

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

**Fundações Superficiais com base estabilizada com cimento
alcalino**

Andrey Oro Ceolin

Porto Alegre
2022

ANDREY ORO CEOLIN

**Fundações Superficiais com base estabilizada com cimento
alcalino**

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
2022

ANDREY ORO CEOLIN

FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS COM BASE ESTABILIZADA COM CIMENTO ALCALINO

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração 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, 02 de setembro de 2022.

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

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Dra. pelo PPGEC-UFRGS

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)
Dr. pelo PPGEC-UFRGS

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pelo PPGEC-UFRGS

Dr. Andres Mauricio Lotero Caicedo (UFRGS)
Dr. pelo PPGEC-UFRGS

Dedico esse trabalho a minha família, ao meu pai Ricardo, mãe Rosana e irmãos Arthur e Vinicius, a minha namorada Andrieli. Obrigado pela compreensão e apoio.

AGRADECIMENTOS

Agradecer primeiramente a Deus por me dar essa oportunidade, me guiando por essa jornada que é a vida.

Um agradecimento especial a minha família pais Rosana e Ricardo e meus irmãos Arthur e Vinicius que desde o começo me apoiaram e me forneceu condições de crescer e estudar, me auxiliando naquilo que precisava e me incentivando a nunca desistir. são a base para que eu me tornasse a pessoa que sou hoje.

A minha namorada Andrieli que em meus momentos mais difíceis esteve ao meu lado, me incentivando a não desistir, foi minha confidente dos meus problemas, muitas vezes esquecendo dos seus para me ajudar a solucionar os meus, me incentivando a nunca desistir.

Ao Professor orientador Nilo Consoli, obrigado pela oportunidade, sem sua ajuda e apoio essa pesquisa não seria possível, me tornei um grande admirador do seu trabalho e de você como pessoa, me mostrou o que é amar o seu trabalho, foi uma honra o ter conhecido. Agradeço a toda atenção e pelas contribuições feitas para o andamento e êxito na finalização desta pesquisa.

Um agradecimento ao Ecclesieter, que sem ele nada disso seria possível, me aceitou como seu estagiário, mas me mostrou a porta de entrada para o que estou completando com essa pesquisa, sem seus ensinamento e apoio foram de grande valia para a finalização dessa pesquisa.

Ao professor Andres, que me auxiliou com seu conhecimento extremamente vasto sobre o assunto, dedicando horas para sanar dúvidas pertinente sobre o assunto, sem seu conhecimento e disponibilidade foram fundamentais para o êxito dessa pesquisa.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil que transmitiram de forma tão efetiva os conhecimentos aprofundados sobre a área, impactando para conclusão dessa pesquisa.

Gostaria de citar aqui duas pessoas muito importantes para o andamento e realização dessa pesquisa que foram o Matheus e a Jessamine, por me auxiliarem na execução nos diversos ensaios realizados, muitas vezes passando o dia inteiro na UPF me auxiliando, me acompanhando, e incentivando quando algo ocorria de forma não planejada.

Agradecer ao Helder, que me auxiliou na minha jornada do triaxial, que naquela semana abdicou de seus afazeres para me ajudar na execução do ensaio.

A Universidade de Passo Fundo que me disponibilizaram toda a estrutura para realizar minha pesquisa, principalmente para o CETEC e seus colaboradores Leonir, Marcelo e Nilton, pela disponibilidade, auxílio e amizade no andamento da pesquisa.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e em especial ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, pela oportunidade de aprendizado e realização dessa pesquisa.

“Inteligência é a capacidade de se adaptar à mudança.”

(Stephen Hawking)

RESUMO

CEOLIN, A. **Fundações Superficiais com base estabilizada com cimento alcalino**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A categoria melhoramento de solo abrange diversas técnicas, uma delas é a estabilização de solos, onde a técnica visa melhorar as propriedades mecânicas do solo, que influenciam na capacidade de carga dele. O emprego da técnica de dupla camada, que utiliza solo-cimento compactado na camada superior, demonstra bons resultados, aumentando a capacidade de carga da fundação superficial. Pesquisas vêm sendo instauradas com a utilização de resíduos industriais, que possam de alguma maneira produzir aglutinantes cimentantes, buscando substituir o cimento Portland. Nesse tópico o desenvolvimento de cimentos através da álcali-ativação de resíduos industriais, esses que devem apresentar sílica e cálcio em sua composição, vem demonstrando excelentes resultados em termos de comportamento mecânico. O presente trabalho visa estudar a utilização de um cimento álcali-ativado a base vidro moído e cal de carbureto, ativado através de uma solução de hidróxido de sódio e silicato de sódio. Antes de levar a campo o material será analisado em laboratório, variando a quantidade dos elementos da mistura e os níveis de compactação. A cal de carbureto será utilizada nas quantidades de 5,6,7 e 9% e o vidro 20 e 30%. Para os níveis de compactação, optou-se por utilizar 17 e 18 kN/m³. Esse cimento será empregado na estabilização de um solo, no caso areia de Osório, que será empregado como base de uma fundação superficial, sobre um solo residual coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte. Através dos resultados obtidos em laboratório, pode-se determinar a melhor mistura para se utilizar e campo, visando cumprir os requisitos de resistência mínimos, para observar os comportamentos de funcionamento do solo embaixo da camada e ruptura na camada cimentada. Além disso, será analisado os efeitos da relação Tr/Hr em relação à capacidade de carga das camadas cimentadas em campo.

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

ABSTRACT

CEOLIN, A. **Shallow foundations with alkali-cement stabilized base**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The soil improvement category covers several techniques, one of which is soil stabilization, where the technique aims to improve the mechanical properties of the soil, which influence its bearing capacity. The use of the double-layer technique, which uses compacted soil-cement in the upper layer, demonstrates good results, increasing the load capacity of the superficial foundation. Research has been carried out with the use of industrial residues, which can somehow produce cementitious binders, seeking to replace Portland cement. In this topic, the development of cements through the alkali-activation of industrial residues, those that must have silica and calcium in their composition, has been showing excellent results in terms of mechanical behavior. The present work aims to study the use of an alkali-activated cement based on ground glass and carbide lime, activated through a solution of sodium hydroxide and sodium silicate. Before taking the material to the field, it will be analyzed in the laboratory, varying the amount of elements in the mixture and the compaction levels. Carbide lime will be used in amounts of 5,6,7 and 9% and glass 20 and 30%. For the compaction levels, it was decided to use 17 and 18 kN/m³. This cement will be used in the stabilization of a soil, in this case sand from Osório, which will be used as the basis of a superficial foundation, on a cohesive-frictional residual soil of low support capacity. Through the results obtained in the laboratory, the best mixture to be used in the field can be determined, aiming to meet the minimum strength requirements, to observe the behavior of punching the soil under the layer and rupture in the cemented layer. In addition, the effects of the Tr/Hr ratio will be analyzed in relation to the load capacity of the cemented layers in the field.

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

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Fenômeno de cimentação em areia estabilizada.....	22
Figura 2.2 Relação da resistência à compressão simples (q_u) em função do $\eta/(B_{iv})^{0,28}$ com 7 dias de cura a) adaptado Daassi-Gli (2020) b) Winter (2018).....	24
Figura 2.3 - Ensaio triaxial convencional drenado a) areia-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=17$; b) areia-vidro moído-cal de carbureto com $\eta/(B_{iv})^{0,28}=14$	25
Figura 2.4 - Diagrama dos principais influenciadores de q_u . (Acosta (2021)).	25
Figura 2.5 - Principais influenciadores q_u Acosta (2021).	26
Figura 2.6 - Curva de dosagem para solo-cimento (Foppa, 2005).	26
Figura 2.7 - Composição do vidro comum e vidro colorido (adaptado Shayan, 2004)..	31
Figura 2.8 - Tensão a compressão não confinada x η/C_{iv} (adaptado Consoli et al. (2018))	33
Figura 2.9 - Resultado EDS cal de carbureto (adaptado Scheuermann 2019).	34
Figura 2.10 – Influência da relação SiO_2/Na_2O na resistência mecânica de escórias álcali ativas. (Wang et al. 1994).	37
Figura 2.11 - Modelo conceitual da geopolimização (adaptado (Duxson <i>et al.</i> (2007))).	39
Figura 2.12 - Visualização da estrutura tridimensional do gel N-A-S-H (adaptado Garcia-Lodeiro et al., 2014).	41
Figura 2.13 Comportamento de uma fundação superficial submetida a incremento de carga vertical. (Kedzi, 1970 apud Velloso e Lopes, 2004).....	42
Figura 2.14- Tipos de ruptura a) generalizada, b) por puncionamento, c) localizada (adaptado Velloso e Lopes (2011)).	43
Figura 2.15 - Tipo de ruptura em função da profundidade x densidade relativa em areia. (adaptado Velloso e Lopes (2011)).	44
Figura 2.16 – Distribuição da carga para o caso de areia sobrejacente a uma argila menos resistente. (adaptado de Kenny e Andrawes, 1997).....	48
Figura 2.17 - Mecanismo de ruptura proposto por Meyerhof (1974). (adaptado Thomé (1999)).	49
Figura 2.18 - Curva pressão versus recalque relativo (adaptado Consoli et al., 2009).	51
Figura 2.19 - Mecanismo de ruptura visualizados em um ensaio de placa e ao lado resultado de simulações simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração (adaptado Consoli et al., 2009).	52
Figura 2.20 - Tipos de ruptura: (a) ruptura por puncionamento; (b) ruptura no reforço (adaptado Caballero, 2019).....	56
Figura 2.21 - Placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro, diagrama de momentos fletores (adaptado Caballero, 2019).....	57
Figura 2.22 - Ruptura por puncionamento $H_r/D = 1,0$ e $T_r/H_r = 0,25$; (b) ruptura no reforço $H_r/D = 1,0$ e $T_r/H_r = 1$. (adaptado Moreira (2020)).	58
Figura 3.1 - Campo experimental do Centro de Tecnologia (CETEC) – UPF 2019.....	62
Figura 3.2 - Granulometria solo residual.....	63
Figura 3.3 - Tensão x deformação para os ensaios triaxiais (Carretta (2018)).	64
Figura 3.4 - Deformação volumétrica x deformação axial (Carretta (2018)).	64
Figura 3.5 - Ensaio CPT (Consoli et al. (2019)).	65
Figura 3.6 - Provas de carga em solo natural. (Consoli et al. (2020)).	66

Figura 3.7 - Provas de carga em solo natural.	66
Figura 3.8 - Curva de compactação - Proctor normal (Acosta (2021)).	68
Figura 3.9 - Esquema do ensaio de prova de carga	69
Figura 3.10 - Esquema de localização das camadas.....	70
Figura 3.11 - Peneiramento Areia.....	72
Figura 3.12 - Recipiente de armazenamento do silicato de sódio	73
Figura 3.13 - Provetas utilizadas para sedimentação e grupo de peneiras para o peneiramento respectivamente.	74
Figura 3.14 - Frasco Le Chatelier com pó de vidro, areia e cal, respectivamente.....	74
Figura 3.15 - Despejando areia com auxílio de um funil.	75
Figura 3.16 - Mesa vibratória e proctor utilizado para compactação respectivamente ..	75
Figura 3.17 - Areia de Osório.....	76
Figura 3.18 - Curva granulométrica da areia de Osório.	76
Figura 3.19 - Vidro moído passante na peneira #200.....	77
Figura 3.20 - Curva Granulométrica do vidro moído.....	78
Figura 3.21 - Difratomia de raio-X do vidro moído Moreira (2020).	78
Figura 3.22 - Cal de carbureto passante na peneira #100.....	79
Figura 3.23 - Curva Granulométrica cal de carbureto.	80
Figura 3.24 - Difratomia de raio-X da cal de carbureto (Saldanha, 2018).....	81
Figura 3.25 - Silicato de sódio em escamas.....	82
Figura 3.26 - Silicato de sódio.....	82
Figura 3.27 - Material seco, mistura homogenia dos materiais e mistura com solução alcalina - respectivamente.	84
Figura 3.28 - Molde tripartido, soquete utilizado com suas marcações e o conjunto de ambos sendo utilizados - respectivamente.	85
Figura 3.29 - Corpo de prova.....	85
Figura 3.30 - Ensaio de compressão simples.....	87
Figura 3.31 - Ensaio de compressão diametral.....	88
Figura 3.32 - Posicionamento da amostra e fechamento da câmara, respectivamente...	90
Figura 3.33 - Amostra no final do ensaio triaxial.....	90
Figura 3.34 - Procedimentos da moldagem das camadas: a)uso do trado mecanico para abertura das cavas; b)abertura das cavas; (c) e (d) verificação do diametro e nível da base; e)mistura na betoneira; f) depejo da mistura na cava; g)compactação do material; h)cilindro cortante para verificação do peso especifico; i) pesagem do material obtido no cilindro cortante; j) estratificação da camada; k) término da compactação da camada; l) verificação do nivel do topo da camada cimentada.	92
Figura 3.35 - a) Pórtico de reação; b) Macaco utilizado; c) Medidores de deslocamento.	93
Figura 3.36 - a) Camada sem o atrito lateral; b) Centralização da placa; c) Sistema de aplicação da carga.....	94
Figura 3.37 - a) Escavação da camada; b) Transporte até a parte externa do laboratório; c) Análise da ruptura da camada de 90cm de diâmetro; d) Obtenção dos corpos de prova.	95
Figura 4.1 - a) e b) Resultados dos ensaios de compressão simples em laboratório.	97
Figura 4.2 - Resistência q_u (MPa) x porcentagem de cal (%).	98
Figura 4.3 - Resistencia compressão simples de amostras retiradas do campo.....	99
Figura 4.4 - Resistencia a tração de amostras retiradas do campo.	99

Figura 4.5 - Temperatura de cura.	100
Figura 4.6 - Resultados dos ensaios de compressão simples de campo e laboratório..	101
Figura 4.7 - Tensão vs Recalque.	103
Figura 4.8 - Carga vs Recalque.	103
Figura 4.9 – Carga vs recalque para solo cimento utilizando cimento Portland (adaptado de Moreira, 2020).	104
Figura 4.10 - Tensão equivalente x recalque relativo.....	105
Figura 4.11 - Afundamento da camada no solo.....	107
Figura 4.12 - Vista frontal da camada no solo.....	108
Figura 4.13 - Camada proveniente do puncionamento.....	108
Figura 4.14 - a) e b) Ruptura da camada de 90cm de diâmetro.....	109
Figura 4.15 - Tensão desvio (q) x deformação axial (ϵ_a).	111
Figura 4.16 - Deformação volumetria (ϵ_v) x deformação axial (ϵ_a).	111
Figura 4.17 - Comportamento tensão-deformação (a) areia fina e cimento Portland segundo Consoli et al., 2020a (b) areia fina-vidro-cal segundo Consoli et al., 2020b.	113
Figura 4.18 - Comportamento tensão-deformação areia fina-vidro-cal álcali ativada com NaOH segundo Secco (2020).	113
Figura 4.19 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência.....	114
Figura 4.20 - Plano de ruptura das amostras a) 20 kPa b) 40kPa c) 100 kPa.....	115
Figura 4.21- Carga de ruptura pelo critério deslocamento relativo =3%.	116
Figura 4.22 - Previsão da capacidade de carga.....	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Composição química da cal de carbureto adaptado de Scheuermann Filho (2019)).	34
Tabela 2.2 - Faixa de validade para aplicação do método proposto por Thomé et al. (2003).	54
Tabela 3.1- Índices físicos (adaptado de Carretta, 2018).	63
Tabela 3.2 - Ensaio da pesquisa	67
Tabela 3.3 - Variações das amostras moldadas em laboratório.....	69
Tabela 3.4 - Formas e relações das camadas executadas	71
Tabela 3.5 - Propriedades físicas do pó de vidro.....	77
Tabela 3.6 - Propriedades físicas do pó de vidro.....	79
Tabela 3.7 - Propriedades físicas cal de carbureto	81
Tabela 3.8 - Características do silicato de sódio.	83
Tabela 4.1 - Resistência compressão simples de amostras moldadas em laboratório.	97
Tabela 4.2 - Parâmetros de execução das camadas	98
Tabela 4.3 - Variação da capacidade de carga a tração.	100
Tabela 4.4 - Parâmetros de resistência.	116
Tabela 4.5 – Resultados obtidos através dos métodos.	117
Tabela 4.6 - Previsão de tensão de ruptura das camadas cimentadas.....	118

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

H	Largura da sapata
H _r	Largura total da camada de reforço
c	Coesão do solo
D	Diâmetro da sapata circular
D _r	Diâmetro da camada de reforço
e	Índice de vazios
e _{máx}	Índice de vazios máximo
e _{mín}	Índice de vazios mínimo
FS	Fator de segurança
H	Espessura do solo
H _r	Espessura da camada de reforço
k	Coefficiente de empuxo
N _c , N _q , N _γ	Fatores de capacidade de carga
P	Carga aplicada
p _a	Pressão atmosférica
P _u	Carga última
Q	Carga do solo
q _t	Resistência a tração por compressão diametral
q _u	Resistência a compressão simples
p'	Tensão normal média do ensaio triaxial
q	Tensão cisalhante efetiva do ensaio triaxial
T _r	Distância da borda da fundação à borda da camada melhorada
v	Coefficiente de Poisson
γ _d	Peso específico aparente seco
δ	Recalque
η	Porosidade
σ ₁	Tensão principal maior
σ ₂	Tensão principal média
σ ₃	Tensão principal menor.
σ _t	Tensão de tração
σ _{tmáx}	Tensão de tração máxima
F	Ângulo de atrito interno do solo
ω	Teor de umidade
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
C-A-S-H	Silicato hidratado de cálcio
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
N-A-S-H	Aluminossilicatos alcalinos hidratados
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

LVDT	Linear Variable Differential Transformers
NBR	Norma Brasileira
NM	Norma Mercosul
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande Do Sul
UPF	Universidade de Passo Fundo

Sumário

1. INTRODUÇÃO	19
1.1. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.	19
1.2. OBJETIVO ESPECÍFICOS	19
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	63
2.1. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	63
2.1.1. Estabilização química (solo-cimento).	63
2.1.2. Estabilização do solo utilizando a álcali ativação.	23
2.1.3. Dosagem cimento álcali-ativado	26
2.2. ATIVAÇÃO ALCALINA.	27
2.2.1. Precursores.	29
2.2.1.1. Utilização de pó de vidro.	30
2.2.1.2. Utilização de cal de carbureto.	33
2.2.2. Ativadores alcalinos.	35
2.2.3. Mecanismos de reações do álcali ativação.	38
2.3. CAPACIDADE DE CARGA DE UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL.	41
2.3.1. Tipos de rupturas em fundações superficiais	41
2.3.2. Cálculo da capacidade de carga em fundações superficiais	45
2.3.3. Cálculo Fundações superficiais assentes em solo estratificado.	47
2.3.4. Capacidade de carga de um sistema de dupla-camada sendo a superior cimentada.	50
2.3.5. Capacidade de carga de um sistema de dupla-camada considerando extensão lateral.	55
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	64
3.1. CAMPO EXPERIMENTAL	64
3.1.1. Caracterização solo residual.	62
3.2. PLANEJAMENTO DA PESQUISA	67
3.3. MATERIAIS E MÉTODOS	71
3.3.1. Coleta dos materiais.	71
3.3.2. Caracterização dos materiais	73
3.3.2.1. Areia.	75
3.3.2.2. Vidro Moído.	77
3.3.2.3. Cal de Carbureto.....	79
3.3.2.4. Hidróxido de Sódio.	81

3.3.2.5.	Silicato de Sódio.....	82
3.3.2.6.	Água.	83
3.3.3.	Modelagem corpos de prova.	83
3.3.4.	Ensaio de compressão e compressão diametral.....	86
3.3.5.	Ensaio tri-axial.	88
3.4.	PROCEDIMENTO DE CAMPO.....	91
3.4.1.	Execução das camadas.	91
3.4.2.	Ensaio de placa.....	92
3.4.2.1.	Etapas do ensaio de placa.....	94
3.4.3.	Exumação das camadas cimentadas.....	94
4.	ANÁLISE DE RESULTADOS.	97
4.1.	RESULTADOS OBTIDOS COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL.	97
4.2.	RESULTADO ENSAIO DE PLACA.....	101
4.2.1.	Análise do comportamento carga vs recalque.	102
4.2.2.	Normalização dos resultados.	105
4.2.3.	Mecanismo de ruptura.	106
4.3.	ENSAIO TRIAXIAL.	110
4.4.	DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.	115
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.	122
5.1.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	122
6.	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	123

1. INTRODUÇÃO

1.1. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.

