processos executivos são difíceis de se prever. Deste modo essa potencial resistência lateral é desprezada retirando-se o atrito lateral de todas as camadas antes dos ensaios;
- ii) movimentação do pórtico de reação com auxílio de uma retroescavadeira;
- iii) preparação do ensaio, seguindo a seguinte ordem:
 - colocação da placa circular no centro da camada melhorada;
 - colocação do macaco hidráulico e célula de carga;
 - colocação dos sensores de deslocamento.
- iv) a aplicação da carga é realizada em estágios de 10% da capacidade de carga estimada, com novos incrementos após estabilização dos recalques ou com no mínimo 30 minutos cada incremento.

4.3.3 Exumação da camada

Após a realização do ensaio de placa, realizou-se a exumação das camadas estabilizadas para análise do tipo de ruptura.

A partir das camadas que não apresentaram fissuras, foi executada a retirada de corpos de prova (Figura 4.23) e, imediatamente após sua extração, aqueles submetidos a ensaios de compressão simples e diametral foram colocados em imersão por 24 horas. Já os demais, que foram sujeitos aos ensaios triaxiais, foram submetidos a imersão em acetona por, aproximadamente, 72 horas, para que não houvessem reações futuras.

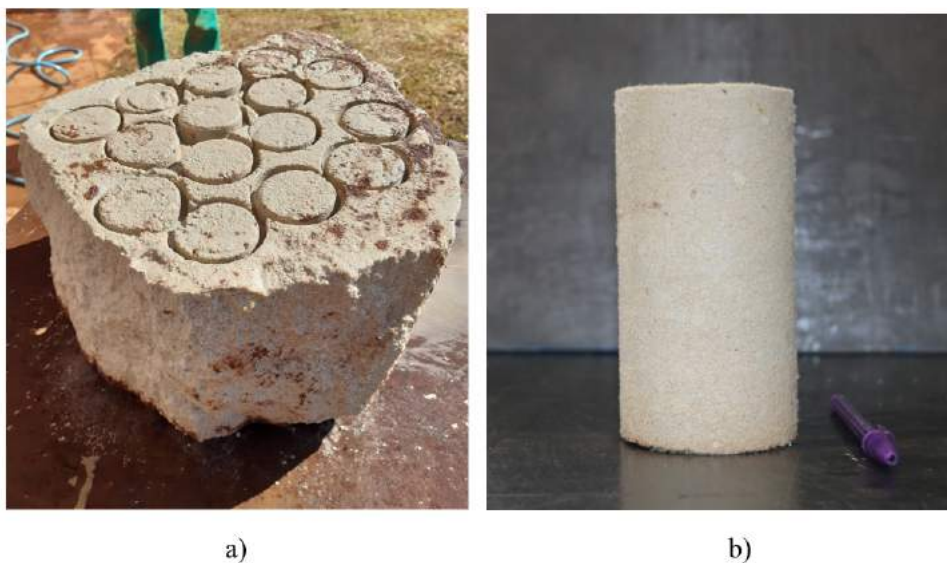


Figura 4.23 – Exumação dos corpos de prova a) Retirados dos corpos de prova com uma serra copo b) Corpo de prova após retirada

A retirada dos corpos de prova se deu com o auxílio de uma serra copo, porém as dimensões da mesma eram de 100x200mm, para os ensaios triaxiais foi necessário esculpir as amostras para deixa-los nas dimensões de 50x100mm.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo tratará da apresentação e da análise dos resultados dos ensaios realizados durante esta pesquisa. Para uma melhor apresentação, os resultados foram divididos em quatro partes. A primeira parte concerne aos ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral, das amostras moldadas em laboratório e das amostras retiradas do campo. Nesta seção, é realizada uma análise estatística dos resultados e determinado o fator campo/laboratório. A segunda parte aborda uma análise dos resultados de ensaios de prova de carga realizados no campo. Uma terceira seção de análise dos ensaios triaxiais das amostras retiradas do campo, e por fim, uma previsão da carga de ruptura.

5.1 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados dos ensaios de compressão simples mostrados neste capítulo são correspondentes as amostras moldadas em laboratório com os respectivos tempos de cura, 7, 14, 28, 60, 90 e 120 dias, curadas a 23°C, além dos resultados a 120 dias de cura das amostras retiradas do campo, após realização do ensaio de placa. Ademais, ensaios de compressão diametral foram realizados nas amostras com 120 dias de cura, moldadas em laboratório e retiradas das camadas do campo. Ambos ensaios realizados em amostras com mistura de areia-cal de carbureto-pó de vidro-fibra, com adição de hidróxido de sódio e sem o mesmo.

A Tabela 5.1 apresenta a média das resistências à compressão simples (RCS) e diametral (RCD), dentro do critério de aceitação de 10%. Para ambas as misturas, com o aumento do tempo de cura houve aumento na resistência. Logo aos 7 dias de cura, verifica-se que a adição de um ativador a mistura acelera as reações, aumentando a resistência em relação as amostras que possuem reações pozolânicas. Esse efeito, verificado a partir da presença do ativador, decorre de uma quebra maior da estrutura dos aluminossilicatos (PINTO, 2004), deste modo, os resultados corroboram com o apresentado na literatura.

A resistência da amostra com NaOH, nos primeiros 7 dias de cura, é cerca de 2,19 vezes maior que a mistura sem o ativador. Aos 28 dias essa diferença já fica menos pronunciada, passando para cerca de 1,23 vezes. Por volta de 90 dias de cura as resistências já começam a estabilizar, apresentando resultados similares, como pode ser melhor visualizado através da Figura 5.1. Em contrapartida, para as amostras curadas a 120 dias, exumadas do campo, a relação entre as misturas foi de 1,41 vezes maior para as amostras com álcali. A relação entre a RCD e a RCS foi

de 0,17 para as amostras moldadas em laboratório, sendo para as amostras de campo com e sem álcali, respectivamente, 0,18 e 0,19.

Tabela 5.1 – Resultados médios de resistência à compressão simples e diametral

Amostra de laboratório				
Corpo de Prova	Compressão simples (kPa)	Compressão diametral (kPa)	Dias de cura	Relação Com álcali/Sem álcali (kPa)
Com álcali	693,35		7	2,19
Sem álcali	316,11			
Com álcali	891,01		14	1,48
Sem álcali	603,73			
Com álcali	1301,01		28	1,23
Sem Álcali	1057,05			
Com álcali	1633,94		60	1,11
Sem álcali	1477,21			
Com álcali	1919,08		90	1,03
Sem álcali	1862,81			
Com álcali	2381,45	397,19	120	0,98
Sem álcali	2442,24	412,61		
Amostra de Campo				
Com álcali	2137,61	391,87	120	1,41
Sem álcali	1512,70	287,55		

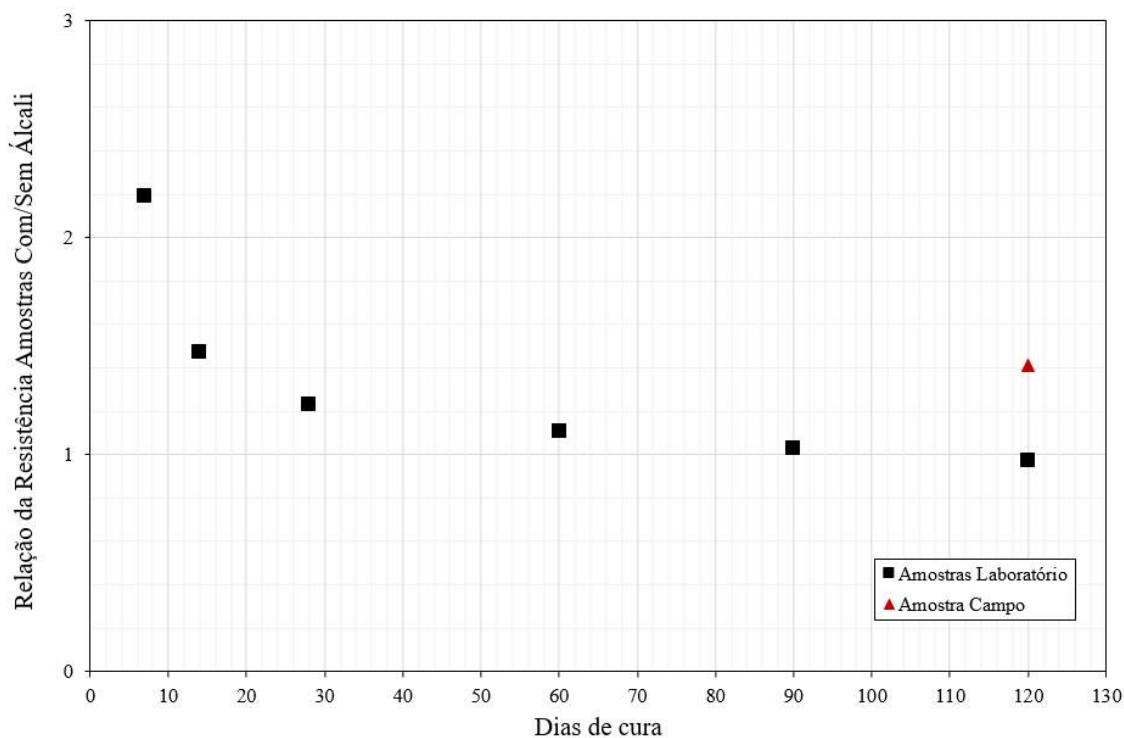


Figura 5.1 – Relação da resistência entre amostras com e sem álcali com o tempo de cura

A Figura 5.2 apresenta todos os resultados plotados, dentro da faixa de aceitação de 10%, de RCS plotados em função do tempo de cura das amostras. Observa-se que a taxa de variação de resistência com o tempo de cura, para ambas as misturas, é diferente para alguns intervalos de tempo. Para melhor visualização do aumento de resistência, dividiu-se em dois segmentos de reta, de acordo a percepção da mudança do comportamento das reações. A figura expõe de modo mais sucinto o processo de evolução da RCS de ambas as amostras, conforme já descrito anteriormente.

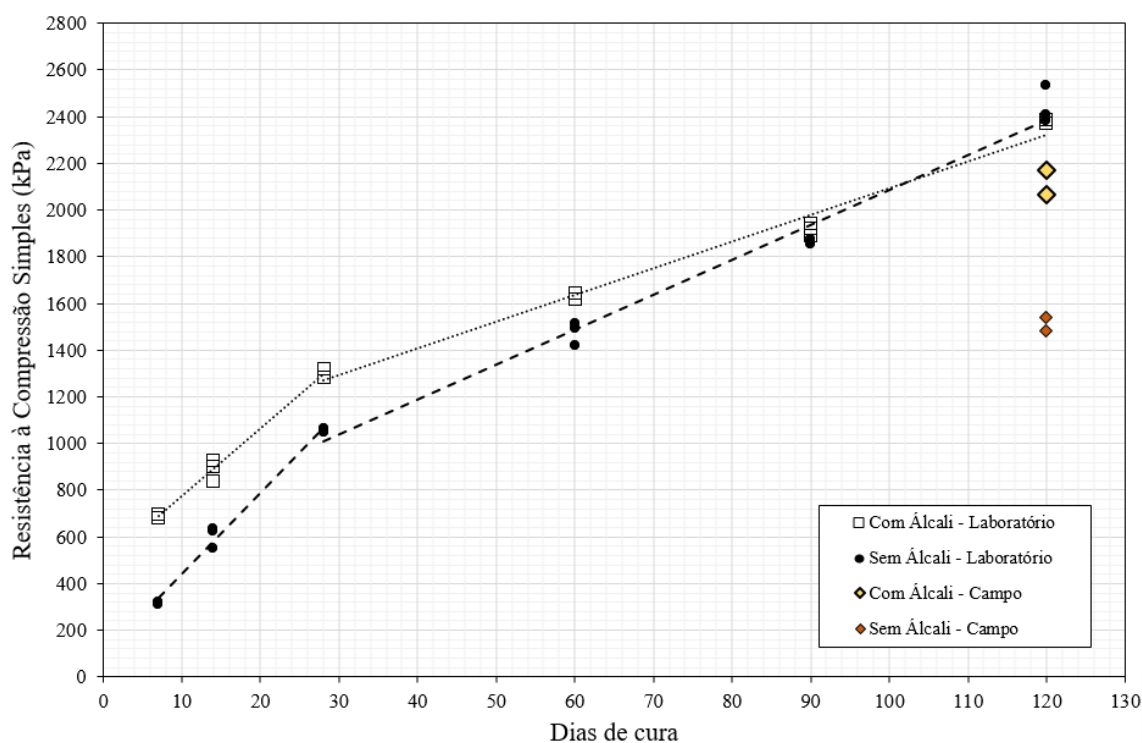


Figura 5.2 – Resistência à compressão simples em função do tempo de cura

Nessa Figura 5.2, também foram plotadas as resistências obtidas das amostras em campo. Ao compararmos com o mesmo tempo de cura das amostras moldadas em laboratório se obtém um fator campo/laboratório de 0,90 e 0,62, para mistura com e sem NaOH, respectivamente (Tabela 5.2). Ressaltando que, as amostras moldadas em laboratório possuem um controle mais rigoroso de alguns fatores que são muito influenciáveis nas resistências, tais como, umidade, temperatura, mistura e compactação.

Tabela 5.2 – Fator Campo/Laboratório

Amostras	Resistência à Compressão Simples	Fator
Com álcali Campo	2137,61	0,90
Com álcali Laboratório	2381,45	
Sem álcali Campo	1512,70	0,62
Sem álcali Laboratório	2442,24	

Deste modo, durante a cura das camadas em campo monitorou-se as condições climáticas por meio da estação meteorológica da EMBRAPA (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária), ao qual se encontra próxima ao campus onde ocorreram os ensaios. A Figura 5.3 demonstra a variação da temperatura e a precipitação pluviométrica em função das semanas de cura das camadas. Ao longo das 20 semanas, houveram grandes variações de temperatura. Além disso, durante as primeiras 13 semanas de cura houveram períodos pronunciados de precipitação pluviométrica, chegando a semanas com um total de 230mm.

