

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

**Estudo da utilização de um cimento alcalino híbrido para  
estabilização de base de fundações superficiais**

**Marina Paula Secco**

Porto Alegre  
2020

MARINA PAULA SECCO

**ESTUDO DA UTILIZAÇÃO DE UM CIMENTO ALCALINO  
HÍBRIDO PARA ESTABILIZAÇÃO DE BASE DE  
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Dissertação 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

SECCO, MARINA PAULA

Estudo da utilização de um cimento alcalino híbrido para estabilização de base de fundações superficiais / MARINA PAULA SECCO. -- 2020.

146 f.

Orientador: NILO CÉSAR CONSOLI.

Coorientador: MARCIO FELIPE FLOSS.

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. I. CONSOLI, NILO CÉSAR, orient. II. FLOSS, MARCIO FELIPE, coorient. III. Título.

**MARINA PAULA SECCO**

**ESTUDO DA UTILIZAÇÃO DE UM CIMENTO ALCALINO  
HÍBRIDO PARA ESTABILIZAÇÃO DE BASE DE  
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

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

Porto Alegre, 22 de dezembro de 2020.

**Prof. Nilo Cesar Consoli**  
PhD. pela Concordia University, Canadá  
  
Orientador

**Prof. Marcio Felipe Floss**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul  
Coorientador

**Prof. Nilo Cesar Consoli**  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

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

**Prof<sup>a</sup>. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Nuno Miguel Cordeiro Cristelo (UTAD)**  
Dr. pela Newcastle University

Dedico este trabalho à minha mãe, Marilene, por nunca  
medir esforços para que eu alcançasse meus objetivos.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à CAPES pela bolsa que possibilitou a minha total dedicação aos estudos para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço ao Prof. Nilo Consoli pela orientação, motivação e apoio ao longo do desenvolvimento desta dissertação, por estar sempre presente e disposto a dar todo suporte necessário aos desafios enfrentados para que se alcance o êxito do trabalho e aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil que transmitiram seus conhecimentos durante as aulas, contribuindo de forma significativa para minha formação.

À minha família, em especial à minha mãe, por ser meu exemplo de vida, de caráter, força e determinação, a quem eu devo cada objetivo conquistado até aqui pois, nunca mediu esforços para que eu pudesse os alcançar e sempre seguir em frente. Por toda força, amor, carinho e incentivo para que eu nunca desistisse, pela compreensão e apoio em todas minhas decisões. E aos meus irmãos, Andressa, Vanessa e Pietro, pela compreensão aos momentos de ausência e por todo amor que despertam em mim.

À minha irmã do coração, Débora Mesavilla, por enfrentar cada desafio junto comigo, por todos os momentos de apoio, por me dar forças para continuar em muitos momentos de exaustão. Por não me deixar desistir quando 1000 kg de material precisavam ser peneirados. Por me dizer “Vamos dar um jeito” e “A gente consegue sim” quando as coisas pareciam impossíveis e ainda, por comemorar comigo cada momento de alegria, não somente no mestrado mas, em nossas vidas pessoais. Não existem palavras que possam expressar a gratidão pela nossa amizade e companheirismo afinal, esse “casamento” já dura 4 anos e “Não tem mais volta”.

A todos os colegas e amigos do mestrado, em especial ao Giovani Brush e a Carolina Pereira, não somente pelas valiosas discussões acadêmicas, mas principalmente pelos momentos de descontração durante toda essa jornada.

Enfim, agradeço a todos que tiveram uma parcela de contribuição para a realização desse trabalho. Além disso, a cada pessoa que tive a oportunidade de conviver durante esses dois anos que, de alguma forma contribuíram para que essa etapa de minha vida fosse muito especial.

Ver na vida algum motivo pra sonhar, ter um sonho, azul  
da cor do mar.  
*Tim Maia*

E você aprende que realmente pode suportar, que  
realmente é forte, e que pode ir muito mais longe depois  
de pensar que não se pode mais.  
*William Shakespeare*

## RESUMO

SECCO, M.P. **Estudo da Utilização de um Cimento Alcalino Híbrido para Estabilização de Base de Fundações Superficiais**. 2020. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A técnica de estabilização de solos com uso de cimento Portland é bastante difundida para resolver problemas de solos com baixa capacidade de suporte. No entanto, a nível mundial, 7% das emissões de CO<sub>2</sub>, principal gás contribuinte para o aquecimento global, são devidas ao setor cimenteiro. Então, na busca por materiais alternativos ao cimento Portland, estão os cimentos alcalinos, que podem utilizar como matéria-prima subprodutos e/ou resíduos, contribuindo ainda para a redução de resíduos dispostos no meio ambiente. Apesar de ser uma técnica muito recente, alguns trabalhos sobre álcali-ativação com resíduos contendo sílica e cálcio, como precursores para estabilização química de solos, têm demonstrado ótimos desempenhos em termos de resistência e durabilidade. Porém, a maioria desses estudos estão relacionados a caracterização laboratorial desta técnica, contudo, a viabilidade e o impacto do processo de construção associado a essas soluções alternativas, bem como o efeito das condições de cura *in situ* nas propriedades mecânicas do solo estabilizado não podem ser avaliados adequadamente em laboratório. Neste sentido, o presente estudou a utilização de um cimento alcalino a base dos resíduos, cal de carbureto e pó de vidro moído, com (CA) e sem (SA) a introdução de um ativador alcalino de hidróxido de sódio na mistura. Propondo uma alternativa ao uso do cimento Portland, para a estabilização de uma areia fina para base de fundações superficiais, executadas sobre um solo residual de baixa capacidade de suporte. Assim, foram executados ensaios com placa de 30 cm em camadas confeccionadas com diferentes diâmetros (Dr 45 e 90 cm) e igual espessuras (Hr 30 cm) com um período de 14 e 120 dias de cura, além disso, ensaios com condições controladas de laboratório foram executados para comparação com os ensaios realizados em campo e, ainda, corpos-de-prova retirados das camadas curadas em campo foram submetidos a ensaios triaxiais. Os resultados demonstraram que, ensaios em condições controladas de laboratório apresentam resistência à compressão simples maior para as misturas com o ativador de NaOH, principalmente a menores tempos de cura, porém para o maior tempo analisado, a tendência é de que as resistências se equiparem com as da mistura sem o ativador. Quando comparados com os ensaios de campo, estes apresentaram maior resistência, sugerindo assim que resultados em campo mostram grande influência das condições de cura, compactação, entre outros. Os diferentes diâmetros analisados demonstraram dois mecanismos de ruptura, um de puncionamento, para as camadas de diâmetros de 45 cm e a ruptura das camadas de 90 cm. Os ensaios triaxiais para as diferentes misturas apresentaram pico pronunciado com posterior queda de resistência com comportamento inicialmente compressivo, seguida de uma posterior expansão. Amostras com a mistura com o ativador alcalino de NaOH apresentaram maior tensão desvio, maior ângulo de atrito e maior coesão. Além disso, apresentaram queda de ruptura acentuada e maior rigidez do material quando comparadas com a mistura sem o ativador. Das soluções analíticas testadas para determinar a capacidade de carga, o método de Hansen (1961) foi o que se mostrou adequado para estimativa das camadas de Dr 45 cm para ambas as misturas e o método de Meyerhof e Hanna (1978), apresentou uma estimativa de capacidade de carga próxima à obtida da camada tratada de Dr 90cm confeccionada com a mistura SA. Porém, quando aplicados para as misturas CA de mesmo diâmetro, o método superestimou a carga de ruptura, entretanto foi o qual apresentou resultados mais próximos dos obtidos para a mesma.

**Palavras-chave:** *estabilização de solos; ativação alcalina; fundações superficiais.*

## ABSTRACT

SECCO, M.P. **Study of the use of an Alkaline Hybrid Cement to improve the base of shallow foundations.** 145 f. Dissertation (Master in Geotechnics) - Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre. 2020.

Soil improvement through the use of Portland cement is a widespread solution for the low bearing capacity of soils. However, the cement sector is responsible for 7% of CO<sub>2</sub> emissions, the main gas contributing to global warming. In the search for alternative materials to Portland cement, there are alkaline types of cement, which can use by-products and/or residues as raw materials, contributing to the reduction of waste disposed of in the environment. Despite being a very recent technique, some studies on alkali-activation with residues containing silica and calcium, as precursors for chemical stabilization of soils, have shown excellent performances in terms of strength and durability. Most of these studies are related to laboratory characterization of this technique, however, the feasibility and impact of the construction process associated with these alternative solutions, as well as the effect of in situ curing conditions on the improved mechanical properties of the soil cannot be properly evaluated in the laboratory. In this sense, the present study evaluated the use of alkaline cement-based residues, carbide lime, and ground glass powder, with (CA) and without (SA) the introduction of an alkaline sodium hydroxide activator in the mixture. Proposing an alternative to the use of Portland cement, for the improvement of fine sand for the base of shallow foundations, executed on a residual soil of low bearing capacity. Tests were performed with a 30 cm plate in layers of different diameters (Dr 45 and 90 cm) and equal thicknesses (Hr 30 cm) with a curing period of 14 and 120 days, also, tests with controlled laboratory conditions were performed for comparison with the field tests and, further, specimens removed from the layers cured in the field were subjected to triaxial tests. The results showed that tests under controlled laboratory conditions present higher uniaxial compression strength for mixtures with the NaOH activator, mainly to shorter curing times, but for the longest time analyzed, the tendency is for the strength to be equal with those of the mixture without the activator. When compared to the field tests, they showed greater strength, suggesting that field values are greatly influenced by curing and compaction conditions. The different diameters showed two distinctive rupture mechanisms, one for punching, for the 45 cm diameter layers, and the 90 cm layer rupture. The triaxial tests for the different mixtures showed a pronounced peak with a subsequent drop in strength with initially compressive behavior, followed by a subsequent expansion. Samples with the mixture with the alkaline NaOH activator showed higher stress deviation, greater friction angle, and greater cohesion. Besides, they showed a marked drop in rupture and greater material stiffness when compared to the mixture without the activator. Of the analytical solutions tested to determine the bearing capacity, the Hansen method (1961) was the one that proved adequate for estimating the Dr 45 cm layers for both mixtures, and the method of Meyerhof and Hanna (1978), presented an estimate of load capacity close to that obtained from the treated layer of Dr 90cm made with the SA mixture. However, when applied to CA mixtures of the same diameter, the method overestimated the rupture load, however, it was the one that showed results closer to those obtained for the same combination.

**Key-words:** *soil improvement; alkaline activation; shallow foundations.*

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	17
1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA .....	17
1.2. OBJETIVOS .....	19
1.2.1. Objetivo geral .....	19
1.2.2. Objetivos específicos .....	19
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	21
2.1. ATIVAÇÃO ALCALINA .....	21
2.1.1. Precursores .....	22
2.1.1.1. Resíduos de vidro como precursor .....	24
2.1.1.2. Óxido de cálcio como precursor .....	27
2.1.1. Soluções ativadoras alcalinas .....	30
2.1.2. Mecanismos de reação dos aglomerantes álcali-ativados .....	32
2.1.3. Produtos de reação .....	35
2.2. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS .....	38
2.2.1. Estabilização química .....	39
2.2.2. Estabilização de solos utilizando a técnica de ativação alcalina .....	41
2.3. CAPACIDADE DE CARGA E MECANISMOS DE RUPTURA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....	44
2.3.1. Métodos para definição de capacidade de carga .....	48
2.3.2. Fundações superficiais assentes em sistema de dupla camada .....	51
2.3.3. Fundações superficiais assentes em sistema dupla camada considerando a extensão lateral .....	57
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	68
3.1. MATERIAIS .....	71
3.1.1. Campo experimental .....	71
3.1.2. Areia de Osório .....	77
3.1.3. Pó de vidro moído .....	79
3.1.4. Cal de Carbureto .....	82
3.1.5. Hidróxido de sódio .....	85
3.1.6. Água .....	87
3.2. MÉTODO .....	87

3.2.1.	Ensaio de compactação .....	87
3.2.2.	Compressão simples e tração por compressão diametral .....	88
3.2.3.	Projeto e execução das camadas estabilizadas em campo.....	91
3.2.4.1	Locação e abertura das cavas .....	91
3.2.4.2.	Preparação da mistura e execução das camadas.....	93
3.2.4.	Ensaio de placa em campo.....	95
3.2.5.	Exumação das camadas de reforço e preparação de amostras .....	98
3.2.6.	Ensaio Triaxial .....	100
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	104
4.1.	AMOSTRAS DE LABORATÓRIO.....	104
4.1.1.	Compressão simples e tração por compressão diametral .....	104
4.2.	PROVAS DE CARGA EM CAMPO .....	109
4.2.1.	Comportamento carga <i>versus</i> recalque.....	109
4.2.2.	Normalização dos resultados.....	112
4.3.	MECANISMOS DE RUPTURA.....	113
4.4.	ENSAIOS TRIAXIAIS .....	118
4.5.	COMPARAÇÃO CAMPO <i>versus</i> LABORATÓRIO.....	124
4.6.	SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....	127
5.	CONCLUSÕES .....	131
5.1.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	132
6.	REFERÊNCIAS.....	134

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Micrografias BSEM dos cimentos formados com diferentes quantidades de cal (a) 0% ; (b) 5,%; (c) 20%; (d) 40%. (Adaptado de GARCIA LODEIRO et al. 2016) .....	28
Figura 2.2: Solubilidade da sílica solúvel em escória e em aluminossilicatos em função do pH (Adaptado de Garcia-Lodeiro <i>et al.</i> , 2015).....	32
Figura 2.3: Modelo conceitual para geopolimerização. (Adaptado de Duxson et al., 2007) ...	35
Figura 2.4: Diagrama ternário dos grupos de cimentos alcalinos (CAICEDO, 2020) .....	37
Figura 2.5: Resistência à compressão simples aos 36 e 90 dias de cura (MIRANDA <i>et al.</i> , 2019) .....	43
Figura 2.6: Comportamento de uma fundação superficial sob carga vertical .....	44
Figura 2.7: Tipos característicos de ruptura (a) generalizada, (b) localizada, (c) punção, (d) ábaco para correlação entre o tipo de ruptura com a compactação e profundidade de assentamento em areias.....	46
Figura 2.8: Critérios de Vésic (1963 e 1975) para determinação da capacidade de carga .....	47
Figura 2.9: Critério de ruptura DE BEER (1967) para determinação da capacidade de carga	47
Figura 2.10: Critério das assíntotas para determinação da capacidade de carga.....	48
Figura 2.11: Mecanismos de ruptura de solo de fundação com carregamento inclinado em solo resistente sobre solo fraco (MEYERHOF e HANNA, 1978).....	52
Figura 2.12: Curva pressão versus recalque relativo (CONSOLI, DALLA ROSA E FONINI, 2009) .....	54
Figura 2.13: Fotografias mostrando o mecanismo de ruptura em ensaios de placa em sistemas de dupla camada e simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração para (a) H/D=0,25 e (b) H/D=1,0.....	55
Figura 2.14: Normalização usando $p/p_{3\%}$ e $\delta/D$ para testes de camadas cimentadas .....	56
Figura 2.15: (a) Ruptura por punção; (b) Ruptura na camada de reforço .....	59
Figura 2.16: Esquema de uma placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro, diagrama de momentos fletores (CABALLERO, 2019) .....	60
Figura 2.17: (a) Comportamento carga x recalque; (b) Curva tensão x recalque (CONSOLI <i>et al.</i> , 2019).....	62
Figura 2.18: Camada (45 mm de aresta) exumada após o ensaio de campo (CONSOLI <i>et al.</i> , 2019) .....	62

Figura 2.19: Camada exumada (900 mm de aresta) (a) modo de exumação (b) Aparecimento de rachaduras (CONSOLI et al., 2019).....	63
Figura 2.20: Curvas de normalização (CONSOLI et al., 2019).....	64
Figura 2.21 Previsão de capacidade de carga considerando a camada solo cimento como parte da fundação (Hansen , 1961 e camada tratada infinita com H/D=1, Vesic, 1975). (CONSOLI et al., 2019) .....	65
Figura 2.22: Carga versus recalque para diferentes dimensões das camadas executadas .....	66
Figura 2.23: Mecanismos de ruptura (a) Puncionamento (b) ruptura generalizada vista superior (c) Vista da camada exumada (Consoli et al., 2020).....	66
Figura 3.1: Teores em porcentagem de cal de carbureto em e vidro moído testados para definição da mistura (DAASSI-GLI, 2020).....	69
Figura 3.2: Esquema de prova de carga em placa .....	70
Figura 3.3: Localização da cidade de Passo Fundo onde localiza-se o Centro Tecnológico de Engenharia Civil (WIKIPÉDIA, ACESSADO EM 10 DE JUNHO DE 2020).....	72
Figura 3.4: Campo experimental do Centro Tecnológico de Engenharia Civil .....	72
Figura 3.5: Sondagem à percussão realizada no campo experimental (FARO, 2014).....	73
Figura 3.6: Perfil CPT do solo residual do campo experimental (CONSOLI et al., 2020).....	74
Figura 3.7: Granulometria do solo residual do campo experimental (CARRETTA, 2019).....	75
Figura 3.8: Comportamento tensão x deformação para os ensaios triaxiais (CARRETTA, 2019) .....	75
Figura 3.9: Deformação volumétrica x deformação axial. (CARRETTA, 2019) .....	76
Figura 3.10: Provas de carga em solo residual (CONSOLI et al., 2020) .....	77
Figura 3.11: Normalização das provas de carga do solo residual confirmando a tendência para diferentes diâmetros (CONSOLI et al., 2020).....	77
Figura 3.12: Areia de Osório .....	78
Figura 3.13 Curva granulométrica da areia de Osório.....	79
Figura 3.14: Pó de vidro moído passante na peneira n. 200 .....	80
Figura 3.15: Granulometria do pó de vidro moído .....	80
Figura 3.16: Difratomia de raio-x do vidro moído.....	82
Figura 3.17: Cal de carbureto passante na peneira n.200 .....	83

Figura 3.18: Granulometria da cal de carbureto .....	83
Figura 3.19: Difração de raio-x da cal de carbureto (SALDANHA, 2018) .....	85
Figura 3.20: Hidróxido de sódio (NaOH) em escamas .....	86
Figura 3.21: Variação da resistência à compressão simples em função da molaridade .....	86
Figura 3.22: Curvas de compactação com e sem NaOH .....	87
Figura 3.23: (a) materiais secos para a mistura (b) mistura dos materiais secos (c) mistura após adição de H <sub>2</sub> O ou solução alcalina (d) separação das camadas de moldagem (e) molde tripartido (f) medição do CP após moldagem (g) corpo de prova moldado .....	89
Figura 3.24: Ensaio de resistência à compressão simples .....	89
Figura 3.25: Compressão por tração diametral.....	90
Figura 3.26: Locação das camadas estabilizadas no campo experimental (a) 14 dias de cura (b) 120 dias de cura.....	93
Figura 3.27: (a) Abertura da cava; (b) Cava executada; (c) Preparação da mistura; (d) Mistura colocada na cava; (e) Compactação da mistura; (f) Cravação dos cilindros para controle do peso específico; (g) Camada estabilizada finalizada. ....	95
Figura 3.28: Sistema de reação.....	96
Figura 3.29: (a) Sistema de aplicação de carga; (b) Medição de deslocamentos .....	97
Figura 3.30: Sistema de aquisição de dados .....	97
Figura 3.31: (a) Exumação da camada do solo; (b) Extração de corpos de prova das camadas (c) Corpos de prova esculpidos com a serra-copo (d) Corpos de prova esculpidos manualmente .....	99
Figura 3.32: (a) Amostra envolvida pela membrana (b) Sensores de medidas internas colados na amostra .....	101
Figura 3.33: Aplicação de carga na amostra.....	102
Figura 3.34: Visão geral do equipamento triaxial .....	103
Figura 4.1: Resistência à compressão simples para os diferentes tempos de cura .....	104
Figura 4.2: Razões entre as resistências das misturas CA/AS.....	105
Figura 4.3: Resistência à compressão simples (a) Daassi-Gli (2020) com NaOH, (b) Winter (2019) sem NaOH.....	107
Figura 4.4: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados .....	108
Figura 4.5: Efeitos principais das variáveis para a resistência à compressão simples .....	109

Figura 4.6: Ensaio de placa em misturas SA e CA em camadas curadas à 14 dias .....	110
Figura 4.7: Ensaio de placa em misturas CA e SA em camadas curadas à 120 dias .....	110
Figura 4.8: Mistura da camada de Dr90 com NaOH.....	111
Figura 4.9: Curva tensão <i>versus</i> recalque .....	112
Figura 4.10: Normalização dos resultados .....	113
Figura 4.11: Camadas de Dr 45 cm exumadas do solo .....	114
Figura 4.12: Camada da mistura SA de Dr 90 cm (a) Vista em planta (b) Vista em corte ....	114
Figura 4.13: (a) Fissuras da base para as bordas da fundação, das laterais para o centro (b) Trinca no centro a baixo da fundação .....	115
Figura 4.14: Camada da mistura CA de Dr 90 cm exumada (a) Vista geral (b) Vista em corte .....	116
Figura 4.15: Camada da mistura com NaOH de Dr 90 cm exumada (a) Vista geral (b) Vista em corte.....	117
Figura 4.16: Mecanismos de ruptura encontrados por Consoli <i>et al.</i> (2020) .....	118
Figura 4.17 – Ensaio triaxiais para mistura SA (a) Comportamento tensão <i>versus</i> deformação e (b) deformação volumétrica <i>versus</i> deformação axial da camada SA.....	119
Figura 4.18: Ensaio triaxiais para mistura CA (a) comportamento tensão <i>versus</i> deformação e (b) deformação volumétrica <i>versus</i> deformação axial .....	120
Figura 4.19: Trajetória de tensões e envoltória de resistência da mistura SA.....	121
Figura 4.20: Trajetórias de tensões e envoltória de resistência da mistura CA.....	122
Figura 4.21 Comportamento tensão-deformação em amostras retiradas de campo (a) solo-cimento segundo Consoli <i>et al.</i> , 2020a (b) solo-vidro-cal segundo Consoli <i>et al.</i> , 2020b.	123
Figura 4.22: Rupturas das amostras SA (a) 20 Kpa (b) 60kPa (c) 100 kPa .....	124
Figura 4.23: Rupturas das amostras CA (a) 20 kPa (b) 60 kPa (c) 100 kPa.....	124
Figura 4.24: Resistência à compressão simples em função do tempo de cura .....	125
Figura 4.25: Condições climáticas ocorridas durante a cura de 14 dias (EMBRAPA, 2020)	126
Figura 4.26: Condições climáticas ocorridas durante a cura de 90 dias (EMBRAPA, 2020)	126
Figura 4.27: Soluções analíticas aplicadas para o tempo de cura de 14 dias .....	129
Figura 4.28: Soluções analíticas aplicadas para o tempo de cura de 120 dias .....	129

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Divisão das etapas do programa experimental .....	68
Tabela 3.2: Quantidade de material utilizado .....	69
Tabela 3.3: Dimensões de camada de reforço executadas no campo experimental .....	71
Tabela 3.4: Propriedades do solo residual do campo experimental .....	76
Tabela 3.5: Propriedades da areia de Osório .....	79
Tabela 3.6: Propriedades físicas do pó de vidro .....	81
Tabela 3.7 Composição do pó de vidro moído .....	81
Tabela 3.8: Propriedade físicas da cal de carbureto .....	84
Tabela 3.9: Composição química da cal de carbureto .....	84
Tabela 3.10: Controle do $\gamma_d$ e $\omega$ em campo .....	95
Tabela 4.1: Resistências à compressão simples médias e razões entre as resistências das misturas CA/AS .....	105
Tabela 4.2: Valores carga e tensão de ruptura .....	112
Tabela 4.3 Resistências de campo e laboratório .....	125
Tabela 4.4: Parâmetros utilizados para estimativa de capacidade de carga .....	128
Tabela 4.5: Cargas de ruptura obtidas e previstas .....	128

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

D	Diâmetro da placa ou da fundação
$D_r$	Diâmetro da camada de reforço
$H_r$	Espessura da camada de reforço
$N_c, N_q, N_\gamma$	Fatores de capacidade de carga
P	Carga aplicada
$Q_u$	Carga de ruptura
$Q_{ur(n)}$	Capacidade de carga normalizada.
q	Tensão desvio
$q_t$	Resistência à tração por compressão diametral
$q_u$	Resistência à compressão simples
$T_r$	Distância da borda da fundação à borda da camada estabilizada
$\gamma_d$	Peso específico aparente seco
$\delta$	Recalque
$\delta/D_r$	Recalque relativo
$\sigma_t$	Tensão de tração
$\sigma_{tm\acute{a}x}$	Tensão de tração máxima
$\Phi$	Ângulo de atrito
$\omega$	Teor de umidade
$\epsilon_a$	Deformação axial
$\epsilon_v$	Deformação Volumétrica
$^{\circ}C$	Graus Celcius
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$Al_2O_3$	Óxido de Alumínio
ASTM	<i>American Society for Testing and Material</i>
CaO	Óxido de cálcio
$Ca(OH)_2$	Hidróxido de cálcio
C-A-S-H	Carbonato de cálcio hidratado
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
$CO_2$	Dióxido de Carbono
C-S-H	Silicato de Cálcio Hidratado

DRX	Difração de raio-x
FS	Fator de segurança
KOH	Hidróxido de Potássio
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
Na	Sódio
Na <sub>2</sub> O	Óxido de sódio
N-A-S-H	Hidrato de aluminossilicato alcalino
NaOH	Hidróxido de sódio
MgO	Óxido de Magnésio
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
SiO <sub>2</sub>	Dióxido de silício
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Segundo Larsen e Assis (2002), um solo ideal para o assentamento de fundações superficiais deve ter boa capacidade de suporte e baixa deformabilidade, porém, é comum a ocorrência de materiais que não atendam essas condições, dificultando o uso dessas fundações. Fundações profundas ou substituição do solo do local por um com características adequadas, são técnicas convencionais para resolver este problema, entretanto, estas soluções acabam por ser muito onerosas e muitas vezes incompatíveis com o porte do empreendimento.

Nesse sentido, uma alternativa promissora e que tem se mostrado viável, mecânica e economicamente, é a utilização de fundações superficiais assentes sobre uma camada de solo estabilizado com cimento (SALES, 1998). Muitos trabalhos encontrados na literatura demonstram o ganho significativo de capacidade de suporte e redução do recalque por estabilização do solo com cimento Portland (CONSOLI et al. 2003, 2009, 2019; PRIETTO, 1996; SALES, 1998; THOMÉ, 1994; THOMÉ *et al.* 2005; VENDRUSCULO, 1996).

No entanto, para produção do cimento Portland, a indústria cimenteira explora recursos minerais (pedreiras) e descarrega gases contaminantes na atmosfera, principalmente dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) que é o principal contribuinte para o aquecimento global, apresentando forte impacto ambiental (ALI *et al.*, 2011). A nível mundial, 7% das emissões de CO<sub>2</sub> são devidas ao setor cimenteiro (CARRASCO, 2017; YANG *et al.*, 2014).

Assim, na busca de materiais cimentantes alternativos ao cimento Portland, cujo processo de fabricação envolva menor emissão de CO<sub>2</sub> na atmosfera, estão os materiais resultantes da ativação alcalina, que podem utilizar como matéria-prima (precursores) subprodutos e/ou resíduos industriais, que de outra forma, se acumulariam em aterros correspondentes, contribuindo assim para a contaminação ambiental (PINTO, 2004).

Além disso, a quantidade de resíduos urbanos e industriais aumentou em todo o mundo nas últimas décadas (CEMPRE, 2019). O vidro é um material inerte sob condições ambientais comuns que podem ser recicladas de numerosas maneiras, porém os resíduos de vidro devem atender a uma série de requisitos de reutilização na fabricação de outros artigos, o que torna sua reutilização por processos tecnológicos convencionais altamente complexa (SALES, 2014).

Como resultado, 10 a 30% dos resíduos de vidro não são recicláveis e devem ser buscadas vias alternativas de valorização (CEMPRE, 2019). Em 2011, somente 47% dos resíduos de vidro no Brasil eram reciclados, assim, 53% acabava sendo depositado em aterros (CEMPRE, 2011). Em geral, os vidros possuem como constituinte principal o dióxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ), e o material resultante de seu processo de produção (a altas temperaturas) é um sólido amorfo com estrutura desordenada o que o caracteriza como potencial fonte de sílica para os materiais álcali-ativados (SHAYAN E XU, 2004; TORRES-CARRASCO E PUERTAS, 2017).

Por outro lado, um resíduo do processo produtivo de gás acetileno, a cal de carbureto, segundo autores como Saldanha *et al.* (2018) e Horpibulsuk *et al.* (2015), pode ser efetivamente reciclada e empregada como subproduto em diversos setores por possuir características químicas favoráveis (abundância de óxido de cálcio livre). Desse modo, previnem-se a disposição de um resíduo nobre em aterros sanitários e, também, certos impactos ambientais oriundos dos processos de produção de cales hidratadas comerciais. O Brasil, por exemplo, gera anualmente, 17.000 toneladas de cal de carbureto (SALDANHA *et al.*, 2018).

Apesar de ser uma técnica muito recente, alguns trabalhos sobre álcali-ativação com resíduos contendo sílica e cálcio, como precursores para estabilização química de solos, têm demonstrado ótimos desempenhos em termos de resistência a e durabilidade em relação a materiais produzidos por cimento Portland, principalmente quando misturados com uma solução alcalina. Além disso, diferentes produtos de reação, dependendo dos precursores e ativadores alcalinos utilizados podem ser produzidos melhorando ainda mais seu desempenho mecânico (RIOS *et al.*, 2016; DAASSI-GLI, 2020; CÔRREA-SILVA *et al.*, 2020).

Além de serem poucas, a maioria dessas pesquisas de álcali-ativação para estabilização de solos está relacionada à caracterização laboratorial das misturas de aglutinante e reforço do solo. No entanto, a viabilidade e o impacto do processo de construção associado a essas soluções alternativas, bem como o efeito das condições de cura *in situ* nas propriedades mecânicas do solo estabilizado não podem ser avaliados adequadamente em laboratório. Assim, a falta de uma melhor compreensão do comportamento do sistema fundação-camada estabilizada desencoraja o uso dessa solução pelos projetistas de fundações, que tendem a escolher soluções convencionais, mesmo que potencialmente mais caras.

Os estudos *in situ* existentes sobre solos estabilizados com agente cimentante consideram a espessura da camada para uma largura infinita. No entanto, estudos recentes (FOPPA, 2016; CABALLERO, 2019; CONSOLI *et al.*, 2019, 2020) sobre solos reforçados com cimento

Portland em modelo reduzido e *in situ* têm observado dois tipos distintos de ruptura dependendo da extensão lateral da camada de reforço em relação a da fundação.

Nesse sentido, a finalidade do presente estudo é analisar a utilização de camadas artificialmente cimentadas, com o uso de uma areia fina estabilizada com um cimento alcalino híbrido composto por resíduos de pó de vidro moído e cal de carbureto, com e sem uma solução alcalina de hidróxido de sódio (NaOH), através de ensaios de placa em carga centrada realizados *in situ* nas camadas com diferentes extensões laterais executadas sobre um solo residual de baixa capacidade de suporte e de ensaios triaxiais executados com amostras retiradas em campo para caracterização do material quanto aos seus parâmetros de resistência e deformabilidade.

## 1.2. OBJETIVOS

### 1.2.1. Objetivo geral

Esta pesquisa tem como objetivo geral estudar a utilização de um cimento alcalino híbrido, produzido à base de resíduos de vidro moído e cal de carbureto, ativados com uma solução alcalina de hidróxido de sódio, para estabilização de uma areia fina utilizada como base de suporte para fundações superficiais.

### 1.2.2. Objetivos específicos

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

- a) Avaliar a evolução da resistência à compressão simples de amostras com diferentes tempos de cura e diferentes misturas (com e sem NaOH) confeccionadas com condições controladas de laboratório;
- b) Analisar o comportamento carga *versus* recalque de fundações superficiais assentes sobre camadas álcali-ativadas com hidróxido de sódio (NaOH) e camadas sem o ativador alcalino;
- c) Avaliar os mecanismos de ruptura das camadas estabilizadas com as diferentes misturas para distintas extensões laterais;
- d) Definir os parâmetros de resistência e rigidez das camadas estabilizadas executadas em campo;

- e) Comparar os resultados obtidos em amostras de laboratório com amostras retiradas de campo para os mesmos tempos de cura;
- f) Avaliar a adequação de métodos de previsão de capacidade de carga existentes para as camadas tratadas estudadas.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. ATIVAÇÃO ALCALINA

A ativação alcalina trata-se de um processo químico que permite a transformação de estruturas vítreas (parcial ou totalmente amorfas), em estruturas com propriedades cimentícias (PALOMO *et al.*, 1999). De maneira geral, os aglomerantes álcali-ativados abrangem essencialmente qualquer sistema de aglutinantes obtidos por reação de uma fonte de metal alcalino (sólido ou dissolvido) com um silicato sólido (TORRES-CARRASCO, 2017). Estes sólidos podem ser aluminossilicatos ricos ou pobres em cálcio, tais como escórias de alto forno e cinzas volantes, respectivamente. As fontes alcalinas empregadas podem incluir hidróxidos alcalinos, silicatos, carbonatos, sulfatos, aluminatos ou óxidos, essencialmente qualquer substância que possa fornecer cátions de metais alcalinos, para aumentar o pH da mistura de reação e acelerar a dissolução do precursor sólido (VAN DEVENTER *et al.*, 2010; SHI *et al.*, 2006).

Segundo Flatt *et al.* (2012), além das emissões de dióxido de carbono e o gasto energético do processo de produção destes aglomerantes álcali-ativados serem inferiores aos requeridos para a fabricação de cimento Portland, esses materiais em geral, podem ser mais resistentes do ponto de vista mecânico, apresentarem maior durabilidade e estabilidade e atingirem este grau de comportamento muito mais rápido que os materiais fabricados com a utilização do cimento Portland.

De acordo com Xu e Deventer (2000), desde a década de 1990, as pesquisas sobre ativação alcalina tem crescido muito em todo o mundo. Muitos destes trabalhos estão baseados no desenvolvimento de materiais com características aceitáveis, baseados nas matérias-primas que estão disponíveis em cada lugar.

Dessa maneira, surgiu uma grande variedade de nomenclaturas aplicadas à descrição destes materiais muito similares, tais como, materiais ativados alcalinamente, cimentos alcalinos, aglomerante álcali-ativado, polímero inorgânico, geopolímero, entre outros. No entanto, mesmo que alguns autores defendam que estes termos podem ser utilizados como sinônimos e que o aglomerante álcali-ativado é um termo mais genérico, que engloba tanto o polímero inorgânico quanto o geopolímero, existem divergências quanto ao uso dessas nomenclaturas (DAVIDOVITS, 1991; DUXSON *et al.*, 2007).

Duxson *et al.* (2007) defende que os polímeros inorgânicos são definidos como um subgrupo dos materiais álcali-ativados, caracterizados por materiais que formam uma rede desordenada de silicatos como fase ligante primária, o qual requer maior quantidade e grau de conectividade dos silicatos, que a observada na química clássica dos produtos de reação obtidos no cimento Portland. Os geopolímeros podem caracterizar-se como um subgrupo dos polímeros inorgânicos e este termo é normalmente utilizado de forma genérica para descrever os produtos de reação correspondentes a um material sólido, normalmente com baixos conteúdos de cálcio disponíveis, com estrutura inicialmente amorfa que transforma-se em um material de estrutura cristalina, ou seja, altamente ordenada através de um processo de síntese de álcali-aluminossilicatos mediante a reação com um hidróxido ou silicato alcalino aquoso altamente concentrado (DAVIDOVITS, 1991).

Ao longo desta revisão bibliográfica será utilizado o termo adotado pelo autor que for referenciado e no restante do trabalho o termo utilizado será cimento alcalino por entender que é o termo que melhor representa o material estudado.

### 2.1.1. Precursores

Teoricamente, os aglomerantes álcali-ativados podem utilizar como matéria-prima (precursor) qualquer material inorgânico constituído de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e/ou alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) com estrutura amorfa (TORRES-CARRASCO, 2017). Segundo Silva (2016), os resíduos industriais, normalmente são partículas no estado sólido bastante interessantes do ponto de vista químico, uma vez que são materiais ricos em  $\text{SiO}_2$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$  no estado amorfo, por consequência do tratamento térmico a que foram anteriormente submetidos, assim possuem um grande potencial para serem designados como precursores. A desidratação prévia do precursor transforma a estrutura cristalina em amorfa. Em termos práticos, o estado amorfo do material torna-o menos estável, logo, mais predisposto a reagir e combinar-se quimicamente dando origem a um produto final com propriedades cimentícias.

Dentre estes resíduos, destacam-se, as escórias (obtidas, por exemplo, em altos fornos), as cinzas volantes (obtidas da queima de carvão nas centrais termo-elétricas), as cinzas vulcânicas (com tratamento térmico), pó de telha ou tijolo (obtidos nos fornos industriais de cozedura), entre outros, ou ainda a mistura de alguns destes materiais, como potenciais precursores para a ativação alcalina com excelente comportamento e propriedades, já que dispõe de uma reconhecida história térmica (CASTRO, 2015; PINTO, 2004).

De acordo com Pacheco-Torgal *et al.* (2014), com base na natureza dos componentes cimentícios (sistema  $\text{CaO-SiO}_2\text{-Al}_2\text{O}_3$  os aglomerantes álcali-ativados podem ser agrupados em duas categorias principais, alto ou baixo cálcio (CaO) do precursor.

No sistema alto cálcio, materiais ricos em cálcio e silício com composição química do tipo  $(\text{Na,K})_2\text{O-CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-SiO}_2\text{-H}_2\text{O}$ , como por exemplo escória de alto-forno ( $\text{SiO}_2+\text{CaO} > 70\%$ ), são ativados sob condições alcalinas moderadas (PACHECO-TORGAL *et al.*, 2014; TORRES-CARRASCO E PUERTAS (2017)).

Autores como Torres-Carrasco (2017), Davidovits (1991), Pacheco-Torgal *et al.* (2014) e Provis (2014), detalham que no sistema baixo cálcio, os materiais ativados possuem principalmente alumínio e silício, formados pela composição química  $(\text{Na,K})_2\text{O-Al}_2\text{O}_3\text{-SiO}_2\text{-H}_2\text{O}$ . Os materiais utilizados neste segundo processo de ativação alcalina, tais como metacaulim e cinzas volantes, têm baixo teor de CaO. Neste caso, são necessárias condições de trabalho mais agressivas para iniciar a reação (meios altamente alcalinos e altas temperaturas de cura). Alguns autores consideram que este gel também pode ser chamado de geopolímero dependendo da composição de seu precursor.

Porém, com o aumento da gama de materiais com potencial utilização como precursores e com o avanço destes cimentos alcalinos, nos últimos anos, novos grupos estão sendo desenvolvidos e estudados.

Autores como Yip *et al.* (2005), Palomo *et al.* (2007), e Pacheco-Torgal *et al.* (2014) expõe que, um novo grupo chamado de cimentos híbridos, está sendo amplamente estudado e é visto como uma alternativa ao uso de cimentos Portland devido ao potencial de utilizar-se resíduos ou subprodutos disponíveis no local de sua utilização. Além disso, possibilitam misturar diferentes precursores, com diferentes composições, ativados alcalinamente com diferentes ativadores. Estes materiais são caracterizados por suas adequadas propriedades de resistência e durabilidade através da estabilidade entre os produtos de reação provenientes dos cimentos convencionais como o cimento Portland, ou de cimentos alcalinos a partir de precursores com altos conteúdos de cálcio.

De uma forma geral, dependendo das matérias-primas utilizadas como precursores e das condições de processamento, os aglomerantes álcali-ativados podem exibir uma grande variedade de propriedades e características, incluindo elevada resistência à compressão, baixa retração, cura rápida ou lenta, resistência a ácidos, resistência ao fogo e baixa condutividade

térmica. Além disso, o tipo de ativador alcalino utilizado no processo provocará alterações fundamentais na estrutura dos materiais componentes (PINTO, 2004).

O trabalho desenvolvido nesta dissertação incidiu sobre a técnica de ativação alcalina utilizando como precursor para o aglomerante álcali-ativado desenvolvido, uma mistura de pó de vidro moído e cal de carbureto, os quais serão posteriormente abordados.

#### 2.1.1.1. Resíduos de vidro como precursor

Segundo Sales (2014), o termo vidro é utilizado para descrever sólidos não cristalinos obtidos mediante resfriamento rápido. Em geral, os vidros possuem como constituinte principal o dióxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ), comumente chamado de sílica. Porém, a composição individual dos vidros é muito variada devido a pequenas alterações químicas que proporcionam propriedades específicas nos vidros, tais como, índice de refração, coloração, viscosidade e durabilidade. Assim, é usual sua classificação segundo a composição química.

Segundo Bauer (1994), os vidros soda-cal representam cerca de 90% de todos os vidros produzidos. São amplamente utilizados para a fabricação da maior parte das garrafas, frascos, potes, janelas, produtos para iluminação, ou seja, produtos que não exijam grande resistência química e ao calor. Sua composição básica, normalmente, é de em torno de 70% de óxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ), 10 a 12% de óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ) e 12 a 14% de óxido de sódio ( $\text{Na}_2\text{O}$ ). O  $\text{CaO}$  e  $\text{Na}_2\text{O}$  diminuem o ponto a viscosidade do vidro e a temperatura de fusão, aumentando ainda mais sua reatividade. Outros elementos como óxido de magnésio ( $\text{MgO}$ ) e a alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), em proporções pouco significativas também fazem parte da composição desse tipo de vidro no sentido de modificar propriedades físicas e químicas do material (TORRES-CARRASCO E PUERTAS, 2015; LIU *et al.*, 2019; ASKELAND E WRIGHT, 2014).

Garcia-Lodeiro *et al.* (2016) apontam que o  $\text{CaO}$  tem um papel fundamental na mistura com aluminossilicatos de vidro, pois sua presença dá origem a uma estrutura vítrea menos polimerizada, mais aberta e desordenada, e, portanto, com maior reatividade.

Durante o processo de produção, utilização e descarte dos produtos de vidro, são gerados muitos resíduos. Considerando que o setor vidreiro é composto principalmente de segmentos de embalagem, utensílios domésticos, vidros especiais e vidros planos, os resíduos apresentam-se na forma de garrafas, embalagens com cores e dimensões variadas, de cacos, e pós finos. Trata-se de material não biodegradável, classificado, segundo a NBR 10004 (ABNT, 2004) como resíduo inerte não perigoso de classe IIB.