Através de ensaios de campos, obtém-se parâmetros aos quais se utiliza para analisar a capacidade de carga do solo, esse, que suportará as cargas provenientes das edificações e empreendimentos de diversos tipos e configurações. Através da capacidade de carga do solo e qual será a carga proveniente da sua edificação se escolhe qual o tipo de fundação mais adequada aquela situação.

Na visão financeira de um empreendimento, sempre se busca as soluções que garantam uma maior economia, visando um menor custo. Para a parte de fundações esse critério não poderia ser diferente, visa-se um menor gasto possível nas fundações, essa que não se consegue agregar valor.

Quando um solo apresenta uma capacidade de carga muito baixa nas camadas superficiais, podendo não suportando os esforços transferidos diretamente por uma fundação rasa, a alternativa mais comum é a utilização de fundações profundas, essa que vai na contramão da visão econômica de uma obra, pois a sua utilização acarreta um custo maior se comparado a fundações superficiais, podendo acarretar a inviabilidade financeira do empreendimento.

Com o intuito de evitar que isso ocorra, há outras técnicas que visam aprimorar a capacidade de carga do solo, dentre elas, podemos citar a estabilização do solo, essa que busca atribuir ao solo, através de mudanças em sua estrutura, uma maior capacidade de carga, buscando assim mudar a necessidade de utilização de fundações profundas.

Nesse sentido, uma opção viável que auxilia o solo atender as necessidades que lhe serão propostas em termos mecânicos e econômicos, é a utilização de fundações superficiais assentados sobre uma camada de solo estabilizado com cimento Portland (CONSOLI et al. 2003, 2009, 2019; SALES, 1998). Essa técnica vem sendo estudada de forma ampla recentemente, com diversos trabalhos apresentando resultados promissores como a redução no recalque e principalmente o aumento da capacidade de carga do solo.

Através dessas pesquisas, foram desenvolvidos alguns de cimentos alcalinos, visando substituir o cimento Portland, porém com um impacto ambiental muito menor, pois os precursores são provenientes de resíduos e subprodutos industriais, com o intuito de buscar uma destinação melhor a esses subprodutos além de substituir o cimento Portland.

Há diversos estudos com a utilização de ligantes alternativos para estabilização do solo, como, cinza volante, escória de alto-forno e cal carboneto (SHAHEEN et al. 2014; YI et al. 2016; SALDANHA et al. 2018; JIANG et al. 2018). Em grandes centros urbanos, resíduo de vidro, são encontrados em abundância, devido à elevada demanda desse material, porém em sua maioria são encaminhados para aterros sanitários, entretanto pode-se atribuir outro uso ao mesmo, sendo ele processado, pode ser empregado como material pozolânico (CONSOLI, 2020).

O ligante formado através da cal de carbureto e vidro moído se mostrou um substituto à altura do cimento Portland (CONSOLI, 2020), no entanto estudos mostram que com o auxílio da ativação alcalina, através do hidróxido de sódio e silicato de sódio, apresenta melhora significativas no resultado, acelerando as reações e potencializando às mesmas.

O intuito desse trabalho é levar essas condições a campo, executando camadas artificialmente cimentadas, apoiadas em um solo residual de baixa capacidade de carga, realizadas usando areia fina, com adição de vidro moído e cal de carbureto misturadas com uma solução alcalina de hidróxido de sódio e silicato de sódio e neles realizar ensaios de placa centralizados, variando a espessura das camadas e suas consequências. Comparar os resultados em relação ao trabalho sem adição da ativação alcalina e analisar se haverá mudanças na forma de ruptura das camadas.

1.2. OBJETIVO

O objetivo da pesquisa é analisar o comportamento de um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada por um cimento alcalino, esse que será composto por uma areia fina de Osório com a adição de cal de carbureto e vidro moído e álcali-ativado através de uma mistura alcalina de hidróxido de sódio e silicato de sódio.

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

- a) Analisar o comportamento das camadas cimentadas em campo.

- b) Analisar o comportamento de camadas álcali-ativadas com hidróxido de sódio e silicato de sódio em comparação com camadas sem o ativador, no comportamento carga x recalque dos ensaios de placa;
- c) Definir os mecanismos de rupturas para camadas com diferentes valores da relação T_r/H_r .
- d) Estabelecer os parâmetros de resistência e deformabilidade das misturas.
- f) Testar as equações de dimensionamento.
- g) Comparar a capacidade de carga da estabilização do cimento Portland e cimento alcalino.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO.

A organização desta pesquisa de mestrado é dividida em capítulos:

Capítulo 1: Apresenta os problemas abordados na pesquisa, visando propor novas soluções, exibindo os objetivos gerais e específicos a serem alcançados na pesquisa.

Capítulo 2: Apresenta a revisão bibliográfica, que aborda aspectos relevantes para o entendimento da pesquisa, buscando fornecer ao leitor informações sobre o escopo do estudo, sendo ele a estabilização de solos com cimentos ativados por álcali e capacidade de carga de fundações superficiais.

Capítulo 3: Traz ao leitor os procedimentos que ocorreram no estudo, mostrando a metodologia proposta, apresentando os materiais e ensaios usados na pesquisa.

Capítulo 4: Apresenta os dados obtidos nos ensaios e a análise de resultados.

Capítulo 5: Expõe as conclusões obtidas na pesquisa, e propõe tópicos para futuros estudos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.

2.1. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS.

Conforme o aumento da população e da densidade demográfica, cada vez mais os terrenos que costumavam ser negligenciados devido a sua baixa capacidade de carga, ganham nova atenção. Entretanto há a necessidade de uma análise econômica da situação, pois em alguns casos em que a camada superficial do solo apresente baixa capacidade de carga, a alternativa em termos de fundações seria a utilização fundações profundas, o que encareceria o projeto, podendo inviabilizar a obra. Partindo dessa situação cada vez mais há o avanço de técnicas de melhoramento de solo que visam resolver esse problema.

Em situações em que loteamentos populares demandam fundações profundas, acarretando um elevado custo, uma possível solução é o emprego de técnicas de melhoramento de solo, para que ele consiga suportar fundações superficiais e acarretar uma economia, viabilizando a obra (THOMÉ et al., 2005).

O tratamento do solo, que busca elevar capacidade de carga dele, pode abranger melhoramento ou estabilização do solo, técnicas que visam melhorar o desempenho e as propriedades mecânicas do solo, essa que impactam na capacidade de carga. Dentre os possíveis métodos de estabilização, há a estabilização química, essa que por meio de aditivos, esse que é misturado com o solo, e reações químicas, acarretando mudança nas propriedades do solo (MITCHELL, 1981).

É considerado estabilização ou melhoramento de um solo, técnicas que visem melhorias mecânicas de um determinado solo, visando principalmente a melhoria de resistência e durabilidade, sendo assim o resultado dessa técnica é um novo material geotécnico, com novas propriedades, capaz de suprir as necessidades que anteriormente não eram atendidas (INGLES E METCALF, 1972).

2.1.1. Estabilização química (solo-cimento).

O emprego da técnica de dupla camada, empregando o solo-cimento compactado na camada superior, demonstra um notável aumento na capacidade de carga do solo,

mostrando que o emprego da técnica acarreta uma melhora substancial do solo, caso se deseje executar edificações de pequeno porte e baixa carga. (THOMÉ et al., 2005).

Há diferenças entre a mistura solo-cimento e o concreto, sendo a mais notável é a quantidade de cimento inserida, sendo que no concreto ela cobre todo o agregado, diferente do solo-cimento, onde isso não ocorre conforme Foppa (2016) notou. Isso acarreta diversos impactos econômicos, entretanto há a necessidade estudo de caso, pois com uma menor quantidade de cimento, conseqüentemente se atinge menores resistências.

Como mencionada pela NBR 12253/12, Solo - cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento, é uma técnica utilizada para que o solo sendo tratado com o emprego do cimento Portland e água, que reagem, e conseqüentemente embutem ao solo uma maior resistência.

A cimentação de areia pode ser dividida em estágios como mostrado por Chang e Woods (1992), passando pelo Estágio 1 onde o cimento cobre parcialmente a superfície do solo com um vínculo inicial de cimentação, o Estágio 2 a cimentação é significativa e ocorre no ponto de contato entre as partículas, no Estágio 3 o cimento cobre a maior parte dos vazios entre as partículas, mas não cria novos vínculos entre elas, ou seja os vínculos são criados igual ao Estágio 2 e o restante emprega o papel de preenchimento dos vazios. Sendo detalhada na Figura 2.1.

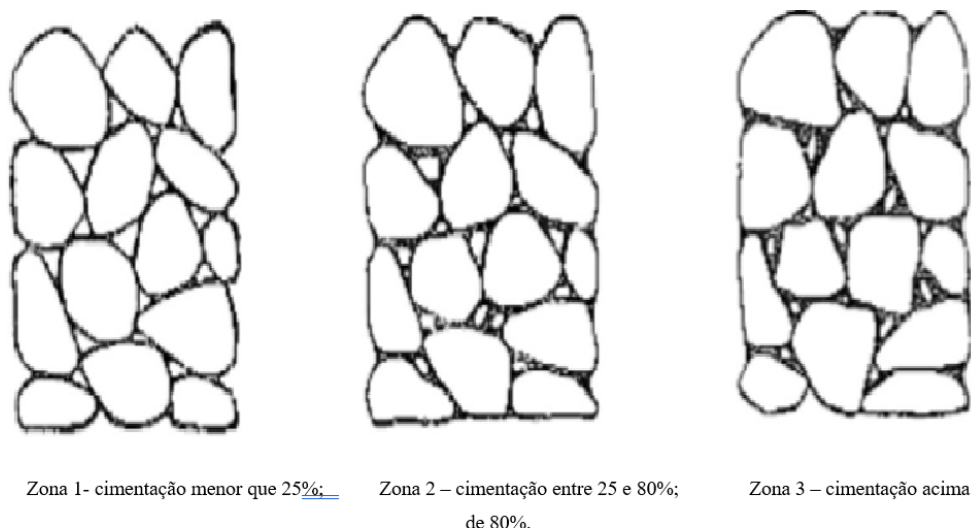


Figura 2.1 - Fenômeno de cimentação em areia estabilizada (adaptada de CHANG E WOODS, 1992).

Qualquer tipo de cimento pode ser utilizado para estabilização do solo, entretanto devido a seu fácil acesso, o cimento mais utilizado é o Portland (INGLES E METCALF, 1972).

O comportamento do solo cimentado muda devido a mudança de suas propriedades, por exemplo, com o incremento da quantidade de cimento, o material apresenta uma maior resistência, além do comportamento tensão-deformação ser mais semelhante ao concreto ou materiais fortemente adensados, onde apresenta pequenas deformações elásticas até atingir a deformação plástica e irreversível (SCHNAID et al., 2001).

2.1.2. Estabilização do solo utilizando a álcali ativação.

Como pesquisas recentes mostram, não apenas cimento Portland apresenta excelentes resultados, como também aglutinantes álcali-ativados, esses que tem uma grande variedade de pesquisas nos últimos anos, principalmente na utilização de resíduos das indústrias como cinza volante, escoria de alto forno moída e vidro moído. (SHI et al. 2005; CONSOLI et al., 2001, 2018, 2020; SALDANHA et al., 2018; GARCIA-LODEIRO et al., 2014, 2016).

Como Massazza (2004) relatou, as reações pozolânicas que dão origem aos aglutinantes álcali ativados pode ocorrer de forma lenta e depender muito da hidratação.

Cristelo *et al.* (2011, 2012, 2013) demonstrou que ao misturar um solo com cinzas volantes álcali ativada, mostrou que melhorias de resistência mecânica ocorreram um ano após o início do processo. Mostrando que há fatores como o tempo que afetam o ganho de resistência quando utilizado a técnica de álcali ativação, o que pode se tornar um impeditivo do uso dessa técnica, pois se comparado com o cimento Portland que atinge a maior parte da sua resistência em períodos menores.

Agentes cimentantes álcali-ativados demonstraram ser sensíveis a diversos fatores, logo as condições de cura é um aspecto importante para se atingir as resistências almeçadas. Palomo *et al.* (1999), demonstrou que os valores de resistência podem ser atingidos em menor tempo quando o material é exposto a maiores temperaturas durante a etapa de cura.

Em campo não há como controlar as temperaturas de cura, entretanto é condição ao qual a mistura é exposta e pode causar impactos significativos na resistência das amostras, podendo causar variabilidade nos resultados obtidos em campo.

A reatividade da pozolana é depende da superfície específica, ou seja, quanto menor for os grãos dos materiais submetidos à álcali ativação, maior será a melhora mecânica do material. (SHAO et al., 2000)

Ainda não existe uma metodologia que consiga prever o desempenho das misturas álcali ativadas de forma universal, devido a diferenças na química, mineralogia e características de partículas entre diferentes fontes precursoras, sendo assim, ainda há a necessidade de otimização das novas misturas provenientes de novos precursores (PROVIS 2017).

Daassi-Gli (2020) avaliou a resistência mecânica de uma mistura de areia fina, pó de vidro moído e cal de carbureto, 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/m³), ativados alcalinamente com NaOH. Onde constatou que utilizando o hidróxido de sódio na álcali-ativação, as reações aceleram, e observou que a resistência a compressão simples aumentou de forma significativa se comparado com Winter (2018) que usou a mesma mistura, entretanto não utilizou nenhum ativador.

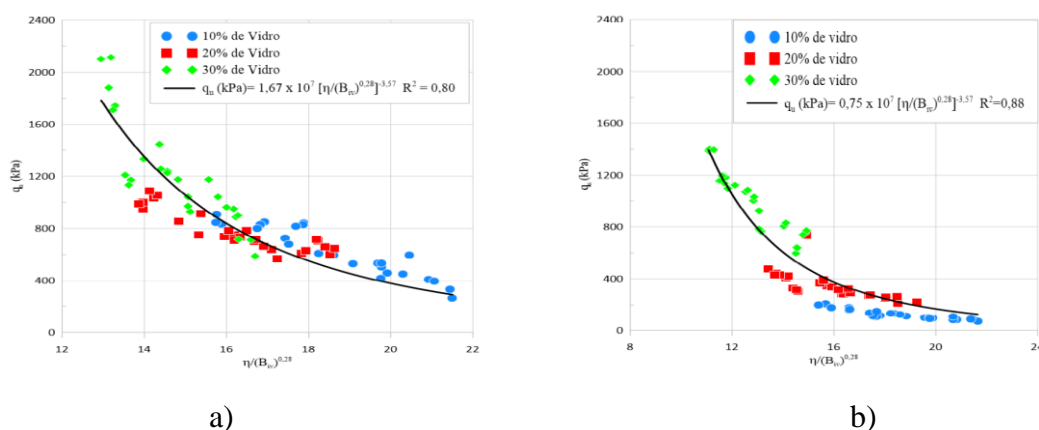


Figura 2.2 Relação da resistência à compressão simples (q_u) em função do $\eta/(B_{iv})^{0,28}$ com 7 dias de cura: a) adaptado Daassi-Gli (2020) e, b) Winter (2018).

Moreira (2020) mostrou que mesmo em campo utilizando um cimento ecológico, sendo ele composto de areia fina, cal de carbureto e vidro moído, poderíamos alcançar resistências semelhantes àquelas obtidas através da utilização do cimento Portland. Ao comparar os resultados obtidos através de ensaios triaxiais notamos que a mistura que

utilizou cal de carbureto e vidro moído atingiu pico de resistência superior se comparado ao cimento Portland, porém o material apresenta uma maior deformação até atingir o pico.