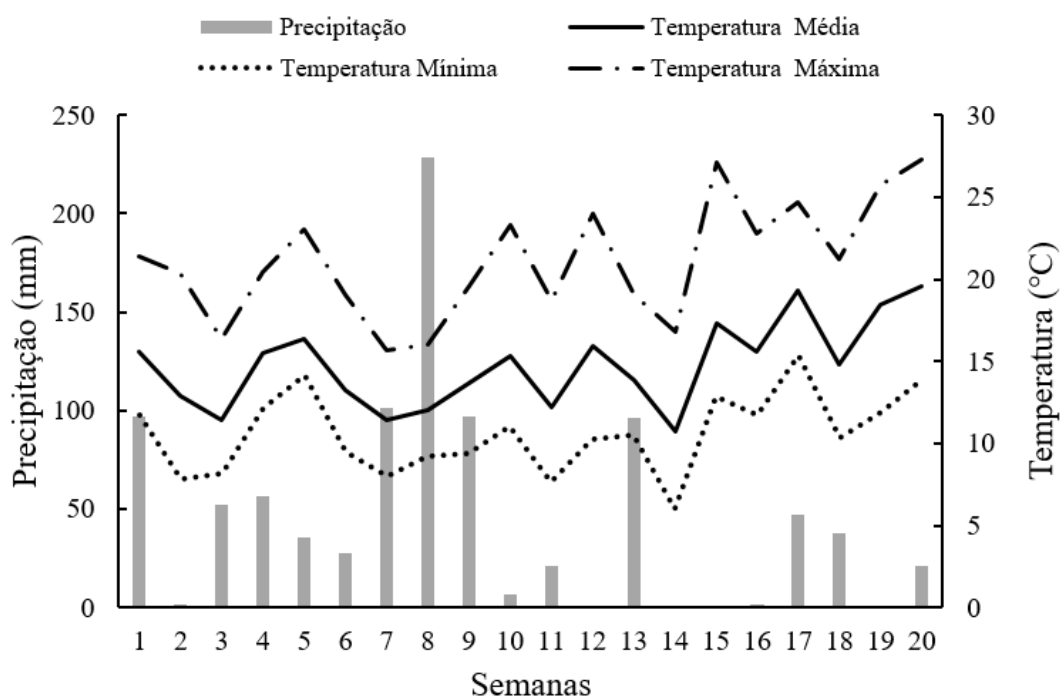


Figura 5.3 – Variação da temperatura e precipitação pluviométrica com as semanas de cura das camadas no campo

Consequentemente, uma diminuição do fator campo/laboratório poderia ser diretamente relacionada com as condições climáticas. Sabendo que, a temperatura de cura é um catalizador das reações, baixas temperaturas de cura diminuem o processo das reações, porém, um retardamento das reações ocorreria nos dois materiais, não justificando uma diferença tão grande entre as duas misturas no tempo de cura em que atingiram resistências iguais em laboratório.

Um fator que poderia justificar essa relação é a elevada precipitação pluviométrica. Tendo em vista que, bases fortes, como o hidróxido de sódio, possuem uma maior solubilidade em água, liberando mais cátions e ânions ao sistema, em comparação com o hidróxido de cálcio, uma consequência dessa maior solubilidade, é o aumento da alcalinidade da mistura, que propiciam quebra maior da estrutura e reações mais rápidas. Com a elevada precipitação pluviométrica, durante a cura em campo, a alcalinidade de ambas as misturas pode ter sido afetada, porém como a mistura com o ativador já possuía um pH maior, essa diminuição não foi tão significativa

quanto para as misturas sem, pois, a alcalinidade ainda era suficiente para permitir que as reações ocorressem (BROWN et al., 2005).

Melhores justificativas poderiam ser encontradas através de uma aferição de ensaios, tanto em campo quanto em laboratório, durante todos os períodos de cura. Deste modo seria possível verificar quais são os fatores reais que estão impactando na resistência de ambas as misturas, porém devido a algumas limitações desta pesquisa não foi exequível essas análises mais minuciosas.

5.1.1 Análise Estatística

A análise estatística aqui apresentada, de maneira simples, irá abordar para os ensaios de compressão simples, das amostras moldadas em laboratório, quais variáveis independentes se mostraram mais impactantes na resistência, tempo de cura ou mistura. Também, o efeito da alternância entre seus níveis baixos e altos, se estes se mostraram significativos ou não, na variável resposta examinada. Neste caso, adotou-se um valor de α de 5%, ou seja, a chance de se estar errando nas afirmações aqui elaboradas, é de apenas 5% contra os demais 95% de certeza.

A Figura 5.4 apresenta o gráfico de Pareto para a variável resposta resistência à compressão simples. Neste caso, são expostos tanto fatores principais quanto interações de segunda ordem. Onde, aqueles que se mostrem estatisticamente significativos, devem cruzar a linha determinada para um nível de significância de 5%. Todas as variáveis independentes apresentadas e a interação entre elas se mostraram significativas. Com o tempo de cura se apresentando como a variável de maior impacto, representando o aumento da resistência pelo aumento das reações nas misturas. É importante salientar, que os gráficos de Pareto somente retratam a significância ou não das variáveis. Destes, após verificada a significância de uma variável, não se pode inferir se esta variável significativa teve um impacto positivo ou negativo nas misturas. Para isto, existem então os gráficos de efeitos principais, como o caso da Figura 5.5. Ao observarmos esta figura, podemos concluir novamente que a principal variável responsável pela resistência das amostras foi o tempo de cura. Já a variável remanescente, mistura, mostrou-se praticamente irrelevante como já mencionado.

Além disso, é possível avaliarmos a interação entre as duas variáveis independentes na resposta final. Através da Figura 5.6, verificamos que a diferença entre a resistência das misturas é mais pronunciada nos primeiros períodos de cura. Como mencionado anteriormente, essa resposta pode ser explicada pela destruição maior dos aluminossilicatos com o ataque químico gerado pela adição de NaOH. Logo, como as reações pozolânicas possuem um processo mais lento de ganho de resistência, ao ponto que a álcali-ativação começa a diminuir a evolução das reações, as reações pozolânicas começam a aumentar, deste modo, ao período de 90 dias de cura já fica claro a proximidade das resistências.

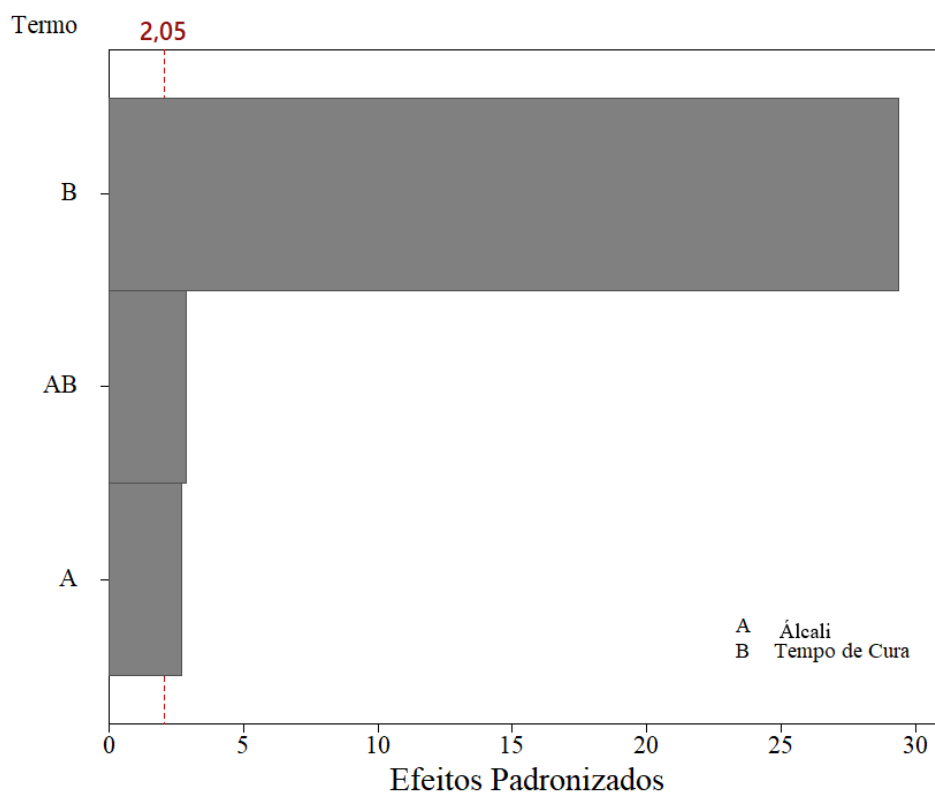


Figura 5.4 – Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para resistência à compressão simples

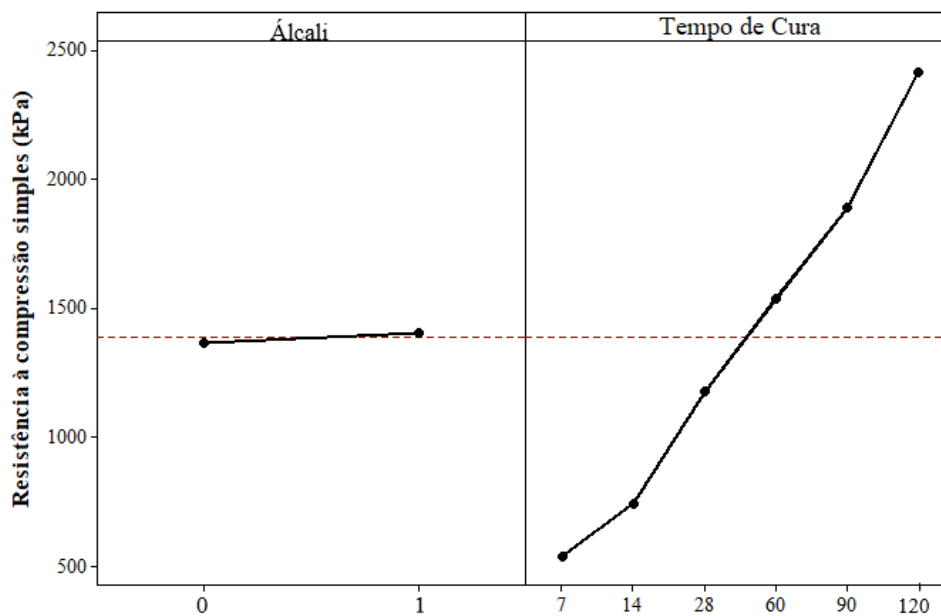


Figura 5.5 – Gráficos de efeitos principais para resistência à compressão simples

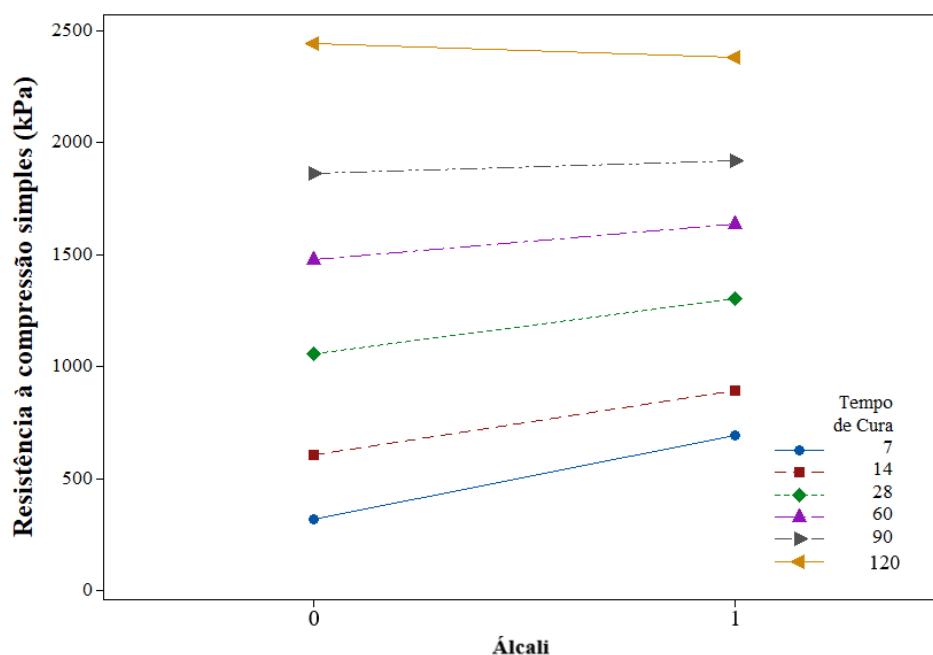


Figura 5.6 – Interação entre fatores

5.2 PROVAS DE CARGA

Os ensaios de prova de carga obtidos foram realizados sobre camadas reforçadas com fibras e estabilizadas com e sem o álcali (hidróxido de sódio), além dessa variável, duas relações distintas de diâmetro da camada (Dr45 e Dr90) foram testadas.

As camadas melhoradas foram assentes sobre um solo residual, sendo assim, o ensaio de prova de carga do solo natural, tomado como base, foi o determinado por Consoli et al. (2020), no qual obteve uma tensão ruptura de 253,78 kPa, conforme apresentado no item 3.3.1.

5.2.1 Comportamento carga versus recalque

A Figura 5.7 e Figura 5.8 apresentam, respectivamente, o comportamento carga *versus* recalque e tensão vertical *versus* recalque, obtidas através dos ensaios realizados com placa de 0,30m apoiada sobre camadas estabilizada com 0,30m de espessura e diâmetros de 0,45m e 0,90m, além disso, apresenta-se o comportamento do solo natural com placa de 0,30m determinado por Consoli et al. (2020).

As curvas apresentadas na Figura 5.7 referem-se a carga aplicada e o recalque médio obtido pela média dos três medidores de deslocamento posicionadas sobre a placa. Na Figura 5.8 as curvas retratam o comportamento de tensão vertical, ou seja, carga aplicada dividida pela área da fundação, no caso dessa pesquisa, todas as placas de diâmetro de 0,30m.