Segundo dados da Associação Compromisso Empresarial para Reciclagem (CEMPRE, 2019), no Brasil, os resíduos de vidro representam cerca de 9% do total de resíduos sólidos urbanos produzidos. E, apesar de apresentar alta taxa de aproveitamento e reciclagem por ser o único material inerte que pode ser reciclado inúmeras vezes sem alteração significativa de suas propriedades químicas, sua reutilização primária (matéria prima para novo vidro) requer cuidados especiais, como por exemplo, exige separação seletiva, retirada de contaminantes/impurezas, limpeza e quebra em tamanhos homogêneos antes do reaproveitamento. Para Shayan e Xu (2004), um grande problema na reciclagem de vidros de embalagens é a cor, pois quando as cores dos resíduos se misturam, eles se tornam impróprios para fabricação de novos recipientes. Assim, se não houver outras alternativas para sua utilização, esses resíduos acabam por ser enviados para aterros sanitários.

Em 2011, somente 47% dos resíduos de vidro no Brasil eram reciclados, assim, 53% acabava sendo depositado em aterros, ocupando um espaço cada vez mais escasso e deixando de ser utilizado para alguma finalidade mais nobre (CEMPRE, 2011).

É neste sentido que, cada vez mais, procura-se alternativas para a utilização destes materiais. A grande quantidade de  $\text{SiO}_2$  presente nos resíduos de vidro o torna um material com potencial a ser ativado por álcalis (TORRES-CARRASCO E PUERTAS, 2017). A facilidade de aquisição e seu baixo custo fazem deste resíduo ainda mais atraente, inclusive do ponto de vista do desenvolvimento sustentável, para aplicação em diferentes setores e produtos da construção civil.

Muitos estudos com foco na incorporação do resíduo de vidro na produção de outros materiais já foram realizados. Na área da construção civil a maior parte está voltada para aplicação em concretos e argamassas (ARAUJO *et al.*, 2011; CHEN *et al.*, 2006; DU e TAN, 2013; MATOS e SOUZA-COUTINHO, 2012; PAIVA *et al.*, 2010; SHAYAN E XU 2004; SHAO *et al.*, 2000; SHI *et al.*, 2006; SHI e ZHENG 2007).

Além disso, Consoli *et al.* (2018), estudaram o efeito de misturas de vidro moído e cal de carbureto como aglomerante alternativo ao cimento Portland para cimentar uma areia fina e utilizá-la em fins geotécnicos como por exemplo, terraplanagem, leitos de tubulações e fundações superficiais. Os autores concluíram que as misturas estudadas tem uma tendência de comportamento mecânico semelhante ao cimento Portland, o que sugere que ela pode ser usada como aglomerante alternativo. A Tobermorita foi revelada como a principal fase cristalina formada pelas misturas de resíduos de vidro e cal de carbureto. Além disso, os resultados dos

experimentos mostraram que a resistência à compressão simples dos solos testados aumenta proporcionalmente com o aumento do teor de pó de vidro (10, 20 e 30%).

Bilondi *et al.* (2018), em seu estudo usando cal de carbureto com ativador alcalino para resíduos de vidro buscando melhorar as propriedades de uma argila também observaram em suas pesquisas com pó de vidro (nos teores de 3, 6, 9, 12, 15 e 20%), que resistência à compressão simples aumenta com o aumento da quantidade de vidro mantendo o teor de cal de carbureto constante (7%). Os autores relatam que a melhor resistência é obtida para as amostras que foram misturados com 15% pó de vidro.

Dos resultados de Consoli *et al.* (2018) e Bilondi *et al.* (2018) percebe-se que a quantidade de pó de vidro necessária para levar a uma melhor resistência depende da natureza do solo a ser estabilizado e do vidro utilizado.

Apesar de poucos estudos terem sido realizados sobre a ativação alcalina de resíduos de vidro, especialmente, sobre a adequação desses resíduos como um material principal (precursor) para álcali-ativação, algumas pesquisas demonstraram bons resultados sobre a viabilidade de usá-los como fonte de sílica em aglomerantes álcali-ativados.

Os autores, Escalante-Garcia *et al.* (2003) e Veja-Cordero *et al.* (2011), afirmam que, resíduos urbanos de vidro, considerados fontes de aluminatos e silicatos, são suscetíveis à ativação por compostos alcalinos e, dependendo da disponibilidade de cálcio, podem formar gel de sílica ou silicatos de cálcio hidratados (C-S-H). Redden *et al.* (2014) relataram que para um ligante de pó de vidro ativado com NaOH 4 e 8 M, o principal produto da reação era um gel de silicato de sódio. Ainda, Lopez *et al.* (2013) e Torres *et al.* (2009), sugerem que os resíduos urbanos de vidro ativados por álcalis podem ser misturados com outros materiais cimentícios suplementares para formar ligantes estáveis.

Autores como, Garcia-Lodeiro *et al.* (2014) e Walkley *et al.* (2016) são alguns dos que analisaram a eficiência de resíduos de vidro utilizados como precursores na preparação de geopolímeros e cimentos álcali-ativados. O teor de CaO no vidro sintetizado e as relações Si/Al do material de partida são variáveis que devem ser lembradas pelo seu possível efeito nas propriedades mecânicas e na microestrutura dos géis formados durante a ativação alcalina. Diferentes géis cimentícios foram observados, do tipo N-A-S-H no sistema sem cálcio e géis (N,C)-A-S-H quando o cálcio estava presente na mistura. Os autores atentam que as proporções iniciais de óxidos usados para gerar a fase vítrea devem ser cuidadosamente controladas para

garantir que a composição química do precursor do aluminossilicato otimize a ativação alcalina e a produção de cimentos de alto desempenho.

Ainda, em um estudo recente, Torres-Carrasco e Puertas (2017) avaliaram a resistência mecânica e a microestrutura de pastas de resíduo de vidro ativadas com diferentes ativadores alcalinos (NaOH, NaOH/Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, silicato de sódio hidratado e KOH) em diferentes concentrações, curadas durante 20 h a 85°C e a 99% ou 6,5% de umidade relativa. A resistência mecânica foi melhor para concentrações alcalinas maiores e baixa umidade relativa (6,5%), o que induziu a baixa porosidade e maior superfície específica. Como precursor para a fabricação de cimento alcalino, o resíduo de vidro forneceu estruturas cimentícias compactas e de alta resistência.

Complementarmente, estudos demonstram que 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 à superfície específica do material, de modo que a área exposta pelas partículas será tanto maior quanto menor elas forem (LOTHENBACH; SCRIVENER; HOOTON, 2011). Já para Papadakis e Tsimas (2002), as propriedades pozolânicas do vidro eram evidenciadas em granulometrias abaixo de 300 µm e, abaixo de 100 µm a reatividade era superior à da cinza volante.

#### 2.1.1.2. Óxido de cálcio como precursor

Na literatura, os trabalhos sobre precursores ricos em cálcio (Ca) têm focado principalmente em escórias de alto forno como precursor, por este conter um conteúdo significativo deste material em sua composição. Porém, além destes, outros trabalhos têm demonstrado os efeitos benéficos da adição de cal nas propriedades de vários sistemas cimentícios (ALONSO e PALOMO, 2001; CONSOLI, 2001; DOMBROWSKI *et al.*, 2007; GRANIZO *et al.*, 2002; LEE e VAN DEVETER, 2002; YIP *et al.*, 2003, 2005, 2008).

Granizo *et al.* (2002) e Yip e Van Deventer (2003) sugeriram que o cálcio adicionado a um sistema geopolimérico pode iniciar a formação do gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) reforçando a estrutura geopolimérica, o que resultou em uma melhoria na resistência à compressão. Essa coexistência depois foi confirmada por Buchwald *et al.* (2007) em misturas de metacaulim com escórias ativadas por NaOH e por Palomo *et al.*, (2007) em misturas de cimento Portland com cinzas volantes ativadas por álcalis.

Lee e Van Deventer (2002), também investigaram a adição de vários sais inorgânicos aos geopolímeros à base de cinzas e descobriram que uma pequena quantidade de  $\text{CaCO}_3$  em pó muito fino aumentou a taxa de endurecimento inicial, bem como a taxa de desenvolvimento de resistência e resistência de pico.

Yip *et al.* (2008) estudaram os efeitos da calcita na resistência dos geopolímeros à base de metacaulim e observaram que a adição de cerca de 20% de calcita melhorou a resistência, no entanto, mais de 20% tiveram um efeito deletério devido a uma interrupção da rede de gel de geopolímero e o teor de aluminossilicato reativo reduzido.

De acordo com Ribeiro (2012), que avaliou a presença de cálcio na matriz de cimentos álcali-ativados para relações  $\text{CaO}/\text{SiO}_2$  igual a 0,5, 0,1 e 0,15, a presença de cálcio na matriz pode levar ao surgimento de uma nova fase do gel, a C-S-H, também presente no cimento Portland e responsável por ganho de resistência. Associada a isso, uma maior reatividade do cálcio ( $\text{Ca}^{+2}$ ) presente no material também pode melhorar a resistência mecânica do ligante álcali-ativado, especialmente nas idades iniciais por modificar o arranjo da matriz.

Garcia-Lodeiro *et al.* (2016), estudaram a reatividade alcalina do vidro de aluminossilicato com um teor variável de  $\text{CaO}$  (0 a 40%). Os resultados mostraram que a presença de  $\text{CaO}$  na mistura bruta condiciona a formação de material vítreo e o desenvolvimento da resistência mecânica pós ativação alcalina. Matrizes vítreas com um teor de  $\text{CaO}$  de até 20% formaram uma matriz compacta (Figura 2.1 (a), (b), (c)), uniformes e altamente reativas, gerando sistemas mecanicamente fortes após a ativação alcalina e desenvolveram géis do tipo C-A-S-H. As concentrações de  $\text{CaO}$  de 40% limitam a formação de uma matriz vítrea, favorecendo a síntese de um sistema não uniforme de matriz desigual, menos densa e intensamente porosa (Figura 2.1 (d)).

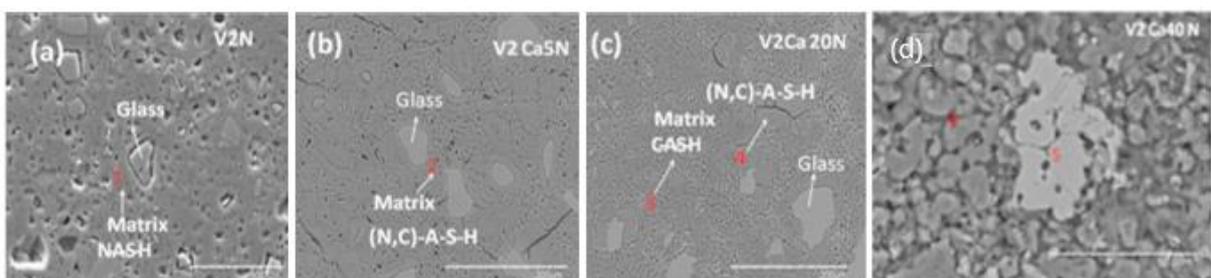


Figura 2.1: Micrografias BSEM dos cimentos formados com diferentes quantidades de cal (a) 0% ; (b) 5,%; (c) 20%; (d) 40%. (Adaptado de GARCIA LODEIRO *et al.* 2016)

Vale ressaltar que aglomerantes álcali-ativados são muito sensíveis as condições de cura. Segundo Palomo *et al.* (1999), a cura e a resistência destes materiais podem ser altamente aceleradas com a temperatura. Valores significativos de resistência foram relatados por vários autores quando a cura ocorreu a 70°C ou 85°C. No entanto, para aplicações geotécnicas de campo, altas temperaturas de cura não são viáveis e ainda, há situações que exigem alta resistência em idades precoces. Nesse sentido, é importante procurar maneiras alternativas de aumentar a taxa de cura.

Rios *et al.* (2016), a partir de seus estudos onde avaliaram a possibilidade do uso da cal hidratada para melhorar e acelerar as reações químicas associadas a ativação alcalina de cinzas volantes em temperatura ambiente (23°C ±1), comprovaram que a cal aumentou significativamente a resistência à compressão simples das misturas de solo-cinzas volantes ativadas por álcalis para os diferentes tempos de cura analisados (3, 7 e 28 dias). Além disso, aceleram as reações químicas da ativação alcalina levando a uma maior resistência desde o início da reação. Ou seja, a cal em uma concentração de aproximadamente 3% de massa, atua nos álcali-ativados como um acelerador de pega e permite que a cura ocorra à temperatura ambiente.

#### 2.1.1.2.1. Cal de carbureto

Na presente pesquisa a cal de carbureto, resíduo do processo produtivo de gás acetileno, foi escolhida como matéria-prima complementar. Dadas suas características físicas e químicas favoráveis, principalmente abundância de óxido de cálcio livre (Ca(OH)<sub>2</sub>) em sua composição, a cal de carbureto pode ser efetivamente reciclada e empregada como subproduto em diversos setores, como por exemplo, na agricultura para correção do pH de solos, processos industriais, tratamento de água e esgoto, construção civil (produção de argamassas) e na engenharia geotécnica, visando a estabilização de solos (SALDANHA, 2018).

Desse modo, previnem-se a disposição de um resíduo nobre em aterros sanitários já que países como China, Tailândia e Brasil geram, anualmente, em torno de, 100.000 t, 20.000 t e 17.000 toneladas ao ano de cal de carbureto, respectivamente (SALDANHA, 2018; HORPIBULSUK *et al.*, 2015) e, também, certos impactos ambientais oriundos dos processos de produção de cal hidratadas comerciais. Segundo o Ministério de Minas e Energia (MME, 2009), a indústria da cal está entre as mais poluidoras do meio ambiente, desde a extração do calcário até a fase da cal propriamente dita. A estimativa de emissão de CO<sub>2</sub> de todo o processo de produção é de 1131 kg de CO<sub>2</sub> por tonelada de cal virgem produzida, além da extração de 1750 kg de calcário. Para a obtenção da cal hidratada, ainda é necessária a adição de 240 litros de água por tonelada.

### 2.1.1. Soluções ativadoras alcalinas

Para que a ativação alcalina ocorra é necessário um meio fortemente alcalino o qual pode ser proporcionado por soluções ativadoras (Vargas *et al.*, 2006). São elas que controlam os mecanismos iniciais de reação, acelerando a solubilidade do material precursor, dissolvendo elementos como, a alumina, a sílica e o cálcio presentes, devido ao aumento de pH que o mesmo propicia ao meio, promovendo as demais etapas de reação favorecendo a formação de hidratos estáveis de baixa solubilidade, permitindo transformar uma estrutura parcial ou totalmente amorfa em uma estrutura compacta (PUERTAS, 1995; SEVERO *et al.*, 2013; CARRASCO, 2017)

As soluções ativadoras são predominantemente constituídas de metais alcalinos e alcalinos terrosos (ambos representados pela letra M) e são classificadas quanto à natureza por meio da sua composição química em (GLUKHOVSKY *et al.*, 1980; SHI *et al.*, 2006):

1. Hidróxidos alcalinos: MOH;
2. Sais de ácidos fracos:  $M_2CO_3$ ,  $M_2SO_3$ ,  $M_3PO_4$ , MF;
3. Silicatos:  $M_2O.nSiO_2$ ;
4. Aluminatos:  $M_2O.nAl_2O_3$ ;
5. Aluminossilicatos:  $M_2O.Al_2O_3.SiO_2$ ;
6. Sais de ácidos fortes:  $M_2SO_4$ .

Segundo Pinto (2004), dentre os ativadores mais utilizados na obtenção dos aglomerantes álcali-ativados estão os a base de sódio (Na) e/ou potássio (K), com destaque para os hidróxidos (NaOH ou KOH) por serem eles que geram os valores mais elevados de pH e, conseqüentemente, reações mais rápidas. O pH governa a dissolução do aluminossilicato, que favorece a nucleação ou condensação e polimerização, assim, ele exerce um papel muito importante na ativação desses materiais.

Neste trabalho será dado ênfase ao hidróxido de sódio (NaOH) como solução ativadora por ser o agente utilizado no desenvolvimento deste estudo.

O hidróxido de sódio (NaOH) é comumente mais empregado como ativador para a síntese de aglomerantes álcali-ativados ou geopolímeros, devido ao seu baixo custo, ampla disponibilidade, sua alta reatividade e baixa viscosidade, quando comparado com outros ativadores como, hidróxido de potássio, por exemplo (PINTO, 2004).

Estudos de Fernández-Jiménez *et al.* (2006) e Torres-Carrasco *et al.* (2019), demonstram que o NaOH possui maior capacidade de liberação de monômeros de silicato e aluminato quando comparado com o hidróxido de potássio (KOH), o que incrementa o grau de reação inicial do material. Os autores dizem ainda que, essa capacidade está relacionada à diferença no tamanho do íon, já que os cátions de sódio ( $\text{Na}^+$ ) por seu menor tamanho em relação aos de potássio ( $\text{K}^+$ ) induzem uma maior velocidade de polimerização da estrutura e portanto, uma evolução mais rápida da formação do gel. Assim, como a habilidade de dissolução é associada com a resistência mecânica, a ativação de aglomerantes feita com o NaOH produz matrizes cimentícias com estruturas menos porosas, ricas em sílica e conseqüentemente mais resistentes. Os autores concluem que o NaOH atua como catalisador das reações favorecendo a dissolução de Ca e Mg e a formação de um gel de sílico aluminatos de cálcio hidratado (C-A-S-H).

Autores como Torres-Carrasco e Puertas (2017) em seu estudo sobre resíduos de vidros ativados por álcalis com diferentes ativadores, os melhores resultados foram observados para as misturas de resíduo de vidro ativadas com NaOH em comparação ao KOH. Os autores explicam que, como o cátion  $\text{K}^+$  dissolve menos Ca e Mg presentes no material de partida, menos produto da reação precipita, ou seja, induz uma proporção menor de produtos secundários, que são os responsáveis pela porosidade e conseqüentemente, pela resistência mecânica.

Segundo Duxson *et al.* (2007), Fernández-Jiménez (2006) e Provis e Van Deventer (2009), no processo químico de reação dos aglomerantes álcali-ativados, a função desempenhada pelos cátions alcalinos que são incorporados ao sistema é essencial, pois, além de manter o pH do sistema elevado, eles agem compensando e equilibrando o balanço de carga elétrica que ocorre na formação dos produtos de reação quando há a substituição dos tetraedros de sílica ( $\text{SiO}_4^-$ ) por tetraedros de alumínio ( $\text{AlO}_4^-$ ). Em geral, pode-se afirmar que os íons  $\text{OH}^-$ , responsável pelo aumento do pH, agem como catalisadores da dissolução de  $\text{Si}^{4+}$  e  $\text{Al}^{3+}$  induzindo a hidrólise das ligações covalentes Si-O-Si e Si-O-Al.

Os mecanismos de reação para a dissolução do precursor dependem além do ativador alcalino empregado, da composição dos materiais utilizados como precursores. Como pode ser observado na Figura 2.2, em meios básicos ( $\text{pH} > 11$ ), a solubilidade da sílica disponível em materiais cimentantes (com altos teores de cálcio) e em materiais pozolânicos (precursor aluminossilicato), aumenta significativamente.

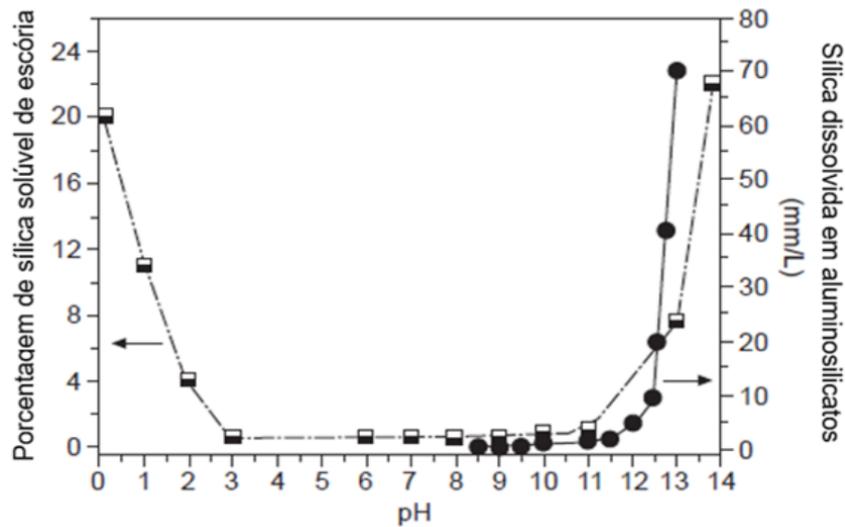


Figura 2.2: Solubilidade da sílica solúvel em escória e em aluminossilicatos em função do pH (Adaptado de Garcia-Lodeiro *et al.*, 2015)

Precursores com altos teores de cálcio não requerem altas concentrações de  $\text{OH}^-$  para sua dissolução já que a solubilidade do cálcio diminui com o aumento do pH. Para cimentos alcalinos à base de escoria (material rico em cálcio), são usadas soluções de NaOH em concentrações na ordem de 2-4 M (molar) (DUXSON *et al.*, 2007).

Autores como Pascual *et al.* (2014), Redden e Neithalath (2014) e Rivera *et al.* (2018), concluem que concentrações moderadas de NaOH (<5molar) evidenciaram melhor desempenho mecânico independentemente da origem dos resíduos de vidro moídos a serem ativados.

Daassi-Gli (2020) em seu estudo sobre a molaridade ideal para a mistura de areia fina, cal de carbureto e pó de vidro moído, ativados alcalinamente com NaOH observou que existe um valor ótimo que, para o caso, foi de 3 mols/litro de concentração da mistura, pois, até essa concentração os valores de resistência foram crescentes porém, para molaridades maiores, a resistência passou a diminuir.

### 2.1.2. Mecanismos de reação dos aglomerantes álcali-ativados

Segundo Pereira (2014), o mecanismo de reação através do qual os aglomerantes álcali-ativados ganham resistência é dependente tanto do precursor como do ativador alcalino utilizados. Trata-se de um processo químico de dissolução alcalina e precipitação do precursor em uma solução aquosa onde, para que as reações aconteçam é necessário um ambiente altamente alcalino, fornecido por soluções ativadoras, que associados a sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e a alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) e a outros

compostos presentes no material precursor, reagem entre si formando compostos com elevada resistência mecânica (PEREIRA, 2014).

Genericamente, o mecanismo de ativação alcalina engloba três fases, que podem dividir-se em, uma primeira fase de destruição das ligações covalentes (também chamada fase de dissolução do sólido inicial), seguida de uma fase em que as espécies dissolvidas formam uma estrutura de coagulação a partir da qual ocorre, finalmente, uma reação de condensação da estrutura e se verifica a polimerização (KRIVENKO, 1994). Para que essas fases aconteçam é necessário um meio fortemente alcalino, que é alcançado por meio da introdução de um ativador álcali, como por exemplo, as soluções de NaOH (VARGAS *et al.*, 2006).

Para Glukhovsky (1980), a ativação alcalina é uma reação entre materiais de aluminossilicatos e substâncias alcalinas ou alcalinoterrosas que pode ser descrita como um conjunto de reações de destruição-condensação, que incluem a destruição do material de partida em unidades estruturais pouco estáveis, a sua interação com estruturas de coagulação e a criação de estruturas de condensação, no qual os tetraedros de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e alumina ( $\text{AlO}_4$ ) se interconectam e compartilham os íons de oxigênio (O).

Em 1957, Glukhovsky (1967), propôs o primeiro modelo para descrever os mecanismos de reação, o qual foi dividido em etapas. Segundo o autor, o processo começa quando o ativador, responsável pela alta concentração de hidroxila ( $\text{OH}^-$ ) do meio alcalino, provoca o aumento do pH, o que favorece a quebra das ligações iônicas (Ca-O) e covalentes (Si-O-Si, Al-O-Al e Al-O-Si) da fase vítrea da matéria-prima, transformando os íons sílica e alumina em colóides e liberando-os na solução. Quanto maior o grau de dissolução e mais ricos em alumina e sílica forem os precursores, maior será a resistência à compressão após a conclusão do processo (CRISTELO *et al.*, 2012; YIP *et al.*, 2005). Ao mesmo tempo, os cátions alcalinos ( $\text{Na}^+$ ) presente no ativador, além de atuarem como um catalizador facilitando a destruição das ligações covalentes, inicialmente participa do processo de conversão das ligações destruídas para colóides e sua dispersão na solução. Já para as próximas etapas estes cátions cumprem a função de construção da estrutura, compensando o déficit de cargas negativas associadas à modificação da coordenação do alumínio durante a fase de dissolução (GLUKHOVSKY, 1967; DUXSON *et al.*, 2005).

Os produtos resultantes da fase de dissolução se acumulam por um período de tempo formando uma mistura de íons de alta mobilidade que interagem entre si produzindo uma estrutura coagulada (gel). A proximidade entre as diferentes partículas favorece então as reações de

condensação por etapas (policondensação), dando origem a núcleos cada vez maiores (fase de nucleação ou gelificação) que, por fim, conduzem à condensação total da estrutura. Estes processos de reorganização estrutural determinam a microestrutura e a distribuição dos poros do material, que são fundamentais para determinar muitas propriedades físicas. A composição dos produtos finais de reação é determinada pela composição química e mineralógica do precursor, a natureza e dosagem do ativador alcalino e suas condições de cura (GLUKHOVSKY,1967).

Duxson *et al.* (2007), detalha resumidamente a divisão das etapas deste mecanismo de reação, conforme mostra a Figura 2.3, o qual mostra a transformação de uma fonte de aluminosilicatos em um polímero inorgânico alcalino. Apesar de a representação das etapas estar representada esquematicamente de maneira linear, os autores ressaltam que, elas acontecem simultaneamente e de forma heterogênea.

- a) dissolução inicial onde a solução alcalina hidrolisa a superfície do mineral e dissolve as espécies Al e Si liberando espécies monoméricas de aluminatos e silicatos.
- b) transferência de espécies, onde as espécies dissolvidas reagem com os íons silicato já dissolvidos e polimerizados por reações de condensação, os monômeros em dissolução tendem a formar moléculas maiores;
- c) nucleação compreende o início da formação da fase gel;
- d) reorganização da estrutura;
- e) polimerização e enrijecimento, onde ocorre a formação da estrutura a partir da formação do gel.

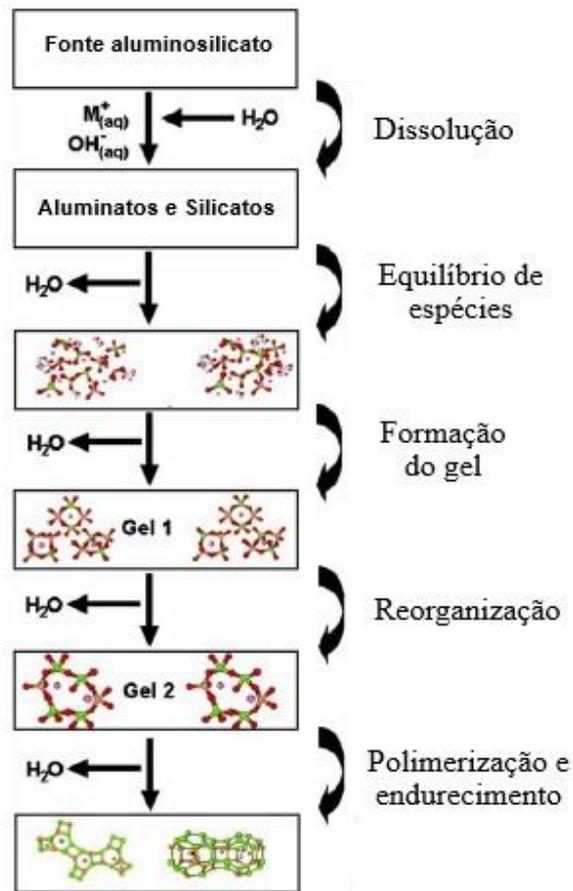


Figura 2.3: Modelo conceitual para geopolimerização. (Adaptado de Duxson et al., 2007)

### 2.1.3. Produtos de reação

Fica evidente como as propriedades finais dos aglomerantes álcali-ativados dependem de vários fatores que influenciam no processo de álcali-ativação, bem como, a origem da matéria-prima, mineralogia, morfologia, granulometria, composição química e teor de sílica reativa, do ativador e sua concentração, e ainda das condições de cura a qual às amostras são submetidas (ARCANJO, 2018; SEVERO, 2013).

De maneira geral, estudos como de Torres-Carrasco (2015), Escalante-Garcia *et al.* (2003) Fernández-Jiménez *et al.* (2003), Puertas *et al.* (2014) realizados com precursores caracterizados por serem ricos em cálcio (sistema alto CaO), concordam que esses precursores tendem a produzir como produto principal de reação um gel aluminossilicato cálcico hidratado, tipo C-A-S-H, com estrutura desordenada do tipo C-S-H (I) parecida com a da tobermorita, muito semelhante ao gel formado no processo de hidratação do cimento Portland (gel C-(A)-S-H) mas com menores proporções Ca/Si. Além disso, alguns destes autores identificaram a

formação de produtos secundários como por exemplo, hidrotalcita em escorias com alto teor de MgO ativadas alcalinamente.

Enquanto, estudos realizados com outros tipos de materiais precursores, caracterizados por seu baixo ou inexistente conteúdo de cálcio (sistema baixo CaO) (CASTRO-GOMES e JALALI, 2008; DAVIDOVITS, 2008; KRIVENKO, 1997; XU E VAN DEVETER, 2000; PACHECO-TORGAL, 2014; PACHECO-TORGAL E JAJALI, 2010) demonstraram que o principal produto de reação formado é um um gel hidrato de aluminosilicato alcalino, tipo N-A-S-H ou K-A-S-H, com estrutura tridimensional o que a torna mais estável e cristalina. Os produtos de reação secundários, neste tipo de sistemas, são zeolitas tais como, por exemplo, hidroxisodalita e zeolita tipo P. Para estes materiais, tempo de cura maiores permite a formação de produtos ricos em sílica, obtendo materiais de maior resistências e o aumento de temperatura de cura acelera as reações permitindo um melhor desenvolvimento de sua microestrutura.

Estudos recentes também tem demonstrado que é possível que alguns dos  $\text{Ca}^{2+}$  quimicamente ligadas ao gel C-A-S-H se substituíram por  $\text{Na}^+$ , dando lugar a formação de um gel interno do tipo C-(N)-A-S-H quando é ativado com soluções de NaOH e silicatos sódicos (BEN HAHA *et al.*, 2011).

Além disso, a estrutura desses sistemas, alto CaO e baixo CaO, é altamente dependente do tipo de ativador empregado na ativação. Quando o NaOH é usado como ativador, em comparação com outros ativadores, apresenta uma maior relação Ca/Si, maior concentração de Al/Si e uma maior ordem estrutural (FERNANDÉZ-JIMÉNEZ *et al.* 2003).

Recentemente, estudos têm sido realizados com aglomerante álcali-ativado do tipo híbrido e, dependendo das misturas de precursores utilizadas, pode-se obter produtos de reação extremamente complexos como géis formados durante a hidratação do cimento Portland C-S-H (incluindo o sódio/potássio na composição) e (N,C)-A-S-H (gel N-A-S-H com alta concentração de cálcio) (PACHECO-TORGAL *et al.*, 2014).

Autores como Alonso e Palomo (2001), Yip *et al.* (2005) e Palomo *et al.* (2007), demonstraram que é possível obter como produtos de reação dos cimentos híbridos géis N-A-S-H e C-S-H. Alonso e Palomo (2001) mediante a ativação de metacaulim com adição de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (cálcio livre) observaram a formação de um geopolímero (N-A-S-H), possivelmente obtida pela baixa de solubilidade da  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  em pH alto. Quando essa mistura foi ativada com concentrações menores de NaOH, observou-se a formação de um gel C-S-H como produto secundário de reação. Yip *et al.* (2005), em estudos com misturas de escoria de alto forno e metacaulim

ativados alcalinamente com NaOH, demonstrou que a co-precipitação dos géis está altamente ligada ao níveis de pH, onde somente com baixos níveis os dois tipos de géis (N-A-S-H e C-A-S-H) podem existir sendo que com altas concentrações de NaOH (>7,5 molar) o gel geopolimérico predomina absorvendo pequenas quantidade de cálcio (N,C-A-S-H).

De acordo com Provis e Van Deventer (2014), a coexistência dos géis C-S-H e N-A-S-H é uma das principais características dos sistemas híbridos com presença de aluminossilicatos reativos e fontes de cálcio quando hidratados em meio alcalino com pH's não tão altos que causem a precipitação de todo cálcio reativo, como por exemplo em minerais de portlandita. García-Lodeiro *et al.* (2011) observaram que estes géis não se desenvolvem separadamente mas sim interagem entre si ocorrendo várias mudanças de composição e estrutura à medida que o processo avança ao longo do tempo, podendo desenvolver géis do tipo (N,C)-A-S-H em um sistema híbrido composto por resíduos de vidro com adição de cal.

Na Figura 2.4, pode-se visualizar um diagrama ternário que basicamente agrupa estes grupos de cimentos alcalinos descritos anteriormente em função da composição dos materiais precursores, tradicionalmente encontrados na indústria e estudos destes materiais. Porém, quando falamos de cimentos alcalinos um novo eixo é adicionado em função do conteúdo alcalino adicionado ( $\text{Na}_2\text{O}$ , por exemplo) que incluímos nestes materiais precursores. Percebe-se que em função dos conteúdos de aluminossilicato de cálcio e do conteúdo adicionado de álcalis através de soluções alcalinas diferentes produtos de reação podem ser obtidos.

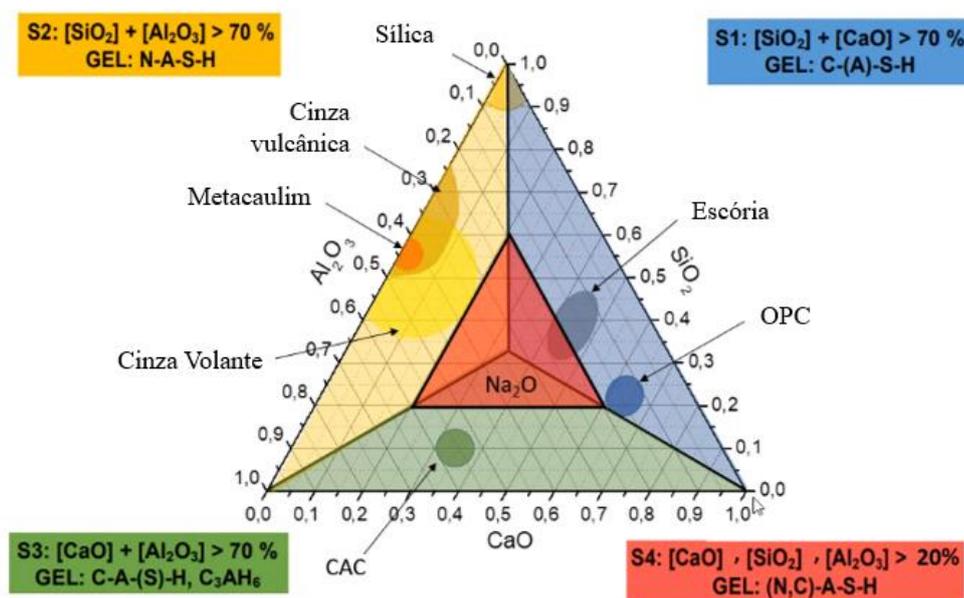


Figura 2.4: Diagrama ternário dos grupos de cimentos alcalinos (CAICEDO, 2020)

No entanto, apesar de existirem muitos estudos, o mecanismo de reação da dissolução e formação do gel ainda não é completamente compreendido. Dessa maneira, é importante conhecer e avaliar a escolha das melhores combinações de materiais iniciais para chegar-se nas propriedades almeçadas.

## 2.2. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Cada vez mais, à medida que as cidades se expandem, a engenharia tem de lidar com terrenos muitas vezes que não atendem as características de demanda, como por exemplo, em áreas de várzea de rios e baixadas. Nestes locais, é frequente a presença de solos de baixa capacidade de suporte, tornando o custo das fundações uma parcela significativa do custo total do empreendimento. Nestas situações, Medina (1987) menciona as seguintes alternativas técnicas:

- a) projetar levando em consideração as características do solo como se apresenta em campo;
- b) remover o solo local e substituir por outro com características mais adequadas ao projeto;
- c) alterar as propriedades do solo local de forma que este atenda às necessidades da obra.

A última alternativa, de acordo com Ingles e Metcalf (1972), é chamada de “estabilização ou melhoramento de solos”, onde há aplicação de processos e técnicas através dos quais se busca a melhoria das propriedades mecânicas de um determinado solo, especialmente daquelas relacionadas com resistência, rigidez e durabilidade. O resultado é, portanto, um novo material geotécnico, com propriedades próprias, capaz de preencher de maneira adequada as exigências para sua utilização.

Cristelo (2001) relata que os métodos de estabilização de solos mais usuais são a estabilização mecânica, a estabilização química e a estabilização física. Neste trabalho, este último será detalhado por ser o método correspondente ao utilizado nesta pesquisa.

Os métodos de estabilização mecânica são aqueles nos quais se procura melhorar as características do solo, principalmente a diminuição da quantidade de vazios neles existente, através de uma melhor organização das suas partículas constituintes e/ou recorrendo a correções da sua composição granulométrica (MITCHELL, 1981).

Quanto aos métodos de estabilização física são aqueles onde se promove a alteração das propriedades do solo através da ação do calor, da eletricidade, etc. (MITCHELL 1981).

Nos métodos de estabilização química promove-se uma permanente modificação das propriedades do solo através da utilização de aditivos (MITCHELL, 1981). Neste trabalho será dado enfoque à esse método por ser o utilizado no estudo.

De acordo com Gondim (2008) para escolha adequada do método de estabilização a ser utilizado é importante focar quais as propriedades de solo que precisam ser modificadas e os propósitos aos quais se destinam o processo de estabilização.

### 2.2.1. Estabilização química

A estabilização química consiste na adição de uma determinada substância química ao solo, conhecida como agente cimentante, de modo a provocar mudanças que possam influenciar nas propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade deste, atingindo-se assim sua estabilização e resultando em um material artificialmente cimentado (SANTOS *et al.* 1995).

A utilização de agentes cimentantes em trabalhos de campo tem por objetivo a obtenção de materiais geotecnicamente compatíveis com as solicitações de deformabilidade e resistência encontradas naquele local. Solos artificialmente cimentados possuem aplicação por exemplo, na execução de fundações superficiais sobre solos moles, na proteção e construção de taludes, reforço em aterros, contenção em escavações, prevenção de liquefação em areias, construção de túneis, em fundações para prevenir retração, dilatação e recalques ou como radier para estruturas leves, execução de bases para pavimentos, entre outros (CONSOLI *et al.*, 2003, 2009; THOMÉ *et al.*, 1994; INGLES; METCALF, 1972).

Existem diversos agentes cimentantes que podem estabilizar os solos quimicamente, dentre eles, o cimento Portland, a cal, as cinzas, o betume, entre outros. Porém, segundo Hall *et al.* (2012), a estabilização com cimento é a técnica mais utilizada dentre as disponíveis.

Nela, as reações químicas resultantes produzem um material mais resistente e também com melhores propriedades como, redução do índice de plasticidade e aumento da trabalhabilidade (INGLES; METCALF, 1972).

O cimento usualmente utilizado para estabilização de solos é o cimento do tipo Portland, composto pela combinação de óxidos de cálcio, silício, alumínio e ferro, provenientes do

calcário, da argila e do gesso. A presença de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e da alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) tem importância fundamental na obtenção de produtos com elevadas resistências (COUTINHO, 1973).

No entanto, a indústria do cimento, além de explorar recursos naturais (pedreiras), descarrega gases contaminantes na atmosfera, como por exemplo, o dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) que é o gás mais abundante dentre os gases do efeito estufa, sendo o que mais contribui para o aquecimento global (ALI *et al.*, 2011).

O processo de fabricação do cimento Portland é classificado como uma das principais fontes de emissões de  $\text{CO}_2$  entre as atividades industriais. De acordo com Yang *et al.*, (2014), a cada 1000 kg de cimento Portland produzido é emitido em torno de 900 kg de  $\text{CO}_2$  na atmosfera. A quantidade de  $\text{CO}_2$  emitida durante a produção de cimento, representa cerca de 7% da quantidade total de  $\text{CO}_2$  emitida no mundo (ALI *et al.*, 2011; TORRES-CARRASCO, 2017; OLIVIER *et al.*, 2015). É nesse sentido que, reduzir a quantidade total de  $\text{CO}_2$  a fim de diminuir os problemas ambientais associados a ele tem sido o objetivo de muitas pesquisas nos últimos tempos.

Atualmente, já são encontrados na literatura muitos trabalhos que tratam da introdução de elementos secundários alternativos ao cimento Portland para estabilização de solos, visando aumentar a eficiência técnica e/ou econômica do processo e principalmente suas vantagens ambientais.

Autores como Consoli *et al.* (2001, 2008, 2018, 2019, 2020), Dalla Rosa (2009), Saldanha (2014, 2016), Bilondi *et al.* (2018) estudaram a utilização de diversos resíduos como, por exemplo, cal de carbureto, cinza volante e pó de vidro reciclado em substituição ao cimento Portland para solos artificialmente cimentados. Enquanto Kohlrauchs (2018) estabilizou uma areia fina com bentonita, vidro moído e cal de carbureto, Consoli *et al.* (2019) propôs uma metodologia de dosagem para areia de Osório e Arenito de Botucatu artificialmente cimentados com resíduos de cal de carbureto, pó de vidro e cinza de casca de arroz. Já Consoli *et al.* (2018, 2020) estudaram o efeito de misturas de vidro moído e cal de carbureto em areias finas.

Além disso, dentre estes materiais alternativos encontram-se aqueles resultantes da ativação alcalina de aluminossilicatos, onde diferentes aglomerantes são obtidos após a ativação desses materiais com soluções alcalina. Esses materiais ativados alcalinamente são caracterizados por alta resistência mecânica e boa durabilidade, características estas que, dependendo de fatores como materiais precursores e condições de cura, por exemplo, podem ser desenvolvidas em

menor tempo do que em outras técnicas alternativas (TORRES-CARRASCO, 2017; CHEN *et al.*, 2016; NEUPANE, 2016).

### 2.2.2. Estabilização de solos utilizando a técnica de ativação alcalina

Conforme exposto até o presente momento, ultimamente, muitos estudos vêm observando claras vantagens dos ligantes ativados alcalinamente como alternativa ao cimento Portland. No entanto, o interesse por aglomerantes álcali-ativados para estabilização química de solos é ainda mais recente, porém, ótimos resultados em termos de resistência e durabilidade na estabilização de alguns tipos de solos com diferentes precursores ativados alcalinamente, já foram relatados.

Em estudos realizados por Cristelo *et al.* (2011, 2012, 2013) percebeu-se que cinzas volantes ativadas com sódio produzem uma pasta que quando misturada com o solo endurece, formando um material com maior resistência mecânica e menor deformabilidade do que o solo original. A principal conclusão, com base nos resultados obtidos nesse estudo, é de que a ativação alcalina é uma técnica viável para ser aplicada à estabilização de solos. Além disso, afirmam que se verificam melhorias após um ano, sendo um processo completamente diferente, por exemplo, daquele que apresenta o cimento Portland, que adquire grande parte da resistência até aos 28 dias de cura.