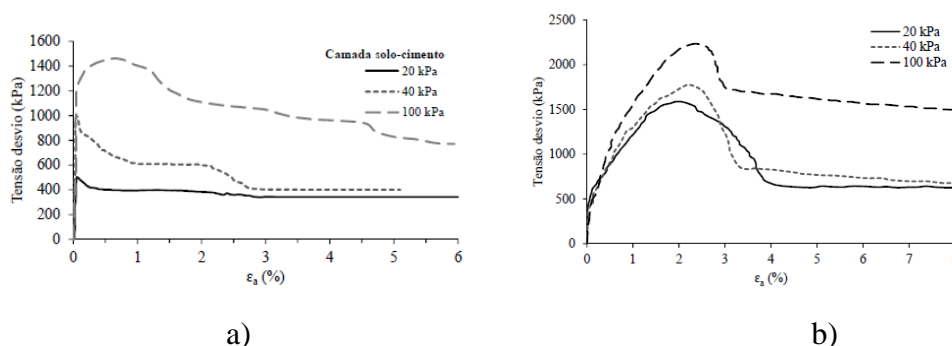


Figura 2.3 - Ensaio triaxial convencional drenado a) areia-cimento Portland com $\eta/C_{iv}=17$; b) areia-vidro moído-cal de carbureto com $\eta/(B_{iv})^{0,28}=14$.

Acosta (2021) analisou a areia fina, vidro moído e cal proveniente da casca de ovo, álcali ativado utilizando uma mistura de hidróxido de sódio (NaOH) e silicato de sódio (Na_2SiO_3). Em sua pesquisa a autora constatou que a umidade influencia apenas na compactação e não no ganho de resistência, a quantidade de material precursor variou de 20 e 30% onde se constatou que quanto maior a quantidade, maior foi a resistência atingida, entretanto o material precursor apresentou uma relação ótima da mistura entre cal e pó de vidro, sendo a relação ótima de 0,23 Cal/Vidro. Para a solução álcali ativada os teores ótimos de massa de soluto (M_s) foi de 1,6 e a 3,5% de Na_2O . Além da quantidade do material precursor o peso aparente seco (γ_d) também mostrou bastante influencia no ganho de resistência.

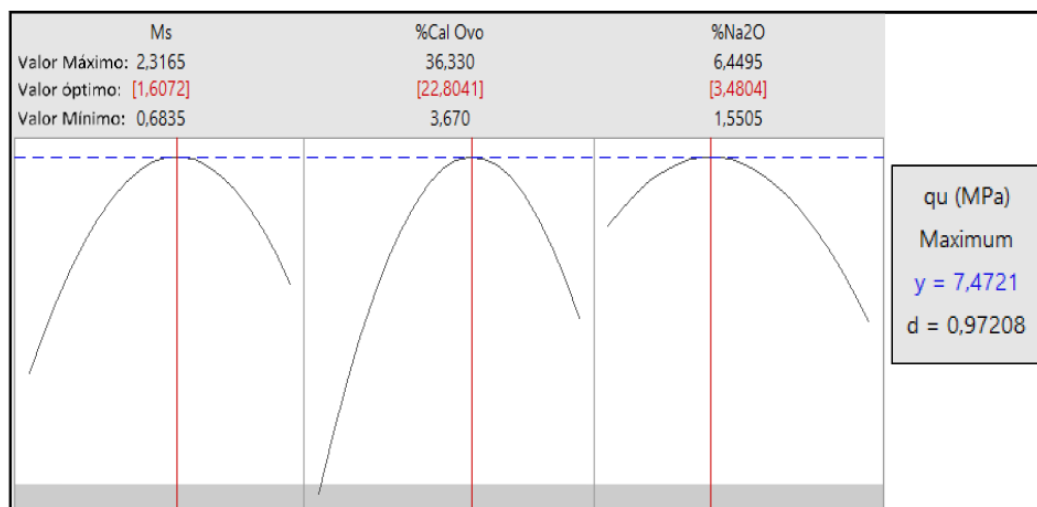


Figura 2.4 - Diagrama dos principais influenciadores de q_u (ACOSTA, 2021).

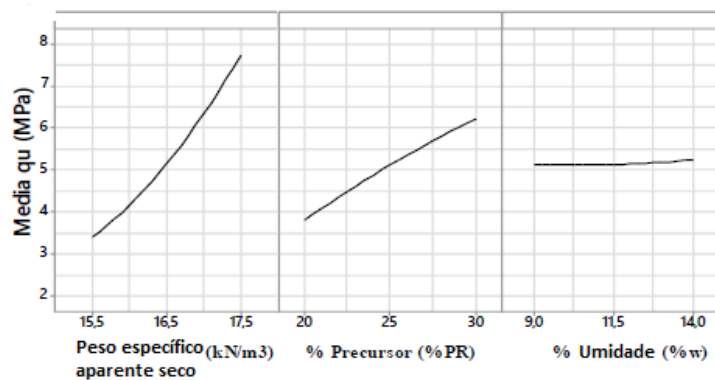


Figura 2.5 - Principais influenciadores de q_u (ACOSTA, 2021).

Através dos resultados obtidos por Acosta (2021) que a atual pesquisa definiu massa de soluto (M_s) foi de 1,6 e a 3,5% de Na_2O .

2.1.3. Dosagem cimento álcali-ativado

Foppa (2005) e Consoli et al. (2007) propuseram um método para dosagem da quantidade de cimento utilizado baseando-se na resistência necessária do projeto, onde exerce papel similar ao fator água/cimento para concreto, sendo denominado como fator $\eta/(C_{iv})^k$. Onde:

- η = porosidade da mistura compactada;
- $(C_{iv})^k$: teor volumétrico de cimento ajustado por um expoente.

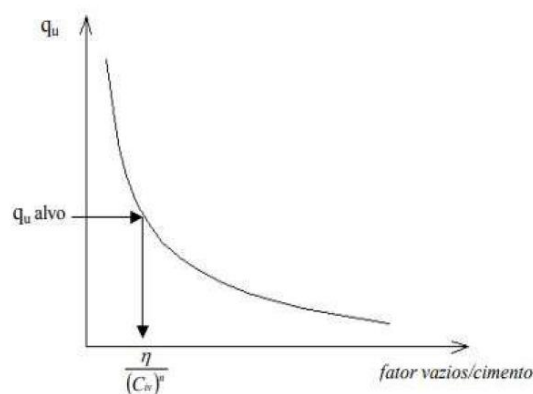


Figura 2.6 - Curva de dosagem para solo-cimento (FOPPA, 2005).

Para obtenção dos valores de resistência ou fator $\eta/(C_{iv})^k$ se utiliza as seguintes fórmulas:

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

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

Através de pesquisas e ensaios se obtém a curva vazios/cimento versus resistência, que empregando a resistência necessária, se estabelece o fator $\eta/(C_{iv})^k$ que suportará tais cargas, então resta ao projetista definir a quantidade de cimento e ou porosidade, alterando o mesmo para que se encaixe em seu orçamento. (FOPPA, 2005).

Para materiais cimentantes misturados como o caso dos precursores que serão utilizados na atual pesquisa, Consoli et al. (2018a e 2018b, 2019) propôs a utilização do fator B_{iv} , é definido como a soma do teor volumétrico de agentes cimentes, como os utilizados nessa pesquisa sendo ela a cal e o vidro moído (fonte de pozolana).

A relação de resistência com os fatores $\eta/(C_{iv})^k$ ou $\eta/(B_{iv})^k$ é que quanto menor for fator, maior será a resistência apresentada pela mistura. Além disso Consoli et al. (2007) propôs utilizar o valor de 0,28 para o expoente k, esse que é usado para ajuste de correlação.

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

2.2. ATIVAÇÃO ALCALINA.

Com o aumento da população, cada vez mais temos resíduos industriais que são tratados como lixo e são simplesmente descartados, muitas vezes em ambientes inadequados, causando impactos para o meio ambiente, vida animal e humana. Entretanto com diversos

estudos na área, esses resíduos têm utilidades não só de reciclagem, mas também como materiais que podem apresentar características cimentícias, provando ser um substituto do cimento Portland, esse que para sua produção causa grandes impactos ambientais, podendo ser empregado na construção civil.

Os materiais álcali-ativados podem variar de um aluminossilicatos ricos em cálcio a um aluminossilicatos com baixas quantidades de cálcio ou pobres em cálcio. Ativadores alcalinos podem incluir hidróxidos alcalinos, silicatos, carbonatos, sulfatos, aluminatos ou óxidos, ou seja, eles apresentarem características de ser solúvel, fornece cátions de metal alcalino, aumentar o pH da solução ativadora e conseqüentemente acelerar dissolução do precursor sólido. (TORRES-CARRASCO, 2017).

Ativação alcalina é o termo aplicado a uma reação de um aluminossilicato sólido denominado precursor sob condições alcalinas alcançadas através do ativador alcalino, para produzir um ligante endurecido, considerado cimento ou aglutinante alcalino. (PROVIS 2017).

Caso haja uma quantidade satisfatória de cal e água suficiente para que ocorra os processos de hidratação, as reações pozolânicas ocorrem e produzindo aglutinantes cimentícios. (SHAO et al., 2000)

Devido a essa variedade e disponibilidade de materiais precursores ao redor do mundo, nos anos de 1990 a pesquisa de álcali ativação evolui muito, isso se deve a pesquisa utilizando matéria-prima diferentes e com isso uma maior gama de reações pode ser catalogada como citado por Xu e Deventer (2000).

Dependendo da seleção da matéria-prima e das condições de processamento, os geopolímeros podem exibir uma ampla variedade de propriedades e características, incluindo alta resistência à compressão, baixa contração, presa rápida ou lenta, resistência a ácidos, resistência ao fogo e baixa condutividade térmica (DUXSON *et al.*, 2007).

A ativação alcalina engloba a produção de um material cimentante através de reações químicas, ou seja, através de reações químicas, transformar materiais amorfas ou parcialmente amorfas, em um material com propriedades cimentícias (PALOMO et al., 1999).

A reação de um aluminossilicato sólido com uma solução alcalina de alta concentração de hidróxido ou silicato produz um material álcali-aluminossilicato sintético denominado

polímero inorgânico. Essa reação produz um ligante com desempenho semelhante a cimentos tradicionais, porém com uma menor emissão de gases de efeito estufa durante sua produção (DUXSON *et al.*, 2007).

Os geopolímeros são definidos como um material com estrutura inicialmente amorfa que se modifica e assume uma nova estrutura, com características cristalina, ou seja, altamente ordenada como mostrado por Davidovits (1991). A nomenclatura “geopolímeros” é uma considerados por Duxson *et al.* (2007) como uma forma genérica de polímero inorgânico. Não parece haver uma grande necessidade de desenvolver novas instalações de processo no curto prazo para permitir a produção de concretos alcalinos ativados. Precursores e ativadores são produzidos e preparados usando processos existentes, havendo talvez a necessidade de aumentar a produção dos ativadores como hidróxido de sódio, para suportar a produção em escala de milhões de toneladas de aglutinantes ativados por álcali. A averiguação da qualidade e o controle das características dos precursores obtidos como resíduos ou subprodutos das indústrias também são necessários para a produção bem-sucedida de concretos ativados por álcalis ou produtos de concreto (PROVIS, 2017).

2.2.1. Precursores.

Precursores nada mais são que a matéria principal da álcali-ativação, para ser considerado precursor o material deve apresentar uma estrutura amorfa ou semicristalino e em sua composição deve constar a sílica (SiO_2) e/ou alumina (Al_2O_3). A estrutura amorfa deixa o material menos estável, o deixando propenso a reagir quimicamente com outros elementos e formar um material final cimentante.

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 com propriedades cimentícias.

A principal característica de um precursor é ter a capacidade de fornecer silicato, alumina ou aluminossilicatos quando dissolvidos em uma solução alcalina, apresentando estrutura amorfa ou semicristalina. São diversos materiais que apresentam essas características, entretanto os mais utilizados são escoria de alto forno, metacaulim e cinza volante proveniente da indústria de mineração e termoelétricas e são encontrados em grande quantidade (CASTRO, 2015).

Como observado por Silva (2016), esses resíduos industriais apresentam essas propriedades devido ao tratamento térmico que lhes são aplicados, a desidratação que ocorre devido a esse tratamento, transforma a estrutura previamente cristalina em amorfa, em decorrência desse tratamento, com essa estrutura menos ordenada, ela é mais suscetível a reações químicas e conseqüentemente adquirir características cimentícias.

Estudos anteriores indicaram que a reação do material selecionado é o fator mais significativo na produção de um ligante mecanicamente sólido por meio do processo de álcali-ativação. A reação química é influenciada por vários fatores com base nas composições químicas dos materiais de origem, ativadores alcalinos e condições de cura, logo afetando também o resultado do cimento produzido. (WANG, 2004; YIP, 2008; DIAZ, 2010).

Um fator que afeta como será desenvolvido o aglutinante é o teor de cálcio do precursor, esse que afetará as propriedades do alcalino ativador utilizado. Materiais rico em cálcio e silício ($\text{CaO} + \text{SiO}_2 > 70\%$), na sua composição apresentam condições mais favoráveis a álcali-ativação, não necessitando de um ambiente altamente reativo com soluções altamente alcalinas para sua ativação. Já precursores com baixos teores de cálcio (CaO), como a cinza volante e metacaulim como exemplos, necessitam de um ambiente mais agressivos para iniciarem suas reações, essas condições podem variar desde a utilização de soluções altamente alcalinas e altas temperaturas. (TORRES-CARRASCO 2017)).

O que rege as reações químicas e conseqüentemente o aglutinante álcali-ativado final e suas características são os precursores, esses que variam sua composição química, e os ativadores que auxiliam o precursor a mudar sua estrutura como descrito por Deb (2014). Esses fatores impactam no resultado do aglutinante esse que pode variar de resistência a compressão e o tempo de cura.

O presente trabalho se propõe a estudar a utilização da cal de carbureto e vidro moído como precursores no desenvolvimento de um aglomerante álcali-ativação, esses que serão abordados no tópico a seguir.

2.2.1.1. Utilização de pó de vidro.

O vidro é um material amplamente encontrado em nosso dia a dia, como em lâmpadas, garrafas de vidro, janelas, carros, entre vários outros, com isso a geração de resíduos produzidos pela indústria é bem elevada, sendo assim, é de preocupação das indústrias

fornecer uma destinação correta, não somente enviar a aterros ou reciclagem, mas sim na produção de novos materiais para dar vazão a quantidade de resíduos produzidos. (SHAYAN, 2004)

A sua composição pode variar, dependendo da funcionalidade do vidro, isso acarreta diferentes processos na fabricação, impactando na composição química dele, entretanto em sua maioria, o vidro apresenta sílica (SiO_2), óxido de sódio (Na_2O) e óxido de cálcio (CaO), variando as quantidades. (MOHAJERANI et al., 2017)

Composição	Vidro comum	Vidro marrom	Vidro Verde
SiO_2	72.42	72.21	72.38
Al_2O_3	1.44	1.37	1.49
TiO_2	0.035	0.041	0.04
Cr_2O_3	0.002	0.026	0.130
Fe_2O_3	0.07	0.26	0.29
CaO	11.50	11.57	11.26
MgO	0.32	0.46	0.54
Na_2O	13.64	13.75	13.52
K_2O	0.35	0.20	0.27
SO_3	0.21	0.10	0.07

Figura 2.7 - Composição do vidro comum e vidro colorido (adaptado SHAYAN, 2004).

Como mostrado na Figura 2.7 e descrito por Bauer (1994), a composição do vidro em sua maioria parte de cerca de 70-73% - SiO_2 (óxido de silício), 10-12% CaO (óxido de cálcio) e 13-15% de Na_2O (óxido de sódio). Independentemente da cor do vidro, a sua composição permanece muito similar, entretanto vidros coloridos acabam provocando um grande empecilho para reciclagem, devido ao fato de que a mistura das cores impossibilita a fabricação de novos vidros. (SHAYAN, 2004).

O fácil acesso a grandes quantidades de resíduo de vidro, além de que o mesmo apresenta elevados níveis de SiO_2 em sua composição, o elege a ser um material com elevado potencial para uso em álcali-ativação. (TORRES-CARRASCO, 2017).

As reações pozolânicas ocorrem em materiais que apresentam uma reatividade a sílica amorfa em meio alcalino, além disso ajuda nas reações o material apresentar uma grande superfície específica. Tem sido investigado essas propriedades no pó de vidro, para que ele seja usado como um substituto do cimento Portland, e assim utilizado na estabilização de solos. (SHI, 2007).

O composto CaO tem importante função na mistura com aluminossilicatos do vidro, pois o resultado da mistura dá origem a uma estrutura vítrea menos polimerizada, desordenada, e conseqüentemente uma maior reatividade como apontado por Garcia-Lodeiro *et al.* (2016).

A grande quantidade de SiO₂ presente nos resíduos de vidro, faz uma contrabalança a baixa quantidade de cálcio e o torna um material com potencial a ser ativado por álcalis (TORRES-CARRASCO, 2017).

Massaza (2004) caracterizou o pó de vidro onde apresentava um alto teor de silicatos (60% –75%), sódio (12% –15%) e cálcio (6% –14%), dispostos em uma estrutura amorfa. Essas suas características físicas e químicas acarretam uma alta reatividade para produzir reações pozolânicas quando misturado com cal ou cimento em ambiente hidratado, resultando em compostos cimentícios. Essas reações podem apresentar um processo lento e dependente das condições de cura.

Como a superfície específica impacta diretamente nas reações pozolânicas, a granulometria do vidro acaba impactando na reatividade da sílica, pois quando ele é utilizado em reações cimentícias, a magnitude das reações são proporcionais à superfície específica dele, de modo que quanto menor for as partículas, maior a superfície de contato. (LOTTHENBACH et al., 2011).

No vidro, as características de um material pozolânico se mostravam na granulometria abaixo de 300 µm e, abaixo de 100 µm a reatividade era superior à da cinza volante como mostrado por Papadakis e Tsimas (2002).

Winter (2018), Scheuermann Filho (2019) e Moreira (2020) utilizaram o vidro como um dos substitutos para a para estabilização de solo. Notaram que o ganho de resistência de modo efetivo necessitava cerca de 28 dias para atingir níveis satisfatórios, o que demonstra que as reações álcali ativadas necessitam de mais tempo para se desenvolver. A partir dos ensaios realizados comprovaram que a resistência a compressão, tanto do concreto quanto das misturas com solo causou redução das resistências no período inicial de cura. Porém a influência maior na resistência se deu a longos períodos de cura, até cerca de 28 dias, aumentando resistência e conseqüentemente os parâmetros constitutivos das misturas com solo.