Deste modo, evidencia-se que, quanto maior o diâmetro da camada cimentada maior é a capacidade suportada para um mesmo recalque. Além disso, através das curvas é possível identificar comportamentos distintos de ruptura, sendo eles, ruptura por puncionamento e ruptura generalizada, conforme já exemplificado no item 2.3.1

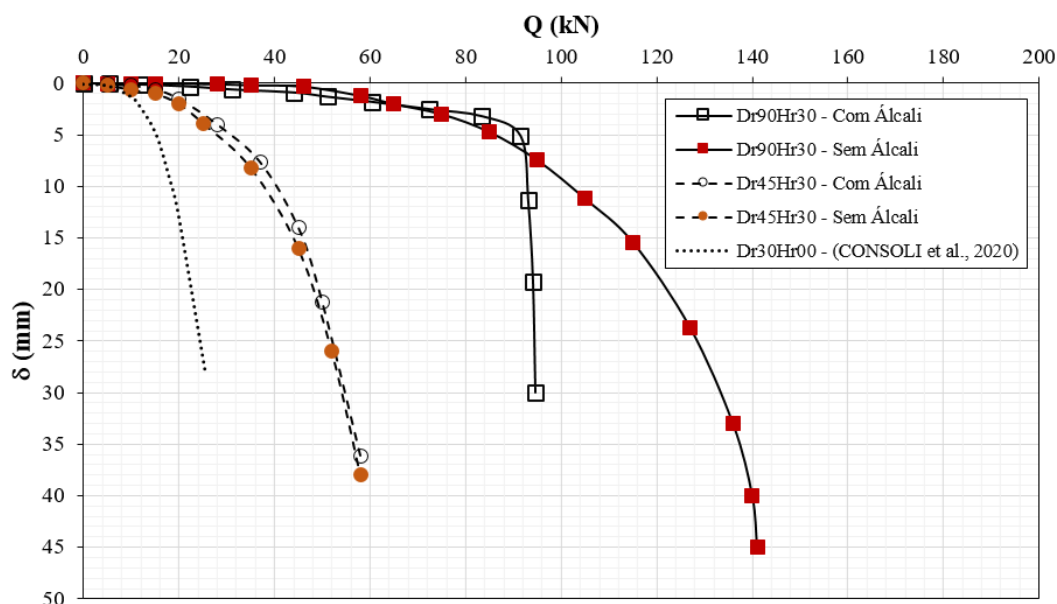


Figura 5.7 – Carga versus recalque

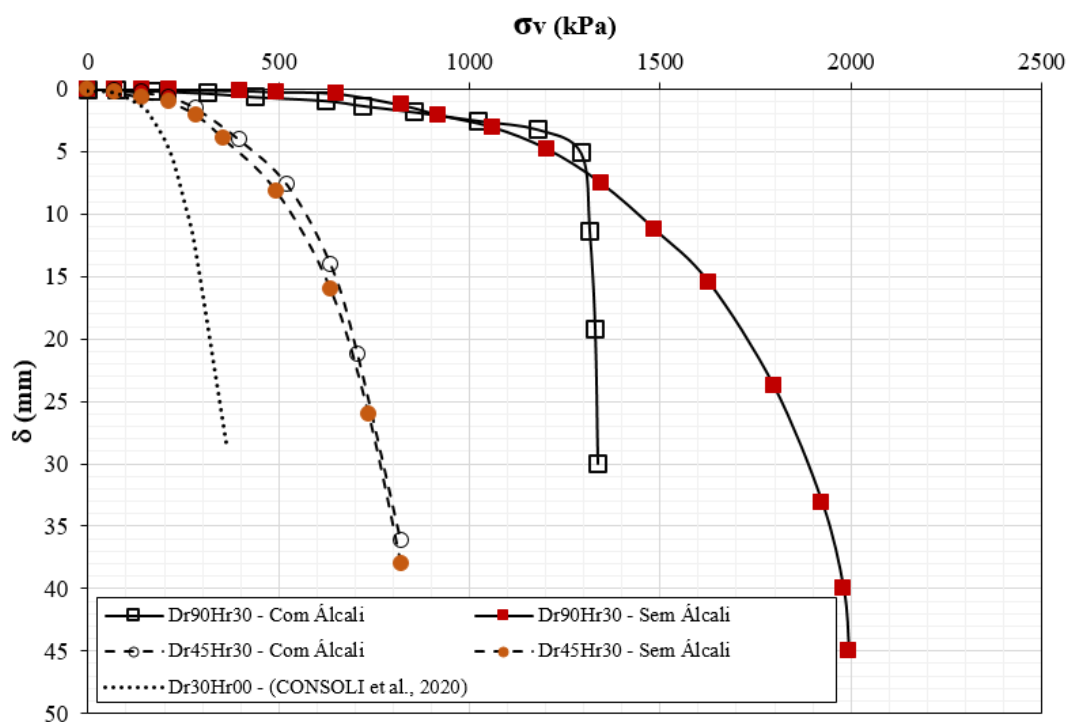


Figura 5.8 – Tensão vertical versus recalque

Para as camadas com diâmetro igual a 0,45m, o ensaio foi levado até um recalque significativo, na ordem de 45mm, chegando quase ao final do curso dos respectivos medidores de deslocamento.

No caso da camada de 0,90m, com adição de hidróxido de sódio, o ensaio foi finalizado no momento em que houve uma queda brusca dos deslocamentos, caracterizando a ruptura física da camada e um comportamento frágil. Já para a camada de 0,90m, sem adição do ativador, este comportamento de ruptura não ficou evidente. A carga foi levada aos mesmos recalques das camadas menores, apresentando aumento dos deslocamentos com aumento da carga até o fim do ensaio, caracterizando um comportamento mais dúctil. Nos instantes finais do carregamento, visualizou-se o surgimento de algumas fissuras na base da camada, não apresentando nenhuma trinca que chegasse até a parte superior, apenas o afundamento da placa na camada.

Ao compararmos o comportamento de ruptura da camada estabilizada com cal de carbureto-pó de vidro e reforçada com fibras desta pesquisa, em relação à camada, com mesmas dimensões, apresentada por Consoli et al. (2020), sem adição de fibras verificamos que a adição de fibras modifica o comportamento da curva carga versus recalque Figura 5.9. A inclusão de fibras na matriz cimentícia acarreta em um aumento na ductibilidade do material. Enquanto a matriz sem fibras apresenta uma queda brusca nos deslocamentos para um mesmo incremento de carga, a matriz com fibra aumenta os recalques na proporção que aumenta o carregamento. Além disso, outro comportamento representativo da adição de fibras, e que fica claro com as curvas, é uma diminuição na rigidez do material. Esses comportamentos, aqui descritos, foram observados também na comparação de misturas com cimento Portland, com e sem fibras, investigado por Consoli et al. (2003a).

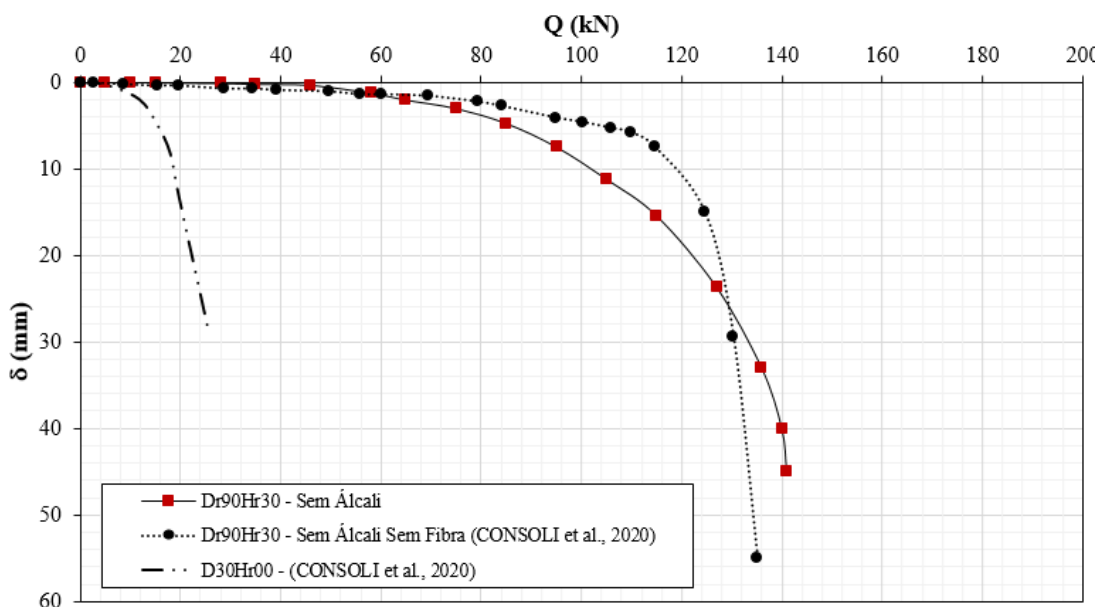


Figura 5.9 – Comportamento Carga *versus* recalque camada sem álcali com e sem fibras

Através das curvas, carga *versus* recalque, é possível verificar a eficácia da utilização de camadas superficiais estabilizadas e reforçadas com fibras sobre solo de baixa capacidade de carga, observando-se o aumento da capacidade de suporte e da rigidez das camadas em relação ao

solo da base, corroborando com os resultados obtidos em pesquisas anteriormente realizadas, citando-se os mais relevantes em relação a esta pesquisa, como Consoli et al. (2003a, 2019, 2020).

Contudo, o resultado para as camadas de maior diâmetro, Dr90, com a presença de NaOH foi inferior a camada sem a presença do ativador. Esse comportamento distinto de ambas as camadas, com mesmo diâmetro pode estar relacionado com a maior cimentação da amostra com álcali. Essa maior cimentação leva a uma maior rigidez do material, ao nível que este atinge pequenas deformações, o início de uma fissura se propaga rapidamente, apresentando um comportamento pós-pico frágil. Nesse caso, como as fibras necessitam de um certo descolamento para atuarem no compósito, elas não foram tão eficientes para esse material e essas condições.

5.2.2 Normalização dos resultados

A normalização dos resultados é uma forma de suprimir a influência das variáveis geométricas na resposta do ensaio, desta forma, é possível verificar a tendência dos resultados para diferentes diâmetros de camadas cimentadas. A normalização é feita dividindo-se o recalque pelo diâmetro da camada tratada, obtendo-se recalque relativo (δ/Dr), e ao invés da tensão aplicada na sapata considera-se a tensão aplicada pela base do reforço.

Durante o carregamento um aumento da capacidade de carga pode ser explicado pelos mecanismos de reação solo-estrutura. De modo geral, quando fundações superficiais são assentes sobre solos de baixa capacidade de suporte a ruptura ocorre por puncionamento, enquanto as fundações assentes sobre solos mais resistentes rompem de maneira generalizada. Além disso, quando há a composição de um perfil de solo por duas camadas, a camada superior cimentada recebe esforços da placa e redistribui ao solo subjacente, essa redistribuição é dependente de diversos fatores, tais como: rigidez das camadas, relação entre diâmetros da camada e da fundação e espessura da camada (POULOS; DAVIS, 1974).

Os comportamentos apresentados nas curvas tensão equivalente *versus* recalque relativo (Figura 5.10), sugerem que as camadas de diâmetro 0,45m apresentam uma ruptura por puncionamento comportando-se como se a fundação e a camada tratada fossem um elemento único, deste modo, as curvas da camada se sobrepõem a do solo natural. Corroborando com a ideia de que a capacidade de carga é comandada pela resistência do solo da base. O mecanismo de ruptura por puncionamento dessas camadas agrupadas foi comprovado pela análise após exumação das camadas intactas após o final do ensaio.

Por outro lado, as camadas com diâmetros de 0,90m e espessura de 0,30m, apresentaram após uma determinada tensão vertical (σ) a ruptura da camada tratada, no qual as curvas não se

sobrepõe as comandas pela resistência do solo. Esse comportamento, já mencionado em outros trabalhos como Consoli et al. (2009b, 2019, 2020), pode ser validado através das fissuras encontras após exumação das camadas.

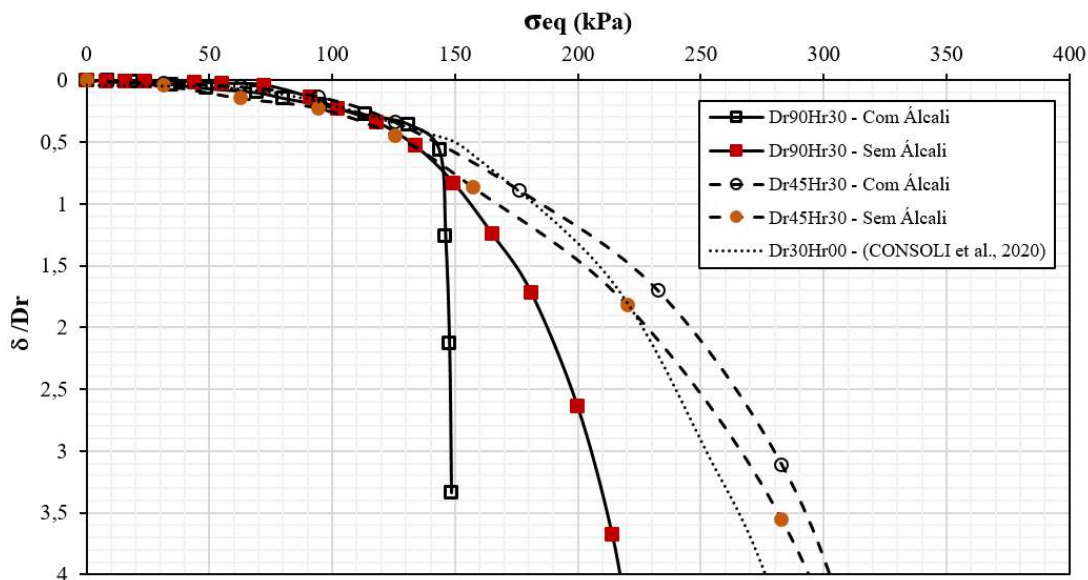


Figura 5.10 – Tensão equivalente *versus* recalque relativo

5.2.3 Mecanismo de ruptura

Durante a execução dos ensaios, além do acompanhamento do comportamento da curva carga *versus* recalque, também, realizava-se um acompanhamento visual do surgimento de alguma possível trinca e, da forma como a placa se comportava sobre a camada.

Como já demonstrado nas curvas apresentadas anteriormente, dois mecanismos de ruptura distintos foram obtidos neste estudo, ao qual dependem do diâmetro da camada tratada. Após execução do ensaio, com o auxílio de uma retroescavadeira, removeu-se o solo ao redor das camadas e realizou-se um corte transversal nas camadas, quando aplicável, a fim de observar o mecanismo de ruptura através do surgimento de trincas.

O primeiro deles caracteriza-se pelo comportamento de punção da camada de diâmetro de 0,45m sobre o solo residual, comportando-se como um único elemento de fundação (camada + placa). Mecanismo esse identificado após retirada do solo à volta da camada, não se evidenciando nenhum surgimento de trincas na base da camada e está permanecendo intacta. Nesse tipo de ruptura por punção, à medida que a carga aumenta ocorre a quebra das ligações do solo residual fracamente cimentado, abaixo da camada e, ocorre então uma penetração vertical contínua de toda estrutura, praticamente sem movimento lateral do solo, como pode ser visualizado na Figura 5.11.



Figura 5.11 – Puncionamento camada de Dr45

Por outro lado, o comportamento de ruptura das camadas de 0,90m, com e sem hidróxido de sódio, foi distinto entre si. A camada sem presença do ativador comportou-se de maneira dúctil, como era de se esperar por camadas estabilizadas e reforçadas com fibras. No decorrer do carregamento realizou-se um acompanhamento visual da camada, no qual, detectou-se ao longo do ensaio que a placa foi puncionamento sobre a camada cimentada (Figura 5.12 a)), além disso, durante o carregamento nenhuma fissura foi observada na superfície da camada, então, com o aumento da carga ocorria o aumento dos recalques sem ruptura brusca.



a)



b)

Figura 5.12 – Ruptura camada Dr90 Sem Álcali a) vista superior; b) vista frontal

Com a remoção do solo à volta da camada e realização de um corte transversal pode-se averiguar o surgimento de uma trinca meio da camada, da base da camada para o centro da placa (Figura 5.12 b). Além disso, algumas fissuras em 45° foram verificadas, subindo da base da camada para as bordas da placa, como melhor apresentado na Figura 5.13.



Figura 5.13 – Inclinação das trincas de tração na camada de Dr90 Sem Álcali

No entanto, a camada com a presença de ativador comportou-se de maneira frágil. Ao atingir uma carga de aproximadamente 92 kN, uma trinca transversal abriu a camada ao meio (Figura 5.14 b), aumentando os recalques instantaneamente e não sendo mais possível nenhum incremento de carga. Nesse caso, a placa de aço não punctionou sobre a camada, como a camada sem ativador (Figura 5.14 a).