Rios *et al.* (2016) estudaram a ativação alcalina com hidróxido e silicato de sódio, de cinzas volantes como alternativa ao cimento Portland para melhorar o desempenho mecânico de uma areia siltosa. O desempenho deste novo material foi analisado por testes de compressão não confinados, testes triaxiais e ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV). Comparando com as misturas solo-cinza sem ativador alcalino, as amostras ativadas alcalinas mostram um aumento significativo na resistência. Por exemplo, a resistência da amostra com 15% de cinza evoluiu de 0,3 para 2,8 MPa em 28 dias e para 5,2 MPa em 90 dias. Os resultados dos ensaios triaxiais descreveram um material de alta rigidez com ângulo de atrito de pico de 65° e intercepto coesivo de 290 kPa, para a melhor mistura (com 15% de cinza e peso específico de 18,22 kN/m<sup>3</sup>), com redução inicial do volume seguida de dilatação significativa. A principal diferença entre os dois ligantes foi a taxa de cura, com amostras ativadas por álcalis mostrando um aumento mais progressivo e duradouro da força. As imagens de MEV tiradas até 90 dias de cura mostraram claramente a dissolução da maioria das partículas de cinza e a formação correspondente do gel de aluminossilicato.

Côrrea-Silva *et al.* (2020), avaliaram o desempenho mecânico de um solo fofo estabilizado com um cimento a base de escória de alto forno granuladas ativada com soluções de NaOH. O

comportamento observado foi comparável ao solo cimentado artificialmente usando cimento Portland comum (OPC). Os resultados mecânicos mostraram um aumento significativo da resistência ao cisalhamento e rigidez e um comportamento de tensão-deformação típico de solos cimentados artificialmente com OPC. Foi observado a formação de um gel tipo C-A-S-H, com proporções de Ca/Si menores que as encontradas nos sistemas C-S-H. Através de ensaios triaxiais, foram encontrados ângulos de atrito de pico de  $49^\circ$  e coesão de 334 kPa para 28 dias de cura e,  $42^\circ$  e 503 kPa para 90 dias de cura, o autor justifica essa redução pelo desenvolvimento de volumes adicionais de gel de aglomerante álcali-ativado, aumentando a coesão, mas, ao mesmo tempo, atenuando levemente o componente de fricção da resistência do solo. Além disso, foram realizados ensaios de lixiviação no material e de acordo com os resultados do lixiviado, o solo estabilizado é considerado um ‘material inerte’ e, portanto, praticamente não há risco de contaminação do solo ao usar o ligante desenvolvido.

Daassi-Gli (2020) avaliou a resistência mecânica de uma mistura de areia fina, pó de vidro moído e cal de carbureto, ativados alcalinamente com NaOH. Foram testados três teores de cal de carbureto (3, 5 e 7%), de vidro moído (10, 20 e 30%) para diferentes pesos específicos (15,5, 16,5 e 17,5 kN/m<sup>3</sup>) alcaliativados com uma solução alcalina de NaOH em concentração de 3 mols/litro. Todas as análises foram feitas para tempos de cura de 7 e 28 dias, e as amostras foram curadas sob temperatura controlada de  $23^\circ \pm 1^\circ\text{C}$ . Comparando os resultados obtidos aos 7 dias de cura com as análises feitas aos 28 dias, observou-se que a compressão simples praticamente duplica. O autor ainda compara seus resultados com os de Winter (2018) onde a mesma mistura é utilizada porém sem a introdução de uma solução ativadora e comprova que a resistência a compressão simples obtida em seu trabalho, com álcali-ativação é na ordem de 2 vezes maior quando comparada as obtidas sem o ativador alcalino.

Daassi-Gli (2020) observou ainda que, a resistência a compressão simples foi melhor para as misturas com maior teor analisado (7% de cal de carbureto e 30% de pó de vidro moído), além disso verificou-se a taxa de crescimento de  $q_u$  com o tempo para cura de 7 dias é mais satisfatória em comparação a 28 dias. Complementarmente, o autor realizou ensaios de durabilidade e observou que o módulo uma menor perda de massa igual a 0,52% para a mistura de 30% de vidro e 7% de cal de carbureto. Comparando esses resultados com os de Winter (2018), sem o ativado alcalino, observa-se que as amostras com NaOH têm uma perda de massa acumulada inferior (da ordem três vezes) do que as amostras sem NaOH, o mesmo acontece com os resultados de rigidez que corresponde a cerca um terço do valor obtido para o material álcali-ativado.

Miranda *et al.* (2019), apresentou a primeira tentativa em larga escala, até onde sabemos, da aplicação de cinzas volantes ativadas alcalinamente com misturas de  $\text{Na}_2\text{SiO}_3$  (FA20a) e NaOH (FA20b), à estabilização de uma camada de sub base. Diferentes cimentos alcalinos foram testados e comparados com misturas tradicionais de solo-cimento (C5). 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/ $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ , o que pode sugerir que essa mistura seja mais dependente da variabilidade das condições de cura *in situ*. Na Figura 2.5 pode-se visualizar a comparação dos resultados para 36 e 90 dias de cura. Após 90 dias, a mistura FA20a exibiu quase o dobro de resistência comparada as outras misturas enquanto a resistência do cimento praticamente estabilizou aos 36 dias de cura (Figura 2.5).

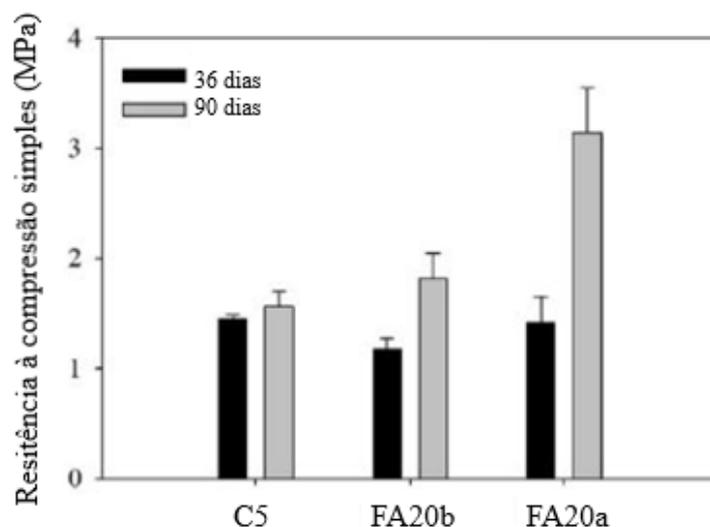


Figura 2.5: Resistência à compressão simples aos 36 e 90 dias de cura (MIRANDA *et al.*, 2019)

Apesar dos avanços no assunto, ainda existem muitos fatores desconhecidos que podem influenciar no processo de estabilização de solos através da técnica de ativação alcalina, a influência da densidade e porosidade de misturas compactadas, o teor de umidade no sistema, entre outros. Também, existem grandes lacunas no conhecimento sobre os produtos da reação formados, em termos de composição mineralógica, química elementar e sua microestrutura, além de sua estabilidade ao longo do tempo.

### 2.3. CAPACIDADE DE CARGA E MECANISMOS DE RUPTURA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Fundações são elementos que têm por finalidade transmitir as cargas de uma estrutura para as camadas do solo. Basicamente elas podem ser classificadas em dois tipos, as fundações superficiais (rasas ou diretas) e as fundações profundas e diferem-se pela maneira de transferência de carga para o solo e ao mecanismo de ruptura.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) fundação superficial é o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao solo pelas tensões distribuídas sob a base da fundação e cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. São exemplos de fundações superficiais as sapatas, os blocos de fundação e os radiers.

Quando uma fundação superficial é submetida a um carregamento vertical o comportamento carga *versus* recalque pode ser analisado considerando a intensidade da carga aplicada. Para pequenos valores de carga, os recalques serão, aproximadamente, proporcionais e reversíveis, é o que chamamos de fase elástica. Em uma segunda fase, junto das bordas das fundações surgem deslocamentos plásticos que crescem com o carregamento e os recalques tornam-se irreversíveis. Com o aumento de carga a velocidade de recalque cresce continuamente até que ocorre o que chamamos de ruptura dos solos onde atingiu-se o limite de resistência da fundação, ou seja, sua capacidade de carga (KEDZI, 1970 *apud* VELOSO e LOPES, 2004). Na Figura 2.6 pode-se visualizar o comportamento carga *versus* recalque das etapas descritas.

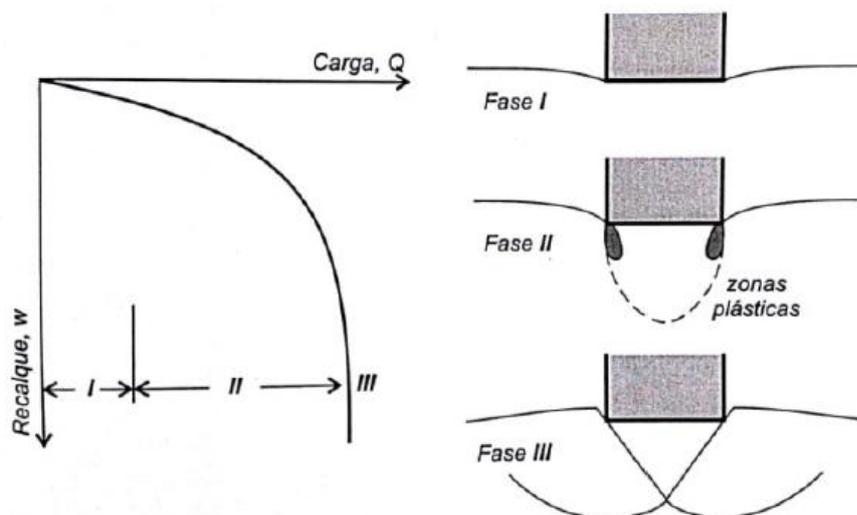


Figura 2.6: Comportamento de uma fundação superficial sob carga vertical (KEDZI, 1970 *apud* VELLOSO E LOPES, 2004)

As curvas carga *versus* recalque podem ter diferentes formas. Terzaghi (1963) foi o primeiro autor a fazer distinção aos tipos característicos de ruptura apontando que haviam dois tipos diferentes para fundações superficiais. Logo depois, Vesic (1963), distinguiu três tipos diferentes de ruptura: generalizada, por puncionamento e localizada, porém, associando-os apenas às areias.

Segundo Vesic (1963), a *ruptura generalizada* é caracterizada pela existência de um mecanismo de ruptura bem definido e constituído por uma superfície de deslizamento do tipo cunha, que vai de uma borda da fundação à superfície do terreno (Figura 2.7 (a)). A ruptura é brusca e catastrófica, em condições de tensão controlada. Durante o processo de carregamento, observa-se um levantamento do solo em torno da fundação; ao atingir a ruptura, o movimento se dá em um único lado da fundação. Este tipo de ruptura está associado a areias compactas.

A *ruptura localizada* é observada em areias medianamente compactas e é caracterizada por um modelo bem definido, imediatamente abaixo da fundação (Figura 2.7(b)). Esse modelo consiste de uma cunha e de superfícies de deslizamento que se iniciam às bordas da fundação, tal como no caso da ruptura generalizada, porém este não atinge superfície do terreno, fica embutido no solo. Não há um colapso catastrófico da fundação, porém, a fundação apresentará recalques consideráveis.

Em areias fofas, observa-se a chamada *ruptura por puncionamento*, onde não ocorre ruptura brusca ou catastrófica, e a curva carga *versus* recalque apresenta um aumento contínuo da carga à medida que a fundação penetra no solo (Figura 2.7 (c)). Essa penetração é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação e o solo fora da área carregada praticamente não interfere no processo.

Além disso, Vesic (1963) verificou que o modo de ruptura não é apenas em função do tipo e compactidade do solo, mas também de sua profundidade de assentamento, assim, uma fundação em areia densa, por exemplo, pode romper por puncionamento se estiver assente em uma profundidade relativamente elevada (Figura 2.7 (d)).

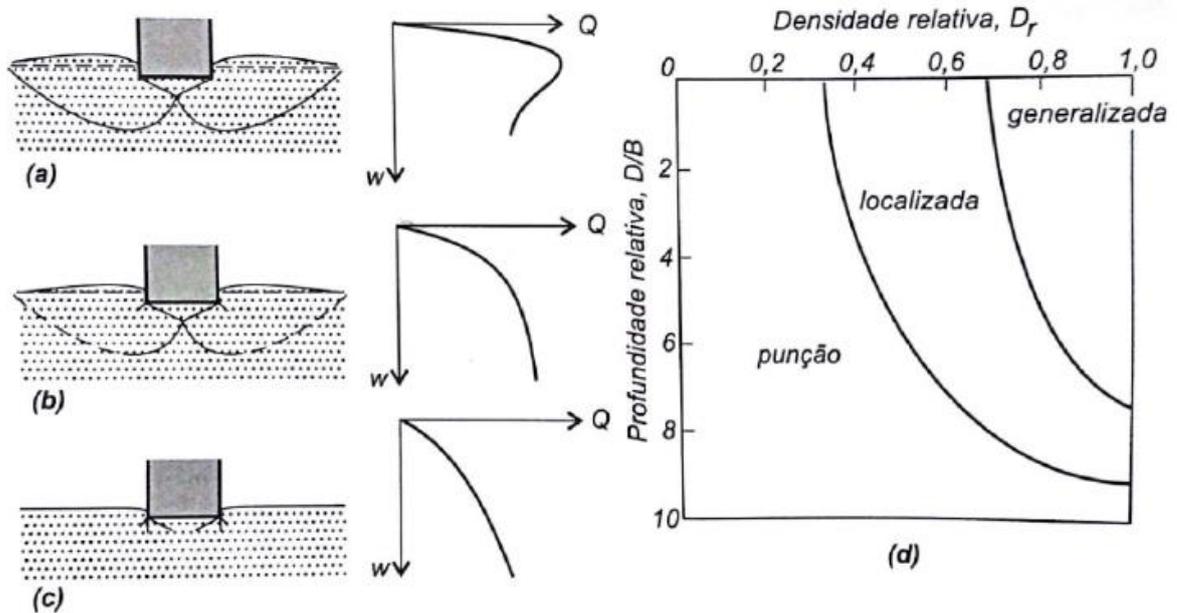


Figura 2.7: Tipos característicos de ruptura (a) generalizada, (b) localizada, (c) punção, (d) ábaco para correlação entre o tipo de ruptura com a compactidade e profundidade de assentamento em areias (VESIC, 1975)

Diante do exposto, percebe-se que a capacidade de carga de uma fundação a partir da curva carga *versus* recalque apenas fica claramente definida para o caso da ruptura generalizada. Já para os casos de ruptura localizada e por punção, que não apresentam um ponto máximo, se faz necessário a utilização de critérios para definição da carga de ruptura. (CUDMANI *et al.*, 1994).

Atualmente existem vários critérios para estabelecer a capacidade de carga quando esta não está clara pela curva carga *versus* recalque. A norma brasileira de fundações NBR 6122 (ABNT, 2019), de forma mais abrangente, estabelece que a carga de ruptura é aquela aplicada à uma fundação que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho. Por este enfoque, a definição da carga de ruptura dependerá das características de cada projeto.

Vesic (1963) define a carga última no ponto do qual a inclinação da curva carga *versus* recalque se iguala a zero ou a um mínimo constante. Na Figura 2.8 se tem um exemplo do método, representado por pontos pretos. Nos casos em que o ponto de inclinação mínima da curva não pode ser estabelecido com segurança, Vesic (1975) sugere adotar um limite de recalque crítico, como 10% da largura da base. A linha pontilhada na mesma figura representa esse critério. Pode-se observar que esse critério é uma estimativa conservadora para os testes apresentados.

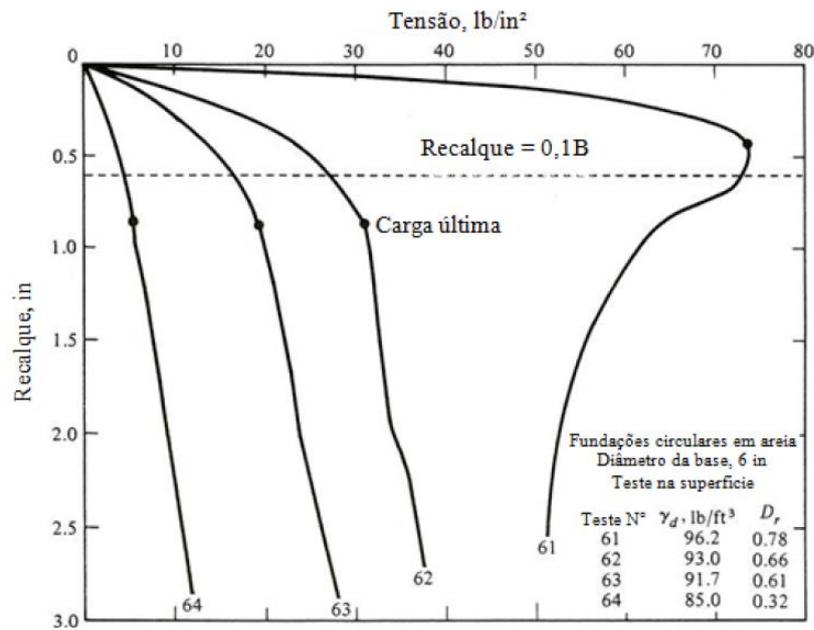


Figura 2.8: Critérios de Vesic (1963 e 1975) para determinação da capacidade de carga (adaptado de TRB, 2010)

De Beer (1967) *apud* TRB (2010), sugere definir a capacidade de carga no ponto de inflexão da curva carga *versus* recalque plotada em escala logarítmica ( $\log(P)$  *versus*  $\log(\delta)$ ) como mostrado pelos pontos circulados na Figura 2.9. Tem sido verificado que este critério fornece valores bastante conservadores quando comparados aos obtidos pelo critério de Vesic (1963).

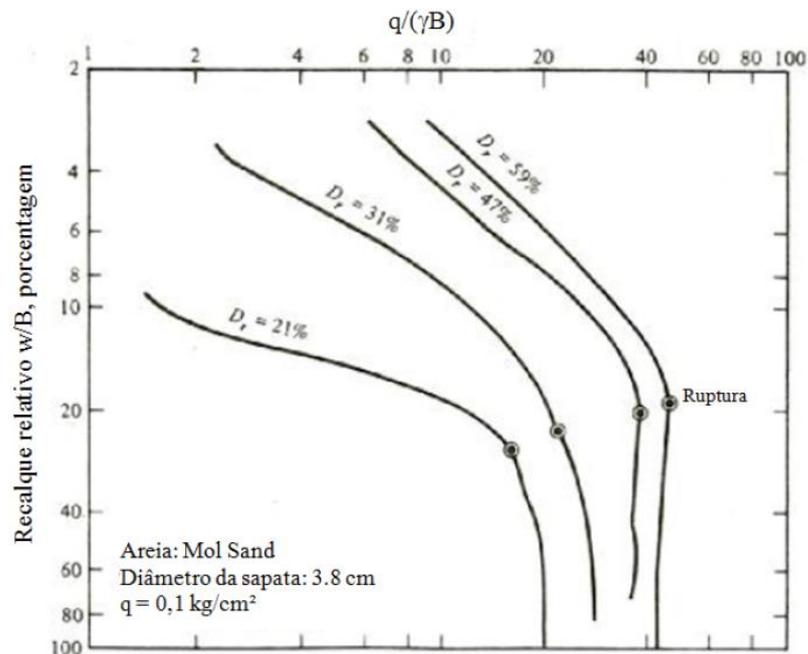


Figura 2.9: Critério de ruptura DE BEER (1967) para determinação da capacidade de carga (DE BEER (1967) *apud* de TRB, 2010)

Uma variação comum à abordagem de Vesic (1963) ou a De Beer (1967) é o “critério de duas inclinações” mostrado na Figura 2.10. Nesta abordagem, são traçadas retas assintotas da curva de carga *versus* recalque na região linear no início e no final do carregamento. O gráfico pode estar em escala linear ou logarítmica. A tensão correspondente ao ponto em que essas assíntotas se cruzam é tomada como a de ruptura. Este método permite interpretar a capacidade de carga não apenas um valor único, mas também, como uma gama de valores conforme mostrado na imagem. Uma interpretação razoável da carga de ruptura nesse caso, pode ser feita considerado como o valor médio da faixa de cargas identificadas (NAVFAC, 1986 *apud* TRB, 2010).

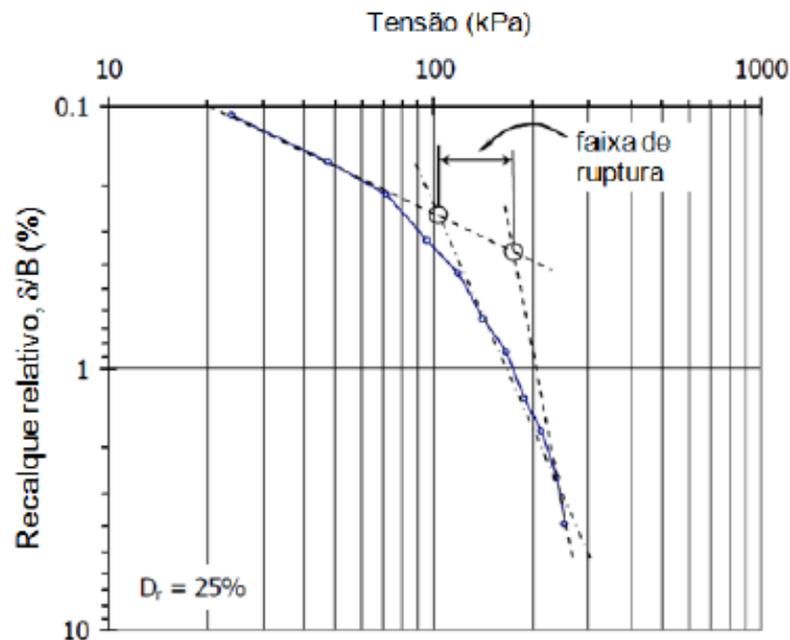


Figura 2.10: Critério das assíntotas para determinação da capacidade de carga (Adaptado de NAVFAC (1986) *apud* TRB, 2010)

Consoli *et al.* (2009), estimou a tensão limite definida como a tensão a 3% ( $p_{3\%}$ ) do deslocamento relativo (recalque dividido pelo diâmetro da placa,  $\delta/D$ ). O autor concluiu que a tensão limite estimada foi satisfatória para  $H/D \leq 1,0$ , ou seja, boas estimativas podem ser feitas através do método de Vesic para relações  $H/D \leq 1,0$ . Assim, combinando os ensaios de placa com o método de Vesic (1975), pode-se definir uma curva única de  $p/p_{3\%}$  *versus*  $\delta/D$  para fundações de diferentes tamanhos e para diferentes espessuras de camada superior.

### 2.3.1. Métodos para definição de capacidade de carga

Muitos autores propuseram métodos para determinação da capacidade de carga de fundações na mecânica dos solos. Terzaghi (1943) foi o primeiro a desenvolver uma formulação racional pra previsão da capacidade de carga de fundações superficiais. A partir das equações de Prandtl

(1920) e Reissner (1924) aplicadas a metais, ele considerou algumas hipóteses básicas e desenvolveu uma formulação para o equacionamento do problema.

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

Desta forma, Terzaghi (1943) chegou a seguinte expressão para capacidade de carga  $Q_u$ :

$$Q_u = c'N_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2} \gamma'BN_\gamma S_\gamma \quad (\text{Equação 2.1})$$

Onde:

$Q_u$ : tensão de ruptura ou capacidade de carga

$B$ : largura da fundação

$c'$ : coesão efetiva

$\gamma'$ : peso específico efetivo do solo

$q$ : sobrecarga

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ : fatores de capacidade de carga (função apenas de  $\phi'$ ).

$S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$ : fatores de forma

No intuito de aprimorar o trabalho de Terzaghi (1943), e incluir variáveis que não foram consideradas, como diferentes geometrias, tipos de solos e carregamentos, muitos autores realizaram estudos subsequentes. Dentre estes, os trabalhos de Meyerhof (1953), Vesic (1975) e Hansen (1961, 1970) podem ser destacados.

A teoria de Meyerhof (1953), considera que a superfície de ruptura se prolonga na camada superficial do terreno e que, portanto, há a contribuição não só da sobrecarga, como também da resistência ao cisalhamento do solo nessa camada. O método de Brinch Hansen (1961) introduziu na equação de Meyerhof (1953) alguns fatores para levar em conta a forma da fundação, sua profundidade e a inclinação da carga. Além disso, em seu trabalho posterior (Hansen, 1970) introduziu os fatores de inclinação do terreno e de inclinação da base da

fundação. Vesic (1975) em suas contribuições adotou a mesma forma de equação sugerida por Hansen porém, propôs substituições em alguns dos fatores, como no de peso próprio, e ainda introduziu fatores de correção para considerar a influência da compressibilidade do solo na equação geral.

Com essas contribuições chegou-se a uma formula generalizada para o cálculo de capacidade de carga:

$$Q_u = cN_c(s_c i_c b_c d_c g_c) + qN_q(s_q i_q b_q d_q g_q) + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma(s_\gamma i_\gamma b_\gamma d_\gamma g_\gamma) \quad (\text{Equação 2.2})$$

Onde:

$s_c, s_q, s_\gamma$ : fatores de forma;

$i_c, i_q, i_\gamma$ : fatores de inclinação da carga;

$b_c, b_q, b_\gamma$ : fatores de inclinação da base da fundação;

$g_c, g_q, g_\gamma$ : fatores de inclinação do terreno;

$d_c, d_q, d_\gamma$ : fatores de profundidade.

Diferentes soluções mostraram que os fatores de capacidade de carga,  $N_c$  e  $N_q$ , não mudam muito. Então os pesquisadores usaram as equações propostas por Prandtl (1920) e Reissner (1924) para calcular esses fatores:

$$N_c = \cotg \phi (N_q - 1) \quad (\text{Equação 2.3})$$

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 2.4})$$

Entretanto, para determinados valores de ângulo de atrito ( $\phi$ ), o fator de peso próprio,  $N_\gamma$ , para as diferentes investigações diferem amplamente. A equação sugerida por cada autor está exposta a seguir:

$$N_\gamma = 2,0 (N_q - 1) \tan(1,4\phi') \quad (\text{MEYERHOF, 1953}) \quad (\text{Equação 2.5})$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi' \quad (\text{HANSEN, 1970}) \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$N_\gamma = 2,0 (N_q + 1) \tan \phi' \quad (\text{VESIC, 1975}) \quad (\text{Equação 2.7})$$

É de extrema valia 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) porém, com parâmetros de resistência reduzidos:

$$c^* = \frac{2}{3} c_2 \quad (\text{Equação 2.8})$$

$$\phi^* = \arctg \left( \frac{2}{3} \tan \phi_2 \right) \quad (\text{Equação 2.9})$$

### 2.3.2. Fundações superficiais assentes em sistema de dupla camada

As formulações apresentadas até o momento para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais foram desenvolvidas considerando o maciço de solo como homogêneo. Na natureza, o solo geralmente não é homogêneo e sim apresenta-se estratificado em camadas com diferentes composições e características de resistência. Em razão disso, inúmeras pesquisas foram concebidas para auxiliar os projetistas com essa necessidade comum na área geotécnica.

Se uma fundação superficial for assente sobre um solo estratificado cuja espessura da camada superior for suficientemente maior que a largura da fundação, então a estimativa da capacidade de carga pode ser feita com boa precisão utilizando a teoria de capacidade de carga convencional, baseada somente nas propriedades da camada superior. Porém, se a espessura da camada superior for comparável com a largura da fundação, então a abordagem convencional provavelmente não fornecerá bons resultados (BURD e FRYDMAN, 1996).

Existem muitos estudos que tratam de fundações superficiais sobre sistemas de dupla camada, principalmente baseados em sistemas onde o substrato superior é mais resistente e está apoiado sobre uma camada menos resistente de argila, como por exemplo, Terzaghi e Peck (1974), Jacobsen (1977), Tcheng (1957), Meyerhof (1974), Burd e Frydman (1997), entre outros. No entanto, existem poucas metodologias que aplicaram suas teorias para materiais coesivos-friccionais na camada inferior, os trabalhos de Vesic (1975) e Meyerhof & Hanna (1978) são exemplos destes.

O estudo de Meyerhof e Hanna (1978), é bastante difundido para o caso de dupla camada, sendo a superior mais resistente. O método considera que na ruptura, a cunha do solo da camada

superior com uma forma piramidal truncada é empurrada para dentro da camada inferior na direção do carregamento (Figura 2.11).

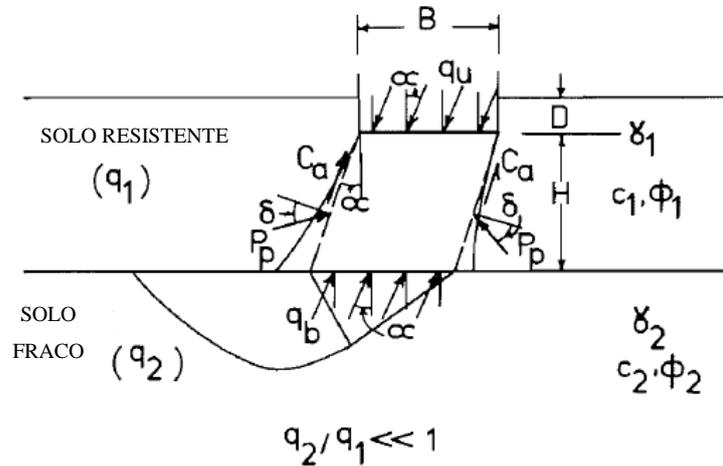


Figura 2.11: Mecanismos de ruptura de solo de fundação com carregamento inclinado em solo resistente sobre solo fraco (MEYERHOF e HANNA, 1978)

As forças atuantes sobre a superfície de ruptura na camada superior são a adesão,  $C_a$ , e a pressão passiva,  $P_p$ , (inclinada de um ângulo  $\delta$ ). Além disso foram introduzidos os coeficientes de punção  $K_s$  e inclinação da carga  $i_s$  e  $i_a$ , determinados através de ábacos.

Os autores observam que o valor da capacidade de suporte depende da relação  $H/B$  (espessura/base), dos parâmetros de resistência das camadas superior e inferior ( $c'$  e  $\phi'$ ), da relação entre as capacidades de carga  $q_2/q_1$ , além da inclinação da carga, da profundidade de embutimento ( $D$ ) e da forma da fundação, conforme expressam as equações abaixo:

$$q_{uv} = q_{iv} + 2C_a i_a \gamma_1 H^2 \left( 1 + \frac{2D \cos \alpha}{H} \right) \left( \frac{K_s i_s \tan \phi_1}{B} \right) - \gamma_1 H \leq q_{tv} \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$q_{bv} = i_{c2} s_{c2} c_2 N_{c2} + i_{q2} s_{q2} \gamma_1 (D + H) N_{q2} + i_{\gamma 2} s_{\gamma 2} 0,5 \gamma_2 B N_{\gamma 2} \quad (\text{Equação 2.11})$$

$$q_{tv} = i_{c1} s_{c1} c_1 N_{c1} + i_{q1} s_{q1} \gamma_1 (D) N_{q1} + i_{\gamma 1} s_{\gamma 1} 0,5 \gamma_1 B N_{\gamma 1} \quad (\text{Equação 2.12})$$

Onde:

$q_{uv}$ : capacidade de carga vertical do sistema de dupla camada;

$q_{bv}$ : capacidade de carga vertical da fundação assente sobre a camada inferior;

$q_{tv}$ : capacidade de carga vertical da fundação assente sobre a camada superior;

$q_1$ : capacidade de carga vertical da fundação na superfície da camada superior ( $D=0$ );

$q_2$ : capacidade de carga vertical da fundação na superfície da camada inferior ( $D=0$ );

$c_a$ : adesão unitária;  
 $K_s$ : coeficiente de puncionamento;  
 $i_a, i_s$ : coeficientes de inclinação no puncionamento;  
 $N_c, N_q, N_\gamma$ : fatores de capacidade de carga;  
 $i_c; i_q; i_\gamma$ : fatores de inclinação de carga;  
 $s_c; s_q; s_\gamma$ : fatores de forma da fundação;

Ainda, para confirmar sua teoria, os autores realizaram uma série de provas de carga em escala reduzida e os compararam com casos de obras que atingiram a ruptura. Observaram que com o aumento da relação H/B e a profundidade de embutimento, aumenta significativamente a resistência do sistema, porém, que a inclinação da carga reduz a resistência. Além disso, nota-se que a partir da relação H/B igual a 5, no caso da fundação contínua, não há mais ganhos de resistência. Já para a fundação circular, esse valor reduz-se para 2,5.

Vésic (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 uma camada superior mais resistente ( $\phi_1, c_1$ ) sobrejacente à uma camada de menor resistência ( $\phi_2, c_2$ ), ambas coesivo-friccionais:

$$q_0 = \left[ q_0^* + \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \right] e^{\left\{ 2 \left[ 1 + \frac{B}{L} \right] K (\tan \phi_1) \frac{H}{B} \right\}} - \frac{1}{K} c'_1 \cot \phi_1 \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$k = \frac{(1 - \sin^2 \phi_1)}{(1 + \sin^2 \phi_1)} \quad (\text{Equação 2.14})$$

Onde:

$q_0^*$  = capacidade de carga como se a fundação estivesse apoiada sobre a inferior, pela fórmula clássica de Terzaghi (1943);

$c_1$  = coesão da camada superior;

$\phi_1$  = ângulo de atrito da camada superior;

H = espessura da camada superior;

D = diâmetro da placa;

B = largura da fundação;

L = comprimento da fundação.

Com o desenvolvimento de diferentes técnicas para estabilização de solos, novas metodologias para obtenção da capacidade de carga de fundações foram estudadas para que todas as características variáveis do solo envolvidas fossem consideradas.

Sales (1998) avaliou a aplicabilidade de modelos analíticos, desenvolvidos para fundações superficiais assentes em perfis de solos não homogêneos com características coesivo-friccionais, para o caso de a camada superior ser constituída por solo-cimento compactado. O autor verificou que o método proposto por Meyerhof e Hanna (1978) foi o que melhor se aproximou dos resultados experimentais. Não somente os valores da tensão de ruptura são realistas, como também a tendência de comportamento  $q_{ult}$  versus  $H/D$ . O método de Vesic (1975) apresentou bons resultados apenas para relações  $H/D < 1$ . A redução dos parâmetros geotécnicos proposta por Terzaghi (1943) para levar em consideração a ruptura por punção conduz a melhores previsões dos valores experimentais.

Consoli, Dalla Rosa e Fonini (2009), apresentaram a interpretação de ensaios de placa de diferentes misturas de solo cimentado com extensão de 2,5 x 2,5m executados sobre um solo residual compressível. Foram feitos ensaios com placas de diferentes diâmetros (0,30 m e 0,60 m) com diferentes espessuras da camada cimentada (de 0,15 m a 0,60 m). Os resultados dos ensaios mostraram que com o aumento da relação  $H/D$  ( $H$  sendo a espessura da camada tratada e  $D$  o diâmetro da placa ensaiada) ocorreu o aumento da capacidade de carga e a redução de recalques (Figura 2.12).

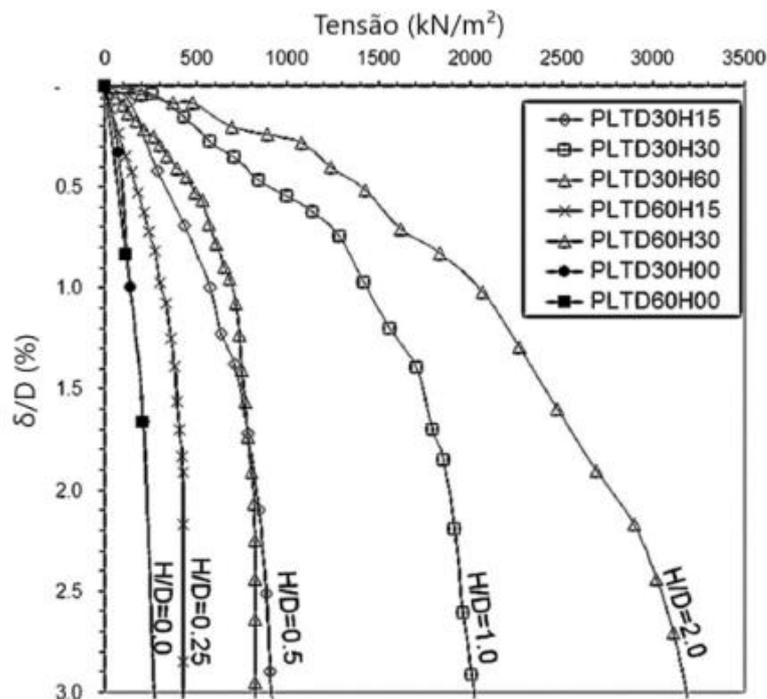


Figura 2.12: Curva pressão versus recalque relativo (CONSOLI, DALLA ROSA E FONINI, 2009)

Os autores verificaram o surgimento de fissuras concêntricas à placa a partir de aproximadamente 70% da carga de ruptura. Quando a carga de ruptura era atingida, maiores recalques eram desenvolvidos, resultando na penetração da placa na camada tratada o que caracterizaram que a ruptura ocorreu sempre por puncionamento como pode ser visualizado em escavações após os testes (Figura 2.13). 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. Resultados numéricos confirmaram as observações de campo, mostrando que a ruptura se inicia através de tensões de tração no fundo da camada tratada em posições que dependem da relação  $H/D$ .

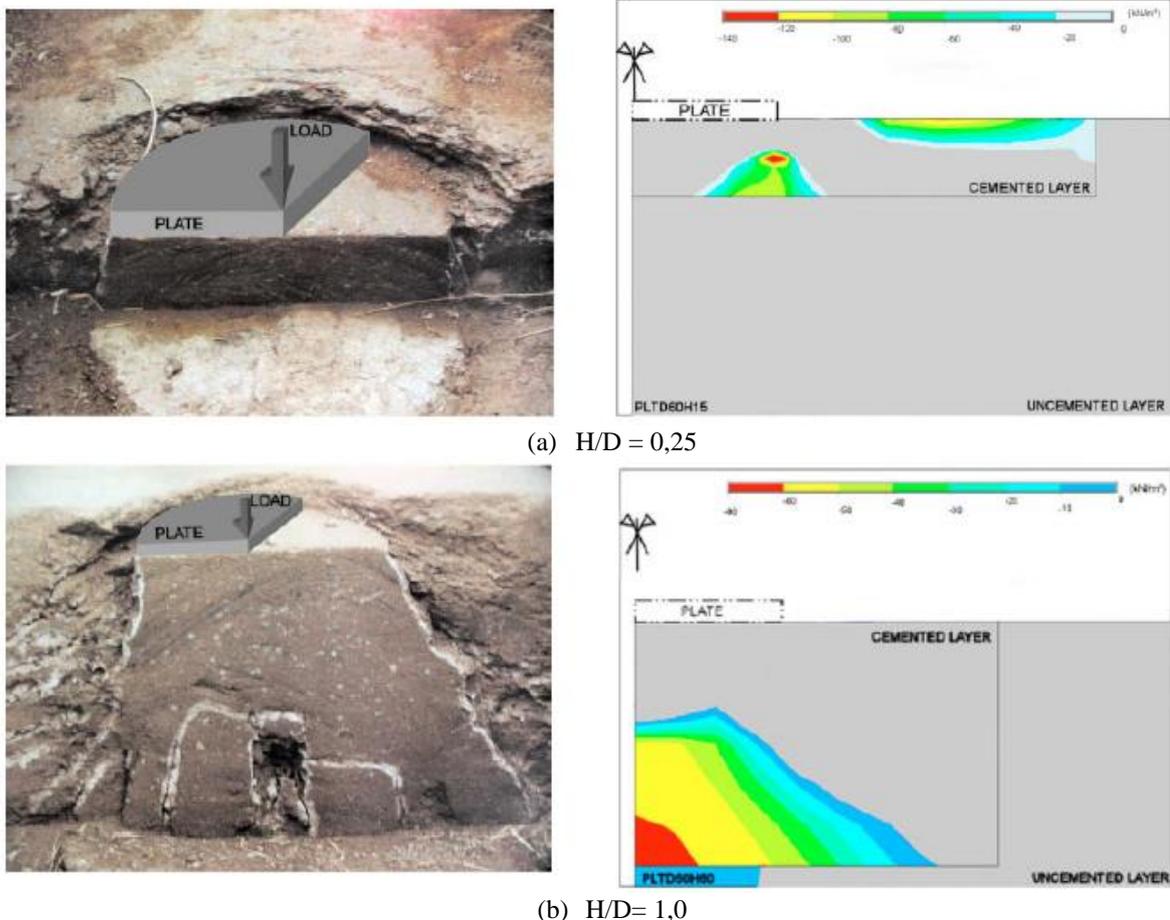


Figura 2.13: Fotografias mostrando o mecanismo de ruptura em ensaios de placa em sistemas de dupla camada e simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração para (a)  $H/D=0,25$  e (b)  $H/D=1,0$  (CONSOLI *et al.*, 2009)

Consoli *et al.* (1998), diz que para estabelecer tendências gerais em relação a diferentes diâmetros de placa e espessuras da camada cimentada, a normalização dos resultados testes de carregamento de placas é muito importante permitindo eliminar a variável do efeito escala e estabelecer tendências gerais de relação aos diferentes diâmetros das placas e às espessuras da camada cimentada. Assim, Consoli *et al.* (2009) explica que o primeiro passo da normalização é a apresentação das curvas tensão *versus* recalque relativo ( $\delta/D$ ), sendo o recalque relativo a relação entre o recalque obtido no ensaio e o diâmetro da placa utilizada. Depois da representação das curvas, obtém-se a tensão a 3% ( $p_{3\%}$ ) do  $\delta/D$ , divide-se a tensão de ensaio ( $p$ ) pela  $p_{3\%}$  e apresentam-se novas curvas  $p/p_{3\%}$  *versus*  $\delta/D$ , quando isso é feito, as curvas de carga *versus* recalque relativo para diferentes relações  $H/D$  produzem uma única curva para todos os valores de  $H/D$ , reduzindo a influência da variável  $H/D$  (Figura 2.14).