Consoli *et al.* (2018) realizou estudos utilizando pó de vidro, cal de carbureto e areia de Osório e concluiu que essa mistura tem potencial de álcali-ativação, pois acabou desempenhando um comportamento mecânico similar ao cimento Portland, sendo assim um

comportamento plástico após as reações ocorrerem. Outro ponto de interesse, foi averiguado que com uma maior quantidade de vidro moído, os corpos de provas mostraram uma maior resistência a compressão como mostrado na Figura 2.8.

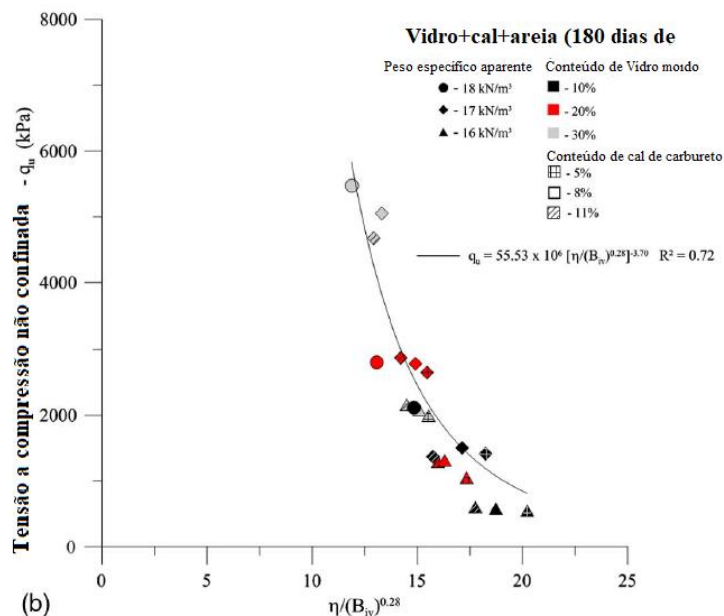


Figura 2.8 - $q_u \times \eta/(B_{iv})^{0,28}$ (adaptado CONSOLI et al., 2018).

Consoli *et al.* (2020) levou essa mesma mistura a campo, mostrando a eficiência da alcali-ativação mesmo em ambiente de campo, comprovando-se que essa mistura de areia de Osorio, cal de carbureto e vidro moído, pode ser empregada com finalidade geotécnicas como por exemplo, terraplanagem, leitos de tubulações e fundações superficiais.

2.2.1.2. Utilização de cal de carbureto.

A cal é um resíduo gerado a partir da produção do gás acetileno, é formado por hidróxido de sódio (Ca(OH)_2) e pequenas quantidades de carbonato de cálcio (CaCO_3), óxido de sílica (SiO_2).

Em sua composição química, apresenta abundância de óxido de cálcio livre (Ca(OH)_2), podendo ser aplicada em processos industriais, tratamento de planas na agricultura, tratamento de esgoto e na engenharia geotécnica como estabilização de solos. (SALDANHA, 2018).

Tabela 2.1 - Composição química da cal de carbureto adaptado de Scheuermann Filho (2019).

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

As pozolanas são em sua maioria, materiais inorgânicos que apresentam silicato, alumina ou aluminossilicatos em sua composição, como exemplo o pó de vidro que foi citado acima, que quando combinando com óxido de cálcio (Ca(OH)₂), esse que é abundante na cal de carbureto, em um ambiente hidratado, acabam por formar aglutinantes cimentícios. (Massaza, 2004).

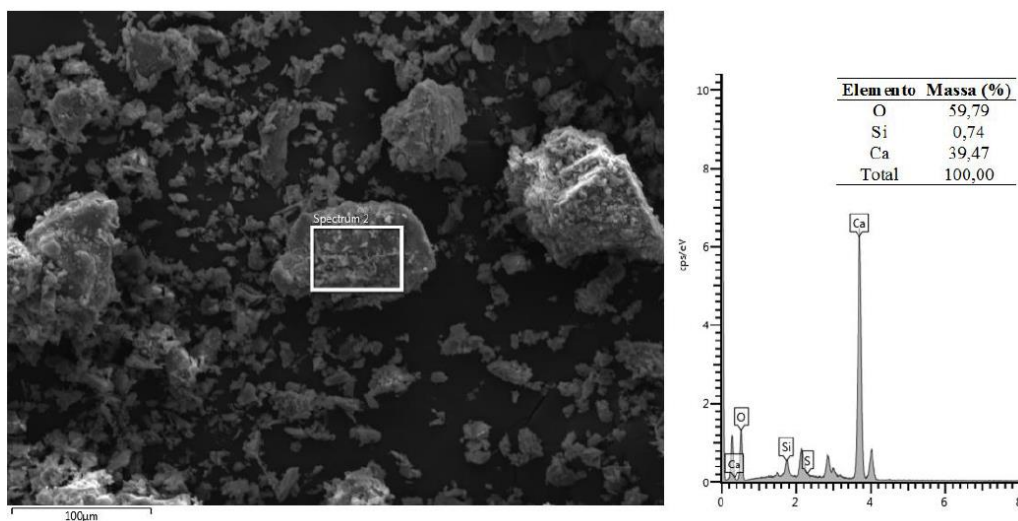


Figura 2.9 - Resultado EDS cal de carbureto (adaptado SCHEUERMANN FILHO, 2019).

O Espectroscopia de Raios-X por Dispersão em Energia (EDS), realizado por Scheuermann (2019) mostra uma pequena quantidade de silício (Si) e uma maior quantidade de cálcio (Ca).

Já Consoli et al. (2001), mostrou que quando misturada com cinza volante na estabilização de um solo, a cal de carbureto acarretou mudanças no comportamento da mistura, que apresentou uma maior rigidez que aumentava junto com o tempo de cura, e quanto maior a quantidade de cal na mistura, menor seria a deformação da amostra e maior a resistência de pico nos ensaios triaxiais.

2.2.2. Ativadores alcalinos.

A utilização do vidro moído como precursor tem menor impacto em termos ambientais se comparado com o cimento Portland, e suas características físicas e químicas permitem obter alta reatividade para produzir reações pozolânicas quando misturado com cal ou cimento em um ambiente hidratado, formando aglutinantes cimentícios. Todavia, essa etapa pode ser demorada e dependente das condições de cura e do fornecimento de água. (MASSAZZA 2004).

Soluções fortemente alcalinas, que podem ser consideradas como ativadores, pois auxiliam que a ativação alcalina. Através desses ativadores, as reações iniciais ocorrem de forma mais rápida, acarretando a dissolução do precursor de forma mais rápida e efetiva, dissolvendo a alumina, sílica e cálcio. (PUERTAS, 1995; SEVERO *ET AL.*, 2013, PROVIS, 2017).

Através da utilização de ativadores alcalinos, cimentos alcalinos de alto desempenho são produzidos, com o uso desse meio fortemente alcalino com pH alto, acarreta a ativação dos precursores de forma mais rápida e eficiente. (PROVIS, 2017).

As soluções ativadoras são classificadas quanto a sua composição química, essas que são em sua maioria constituídas de metais alcalinos e alcalinos terrosos (representados a seguir pela letra M). (SHI *ET AL.*, 2006):

- a) Hidróxidos alcalinos: MOH;
 - b) Sais de ácidos fracos: M_2CO_3 , M_2SO_3 , M_3PO_4 , MF;
 - c) Silicatos: $M_2O \cdot SiO_2$;
 - d) Aluminatos: $M_2O \cdot Al_2O_3$;
 - e) Aluminossilicatos: $M_2O \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2$;
- Sais de ácidos fortes: M_2SO_4 .

O principal motivo da utilização de um ativador alcalino em um material álcali-ativado é dissolver os aluminossilicatos e acelerar as reações. Caso não alcance uma alcalinidade mínima estabelecida através de teste dos materiais, pode impactar na qualidade do aglutinante cimentício formado, podendo reduzir as propriedades mecânicas. Há uma diversidade de ativadores, porém o tipo de ativador pode acarretar diferentes pH para atingir a solubilidade ideal, citando a escória de alto forno, que a solubilidade a base de

cálcio diminui a solubilidade em pH e em contraponto aumenta a solubilidade caso seja a base de sílica e alumina. (TORRES-CARRASCO (2017)).

A base alcalina de hidróxido de sódio (NaOH) é amplamente empregada como ativador alcalino na produção de aglomerantes álcali-ativados, pois apresenta uma baixa viscosidade, sendo assim uma melhora trabalhabilidade e isso tem grande impacto se analisar que o material é estudado para ser levado a campo em problemas geotécnicos, além disso apresenta baixo custo e alta reatividade. (PINTO, 2004)

Estudos mostraram que a utilização de hidróxido e silicato de sódio como ativadores alcalinos de cinzas volantes demonstraram resultados equivalentes ao cimento Portland. (RIOS *et al.* (2016)).

Torres-Carrasco e Puertas (2017) mostra que as soluções de hidróxido de sódio (NaOH) e silicato de sódio (Na_2SiO_3) em condições molares semelhantes apresentaram comportamento diferentes, mesmo com um pH maior do NaOH, o silicato de sódio acabou por desenvolver uma maior resistência mecânica, isso ocorre devido a quantidade extra de silicato que acabaram por produzir um gel CSH mais denso.

Para que a dissolução do precursor ocorra de forma efetiva, a escolha do ativador alcalino empregado depende da composição dos materiais utilizados como precursores. Os meios básicos ($\text{pH} > 11$), aumenta de forma considerável a solubilidade da sílica disponível em materiais com alto teores de cálcio e materiais pozolânicos (precursor aluminossilicato). (GARCIA-LODEIRO *et al.*, 2015).

Torres-Carrasco e Puertas (2017) avaliaram uma pasta de resíduo de vidro ativada com diferentes compostos alcalinos, hidróxido de sódio (NaOH), silicato de sódio (Na_2SiO_3), hidróxido de potássio (KOH) e uma mistura de hidróxido de sódio e carbonato de sódio ($\text{NaOH}/\text{Na}_2\text{CO}_3$), e como resultado, os ativadores com maior concentração alcalina se mostraram mais efetivos, apresentando maiores ganho de resistência mecânica.

Ao analisar o silicato de sódio como ativador alcalino, devemos considerar dois parâmetros importantes, sendo eles a concentração de sílica e a relação $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$, essa que pode variar entre 1,6 e 3,85 em soluções comerciais. (SHI *et al.* 2006).

Há pesquisas que analisam como a relação $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ afeta a resistência mecânica desenvolvida por argamassas de escória (ácida, básica e neutra), álcali ativadas utilizando relações de silicato ($\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$) diferentes, essas relações de $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ foram obtidos

pela incorporação de NaOH na solução de silicato de sódio. Nesse estudo conclui-se que para as três escórias a relação ótima entre $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$, que apresentou a maior resistência mecânica, ficou entre 0,75 e 1,5, como observado na Figura 2.10 (WANG et al. 1994).

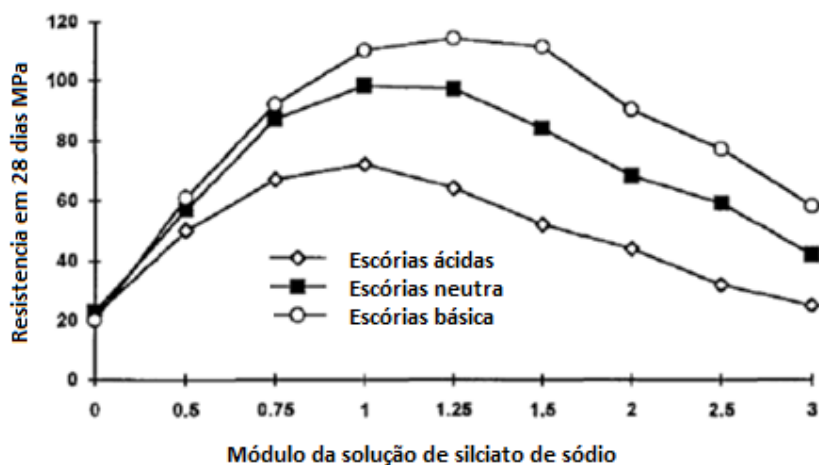


Figura 2.10 – Influência da relação $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ na resistência mecânica de escórias álcali ativadas (WANG et al. 1994).

A molaridade da mistura também afeta as características mecânicas do aglutinante final, como notado por Daassi-Gli (2020), onde analisou uma mistura de areia fina, cal de carbureto e pó de vidro moído, ativados alcalinamente com NaOH, com diferentes molaridades da solução, observou-se que existe um ideal, que para essa mistura foi de 3 mols/litro, pois com molaridades inferiores ou superiores a resistência final da mistura é menor.

Acosta (2021) estudou a condição ideal para utilizar uma mistura de pó de vidro e cal de casca de ovo, álcali ativado, usado na estabilização de uma areia fina. Em sua pesquisa a autora as proporções dos precursores, a massa de soluto da solução ativadora e a $\% \text{Na}_2\text{O}$. Os resultados ótimos foram alcançados quando a massa de soluto (M_s) = 1,6, 3,5% Na_2O e a relação entre os precursores foi $\% \text{Cal}/\% \text{Vidro} = 0,23$.

2.2.3. Mecanismos de reações do álcali ativação.

A terminologia álcali-ativação é uma classificação ampla, que incorpora basicamente qualquer aglutinante obtido por uma reação entre uma fonte de metal alcalino (sólido ou solúvel) e um pó de silicato (VAN DEVENTER et al., 2010).

Ligantes álcalis ativados são amplamente promovidos como ligantes cimentícios sustentáveis e ou considerados geopolímeros, gerados a partir de ampla quantidade de precursores aluminossilicatos, com disponibilidade, reatividade e custo variados ao redor do mundo, provando ser muito versátil e adaptável. (PROVIS 2017).

Dependendo da seleção da matéria-prima e das condições de processamento, os geopolímeros podem exibir uma ampla variedade de propriedades e características, incluindo alta resistência à compressão, baixa contração, presa rápida ou lenta, resistência a ácidos, resistência ao fogo e baixa condutividade térmica. (DUXSON et al. (2007)).

A definição de um geopolímero se refere a um subgrupo de materiais álcali-ativado. Essa definição foi proposta por Davidovits (1970) onde nos anos subsequentes estudou cinzas volantes com baixo teor de cálcio e argilas calcinadas como o metacaulim usados como precursores na síntese de geopolímero.

A reação de um material que tem uma estrutura amorfa e passa a ser cristalina, produzidas por uma série de reações químicas onde um material aluminossilicato sólido reage com hidróxido alcalino ou silicato alcalino, produz um material aluminossilicato alcalino sintético é chamado de geopolímero e toda cadeia de reações de geopolimerização. (DUXSON et al. (2007)).

A ativação alcalina e a reação entre materiais aluminossilicatos e substâncias alcalinas e alcalino terrosas. São etapas que começa com a destruição do material original o transformando em estruturas instáveis, a sua interação com estruturas de coagulação e a criação de estruturas de condensação, no qual os tetraedros de sílica (SiO_2) e alumina (AlO_4) se interconectam e compartilham os íons de oxigênio (O). (GLUKHOVSKY (1980)).

Duxson et al. (2007) apresentou de forma simplificada o modelo de Glukhovsky, que é dividido em etapas, começando com a dissolução inicial de aluminato e silicato, a transferência de espécies, a reorganização e começo da formação do gel, a reorganização

estrutural, concluindo com a polimerização e endurecimento da mistura, apresentado na Figura 2.11.

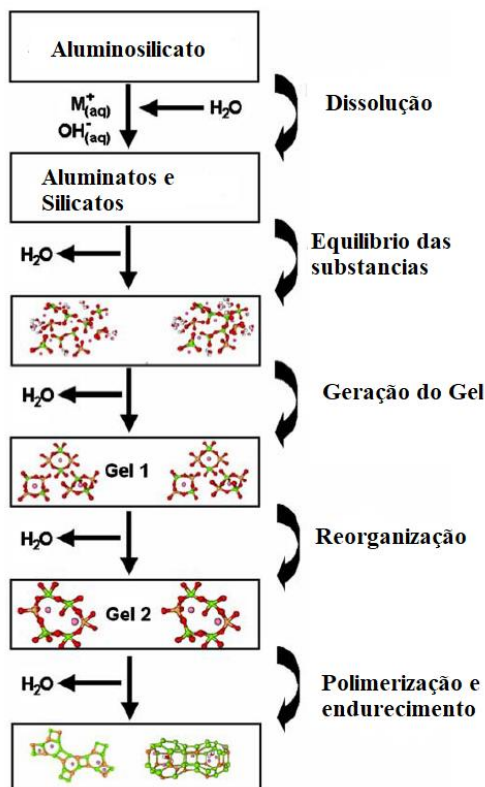


Figura 2.11 - Modelo conceitual da geopolimerização (adaptado de DUXSON *et al.*, 2007).

- I. O processo começa com a dissolução dos aluminossilicato sólido produz espécies de aluminatos e silicatos. Uma vez em solução, as espécies liberadas pela dissolução são incorporadas na fase aquosa, que pode conter silicato dependendo da solução ativadora;
- II. Uma mistura complexa de silicato, aluminato e espécie de aluminossilicato é formada e a solução com essas espécies entra em equilíbrio. A dissolução dos aluminossilicatos forma uma solução supersaturada de aluminossilicatos;
- III. As soluções concentradas acabam por formar o “gel” liberando água no processo. Após a gelificação o sistema continua a reorganizar e reorganizar, e os géis começam a se agrupar formando rede tridimensional de aluminossilicatos;
- IV. Nucleação, ocorre a dissolução do material de aluminossilicato e formação de espécies poliméricas;

V. O endurecimento é a fase durante em que os núcleos atingem um tamanho crítico e os cristais começam desenvolver. Esses processos de reorganização estrutural.

Torres-Carrasco (2015) e Puertas *et al.* (2014) demonstraram que quando utilizados precursores que apresentam altos teores de cálcio (sistema alto CaO), tendem a produzir como produto principal de reação um gel aluminossilicato cálcico hidratado, tipo C-A-S-H.