A camada cimentada tem a capacidade de concentrar grande parte da carga aplicada e uma pequena parcela é transferida ao solo da base. No entanto, como a rigidez da camada cimentada é superior à do solo, as deformações no solo da base serão muito superiores, desta forma, o solo faz com que a camada cimentada seja flexionada e surjam tensões de tração na parte inferior iniciando o processo de ruptura.



a)



b)

Figura 5.14 – Ruptura camada Dr90 Com Álcali a) vista superior; b) vista frontal

Com base nos resultados, e como já constatado em trabalhos anteriores, pode-se afirmar que a ruptura de fundações sobre camadas cimentadas ocorreu em relações T_r/H_r igual a 1, que é a

relação entre a distância da borda da fundação a borda da camada pela espessura da camada, rompendo pelo surgimento de trincas de tração.

5.3 ENSAIOS TRIAXIAIS

São apresentados e analisados, nesta seção, o resultado dos ensaios triaxiais consolidados drenados (CID), nas tensões confinantes de 20, 60 e 100 kPa, realizados a partir das amostras retiradas das camadas estabilizadas e reforçadas do campo, seguindo a normatização da ASTM (2020).

Inicialmente, será apresentado o comportamento tensão-deformação através das curvas de tensão desvio (tensão principal maior menos a tensão principal menor) pela deformação axial. Após, o comportamento de variação volumétrica pela deformação axial e por fim, são definidas as envoltórias de ruptura e os respectivos parâmetros de resistência, além dos módulos de elasticidade a pequenas deformações.

Vale ressaltar que, para análise coerente das deformações impostas à amostra considera-se inicialmente a pequenas deformações, as medidas internas, obtidas pelos sensores de efeito Hall, devido ao fato da régua resistiva não conseguir captar as primeiras deformações reais do corpo de prova. Posteriormente, os sensores perdem seu curso a deformações maiores, nesse momento, utilizou-se as deformações obtidas da régua resistiva.

Além disso, durante as etapas de um ensaio triaxial, em especial ao longo do cisalhamento, o corpo de prova sofre deformações em consequência das sucessivas alterações no estado de tensões a que está submetido. Nesse sentido, há mudanças na área da seção transversal do corpo de prova e, naturalmente, na tensão vertical atuante, o que implica a necessidade de correção dessa área para correta interpretação dos resultados, deste modo, levou-se em consideração uma correção de área proposta por La Rochelle et al. (2009), ao qual sugere correções distintas de acordo com a geometria do corpo de prova na ruptura, isto é, embarrigamento, plano de cisalhamento ou mista.

5.3.1 Comportamento tensão versus deformação

Os resultados dos ensaios realizados com a mistura sem presença do ativador alcalino e com adição do ativador são apresentados, respectivamente, na Figura 5.15 a Figura 5.18, onde, para as diferentes tensões confinantes efetivas são definidas as curvas tensão *versus* deformação axial e, deformação volumétrica *versus* deformação axial.

Ambas as amostras apresentam aumento da resistência de pico com o aumento da tensão

confinante, além disso, com o aumento da tensão de confinamento é perceptível a redução da fragilidade do material, explicada por um conseqüente aumento da interação entre fibra e matriz cimentada. O aumento da tensão de confinamento, também, levou ao aumento da rigidez inicial, para ambas as amostra.

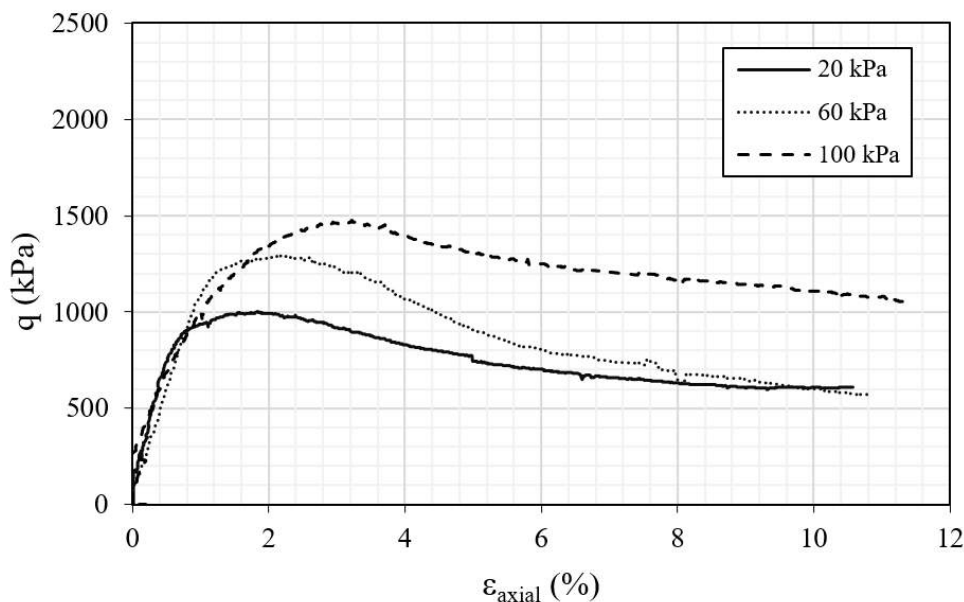


Figura 5.15 – Tensão desvio *versus* deformação axial amostras sem álcali

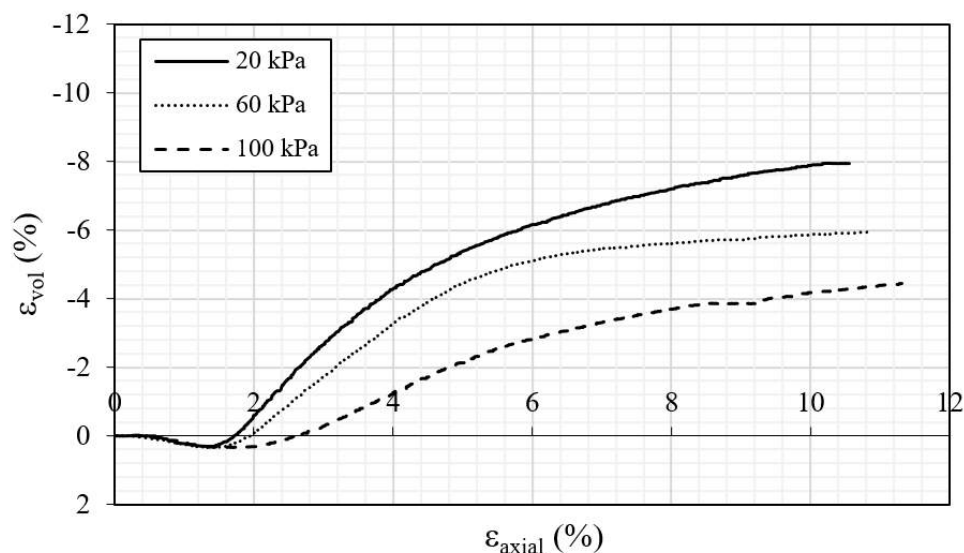


Figura 5.16 – Variação volumétrica *versus* deformação axial amostras sem álcali

Ademais, as deformações obtidas nas resistências de pico das amostras com álcali estão na faixa de, 0,77, 0,82 e 1,82%, sendo elas, bem inferiores as amostras sem álcali, 1,11, 1,79 e 3,72%. Sabendo que, o aumento da rigidez está, diretamente, ligado ao aumento da cimentação, ao que percebe-se, as amostras que possuem álcali ativação apresentam uma cimentação mais bem estruturada do que as amostras com reações pozolânicas.

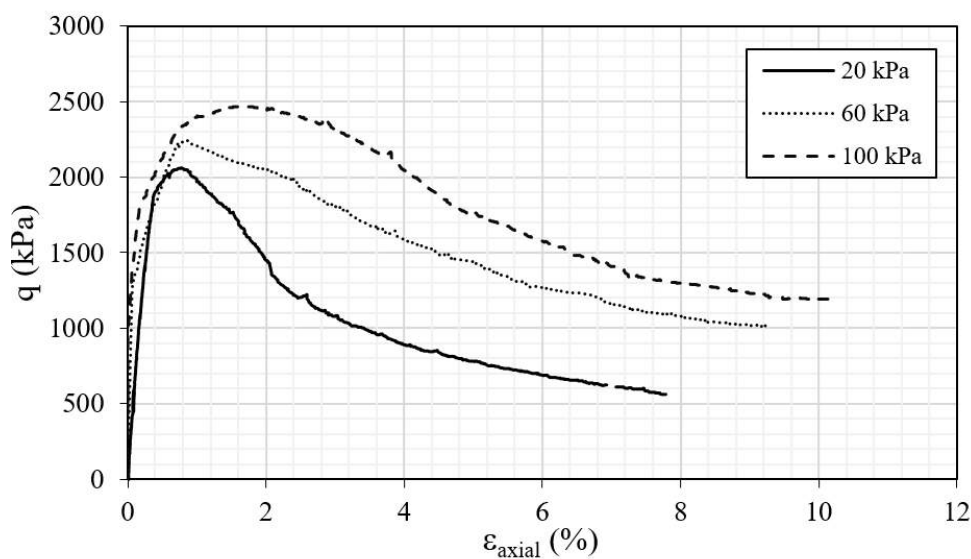


Figura 5.17 – Tensão desvio *versus* deformação axial amostras com álcali

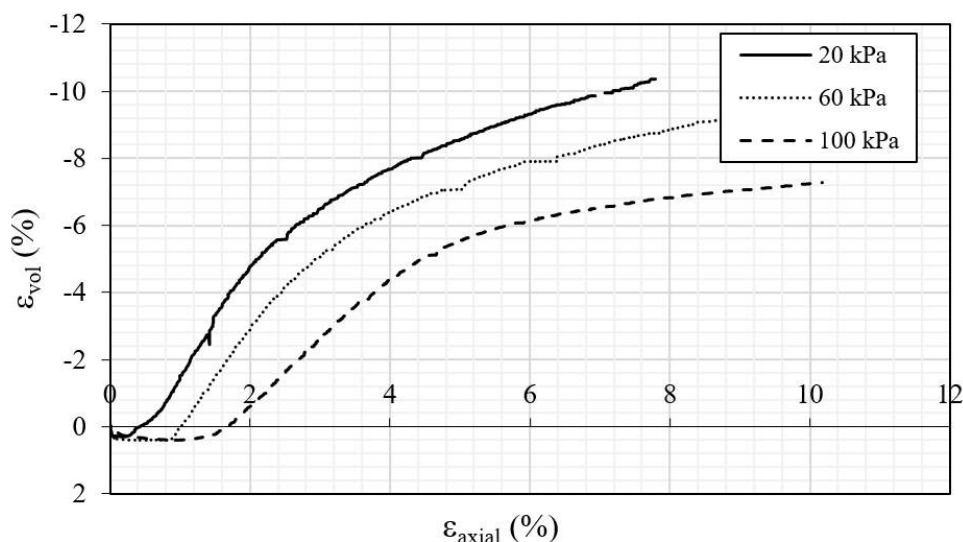


Figura 5.18 – Variação volumétrica *versus* deformação axial amostras com álcali

Clough et al. (1981) observaram que o comportamento pós-pico de areias cimentadas é altamente dependente da interação entre o grau de cimentação e a tensão de confinamento. Eles notaram que o modo de ruptura de materiais fracamente cimentados é frágil para menores tensões de confinamento e dúctil para tensões maiores, pois a componente friccional torna-se mais eficiente. No caso de areias fortemente cimentadas, mesmo a maiores tensões, o comportamento é sempre frágil. Alguns estudos abordando inclusão de fibras em uma matriz areia-cimento, avaliaram que a inclusão de fibras apresentou como principal vantagem a melhoria da ductilidade do material (CONSOLI et al., 1999, 2009a; HAMIDI; HOORES FAND, 2013).

Corroborando com o encontrado na literatura, amostras com álcali apresentam uma fragilidade

visivelmente mais pronunciada, gerada por uma maior cimentação. Entretanto, por mais que a maior cimentação tenha aumentado a fragilidade das amostras com álcali, a adição de fibras de polipropileno, em ambas as misturas, auxiliou de maneira positiva, no comportamento pós pico, em comparação com ensaios realizados nas mesmas misturas sem fibras, em estudos realizados por Consoli et al. (2020) e Secco (2020) (Figura 5.19 a Figura 5.22).

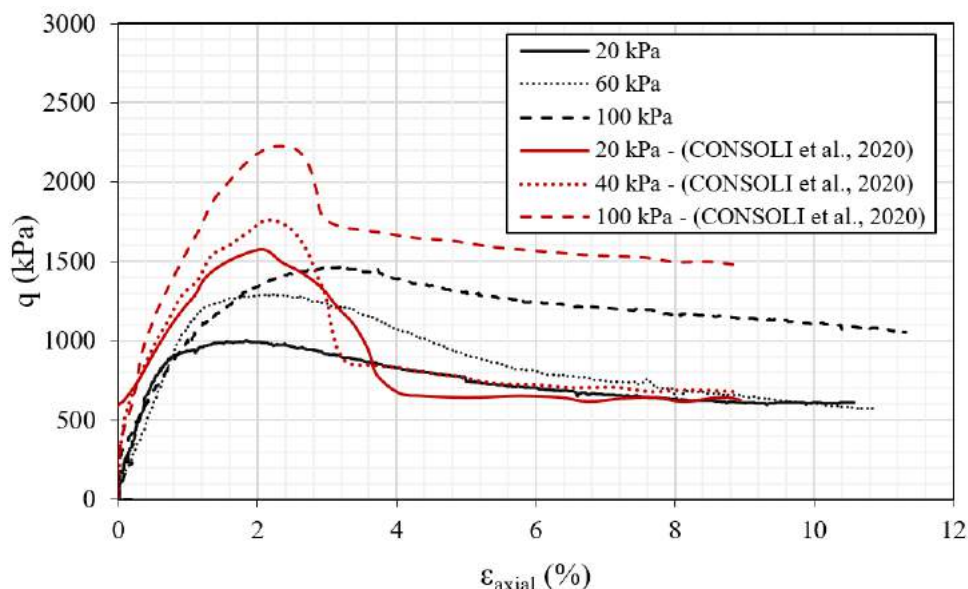


Figura 5.19 – Comparação da tensão *versus* deformação axial amostras sem álcali

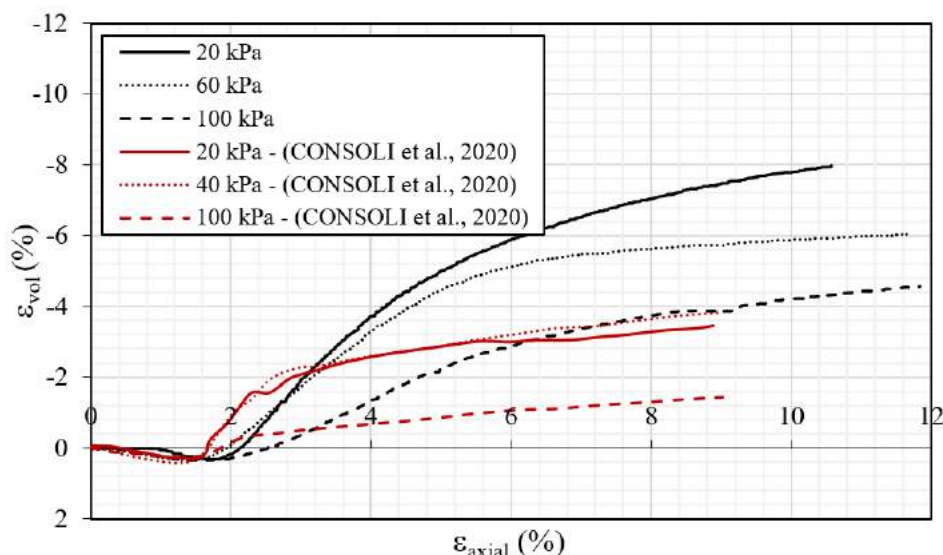


Figura 5.20 – Comparação da variação volumétrica *versus* deformação axial amostras sem álcali

A variação da deformação volumétrica pela deformação axial demonstrou mesmo comportamento para as duas amostras, comportamento esse que é característico de tensões efetivas baixas, como as aqui empregadas, bem como de rigidezes elevadas em virtude da cimentação desenvolvida, nessas condições apresentadas é esperado um comportamento dilatante das amostras. Neste sentido, as amostras caracterizaram-se por uma variação volumétrica de contração, maior para as

amostras com maior tensão efetiva, seguido de uma expansão da amostra, maior para amostras com menor tensão de confinamento. Outro fator analisado foi, quanto maior a cimentação da amostra, maior será a variação volumétrica, além disso, comparando os resultados deste trabalho com os estudos sem fibras, a inclusão de fibras aumentou consideravelmente a expansão das amostras.