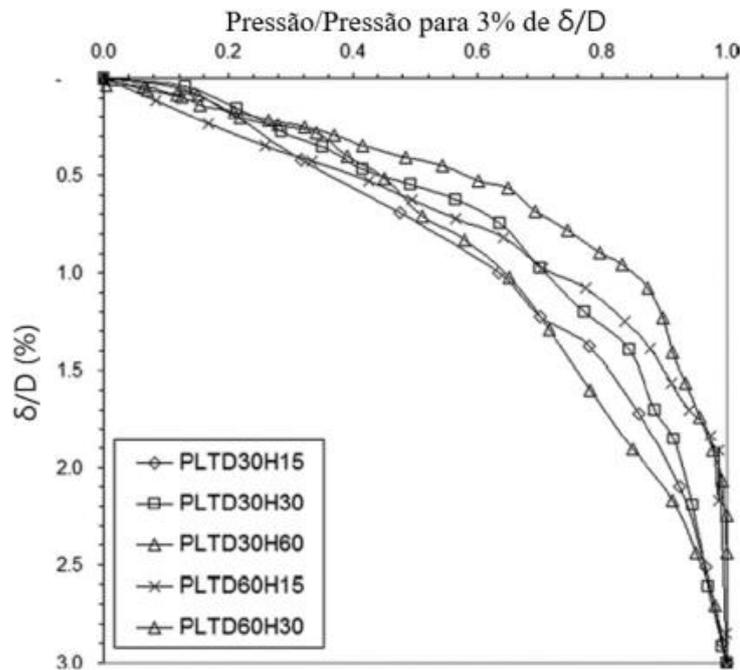


Figura 2.14: Normalização usando  $p/p_{3\%}$  e  $\delta/D$  para testes de camadas cimentadas (CONSOLI *et al.*, 2009)

Através do método de Vesic (1975), (Equação 2.13), Consoli *et al.* (2009) estimou a tensão limite definida como a tensão a 3% ( $p_{3\%}$ ) do deslocamento relativo ( $\delta/D$ ), e concluiu que ela foi satisfatória para relações  $H/D \leq 1,0$ , ou seja, boas estimativas podem ser feitas através deste método para estas relações. Assim, combinando os ensaios de placa com o método de Vesic (1975), pode-se definir uma curva única de  $p/p_{3\%}$  *versus*  $\delta/D$  para fundações de diferentes tamanhos e para diferentes espessuras de camada superior.

### 2.3.3. Fundações superficiais assentes em sistema dupla camada considerando a extensão lateral

Os métodos de previsão de capacidade de carga relatados até o presente momento consideram que a largura da camada tratada é suficientemente maior que a largura da fundação (infinita) mas, essas metodologias acabam por serem falhas pois somente sua espessura é levada em consideração (FOPPA, 2016). Nesse sentido alguns autores abordaram estudos levando em conta a extensão lateral do solo reforçado

Foppa (2016), através de ensaios em modelos reduzidos e análises numéricas, apresentou um novo método para calcular a capacidade de suporte de fundações superficiais contínuas, considerando sua extensão lateral, assentes em uma camada de reforço de solo-cimento sobrejacente a um solo arenoso fofo.

Nos ensaios em modelo reduzido o autor observou dois tipos de ruptura. No primeiro a camada de reforço foi puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, nesse caso, fundação e reforço comportam-se como um elemento único, apoiado na profundidade de assentamento do reforço. No segundo, a camada de reforço rompeu com o aparecimento de uma fissura, localizada junto a borda (para relações  $H_r/B \leq 0,50$ , sendo  $H_r$  a espessura do reforço e  $B$  a largura da fundação) ou no eixo da fundação (quando  $H_r/B \geq 1,0$ ), dependendo da espessura da camada, e se propaga de baixo para cima a medida que os recalques aumentam.

O modo de ruptura na camada de reforço citado por Foppa (2016) considera que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação  $Tr/H_r$ , onde  $Tr$  é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e  $H_r$  é a espessura do reforço. Então, a partir da observação de que a ruptura do reforço se dá através da formação de uma trinca de tração que inicia na sua base, o autor sugere uma equação a partir da qual, pode-se prever a máxima tensão de tração que atuará no reforço e assim pode-se dimensioná-lo com segurança. Os resultados obtidos indicam que, seguindo os critérios de dimensionamento estabelecidos, não haverá ruptura do reforço por cisalhamento. A ruptura por tração ocorrerá primeiro.

Analisando a distribuição das tensões de tração obtidas nas análises numéricas, Foppa (2016) percebeu que o comportamento de uma camada de reforço pode ser comparado com o de uma viga biapoiada ou um bloco de fundação, dependendo da sua espessura.

Considerando que a camada de reforço funciona como uma viga invertida, submetida a uma tensão uniforme  $Q$  aplicada pelo solo, e cujos apoios localizam-se nas bordas da fundação, verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios.

Então, através da teoria de vigas e considerando que na ruptura do sistema, a tensão que atua na base do reforço será  $Q_{ur(n)}$  (Equação 2.15), e para que não haja ruptura no reforço a tensão máxima de tração ( $\sigma_{tmáx}$ ) deverá ser menor que a resistência à tração do reforço ( $q_t$ ) dividida por um fator de segurança (FS), o valor da tensão máxima na base do reforço será a calculada pela (Equação 2.16).

$$Q_{ur(n)} = \gamma' H_r N_q + \frac{1}{2} \gamma' D_c N_\gamma S_\gamma \quad (\text{Equação 2.15})$$

$$\sigma_{tmáx} = 3Q_{ur(n)} \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^2 \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{Equação 2.16})$$

Onde:

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

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

$T_r$ : distância da borda da fundação à borda do reforço;

$H_r$ : espessura da camada de reforço;

$q_t$ : resistência a tração obtida de ensaios de tração por compressão diametral;

FS: fator de segurança.

Assim, através da equação obtida numericamente, (Equação 2.17), pode-se verificar qual a relação  $T_r/H_r$ , limite para que não haja ruptura do reforço, basta conhecer a resistência a tração do material de reforço e a tensão atuante sob a base do reforço  $Q_{ur(n)}$ .

$$\frac{q_t}{Q_{ur(n)}} = 2,77 \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^{1,35} \quad (\text{Equação 2.17})$$

Caballero (2019), seguindo as premissas de Foppa (2016), através de ensaios em modelos reduzidos e análises numéricas, analisou fundações circulares assentes sobre um solo arenoso fofo e apresentou uma metodologia de previsão de capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes em reforço de solo-cimento, também levando em consideração a extensão lateral.

Do mesmo modo que Foppa (2016), Caballero (2019) também observou que em seus ensaios ficaram caracterizados dois tipos distintos de ruptura. Um deles é quando a camada de reforço foi puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, portanto a fundação e o reforço comportam-se como elemento único, assente na profundidade de assentamento do reforço (Figura 2.15 (a)). O outro é onde, após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de fissuras, propagadas de baixo para cima, junto a borda ou ao eixo da fundação à medida que aumentam os recalques (Figura 2.15 (b)).



Figura 2.15: (a) Ruptura por puncionamento; (b) Ruptura na camada de reforço (CABALLERO, 2019)

Então, pode-se dizer que no primeiro caso a ruptura ocorre no solo de base e, no segundo, na camada de reforço.

Segundo resultados obtidos numericamente neste trabalho, o autor verificou que 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. Com isto acredita-se que o surgimento das fissuras no reforço é também devido à ultrapassagem da resistência a tração do reforço.

Analisando a distribuição de tensões de tração obtidas nas análises numéricas, o autor sugere que o comportamento de uma camada de reforço pode ser comparado com uma placa circular ou um bloco de fundação, dependendo da sua espessura. Quando as tensões de tração no reforço se concentram na borda da fundação, este caso se assemelha a uma placa circular carregada com uma tensão  $Q$  uniformemente distribuída, apoiada em outra de menor diâmetro (Figura 2.16), verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios.

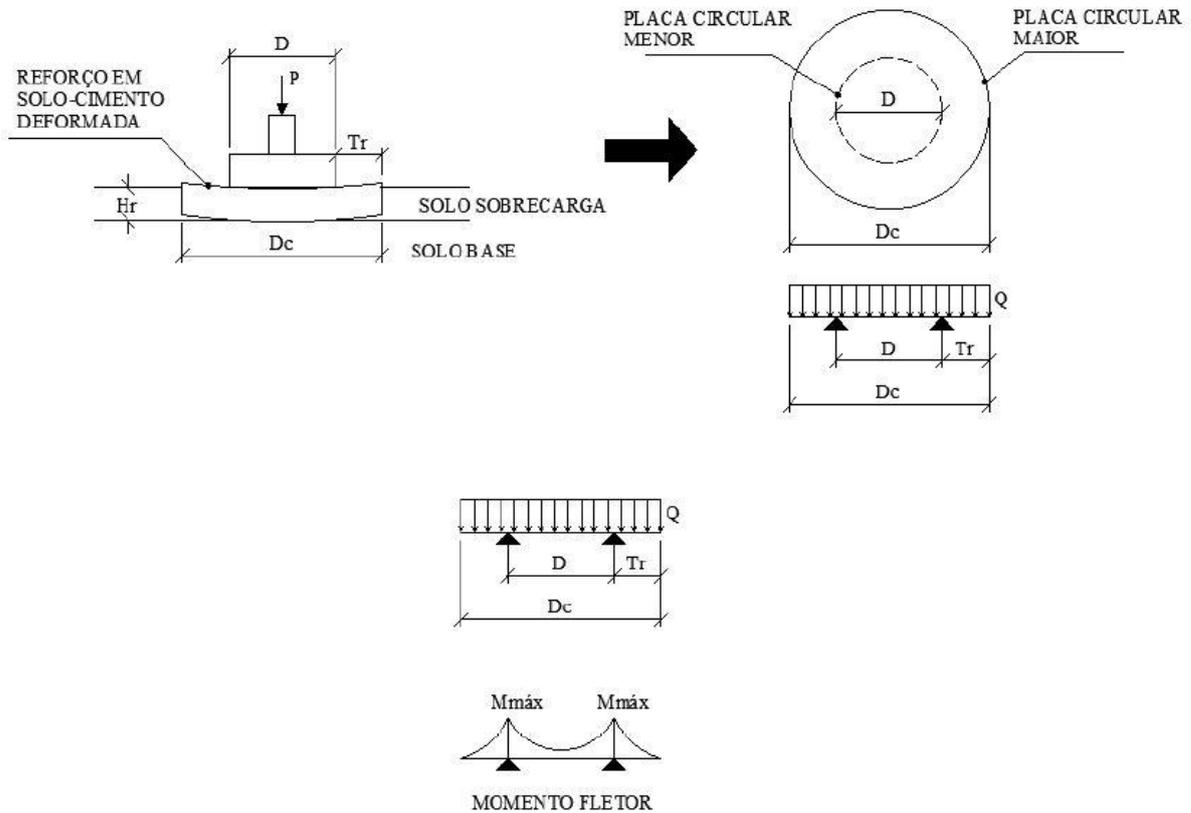


Figura 2.16: Esquema de uma placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro, diagrama de momentos fletores (CABALLERO, 2019)

Assim, 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:

$$\sigma_{tmáx} = 5,21 Q_{ur(n)} \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{Equação 2.18})$$

Onde:

$\sigma_{tmáx}$ : tensão de tração máxima;

$Q_{ur(n)}$ : capacidade de carga normalizada. Equivalente a carga última  $P_u$  dividida pela área da base do reforço;

$T_r$ : distância da borda da fundação à borda do reforço;

$H_r$ : espessura da camada de reforço;

$q_t$ : resistência a tração obtida de ensaios de tração por compressão diametral;

$FS$ : fator de segurança.

A resistência a tração será considerada a determinada a partir dos ensaios de tração por compressão diametral de ensaios de laboratório. A resistência obtida através deste ensaio tende a fornecer valores ligeiramente mais baixos do que os obtidos em ensaios de tração direta e, portanto, a favor da segurança. Analisando as equações obtidas para o cálculo da tensão máxima de tração, nota-se que as variáveis que definem as tensões de tração são  $T_r$  e  $H_r$ . Para o caso do modelo de placa,  $T_r$  está presente da forma  $D_c = 2T_r + D$ .

Através da equação de previsão de tensões de tração máxima obtida numericamente, pode-se verificar qual é a relação  $T_r/H_r$  limite para que não haja ruptura do reforço, basta conhecer a resistência a tração do material do reforço e a tensão atuante sob a base do reforço  $Q_{ur(n)}$ .

$$\frac{q_t}{Q_{ur(n)}} = 5,21 \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \quad \text{Equação 2.19}$$

Consoli *et al.* (2019), na intenção de analisar a influência que a largura da camada tratada exerce no comportamento carga *versus* recalque, conduziram ensaios de carga estáticos com placas de aço de 300 mm de diâmetro sobre camadas de solo-cimento quadradas de diferentes larguras (450mm, 600mm e 900mm) e de espessura constante e igual a 300mm assentes em um solo coesivo-friccional.

Além disso, realizaram ensaios triaxiais consolidados drenados com amostras retiradas de campo para tensões de confinamento de 75, 150 e 225 kPa de acordo com as tensões atingidas nos ensaios de placa em campo. Os resultados destes ensaios mostraram um ângulo de atrito de pico de 37,7° e um intercepto coesivo de cerca de 105 kPa. Exibiram comportamento frágil em todas as tensões confinadas estudadas e a tensão de pico presente está associada a um comportamento dilatante.

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 e tensão *versus* recalque que podem ser visualizadas na Figura 2.17.

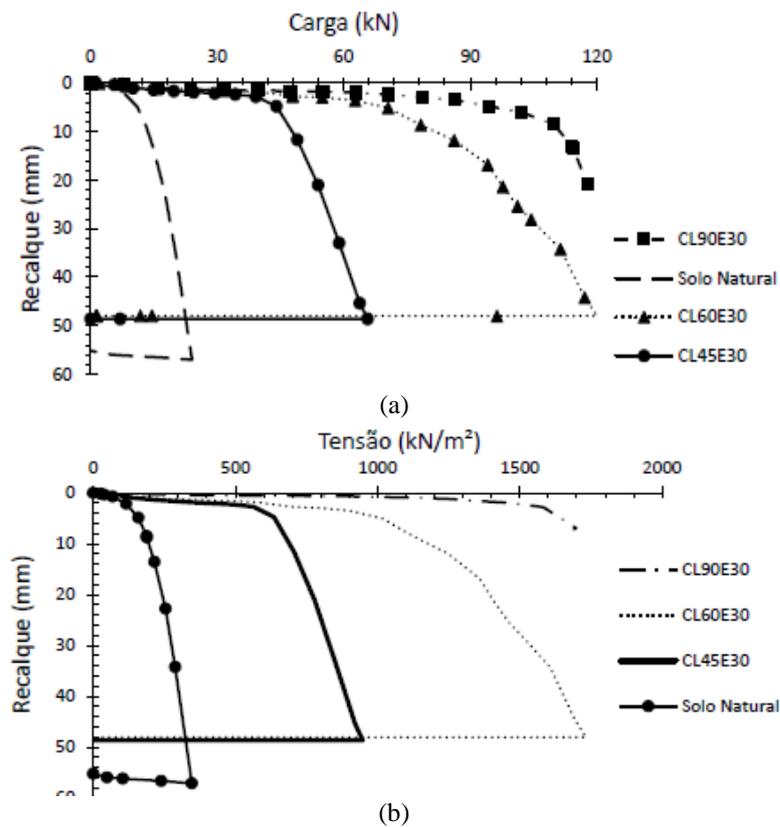


Figura 2.17: (a) Comportamento carga x recalque; (b) Curva tensão x recalque (CONSOLI *et al.*, 2019)

Os resultados mostraram dois modos de ruptura distintos para diferentes larguras das camadas cimentadas. Para as camadas de menor largura, 450 mm e 600 mm, não foram identificados fissuras nas camadas recuperadas após o ensaios (Figura 2.18) o que levou a acreditar que um mecanismo de puncionamento aconteceu, assim os autores sugerem que a capacidade de carga poderia ser avaliada como se a fundação fosse uma associação entre a placa de aço circular e a camada cimentada.



Figura 2.18: Camada (45 mm de aresta) exumada após o ensaio de campo (CONSOLI *et al.*, 2019)

Já para a maior camada, de 90 mm, observou-se uma ruptura iniciada pela formação de trincas e fissuras no fundo da mesma que puderam ser visualizadas após a exumação e corte vertical

da camada ao término dos ensaios (Figura 2.19), o reforço rompeu devido à tração excessiva se que desenvolveu no fundo da camada, portanto a capacidade de carga dessa camada poderia ser avaliada como se essa camada fosse infinita ou contínua. Os autores verificaram (em campo e também através de simulações em elementos finitos) que rachaduras iniciavam no fundo da camada de solo cimentado, abaixo a placa circular.

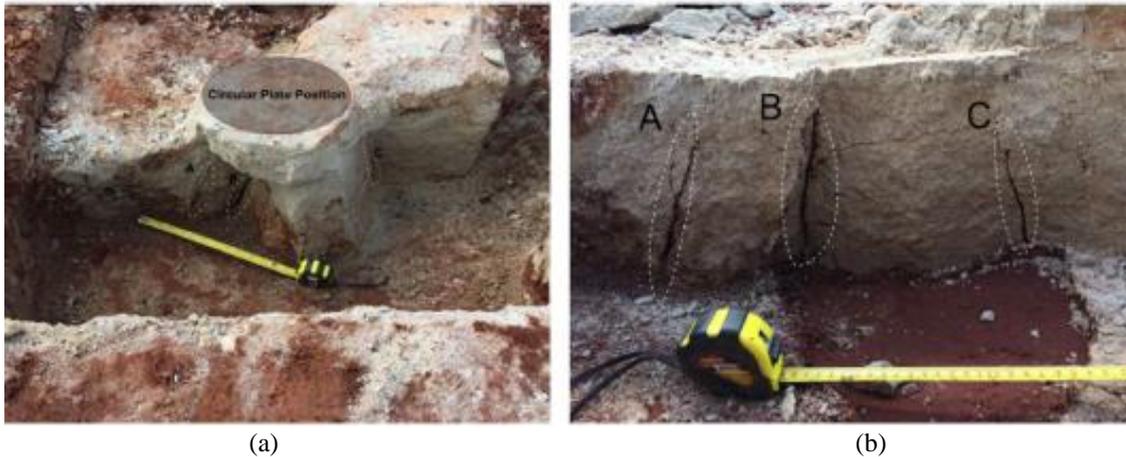


Figura 2.19: Camada exumada (900 mm de aresta) (a) modo de exumação (b) Aparecimento de rachaduras (CONSOLI et al., 2019)

Para determinar a capacidade de carga das camadas em campo utilizaram métodos distintos. Utilizou-se o critério proposto por Consoli *et al.* (2009) onde a capacidade de carga foi estabelecida para deslocamentos relativos ( $\delta/D$ ) de 3%, assim obtiveram resultados de 50, 86 e 111 kN de capacidade de carga para as camadas de 450, 600 e 900 mm, respectivamente. Além deste, método de interseção tangente proposto por Mansur e Kaufman (1956) e método Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (CUDMANI, 1994). O uso desses diferentes métodos levou a valores de capacidade de carga muito semelhantes, variando 7% da média.

Aplicando o método de normalização de Consoli *et al.* (1998) onde as curvas de pressão equivalente ( $\sigma_e$ ), definida como a carga aplicada dividido pela área de contato da camada cimentada *versus* deslocamento relativo ( $\delta/D$ ) da chapa de aço repousando sobre o solo natural e as camadas cimentadas de 450 e 600 mm deveriam se sobrepor, uma vez que o perfil do solo mostra homogeneidade para os primeiros metros de profundidade. Porém no trabalho descrito eles verificaram que as curvas não se sobrepõem devido à resistência extra na interface entre o solo cimentado (enterrado a 300 mm) e o solo natural. No entanto, observaram que, em grandes deslocamentos, a interface entre o solo cimentado e o solo natural solo apresentou fissuras extensas (Figura 2.19 (b)), perdendo assim qualquer resistência que possuía, resultando na convergência das três curvas (Figura 2.20).

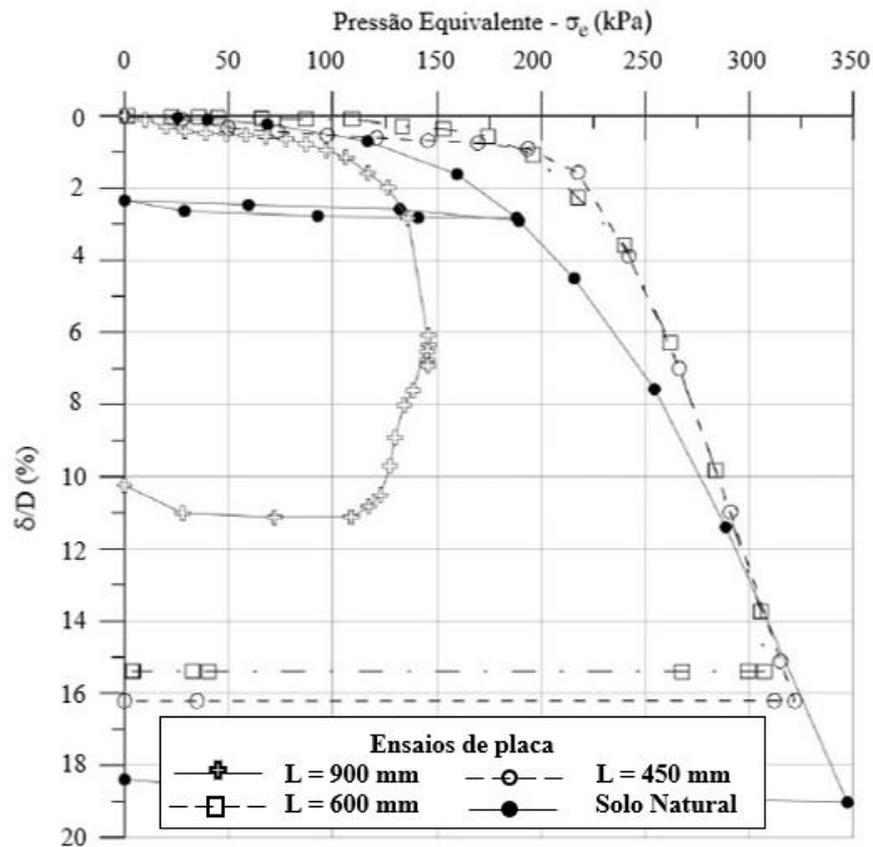


Figura 2.20: Curvas de normalização (CONSOLI *et al.*, 2019)

Além disso, os autores analisaram as cargas de ruptura para um deslocamento relativos de 3% e no pico da camada tratada utilizando de diferentes métodos. Pode-se verificar na Figura 2.21, a qual apresenta em um único gráfico as soluções analisadas que a carga de ruptura ( $Q_u$ ) obtida pelo método de Terzaghi (1943) adaptado por Hansen (1961) o qual considera a camada cimentada como parte da fundação, é o melhor resultado para camadas de reforço quadrado de até 750 mm e o método de Vésic (1975) que considera a camada tratada infinita para relações  $H/D = 1$  é o resultado para camadas a partir de 750 mm.

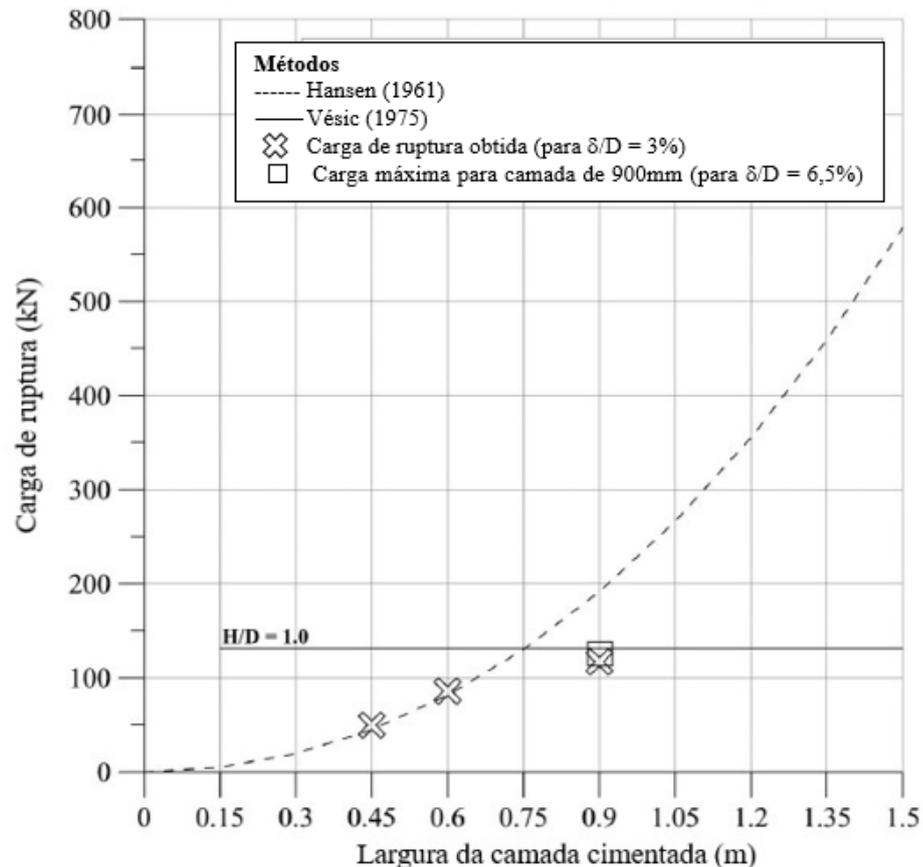


Figura 2.21 Previsão de capacidade de carga considerando a camada solo cimento como parte da fundação (Hansen , 1961 e camada tratada infinita com  $H/D=1$ , Vesic, 1975). (CONSOLI *et al.*, 2019)

O gráfico apresenta-se como uma ferramenta útil para prever o comportamento de ruptura de camadas assentes sobre o solo residual coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte, nas geometrias e materiais avaliados pelos autores.

Finalmente, Consoli *et al.* (2020a) abordou a possibilidade de substituição do cimento Portland, com uma nova mistura de resíduos sustentável. Esta nova mistura, composta de pó de vidro moído (resíduo de recipientes de resíduos de vidro) e cal de carbureto (subproduto da produção de gás acetileno), foi analisada por meio do desempenho de fundações circulares em camadas arenosas estabilizadas com a mistura, sobre um local de solo residual. Os resultados mostraram um aumento na capacidade de carga (Figura 2.22) e dois modos de ruptura distintos, punção do solo (Figura 2.23a) e ruptura generalizada (Figura 2.23b e c) da camada estabilizada, dependendo das dimensões da mesma.

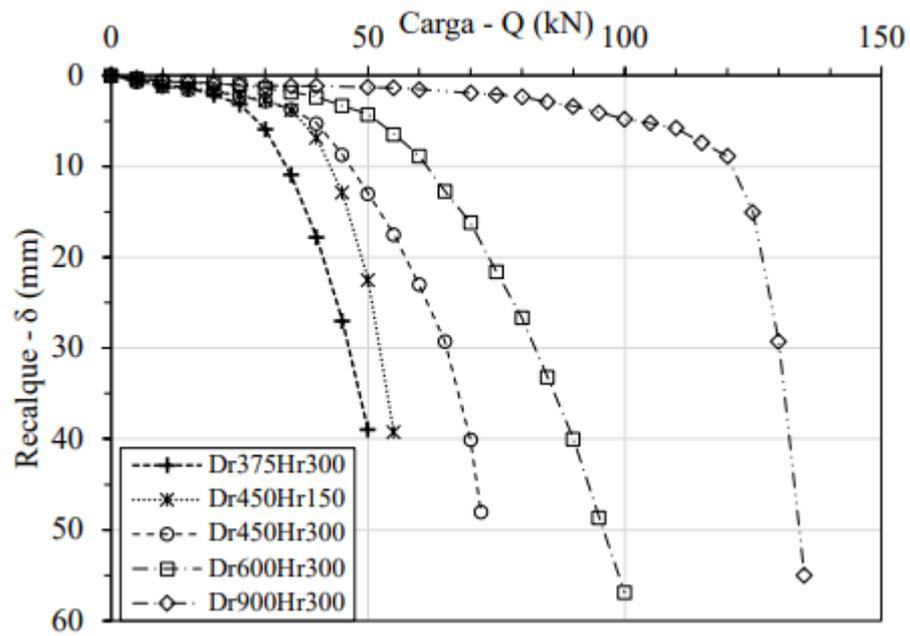


Figura 2.22: Carga versus recalque para diferentes dimensões das camadas executadas



(a)



(b)



(c)

Figura 2.23: Mecanismos de ruptura (a) Puncionamento (b) ruptura generalizada vista superior (c) Vista da camada exumada (Consoli *et al.*, 2020)

O uso de soluções analíticas provaram ser uma maneira útil de prever o mecanismo de falha e capacidade de suporte de camadas tratadas sustentáveis em um local de solo residual fracamente

cimentado. Esses resultados contribuem para o entendimento das condições em que materiais sustentáveis podem ser aplicados em camadas de solo estabilizado para substituir os materiais tradicionalmente usados em aplicações de infraestrutura.

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental deste trabalho foi dividido em duas etapas principais, uma de laboratório onde, além da caracterização dos materiais, contempla a moldagem de corpos de prova com as misturas que, posteriormente foram testadas em campo, para análise da evolução da resistência à compressão simples a diferentes tempos de cura, e uma etapa de campo onde foram realizados ensaios de placa sobre diferentes camadas estabilizadas com o objetivo de determinar a capacidade de carga e avaliar o mecanismo de ruptura de cada uma delas. Posteriormente, corpos de prova retirados das camadas de campo foram submetidos a ensaios de laboratório para obtenção de parâmetros de resistência do material e sua comparação com ensaios feitos sob condições controladas de laboratório.

Na Tabela 3.1 pode-se visualizar a divisão das etapas do programa experimental.

Tabela 3.1: Divisão das etapas do programa experimental

ETAPA	MATERIAL	ENSAIO
<b>Preparação e Caracterização física dos materiais</b>	Areia de Osório	Peneiramento Massa específica real dos grãos Análise granulométrica Índice de vazios*
	Cal de Carbureto	
	Pó de vidro moído	
	Mistura	Compactação
<b>Caracterização mecânica dos materiais em laboratório</b>	Solo-vidro-cal com NaOH (CA)	Compressão simples (amostras de laboratório e campo)
	Solo-vidro-cal sem NaOH (SA)	Tração por compressão diametral (amostras de laboratório e campo) Triaxial consolidado drenado (amostras de campo)
<b>Ensaio de campo</b>	Solo-vidro-cal com NaOH (CA)	Ensaio de placa com carregamento centrado
	Solo-vidro-cal sem NaOH (SA)	

Nota: \*Quando aplicável.

A escolha dos teores de agentes cimentantes (cal de carbureto e pó de vidro) para as dosagens das misturas realizadas foram baseadas em estudos anteriores que demonstraram quantidades ideais de cada material para o solo estabilizado em questão, conforme detalhado no item 2.2.2 deste trabalho, através do estudo de Daassi-Gli (2020). Dessa maneira, foram usadas para obtenção de uma mistura com um peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) de 16,0 kN/m<sup>3</sup>, as

proporções de 70% de areia de Osório e sobre este 30% em massa de pó de vidro. Sobre a massa total de sólidos (solo + pó de vidro) adicionou-se 7% de cal de carbureto. Além disso, para umidades de 11%, em umas das misturas adicionou-se uma solução ativadora de hidróxido de sódio (NaOH) em concentração de 3M, denominada neste estudo como CA, enquanto na outra foi utilizado somente água (H<sub>2</sub>O), nomeada como SA. Na tabela 3.2 pode-se melhor visualizar as quantidades utilizadas descritas anteriormente, confirmadas pela Figura 3.1, a qual apresenta os estudos de Daassi-Gli (2020) para diferentes misturas chegando em resistências maiores para a mistura escolhida para ser utilizada neste trabalho.

Tabela 3.2: Quantidade de material utilizado

MATERIAL				
Mistura	$\gamma_d$	Pó de vidro	Cal de carbureto	Solução ativadora
CA	16,0 kN/m <sup>3</sup>	30%	7%	3 M
SA				-

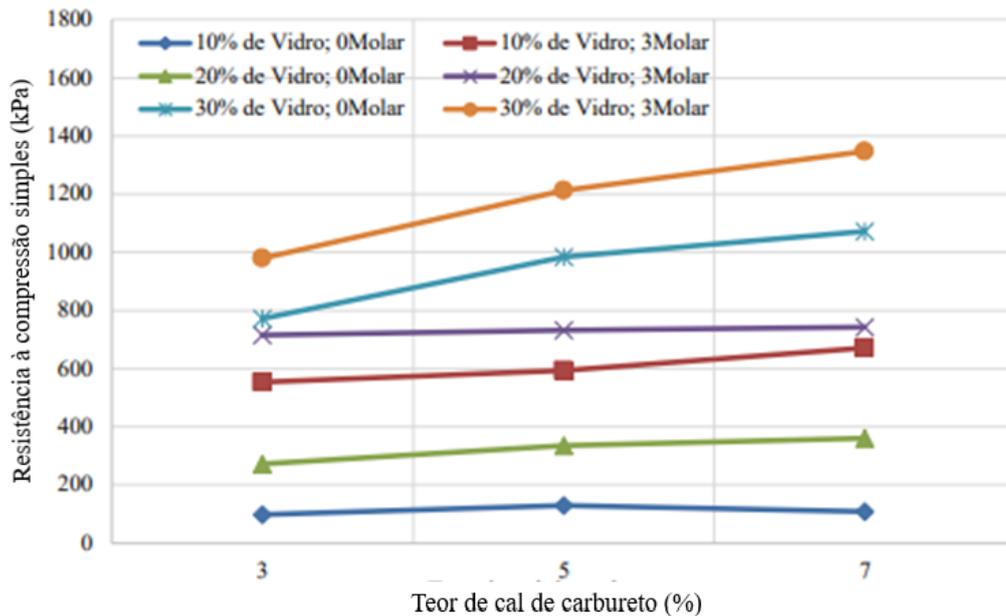


Figura 3.1: Teores em porcentagem de cal de carbureto em e vidro moído testados para definição da mistura (DAASSI-GLI, 2020)

Na primeira fase do programa experimental foram realizadas coleta e preparação de amostras, ensaios de caracterização dos materiais utilizados e ensaio de compactação.

Após essa etapa inicial, foram moldados, em laboratório, corpos de prova, com as misturas pré-estabelecidas (CA e SA), e curados a temperatura controlada ( $23 \pm 1^\circ\text{C}$ ) a diferentes tempos de cura, 7, 14, 28, 60 e 120 dias. Estes, foram ensaiados à resistência à compressão simples, o que

possibilitou a análise da evolução da resistência mecânica das misturas. Também, foram realizados nas misturas com tempo de cura iguais aos de campo, ensaios de tração por compressão diametral o que possibilitou a caracterização do material quanto aos parâmetros de resistência possibilitando estimar uma carga de ruptura para os ensaios realizados em campo.

Na segunda fase ou etapa de campo, o comportamento das misturas CA e SA foi avaliado como material de suporte para camadas executadas sobre um solo residual, através de ensaios de placa monotônicos centrados. Foram executados um total de 7 ensaios em camadas estabilizadas de igual espessura ( $H_r$ ), 30 cm, e diferentes diâmetros ( $D_r$ ), 45 e 90 cm. Essas dimensões foram escolhidas com base em trabalhos anteriores (CABALLERO, 2019; CONSOLI *et al.*, 2019, 2020), os quais estudaram a influência da extensão lateral, analisando o modo de ruptura para diferentes diâmetros conforme descrito no Item 2.3.3 deste trabalho. Além disso, as diferenças entre as camadas executadas para estabilização do solo, está no tempo de cura sendo que para cada diferente diâmetro o tempo de cura foi de 14 e 120 dias. Após a realização dos testes em campo, foram retiradas amostras e nestas, realizados ensaios triaxiais para determinação dos parâmetros de resistência.

A Figura 3.22 apresenta um esquema da prova de carga em placa e a Tabela 3.3 apresenta as dimensões das camadas de reforço executadas no campo experimental.

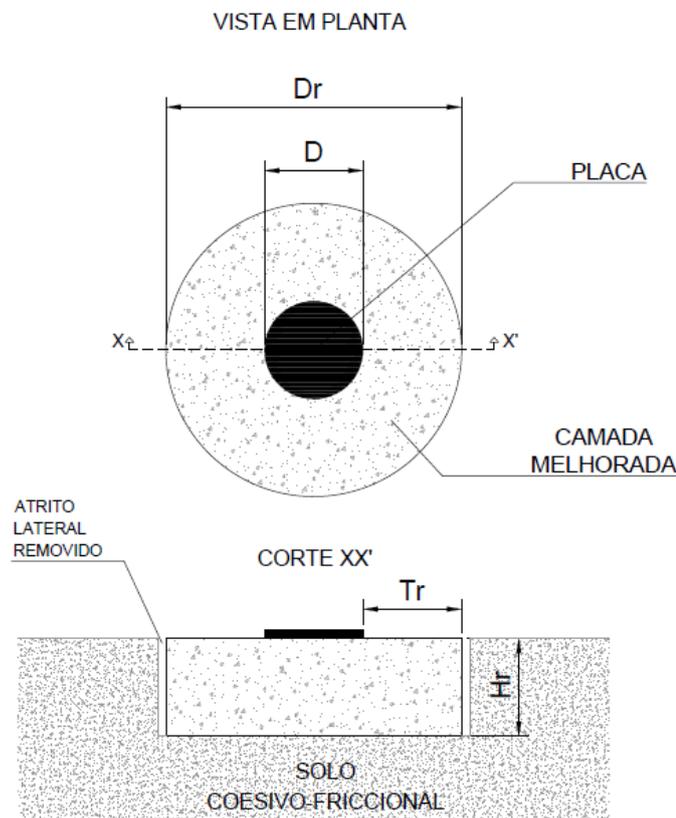


Figura 3.2: Esquema de prova de carga em placa

Onde:

D: diâmetro da fundação (cm);

Dr: diâmetro total da camada de reforço (cm);

Hr: espessura da camada de reforço (cm);

Tr: distância horizontal entre a borda da fundação e a borda da camada estabilizada (cm).

Tabela 3.3: Dimensões de camada de reforço executadas no campo experimental

Hr	Dr (cm)	Tr (cm)	Tr/Hr (cm)	Mistura	Tempo de cura (dias)
30	45	7,5	0,25	CA	14
	90	30	1		120
	45	7,5	0,25	SA	14
	90	30	1		120

De maneira geral, os ensaios de laboratório visam a análise da evolução da resistência mecânica das misturas e um fator campo laboratório para o mesmo tempo de cura. Enquanto ensaios de campo nos permite analisar a possibilidade de utilização das misturas *in situ*. A seguir está apresentada a descrição detalhada do programa experimental desenvolvido neste trabalho. Bem como, materiais, equipamentos e métodos utilizados para realização de cada etapa.

### 3.1. MATERIAIS

#### 3.1.1. Campo experimental

Os ensaios de campo foram realizados no campo experimental do Centro Tecnológico de Engenharia Civil (CETEC), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizada na cidade de Passo Fundo, região norte do Estado de Rio Grande do Sul (Figura 3.3). Logo em seguida (Figura 3.4), encontra-se a vista do campo experimental e em vermelho a indicação e onde as camadas foram executadas.



Figura 3.3: Localização da cidade de Passo Fundo onde localiza-se o Centro Tecnológico de Engenharia Civil (WIKIPÉDIA, ACESSADO EM 10 DE JUNHO DE 2020)



Figura 3.4: Campo experimental do Centro Tecnológico de Engenharia Civil (GOOGLE MAPS, ACESSADO EM 10 DE JUNHO DE 2020)

Faro (2014), define que o solo característico do campo experimental é do tipo residual homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Esse solo caracteriza-se por ser bem drenado e profundo, intemperizado, com predominância

de caulinita e óxido de ferro (responsável pela cor vermelha), acentuada acidez e baixa capacidade de troca catiônica.

Lopes Jr. e Thomé (2005) e Faro (2014), realizaram sondagens à percussão (SPT) no campo experimental utilizando encontrando resultados muito semelhantes. O perfil geotécnico obtido através do ensaio é mostrado na Figura 3.55. indicando a homogeneidade do perfil do solo ao longo de sua profundidade. O índice de medida de resistência dado em número de golpes apresenta pouca variação por camada, o que indica uma característica comum em solos intemperizados como o solo residual.

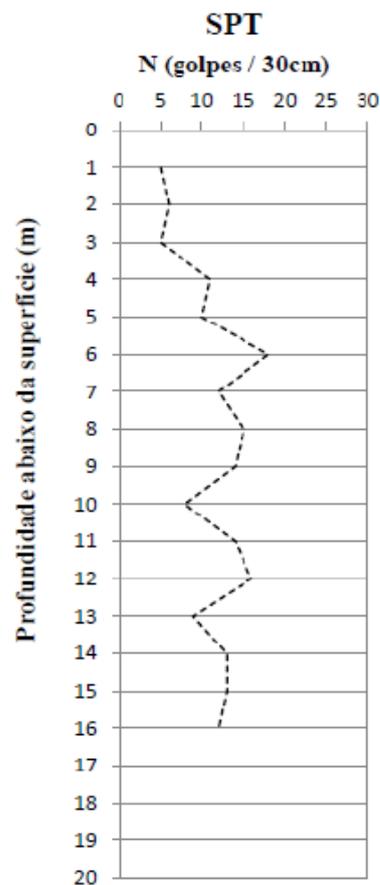


Figura 3.5: Sondagem à percussão realizada no campo experimental (FARO, 2014)

Consoli *et al.* (2020), executou ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT) no campo experimental e em seus resultados, mostrados na Figura 3.6, observa-se que inicialmente em uma fina camada de solo tem-se uma alta resistência de ponta ( $q_c$ ), atingindo 4000 kPa, depois por cerca de 3 metros o  $q_c$  ficam em torno de 1000 kPa posteriormente aumentando com a profundidade. Pode-se perceber que  $q_c$  não apresentou grande variação ao longo da profundidade, confirmando a homogeneidade do solo.