Estudos realizados com materiais caracterizados por seu baixo ou inexistente conteúdo de cálcio (sistema baixo CaO) demonstraram que o principal produto de reação formado é um gel hidrato de aluminossilicato alcalino, tipo N-A-S-H ou K-A-S-H, com estrutura tridimensional o que a torna mais estável e cristalina. (DAVIDOVITS, 2008; XU E VAN DEVENTER, 2000)

A formação do gel, pode ser impactado por diversos fatores, sendo eles a composição do material precursor, ou até mesmo o ativador como Aydin e Baradan (2014) notaram quando mostraram o impacto do ativador na estrutura e composição do gel C-A-S-H formados após a ativação da escória de alto forno. O geopolímero final formado através da ativação alcalina da escoria de alto forno pode mudar e apresentar características diferentes dependendo do produto utilizado como ativador, no uso hidróxido de sódio (NaOH) como ativador, o resultado apresenta maior relação CaO / SiO₂ e estrutura mais organizada do que o tipo de gel CASH formado por ativadores à base de silicato de sódio hidratado (FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ 2003; PUERTAS, 2003; ESCALANTE-GARCÍA et al., 2003)

Torres-Carrasco (2017) analisou os géis formados por a partir da escoria de alto forno, onde notou de que a estrutura dos géis formados depende de dois agentes, esses que controlam o mecanismo das reações, sendo eles as características e propriedades do precursor e o ativador utilizado.

A escolha do precursor impacta qual gel será formado, sendo que a álcali-ativação de cinzas volantes ou metacaulim, produz um hidrato de aluminossilicato alcalino amorfo (gel NASH) (GARCIA-LODEIRO et al., 2014)

O precursor não é a único fator que impacta a formação do gel N-A-S-H como principal produto da reação, a escolha do ativador alcalino também causa impactos significativos. Como mostrado por Torres-Carrasco; Puertas (2015) , onde a sílica do silicato de sódio utilizado como ativador alcalino é altamente solúvel e, portanto, é parte integrante do gel N-A-S-H.

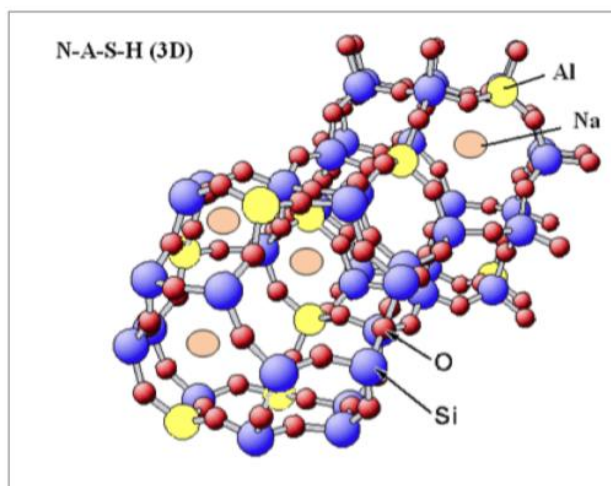


Figura 2.12 - Visualização da estrutura tridimensional do gel N-A-S-H (adaptado GARCIA-LODEIRO et al., 2014).

2.3. CAPACIDADE DE CARGA DE UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL.

A função exerce o papel de transferir a carga proveniente de empreendimentos ao solo subjacente, isso pode ser realizado de duas maneiras, sendo elas as fundações superficiais e fundações profundas, uma vez que seu método de transferência de carga e ruptura são diferentes. Considera-se uma fundação superficial quando a método de transferência de carga se dá pela base da fundação. Podemos citar como exemplo de fundações superficiais a sapada, radier, bloco de fundação, entre outros.

Conforme descrito na NBR 6122 (ABNT, 2019) é considerado fundação superficial o elemento que transfere a carga ao solo pelas tensões distribuídas sob a base da fundação e a base deve estar assentada a uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Como no caso da fundação superficial a transferência de carga se dá diretamente ao solo, a ruptura pode ocorrer na fundação caso for mal projetada, ou no solo caso ultrapasse a tensão máxima que ele suporta, acarretando deformações e consequentemente a ruptura. Essa ruptura no solo pode se dar de três formas distintas, essas que serão abordadas na seção abaixo.

2.3.1. Tipos de rupturas em fundações superficiais

Para que a ruptura no solo ocorra, se passa por três etapas até a catástrofe ocorra, começa com um pequeno valor de carga, onde isso acarreta deslocamentos elásticos, esses que

são reversíveis e apresenta deformação pequena, a velocidade em que a deformação ocorre diminui tendendo a estabilizar e zerar, não apresentando mais deformações. Na segunda etapa a carga aplicada faz com que o solo apresente deslocamentos plásticos, essa que apresenta recalques irreversíveis, se essa carga ultrapassar um valor crítico, a resistência ao cisalhamento do solo em certos locais é totalmente mobilizada e a velocidade do recalque não diminui, caso o incremento de carga continue, se atinge a última etapa. Na última etapa, a velocidade de recalque cresce até que ocorra a ruptura do solo, sendo assim atingindo sua capacidade de carga. (VELLOSO E LOPES, 2011).

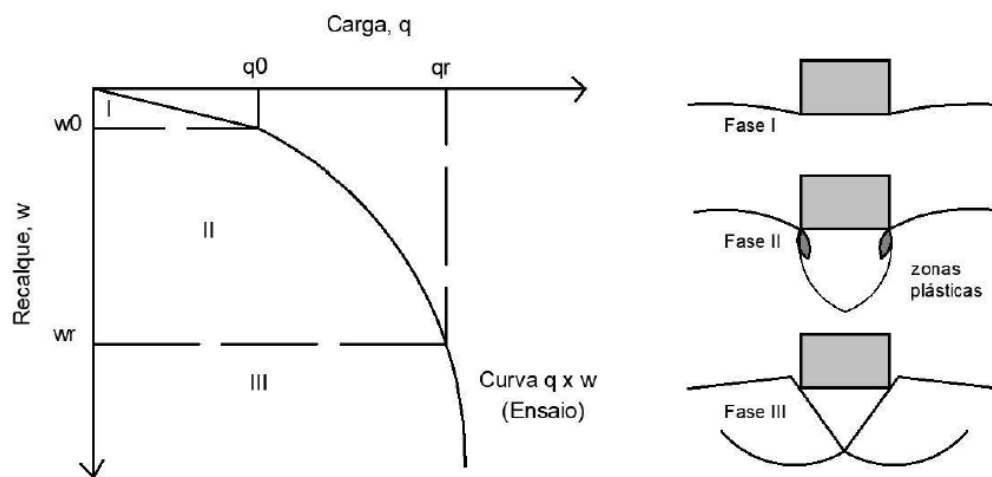


Figura 2.13 Comportamento de uma fundação superficial submetida a incremento de carga vertical. (VELLOSO E LOPES, 2011).

O pesquisador Terzaghi (1943) distinguiu as formas de rupturas que podem ocorrer no solo, onde analisando as curvas carga-recalque adotou duas formas de ruptura, sendo elas a generalizada e a localizada. A ruptura generalizada ela ocorre de forma brusca, essa que ocorre em solos rígidos como areia compactadas e argilas rijas e duras. A ruptura de forma localizada ocorre de forma mais sucinta, não apresentando um pico como na anterior, ocorrendo em solos mais deformáveis como areias fofas e argilas medias e moles.

Vesic (1963) acrescentou mais uma forma de ruptura para as areias, apresentado por agora sendo distinguida em três tipos:

- a) Generalizada;
- b) Localizada;
- c) Puncionamento;

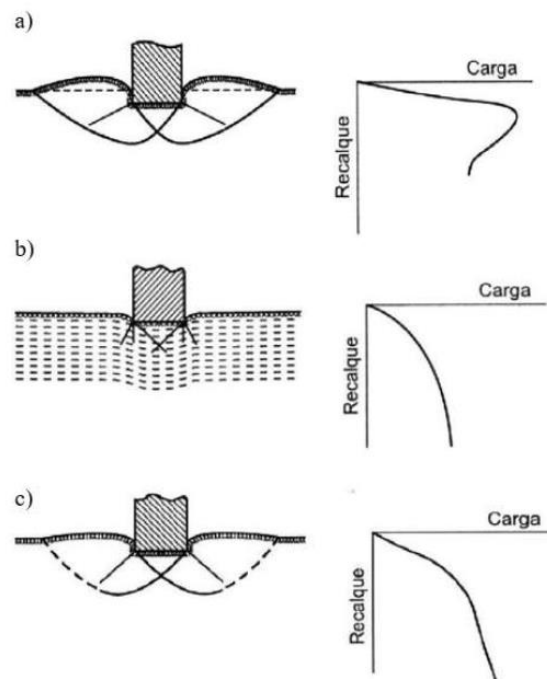


Figura 2.14- Tipos de ruptura a) generalizada, b) por puncionamento, c) localizada (adaptado de VELLOSO E LOPES, 2011).

O modelo de ruptura generalizada, apresenta um mecanismo de ruptura bem definido, e apresenta uma superfície de deslizamento que parte da borda da fundação à superfície do solo, sendo assim em condições de tensão controlada, modo de trabalho da maioria das fundações, a ruptura é brusca e catastrófica. A ruptura por puncionamento é de difícil observação pois a fundação adentra ao solo, acompanhado pela compressão do solo logo abaixo dela, pois ocorre o cisalhamento do solo no perímetro da fundação, sendo assim o solo fora da área da fundação praticamente não participa do processo. A ruptura localizada, apresenta um mecanismo de ruptura bem definido apenas abaixo da fundação, a superfície de deslizamento parte da borda da fundação, parecido com a generalizada, há uma tendência de empolamento do solo ao lado da fundação, fazendo assim com que a superfície de deslizamento fique dentro do maciço, dificilmente chegando à superfície, mesmo que os deslizamentos atinjam a superfície, não apresentará uma ruptura brusca, colapso ou tombamento catastrófico da fundação, a fundação permanecerá entalhada no solo (VELLOSO E LOPES, 2011).

Velloso e Lopes (2011) caracterizou as formas de ruptura através da análise do campo de deslocamento, poderia ser utilizado tanto em areias quanto para argilas. Para ruptura generalizada, deveria apresentar um levantamento da superfície ao lado da fundação, formação de superfície de ruptura através de trincas e rachaduras no solo e deslocamento acentuados fora da região comprimida pela fundação. Para ruptura por punção, ocorreria pouco ou nenhum levantamento da superfície ao lado da fundação e não formação de superfície de ruptura.

A compactidade do solo não é o único parâmetro que influencia no modo de ruptura. A profundidade do assentamento de uma fundação também pode influenciar o modo de ruptura. Por exemplo em uma areia densa, caso a fundação esteja assentada em uma profundidade elevada, ela pode romper por punção e se estiver assentada em uma profundidade relativamente menor, pode ocorrer o rompimento generalizado. (VESIC, 1963).

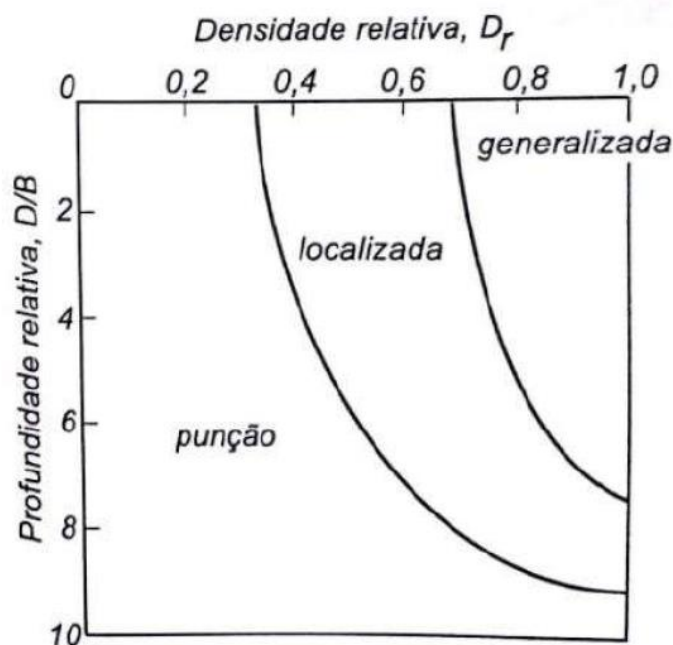


Figura 2.15 - Tipo de ruptura em função da profundidade x densidade relativa em areia. (adaptado VELLOSO E LOPES, 2011).

2.3.2. Cálculo da capacidade de carga em fundações superficiais

Diversos autores vêm estudando a capacidade de carga de uma fundação superficial, esses que buscam definir a tensão máxima admissível para elas, dentre eles se destacam autores como Terzaghi (1943), Meyerhof (1953, 1974), Hansen (1961), Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978).

Das primeiras equações desenvolvidas, a que mais ganhou força foi desenvolvida e aprimorada por Terzaghi (1943), onde através da utilização dela, podia-se calcular de forma analítica a capacidade de carga de uma fundação superficial. Para o uso dela foi sugerido as seguintes hipóteses:

1. Estado plano de deformação, fundações contínuas com base horizontal e superfície plana;
2. Carregamento vertical centrado;
3. Material homogêneo e isotrópico e peso específico constante;
4. Profundidade de embutimento (D) inferior à largura da fundação (B). Isso permite desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de assentamento da fundação e substituir esta camada por uma sobrecarga $q = \gamma' \times D$.

Atribuindo essas considerações acima e considerando ruptura generalizada, Terzaghi (1943) propôs a seguinte formulação para a capacidade de carga do solo (Q_u).

$$Q_u = c'.N_c.S_c + q.N_q.S_q + \frac{1}{2}\gamma'.B.N_\gamma.S_\gamma \quad \text{Equação (2.1)}$$

Onde:

Q_u : tensão de ruptura ou capacidade de carga.

B: largura da fundação.

c' : coesão efetiva.

γ' : peso específico efetivo do solo.

q: sobrecarga.

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

Com o intuito de estabelecer uma equação de cunho mais generalizado, podendo ser utilizada em diferentes tipos de solo, variando a geometria da fundação, carregamento excêntrico ou centralizado, diversos pesquisadores levaram essa pesquisa adiante, podemos citar Meyerhof (1953), Vesic (1975) e Hansen (1961, 1970) podem ser destacados.

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

$$Q_u = (s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q) \cdot q \cdot N_q + (s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma) \cdot \frac{B}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad \text{Equação (2.2)}$$

Onde:

s_c, s_q, s_γ : fatores de forma;

i_c, i_q, i_γ fatores de inclinação da carga;

b_c, b_q, b_γ : fatores de inclinação da base da fundação;

g_c, g_q, g_γ : fatores de inclinação do terreno;

d_c, d_q, d_γ : fatores de profundidade.

Para os fatores de capacidade de carga, N_c e N_q , adota-se os propostos equações por Prandtl (1920) e Reissner (1924) através das seguintes equações para calcular esses fatores:

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

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

Para o fator do peso próprio N_γ , não há um consenso entre os autores, logo será apresentado algumas equações propostas:

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

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

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{VESIC, 1963}) \quad \text{Equação (2.7)}$$

Vale ressaltar que essas equações foram propostas para solo rígidos como areia densa e uma argila rija ou dura, onde estão sujeitos a ruptura generalizada. Para areia fofas e argilas moles onde a ruptura se dá por puncionamento não há um tratamento teórico específico. Logo se utiliza a proposição de Terzaghi (1943), onde se utiliza as mesmas formulações, porém, com parâmetros de resistência reduzidos:

$$c^* = \frac{2}{3} \cdot c_2 \quad (\text{VESIC, 1963}) \quad \text{Equação (2.8)}$$

$$\phi^* = \text{artg} \left(\frac{2}{3} \tan \phi_2 \right) \quad (\text{VESIC, 1963}) \quad \text{Equação (2.9)}$$

2.3.3. Cálculo Fundações superficiais assentes em solo estratificado.

As camadas de solo na prática são diferentes daquele considerado em cálculos simplificados, onde se considera todo o solo com as mesmas características e propriedades, sendo assim um solo pode apresentar diversas camadas com resistência diferentes. Essas camadas são normalmente horizontais e aproximadamente paralelas à superfície do solo.

O sistema de dupla camada foi incorporado justamente para situações como a apresentada acima, onde uma fundação superficial é assentada em um solo com uma resistência que suporta suas cargas, entretanto o solo abaixo dessa camada apresenta uma resistência menor, podendo ocorrer ruptura e deslocamentos nessa camada inferior. Considerando-se assim um sistema de dupla camada sendo a superior a mais resistente.

Terzaghi (1948) foi o primeiro a propor uma metodologia de cálculo para calcular a capacidade de carga de uma fundação assentada em um sistema de dupla camada, onde o superior é mais resistente, considera-se que a camada superior atua distribuindo a carga para a camada inferior, em uma maior área, fazendo assim com que a intensidade dela diminua.

Kenny e Andrawes (1997) reporta que Terzaghi e Peck (1948) assumem que a ruptura se dá na camada de menor resistência e que a carga se espalhará em uma razão de 2:1

(vertical : horizontal), a partir das bordas da fundação, correspondendo a um ângulo de aproximadamente 27° com a vertical.