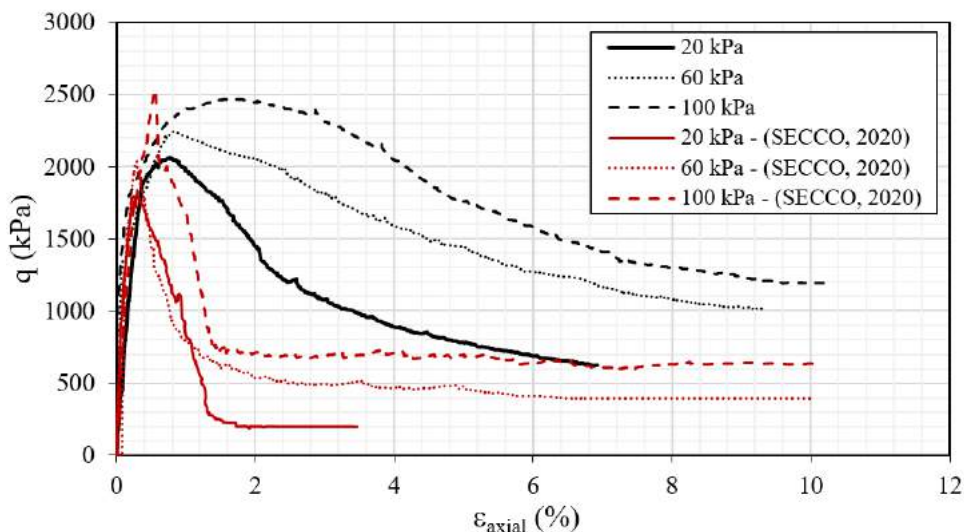


Figura 5.21 – Comparação da tensão *versus* deformação axial amostras com álcali

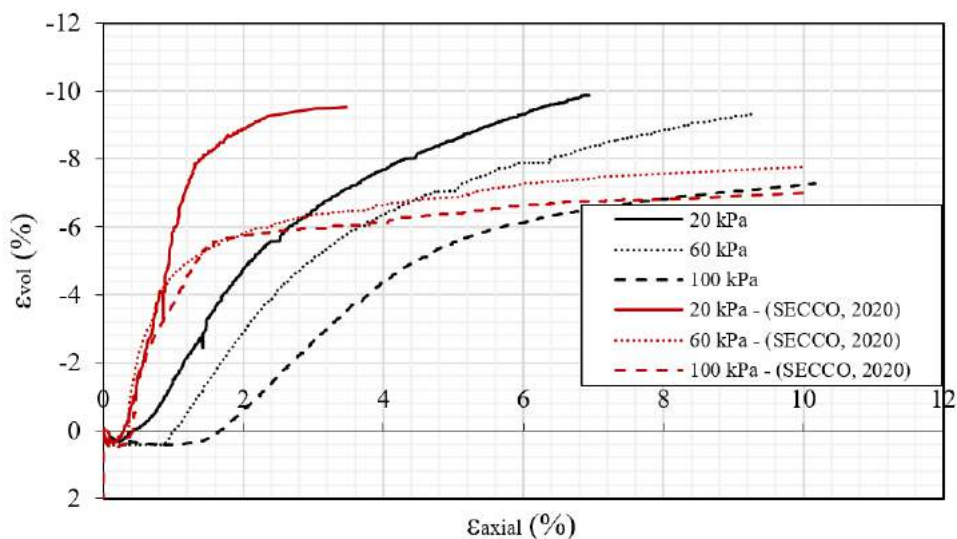


Figura 5.22 – Comparação da variação volumétrica *versus* deformação axial amostras com álcali

O efeito da cimentação resulta em uma restrição da dilatância do solo no estágio pré-pico. De acordo com Juran e Riccobono (1991) e Lade e Overton (1989), o pico de resistência é atingido quando o comportamento é ainda de contração, e a dilatância é gerada somente em função da desintegração da cimentação ao longo da zona de ruptura.

Ao final do ensaio, todas as amostras foram retiradas na sua respectiva membrana e realizada a medição dos corpos de prova e a conferência da forma de ruptura. A Figura 5.23 demonstra a

forma de ruptura dos corpos de prova, para as três tensões efetivas executadas e, para as duas misturas em análise. As amostras demonstraram a formação de uma superfície de cisalhamento, caracterizada pelo escorregamento e, apresentando um plano de cisalhamento com inclinações médias (θ) em relação a vertical em torno de 36° , para amostra sem álcali e, 23° , para amostras com álcali.

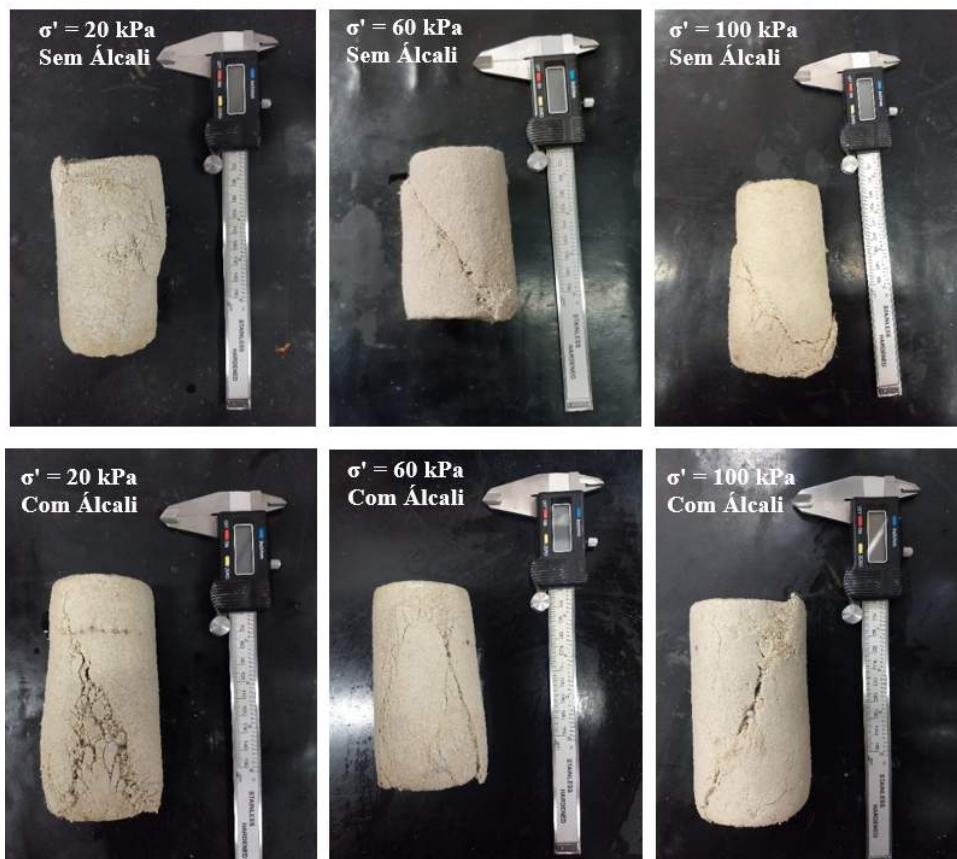


Figura 5.23 – Plano de ruptura das amostras do ensaio triaxial

5.3.2 Envoltórias de Resistência

A seguir, a Figura 5.24 e Figura 5.25 apresentam a trajetória de tensões no espaço p' - q , definidos conforme a Equação 5.8 e 5.9, das amostras sem álcali e com álcali, respectivamente. Através dos resultados plotados, de pico de resistência, é possível traçar uma envoltória de ruptura obtendo seus respectivos parâmetros de resistência, intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ').

$$q = (\sigma' a - \sigma' r) \quad (5.1)$$

$$p' = \frac{\sigma' a + 2\sigma' r}{3} \quad (5.2)$$

Os dados mostram que, para o nível de tensões confinantes adotado, a envoltória de ruptura é linear. A coesão e o ângulo de atrito efetivo do material sem álcali são 188kPa e 46,6°, respectivamente, já para a mistura com álcali a coesão e o ângulo de atrito são 420kPa e 44,0°, nessa ordem.

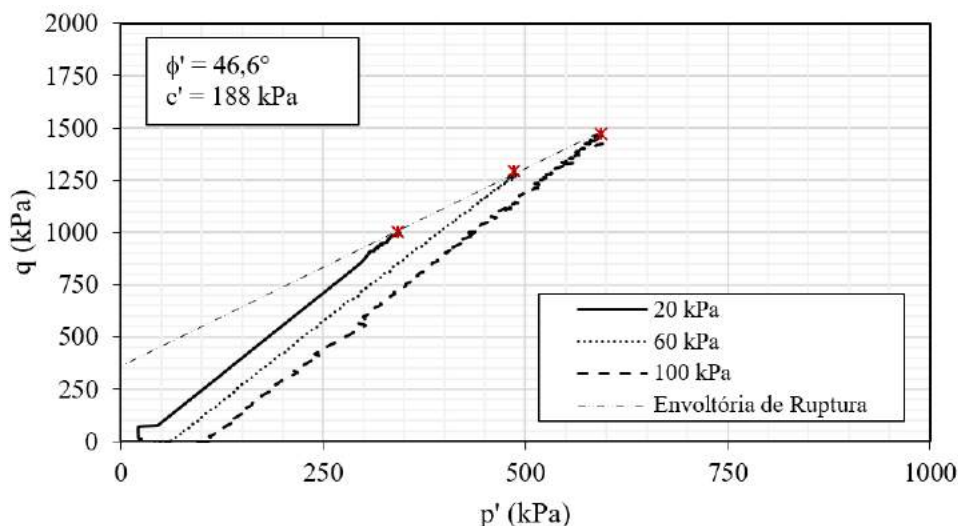


Figura 5.24 – Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência amostra sem álcali

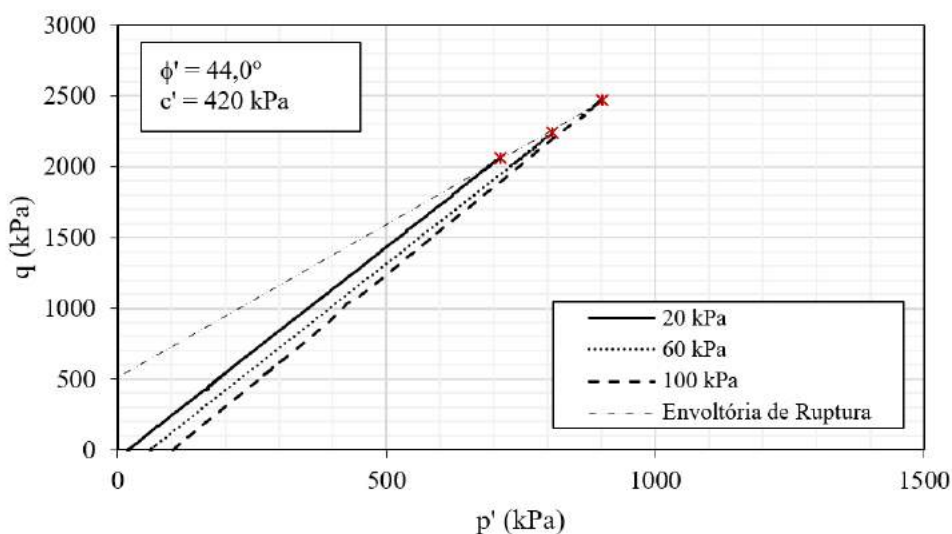


Figura 5.25 – Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência amostra com álcali

O elevado intercepto coesivo obtido para o material com álcali ativação pode ser oriunda de uma forte cimentação das partículas pelos produtos das reações alcalinas. Segundo Mitchell (1994), a cimentação das partículas pode aumentar a resistência de um material, devido à coesão, em até centenas de kPa.

Quanto ao ângulo de atrito, não existe opinião comum sobre qual a influência da cimentação neste parâmetro. Alguns autores afirmam que o nível de cimentação não altera o valor do ângulo de atrito uma vez que obtiveram, em seus respectivos trabalhos, ângulos de atrito da mesma ordem

de grandeza para materiais não cimentados e materiais artificialmente cimentados ((CLOUGH et al., 1981; CONSOLI et al., 2009b)). Outros autores, no entanto, afirmam que o nível de cimentação altera os ângulos de atrito interno do material, aumentando-os ((CARRARO, 1997; CONSOLI et al., 2009a)). No entanto, sob baixos níveis de tensões confinantes, a resistência de pico do material cimentado resulta basicamente da parcela de coesão ((COOP; ATKINSON, 1993)).

Sobre os parâmetros e envoltórias de resistência, comparou-se com os resultados obtidos por Consoli et al. (2020) e Secco (2020), os resultados mostram que a inclusão de fibra melhorou consistentemente os parâmetros, aumentando tanto o intercepto coesivo quanto o ângulo de atrito nas amostras sem álcali e aumentando intercepto coesivo nas amostras com álcali. Para amostras sem álcali, a adição de fibras mudou a coesão de 105kPa para cerca de 188kPa e o ângulo de atrito de 37,7° para 46,6°. Já, para amostras com álcali, a adição de fibras mudou a coesão de 229kPa para cerca de 420kPa e o ângulo de atrito de 55,6° para 44,0°. Esses comportamentos provavelmente refletem de mudanças microestruturais resultantes da própria adição da fibra ou da interação entre a cimentação e o reforço de fibra.