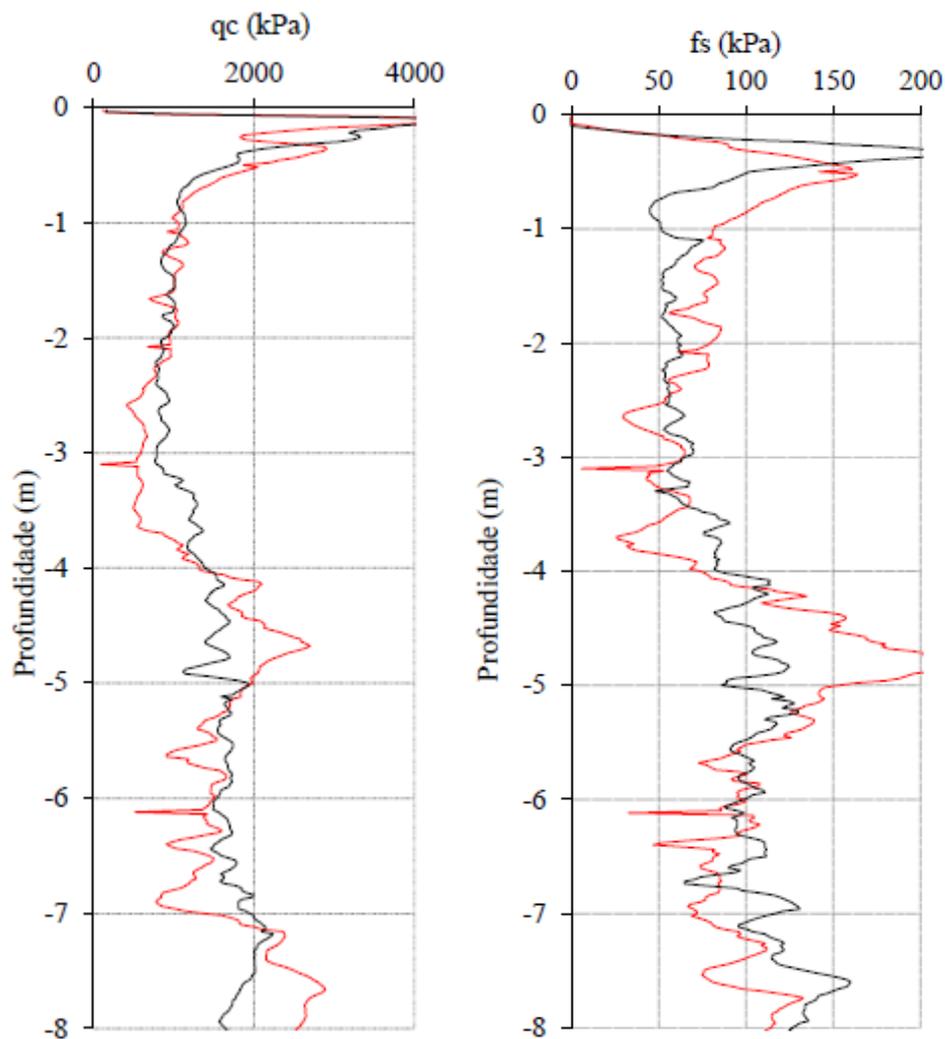


Figura 3.6: Perfil CPT do solo residual do campo experimental (CONSOLI *et al.*, 2020)

Carretta (2018) em seu trabalho, determinou as propriedades deste solo residual e complementarmente comparou seus resultados com alguns já existentes na literatura confirmando a similaridade e coerência de seus resultados. A Figura 3.77 apresenta a curva granulométrica obtida pela autora. Em sua análise, o solo é basicamente composto por, 60% argila, 35% de areia e 5% silte. Classificado pelo Sistema Unificado de Classificação (SUCS) como uma argila de baixa compressibilidade.

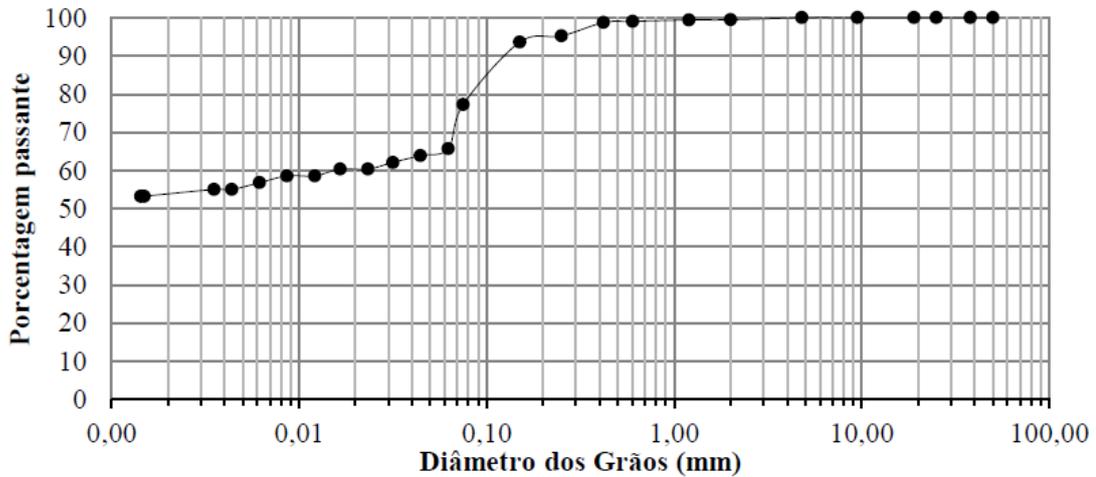


Figura 3.7: Granulometria do solo residual do campo experimental (CARRETTA, 2019)

Carretta (2018), também realizou ensaios triaxiais drenados em amostras do solo do campo experimental, retiradas à 3 metros de profundidade, nas tensões efetivas ( $p'_{\text{inicial}}$ ) de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. Os resultados obtidos encontram-se representados nas Figura 3.88 e Figura 3.99. Os parâmetros de resistência de intercepto coesivo ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ ) definidos foram  $c' = 9,52$  kPa e  $\phi' = 30,5^\circ$ , respectivamente.

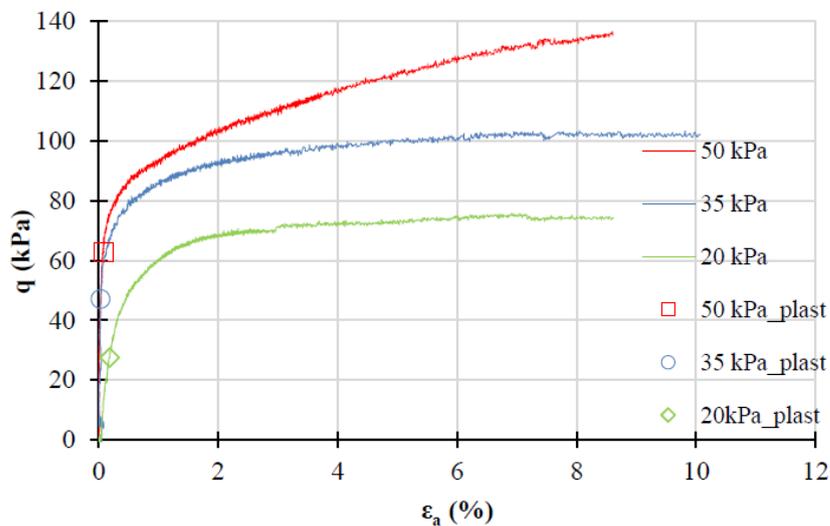


Figura 3.8: Comportamento tensão x deformação para os ensaios triaxiais (CARRETTA, 2019)

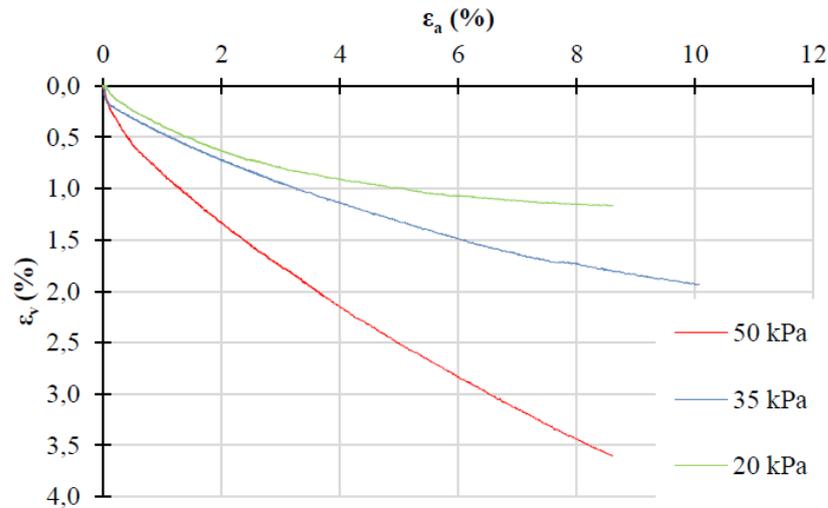


Figura 3.9: Deformação volumétrica x deformação axial. (CARRETTA, 2019)

Na Tabela 3.44 estão apresentadas as propriedades do solo do campo experimental.

Tabela 3.4: Propriedades do solo residual do campo experimental

PROPRIEDADES	OBTIDO
Peso específico aparente seco ( $\text{kN/m}^3$ )	11,6
$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15,6
Índice de vazios	1,28
Porosidade (%)	55,1
Teor de umidade em campo (%)	34,6
Limite de liquidez	42
Limite de plasticidade	31
Índice de plasticidade	11
Massa específica real dos grãos	2,67
Resistência à compressão simples (kPa)	89,38

(Fonte: Adaptado de CARRETTA, 2018)

Consoli *et al.* (2020), realizaram provas de carga em placa diretamente sobre o solo residual do campo experimental com placas de aço de 30 cm, 60 cm e 90 cm de diâmetro. Desse modo, os autores verificaram através da aplicação de diferentes critérios de ruptura que a capacidade de carga do solo natural de fundações circulares sob carregamento vertical é igual a 253,78 kPa.

Os resultados obtidos estão apresentados nas Figura 3.10 e Figura 3.11.

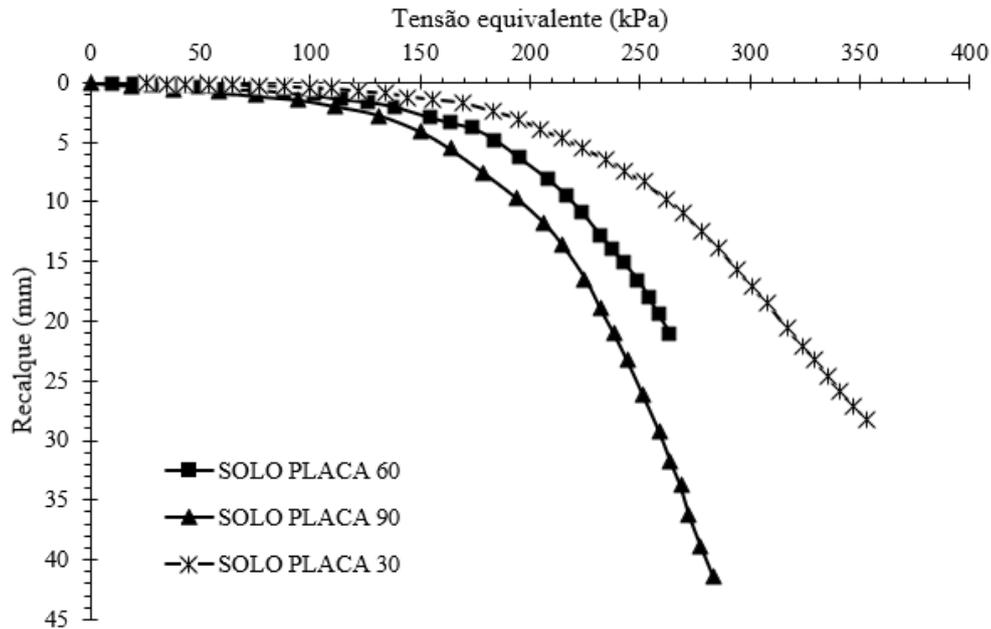


Figura 3.10: Provas de carga em solo residual (CONSOLI *et al.*, 2020)

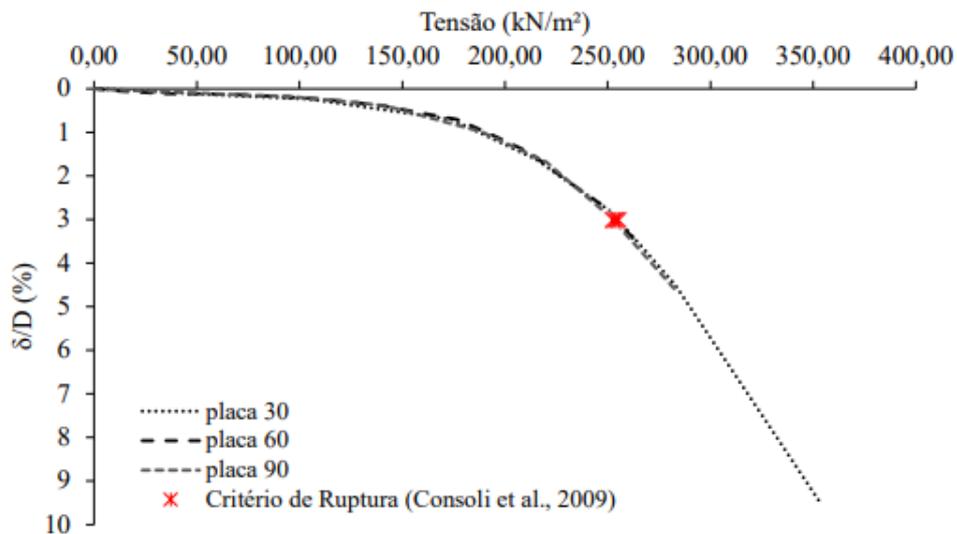


Figura 3.11: Normalização das provas de carga do solo residual confirmando a tendência para diferentes diâmetros (CONSOLI *et al.*, 2020)

### 3.1.2. Areia de Osório

O solo utilizado nessa pesquisa para ser estabilizado com as misturas vidro, cal de carbureto, com e sem NaOH, foi uma areia proveniente de uma jazida localizada no município de Osório no Rio Grande do Sul. É classificada de acordo com a D2487 (ASTM, 2011), como uma areia fina, de granulometria uniforme, clara, quartzosa e isenta de matéria orgânica (Figura 3.12). Esta areia tem sido utilizada em diversas pesquisas realizadas no Programa de Pós-Graduação

em Engenharia Civil na área de Geotecnia da UFRGS, o que contribui para o conhecimento de suas propriedades. A preparação da amostra a ser utilizada na pesquisa que envolve procedimentos de secagem e peneiramento.



Figura 3.12: Areia de Osório

A curva granulométrica do material determinada conforme a NBR 7181 (ABNT, 2018) está apresentada na Figura 3.13 e a caracterização física do material pode ser vista na

Tabela 3.5. A determinação dos índices de vazios máximo e mínimo foram realizados seguindo a metodologia prescrita nas normas NBR 16840 (ABNT, 2020) e NBR 16843 (ABNT, 2020), respectivamente e os ensaios de massa específica real dos grãos foram de acordo com a NBR 16605 (ABNT, 2017).

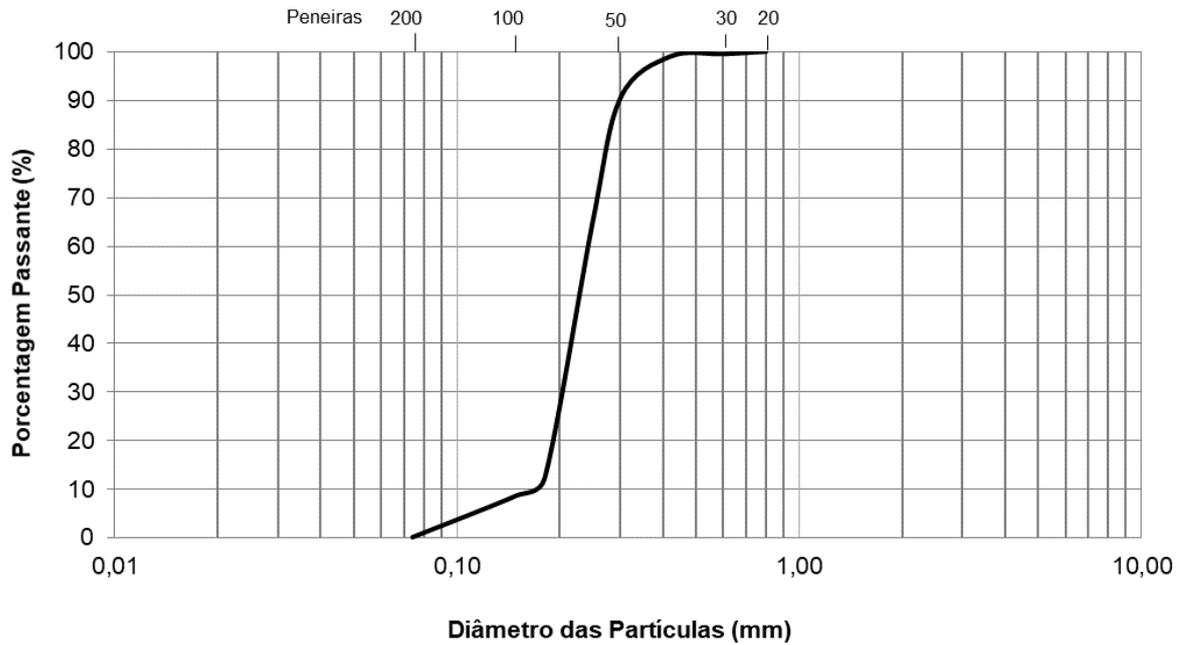


Figura 3.13 Curva granulométrica da areia de Osório

Tabela 3.5: Propriedades da areia de Osório

PROPRIEDADES	VALORES
Massa específica real dos grãos	2,65
% pedregulho ( $d > 2$ mm)	-
% areia grossa ( $0,6 < d < 2$ mm)	0,01%
% areia média ( $0,2 < d < 0,6$ mm)	34,31%
% areia fina ( $0,06 < d < 0,2$ mm)	65,44%
% silte ( $0,002 < d < 0,06$ mm)	0,24%
Diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ) mm	0,17
Diâmetro ( $D_{30}$ ) mm	0,20
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

### 3.1.3. Pó de vidro moído

O pó de vidro moído utilizado na pesquisa foi adquirido da empresa Minasolo, localizada na cidade de São Paulo - SP. Ele é resultante da moagem de vidros planos, de cor branca (Figura 3.14). O material foi peneirado na peneira n. 200 ( $d < 0,075$  mm) tendo em vista que, em teoria,

quanto maior o grau de moagem, maior superfície específica e conseqüentemente maior área exposta para que ocorram as reações (PROVIS E DEVENTER, 2009). Aproximadamente 80% do material passou pela malha. Sua curva granulométrica conforme NBR 7181 (ABNT, 2018) pode ser visualizada na Figura 3.15 e suas propriedades físicas na Tabela 3.6. Os ensaios de massa específica real dos grãos foram realizados de acordo com a NBR 16605 (ABNT, 2017)



Figura 3.14: Pó de vidro moído passante na peneira n. 200

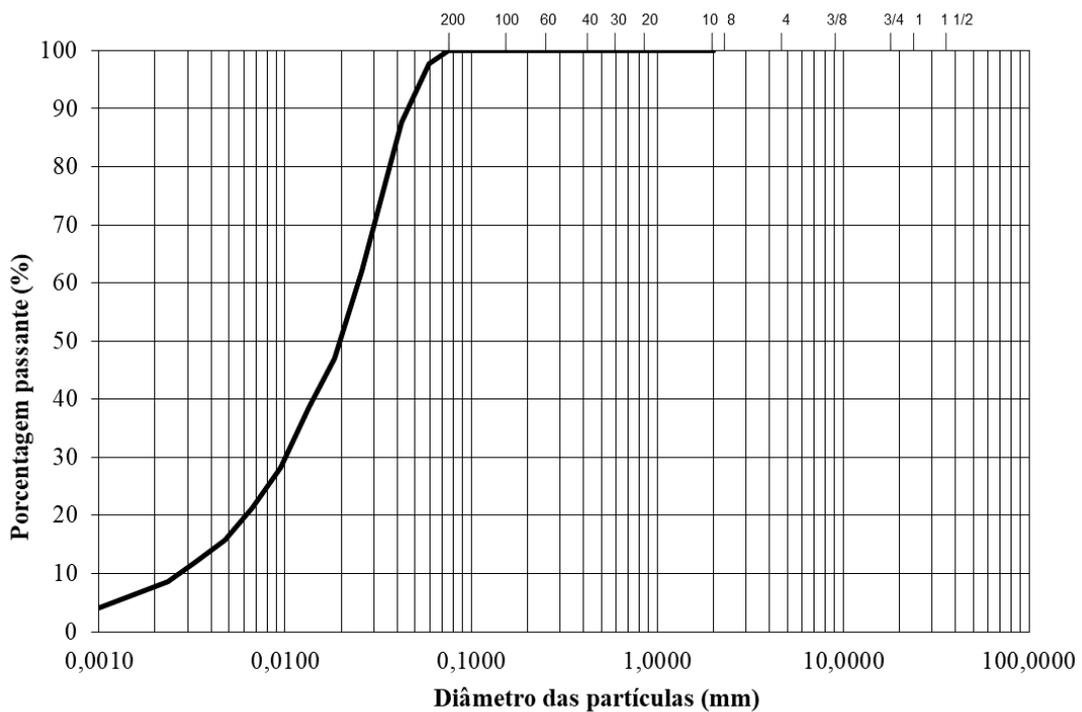


Figura 3.15: Granulometria do pó de vidro moído

Tabela 3.6: Propriedades físicas do pó de vidro

PROPRIEDADES	VALORES
Massa específica real dos grãos	2,47
Área superficial específica (m <sup>2</sup> /g)*	3,28
% areia fina (0,06 < d < 0,2 mm)	30,6
% silte (0,002 < d < 0,06 mm)	60,4
Diâmetro efetivo (D <sub>10</sub> ) mm	0,0028
Diâmetro (D <sub>30</sub> ) mm	0,01
Diâmetro (D <sub>60</sub> ) mm	0,025
Coefficiente de uniformidade (Cu)	8,93
Coefficiente de curvatura (Cc)	1,43

Nota: \*BET (TEBECHRANI, 2020)

Na Tabela 3.7 pode-se visualizar a composição química do vidro moído utilizada obtida através espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX), obtida por Tebechrani Neto (2020), onde percebe-se que a sílica (SiO<sub>2</sub>) é o elemento encontrado em maior quantidade com 71,09% em peso, além disso, nota-se a presença em menores quantidades de óxido de sódio (Na<sub>2</sub>O) e óxido de cal (CaO).

Tabela 3.7 Composição do pó de vidro moído

COMPOSIÇÃO	
Elemento	%
SiO <sub>2</sub>	71,09
Na <sub>2</sub> O	9,00
CaO	8,35
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,02
MgO	3,57
TiO <sub>2</sub>	0,04
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,66
MnO	0,01
K <sub>2</sub> O	0,70
P <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,01
LOI*	1,56

(LOI\* = Perda ao fogo)

(Fonte: TEBECHRANI NETO (2020))

Na Figura 3.16 é exibida a difratometria de raio-x (DRX) do vidro moído, onde pode-se visualizar uma protuberância na faixa de ângulo de 15 ° a 40 ° (2θ) assimétrica em relação aos valores de ângulo de difração mais baixos, atribuível a compostos estruturalmente

desordenados e um alto nível de amorfização. Além disso, as fases cristalinas majoritárias correspondem a minerais de quartzo ( $\text{SiO}_2$ ), além disso, encontra-se feldspatos mistos, e piroxenos sódicos como augita.

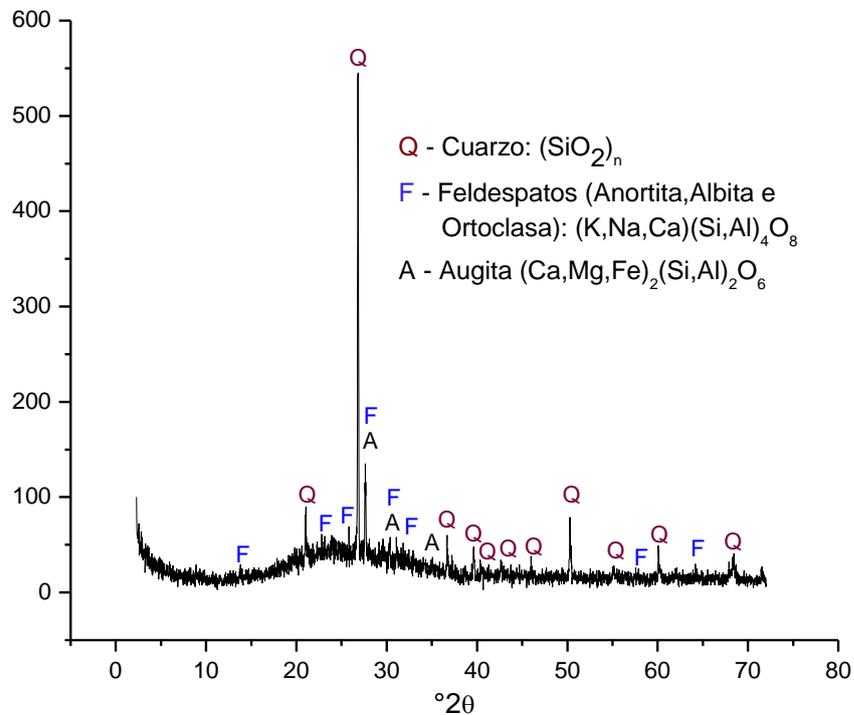


Figura 3.16: Difratoimetria de raio-x do vidro moído

#### 3.1.4. Cal de Carbureto

A cal de carbureto utilizada no presente estudo é um resíduo do processo produtivo de gás acetileno, o qual é produzido a partir da hidrólise do carbonato de cálcio. Proveniente da empresa White Martins Gases Industriais S. A., localizada no estado do Rio Grande do Sul, sua planta de produção tem uma capacidade de produção de 120 toneladas de acetileno/mês. São gerados, aproximadamente, 2160 toneladas/ano de cal de carbureto pela empresa citada.

O material é coletado na empresa em forma de pasta, com umidade de 40 a 60%, e, para sua utilização, seco em estufa a  $60^\circ$  durante 48 horas. Depois de seca, a cal de carbureto é destorroada e peneirada na peneira n. 200 ( $d < 0,075$  mm) afim de que se obtenha um material com certa uniformidade e que se tenha um controle do tamanho máximo de suas partículas, em torno de 25% do material ficava retido na peneira. Após peneirando o material é armazenado em um ambiente hermético para evitar sua reação com o dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ). Na Figura 3.17, pode-se visualizar o material após preparado para utilização.



Figura 3.17: Cal de carbureto passante na peneira n.200

A distribuição granulométrica da cal de carbureto determinada seguindo a NBR 7181 (ABNT, 2018), pode ser visualizada na Figura 3.18.

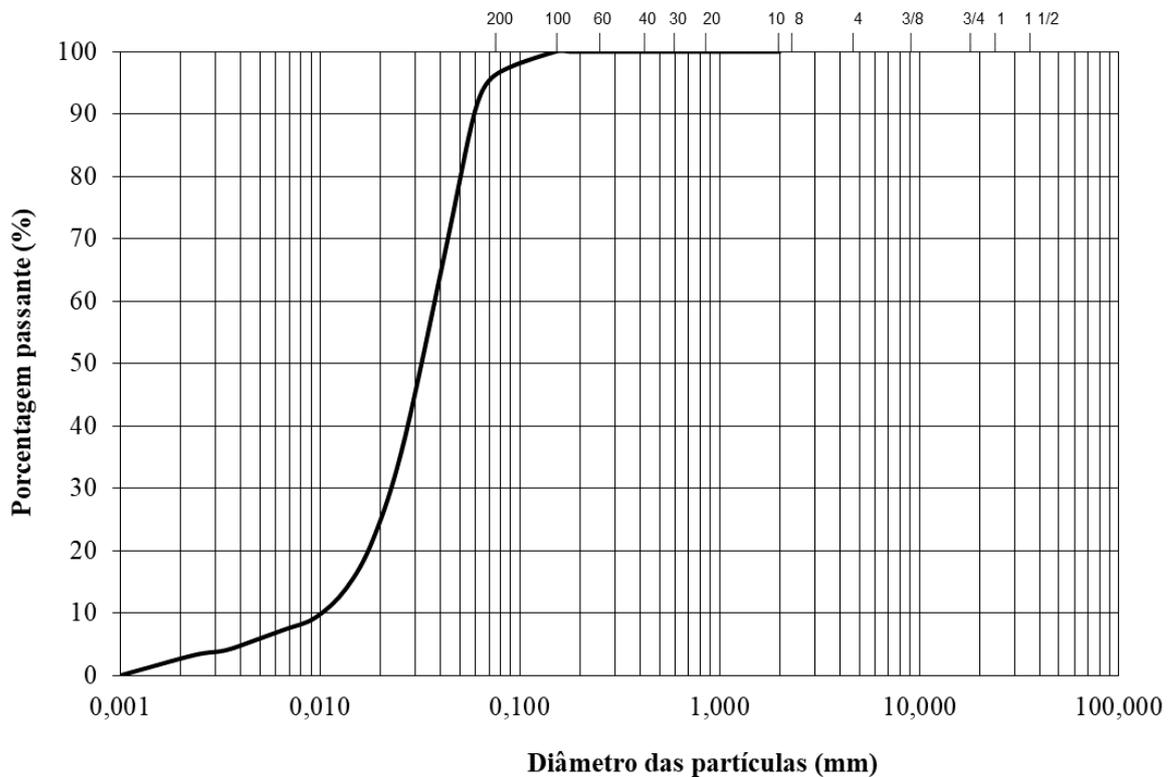


Figura 3.18: Granulometria da cal de carbureto

Além disso, as principais propriedades físicas da cal de carbureto estão expostas na Tabela 3.8. Os ensaios de massa específica real dos grãos seguiram as recomendações da NM 52 (2009).

Tabela 3.8: Propriedade físicas da cal de carbureto

<b>PROPRIEDADES</b>	<b>VALORES</b>
Massa específica real dos grãos	2,19
Área superficial específica (m <sup>2</sup> /g)*	9,57
% areia fina (0,06 < d < 0,2 mm)	9,42%
% silte (0,002 < d < 0,06 mm)	87,33%
% argila (d < 0,002 mm)	3,25%
Diâmetro efetivo (D <sub>10</sub> ) mm	0,01
Diâmetro (D <sub>30</sub> ) mm	0,021
Diâmetro (D <sub>60</sub> ) mm	0,038
Coefficiente de uniformidade (Cu)	3,8
Coefficiente de curvatura (Cc)	1,16
Índice de vazios mínimo (e <sub>min</sub> )	0,6
Índice de vazios máximo (e <sub>max</sub> )	0,9

Nota: \* Ensaio BET (CAICEDO, 2020)

Com relação à composição química da cal de carbureto, Caicedo (2020) e Saldanha et al. (2018) que utilizaram a cal de carbureto da mesma empresa, e realizaram a caracterização do material encontraram valores muito próximos. Através de ensaios de FRX se observa a composição majoritária do elemento óxido de cálcio presente neste material, em torno de 70%, como pode ser visualizado na Tabela 3.9. Caicedo (2020) além de FRX, realizou de acordo com NBR 6473 (ABNT, 2003) a quantidade de cálcio livre e os resultados mostram que a cal de carbureto utilizada contém 66,1% de óxido de cálcio disponível para reagir na produção do cimento alcalino.

Tabela 3.9: Composição química da cal de carbureto

<b>COMPOSIÇÃO QUÍMICA</b>		
<b>Elemento</b>	<b>% Caicedo (2020)</b>	<b>% Saldanha <i>et al.</i> (2018)</b>
CaO	69,62	74,00
SiO <sub>2</sub>	3,18	3,10
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,99	0,46
MgO	0,56	0,72
SO <sub>3</sub>	ND*	0,54
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,98	0,26
TiO <sub>2</sub>	0,08	ND*
K <sub>2</sub> O	ND*	ND*
LOI*	23,58	20,92

Nota: \*ND = não detectado; \*LOI = Perda ao fogo.

A composição mineralógica da cal de carbureto foi determinada a partir do ensaio de DRX (Figura 3.19), por Saldanha (2018), onde pode-se perceber a presença majoritária de portlandita [ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ] e picos de menor quantidade de calcita ( $\text{CaCO}_3$ ). O carbono aparece em forma de grafite como mineral, provavelmente proveniente da produção de gás acetileno.

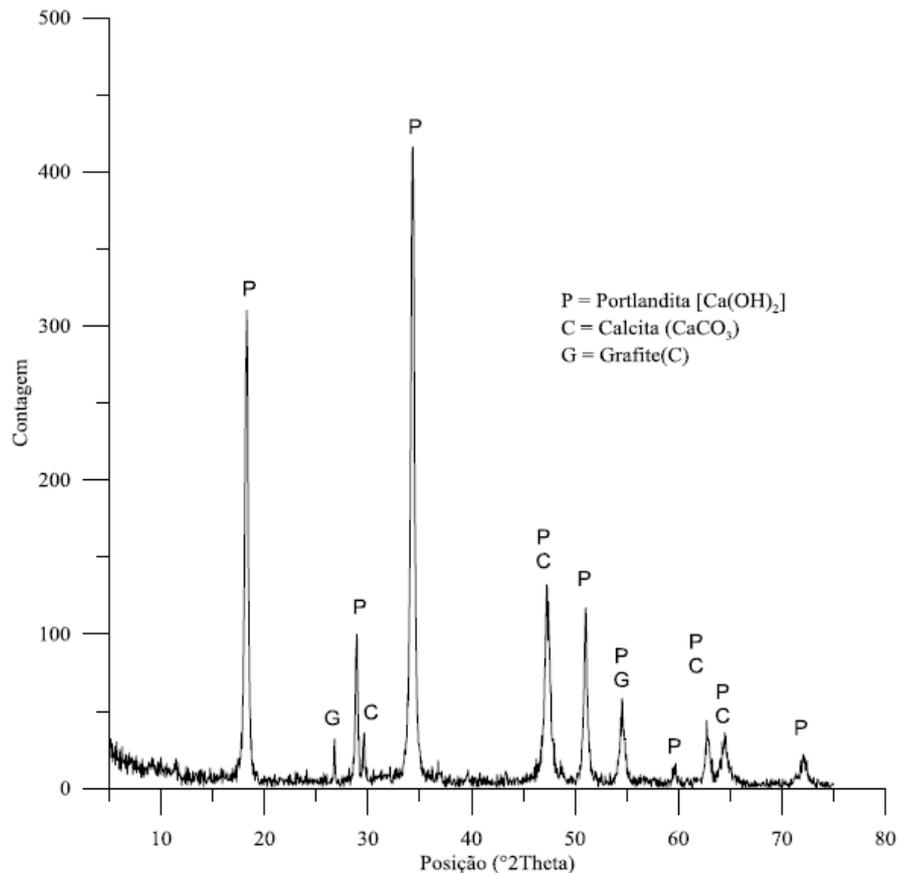


Figura 3.19: Difração de raio-x da cal de carbureto (SALDANHA, 2018)

### 3.1.5. Hidróxido de sódio

O hidróxido de sódio ( $\text{NaOH}$ ) utilizado nesta pesquisa é apresentado em escamas (Figura 3.20), cor branca, com pureza analítica (P.A) de 98% e densidade de  $2,13\text{g/cm}^3$ .

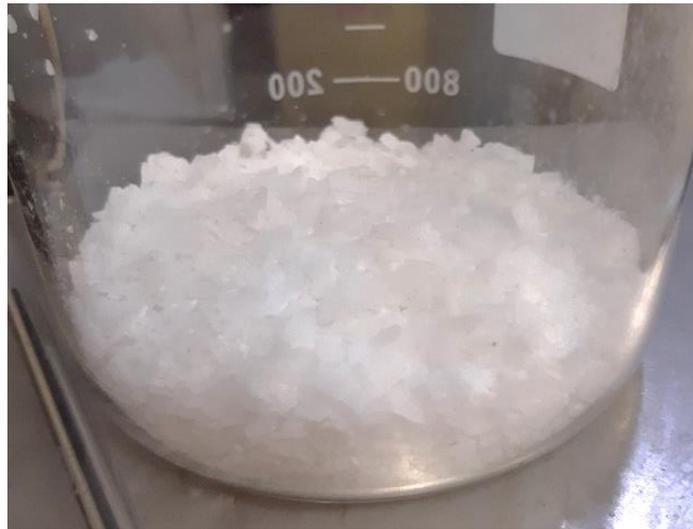


Figura 3.20: Hidróxido de sódio (NaOH) em escamas

Para produção da solução alcalina, uma massa de NaOH foi solubilizada em água para uma concentração de 3 M. Essa molaridade foi definida com base nos resultados obtidos por Daassi-Gli (2020) onde, após testar o comportamento mecânico de amostras com a mesma mistura que a utilizada neste trabalho variando a molaridade de 0 até 8 M, conclui que a molaridade 3 M é a ótima para a mistura pois, seus resultados mostraram um aumento de resistência à compressão simples até 3 M e perda de resistência a partir desta molaridade conforme pode-se visualizar na Figura 3.21.

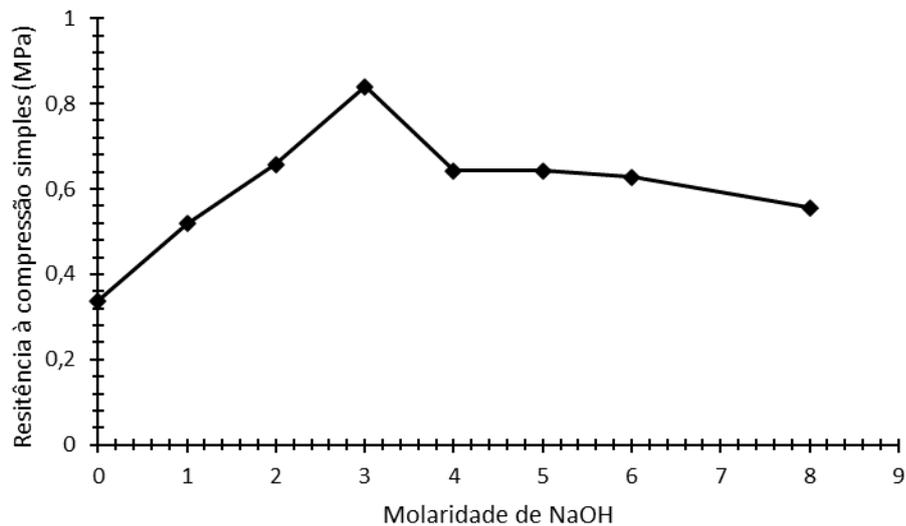


Figura 3.21: Variação da resistência à compressão simples em função da molaridade (DAASSI-GLI, 2020)

### 3.1.6. Água

A água utilizada para a preparação da solução para camadas realizadas em campo é proveniente do poço artesiano que abastece a Universidade de Passo Fundo. Para os ensaios laboratoriais a água utilizada provém do processo de destilação.

## 3.2. MÉTODO

### 3.2.1. Ensaios de compactação

Para determinar o peso específico aparente seco das misturas ( $\gamma_d$ ) e seus respectivos teores de umidade, foram realizados ensaios de compactação seguindo as recomendações da NBR 7182 (ABNT, 2020), com energia de compactação normal e sem reutilização do material. Na Figura 3.22 pode-se visualizar o resultado destes ensaios pra as diferentes misturas utilizadas. Neste sentido, percebe-se que a melhor umidade é de 11% para os maiores pesos específicos. Porém, como em experiências de campo é difícil chegar a um  $\gamma_d$  muito alto, escolheu-se a utilização de 16,0 kN/m<sup>3</sup>, conforme outros ensaios já realizados em campo que demonstraram dificuldades em atingir  $\gamma_d$  elevados, além de, por ser realizado sobre um solo residual, ou seja, com fraca cimentação evitou-se um peso específico que fosse influenciar nas características do solo base da camada (CONSOLI *et al.*, 2019 e 2020; VENDRUSCULO, 2003).

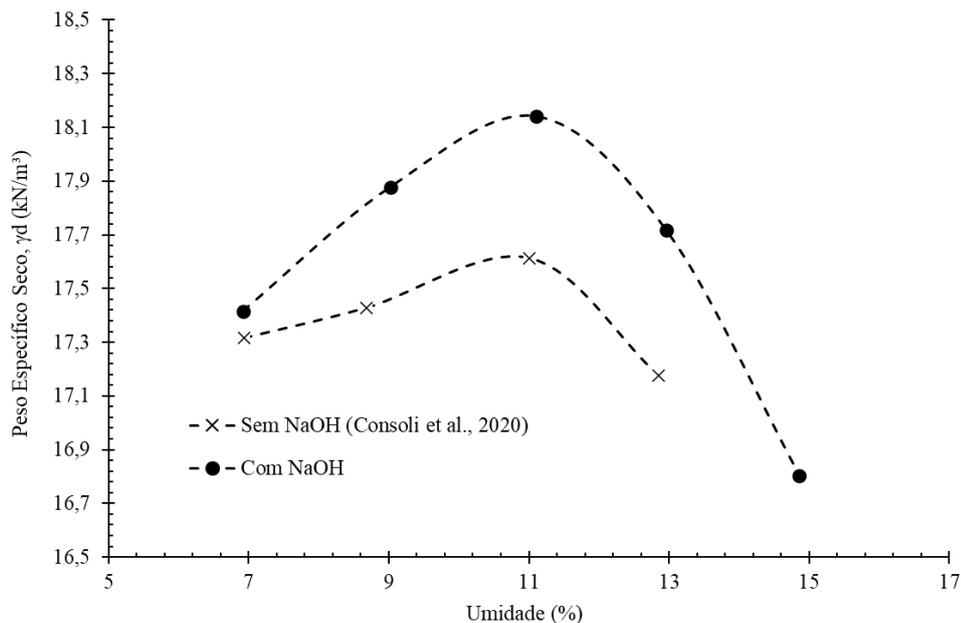
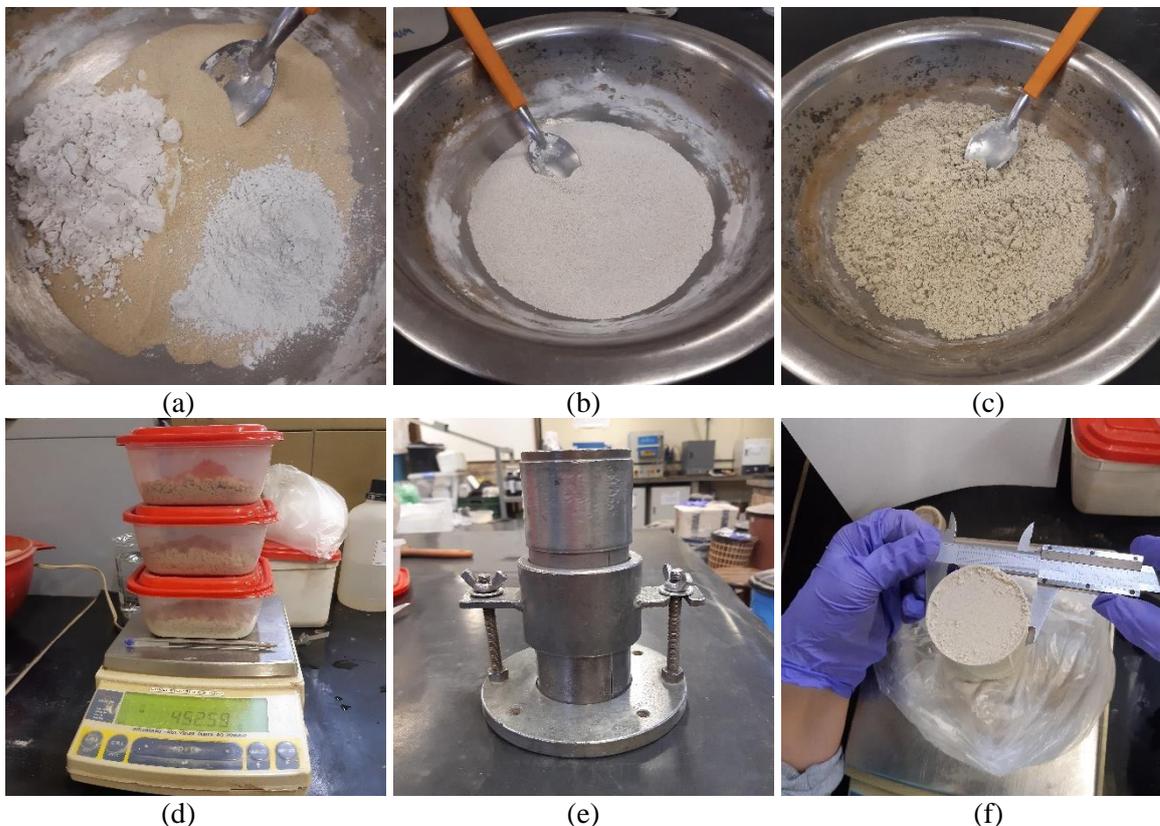
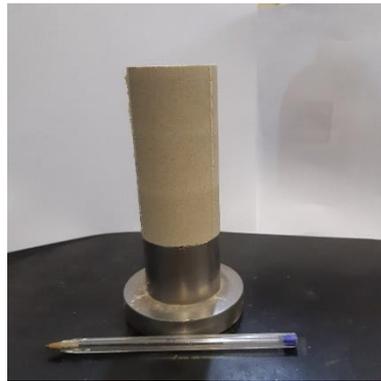


Figura 3.22: Curvas de compactação com e sem NaOH

### 3.2.2. Compressão simples e tração por compressão diametral

No intuito de analisar a evolução da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) das misturas utilizadas em campo, foram moldados em laboratório, corpos de prova (CPs) curados à temperatura controlada ( $23^\circ \pm 1$ ) com diferentes tempos de cura, 7, 14, 28, 60 e 120 dias. Os ensaios foram realizados em triplicata, com dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Inicialmente os materiais preparados e pesados para as misturas a serem analisadas (areia-calvidro sem e com NaOH) são homogeneizados secos e depois a solução do ativador alcalino de NaOH ou somente água são introduzidos na mistura, então quando a completa homogeneização da mistura é observada esta é dividida e compactada em três camadas iguais. Capsulas são coletadas da mistura para aferição da umidade. Após a compactação de todas as camadas os corpos de prova são pesados e medidos para verificação do peso específico, e de alguns critérios de aceitação adotados, como 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  $100\text{mm} \pm 2\text{mm}$ . Então, foram acondicionados em local com temperatura controlada de ( $23^\circ \pm 1$ ) até os tempos de cura estipulados. As etapas da moldagem podem ser visualizadas na Figura 3.23.