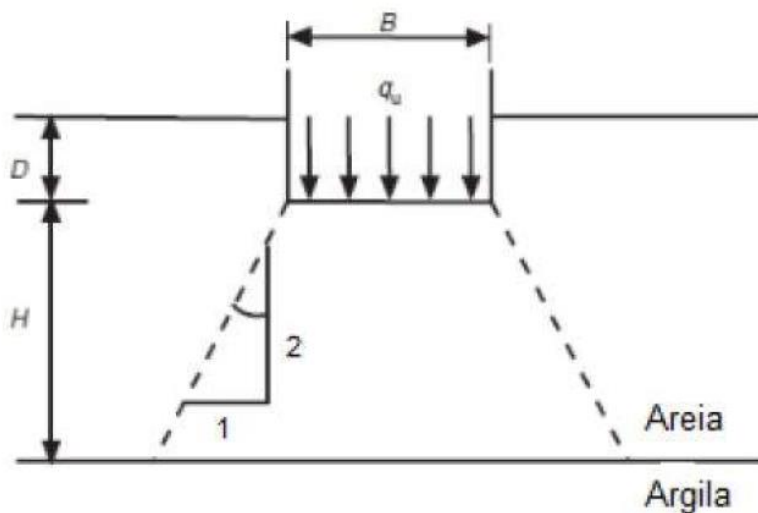


Figura 2.16 – Distribuição da carga para o caso de areia sobrejacente a uma argila menos resistente. (adaptado de KENNY e ANDRAWES, 1997)

$$Q_{uv} = q_{bv} + 4c_a \cdot i_a \cdot s_a \cdot \frac{H}{B} + 2\gamma H^2 \left(1 + \frac{2Df \cos \alpha}{H} \right) \left(\frac{K_s \cdot i_s \cdot s_s \cdot \tan \phi_1}{B} \right) - \gamma \cdot H \quad \text{Equação (2.10)}$$

$$Q_{bv} = c_2 \cdot i_{c2} \cdot S_{c2} \cdot N_{c2} + \gamma_2 \cdot (Df + H) \cdot N_{q2} \cdot i_{q2} \cdot S_{q2} + 0,5\gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma_2} \cdot i_{\gamma_2} \cdot S_{\gamma_2} \quad \text{Equação (2.11)}$$

$$Q_{tv} = c'_1 \cdot S_{c1} \cdot i_{c1} \cdot N_{c1} + S_{q1} \cdot i_{q1} \cdot \gamma_1 \cdot N_{q1} \cdot Df + 0,5 S_{\gamma_1} \cdot i_{\gamma_1} \cdot B_{\gamma_1} \cdot N_{\gamma_1} \cdot Df \quad \text{Equação (2.12)}$$

Meyerhof (1974) propôs um método que passou ser bastante aceito no meio científico, onde considera um sistema de dupla camada, sendo o superior mais resistente, no caso areia sob argila. Onde mostrou na carga última, um massivo de areia de forma piramidal, é puncionada em direção a camada de argila, desta forma, a ruptura por cisalhamento mobiliza o ângulo de atrito da areia (ϕ) e a resistência não drenada da argila (S_u).

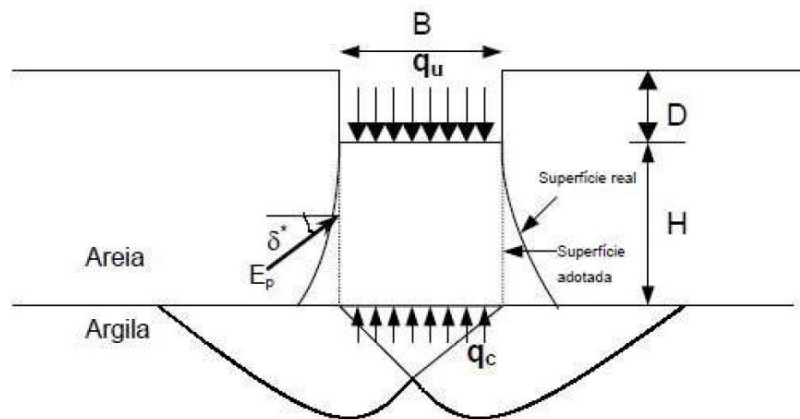


Figura 2.17 - Mecanismo de ruptura proposto por Meyerhof (1974). (adaptado de THOMÉ, 1999).

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

$$q_u = c \cdot N_c + 2 \cdot P_p \cdot \sin\left(\frac{\delta}{B}\right) + \gamma \cdot D \quad \text{Equação (2.10)}$$

$$P_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot \frac{K_p}{c_0} \quad \text{Equação (2.11)}$$

Onde:

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

γ : peso específico da areia.

K_p : coeficiente de pressão passiva da terra.

Na prática, é recomendado utilizar um coeficiente K_s , de resistência ao cisalhamento por puncionamento no plano vertical através da borda da base, de modo que:

$$K_s \cdot \tan \phi = K_p \cdot \tan \delta \quad \text{Equação (2.12)}$$

Substituindo o fator na equação 2.10, se obtém a equação final:

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot H^2 \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot K_s \cdot \tan \frac{\phi}{B} + \gamma \cdot D \quad \text{Equação (2.13)}$$

A análise anterior é utilizada em sapatas contínuas, porém pode-se utilizar para sapatas circulares, realizando algumas mudanças, sendo elas, determinar a resistência passiva P, inclinada em δ em uma superfície cilíndrica vertical, através da borda da sapata, com isso a equação será representada a seguir.

$$q_u = 1,2 \cdot c \cdot N_c + 2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot s \cdot K_s \cdot \tan \frac{\phi}{B} + \gamma \cdot D \quad \text{Equação (2.14)}$$

Onde:

S: é o fator de forma, esse que influencia pressão passiva da terra em uma parede cilíndrica.

2.3.4. Capacidade de carga de um sistema de dupla-camada sendo a superior cimentada.

Assim como no sistema de dupla camada citado acima, pesquisas mostram que assentar uma fundação superficial em um sistema de dupla camada, sendo dessa vez com a diferença da superior ser composta de um solo-cimento, ou seja, a camada superior é cimentada, apresenta ganhos significativos na resistência do maciço inferior.

Vésic (1975) 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 (ϕ_1 , c_1) sobrejacente à uma camada de menor resistência (ϕ_2 , c_2), ambas coesivo-friccionais:

$$q_0 = \left[q_0^* + \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \right] e^{\left[2 \left[1 + \frac{B}{L} \right] K (\tan \phi_1) \frac{H}{B} \right]} - \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \quad \text{Equação (2.15)}$$

$$k = \frac{(1 - \sin^2 \phi_1)}{(1 + \sin^2 \phi_1)} \quad \text{Equação (2.16)}$$

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;
 ϕ_1 = ângulo de atrito da camada superior;
 H = espessura da camada superior;
 D = diâmetro da placa;
 B = largura da fundação;
 L = comprimento da fundação.

Consoli et al. (2009), com o intuito de analisar a relação H/D (onde H era a espessura da camada cimentada e D representa o diâmetro da placa), realizou experimentos onde a camada cimentada era relativamente menor que a apresentada por Thomé (1999). Foram feitos ensaios com placas variando os 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 o aumento da relação H/D acarreta o aumento da capacidade de carga e redução dos recalques.

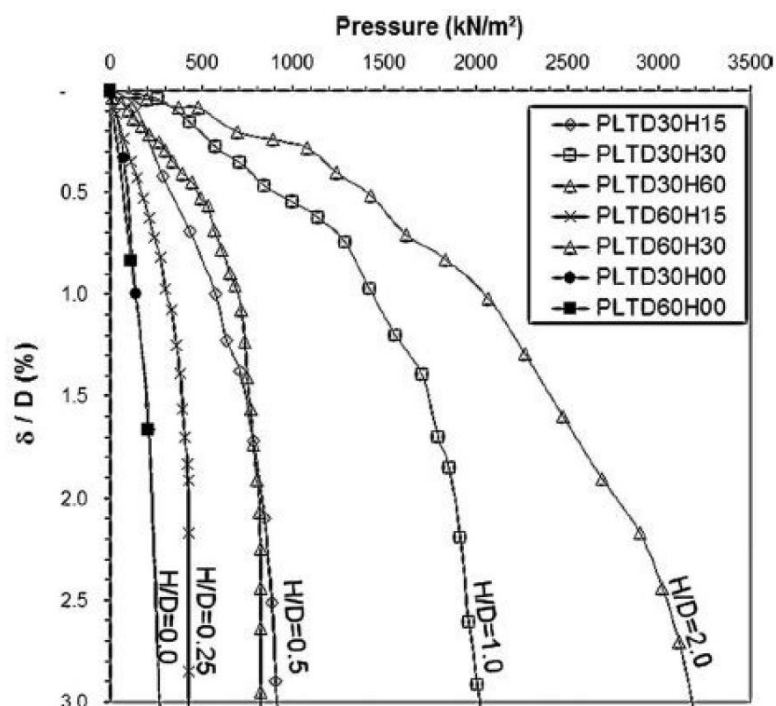


Figura 2.18 - Curva pressão versus recalque relativo (adaptado de CONSOLI et al., 2009).

Os autores verificaram o surgimento de fissuras concêntricas à placa, essas fissuras surgem quando a carga aplicada ultrapassou 70% da carga de ruptura. Quando a carga de ruptura é atingida, ocorre maiores recalques, acarretando a penetração da placa na camada cimentada, sendo caracterizado por uma ruptura por puncionamento. Para os resultados obtidos dos ensaios que avaliaram a relação H/D, quando a relação era de $H/D = 0,25$ se observou que as fissuras ocorriam apenas no perímetro da fundação, para a relação de $H/D = 1,0$ observou que as fissuras se davam sob o centro placa, no fundo da camada e no perímetro da fundação, todavia, não atingiam o da camada, o que mostra que as rupturas ocorriam por tensões de tração no fundo da camada, em posições que dependem da relação H/D. Isso foi corroborado através de resultados de simulações numéricas.

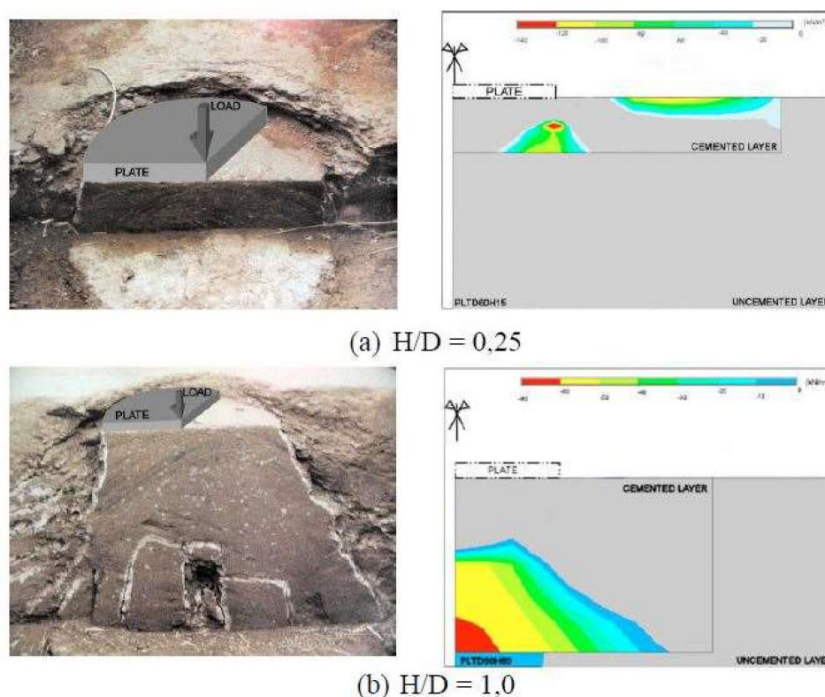


Figura 2.19 - Mecanismo de ruptura visualizados em um ensaio de placa e ao lado resultado de simulações simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração (adaptado CONSOLI et al., 2009).

Através do método de Vesic (1975), Consoli et al. (2009) estimou a tensão limite definida como a tensão a 3% do deslocamento relativo (δ/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.

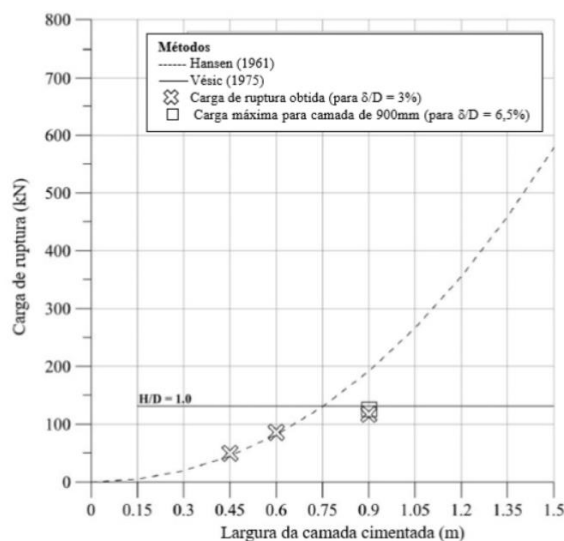


Figura 2.20 - Previsão da capacidade de carga considerando a camada solo-cimento Portland como parte da fundação (Hansen 1961) e camada tratada infinita com $H/D = 1,0$ (Vésic 1975) (CONSOLI et al., 2019).

O método de Hansen (1961) considerando placa de aço (fundação) e a camada cimentada fosse um único elemento apoiada sobre o solo residual coesivo-friccional. Os parâmetros de resistência do solo residual coesivo friccional foram reduzidos para um limite inferior correspondente a dois terços para concordar com as recomendações de Terzaghi (1943), para mecanismos de ruptura por punção (CONSOLI et al. 1998).

Na Figura 2. 20, é possível notar que as soluções plotadas de Hansen (1961) e Vésic (1975) em um único gráfico, é uma ferramenta útil para prever o comportamento de ruptura de camadas reforçadas assentes sobre o solo residual coesivo friccional de baixa capacidade de suporte.

Thomé et al. (2003), apresentou método semiempírico de dimensionamento de fundações superficiais apoiadas sobre uma camada de solo cimentado, na qual a camada inferior apresenta menor resistência. Vale citar que o autor constatou que os parâmetros que apresentaram maior influência na capacidade de carga em um sistema de dupla camada foram:

1. Coesão da camada cimentada;

2. Módulo de elasticidade da camada não cimentada;
3. Ângulo de atrito interno da camada não cimentada.

Thomé et al. (2003), constatou que diferentes relações de H/D apresentavam impactos na forma de ruptura do sistema, sendo assim constatou que quanto maior a relação H/D maior será o recalque para que ocorra a ruptura. Sendo assim ele propôs 3 equações que mudavam de acordo com a relação H/D.

$$\frac{H}{D} = 1 \rightarrow \frac{qu_{2\%}}{Pa} = 2,1 \cdot e^{0,3235} \quad \text{Equação (2.15)}$$

$$\frac{H}{D} = 0,5 \rightarrow \frac{qu_{2\%}}{Pa} = 1,31 \cdot e^{0,3365F} \quad \text{Equação (2.16)}$$

$$\frac{H}{D} = 0,25 \rightarrow \frac{qu_{2\%}}{Pa} = 0,84 \cdot e^{0,3328} \quad \text{Equação (2.17)}$$

Onde:

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

F: fator de parâmetros.

Pa: pressão atmosférica.

Para obtenção do parâmetro F, foi proposta a seguinte equação:

$$F = \ln\left(\frac{c'1}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c'2}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{E2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4\phi'2} \quad \text{Equação (2.17)}$$

Onde:

$c'1$: coesão da camada cimentada.

$c'2$: coesão do solo natural.

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

E2: módulo de elasticidade do solo natural.

Thomé et al. (2003), apresentou uma faixa de valores aplicáveis para o método proposto.

Tabela 2.2 - Faixa de validade para aplicação do método proposto por Thomé et al. (2003).

Material Cimentado	Material Não Cimentado
$0,19 \leq c'1/Pa \leq 4,44$	$0,01 \leq c'2/Pa \leq 0,50$
$0,70 \leq \tan \phi'1 \leq 1,19$	$0,26 \leq \tan \phi'2 \leq 0,70$
$2.961,0 \leq E1/Pa \leq 14.810,0$	$98,0 \leq E2/Pa \leq 988,0$

2.3.5. Capacidade de carga de um sistema de dupla-camada considerando extensão lateral.

Os métodos propostos acima consideram que a largura da camada cimentada é infinita.

Observando essas lacunas de levar em consideração somente a espessura, Foppa (2016), apresentou um novo método para calcular a capacidade de suporte de fundações superficiais contínuas, assentes em uma camada de reforço de solo-cimento apoiado acima de um solo arenoso fofo, onde leva em consideração extensão lateral da camada cimentada. O autor observou que há dois modos de rupturas distintos, sendo eles:

1º - Ocorre uma ruptura por puncionamento, onde a camada de solo reforçado adentra na camada de menor resistência subjacente a ela, não apresentando fissura, assim a camada de solo-cimento e a fundação compartilham-se como elemento único.

2º - Ocorre uma ruptura de forma abrupta, a camada de solo-cimento rompe, surgimento de fissuras, essas que variam de acordo com o H_r/B (H_r a espessura do reforço e B a largura da fundação), para relações $H_r/B \leq 0,50$ as fissuras ocorreram junto a borda, para $H_r/B \geq 1,0$ as fissuras ocorrem no eixo da fundação, mostrando que as fissuras podem variar dependendo da espessura da camada, além disso as fissuras se propagam de baixo para cima à medida que os recalques aumentam.

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 T_r/H_r , onde T_r é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e H_r é a espessura do reforço. A partir dessa afirmação o autor exalta que trincas de tração ocorrem na base da camada cimentada, ele sugere que se utilize uma equação para prever a máxima tensão de tração camada cimentada.

Logo utilizando a teoria de vigas, Foppa (2016) sugeriu a seguinte equação:

$$\sigma_{tmax} = 3 Q_{ur}(n) \cdot \left(\frac{T_r}{H_r}\right)^2 \quad \text{Equação (2.18)}$$

Onde Q_{ur} representa a tensão que atua na base do reforço, que pode ser obtido através da seguinte equação

$$Q_{ur} = \gamma' \cdot H_r \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot D_c \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad \text{Equação (2.19)}$$

Para que não ocorra ruptura no reforço, a tensão máxima de tração deverá ser menor que a resistência à tração do reforço (q_t) dividida por um fator de segurança (FS), utilizando esses fatores a formulação final será:

$$\sigma_{tmax} = 3 Q_{ur}(n) \cdot \left(\frac{T_r}{H_r}\right)^2 \leq \frac{q_t}{FS} \quad \text{Equação (2.20)}$$

Caballero (2019), seguindo a pesquisa de Foppa (2016), analisou fundações circulares assentes sobre uma camada reforçada por solo-cimento, onde propôs 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.

Caballero (2019) observou que as rupturas ocorriam de forma semelhante aos relatados por Foppa (2016), onde a primeira é quando a camada é puncionada adentrando ao solo, não apresentando fissura, assim a camada de solo-cimento e a fundação compartilham-se como elemento único. A segunda ocorre quando a camada cimentada rompe, logo após os recalques iniciais no maciço de menor resistência, contando 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 2.21 - Tipos de ruptura: (a) ruptura por puncionamento; (b) ruptura no reforço (adaptado de CABALLERO, 2019).

O autor verificou que as máximas tensões de tração no reforço para uma relação $H_r/D \geq 0,50$ as tensões de tração máxima ocorriam no eixo da fundação. Para a relação $H_r/D \leq$

0,25, as fissuras ocorrem perto da borda da fundação. Acredita-se que isso ocorra, pois, a tensão a tração causada no reforço ultrapassou a resistência a tração dele.