5.3.3 Deformabilidade

A variável de resposta analisada que diz respeito à deformabilidade é o módulo secante inicial. O módulo de deformação a 0,01% (Esec) considerado foi o respectivo as amostras com tensão de confinamento de 20kPa, pois desejasse o mínimo de influência da tensão efetiva na amostra.

Os resultados obtidos para as amostras com álcali foram de 3374MPa, já as amostras sem ativador apresentaram um valor de 813MPa. O resultado do módulo de elasticidade secante mostra uma redução para as amostras sem presença do ativador, quando comparadas com as amostras com álcali, resultado esse, novamente, associado a elevada cimentação da amostra.

Além disso, através do módulo secante obtido para todas as faixas de confinamento indicaram que as amostras com álcali cresceram com o nível de tensão confinante inicial, indicando que não ocorreu quebra de estrutura até o nível de $\sigma_3 = 100\text{kPa}$. Porém, para as amostras sem álcali os módulos diminuíram com o aumento da tensão, mostrando que houve uma quebra da cimentação.

A Tabela 5.3, trata-se de uma tabela resumo de todos os ensaios triaxiais aqui realizados. Nesta, são apresentadas informações referente ao cisalhamento, ruptura e deformabilidade das amostras.

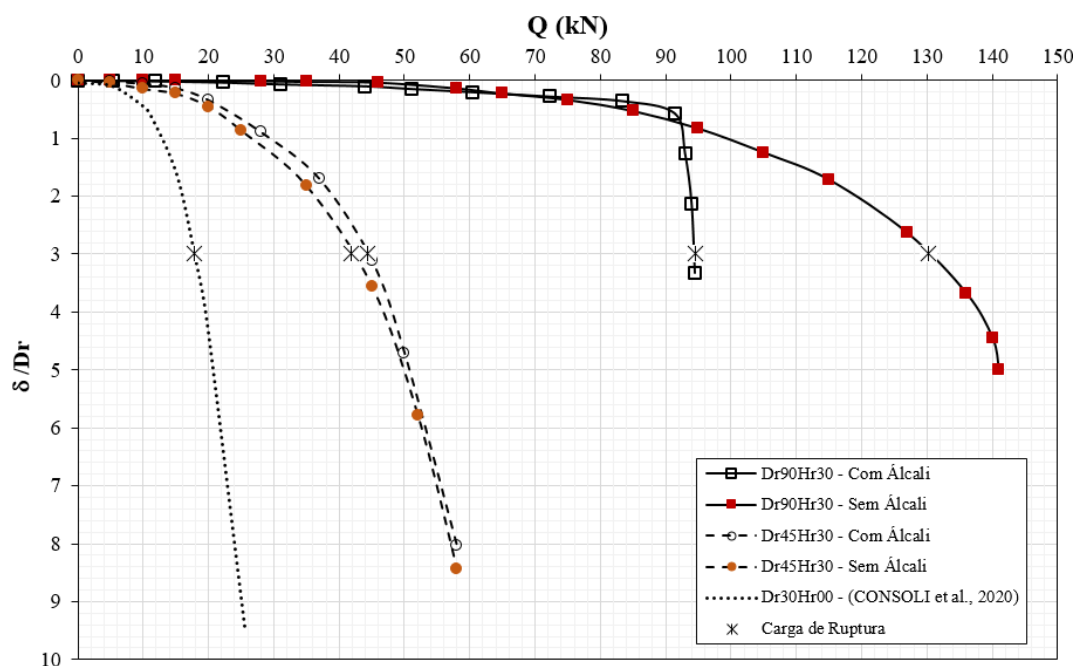
5.3.4 Previsão da carga de ruptura

Nos ensaios de placa realizados, alguns resultados apresentaram como forma de ruptura um comportamento de puncionamento, deste modo, a ruptura não fica definida apenas pela mudança

Tabela 5.3 – Síntese dos resultados triaxiais

Ensaio	σ' (kPa)	Ruptura			Parâmetros		Deformabilidade
		q (kPa)	p'	ε_a (%) pico	ϕ' (°)	c' (kPa)	Esec (MPa)
Com álcali	20	2060,1	712	0,770	44,0	420	3374
Com álcali	60	2240,7	808,0	0,82			5633
Com álcali	100	2469,5	901,3	1,82			8449
Sem álcali	20	1000,1	341,9	1,11	46,6	188	813
Sem álcali	60	1293,7	485,5	1,79			867
Sem álcali	100	1473,3	593,4	3,52			2729

brusca na curva, necessitando de um critério para determinação da carga de ruptura. Como há diversos critérios e, ambos, resultam em valores distintos, optou-se por um método comumente empregados nas pesquisas voltadas a melhoramento de solos, método abordado por Consoli et al. (2009b), que determina a pressão limite a um nível de recalque relativo (δ/D) de 3% (Figura 5.26), definindo a pressão máxima como três vezes o valor de δ/D observado para à tensão de trabalho.

Figura 5.26 – Carga de ruptura pelo critério $\delta/D = 3\%$

Segundo o critério de ruptura empregado, para ambas as camadas de 0,45m de diâmetro a carga de ruptura foi praticamente a mesma, 41,80 e 44,37 kN, para a camada sem álcali e com álcali, respectivamente. As camadas de 0,90m de diâmetro, sem e com álcali obtiveram, respectivamente, 91,42 e 130,18 kN.

Para projeção de uma subestrutura faz-se necessário a determinação da tensão admissível, ou seja, da capacidade de carga do maciço terroso, essa tensão irá determinar o limite de capacidade

que o solo pode suportar até que deformações comecem a aparecer sem que haja ruptura.

Com base nos dois tipos de ruptura apresentados nesses resultados e, suas condições de carregamento, alguns métodos analíticos apresentados na literatura já se mostraram promissores na estimativa de ruptura de camadas artificialmente cimentadas. Deste modo, com os parâmetros encontrados através dos ensaios triaxiais (Tabela 5.4), das camadas retiradas do campo, procurou-se adotar os métodos analíticos que melhor se aproximassem das condições de campo, segundo estudos mais recentes encontrados na literatura (Consoli et al. (2019, 2020)). Dentre os vários métodos descritos, optou-se pelos métodos de Hansen (1961), ao qual considera solo com perfil homogêneo e isotrópico e, o método de Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978), que consideram sistema de dupla camada na qual a camada superior possui parâmetros de resistência e rigidez maiores que a camada subjacente ou, ao contrário, sendo aplicáveis a solos coesivo-friccionais. Além disso, para determinação da capacidade de carga do solo da base, para os métodos de Hansen e Vesic, levou-se em consideração a redução dos parâmetros do solo conforme recomendações de Terzaghi (1943), para solos com mecanismos de ruptura por puncionamento. O método de Meyerhof e Hanna (1978) já tem inserido as formulações um coeficiente de puncionamento (K_s) de forma a ajustar os parâmetros à forma de ruptura.

Tabela 5.4 – Parâmetros de resistência das amostras exumadas do campo

Amostras	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)
Sem álcali	46,6	188
Com álcali	44,0	420
Solo Natural (CARRETTA, 2018)	30,5	9

Os dados apresentados na Figura 5.12 e 5.13 referem-se, respectivamente, a estimativa de carga das camadas com álcali e sem álcali, pelos métodos propostos por Hansen (1961), Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978), além dos resultados obtidos através do critério de 3% (δ/D). Nesse caso, o método de Hansen (1961) aproximasse bem da carga experimental obtida para as camadas com Dr45, pelo fato da resistência ser comanda pelo solo da base e não pela camada. No entanto, quando se aplica o método proposto por Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978) para as mesmas camadas, os resultados são superestimados.

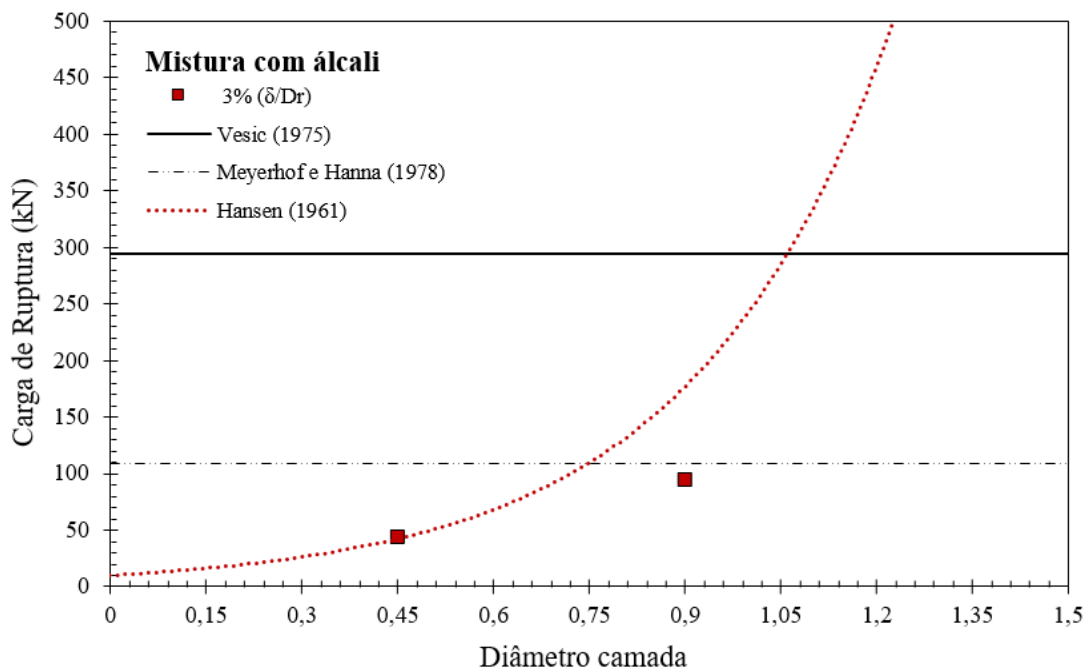


Figura 5.27 – Estimativa da carga de ruptura para camadas com álcali

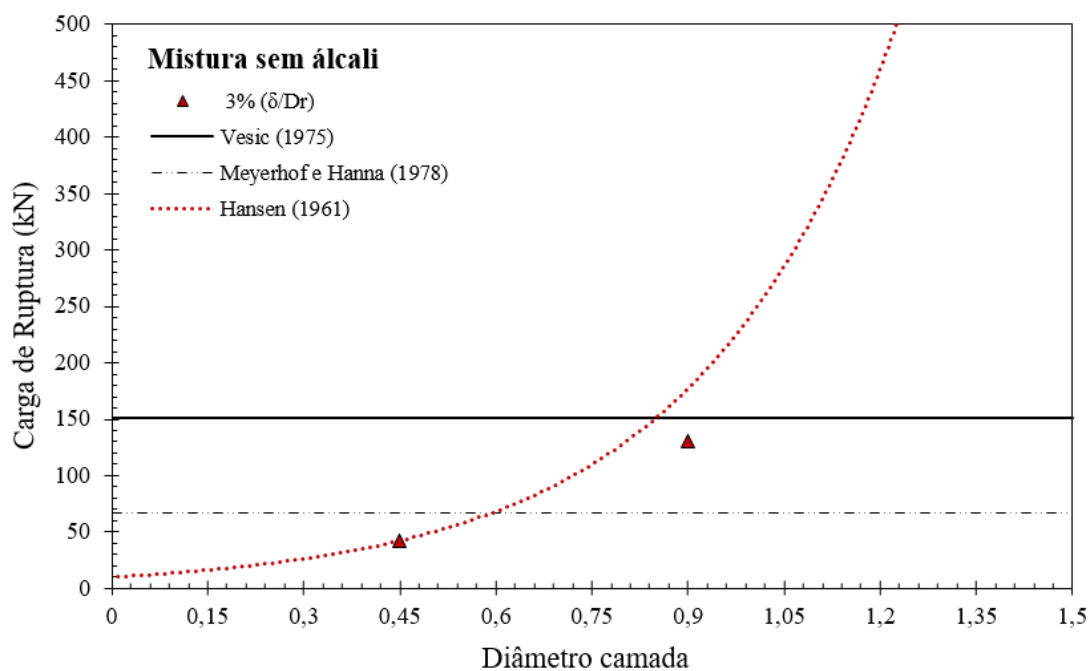


Figura 5.28 – Estimativa da carga de ruptura para camadas sem álcali

O método proposto por Vesic (1975), ao qual leva em consideração sistemas de dupla camadas, sendo ambas coesivo-friccionais, apresentou para camadas de 0,90m, sem álcali ativação, resultados de carga de ruptura muito próximos aos valores experimentais medidos, assim como de alguns estudos encontrados na literatura ((CONSOLI et al., 2003a, 2020)). Contudo, para a camada com presença do ativador, o método superestimou os valores. Utilizando-se o método proposto por Meyerhof e Hanna (1978), que também considera sistemas de dupla camada, sendo

ambas coesivo-friccionais, mostrou-se mais eficaz para a camada com álcali, subestimando camada sem álcali.

Tabela 5.5 – Estimativa e valores experimentais da carga de ruptura das provas de carga

CARGA DE RUPTURA (kN)		ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA (kN)		
Ensaio	3% (δ/Dr)	Hansen (1961)	Vesic (1975)	Meyerhof e Hanna (1978)
Dr45Hr30 - Sem álcali	41,80	41,19	151,2	69,25
Dr45Hr30 - Com álcali	44,37	41,19	294,41	109,21
Dr90Hr30 - Sem álcali	130,18	174,79	151,2	69,25
Dr90Hr30 - Com álcali	91,42	174,79	294,41	109,21

Acredita-se que o método proposto por Vesic (1975) tem uma sensibilidade maior aos parâmetros de coesão da camada cimentada, já que a maior variação entre as duas misturas foi na coesão. A estimativa da carga de ruptura, através de métodos acurados, permite uma boa previsão da tensão de ruptura para aplicação prática em obras de engenharia. Por se tratar de um novo material, nunca aplicado anteriormente em escala real e, por possuir características de elevada cimentação e rigidez poderia ser melhor analisado, em trabalhos futuros, através de uma análise numérica.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo avaliou a evolução da resistência de amostras de laboratório com o tempo de cura, além de avaliar o comportamento de ensaios de placas circulares assentes em camadas cimentadas com diferentes diâmetros sob solo residual com baixa capacidade de suporte. Pela primeira vez, o cimento alcalino com reforço de fibras foi empregado como uma solução para aplicações em campo.

A realização de ambos ensaios, de campo e laboratório, proporcionaram uma melhor compreensão do comportamento de uma areia estabilizada com cimento alcalino e reforçada com fibras, nunca antes utilizada *in situ*. Os resultados obtidos contribuíram para o enriquecimento da literatura, demonstrando a importância de elencar as duas condições, uma vez que, os ensaios de laboratório, tentam se aproximar de um real comportamento, mas que por muitas vezes não representam a verdadeira situação do campo.