(g)

Figura 3.23: (a) materiais secos para a mistura (b) mistura dos materiais secos (c) mistura após adição de H<sub>2</sub>O ou solução alcalina (d) separação das camadas de moldagem (e) molde tripartido (f) medição do CP após moldagem (g) corpo de prova moldado

Os ensaios de compressão simples seguiram os procedimentos descritos pela NBR 12025 (ABNT, 2012). Para aplicação da tensão axial (Figura 3.24), nesta pesquisa foi utilizada uma prensa hidráulica e uma célula de carga com capacidade de 10 kN, devidamente calibrada e a velocidade de deslocamento foi controlada em 1,14 mm/min.



Figura 3.24: Ensaio de resistência à compressão simples

Para o cálculo da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) utilizou-se a (Equação 3.1).

$$q_u = \frac{P}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Onde:

$q_u$  – Resistência à compressão simples;

$P$  - Carga de ruptura;

$D$  – Diâmetro médio do corpo de prova obtido a partir das medições de topo, centro e base.

Na mistura com tempo de cura próximo ao tempo dos ensaios realizados no campo, também foram realizados ensaios de tração por compressão diametral o que permitiu a caracterização do material quanto aos parâmetros de resistência possibilitando estimar a carga de ruptura para os ensaios realizados em campo. Ainda, foram realizados estes ensaios para os corpos de prova que foram retirados das camadas em campo.

Para os ensaios de tração por compressão diametral seguiu-se o recomendado pela NBR 7222 (ABNT, 2016). A moldagem dos corpos de prova e o ensaio foi realizado da mesma maneira que para a resistência à compressão simples, porém o corpo de prova é posicionado horizontalmente e amostra é rompida por um carregamento linear diametralmente distribuído (Figura 3.25).



Figura 3.25: Compressão por tração diametral

Para obter-se a resistência à tração ( $q_t$ ) utiliza-se a (Equação 3.2).

$$q_t = \frac{2P}{\pi DH} \quad (\text{Equação 3.2})$$

Onde:

$q_t$  – Resistência à tração;

P – Carga de ruptura;

D – Diâmetro médio do corpo de prova obtido a partir das medições de topo, centro e base;

H – Altura média do corpo de prova.

Para garantir a inexistência de sucção, que pudesse afetar os resultados de resistência da amostra, todos os corpos de prova foram dispostos em tanque com água e imersos por 24 horas antes do rompimento na prensa. Imediatamente antes do ensaio, os corpos-de-prova foram retirados do tanque e superficialmente secos com auxílio de um tecido absorvente.

Na mistura com tempo de cura próximo ao tempo dos ensaios realizados no campo, também foram realizados ensaios de tração por compressão diametral o que possibilitou a caracterização do material quanto aos parâmetros de resistência, de acordo com o sugerido por Consoli *et al.* (2014), para assim, estimar a carga de ruptura dos ensaios que seriam realizados em campo.

### 3.2.3. Projeto e execução das camadas estabilizadas em campo

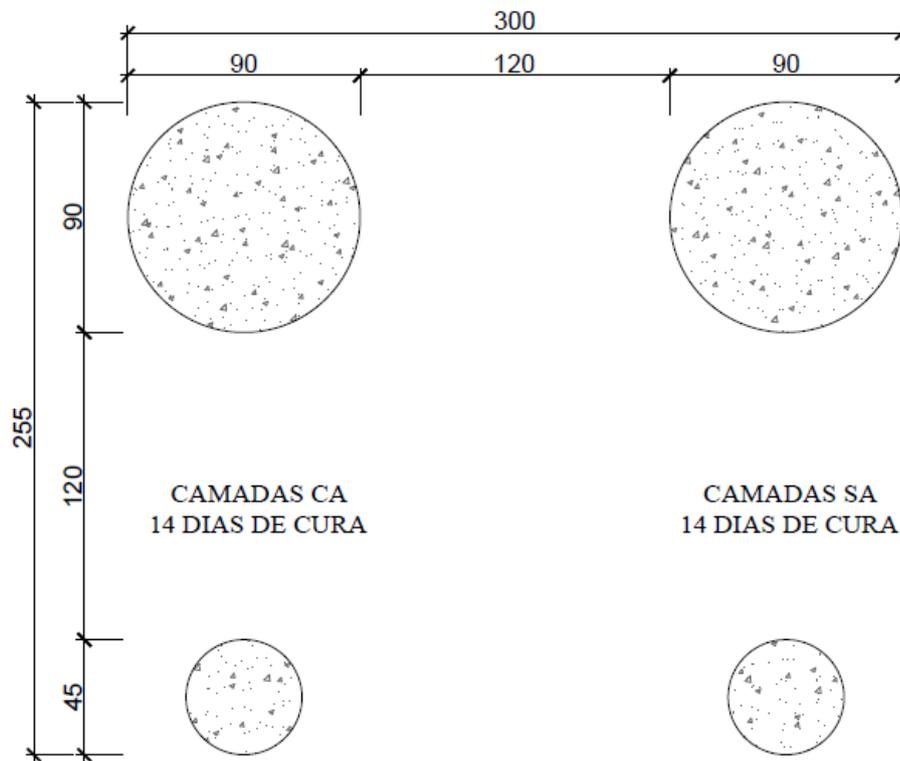
#### 3.2.4.1 Locação e abertura das cavas

Foram executadas sete cavas onde, quatro delas tinham dimensões de 45 cm de diâmetro e as outras três possuíam diâmetros de 90 cm, todas tinham profundidade de 30 cm. Esta escolha da quantidade de cavas foi feita levando em consideração o fato de que, devido à quantidade limitada de material, não conseguiu-se executar uma camada de Dr 90 cm, assim, os corpos-de-prova para avaliação da resistência da mistura posteriormente feita em laboratório, foram retirados da camada de Dr 45 cm.

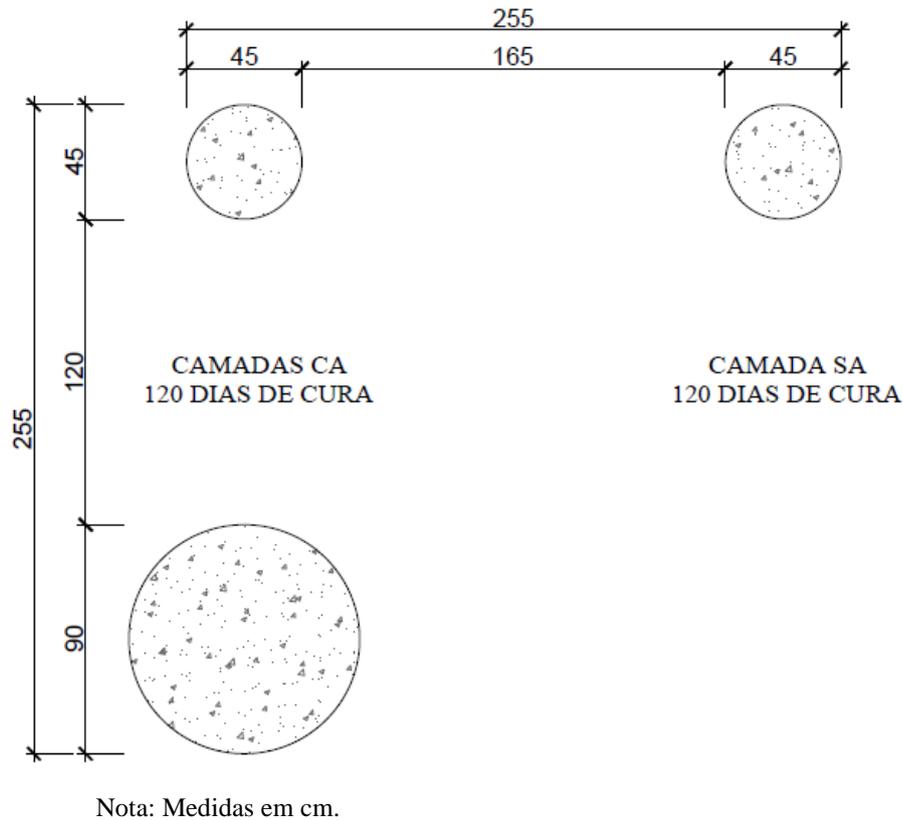
As dimensões das camadas tratadas foram definidas com base em trabalhos anteriores como, Caballero (2019), Consoli *et al.* (2019 e 2020), os quais avaliaram a influência da extensão da lateral da camada de reforço e observaram diferentes modos de ruptura para as variadas dimensões. Além disso, limitou-se a espessura da camada de reforço em 30 cm levando em consideração que a aplicação da técnica de reforço com camada de solo estabilizado torna-se atrativa quando não são necessários grandes volumes de escavação.

A locação e distribuição das camadas cimentadas foram definidas em função da distância interna entre as bases do pórtico utilizado no sistema de reação, cerca de 400 cm, de forma que o bulbo de tensões gerado durante o ensaio de placa não afetasse o solo subjacente da camada ao lado. O espaçamento entre as camadas foi definido em função do diâmetro da placa onde, utilizou-se um espaçamento entre as bordas da placa de no mínimo duas vezes o diâmetro da mesma segundo recomendado por Thomé (1999).

A distribuição e locação das camadas estabilizadas estão apresentados na Figura 3.26. Após a demarcação da área onde seriam feitas as cavas, as mesmas foram abertas com ferramentas manuais (cavadeiras, picaretas e pás) para que ficassem niveladas e apumadas.



(a)



(b)

Figura 3.26: Localização das camadas estabilizadas no campo experimental (a) 14 dias de cura (b) 120 dias de cura

#### 3.2.4.2. Preparação da mistura e execução das camadas

Inicialmente, foi realizada a preparação da solução ativadora, ou seja, o NaOH foi misturado com a água para concentração de 3 M. Esta preparação foi realizada com antecedência o suficiente para evitar as elevadas temperaturas (processo exotérmico). Pinto (2004) destacou que a sensibilidade da reação química de geopolimerização à temperatura é de tal ordem que o simples fato de insistir com a homogeneização da mistura à pasta pode desenvolver o aumento da temperatura por atrito e acelerar o endurecimento da pasta, prejudicando a moldagem e a compactação. O autor ainda expôs que ativadores simples, como o hidróxido de sódio, são de natureza gelatinosa, conferindo às pastas frescas uma elevada viscosidade, que se reflete em dificuldade na mistura, da homogeneização da pasta e, conseqüentemente, na dificuldade de expulsão das bolhas de ar.

Os materiais secos (areia de Osório, cal de carbureto e pó de vidro moído) necessários para cada camada foram inicialmente pesados. Então, a areia e o pó de vidro foram homogeneizados em betoneira na sequência, a cal de carbureto foi adicionada e misturada, e por último, acrescentou-se a solução ativadora. A umidade das misturas foi de 11% conforme obtida pela curva de

compactação. O processo de mistura continuou até que a completa homogeneização fosse observada (em torno de 10 minutos).

Para o preenchimento de cada cava foi estabelecido a quantidade de 3 ou 4 camadas, dependendo da área da cava, sendo que para cavas com  $D_r$  90 cm dividiu-se na maior quantidade. Assim, a mistura era levada e acomodada em sua respectiva cava, e compactada com o auxílio de um soquete manual até obter 10 cm de espessura, após compacta, cada camada foi escarificada para garantia de aderência entre ela e a camada posterior.

Para o controle do peso específico ( $\gamma_d$ ) e umidade ( $\omega$ ), foram retirados cilindros cortantes conforme a NBR 9813 (ABNT, 2019), de cada camada, destes também foram retiradas amostras para aferição da umidade e peso específico.

Todo processo descrito repetiu-se para todas as cavas e pode ser visualizado na Figura 3.277.





(g)

Figura 3.27: (a) Abertura da cava; (b) Cava executada; (c) Preparação da mistura; (d) Mistura colocada na cava; (e) Compactação da mistura; (f) Cravação dos cilindros para controle do peso específico; (g) Camada estabilizada finalizada.

Na Tabela 3.10 pode-se verificar que o  $\omega$  e o  $\gamma_d$  obtidos na moldagem, apesar de uma pequena variação em decorrência da dificuldade em manter um padrão de compactação em campo, são muito similares aos requeridos de 11% e 16,0 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 3.10: Controle do  $\gamma_d$  e  $\omega$  em campo

Parâmetros medidos	Dias de cura	Dr45 CA	Dr45 SA	Dr90 CA	Dr90 SA
$\gamma_{\text{real}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14	16,41	16,43	16,22	16,17
$\omega_{\text{real}}$ (%)		10,58	10,58	10,53	10,58
$\gamma_{\text{real}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	120	16,12	16,31	16,27	-
$\omega_{\text{real}}$ (%)		10,33	11,05	10,20	-

Após a execução, as camadas foram cobertas por lona e deixadas curar por 14 e 120 dias. Além disso, as condições climáticas foram monitoradas com dados da estação meteorológica da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa), localizada próxima ao campo experimental, para assim apresentar as condições (temperatura e precipitação pluviométrica) reais as quais as camadas de campo foram submetidas durante a cura.

### 3.2.4. Ensaios de placa em campo

#### 3.2.4.1. O equipamento

O equipamento utilizado nos ensaios de placa é constituído basicamente por três sistemas: sistema de reação, sistema de aplicação de carga e sistema de leitura e aquisição de dados.

O sistema de reação consiste de um pórtico com duas sapatas de concreto, uma viga de aço e sobrecarga sobre a viga. A sapata é constituída de uma base de concreto na qual se engasta uma coluna de aço formada por dois perfis U. A viga de reação é constituída de um perfil H fabricado com chapa de aço de 1" (2.54 cm). A sobrecarga é constituída de blocos de concreto e a sobrecarga total do sistema de reação chega a cerca de a 200 kN (Figura 3.28).



Figura 3.28: Sistema de reação

O sistema de aplicação de carga é constituído de um conjunto de macaco e bomba hidráulica com capacidade de aplicação de 500kN. A célula de carga utilizada modelo C16AC3 tipo *Rocker-Pin*, equipada com batente de rotação que previne rotações sobre o eixo y, com capacidade de 200 kN, a qual foi devidamente calibrada no laboratório antes de ser utilizada. A placa utilizada é circular, confeccionada em aço, com diâmetro (D) de 30 cm e espessura de 0,25 cm. Este conjunto de equipamentos pode ser visualizado na Figura 3.29a.

As medidas de deslocamentos verticais foram realizadas através de 5 réguas resistivas, da marca GEFTRAN (modelo LTM-50-S) com 50mm de curso total e resolução de 0,01mm fixos em uma estrutura de suporte ajustável (Figura 3.29b). As réguas foram colocadas sobre a placa em três pontos distintos, e sobre a camada reforçada em dois pontos, a uma medida de 5 cm da borda da placa para as camadas de 45 cm e 20cm para as camadas de 90 cm. Todas as réguas foram devidamente calibradas em laboratório antes de sua utilização no campo.

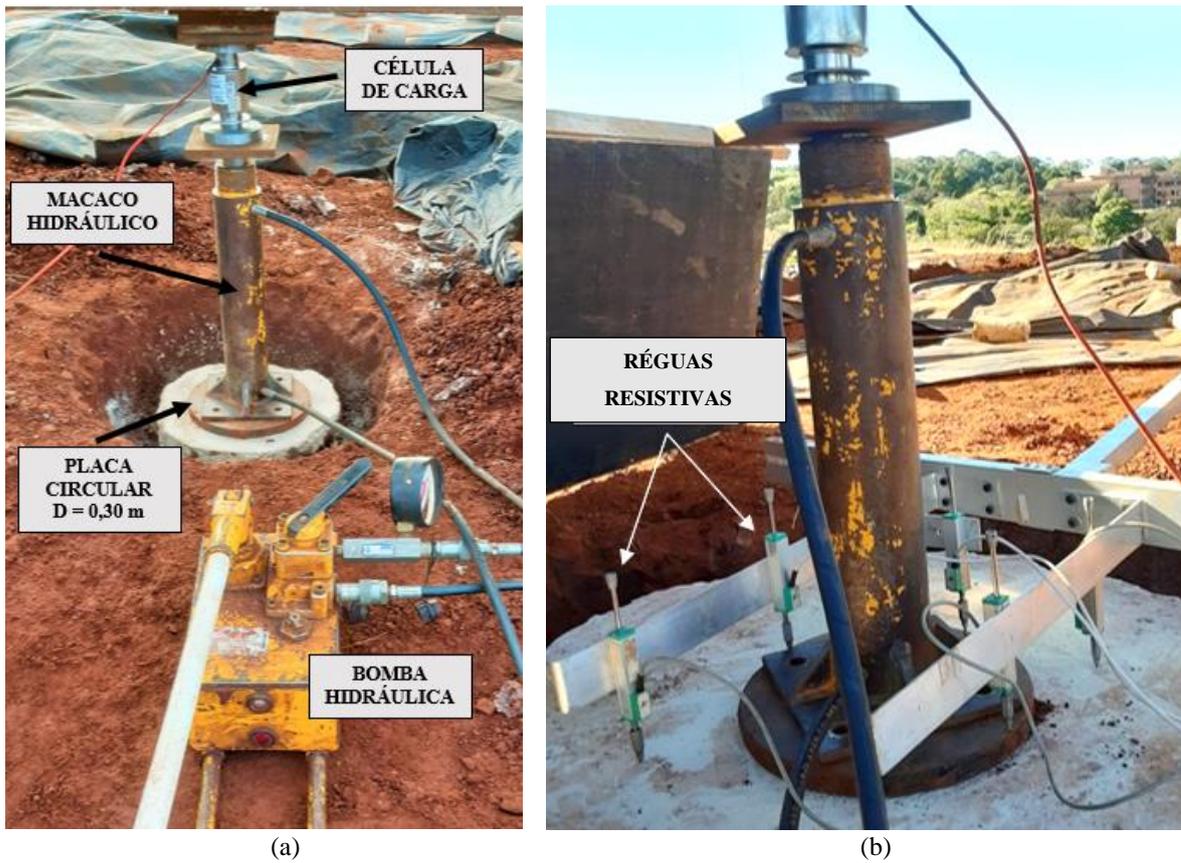


Figura 3.29: (a) Sistema de aplicação de carga; (b) Medição de deslocamentos

As réguas fazem medições a cada 2 segundos e os dados são coletados pelo sistema de aquisição (Figura 3.30), feito através de uma placa microprocessada modelo PCI DAS 10608/16 e rotina desenvolvida em LabView pelo LEGG/UFRGS.



Figura 3.30: Sistema de aquisição de dados

#### 3.2.4.2. Método de ensaio

A execução do ensaio de placa seguiu as recomendações da NBR 6489 (ABNT, 2019) e pode ser dividida em etapas.

A primeira consiste na instalação do sistema de reação no devido local. Após, monta-se o sistema de aplicação de carga, então o conjunto placa, macaco e célula de carga são colocados no centro da camada estabilizada e as régua resistivas posicionadas e ligadas ao sistema de aquisição de dados para a coleta dos mesmos. Finalmente, é realizada a aplicação de carga em estágios sucessivos.

Em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leitura de decorridas a 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h e assim sucessivamente, em intervalos de 1h, contados a partir do início do estágio, até se atingir a estabilização.

Os valores de incrementos de carga em cada estágio não pode ser superior a 20% da carga de ruptura prevista e, em cada estágio a carga é mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min. Considera-se que a estabilização dos deslocamentos é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento existente no mesmo estágio que significa a diferença entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual. Somente a partir desta condição os incrementos de carga são feitos. Os ensaios foram levados, quando possível, até um deslocamento máximo pré-estabelecido de 50 mm.

Vale ressaltar que, como é difícil prever a força de atrito que atuará nas faces laterais do reforço já que, esta é influenciada por um coeficiente de atrito entre o solo e a camada de reforço e, estes são influenciados pelo processo construtivo e eventuais escavações e erosões, este efeito de atrito lateral foi anulado retirando-se uma fina camada (em torno de 2,5cm) do solo no entorno da camada estabilizada, antes da realização do ensaio.

#### 3.2.5. Exumação das camadas de reforço e preparação de amostras

Após os ensaios de placa, as camadas ensaiadas foram exumadas do solo para análise dos mecanismos de ruptura (Figura 3.31a). Além disso, foram extraídos das camadas exumadas (Figura 3.31b e c), corpos de prova para realização de ensaios de compressão simples e tração

por compressão diametral, e assim obter parâmetros de resistência e um fator campo/laboratório.

A extração inicial se deu através de uma serra-copo de diâmetro de 10cm. Posteriormente, as amostras foram esculpidas manualmente até atingirem o diâmetro de 5 cm e 10 cm de altura (Figura 3.31d). Dessa maneira, garantiu-se que a amostra finalmente ensaiada não tivesse sofrido alguma interferência da serra utilizada.



Figura 3.31: (a) Exumação da camada do solo; (b) Extração de corpos de prova das camadas (c) Corpos de prova esculpidos com a serra-copo (d) Corpos de prova esculpidos manualmente

Alguns dos corpos de prova retirados foram imergidos em acetona e secos para que as reações cessassem e assim, posteriormente, ensaios triaxiais foram realizados.

### 3.2.6. Ensaios Triaxiais

Das (2011) afirma que o ensaio de compressão triaxial é um dos métodos mais confiáveis dentre os disponíveis para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo. Nesse sentido, ensaios triaxiais do tipo consolidados isotropicamente drenados (CID), foram realizados em amostras cilíndricas de dimensões 5 cm x 10 cm de diâmetro e altura, respectivamente, retiradas das camadas estabilizadas curadas em campo, com o objetivo de caracterizar o material da camada executada quanto aos seus parâmetros de resistência e rigidez.

Esse tipo de ensaio triaxial CID deve-se ao fato de que um o comportamento drenante é o esperado dos materiais em questão. As tensões de confinamento utilizadas para os ensaios foram de 20, 60 e 100 kPa, escolhidas em função dos ensaios de campo simularem fundações superficiais, ou seja, com baixas tensões de confinamento e além disso preservar a estrutura de cimentação da amostra estabilizada.

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais foram em conformidade com as recomendações da norma D7181 (ASTM, 2011).

De maneira geral, o ensaio triaxial aplica dois níveis de pressões diferentes na amostra, pressões confinantes e contrapressão. A pressão confinante atua em todas as direções, submetendo o corpo de prova a um estado hidrostático de tensões. Já a contrapressão é aplicada diretamente na amostra pela base e pelo topo. Essas pressões são medidas por transdutores de pressão e aplicadas, a partir de um pistão que opera por uma interface água-óleo com adição manual de pesos na base do pistão.

O ensaio é realizado em diferentes etapas. Inicialmente, a amostra é envolta por uma membrana de látex (Figura 3.32a), para impedir que o fluido confinante entre em contato ela, e então, posicionada na câmara triaxial, entre duas pedras porosas com papel filtro. Anéis de vedação são fixados no pedestal e no *top-cap*. Então, são acoplados na amostra, sensores de efeito *hall*, responsáveis pelas medidas internas de deformações axiais e radial (Figura 3.32b). A partir do momento que o corpo de prova se deforma além do curso destes sensores, o monitoramento das deformações é feito de maneira externa com uma régua resistiva posicionada sobre a câmara, com resolução menor do que 10 $\mu$ m.

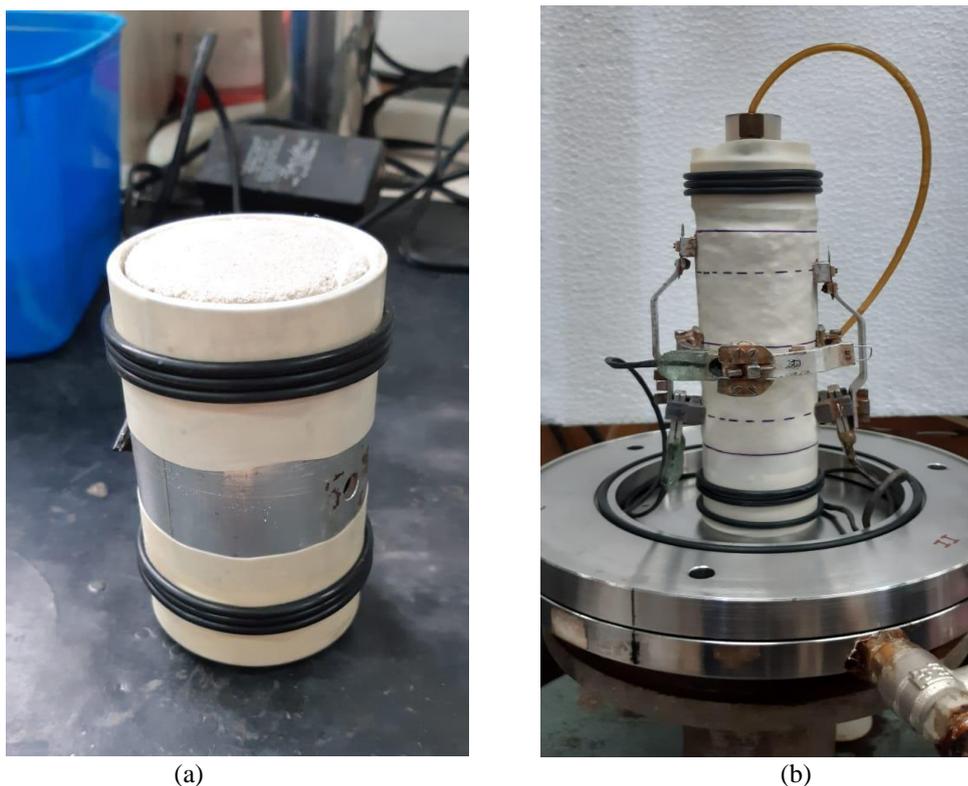


Figura 3.32: (a) Amostra envolvida pela membrana (b) Sensores de medidas internas colados na amostra

Após a colocação e fechamento da câmara, inicia-se a fase de saturação da amostra. Esse processo começa com a percolação de  $\text{CO}_2$  para a posterior percolação de água feita da base para o topo do corpo de prova. Ainda nessa etapa, é aplicada uma pequena tensão de confinamento para garantir que a membrana, fique aderida na amostra. Em seguida, acontece a aplicação de contrapressão para a total dissolução das bolhas de ar que por ventura estejam inseridas no corpo de prova, então são feitos incrementos de tensão confinante e contrapressão na mesma proporção, mantendo a tensão efetiva constante, até que a medição do parâmetro B de Skempton (1954) apresentasse valores satisfatórios, de aproximadamente 0,95 (ou  $\geq 0,9$ ), equivalente a solos muito rígidos ou cimentados (HEAD, 1998).

A partir daí, é aplicada a tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial desejada para a realização do ensaio, monitorando a variação volumétrica do corpo de prova através de uma régua resistiva (Figura 3.34), obtendo-se assim, novas dimensões do mesmo para a fase de cisalhamento.

No cisalhamento, o carregamento axial aplicado na amostra se dá por um pistão e a carga é medida por uma célula de carga externa à câmara, neste caso modelo S40AC3 2t, ou seja, com capacidade de 20kN, devidamente calibrada no laboratório, este sistema pode ser visualizado

na Figura 3.33. A aquisição dos dados do ensaio foi realizada por um *data logger* e um sistema de aquisição com rotina desenvolvida em LabView pelo LEGG/UFRGS.

No cálculo da tensão desvio, as correções de área e de membrana são aplicadas conforme recomendado por La Rochelle *et al.* (1988). A velocidade de carregamento adotada para fase de cisalhamento foi de 2 mm/h. Nas Figuras 3.33 e Figura 3.34 tem-se uma visão geral do equipamento utilizado para realização deste ensaio triaxial.



Figura 3.33: Aplicação de carga na amostra

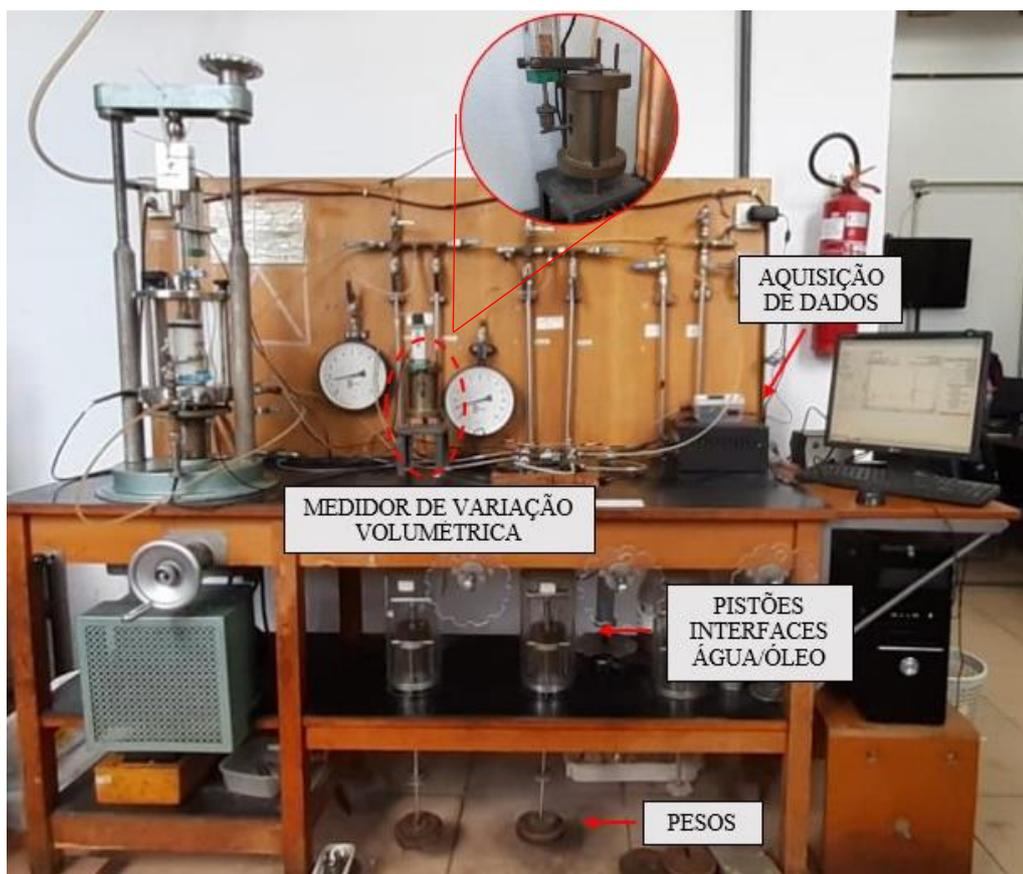


Figura 3.34: Visão geral do equipamento triaxial

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1. AMOSTRAS DE LABORATÓRIO

#### 4.1.1. Compressão simples e tração por compressão diametral

Os resultados dos ensaios de compressão simples ( $q_u$ ), dentro do critério de aceite de 10% para mais ou para menos da média de tensão de ruptura, realizados em laboratório pra as misturas com (CA) e sem NaOH (SA), em triplicata, estão expostos na Figura 4.1, para os diferentes tempos de cura de 7, 14, 28, 60 e 120 dias.

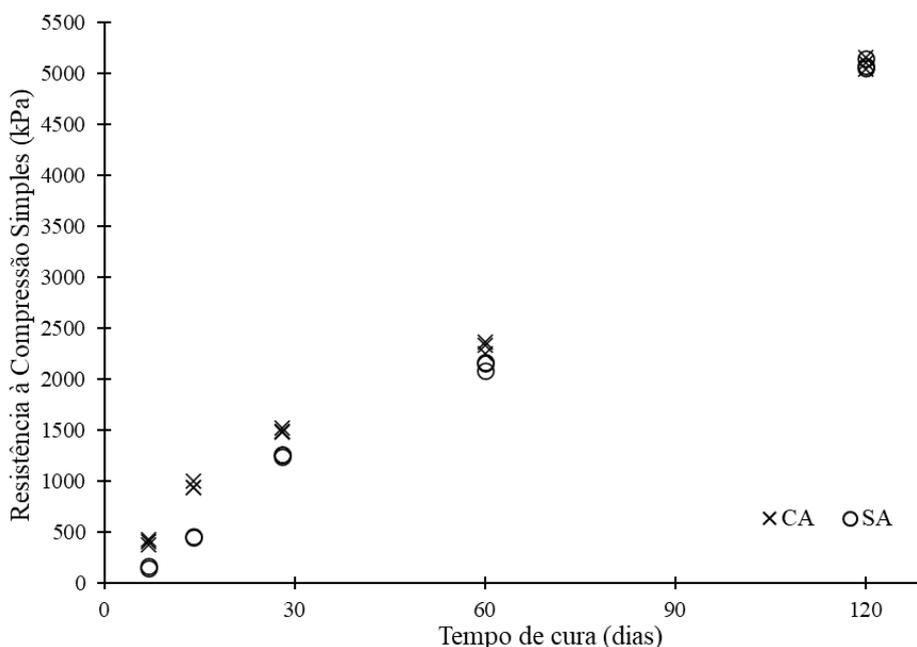


Figura 4.1: Resistência à compressão simples para os diferentes tempos de cura

Inicialmente, percebe-se que há evolução da resistência das diferentes misturas em função do aumento do tempo de cura. Além disso, pode-se visualizar claramente as maiores resistências para as misturas CA, ou seja, que contém a solução ativadora de NaOH, em comparação com as misturas sem o ativador (SA), sendo esta evidenciada para os menores tempos de cura (7 e 14 dias). Ao decorrer do aumento do tempo de cura, nota-se que apesar de a diferença entre as resistências para as diferentes misturas diminuir, a mistura CA mantém-se sempre superior, somente para o maior tempo de cura, 120 dias, é que seu valor é bastante próximo da mistura SA.

Na Tabela 4.1 pode-se visualizar os valores médios das triplicatas para cada tempo de cura, dentro do critério de aceitação de 10% e os valores das razões encontradas dividindo-se a resistência à compressão simples da mistura CA pela da mistura SA. Na Figura 4.2 estes valores de razões estão plotados em função do tempo de cura.

Tabela 4.1: Resistências à compressão simples médias e razões entre as resistências das misturas CA/AS

Dias de cura	Resistência à compressão simples (kPa)		Razões CA/AS
	CA	SA	
7	404,11	156,26	2,59
14	961,28	455,41	2,11
28	1501,30	1254,27	1,20
60	2318,86	2161,80	1,07
120	5105,25	5062,16	1,01

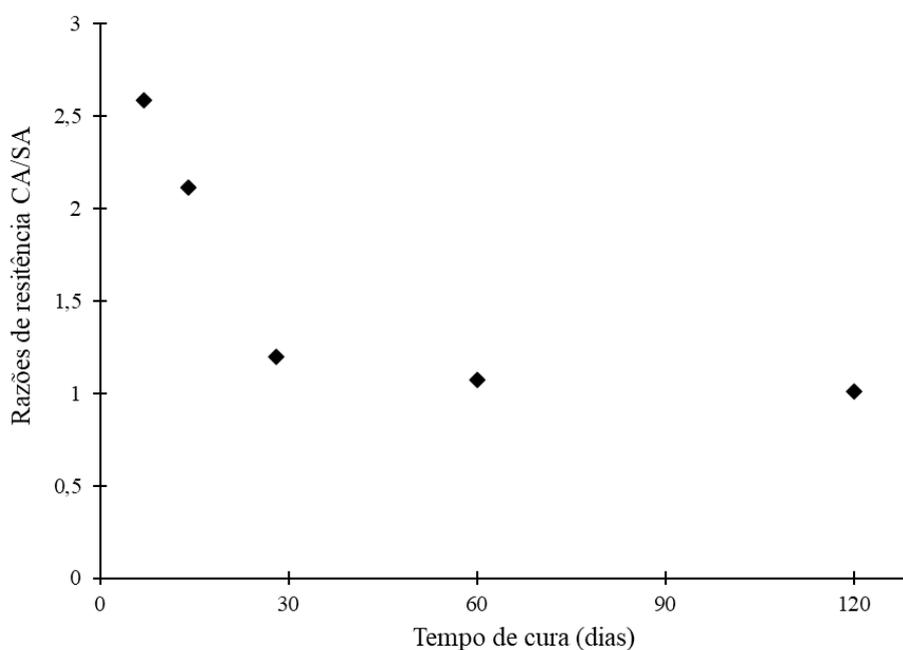


Figura 4.2: Razões entre as resistências das misturas CA/AS

Percebe-se que a razões de resistência entre as misturas CA/SA, inicialmente, foi na ordem 2,6 vezes, ou seja, a resistência para misturas que contém o ativado alcalino de NaOH, mais que duplica em comparação às misturas sem este ativador alcalino. Porém ao atingir o maior tempo de cura analisado essa razão fica na ordem de 1,01 o que indica que as resistências ao longo do tempo tendem a se equipararem.

Constatou-se que o aumento da resistência para misturas CA, tem uma taxa maior de crescimento até os 14 dias de cura, aumentando em torno de 140% de 7 para 14 dias. Após esse tempo, esta passa a ter uma diminuição que praticamente mentem-se em 55% até 60 dias onde após teve uma queda gradual até o último tempo de cura analisado de 120 dias.

Já para misturas SA, a taxa de crescimento inicial apesar de também diminuir em função do aumento do tempo e cura, mantém-se com valores que após 14 dias começam a ultrapassar a taxa de crescimento da mistura CA. Em 120 dias de cura a taxa de crescimento da mistura SA é 15,5% maior que a taxa de crescimento da mistura CA, assim percebe-se que as resistências ao longo do tempo são muito próximas.

Dessa maneira, fica evidente que a evolução das reações em misturas SA, demoram mais para ocorrerem do que em misturas CA onde, a dissolução inicial dos precursores é acelerada pelo ativador de NaOH, fazendo com que as resistências iniciais sejam maiores pois acontecem a menor tempo de cura.

Segundo Pinto (2004), a maior diferença entre as reações pozolânicas (mistura SA), que são a capacidade de uma pozolana de combinar-se com o cálcio, formando um material cimentante, e, a ativação alcalina (mistura CA), é de que a ação do agente alcalino é notavelmente mais forte do que a ação do cálcio (agente alcalino-terroso) nas reações, devido ao elevado pH que a solução ativadora propicia ao meio, assim, a dissolução e quebra da estrutura inicial de aluminossilicatos é superior, manifestando reações mais rápidas.

O pH governa a dissolução do aluminossilicato que, favorece a nucleação ou condensação e polimerização, assim, ele exerce um papel muito importante na ativação desses materiais (VARGAS *et al.*, 2006). 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, ou seja um meio fortemente alcalino, que é alcançado por meio da introdução de um ativador álcali, como por exemplo, as soluções de NaOH.

Assim, como a habilidade de dissolução é associada com a resistência mecânica, a ativação de aglomerantes feita com o NaOH produz matrizes cimentícias com estruturas menos porosas, ricas em sílica e conseqüentemente inicialmente mais resistentes do ponto de vista mecânico, com maior durabilidade e estabilidade, atingidas com grau de rapidez maior que as reações pozolânicas (MASSAZZA, 2004; XU, VAN DEVENTER, 2000).

Daassi-Gli (2020), que obteve resultados para 7 e 28 dias de cura com a mistura de cal de carbureto e pó de vidro utilizando o ativador alcalino de NaOH, verificou uma relação da ordem

de duas vezes (2,28), ou seja, a resistência à compressão simples, na média dobrou entre os 7 e 28 dias de cura e, além disso, ao comparar os resultados de sua pesquisa com os de Winter (2018) que utilizou as mesmas proporções de cal de carbureto, pó de vidro para um mesmo peso específico aparente seco porém, sem o ativador alcalino de NaOH, notou-se que para o mesmo tempo de cura, os resultados da resistência à compressão simples são maiores para misturas com NaOH. Vale ressaltar que estas misturas utilizadas pelos autores, apesar de serem muito similares à deste trabalho, não são idênticas.