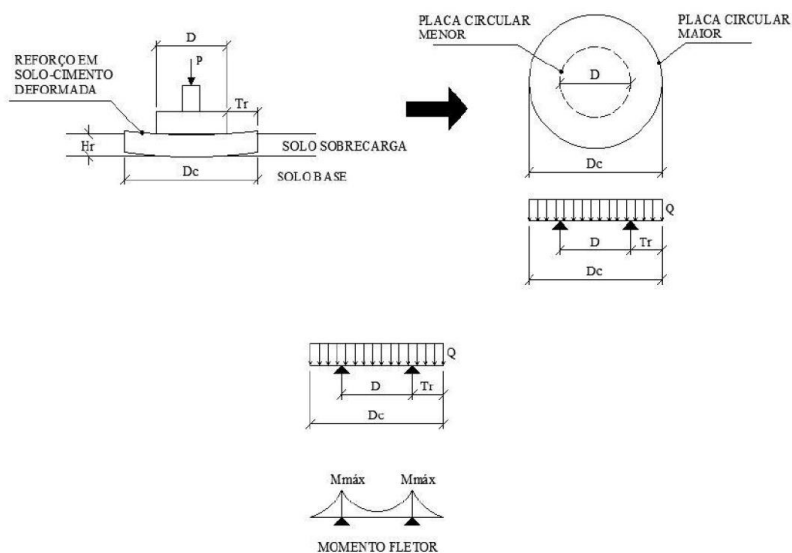


Figura 2.22 - Placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro, diagrama de momentos fletores (adaptado de CABALLERO, 2019)

Foi considerado que a ruptura da camada de solo-cimento ocorrerá quando a tensão de tração atingir a resistência à tração do mesmo dividida por um fator de segurança. Assumindo que a fissuração da camada cimentada pode acarretar a ruptura da fundação.

$$\sigma_{tmax} = 5,21 Q_{ur}(n) \cdot \left(\frac{Tr}{Hr}\right)^{1,61} \leq \frac{qt}{FS} \quad \text{Equação (2.20)}$$

Onde:

σ_{tmax} : 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.

Analisando a equação citada acima, nota-se que as únicas variáveis é H_r e T_r que o projetista deve definir, pois através de ensaios de laboratório se define a resistência a tração do material da camada cimentada e a tensão atuante sob a base da camada de reforço $Q_{ur}(n)$.

Moreira (2020) através de ensaios de campo e modelagem numérica, apresentou um método de cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentada sobre uma camada fina de material cimentante. Os reforços teriam que apresentar relação $0,125 < T_r/H_r < 2,00$ e resistência à tração $100 \text{ kPa} < q_t < 170 \text{ kPa}$. Para essa faixa de valores ele propôs a seguinte equação desde que segue a seguinte premissa:

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

A metodologia foi proposta assumindo que a ruptura do sistema se dê no solo natural, e não no reforço, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso.



Figura 2.23 - Ruptura por puncionamento $H_r/D = 1,00$ e $T_r/H_r = 0,25$; (b) ruptura no reforço $H_r/D = 1,00$ e $T_r/H_r = 1,0$. (adaptado MOREIRA (2020)).

Considerando que a fundação e o reforço sejam um elemento único e apoiado na profundidade do assentamento do reforço, a capacidade de carga pode ser calculada por:

$$p = q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot D_c \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad \text{Equação (2.21)}$$

Onde:

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

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

γ' : peso específico efetivo (solo natural).

D_c : diâmetro total do reforço.

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

Para obtenção dos fatores de capacidade de carga N_q e N_γ o autor recomendou utilizar as equações de Prandtl (1920) e Martin (2005):

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \cdot \tan(1,33\phi') \quad \text{Equação (2.21)}$$

$$N_q = e^{(\pi) \cdot \tan\phi} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Equação (2.22)}$$

A carga última P_u pode ser calculada como:

$$P_u = p \cdot \left(\pi \cdot \frac{D_r^2}{4}\right) \quad \text{Equação (2.23)}$$

A tensão média atuante sob a base da fundação será:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{\frac{\pi D^2}{4}} = p \cdot \left(\frac{D_r^2}{D}\right) \quad \text{Equação (2.24)}$$

$$\sigma_{\max} = 5,15 \cdot p \cdot \left(\frac{Tr}{Hr}\right)^{1,44} \leq \frac{qt}{FS} \quad \text{Equação (2.25)}$$

Devido a possibilidade de ruptura catastrófica, a partir da fissuração do reforço, o autor assumiu que a ruptura ocorrerá quando a tensão de tração atuante atingir a resistência a tração do solo-cimento, dividida por um fator de segurança. Sendo assim a fórmula da tensão máxima de tração pode ser calculada por:

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente estudo irá estudar o comportamento de um material cimentante álcali-ativado em campo. A mistura conta com pó de vidro, cal de carbureto e areia, adicionando hidróxido de sódio e silicato de sódio. Onde foram realizados ensaios de placas apoiado em camadas cimentadas com diâmetro de 45, 60 e 90 cm em um sistema de dupla camada onde o superior é mais resistente.

O programa experimental tem como objetivo analisar o comportamento de camadas de areia estabilizados através de álcali-ativação com adição de dois ativadores. Para que isso ocorra, foram realizados ensaios de placa sobre as camadas feitas a partir de vidro moído (VM), cal de carbureto (Cal), areia de Osório, álcali-ativados por silicato de sódio e hidróxido de sódio, essas que foram assentadas sobre um solo residual. Através dos resultados da curva carga x recalque fornecidas pelo ensaio, será analisado o comportamento do material em campo, se as reações irão ocorrer da forma esperada e se irá atingir as resistências previamente definidas.

Para que os resultados se encontrem dentro de uma faixa pré-estabelecida, foram efetuados ensaios de compressão a tração em corpos de provas com diversos teores de material precursor (VM + Cal) e ativadores (hidróxido de sódio e silicato de sódio) para estabelecer a melhor mistura dentro dos parâmetros estabelecidos.

Nesse capítulo será abordar de forma mais profunda como será executado os ensaios, detalhando os equipamentos e as etapas dele. Além disso mostrar os materiais que foram empregados nessa pesquisa, e como se dará a interação entre eles.

3.1. CAMPO EXPERIMENTAL

Os ensaios propostos nessa pesquisa foram realizados no campo experimental do Centro de Tecnologia (CETEC), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR), da Universidade de Passo Fundo (UPF), essa se localiza na Rodovia Federal BR-285, Km-171, Bairro São José - Passo Fundo.

Diversos estudos já foram realizados no local, apresentando uma vasta bibliografia sobre a caracterização do solo local, abrangendo granulometria, teor de umidade, índice de

vazios e peso específico, além de ensaios de laboratório como ensaios triaxiais e ensaios odométricos. Todo este conhecimento nos permite realizar estudos com segurança, através dos parâmetros obtidos anteriormente em casos comparativos, além de relatos sobre o comportamento esperado do solo.



Figura 3.1 - Campo experimental do Centro de Tecnologia (CETEC) – UFPA 2019.

3.1.1. Caracterização solo residual.

Como a atual pesquisa utilizou sistemas de dupla camada sendo a superior mais resistente assentada em um solo residual, em algumas etapas da pesquisa como nos cálculos da capacidade de carga do sistema, havia a necessidade de entrar com as propriedades físicas do solo, então retirou-se esses dados da pesquisa realizada por Carretta (2018), que realizou um estudo completo no solo residual do campo experimental.

Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras retiradas à 3 metros de profundidade. A análise granulométrica apresentada pela autora demonstrou que a composição do solo era 60% de argila, 35% de areia e 5% de silte, classificando o solo através do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como como uma argila de baixa compressibilidade.

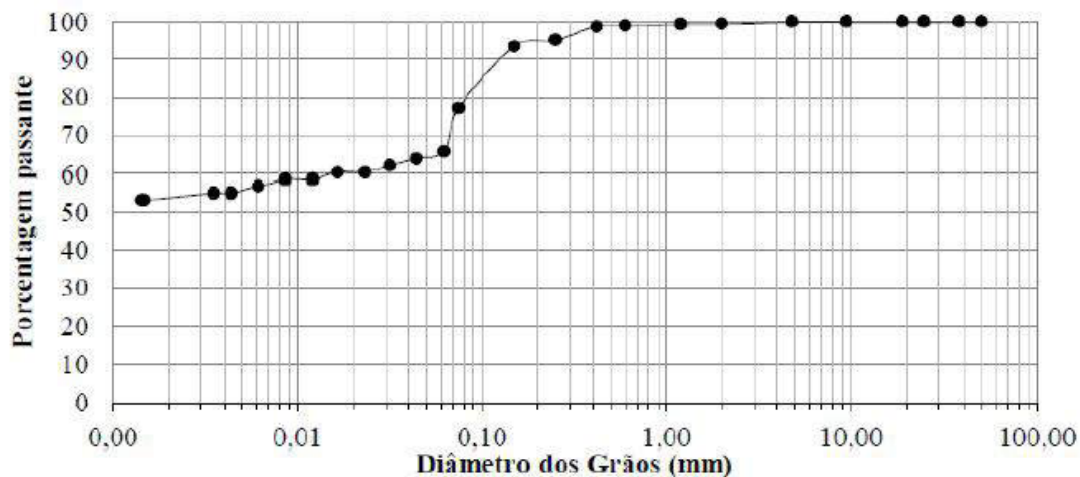


Figura 3.2 - Granulometria solo residual.

A autora realizou diversos ensaios em laboratório para obter os índices físicos do material, apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1- Índices físicos (adaptado CARRETTA, 2018).

Material	Índices	Valor
Solo residual	Teor de umidade	34,60%
	Peso Específico Aparente Seco	11,6 (kN/m ³)
	Peso Específico Natural	15,5 (kN/m ³)
	Índice de Vazios	1,3
	Grau de Saturação	71,60%
	Porosidade	55,10%

Para determinar a resistência do material a autora realizou ensaios de compressão simples e diametral em amostras, obtendo valores de resistência média a compressão de 90 kPa e resistência a tração média de 24 kPa.

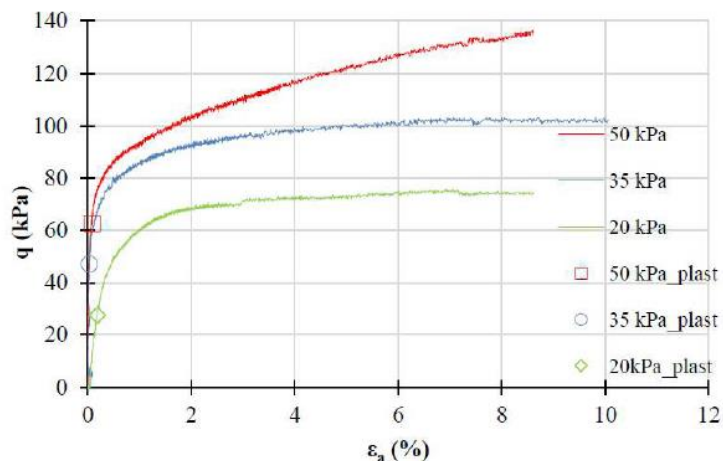


Figura 3.3 - Tensão x deformação para os ensaios triaxiais (CARRETTA, 2018).

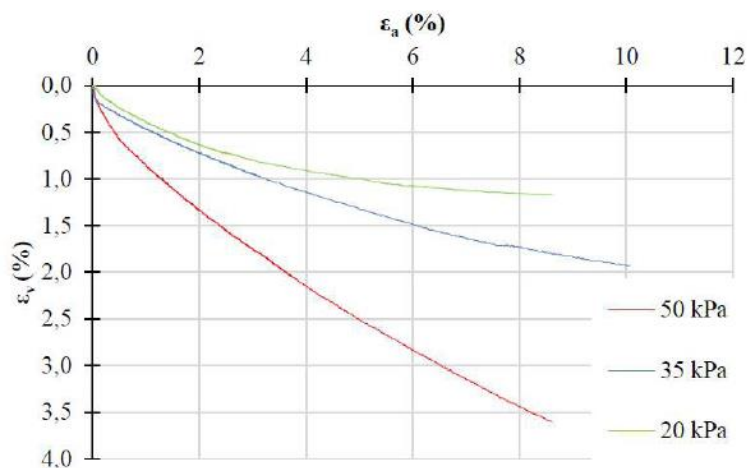


Figura 3.4 - Deformação volumétrica x deformação axial (CARRETTA, 2018).

Para obter os parâmetros de resistência foram realizados ensaios triaxiais drenados CD com tensões efetivas de 20,35 e 50 kPa, que simulavam tensões de confinamento de um solo superficial. As curvas de tensão (q) - deformação axial (ε_a) e deformação volumétrica (ε_v) - deformação axial (ε_a) foram representados nas Figura 3.3 e Figura 3.4. Através da análise dos ensaios, a autora obteve os valores de $c' = 9,52$ kPa (intercepto coesivo) e $\phi' = 30,5^\circ$ (ângulo de atrito).

Consoli et al., 2019 realizou ensaios de campo para avaliar o comportamento do solo residual do campo experimental. Os ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT) foram realizados em profundidade de até 15m com aproximadamente 10m de distância um do outro.

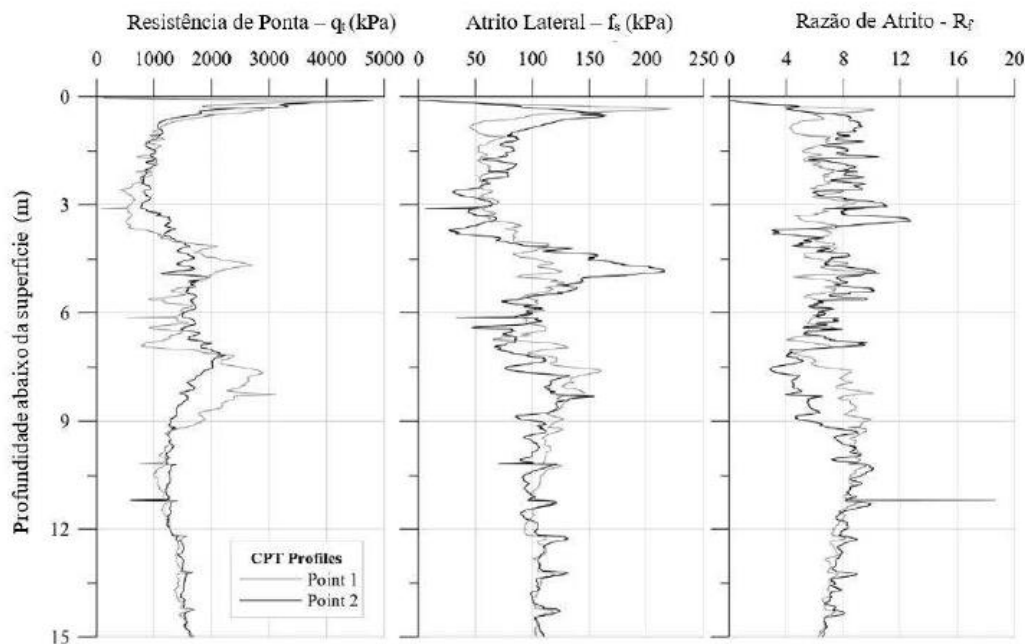


Figura 3.5 - Ensaio CPT (CONSOLI et al. (2019)).

Ao analisar os resultados obtidos dos ensaios, apresentados na Figura 3.5, verifica-se uma camada superficial mais resistente, com valores de resistência de ponta do CPT ultrapassando 4.000 kPa, após essa camada superficial o solo adota um comportamento uniforme com a resistência variando de 1.000 a 2.000 kPa, mostrando um desempenho semelhante ao longo de todo o perfil do solo ensaiado, revelando ser um solo que apresenta uma grande homogeneidade.

Consoli et al. (2020), realizou ensaios de placa diretamente no solo, com 3 diâmetros distintos, sendo eles 30, 60 e 90 cm, para avaliar o comportamento dele. As curvas tensão equivalente x recalque relativo foram apresento nas Figura 3.6 e. Como o local dos ensaios de placa mudaram no campo experimental, na presente pesquisa realizou ensaios de placa de 30 cm para avaliar se o comportamento se assemelhava ao obtido por Consoli et al. (2020a), resultados apresentados na Figura 3.7. Para ambos os ensaios foi utilizado o critério de ruptura Consoli et al. (2009), que estabelece a carga última ocorre para um deslocamento relativos de 3%.

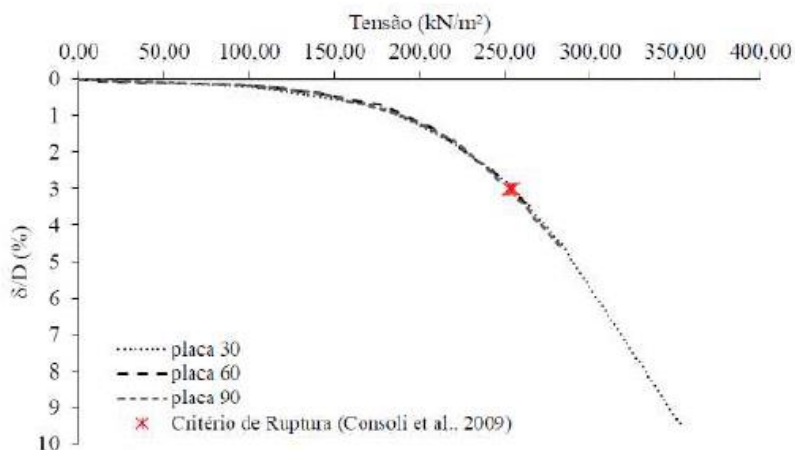


Figura 3.6 - Provas de carga em solo natural. (CONSOLI et al., 2020).