As conclusões apresentadas a seguir refletem os objetivos atingidos na pesquisa, baseado nos resultados das análises efetuadas. São também apresentadas algumas sugestões para futuros trabalhos, que objetivam aprofundar os estudos realizados nesta mesma linha de pesquisa e responder a hipóteses aqui levantadas.

6.1 CONCLUSÕES

6.1.1 Resistência à compressão simples

Para ambas as misturas, com o aumento do tempo de cura houve aumento na resistência. Logo aos 7 dias de cura, verifica-se que a adição de um ativador a mistura acelera as reações, aumentando a resistência cerca de 2,19 vezes em relação as amostras que possuem reações pozolânicas. Esse efeito, verificado a partir da presença do ativador, decorre de uma quebra maior da estrutura dos aluminossilicatos (PINTO, 2004). Em 120 dias de cura as resistências estabilizaram, apresentando resultados similares.

Ao compararmos a resistência das amostras moldadas em laboratório com as retiradas do campo obteve-se um fator campo/laboratório de 0,90 e 0,62, para mistura com e sem NaOH, respectivamente.

Através de uma análise estatística realizada em função dos resultados de RCS de laboratório, e considerando o nível de significância adotado igual a 5 %, o tempo de cura mostrou-se o efeito

mais significativo na resistência, seguido da interação entre fatores e da mistura, com e sem NaOH.

6.1.2 Ensaio de prova de carga

Através das curvas carga versus recalque evidenciou-se que, quanto maior o diâmetro da camada cimentada maior é a capacidade suportada para um mesmo recalque. Além disso, é possível verificar a eficácia da utilização de camadas superficiais estabilizadas e reforçadas com fibras sobre solo de baixa capacidade de carga, observando-se o aumento da capacidade de suporte e da rigidez das camadas em relação ao solo da base.

Dois comportamentos distintos de ruptura foram verificados, ruptura por punção e ruptura generalizada. A ruptura por punção foi identificada nas camadas de 0,45 de diâmetro. A camada de reforço comportou-se como se a fundação e a camada fossem um elemento único, não evidenciando-se nenhum surgimento de trincas na base da camada, está permanecendo intacta. Nesse tipo de ruptura por punção, à medida que a carga aumenta ocorre a quebra das ligações do solo residual fracamente cimentado, abaixo da camada e, ocorre então uma penetração vertical contínua de toda estrutura, praticamente sem movimento lateral do solo.

Por outro lado, o comportamento de ruptura das camadas de 0,90m, com e sem hidróxido de sódio, foi distinto entre si. A camada sem presença do ativador comportou-se de maneira dúctil, apresentando aumento dos deslocamentos com aumento da carga até o fim do ensaio, como era de se esperar por camadas reforçadas com fibras. A ruptura desta deu-se pelo surgimento de uma trinca de tração no meio da camada, da base da camada para o centro da placa, além disso, algumas fissuras em 45° foram verificadas, subindo da base da camada para as bordas da placa.

A camada de 0,90m de diâmetro, com presença de álcali, apresentou uma queda brusca nos deslocamentos para um mesmo incremento de carga caracterizando um comportamento frágil da mistura. Esse comportamento distinto entre ambas as camadas de mesmo diâmetro pode estar relacionado a uma maior rigidez do material, ocorrido por uma cimentação maior das amostras com álcali. Ao nível que este atinge pequenas deformações, o início de uma fissura se propaga rapidamente, apresentando um comportamento pós-pico frágil. Nesse caso, como as fibras necessitam de um certo descolamento para atuarem no compósito, elas não foram tão eficientes para esse material e essas condições.

6.1.3 Ensaio triaxiais

Ambas as amostras apresentam aumento da resistência de pico e da rigidez com o aumento da tensão confinante, além disso, com o aumento da tensão de confinamento é perceptível a redução

da fragilidade do material, explicada por um conseqüente aumento da interação entre fibra e matriz cimentada. Comparando os resultados das misturas com fibra em relação a autores que não utilizaram a mesma, a adição de fibras de polipropileno, em ambas as misturas, auxiliou de maneira positiva, no comportamento pós pico.

Em relação a variação volumétrica as amostras caracterizaram-se por uma variação volumétrica de contração, maior para as amostras com maior tensão efetiva, seguido de uma expansão da amostra, maior para amostras com menor tensão de confinamento. Outro fator analisado foi, quanto maior a cimentação da amostra, maior será a variação volumétrica, além disso, comparando os resultados deste trabalho com os estudos sem fibras, a inclusão de fibras aumentou consideravelmente a expansão das amostras.

Quanto aos parâmetros de resistência as amostras com álcali ativação apresentaram aumento do intercepto coesivo e uma diminuição do ângulo de atrito. Esse aumento do intercepto, assim como, a diminuição do ângulo provavelmente refletem de mudanças microestruturais resultantes da própria adição da fibra ou da interação entre a cimentação e o reforço de fibra.

O resultado de módulo secante inicial, para tensão de confinamento de 20 kPa foi cerca de 4,15 vezes maior para as misturas com álcali, novamente, associado a elevada cimentação da amostra.

O módulo secante obtido para todas as faixas de confinamento indicou que as amostras com álcali cresceram com o nível de tensão confinante inicial, indicando que não ocorreu quebra de estrutura até o nível de $\sigma_3 = 100\text{kPa}$. Porém, para as amostras sem álcali os módulos diminuíram com o aumento da tensão, mostrando que houve uma quebra da cimentação.

6.1.4 Previsão da capacidade de carga

O método proposto por Hansen (1961) adequou-se aos valores experimentais obtidas pelas camadas de diâmetro de 0,45m, já que a resistência é comandada pela capacidade de carga do solo residual.

O método proposto por Vesic (1975) apresentou resultados próximos aos experimentais para a camada de 0,90m sem álcali ativação, superestimando o resultado para a camada com álcali.

No entanto, o método proposto por Meyerhof e Hanna (1978) mostrou-se eficaz para a camada de 0,90 com álcali e subestimou os resultados da camada sem o ativador.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante um estudo de mestrado, doutorado ou qualquer outro trabalho de pesquisa sempre se procura aprofundar um determinado assunto. Porém, durante esse processo, a percepção que se tem do problema se modifica e se revelam novas alternativas que até então não haviam surgido. Muitas possibilidades acabam sendo deixadas para trás por não terem sido levantadas em um tempo necessário para serem praticadas. Ficam então algumas sugestões para a ampliação do conhecimento e o prosseguimento dos estudos sobre a utilização de material alcalino reforçado com fibras.

- a) Desenvolver modelos constitutivos para análise numérica (através de programas embasados no método de elementos finitos) que reproduzam o comportamento de solos álcali ativados e reforçado com fibras;
- b) Estudar o comportamento de camadas com álcali ativação e reações pozolânicas, avaliando diferentes tempos de cura e a interferência das condições climáticas em ambas as reações;
- c) Avaliar diferentes tipos de precursores e teores de álcali e fibras;
- d) Analisar o comportamento desse mesmo sistema sujeito a carregamento dinâmico;
- e) Avaliar o produto de reação gerado nas misturas pela álcali-ativação e reforço com fibras;

REFERÊNCIAS

- ABDALLAH, S. Characteristics of concrete with waste glass as fine aggregate replacement. **International Journal of Web Engineering and Technology**, v. 2, p. 11–17, jun. 2014.
- AHLBERG, H L; BARENBERG, E J. Pozzolanic Paviments. **Engineering Experiment Station Bull**, p. 473, 1975.
- ALIABDO, Ali A. et al. Utilization of waste glass powder in the production of cement and concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 124, p. 866–877, 2016. ISSN 09500618. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.08.016.
- ALONSO, S; PALOMO, A. Alkaline activation of metakaolin and calcium hydroxide mixtures: Influence of temperature, activator concentration and solids ratio. **Materials Letters**, v. 47, n. 1-2, p. 55–62, 2001. ISSN 0167577X. DOI: 10.1016/S0167-577X(00)00212-3.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 230.1R-09**: Report on Soil Cement. Farmington Hills, EUA, jul. 2009. P. 32.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING e MATERIALS. **C1349 –17**: Standard Specification for Architectural Flat Glass Clad Polycarbonate. West Conshohocken, PA 19428-2959. United States, 2017. P. 7.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING e MATERIALS. **D 2487**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). [S.l.], 2011. P. 12.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING e MATERIALS. **D 7181**: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. [S.l.], 2020. P. 24.
- ARCANJO, D M O. Estudo da aplicação de aglomerantes álcali-ativados na estabilização de solos para pavimentações. Salvador, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12024**: Solo-cimento — Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos — Procedimento. [S.l.], 2012. P. 10.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio. [S.l.], 2012. P. 6.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR12051**: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro, 2020. P. 14.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR12253**: Solo-cimento: Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 2012. P. 7.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017. P. 8.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR16840**: Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020. P. 2.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6489**: Solo – Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro, 2019. P. 11.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016. P. 12.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011. P. 5.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR9813**: Solo — Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro, 2016. P. 5.

ASSOCIAÇÃO MERCOSUR DE NORMATIZAÇÃO. **NM 52**: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. [S.l.], 2009. P. 6.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS INDÚSTRIAS DE VIDRO. **Vidro: O Resíduo Infinitamente Reciclável**. São Paulo, fev. 2019.

BAUER, F. *Materiais de Construção*. Edição: LTC, p. 960, 1994.

BEN HANA, M et al. Influence of activator type on hydration kinetics, hydrate assemblage and microstructural development of alkali activated blast-furnace slags. **Cement and Concrete Research**, v. 41, p. 301–310, 2011.

BENNY, J R et al. Effect of Glass Powder on Engineering Properties of Clayey Soil. v. 6, n. 05, p. 228–231, 2017.

BERTORELLI, A; HARALVY, N. Geologia do Brasil. In: OLIVEIRA A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Coord.) *Geologia de engenharia*. (Ed.), p. 584.

BRASIL MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. **Banco Mundial Perfil da Cal**. Brasília, 2009. P. 39.

BROUWERS, H J H; VAN EIJK, R J. Chemical reaction of fly ash. In: GRIEVE, Ed. G.; OWENS, G. (Ed.), p. 791–800.

BROWN, J D; MEYERHOF, G G. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. **Geotechnique**, v. 47, n. 2, p. 339–345, 1997. : <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.2.339>.

BROWN, T et al. **Química: A ciência central**. [S.l.]: Pearson, 2005. P. 1–963.

BUNDINSKI, K G. **Engineering Materials: properties and selection**. New Jersey: Prentice Hall International, 1996. P. 1–653.

CABALLERO, R D. **Desenvolvimento de uma Metodologia de Projeto de Fundações Superficiais Circulares assentes sobre Camada de Solo-Cimento**. 2019. F. 200. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CAICEDO, A M L. **Melhoramento de um solo granular por ativação alcalina de resíduos de cerâmica vermelha e cal de carbureto**. 2020. F. 221. Exame de Qualificação de (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CARRARO, J A H. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. 1997. F. 170. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CARRETTA, M S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 2018. F. 182. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CASAGRANDE, M D T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. 2001. F. 109. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CHANG, T; WOODS, R D. Effect of particle contact bond on shear modulus. v. 118, n. 26667, p. 1216–1233, 1992.

CHEN, C H et al. Waste E-glass particles used in cementitious mixtures. **Cement and Concrete Research**, v. 36, n. 3, p. 449–456, 2006. ISSN 00088846. DOI: 10.1016/j.cemconres.2005.12.010.

CINTRA, J C A et al. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: [s.n.], 2003. P. 1–134.

CLOUGH, G W et al. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, 107 (6), p. 799–817, 1981.

CONSOLI, N C et al. Behavior of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime Mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 9, p. 1–9, 2001.

CONSOLI, N C et al. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 129, p. 96–101, 2003.

CONSOLI, N C et al. Circular-Plate Load Tests on Bounded Cemented Layers above Weak Cohesive-Frictional Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n. 10, p. 1–8, 2019. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002144.

CONSOLI, N C et al. Coal fly ash–carbide lime bricks: An environment friendly building product. **Construction and Building Materials**, v. 69, p. 301–309, out. 2014. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.07.067.

CONSOLI, N C et al. Durability, strength, and stiffness of green stabilized sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144, n. 9, p. 1–10, 2018. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001928.

CONSOLI, N C et al. Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites. **Ground Improvement, ISSMGE**, v. 8, n. 2, p. 77–90, 2004.

CONSOLI, N C et al. Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, p. 196–203, 2009.

CONSOLI, N C et al. Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains. **Geotechnique**, v. 57, n. 9, p. 951–956, 2007.

CONSOLI, N C et al. Plate Load Test on Fiber-Reinforced Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, p. 951–955, 2003.

CONSOLI, N C et al. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 135, p. 1846–1856, 2009.

CONSOLI, N C et al. Spread Footings on Green Stabilised Sand Layers over Weakly Bonded Residual Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, p. 1–9, 2020. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002392.

CONSOLI, N C et al. Strain-hardening behaviour of fibre-reinforced sand in view of filament geometry. **Geosynthetics International**, v. 16, p. 109–215, 2009.

CONSOLI, N C et al. The behaviour of a fibre-reinforced cemented soil. **Ground Improvement**, n. 3, p. 21–30, 1999.

COOP, M R; ATKINSON, J H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Geotechnique**, 43 (1), p. 53–67, 1993.

CORRÊA-SILVA, M et al. Geomechanical behaviour of a soft soil stabilised with alkali-activate blast-furnace slags. **Journal of Cleaner Production**, v. 267, p. 1–12, 2020. ISSN 09596526. DOI: 10.1016/j.jclepro.2020.122017.

CORREIA, E A S. **Compósitos de matriz geopolimérica reforçados com fibras vegetais de abacaxi e de sisal**. 2011. F. 113. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica - Universidade Federal da Paraíba, Paraíba.

CRISTELO, N et al. Deep soft soil improvement by alkaline activation. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, June 2015, 2011. DOI: 10.1680/grim.900032.

CRISTELO, N et al. Effect of calcium content on soil stabilisation with alkaline activation. **Construction and Building Materials**, v. 29, p. 167–174, 2012. ISSN 09500618. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.10.049.

CRISTELO, N et al. Rheological properties of alkaline activated fly ash used in jet grouting applications. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 48, p. 925–933, 2013. ISSN 09500618. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.07.063.

DAASSI-GLI, C A P. **Estabilização de um Solo Granular com Misturas de Pó de Vidro – Cal de Carbureto – Hidróxido de Sódio (NaOH)**. 2020. F. 208. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DALLA ROSA, A. **Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DASS, R N. Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand. **Geotechnical Testing Journal**, v. 17, n. 3, p. 305–314, 1994.

DAVIDOVITS, J. Geopolymers: Inorganic Polymeric New Materials. **Journal of Thermal Analysis and Calorimetry**, v. 37, p. 1633–1656, ago. 1991. DOI: 10.1007/BF01912193.