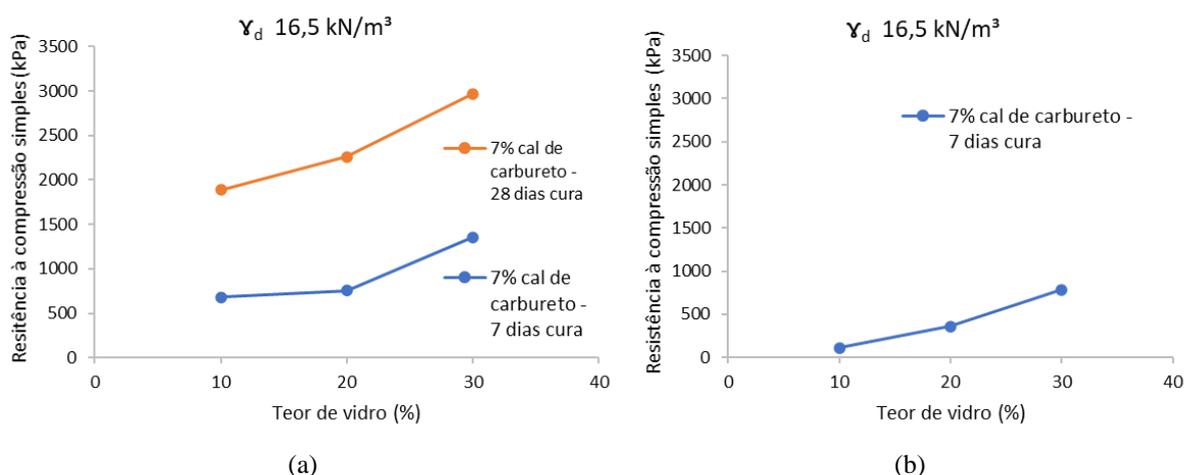


Figura 4.3: Resistência à compressão simples (a) Daassi-Gli (2020) com NaOH, (b) Winter (2019) sem NaOH

#### 4.1.1.1. Análise estatística dos resultados de resistência à compressão simples

Para avaliar os efeitos das variáveis independentes (tempo de cura e tipo de mistura) sobre a variável resposta (resistência à compressão simples) foi realizada uma análise estatística dos resultados obtidos, através da análise de variância (ANOVA). A partir da regressão linear múltipla, considerando inicialmente a ação das variáveis independentes atuando de forma isolada, e também considerando a combinação das variáveis. Para a regressão linear múltipla, considerou-se um nível de significância de 95%, sendo que para as variáveis independentes terem influência significativa sobre variável dependente, o valor do teste-P deve ser inferior a 0,05.

A partir dos resultados da ANOVA, foi possível executar uma análise de significância dos fatores controláveis e suas interações, por meio do gráfico de Pareto, como mostra a Figura 4.3.

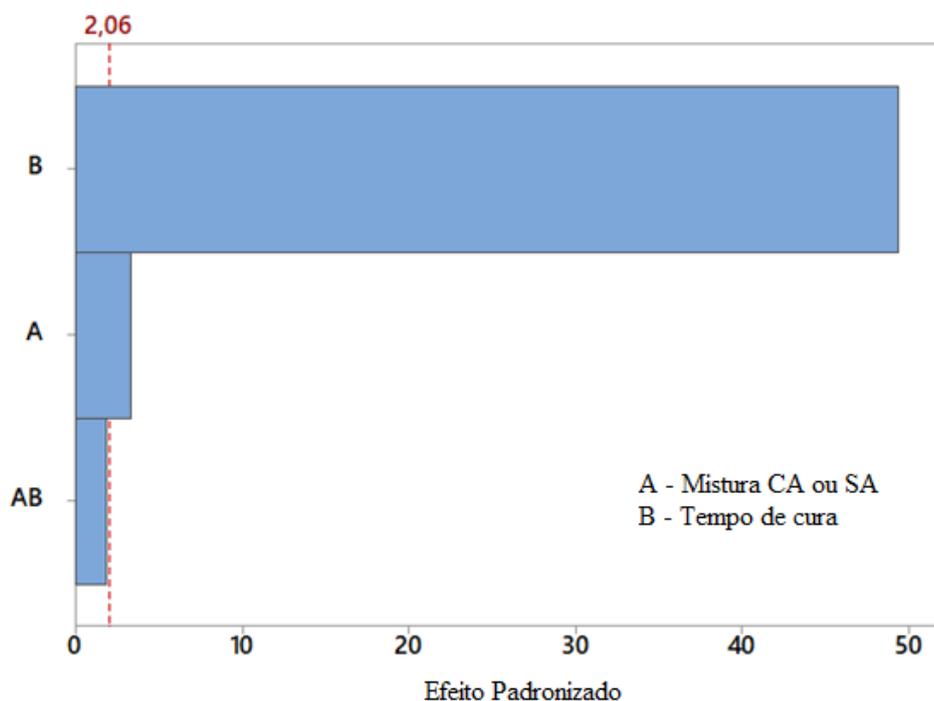


Figura 4.4: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados

Os dados da Figura 4.3 indicam que para o ensaio de resistência à compressão simples todos os fatores principais, A e B, influenciam significativamente na variável resposta. Por outro lado, a interação de segunda ordem AB não afeta a variável resposta de forma significativa. No que se refere a magnitude da influência dos fatores considerados significativos, o tempo de cura (B) se apresentou como o mais influente, seguido pelo tipo de mistura (A).

O tempo de cura é fator determinante pra os diferentes tipos de misturas. Como mencionado anteriormente, em misturas SA, as reações pozolânicas demoram mais para se desenvolverem em comparação com misturas CA onde o ativador alcalino acelera os mecanismos iniciais de reações iniciais pela maior dissolução dos aluminossilicatos com maiores pH's. Dessa maneira, para as misturas SA, maiores resistências à compressão simples são atingidas somente um tempo maior de cura, porém, estas chegam a valores muito próximos aos CA no decorrer do tempo, já que as reações destas misturas, também continuam a evoluir, mesmo que em menores taxas de crescimento para tempos de cura maiores.

A partir do conhecimento da significância dos resultados, foi possível estudar a influência dos fatores principais isolados. A Figura 4.4 apresenta a análise dos fatores que foram considerados significativos na variável resposta.

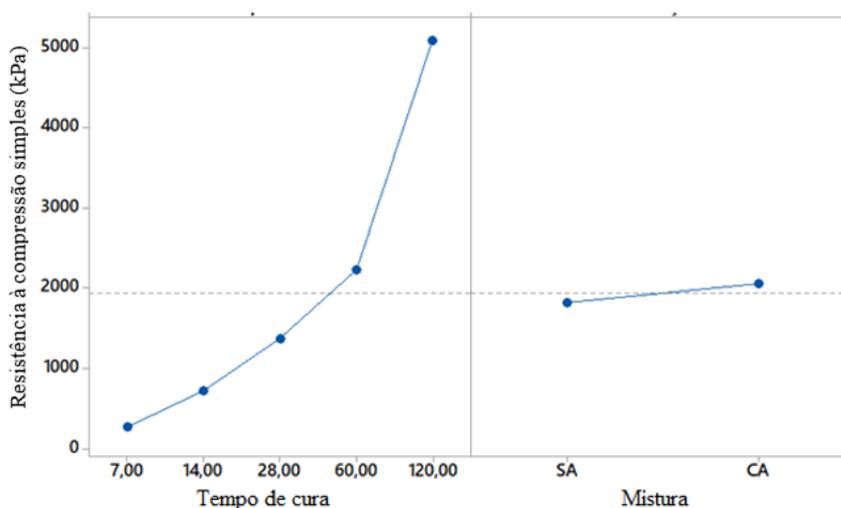


Figura 4.5: Efeitos principais das variáveis para a resistência à compressão simples

De maneira geral pôde ser observado que ambos os fatores principais (A e B) geraram um efeito positivo na estabilização, ou seja, o aumento dos níveis dos fatores resultou no acréscimo da variável resposta. O acréscimo mais notável ocorreu entre os tempos de cura de 60 dias e 120 dias.

## 4.2. PROVAS DE CARGA EM CAMPO

A seguir estão apresentados os resultados dos ensaios de placa realizados com carregamento vertical centrado sobre as camadas estabilizadas de mistura com e sem NaOH (CA e SA, respectivamente) e diferentes relações  $Tr/Hr$ . Para a definição da capacidade de carga foi utilizado o critério de Consoli *et al.* (2009) onde a capacidade de carga se define como o ponto da curva tensão *versus* recalque a partir do qual a relação recalque/diâmetro da fundação é igual a 3%, conforme detalhado no item 2.3 deste trabalho.

O ensaio que será tomado como referência para a capacidade de carga do solo natural, sem reforço, foi o determinado por Consoli *et al.* (2020a), onde a capacidade de carga determinada de 253,78 kPa, conforme detalhado anteriormente pela Figura 3.10 e Figura 3.11.

### 4.2.1. Comportamento carga *versus* recalque

Os resultados de carga *versus* recalque das camadas estabilizadas CA e SA, podem ser visualizados nas Figura 4.6 e Figura 4.7 para os diferentes diâmetros,  $D_r$  de 45 e 90 cm e diferentes tempos de cura, 14 e 120 dias.

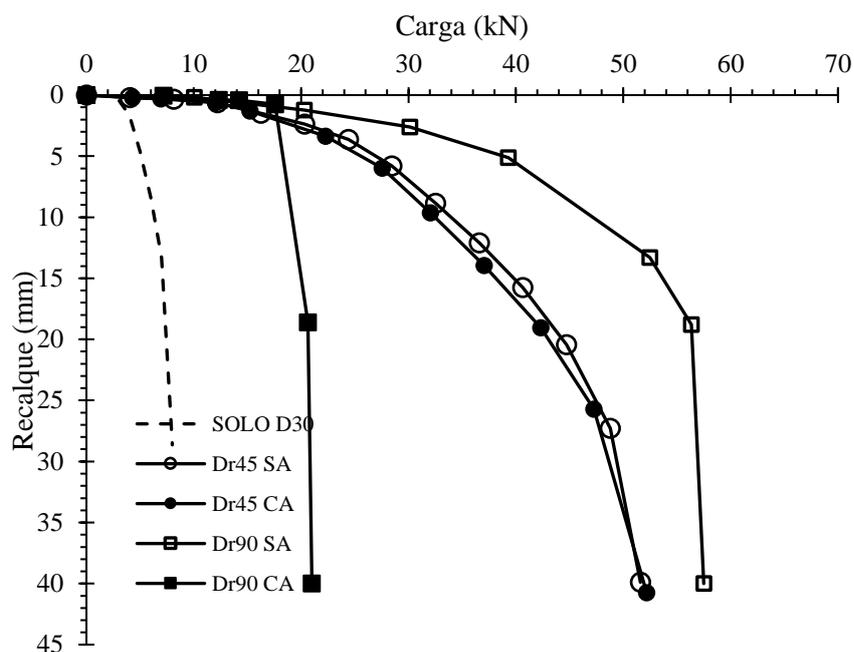


Figura 4.6: Ensaios de placa em misturas SA e CA em camadas curadas à 14 dias

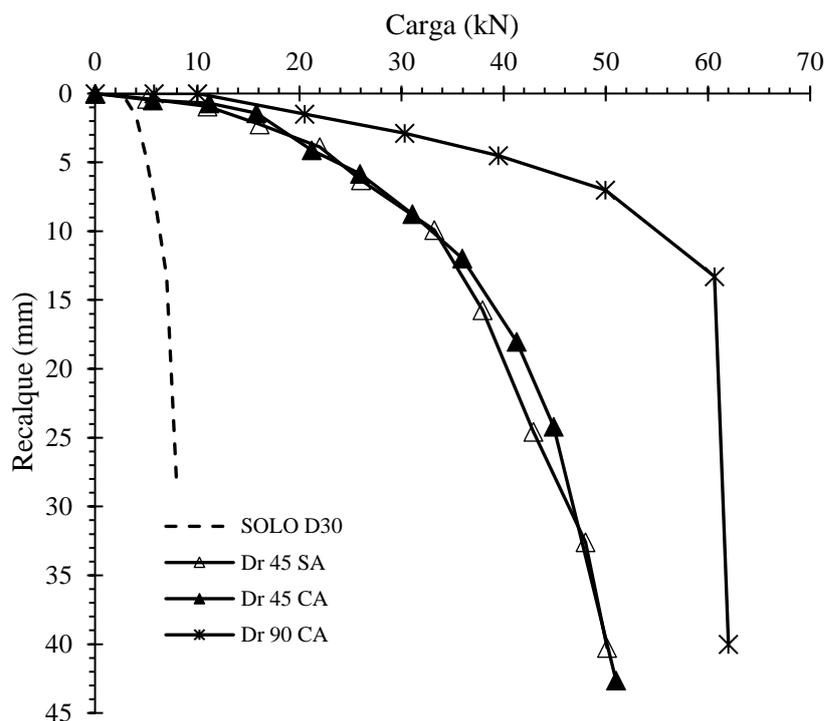


Figura 4.7: Ensaios de placa em misturas CA e SA em camadas curadas à 120 dias

Pode-se verificar que a adição da camada de reforço provoca um aumento na resistência em relação ao solo natural. Nas Figuras 4.6 e Figura 4.7 pode-se visualizar que as camadas de Dr 45 cm comportam-se da mesma maneira, ou seja, aumentam a resistência quando comparadas com o solo natural e recalcam praticamente igual para as cargas aplicadas independentemente

do tempo de cura. Atingem uma carga de ruptura média de 37 kN, aplicando o critério de ruptura para um deslocamento relativo de 3%, conforme Consoli *et al.* (2009).

As camadas de Dr 90 cm tendem a suportar mais carga para um mesmo recalque, ou seja, apresentam um aumento da capacidade de carga e a redução dos recalques com o aumento da relação Tr/Hr. Esse comportamento pode ser observado para ambos tempos de cura, 14 e 120 dias onde as camadas suportaram sucessivamente SA 57,87 kN e CA 60,64 kN. Porém, percebe-se através da Figura 4.6 que a resistência da camada da mistura que continha NaOH, curada com 14 dias, teve um valor muito abaixo em comparação com a camada com a mistura sem o ativador alcalino, de 20,8 kN. Após a exumação desta camada do solo pôde-se observar que esse resultado inesperado pode estar associado a um problema de homogeneização da mistura no momento da execução da camada já que, nas camadas de Dr 90 cm pela grande quantidade de material, foi difícil garantir uma mistura completamente homogênea. Na Figura 4.8 pode-se observar a heterogeneidade da mistura na camada exumada do solo.

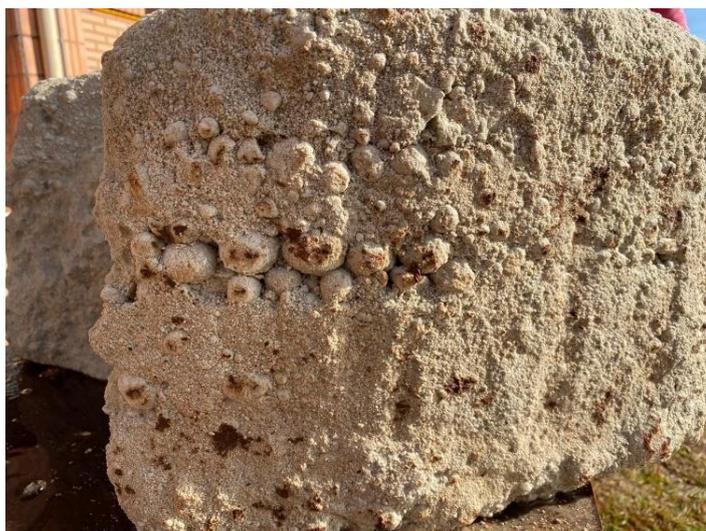


Figura 4.8: Mistura da camada de Dr90 com NaOH

Na Figura 4.9 pode ser visualizada a curva de tensão *versus* recalque de todas as camadas executadas em campo para os diferentes tempos de cura, diâmetros e misturas.

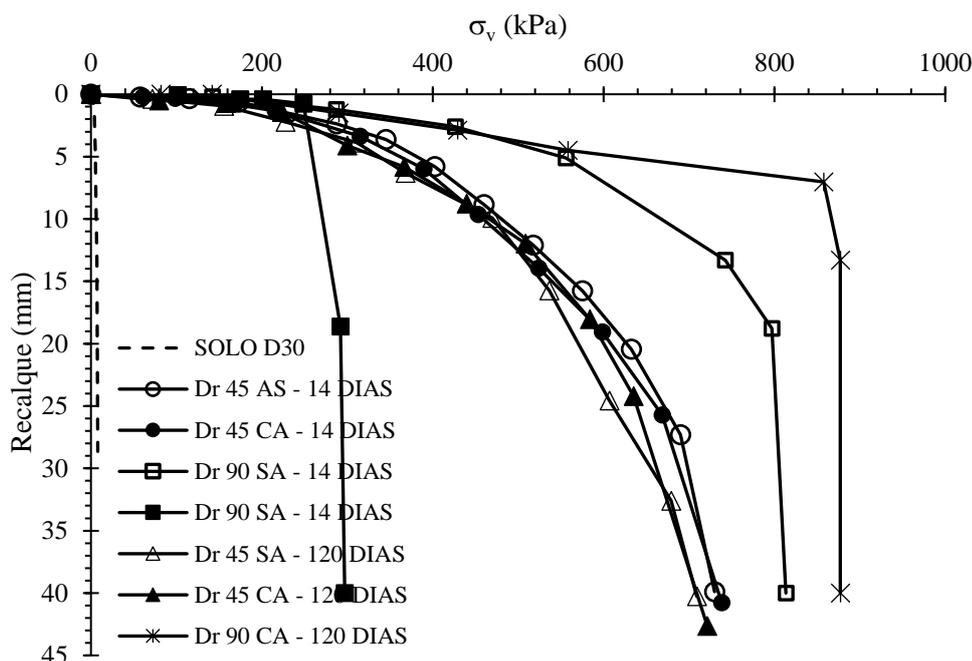


Figura 4.9: Curva tensão *versus* recalque

Na Tabela 4.2 a capacidade de carga das camadas tratadas é apresentada usando o critério de ruptura para um deslocamento relativos de 3%, conforme proposto por Consoli *et al.* (2009), detalhado no item 2.3 deste trabalho. Percebe-se que para a camada com a mistura SA, quanto maior o diâmetro camada tratada, por consequência maior área, e assim maior carga e tensão suportada pela camada tratada, para um mesmo recalque. Porém, para a mistura CA de Dr 90 cm com tempo de cura de 14 dias, acredita-se que pela sua mistura inapropriada, conforme já mencionado, a carga de ruptura foi inferior quando comparada com a mistura SA.

Tabela 4.2: Valores carga e tensão de ruptura

Tempo de cura	Mistura	Q <sub>u</sub> (kN)		Tensão Vertical (kPa)	
		Dr45	Dr90	Dr45	Dr90
14	CA	36,52	20,8	524,01	292,00
	SA	38,14	56,79	575,09	555,90
120	CA	37,28	55,44	583,72	857,83
	SA	37,92	-	536,46	-

#### 4.2.2. Normalização dos resultados

Como explicito no item 2.3.2, segundo Consoli *et al.* (2009) a normalização dos resultados é muito importante para estabelecer tendências gerais em relação aos diferentes diâmetros e espessuras da camada cimentada. Na Figura 4.10, pode-se visualizar a normalização dos ensaios

onde a tensão equivalente,  $\sigma_{eq}$ , é calculada dividindo-se a força medida na célula de carga pela área da fundação e é plotada em função do recalque relativo,  $\delta/D_r$ , (recalque da placa dividido pelo diâmetro da camada de estabilizada).

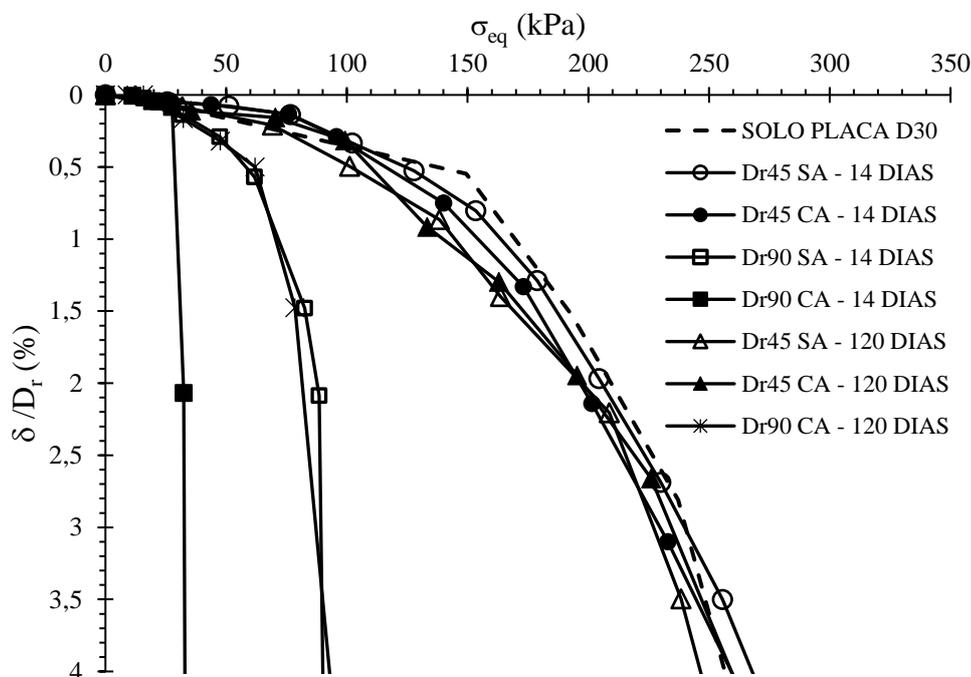


Figura 4.10: Normalização dos resultados

Na Figura 4.10, percebe-se o agrupamento das curvas normalizadas e suas sobreposições à curva do solo natural. Dessa maneira, os gráficos de normalização sugerem que, nos casos onde há ruptura por punçionamento, a capacidade de carga poderia ser avaliada como se a fundação fosse uma associação entre a placa de aço circular e a camada cimentada. Essa Figura indica que, como os ensaios de Dr45 se sobrepõem ao do solo natural, a ruptura por punçionamento é realmente comandada pela capacidade de carga do solo. Já as camadas de Dr90 acabam rompendo antes de afetar a resistência do solo natural, assim percebe-se que sua sobreposição sobre a curva que o representa acontece apenas a pequenas deformações (em torno de 0,1% de recalque relativo).

### 4.3. MECANISMOS DE RUPTURA

Nos ensaios foram identificados diferentes padrões de ruptura para as distintas relações  $Tr/Hr$  e misturas. Genericamente, dois padrões de ruptura foram identificados. Inicialmente verificou-se que as camadas de reforço com Dr 45 cm foram simplesmente punçionadas para dentro do

solo natural, sem apresentar trincas e fissuras como mostra a Figura 4.11, independentemente da mistura utilizada e do tempo de cura.



Figura 4.11: Camadas de Dr 45 cm exumadas do solo

Já as camadas com Dr de 90 cm, apresentaram trincas e fissuras e então verificou-se a ruptura da camada. Na Figura 4.12, pode-se visualizar como a camada estabilizada com a mistura SA rompeu após um punção inicial, com presenças de trincas e fissuras.



Figura 4.12: Camada da mistura SA de Dr 90 cm (a) Vista em planta (b) Vista em corte

A visualização de trincas e fissuras inicialmente é limitada à base do reforço, porém, após a exumação da camada foram identificadas, após um recalque inicial, trincas e fissuras de tração da base da camada para as bordas da fundação e no eixo da fundação, conforme a Figura 4.12 a e b.



Figura 4.13: (a) Fissuras da base para as bordas da fundação, das laterais para o centro (b) Trinca no centro a baixo da fundação

Corroborando com resultados encontrados por Foppa (2016) e Caballero (2019) que realizaram ensaios em modelo reduzido com velocidade de carregamento constante e fizeram análise numérica, essas fissuras iniciam na base do reforço, próximo às bordas (Figura 4.13a) ou ao centro da fundação (Figura 4.13b) e se propagam em direção ao topo da camada à medida que o recalque aumenta. Os autores concluíram ainda que após a primeira fissura havia um gradual aumento da tensão até que, eventualmente, ocorria uma nova queda de tensão relacionada a um aumento destas fissuras. Segundo Caballero (2019), para relações  $H_r/D \geq 0,50$  as tensões de tração máxima ocorrem no eixo da fundação. Com isto, acredita-se que o surgimento das fissuras no reforço é devido à ultrapassagem da resistência a tração do reforço.

Já para a camada com a mistura CA, após a exumação (Figura 4.14), pode ser visualizado apenas uma trinca que partiu a camada ao meio, não foram identificadas fissuras que se espalhavam verticalmente. Acredita-se que a mistura heterogênea encontrada nesta camada, como demonstrado anteriormente, tenha contribuído para esse tipo de ruptura.



(a)



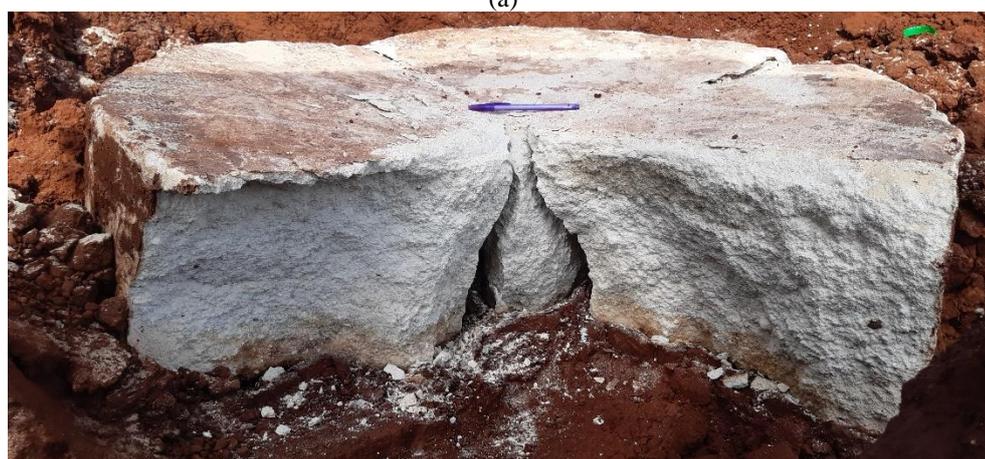
(b)

Figura 4.14: Camada da mistura CA de Dr 90 cm exumada (a) Vista geral (b) Vista em corte

Para a camada com a mistura CA porém, curada a 120 dias, foram observadas trincas no eixo da fundação além de trincas que se formaram na parte superficial sem a visualização de um recalque inicial (Figura 4.15). Acredita-se que este tipo de ruptura brusca, esteja associada à rigidez do material em questão, posteriormente analisada através dos ensaios triaxiais.



(a)



(b)

Figura 4.15: Camada da mistura com NaOH de Dr 90 cm exumada (a) Vista geral (b) Vista em corte

As camadas de Dr 90cm possuem uma relação  $Hr/D=1$  e, de acordo com os resultados de simulações numéricas realizadas por Thomé (1999), variando essa relação de 1,0 até 2,0, as tensões de tração de maior intensidade estão sob o centro da fundação, portanto, é neste ponto que se inicia o processo de fissuramento. À medida que o carregamento é aplicado, novas fissuras de tração ocorrem na base da camada, e também, podem iniciar as fissuras de cisalhamento junto à borda da fundação. Quando ocorre o encontro destas fissuras, provenientes dos dois distintos mecanismos, ocorre a ruptura brusca e catastrófica do material cimentado (THOMÉ, 1999).

Consoli *et al.* (2020), que executaram camadas estabilizadas de um solo arenoso, com pó de vidro e cal de carbureto, sobre um solo residual fracamente cimentado, com as mesmas

geometrias que as usadas neste trabalho, também verificaram esses dois padrões típicos de ruptura, onde para camadas de Dr45 verificou-se o puncionamento da camada no solo e as camadas de Dr 90 apresentaram trincas de tração no centro da camada e das bordas para o eixo da fundação. Além disso, em sua comparação com camadas estabilizadas com cimento Portland, os mecanismos de ruptura encontrados seguem estes mesmos padrões encontrados para cada diâmetro da camada, conforme já mencionado no item 2.3.3 e exposto pela Figura 4.16 a e b.



(a) (b)  
Figura 4.16: Mecanismos de ruptura encontrados por Consoli *et al.* (2020)  
(a) Dr 45 - puncionamento (b) Dr 90 - trincas de tração

#### 4.4. ENSAIOS TRIAXIAIS

Os resultados dos ensaios triaxiais drenados realizados nas amostras retiradas das camadas CA e SA, para o tempo de cura em campo de 120 dias, foram realizados para as tensões efetivas de 20, 60 e 100 kPa. Nas Figuras 4.17 e Figura 4.18, pode-se visualizar os comportamentos de tensão desvio ( $q$ ) *versus* deformação axial ( $\epsilon_a$ ) e deformação volumétrica ( $\epsilon_v$ ) *versus* deformação axial das amostras SA e CA, respectivamente.

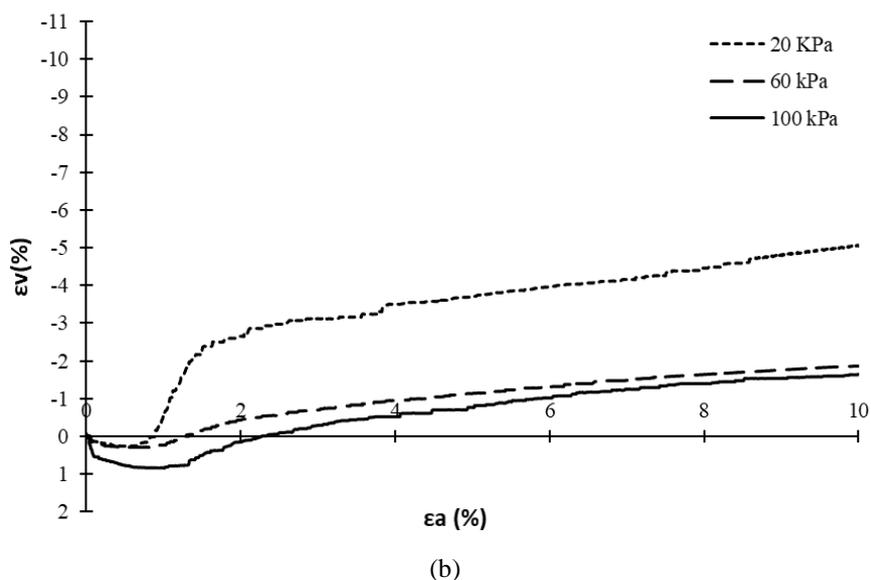
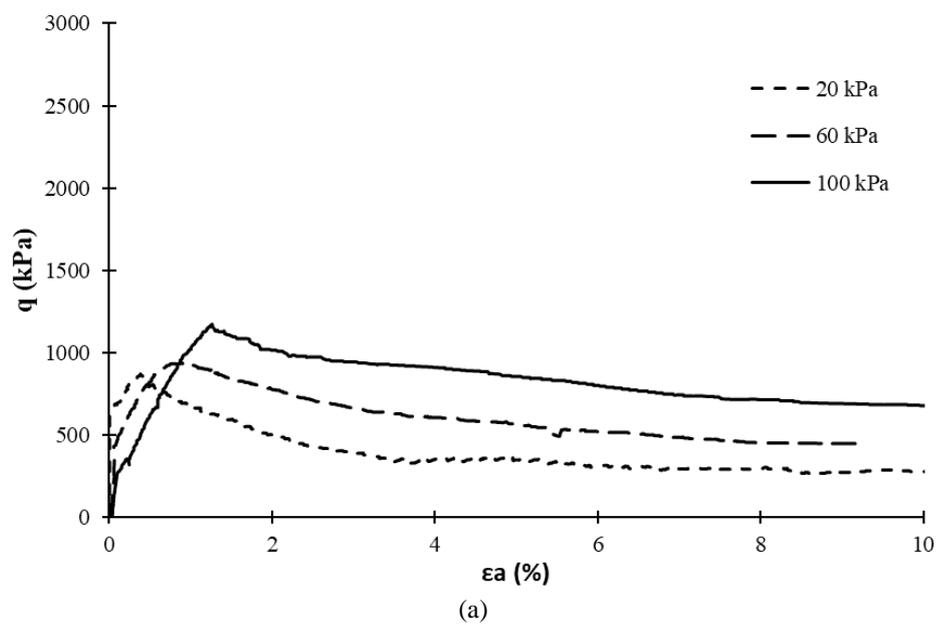


Figura 4.17 – Ensaios triaxiais para mistura SA (a) Comportamento tensão versus deformação e (b) deformação volumétrica *versus* deformação axial da camada SA

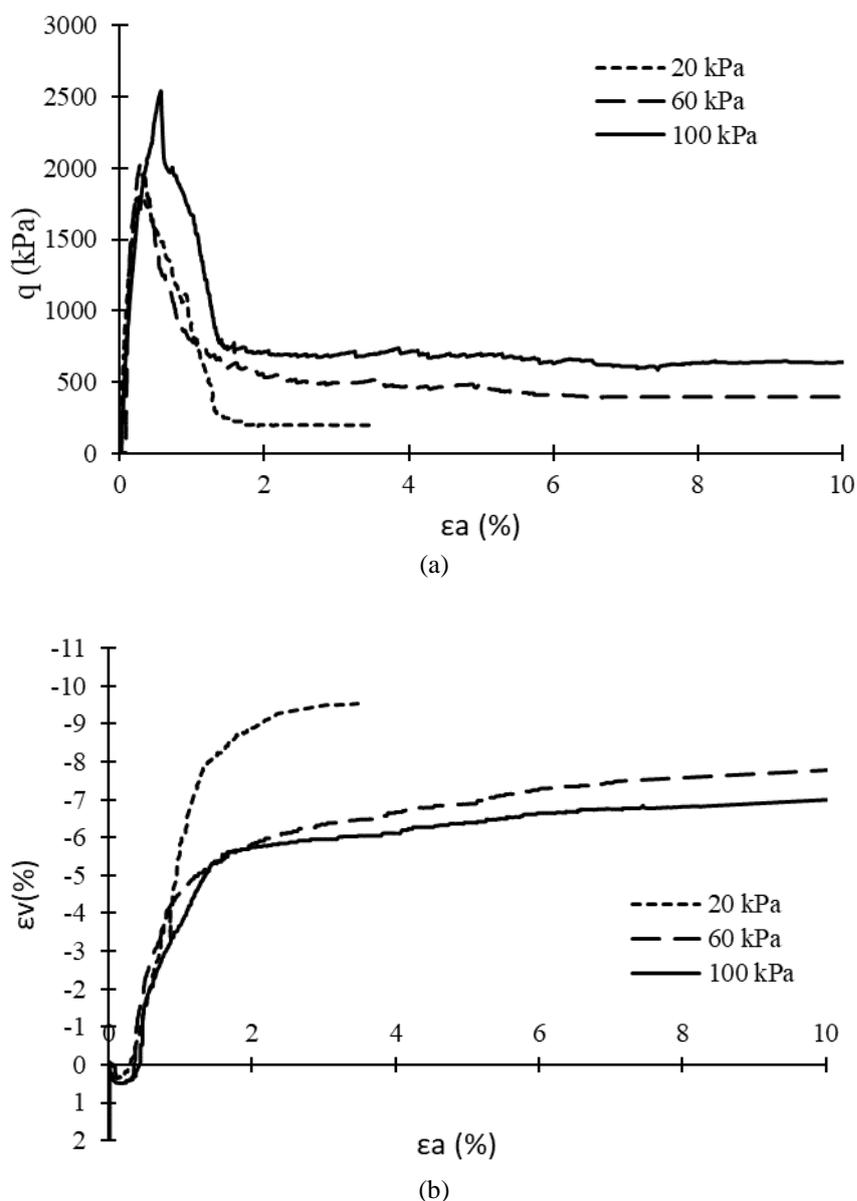


Figura 4.18: Ensaio triaxiais para mistura CA (a) comportamento tensão *versus* deformação e (b) deformação volumétrica *versus* deformação axial

Percebe-se, através do comportamento de tensão *versus* deformação obtido, que todos os ensaios possuem um pico pronunciado seguido de uma queda brusca de resistência após a quebra da cimentação, sendo que o maior pico é registrado para a maior tensão de confinamento. Apesar de observar-se que quanto menor a tensão de confinamento, maior a rigidez do material para ambas as misturas, nota-se um acréscimo de resistência e rigidez para ensaios com a mistura CA. Além disso há um pico de resistência bem definido seguido de uma ruptura frágil evidenciada principalmente na mistura CA em comparação a SA que se apresenta menos rígida para maiores tensões de confinamento e a queda de ruptura pós pico é menos acentuada.

Esse comportamento encontrado nos ensaios vai de encontro com o comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados encontrados na literatura que, segundo Schnaid *et al.*, (2001), em geral, apresentam um comportamento rígido e aparentemente linear no início do cisalhamento até um ponto bem definido de plastificação, a partir do qual o solo sofre deformações plásticas até a ruptura, caracterizada pela fragilidade e formação de plano de cisalhamento. Clough *et al.* (1981) que analisou a influência do grau de cimentação no comportamento mecânico do solo afirma que, o comportamento frágil de ruptura é intensificado, com o acréscimo da cimentação do material, e pode ser atenuado, quando ocorre o aumento da tensão efetiva inicial.

Ainda, observa-se pela variação volumétrica que o material possui um comportamento compressivo no início do ensaio e este é menor quando menor a tensão efetiva, posteriormente acontece a expansão do material seguindo a tendência de que quanto menor a tensão efetiva maior é esta expansão. Além disso, percebe-se que quanto maior a cimentação do material maior é sua tendência a expansão, corroborando com o sugerido por Clough *et al.* (1981).

Na etapa de cisalhamento as trajetórias de tensões no espaço  $s'$  versus  $t$  então apresentadas na Figura 4.19, onde indicam o carregamento axial ao qual as amostras foram submetidas. Através deste plano de tensões foi possível determinar os parâmetros de resistência, ou seja, coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ ), pelo ajuste de envoltórias de resistência.

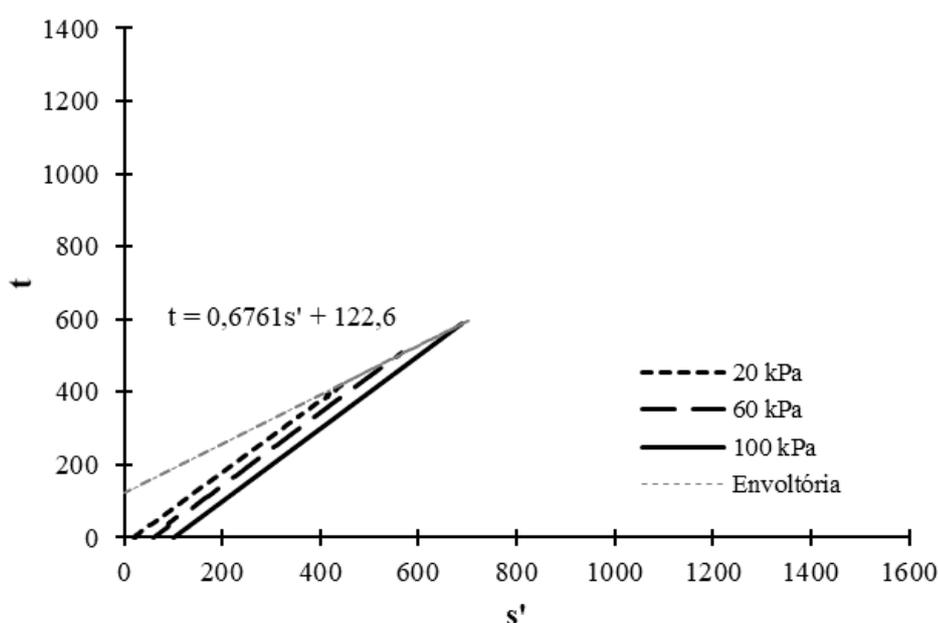


Figura 4.19: Trajetória de tensões e envoltória de resistência da mistura SA

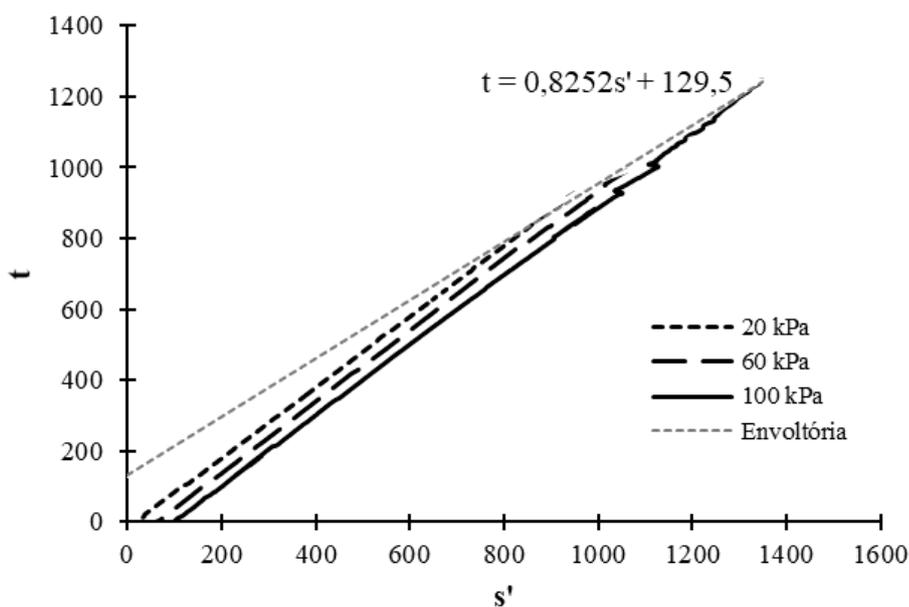


Figura 4.20: Trajetórias de tensões e envoltória de resistência da mistura CA

As equações das retas de envoltória de resistência, expostas nas Figura 4.19 e 4.20, indicam o valor de  $a'$  (intersecção da reta com o eixo vertical) e  $\alpha$  (inclinação da reta), assim determinou-se coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ ) no momento de pico, ou seja, os valores máximos de resistência.

O  $\phi'$  obtido para mistura CA foi de  $55,6^\circ$ ,  $c'$  de 229,4 kPa e Módulo de Elasticidade secante ( $E_{sec}$ ) para o menor confinamento e pequenas deformações axiais de 0,01% de 2653,0 MPa. Para mistura SA obteve-se resultados de  $\phi'$   $42,5^\circ$  e  $c'$  de 166,5 kPa e  $E_{sec}$  de 738,0 Mpa para as mesmas condições de deformação.

Comportamentos similares foram detectados na literatura sobre alcaliativação de materiais onde, por exemplo, Rios *et al.* (2016) que estudaram a ativação alcalina com hidróxido e silicato de sódio, de cinzas volantes como alternativa ao cimento Portland para melhorar o desempenho mecânico de uma areia siltosa, e os ensaios triaxiais para as amostras ativadas alcalinas mostram um aumento significativo na resistência, além de um material com alta rigidez com ângulo de atrito de pico de  $65^\circ$  e intercepto coesivo de 290 kPa, para a melhor mistura (com 15% de cinza e peso específico de  $18,22 \text{ kN/m}^3$ ), com redução inicial do volume seguida de dilatação significativa.

Já, Consoli *et al.* (2020a, 2020b), que realizaram ensaios triaxiais em amostras retiradas de camadas curadas em campo, do estabilização de uma areia fina com cal de carbureto e pó de vidro, sem o ativador alcalino de NaOH, também observaram comportamento de pico pronunciado com ruptura frágil e comportamento inicial de leve compressão e posterior

expansão do material (Figura 4.21 a e b). Além disso, realizaram igualmente ensaios substituindo na mistura a cal e o vidro por cimento Portland (Figura 4.21 c e d) onde pose-se visualizar um comportamento mais rígido do material em relação a outra mistura, ou seja, sugere-se uma maior cimentação. Qualitativamente esses resultados de solo-cimento e solo-vidro-cal obtidos podem ser comparados com os triaxiais desenvolvidos neste trabalho, onde pode-se perceber que as misturas CA, tendem a um comportamento de rigidez semelhante a misturas desenvolvidas por Consoli *et al.* (2020b) com cimento Portland.

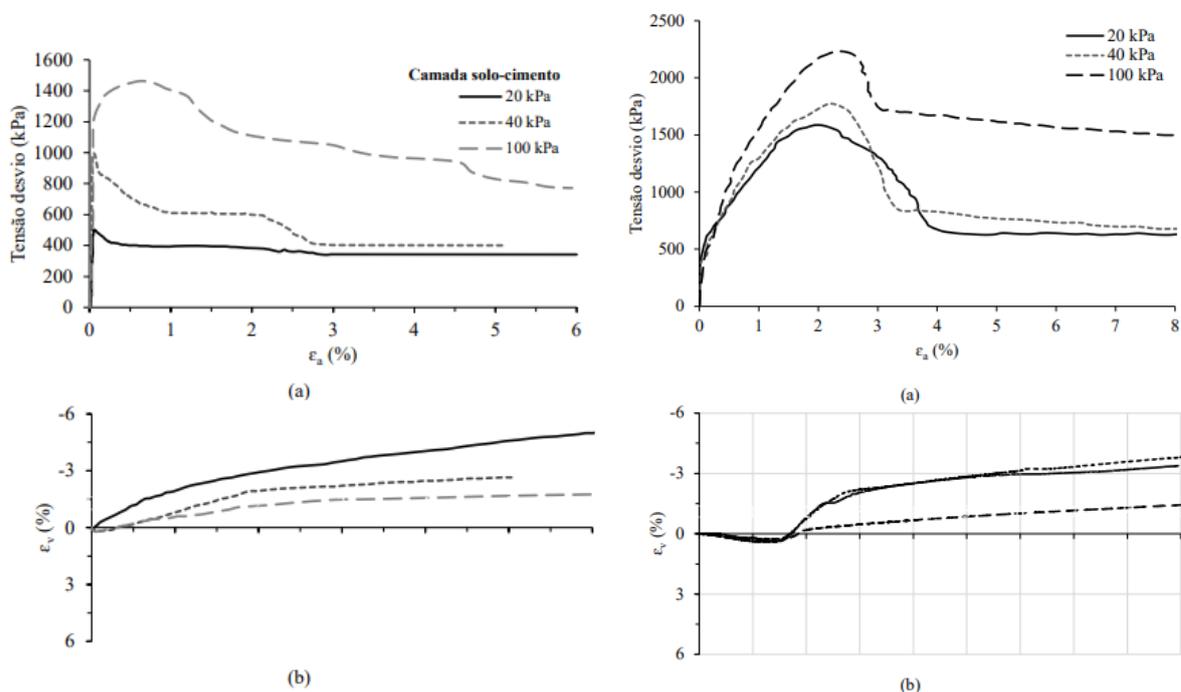


Figura 4.21 Comportamento tensão-deformação em amostras retiradas de campo (a) solo-cimento segundo Consoli *et al.*, 2020a (b) solo-vidro-cal segundo Consoli *et al.*, 2020b.

As imagens representativas do modo de ruptura nos ensaios triaxiais realizados nas diferentes tensões confinantes então apresentadas na Figura 4.22 e Figura 4.23. Nas imagens pode-se observar que os ensaios formaram plano de cisalhamento para todas as tensões efetivas e a ruptura apresentou comportamento característico de materiais cimentados.



Figura 4.22: Rupturas das amostras SA (a) 20 kPa (b) 60kPa (c) 100 kPa.



Figura 4.23: Rupturas das amostras CA (a) 20 kPa (b) 60 kPa (c) 100 kPa.

#### 4.5. COMPARAÇÃO CAMPO *versus* LABORATÓRIO

Após as camadas serem exumadas, corpos de prova foram retirados e rompidos em triplicata à compressão simples e tração por compressão diametral. Na Figura 4.24 e Tabela 4.3 os resultados dos valores médios das triplicatas destes ensaios estão expostos, juntamente com os obtidos em amostras sob condições controladas de laboratório para os mesmos tempos de cura.

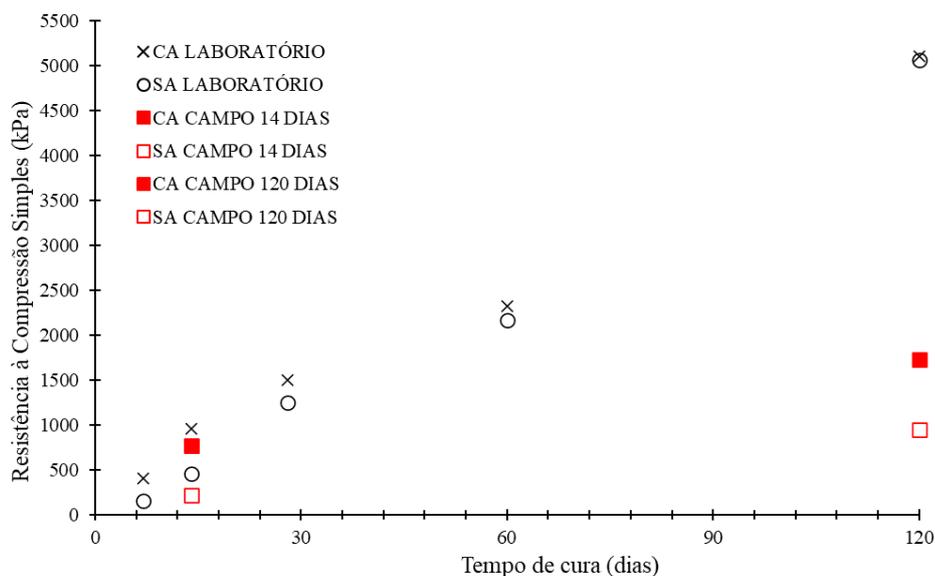


Figura 4.24: Resistência à compressão simples em função do tempo de cura

Tabela 4.3 Resistências de campo e laboratório

Valores médios	14 DIAS DE CURA				120 DIAS DE CURA			
	CA		SA		CA		SA	
	Laboratório	Campo	Laboratório	Campo	Laboratório	Campo	Laboratório	Campo
$q_u$ (kPa)	956,88	769,85	455,41	222,55	5174,54	1730,34	5247,67	939,62
$q_t$ (kPa)	130,12	110,44	71,32	44,29	765,79	224,94	759,32	122,51

Observa-se que para as amostras com NaOH as resistências à compressão simples ( $q_u$ ) e de tração ( $q_t$ ) em amostras confeccionadas em laboratório são maiores do que as encontradas nos corpos de prova retirados do campo, o fator campo/laboratório encontrado para estas camadas foi de 0,80 para mistura CA, e 0,49 SA com 14 dias de cura. Para 120 dias de cura o fator foi de 0,35 para CA e 0,18 para mistura SA. Percebe-se que para o maior tempo de cura o fator diminui.

Segundo Miranda *et al.* (2020) resultados em campo mostram grande influência das condições de cura, como umidade relativa, temperatura, pluviometria, e também condições de compactação. Assim, vários fatores podem ter contribuído para estes resultados de diferenças entre campo e laboratório, principalmente para o maior tempo de cura analisado já que o fator para este ensaio foi menor. Percebe-se ainda que, a maior diferença apresentada é para a mistura SA, o que pode sugerir que essa mistura seja mais dependente da variabilidade das condições de cura *in situ*.

A seguir, as Figura 4.25 e Figura 4.26 exibem o monitoramento das condições climáticas, as quais as camadas estabilizadas ficaram expostas durante o período de cura.

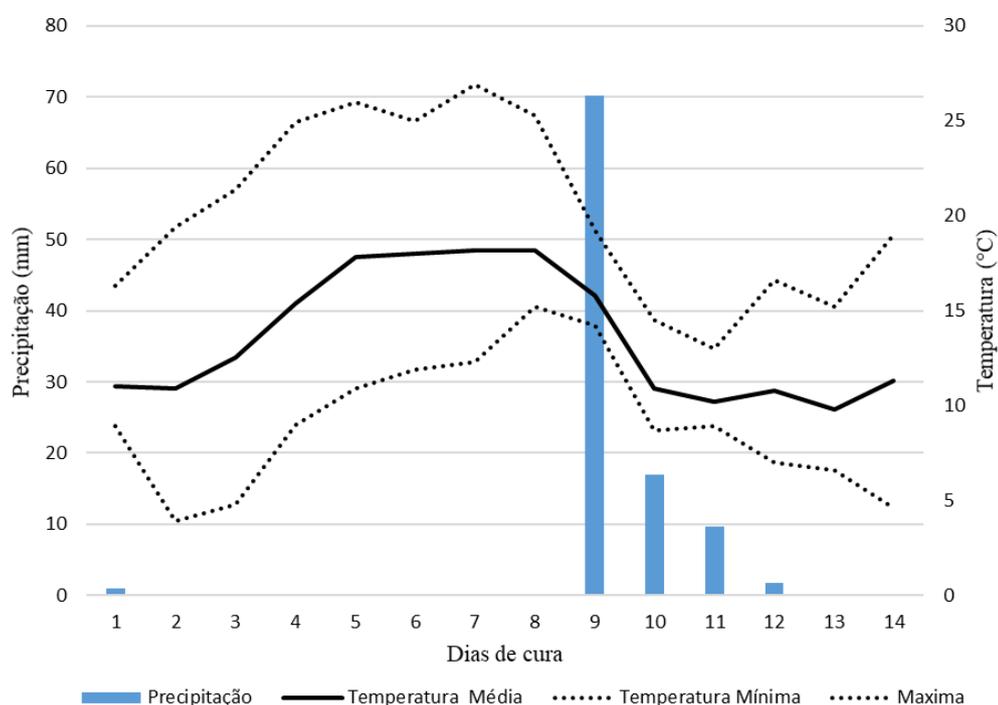


Figura 4.25: Condições climáticas ocorridas durante a cura de 14 dias (EMBRAPA, 2020)

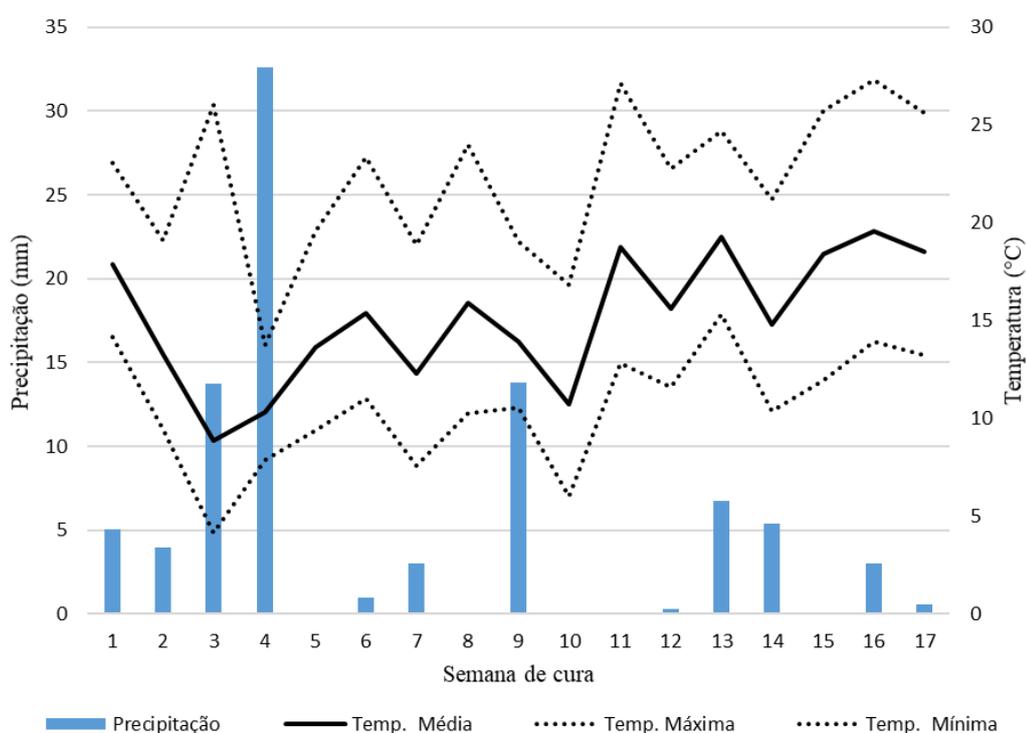


Figura 4.26: Condições climáticas ocorridas durante a cura de 90 dias (EMBRAPA, 2020)

A temperatura e precipitação pluviométrica, mostram para o menor tempo de cura, uma temperatura média de 11,9°C e pluviosidade total de 99,5 mm. Já para o tempo de cura de 120 dias a temperatura média manteve-se em 14,9°C e a pluviosidade total durante o período foi de

625 mm. Percebe-se assim que, para as camadas com maior tempo de cura a pluviometria manteve-se alta, principalmente nas primeiras semanas de cura e além disso, que ambas temperaturas médias são menores do que a controlada em laboratório de  $23 \pm 1^\circ\text{C}$ .

Acredita-se que, esta redução do fator campo/laboratório para o maior tempo de cura, possa estar relacionada com estas condições climáticas observadas já que, a temperatura influencia diretamente na velocidade das reações, então uma menor temperatura do que a controlada em laboratório, pode ter prejudicado a formação da cimentação fazendo com que as resistências, mesmo a maior tempo de cura, não seguissem a mesma tendência do laboratório.

Além disso, a alta pluviometria pode ter afetado de alguma maneira a alcalinidade das misturas fazendo com que esta tenha diminuído através das interferências da água das chuvas. Segundo Skoog (2010), bases fortes como o sódio pertence à família dos metais alcalinos, portanto a base correspondente se apresenta solúvel em água, conseqüentemente um maior pH está presente na mistura em comparação com as misturas somente com o cálcio que apresenta menor solubilidade em água, e então um pH menor. Com o pH maior desde o início das reações, em misturas CA, mesmo com a interferência das condições climáticas, acredita-se que a alcalinidade teve condições de se manter maior quando comparado com as misturas SA, assim, essas misturas apresentaram maior resistência para maior tempo de cura.

#### 4.6. SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

A carga de ruptura da estrutura solo residual mais solo-cimento foi estimada inicialmente antes dos ensaios para que se pudesse definir os estágios de carga com resultados de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral realizados em laboratório e parâmetros estimados pelo método de Consoli *et al.* (2014). Posteriormente aos ensaios em amostras retirados da camada curada em campo, a carga de ruptura foi calculada novamente com parâmetros obtidos dos resultados destes ensaios. Como não foram realizados ensaios triaxiais para amostras curadas em campo à 14 dias, os parâmetros utilizados foram estimados pelo método de Consoli *et al.* (2014), estes estão expostos na Tabela 4.4, juntamente com o parâmetros do solo natural ao qual as camadas estavam assentes, obtidos por Carretta (2018). Na Tabela 4.55 juntamente com a carga de ruptura ( $Q_u$ ) obtida pelo critério de ruptura para um deslocamento relativos de 3% estão apresentados os resultados obtidos para a estimativa de

capacidade de carga por métodos analíticos sugeridos por trabalhos realizados em campo para as relações Tr/Hr estudadas.

Foram comparados três métodos diferentes de estimativa de capacidade de carga, método de Terzaghi (1943) adaptado por Hansen (1961), Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978), sendo que cada um deles foi detalhado na Seção 2.3.1 e Seção 2.3.2 deste trabalho. Na aplicação do método adaptado por Hansen (1961) os parâmetros do solo residual foram reduzidos conforme recomendações de Terzaghi (1943) para mecanismos de ruptura por punção. Meyerhof e Hanna (1978) foram utilizados os parâmetros de resistência integrais das camadas tratadas e do solo residual pois, há inserido no método um coeficiente de puncionamento ( $K_s$ ) de forma a ajustar os parâmetros à forma de ruptura idealizada no método. No método de Vesic (1975) foram utilizados os parâmetros de resistência integrais das camadas tratadas e os parâmetros reduzidos do solo residual para levar em consideração a ruptura por puncionamento.

Tabela 4.4: Parâmetros utilizados para estimativa de capacidade de carga

Parâmetros	14 dias		120 dias		Solo natural (Carreta 2018)
	SA	CA	SA	CA	
$\phi'$ (°)	19,8	36,7	42,5	55,6	30,5
$c'$ (kPa)	78,2	193,2	166,5	229,4	9,5

Tabela 4.5: Cargas de ruptura obtidas e previstas

Tempo de cura	Mistura	Qu (kN)							
		Consoli <i>et al.</i> (2009)		Hansen (1961)		Vesic (1975)		Meyerhof e Hanna (1978)	
		Dr45	Dr90	Dr45	Dr90	Dr45	Dr90	Dr45	Dr90
14	CA	36,5	20,8	41,2	158,7	166,1	166,1	69,7	69,7
	SA	38,1	56,8	41,2	158,7	76,5	76,5	49,2	49,2
120	CA	37,3	55,4	41,2	158,7	152,8	152,8	77,1	77,1
	SA	37,9	-	41,2	-	169,6	-	65,3	-

Nas Figuras 4.27 e Figura 4.28, para uma melhor visualização, estão reunidos todos os resultados de carga de ruptura, encontrados e estimados para as misturas CA e SA, para os métodos que melhor se adequaram para as distintas dimensões.

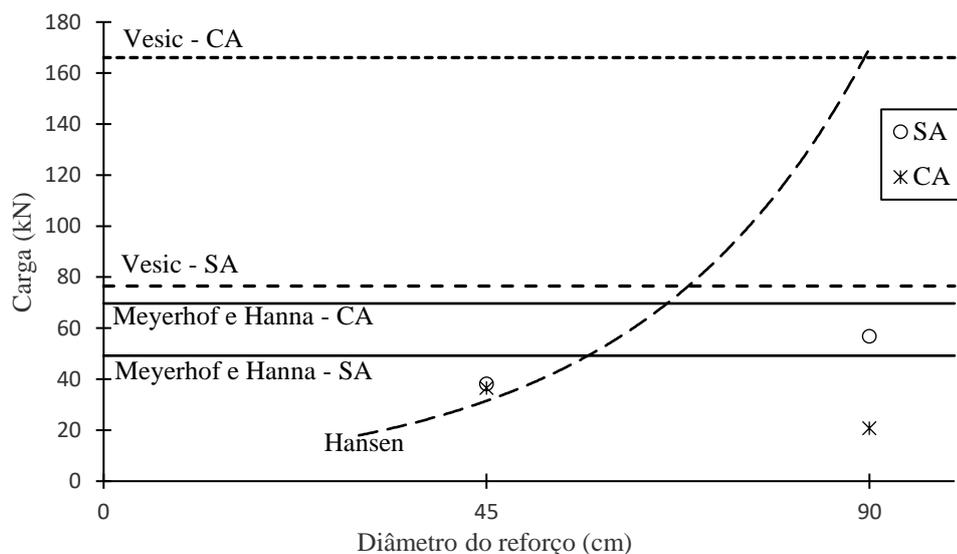


Figura 4.27: Soluções analíticas aplicadas para o tempo de cura de 14 dias

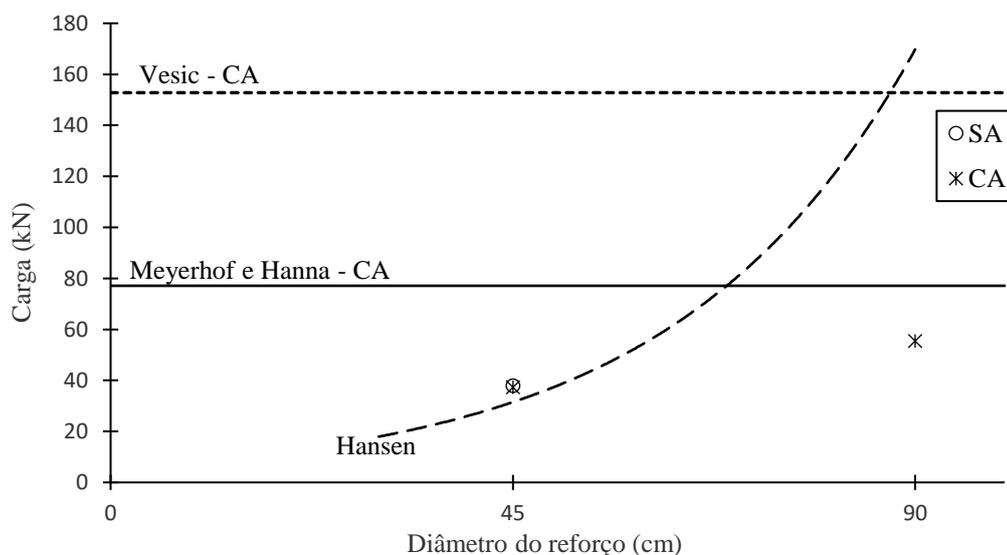


Figura 4.28: Soluções analíticas aplicadas para o tempo de cura de 120 dias

Percebe-se que, conforme já sugerido por autores como Consoli *et al.* (2019, 2020), o método adaptado por Hansen (1961) o qual considera a camada cimentada como parte da fundação, foi o método que melhor se aproximou da estimativa de capacidade de carga das camadas estabilizadas de Dr 45 cm para ambas as misturas e tempos de cura. Este é aplicado considerando-se que a fundação e a camada estabilizada fossem um único elemento. Para camadas de Dr 90 cm o método superestimou a capacidade de carga de todas as camadas.

O método de Vesic (1975) que, considera a capacidade de uma fundação assentada em uma camada tratada infinita de solo mais resistente sobreposta a uma camada de solo menos resistente, superestimou a carga de ruptura para todas as camadas tratadas.

O método de Meyerhof e Hanna (1978), o qual considera a capacidade de carga de fundações assentadas em uma camada resistente e relativamente pouco espessa sobre um depósito pouco resistente, considerando o puncionamento da camada superior, apresentou uma estimativa de capacidade de carga próxima à obtida da camada tratada de Dr 90cm com a mistura SA com tempo de cura de 14 dias. Porém, quando aplicados para as misturas CA de mesmo diâmetro, o método superestimou a carga de ruptura para ambos tempos de cura, entretanto, foi o qual apresentou resultados mais próximos dos obtidos para a mesma.

Sales (1998) que avaliou a aplicabilidade de modelos analíticos, desenvolvidos para fundações superficiais assentes em perfis de solos não homogêneos com características coesivo-friccionais, para o caso de a camada superior ser constituída por solo-cimento compactado, também verificou que o método proposto por Meyerhof e Hanna (1978) foi o que melhor se aproximou dos resultados experimentais. Não somente os valores da tensão de ruptura são realistas, como também a tendência de comportamento  $q_{ult}$  versus  $H/D$ .

## 5. CONCLUSÕES

Este trabalho realizou o estudo da utilização de um cimento alcalino híbrido para estabilização de base de fundações superficiais assentes sobre um solo residual. A partir dos resultados obtidos e analisados foi possível obter as conclusões apresentadas a seguir.

Dos ensaios realizados no laboratório com as misturas utilizando o cimento alcalino híbrido (CA) e sem o ativador alcalino (SA), para diferentes tempos de cura, 7,14, 28, 60 e 120 dias, concluiu-se que, as resistências à compressão simples para amostras CA é maior quando comparadas à misturas SA, principalmente em menores tempos de cura, na ordem de 2,6 vezes para o tempo de cura inicial. Para o maior tempo de cura, 120 dias, elas possuem valores muito próximos, pois a taxa de aumento de resistência das misturas SA ultrapassa a da CA ao longo do tempo e a razão de resistência de CA/SA passa a ser na ordem de 1,01.

Estatisticamente, percebe-se em laboratório que, para a resposta de resistência à compressão simples, as variáveis investigadas, tempo de cura e tipo da mistura, influenciam significativamente na variável resposta, ou seja, a resistência aumenta com o aumento do tempo de cura e dependendo da mistura utilizada porém, quando referente a magnitude da influência dos fatores, o tempo de cura demonstrou-se mais significativo.

Dos ensaios de campo conclui-se que a adição das camadas de reforço provoca um aumento na capacidade de carga em relação ao solo natural, além disso, o aumento da relação Tr/Hr também proporciona um aumento na capacidade de carga, ou seja, camadas com diâmetros de Dr 90 cm, suportam mais carga para um mesmo recalque do que as camadas de Dr 45 cm.

Diferentes mecanismos de ruptura puderam ser observados para as diferentes dimensões onde, para camadas de Dr 45 cm, um mecanismo de puncionamento aconteceu e para Dr 90 cm, foi constatado a ruptura da camada com o aparecimento de trincas e fissuras. A normalização dos resultados sugere que em camadas de Dr 45 cm, a fundação e a camada de reforço se comportam como um elemento único, apoiado na base do reforço então, a carga de ruptura é comandada pela capacidade de carga do solo base da camada, já em camadas com Dr 90 cm, a ruptura acontece quando esta ultrapassa sua tensão de tração.

Os ensaios triaxiais para as diferentes misturas apresentaram comportamento típico de materiais geotécnicos cimentados, com pico pronunciado e posterior queda de resistência, ainda apresentaram um comportamento inicialmente compressivo, menor quanto menor a tensão efetiva, seguida de uma posterior expansão do material maior quanto maior a tensão efetiva. Quanto maior a tensão de confinamento efetiva das amostras, maior a tensão desvio atingida

pelas mesmas, para uma mesma mistura. Amostras com a mistura CA apresentaram maior tensão desvio, maior ângulo de atrito e maior coesão em comparação com misturas SA. Além disso, apresentaram queda de ruptura acentuada, característica de uma maior cimentação, e maior rigidez do material quando comparadas com a mistura SA. Todas as amostras apresentaram plano de ruptura de cisalhamento característico de materiais cimentados.

Da comparação entre resultados obtidos em laboratório e em campo observa-se que, para as amostras CA as resistências à compressão simples e de tração em amostras confeccionadas em laboratório são maiores do que as encontradas nos corpos de prova retirados do campo, o fator campo/laboratório encontrado para estas camadas foi de 0,80 para 14 dias de cura CA e 0,49 para mistura SA. Para 120 dias de cura o fator foi de 0,35 para CA e 0,18 para mistura SA. Percebe-se que para o maior tempo de cura o fator diminuiu, sugerindo assim que, resultados em campo mostram grande influência das condições de cura e moldagem. Percebe-se que a maior diferença apresentada foi para a mistura SA, o que pode sugerir que essa mistura seja mais dependente da variabilidade das condições *in situ*.

Das soluções analíticas testadas para determinar a capacidade de carga, o método de Hansen (1961) foi o que se mostrou adequado para estimativa das camadas de Dr 45 cm para ambas as misturas. O método de Meyerhof e Hanna (1978), apresentou uma estimativa de capacidade de carga próxima à obtida da camada tratada de Dr 90cm confeccionada com a mistura SA. Porém, quando aplicados para as misturas CA de mesmo diâmetro, o método superestimou a carga de ruptura, entretanto foi o qual apresentou resultados mais próximos dos obtidos para a mesma. Já o método de Vesic (1975) superestimou a capacidade de carga de todas as camadas tratadas. Finalmente, este trabalho apresentou resultados que contribuem para o enriquecimento da literatura quanto ao assunto de estabilização de solos utilizando a técnica de ativação alcalina, principalmente analisando sua utilização em estudos *in situ*, já que o processo de moldagem e efeitos das condições reais de cura, não podem ser avaliados adequadamente em laboratório. Assim, pode-se compreender melhor o comportamento fundação-camada estabilizada.

## 5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Apesar dos avanços no assunto, ainda existem muitos fatores desconhecidos que podem influenciar no processo de estabilização de solos através da técnica de ativação alcalina,

principalmente quando esta é submetida a condições variáveis de campo, assim, alguns estudos posteriores são sugeridos:

- a) Realizar análises da composição mineralógica, química elementar e sua microestrutura das amostras retiradas dos ensaios em campo para os diferentes tempos de cura;
- b) Analisar amostras de campo para todos os tempos de cura avaliados, neste trabalho, em laboratório submetidas a iguais condições climáticas;
- c) Repetir a mistura usando diferentes dimensões das camadas tratadas para análise do comportamento de ruptura;
- d) Estudar em laboratório a influência de temperaturas inferiores à temperatura ambiente ( $\pm 23^{\circ}\text{C}$ ) nas diferentes misturas em questão;
- e) Modelar numericamente usando os parâmetros encontrados e um modelo adequado para camadas com comportamento rígido;
- f) Realizar de ensaios de placa mantendo as extensões laterais da camada tratada, mas adotando outro valor de espessura;
- g) Estudar camadas de iguais misturas e dimensões assentes em outro tipo de solo base.

## 6. REFERÊNCIAS

ALI, M. B.; SAIDUR, R.; HOSSAIN, M. S. A review on emission analysis in cement industries. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 15, n. 5, p. 2252–2261, 2011.

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 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.

ASKELAND, D.R.; WRIGHT, W.J. **Ciência e engenharia de materiais**. 3ª ed. São Paulo: Cengage Learning, 648 p., 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004**: Resíduos Sólidos - Classificação. [S.l.], 2004. P. 14.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12004**: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 1990.

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. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12051**: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro, 2020. P. 14.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017. P. 8.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Solo – Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro, 2019. P. 11.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016. P. 12.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016. P. 9.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: 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. **NBR 9813**: Solo — Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro, 2016. P. 5.

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

BEN HAHA, M., LE SAOUT, G., WINNEFELD, F., LOTHENBACH, B.: Influence of activator type on hydration kinetics, hydrate assemblage and microstructural development of alkali activated blast-furnace slags. **Cem. Concr. Res.**, 41 (3), 301–310, 2011

BILONDI, M P; TOUFIGH, M M; TOUFIGH, V. Using calcium carbide residue as an alkaline activator for glass powder–clay geopolymer. **Construction and Building Materials**, [S.L.], v. 183, p. 417-428, set. 2018. Elsevier BV.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.190>.

BURD, H J; FRYDMAN, S. Bearing Capacity of Plane-Strain Footings on Layered Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa: NRC, v.34, n.2, p.241-253, 1997.

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.

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.

CASTRO, J F A. **Melhoramento De Um Solo Arenoso Por Ativação Alcalina**. 2015. 115 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2015.

CEMPRE - COMPROMISSO EMPRESARIAL PARA RECICLAGEM. **Vidro**. Artigos e publicações – Fichas técnicas. Disponível em: <[www.cempre.org.br/artigo-publicacao/ficha-tecnica/id/6/vidro](http://www.cempre.org.br/artigo-publicacao/ficha-tecnica/id/6/vidro)>. Acesso em: Julho de 2020.

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.

CLOUGH, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. Cemented Sand Under Static Loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p. 799-817, 1981.

CONSOLI, N 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. 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 et al. Spread Footings on Green Stabilised Sand Layers over Weakly Bonded Residual Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Eng., 2020, 146(11): 06020022.

CONSOLI, N. C et al. Spread footings bearing on circular and square cement-stabilized sand layers above weakly bonded residual soil. *Soil and Rocks*. 43(3):339-349, 2020b. DOI: <https://doi.org/10.28927/SR.433339>.

CONSOLI, N.C.; WINTER, D. LEON, H.B.; SCHEUERMANN FILHO, H.C. Durability, Strength, and Stiffness of Green Stabilized Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144(9), p. 1-10, 2018.

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

CONSOLI, N; DALLA ROSA, F; FONINI, A. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 135, p. 1846–1856, 2009b.

CONSOLI, N; VENDRUSCULO, M A; PRIETTO, P D M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 129, p. 96–101, 2003.

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

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.

CRISTELO, N; GLENDINNING, S; PINTO, A T. Deep soft soil improvement by alkaline activation. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, June 2015, 2011. DOI: 10.1680/grim.900032.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, v. 6, n. 49, p.741-760, jun. 1999.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. 171f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. 171f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

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.

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

DAVIDOVITS, J. **Properties of geopolymers cements**. In: Proceedings of the first international conference on alkaline cements and concretes. Kiev, Ukraine: Scientific Research Institute on Binders and Materials; p. 131–49, 1994.

DE BEER, E. J. The Scale Effects in the Transportation of the Results of Deep-Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations. **Géotechnique**, London, v.13, n.x, p.39-75, 1963.

DOMBROWSKI-DAUBE, K.; BUCHWALD, A.; WEIL, M. The Influence of Calcium Content on the Structure and Thermal Performance of Fly Ash Based Geopolymers. **Journal of Materials Science**, 42(9), 3033-3043, 2007.

DUXSON, P et al. Geopolymer technology: The current state of the art. **Journal of Materials Science**, v. 42, n. 9, p. 2917–2933, 2007. DOI: 10.1007/s10853-006-0637-z.

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

DUXSON, P. et al. Geopolymer technology: The current state of the art. **Journal of Materials Science**, v. 42, n. 9, p. 2917–2933, 2007. DOI: 10.1007/s10853-006-0637-z.

ESCALANTE-GARCIA, J.; FUENTES, A. F.; GOROKHOVSKY, A.; FRAIRE-LUNA, P. E.; MENDOZA-SUAREZ, G. Hydration products and reactivity of blast-furnace slag activated by various alkalis. **J. Am. Ceram. Soc.**, 86(12), 2148–2153, 2003.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 349f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

FERNÁNDEZ JIMÉNEZ, A.; PALOMO, A and CRIADO M. Alkali activated fly ash binders. A comparative study between sodium and potassium activators. **Mater. Constr.** vol. 56, núm. 281, p. 51-65, 2006.

FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A. AND PALOMO, A. Composition and Microstructure of Alkali Activated Fly Ash Binder. **Cement and Concrete Research**, 35(10):1984-1992, 2005.

FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A. PALOMO, A. Characterisation of fly ashes. Potential reactivity as alkaline cements. 2003. *Fuel* 82, 2259–2265.

FLATT, R. J.; ROUSSEL, N.; CHEESEMAN, C. R. Concrete: an eco material that needs to be improved. **Journal Of The European Ceramic Society**, [S.L.], v. 32, n. 11, p. 2787-2798, ago. 2012. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jeurceramsoc.2011.11.012>.

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.

GARCIA-LODEIRO, I. et al. Effect of calcium on the alkaline activation of aluminosilicate glass. **Ceramics International**, v. 42, n. 6, p. 7697-7707, 2016.

GARCIA-LODEIRO, I.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PENA, P.; PALOMO, A. Alkali activation of synthetic aluminosilicate glasses. **Ceramic International**, 40, 5547–5558, 2014.

GARCIA-LODEIRO, I.; PALOMO, A.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; MACPHEE, D. E. Compatibility studies between N-A-S-H and C-A-S-H gels: study in the ternary diagram Na<sub>2</sub>O-CaOAl<sub>2</sub>O<sub>3</sub>-SiO<sub>2</sub>-H<sub>2</sub>O, **Cem. Concr. Res.**, 41, 923–931, 2011.

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

GLUKHOVSKY, V.; ROSTOVSKAJA, G.; RUMYNA, G. **High strength slag-alkaline cements**, in: 7<sup>th</sup> International Congress Chem. Cem. Paris, 164–168, 1980.

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 Geoteknisk Institut. Copenhagen: Anais, 1970.

HORPIBULSUK, S.; KAMPALA, A.; PHETCHUAY, C.; UDOMCHAI, A.; AND ARULRAJAH, A. Calcium carbide residue: A cementing agent for sustainable soil stabilization. **Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA**, 46(1), 22–27, 2015.

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

KRIVENKO, P. In: Krivenko PV (ed) Proceedings of the first international conference on alkaline cements, concretes. VIPOL Stock Company, Kiev, Ukraine, pp 11– 129, 1994.

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.

LEE, W. K. W.; VAN DEVENTER, J. S. J. The effect of ionic contaminants on the early-age properties of alkali-activated fly ash-based cements. **Cement Concrete Res**, 32:577–84, 2002.

LOTHENBACH, B; SCRIVENER, K; HOOTON, R D. Supplementary cementitious materials. **Cement and Concrete Research, Elsevier**, v. 41, n. 12, p. 1244–1256, 2011.

LIU, Y.; SHIA, C.; ZHANGA, Z. B.; LIA, N. An overview on the reuse of waste glasses in alkali-activated materials. **Resources, Conservation & Recycling**, p. 297-309, 2019.

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; 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. State of the Art – Soil Improvement. Proceedings of the 10th ICSMFE. Stockholm, Vol. 4, pp. 509-565. 1981.

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.

PAPADAKIS, V G; TSIMAS, S. Supplementary cementing materials in concrete Part I: efficiency and design. **Cement and Concrete Research**, v. 32, p. 1525–1532, 2002.

PALOMO, A.; FERNÁNDEZ JIMÉNEZ, A.; KOVALCHUK, G.; ORDOÑEZ, L. M.; NARANJO, M. C. OPC-fly ash cementitious systems: study of gel binders produced during alkaline hydration. **Journal of Materials Science**, 42, 2958-2966, 2007.

PALOMO, A; GRUTZECK, M W; BLANCO, M T. Alkali-activated fly ashes a cement for the future. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 1323–1329, 1999.

PEREIRA, Pedro Daniel Martins. **Avaliação da aplicabilidade de solos estabilizados com cinzas ativadas alcalinamente em camadas de pavimentos rodoviários**. 2014. 85 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Escola de Engenharia, Uniersidade do Minho, Portugal, 2014.

PINTO, A T. **Sistemas Ligantes Obtidos por Activação Alcalina do Metacaulino**. 2004. Tese de Doutorado – Universidade do Minho.

POULOS, H. G., DAVIES, E. H. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. v.1. 2ed. Sydney: Centre of Geotechnical Research - University of Sydney, 1991.

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.

PROVIS, J. L.; VAN DEVENTER, J. S. J. **Alkali-Activated Materials. State of the Art Report**. RILEM TC 224-AAM J. L. Provis & J. S. J. van Deventer, eds., 2014.

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.

REDDEN, R; NEITHALATH, N. Microstructure, strength, and moisture stability of alkali activated glass powder-based binders. **Cement And Concrete Composites**, [S.L.], v. 45, p. 46-56, jan. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.09.011>.

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.

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.

SALDANHA, R B; SCHEUERMANN FILHO, H C; MALLMANN, J E C; CONSOLI, N C; REDDY, K R.. Physical–Mineralogical–Chemical Characterization of Carbide Lime: an environment-friendly chemical additive for soil stabilization. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [S.L.], v. 30, n. 6, p. 06018004, jun. 2018. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0002283](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0002283).

SALES, F.A. **Estudo da atividade pozolânica de micropartículas de vidro soda-cal, incolor e âmbar, e sua influência no desempenho de compostos de cimento Portland**. 2014. 161 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

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.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 10, p.857-868, 2001.

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.; KRIVENKO, P. V; ROY, Della. **Alkali-Activated Cements and Concretes**. New York: Taylor & Francis, 2006. v. 1, p. 1–388.

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, C.; KRIVENKO, P. V; ROY, Della. **Alkali-Activated Cements and Concretes**. New York: Taylor & Francis, 2006. v. 1, p. 1–388.

SILVA, Manuela Corrêa Alves da. **Melhoramento de um solo argiloso com recurso à ativação alcalina de resíduos para aplicação em infraestruturas de transporte**. 2016. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Escola de Engenharia, Uniersidade do Minho, Portugal, 2016.

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

SKOOG, D. A. et al. **FUNDAMENTOS DE QUÍMICA ANALÍTICA**. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2010. 999 p.

SOARES, E. M.. **Melhoria do Solo Residual Granítico com recurso à Ativação 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.

TEBECHRANI NETO, A. **Avaliação das propriedades mecânicas de uma mistura de material asfáltico fresado e vidro moído com a adição de cal de carbureto**. 2020. 2009 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

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

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

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

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.

TORRES-CARRASCO, M. **Reutilización de residuos vítreos urbanos e industriales en la fabricación de cementos alcalinos. Activación, comportamiento y durabilidad.** Memoria para optar al título de Doctor. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc-CSIC). Madrid, 2015.

TORRES-CARRASCO, M.; PUERTAS, F. Alkaline activation of different aluminosilicates as an alternative to Portland cement: alkali activated cements or geopolymers, **Revista Ingeniería de Construcción**. Santiago, v.32, n. 2, pp 5-12, Aug. 2017. Access on 14 Jan. 2021. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732017000200001>.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (TRB). LFRD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures - Appendix F: Modes of Failure and Failure Criteria.. NCHRP Report 651. 2010.

VAN DEVENTER, J. S. J.; PROVIS, J. L.; DUXSON, P.; BRICE, D. G. Chemical Research and Climate Change as Drivers in the Commercial Adoption of Alkali Activated Materials, *Waste Biomass Valor*, 1:145–155, 2010.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações - Critérios de Projeto - Investigação do Subsolo - Fundações Superficiais. v.1. 2ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226p.

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

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

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.

WALKLEY, B; NICOLAS, R. S.; SANI, M.; REES, G. J.; HANNA, J. V.; VAN DEVENTER, J. S.J.; PROVIS, J. L.. Phase evolution of C-(N)-A-S-H/N-A-S-H gel blends investigated via alkali-activation of synthetic calcium aluminosilicate precursors. **Cement And Concrete Research**, [S.L.], v. 89, p. 120-135, nov. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.08.010>.

YANG, K.-H., JUNG, Y.-B., CHO, M.-S., TAE, S.-H. Effect of supplementary cementitious materials on reduction of CO2 emissions from concrete. *J. Clean. Prod.* 2014.

YIP, C. K.; LUKEY, G. C.; DEVENTER, J. S. J. The coexistence of geopolymeric and calcium silicate hydrate at the early stage of alkaline activation, **Cem. Concr. Res.** 35, 1688–1697, 2005.

YIP, C. K.; VAN DEVENTER, J. S. J.. Microanalysis of Calcium Silicate Hydrate Gel Formed Within a Geopolymeric Binder. **Journal Of Materials Science**, [S.L.], v. 38, n. 18, p. 3851-3860, 2003. Springer Science and Business Media LLC.  
<http://dx.doi.org/10.1023/a:1025904905176>.