DUXSON, P et al. Understanding the relationship between geopolymer composition, microstructure and mechanical properties. **Journal Colloids and Surfaces**, v. 269, p. 47–58, 2005.

FESTUGATO, L. **Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Micro- Reforçado com Fibras de Distintos Índices de Aspecto**. 2008. F. 145. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. F. 143. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FOPPA, D. **Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento**. 2016. F. 238. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FREIRE, D. Especialistas discutem papel da indústria do cimento nas emissões de CO₂. **Agência FAPESP**, São Paulo, v. 777, p. 777, 2016.

GLUKHOVSKY, V D. Ancient, modern and future concretes. In: FIRST Inter. Conf. Alkaline Cements and Concretes. Kiev: Scientific-Research Institute on Binders e Materials named after V D Glukhovsky, 1994.

GLUKHOVSKY, V D. **Soil silicate articles and Structure**. Kiev: Budivelnyk, 1967.

GRAY, D H; AL-REFEAI, T. Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 112, n. 8, p. 804–820, 1986.

GRAY, D; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforced in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 109, n. 3, p. 335–353, 1990.

HAMIDI, A; HOORES FAND, M. Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 36, p. 1–9, 2013.

HANNANT, L. Fiber-reinforced cements and concretes. In: J. M. Illston. Construction Materials: their nature and behavior. London: J. M. Illston/E & FN Spon, 1994. P. 359–403.

HANSEN, J B A. A general formula for bearing capacity. In: GEOTEKNISK Institut. Copenhagen: Anais, 1961.

HANSEN, J B A. A revised and extended formula for bearing capacity. In: DANISH Geoteknik Institut. Copenhagen: Anais, 1970.

HARTY, J R; THOMPSON, M R. Lime Reactivity of Tropical and Subtropical Soils. **Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization**, p. 102–112, 1973.

HEINECK, K S et al. Comportamento de Solos Micro-Reforçados a Pequeníssimas e Grandes Deformações Cisalhantes. **Solos e Rochas, ABMS/ABGE**, São Paulo, v. 26, n. 1, p. 3–17, 2003.

HEINECK, K S et al. Effect of micro-reinforcement of soils from very small to large shear strains. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 131, p. 1024–1033, 2005.

INGLES, O G; METCALF, J B. Soil Stabilization: principles and practice. **New York: John Wiley & Sons**, 1 ed, 1973.

ISLAM, G M S et al. Waste glass powder as partial replacement of cement for sustainable concrete practice. **International Journal of Sustainable Built Environment**, The Gulf Organisation for Research e Development, v. 6, n. 1, p. 37–44, 2017. ISSN 22126104. DOI: 10.1016/j.ijjsbe.2016.10.005.

JIMÉNEZ-FERNÁNDEZ, A M. **Cementos de Escorias activadas alcalinamente: Influencia de las variables y modelización del proceso**. 2000. F. 352. Tese de Doutorado – Universidad Autónoma de Madrid - Facultad de Ciencias - Departamento de Química Inorgánica, Madrid.

JIMÉNEZ-FERNÁNDEZ, A et al. Procesos de activación alcalino - sulfáticos de una escoria española de alto horno. **Materiales de construcción**, v. 46, n. 8, 1996.

JOHNSTON, C D. Fiber-reinforced cement and concrete. In: V. M. Malhorta. *Advances in concrete technology*. Ottawa: V. M. Malhorta, 1994. P. 603–673.

JONY, H H et al. The Effect of Using Glass Powder Filler on Hot Asphalt Concrete Mixtures Properties. **Engineering and Technical Journal**, v. 29, n. 1, p. 44–57, 2011.

JURAN, I; RICCOBONO, C. Reinforcing soft soil with artificially cemented compacted-sand columns. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, p. 1042–1060, 1991.

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. DOI: 10.1680/geot.1997.47.2.339. : <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.2.339>.

KÉZDI, Á. Chemical soil stabilization. v. XIX, 1979. DOI: 10.1016/B978-0-444-99786-9.50012-9.

KOMNITSAS, k; ZAHARAKI, D. Utilisation of low-calcium slags to improve the strength and durability of geopolymers. **Structures, Processing, Properties and Industrial Applications Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering**, p. 343–375, 2009.

KUMAR, A; DEEPAK, G. Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced pond ash, rice husk ashesoil mixtures. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 44, p. 466–474, 2016.

LA ROCHELLE, P et al. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. **Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock**, p. 715–731, 2009. DOI: 10.1520/stp29110s.

LADE, P V; OVERTON, D D. Comention effects in frictional materials. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 101, p. 1373–1387, 1989.

LEON, H B. **Índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/Civ) como um parâmetro de estado para areias cimentadas**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LOTTHENBACH, B et al. Supplementary cementitious materials. **Cement and Concrete Research**, Elsevier, v. 41, n. 12, p. 1244–1256, 2011.

MAHER, M H; GRAY, D H. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 116, n. 11, p. 1661–1677, 1990.

MASSAZZA, F. Pozzolana and pozzolanic cements. **Chemistry of Cement and Concrete**. 4ed., Amsterdam, p. 471–602, 2004.

MASSAZZA, F. Pozzolanic cements. **Cement and Concrete Composites**, v. 15, n. 4, p. 185–214, 1993. ISSN 09589465. DOI: 10.1016/0958-9465(93)90023-3.

- MAURY, M B; BLUMENSCHNEIN, R N. Produção de cimento: Impactos à saúde e ao meio ambiente. **Sustentabilidade em Debate**, v. 3, p. 75–96, 2012.
- MEJIA, J et al. Ceniza de cascarilla de arroz como fuente de sílice en sistemas cementicios de ceniza volante y escoria activados alcalinamente. In: p. 361–375.
- MEYER, C et al. Potential of waste glass for concrete masonry blocks. **Proceedings of the Fourth Materials Engineering Conference**, Washington, Proceedings, p. 666–673, 1996.
- MEYERHOF, G G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In: INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING. Zurich: Anais, 1953. P. 440–445.
- MEYERHOF, G G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 11, n. 2, p. 223–229, 1974.
- MEYERHOF, G G; HANNA, A M. Ultimate bearing capacity of foundation on layered soils under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, p. 565–578, 1978.
- MIRANDA, T et al. Application of alkali-activated industrial wastes for the stabilisation of a full-scale (sub)base layer. **Journal of Cleaner Production**, v. 242, 2020. ISSN 09596526. DOI: 10.1016/j.jclepro.2019.118427.
- MITCHELL, J K. Soil improvement. **Developments in Geotechnical Engineering**, v. 75, n. 100, p. 397–475, 1994. ISSN 01651250. DOI: 10.1016/B978-0-444-88549-4.50023-X.
- MOHAJERANI, A et al. Practical recycling applications of crushed waste glass in construction materials: A review. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 156, p. 443–467, 2017. ISSN 09500618. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.09.005.
- MONTARDO, J P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. 1999. F. 130. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MOREIRA, E B. **Capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de solo cimentado**. 2020. F. 218. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MUKESH, A P; PATEL, H S. A review on the effects of stabilizing agents for stabilization of weak soil. **Civil and Environmental Research**, v. 2, n. 6, p. 1–7, 2012.
- NÚÑEZ, W P. **Estabilização físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu visando seu emprego na pavimentação**. 1991. F. 150. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

- PACHECO-TORGAL, F. et al. **Handbook of Alkali-Activated Cements, Mortars and Concretes**. [S.l.: s.n.], 2014. P. 1–830. ISBN 9781782422884. DOI: 10.1016/C2013-0-16511-7.
- PALOMO, A et al. Alkali-activated fly ashes a cement for the future. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 1323–1329, 1999.
- PAPADAKIS, V G; TSIMAS, S. Supplementary cementing materials in concretePart I: efficiency and design. **Cement and Concrete Research**, v. 32, p. 1525–1532, 2002.
- PARK, S. Effect of Wetting on Unconfined Compressive Strength of. v. 136, December, p. 1713–1720, 2010. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000399.
- PARK, S B; LEE, B C. Studies on expansion properties in mortar containing waste glass and fibers. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 7, p. 1145–1152, 2004. ISSN 00088846. DOI: 10.1016/j.cemconres.2003.12.005.
- PHETCHUAY, C et al. Strength development in soft marine clay stabilized by fly ash and calcium carbide residue based geopolymer. **Applied Clay Science**, v. 128, p. 134–142, 2016. ISSN 01691217. DOI: 10.1016/j.clay.2016.04.005.
- PINTO, A T. **Sistemas Ligantes Obtidos por Ativação Alcalina do Metacaulino**. 2004. Tese de Doutorado – Universidade do Minho.
- POULOS, H G; DAVIS, E H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. New York: John Wiley Sons, 1974.
- POURAKBAR, S et al. **Journal of Materials in Civil Engineering**, n. 2, p. 1–11, 2017. ISSN 04016206.
- PROVIS, J L. **Binder Chemistry – Blended Systems and Intermediate Ca Content**. [S.l.: s.n.], 2014. P. 1–396. DOI: 10.1007/978-94-007-7672-2.
- PROVIS, J L; VAN DEVENTER, J S J. **Geopolymers: Structure, processing, properties and industrial applications**. Cambridge: Woodhead Publishing, 2009. P. 1–464.
- PUERTAS, F. Cementos de escorias activadas alcalinamente : Situación actual y perspectivas de futuro. **Materiales de construccion**, v. 45, n. 100, p. 53–64, 1995.
- PUERTAS, F; TORRES-CARRASCO, M. Use of glass waste as an activator in the preparation of alkali-activated slag. Mechanical strength and paste characterisation. **Cement and Concrete Research**, v. 57, p. 95–104, 2014.
- RAJAN, G R; CHARAN, H D. Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, n. 6, p. 419–426, 1996.
- RIOS, S et al. Increasing the Velocity of Alkali Activated Reactions Used in Soil Stabilisation, 2016.

RIOS, S et al. Structural performance of alkali-activated soil ash versus soil cement. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 2, p. 1–30, 2016. ISSN 08991561. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001398.

ROCHA, C G et al. Life cycle assessment for soil stabilization dosages: a study for the Paraguayan Chaco. **Journal of Cleaner Production**, v. 139, p. 309–318, 2016.

ROSSI, J G. **Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

RUNZHANG, Y et al. Study on structure an latent hydraulic activity of slag and its activation mechanism. v. 44, p. 55–59, 1988.

SALDANHA, R B. Misturas Cinza Volante e Cal de Carbureto : Comportamento da Resistência à Compressão Simples para Cura Acelerada. Porto Alegre, p. 170, 2014.

SALDANHA, R B. **Misturas cinza volante, cal de carbureto e cloreto de sódio: comportamento da resistência à compressão simples, durabilidade e lixiviação em coluna**. 2018. F. 1–188. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SALES, L. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. F. 129. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SCHEUERMANN FILHO, H C. Estabilização de um solo dispersivo com pó de vidro moído e cal de carbureto. Porto Alegre, p. 197, 2019.

SCHNAID, F et al. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 127, October, p. 857–868, 2001.

SECCO, M P. **Estudo da utilização de um cimento alcalino híbrido para melhoramento de base de fundações superficiais**. 2020. F. 146. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SEVERO, C G S et al. Características, particularidades e princípios científicos dos materiais ativados alcalinamente. **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**, v. 8, n. 2, p. 55–67, 2013. ISSN 18098797.

SHAO, Y et al. Studies on Concrete Containing Ground Waste Glass. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 91–100, jan. 2000. DOI: 10.1016/S0008-8846(99)00213-6.

SHAYAN, A; XU, A. Value-added utilisation waste glass in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 1, p. 81–89, 2004. ISSN 00088846. DOI: 10.1016/S0008-8846(03)00251-5.

SHI, C; ZHENG, K. A review on the use of waste glasses in the production of cement and concrete. **Resources, Conservation and Recycling**, v. 52, n. 2, p. 234–247, 2007. ISSN 09213449. DOI: 10.1016/j.resconrec.2007.01.013.

SHI, Caijun et al. **Alkali-Activated Cements and Concretes**. New York: Taylor & Francis, 2006. v. 1, p. 1–388.

SHI, Caijun et al. New cements for the 21st century: The pursuit of an alternative to Portland cement. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 7, p. 750–763, 2011. ISSN 00088846. DOI: 10.1016/j.cemconres.2011.03.016.

SKEMPTON, A W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, v. 4, n. 4, p. 143–147, 1954.

SOARES, E M Magina. **Melhoria do Solo Residual Granítico com recurso à Activação Alcalina de Cinzas Volantes**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro.

SOUZA, L A. Acetileno: um hidrocarboneto essencial na indústria química. : <https://brasilescola.uol.com.br/quimica/acetileno.htm>. Acesso em: 16 jan. 2020.

SOUZA, M W F de. **Estudo da variação da Tensão Admissível com a dimensão de sapatas apoiadas em subsolos arenosos**. 2018. F. 166. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

STRECK, E V et al. Solos do Rio Grande do Sul. Edição: UFRGS. Porto Alegre, p. 126, 2002.

TAYLOR, G D. **Materials in Construction**. London: Longman Scientific & Technical, 1994. P. 1–150.

TEBECHRANI, A N. **Avaliação das propriedades mecânicas de uma mistura de material asfáltico fresado e vidro moído com a adição de cal de carbureto**. 2020. F. 209. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

TEODORO, J M. **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas**. 1999. F. 150. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade São Paulo, São Carlos.

TEODORO, J M; BUENO, B S. Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11. Brasília: Anais, 1998. P. 1093–1100.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1943. P. 1–510. DOI: 10.1002/9780470172766.

TERZAGHI, K E; PECK, R B. **Bearing capacity os shallow foundations**. New York: [s.n.], 1948. P. 1–512.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. F. 266. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. 1994. F. 149. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

THOMÉ, A et al. Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, p. 1569–1584, 2005.

TORRES-CARRASCO, M. et al. Sodium silicate solutions from dissolution of glasswastes. Statistical analysis. **Materiales de Construccion**, v. 64, n. 314, 2014. ISSN 19883226. DOI: 10.3989/mc.2014.05213.

VELLOSO, D de A; LOPES, F de R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. v. 1, p. 1–568.

VENDRUSCULO, M A. **Estudo Do Comportamento De Materiais Compósitos Fibrosos Para Aplicação Como Reforço De Base De Fundações Superficiais**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VESIC, A. **Bearing capacity os shallow foundations**. [S.l.: s.n.], 1975. P. 121–147.

VÉSIC, A. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. **Committee on Stress Distribution in Earth Masses**, p. 112–153, 1963.

VIEIRA, J P. **Interação Cimento-Superplastificante**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Tecnica de Lisboa.

WINTER, D. **Resistência, rigidez e durabilidade de solos arenosos estabilizados com materiais mais sustentáveis**. 2018. F. 166. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

XU, H; VAN DEVENTER, J. The geopolymerisation of alumino-silicate minerals. **International Journal of Mineral Processing**, v. 59, p. 247–266, jun. 2000. DOI: 10.1016/S0301-7516(99)00074-5.