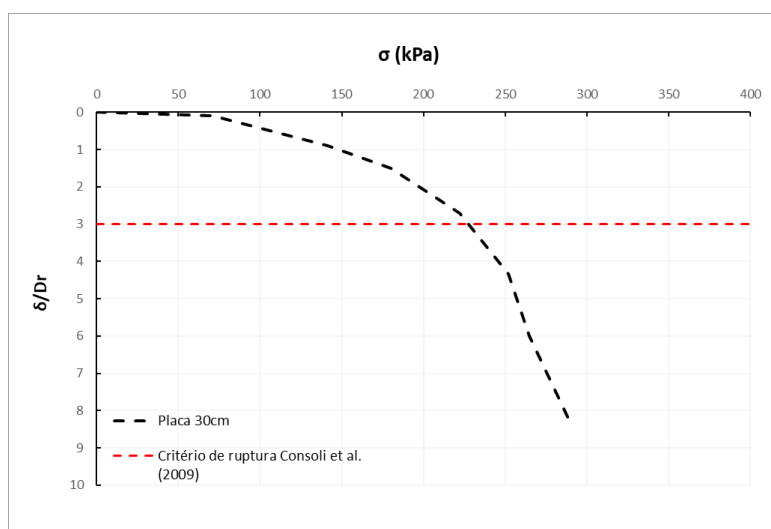


Figura 3.7 - Provas de carga em solo natural.

Ao analisar os gráficos, tensão de ruptura obtida por Consoli et al. (2020) atingiu valores próximos de 250 kPa e a atual pesquisa atingiu valores próximos a 240 kPa, os resultados obtidos se assemelham, mostrando que não há muita variabilidade entre os locais de ensaios.

3.2. PLANEJAMENTO DA PESQUISA

O planejamento do trabalho seguirá a Tabela 3.2, a qual mostra que, primeiramente, ocorrerá a caracterização dos materiais que foram utilizados na pesquisa. Posterior a isso, em uma segunda etapa, foram executados 96 corpos de provas, variando o teor de material precursor e o peso específico aparente seco (γ_d), buscando a melhor mistura que alcance uma resistência mínima estabelecida. Na etapa final da pesquisa, através dos dados obtidos dos CPs rompidos, a compressão e a mistura ideal definida, então se executaram as camadas no campo e, após a cura, a finalização se deu com a realização de ensaios de placa nas camadas e a análise dos resultados.

Tabela 3.2 - Ensaios da pesquisa

Etapa	Material	Tipo de Ensaio	Quantidade
Caracterização físicas dos materiais	Areia de Osório	Massa específica real dos grãos	3
		Granulometria	3
		Índice de vazios mínimo	1
		Índice de vazios máximo	1
	Vidro e Cal de carbureto	Massa específica real dos grãos	3
		Granulometria	3
Etapa de laboratório	Mistura variando a % de VM e Cal	Ensaio de compressão simples	106
		Ensaio de compressão Diametral	28
Etapa de Campo	Mistura de Areia + VM + Cal	Ensaio de placa	4

Apesar de diversos estudos e da caracterização sobre areia de Osório, pó de vidro e cal de carbureto, materiais utilizados na pesquisa, foram realizados diversos ensaios para caracterizar as propriedades deles, a fim de conferir se estavam de acordo com a literatura.

Posterior à caracterização dos materiais, foram executados 96 corpos de prova para analisar a trabalhabilidade, resistência e durabilidade do material, variando a quantidade do material precursor (vidro e cal de carbureto) e o peso específico aparente seco (γ_d).

O presente trabalho se baseou no trabalho de Acosta (2021), que se utilizou de materiais muito semelhantes, variando apenas a cal, que, no caso da autora, foi provida através da moagem de casca de ovo. Utilizou-se o teor de umidade de 14%. Devido ao motivo da cal ser proveniente de fontes diferentes, e essas apresentarem quantidade de cálcio (CaO) livres diferentes, optou-se por variar os teores de cal e de vidro, não respeitando a relação

de 0,23 indicada pela autora. Entretanto, a relação da solução alcalina NaOH/Na₂SiO₃ com M_s=1,6 e Na₂O=3,5% foi mantida.

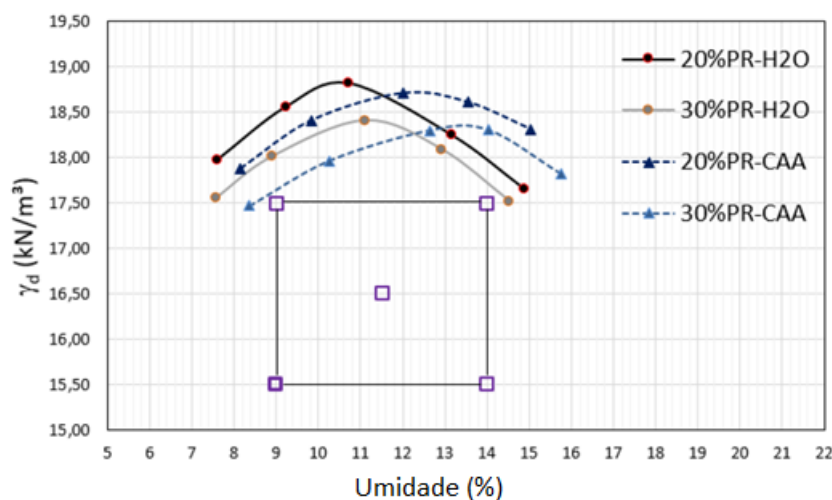


Figura 3.8 - Curva de compactação - Proctor normal (ACOSTA, 2021).

O período de cura irá variar de 7 a 28 dias para acompanhar a evolução do acréscimo de resistência e a temperatura de cura será fixada em 23°C.

Variando a quantidade dos materiais precursores e o peso específico aparente seco, as misturas apresentaram comportamentos e resistência diferentes. Essa experiência serviu de base para encontrar a melhor alternativa para se levar a campo, buscando preencher dois requisitos: a resistência à tração mínima e a trabalhabilidade possível de se executar em campo.

O intuito de realizar esses ensaios é definir a curva η/B_{iv} para essa mistura, que utiliza a álcali ativação, e definir a melhor dosagem para levar a campo, visando obter resistência suficiente para que as camadas puncionem o solo.

Esclarecendo que, para efeito de comparação, os ensaios de campo e de laboratório foram realizados, respectivamente, em misturas com a adição de hidróxido de sódio e silicato de sódio. Sendo assim, a Tabela 3.3 dispõe os materiais e proporção que foram investigados nesse estudo. A umidade utilizada foi de 14%, e a relação de hidróxido de sódio e silicato de sódio obedeceu a circunstância citada acima, com M_s=1,6 e Na₂O=3,5%.

Tabela 3.3 - Variações das amostras moldadas em laboratório.

MATERIAL	TIPO	VARIAÇÃO
Precusores	Cal de Carbureto	5 - 9 %
	Pó de vidro	20 e 30%
Compactação	Peso aparente seco	17 e 18 kN/m ³

Através dos resultados encontrados após os ensaios de compressão simples dos CPs, acima citados, buscou-se analisar e compreender o comportamento do material. Através dessa análise, foi estabelecida a relação $\eta/(B_{iv})^{0,28} = 14$, que foi levada a campo e supriu os requisitos necessários.

Após os ensaios de placas, foram esculpido corpos de provas provenientes das camadas artificialmente cimentadas em campo, para estabelecer o fator laboratório/campo.

As camadas foram executadas seguindo as especificações mostradas nas Figura 3.9 e Figura 3.10. Vale ressaltar que será utilizada como referência a premissas utilizada por Thomé (1999), que diz que a distância mínima entre as camadas artificialmente cimentadas deve ser de 2 vezes a altura.

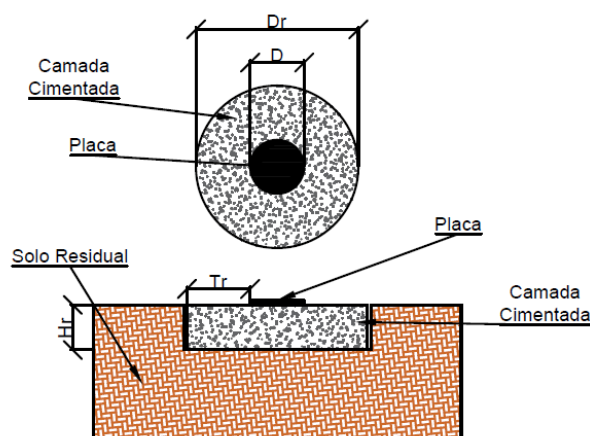


Figura 3.9 - Esquema do ensaio de prova de carga.

Onde:

- D: Diâmetro da placa;
- Dr: Diâmetro da camada cimentada;
- Hr: Altura da camada cimentada;
- Tr: Distância entre a borda da camada cimentada e a borda da placa.

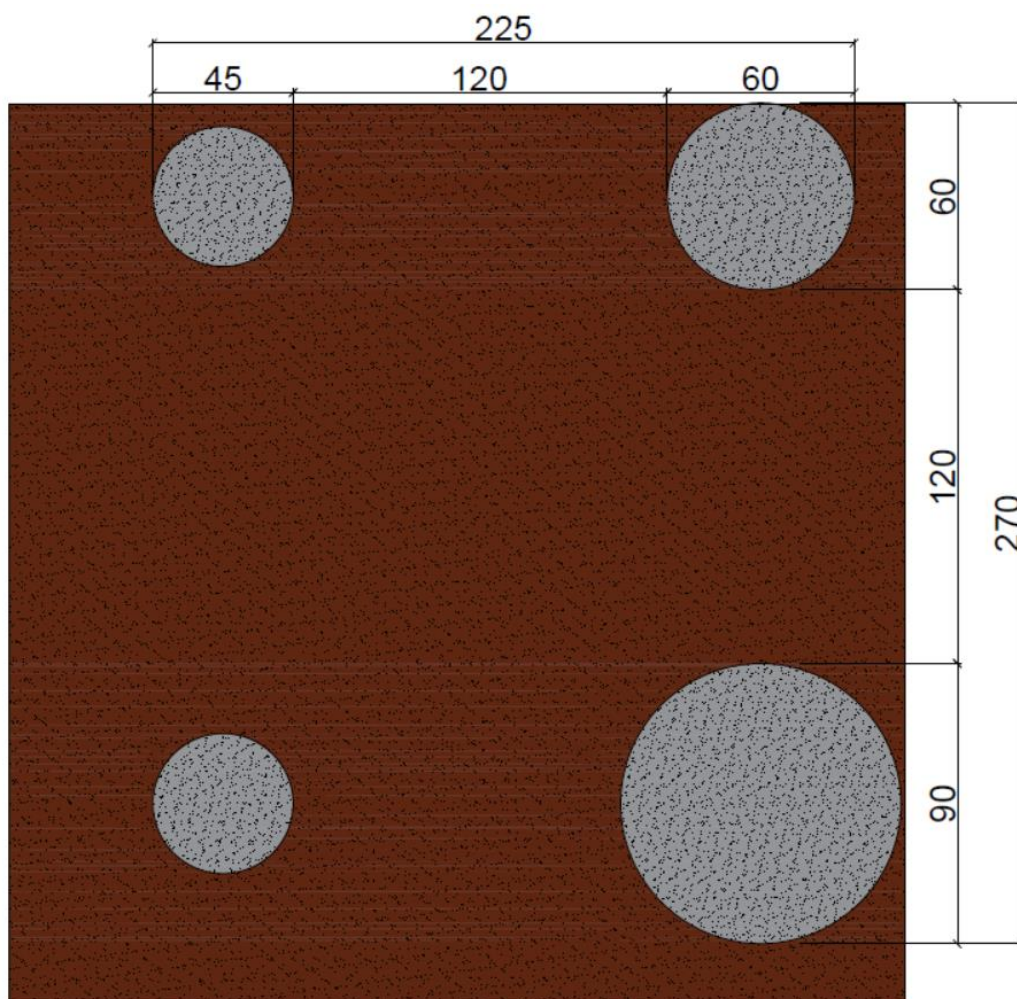


Figura 3.10 - Esquema de localização das camadas.

Foram executadas 4 camadas:

- Variando o diâmetro entre 45, 60 e 90cm;
- Variando a espessura delas entre 15, 30cm;
- Mantendo a relação $\eta/(B_{iv})^{0,28} = 14$.

Os diâmetros foram determinados com base em trabalhos anteriores, que estudaram a influência da extensão lateral e definiram os mecanismos de ruptura a partir das relações (T_r/H_r) (CABALLERO, 2019; CONSOLI *et al.*, 2019, 2020a).

O resumo do programa de provas de carga em campo pode ser visualizado na Tabela 3.4. Salienta-se que a placa que será utilizada nos ensaios será de 30 cm.

Tabela 3.4 - Formas e relações das camadas executadas.

CAMADAS	Vidro Moido (%)	Cal (%)	VM + Cal (%)	γ_d (g/cm ³)	ω (%)	Diâmetro (cm)	Altura da camada Hr (cm)	Diametro da placa D (cm)	Distancia da borda da placa a borda da camada Tr (cm)	$\eta/Biv^{0,28}$	Hr/D	Tr/Hr
1	30	9	39	1,71	14	45	15	30	7,5	14,07	0,5	0,5
2	30	9	39	1,71	14	45	30	30	7,5	14,07	1	0,25
3	30	9	39	1,71	14	60	30	30	15	14,07	1	0,5
4	30	9	39	1,71	14	90	30	30	30	14,07	1	1

3.3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesse segmento, serão apresentados os materiais utilizados na pesquisa, bem como a sua devida caracterização e os ensaios complementares utilizados para obtenção de parâmetros que, posteriormente, foram relacionados para que a mistura ideal fosse levada a campo. Todos os procedimentos laboratoriais foram realizados no CETEC, mais especificamente no Laboratório de Geotecnia (LABGEO) da UPF.

Os ensaios seguiram as normativas técnicas brasileiras, seguindo os procedimentos conforme as recomendações. Para aqueles ensaios aos quais não houve normativas de âmbito nacional, foram utilizadas normas internacionais ou recomendações sugeridas em bibliografias.

3.3.1. Coleta dos materiais.

Devido à diversidade e à quantidade de materiais utilizados, esses foram coletados e preparados de formas diferentes. Sendo assim, segue uma breve explicação de como isso foi realizado:

- **Areia:** Foi adquirida e entregue através de caminhões baús. Como em relação a esse processo de transporte não se teve controle, a areia poderia apresentar impurezas e umidade higroscópica. Sendo assim, ela foi seca em uma estufa a 100°C por 24 horas e peneirada na malha de abertura 0,6mm para que as impurezas fossem retiradas.



Figura 3.11 - Peneiramento da areia.

- **Pó de Vidro Moído:** O vidro foi proveniente de antigas pesquisas realizadas no PPGEC. Sendo assim, o vidro não peneirado foi submetido a peneiramento na abertura 0,075mm e mantido em local seco para evitar contato com a umidade.
- **Cal de Carbureto:** Resíduo do processo de produção do acetileno, foi cedido pela indústria White Martins, em que se teve apenas o custo de transporte. A cal de carbureto foi encontrada em forma de pasta, com uma alta concentração de água. Sendo assim, ela foi seca em uma estufa a 100°C por 24h. Posteriormente, a cal passou por um processo de peneiramento, através da abertura 0,150mm (#100). Isso ocorreu devido à possível falta de material, pois havia dois pesquisadores, e uma parcela considerável fica retida nas peneiras. Seguindo após o peneiramento, o material foi armazenado em sacos plásticos, fechados hermeticamente para evitar o contato com a umidade.
- **Hidróxido de Sódio:** Foi adquirido na forma de escamas em uma empresa local de Passo Fundo, chamada Eccoquin. Sua distribuição ocorreu através de sacos plásticos de 25 Kg, que, quando entregues no laboratório, foram armazenados dentro de uma caixa de isopor, para evitar que tivessem contato com a umidade do local e começassem a reagir.

- **Silicato de Sódio:** Foi adquirido na mesma empresa que o hidróxido de sódio; entretanto, devido ao mesmo ser um líquido viscoso, foi entregue em um tonel de plástico duro e armazenado em um local seco e restrito para o público, para evitar qualquer acidente.



Figura 3.12 - Recipiente de armazenamento do silicato de sódio.

3.3.2. Caracterização dos materiais

Nessa etapa, realizaram-se diversos ensaios para caracterizar os materiais usados durante a pesquisa, a fim de analisar se eles apresentavam comportamentos semelhantes àqueles usados em pesquisas anteriores.

A análise granulométrica tem o objetivo de traçar a curva granulométrica das partículas do material. Podendo ser realizada através do peneiramento e da sedimentação. Em relação à areia, optou-se por realizar apenas o peneiramento, conforme NBR 7181 (ABNT, 2016), devido à pouca quantidade de material passante na peneira de abertura 0,075mm. Em relação à cal e ao vidro, optou-se por realizar o processo de sedimentação, seguindo a NBR 7181/2016.



Figura 3.13 - Provetas utilizadas para sedimentação e grupo de peneiras para o peneiramento, respectivamente.

Para obtenção do parâmetro de massa específica real dos grãos, foi utilizado o método de Le Chatelier, seguindo as recomendações da NBR 16605 (ABNT, 2017), em que foi utilizado um produto líquido que não reagisse com os materiais. Nesse caso, usou-se querosene. O método consistiu em encher o frasco Le Chatelier até a marcação de 1cm e pesar o conteúdo de querosene. Posteriormente, adicionou-se o material em questão, até que atingisse a marca de 21cm. Por fim, ele foi pesado.



Figura 3.14 - Frasco Le Chatelier com pó de vidro, areia e cal, respectivamente.

Para o índice de vazios máximos, adotou-se a NBR 16840 (ABNT, 2020b), em que se pesou e se retiraram as medidas de um molde, para obtenção do seu volume. Em seguida, despejou-se a areia até o topo do molde, com auxílio de um bico, raspando o excesso com a utilização de uma régua. Posteriormente a isso, pesou-se o molde preenchido com o material.



Figura 3.15 - Despejando areia com auxílio de um funil.

Em relação ao índice de vazios mínimos, seguiu-se a NBR 12051, que consistiu no mesmo molde citado no índice de vazios máximos; porém, dessa vez, com o auxílio de um colarinho, pois foi preciso que houvesse uma maior quantidade de material para que todos os vazios fossem preenchidos. Então, despejou-se a areia no molde, compactando-a para assentar no molde, utilizando cerca de 5 golpes do Proctor, a seguir levou-se o molde para a mesa vibratória por cerca de 1 minuto, retirou-se da mesa vibratória e compactou-se mais uma vez (cerca de 5 golpes) com o Proctor normal. Para finalizar, pesou-se o molde.



Figura 3.16 - Mesa vibratória e Proctor utilizado para compactação, respectivamente.

3.3.2.1. Areia

A areia utilizada nesse estudo foi proveniente de Osório, região costeira do Rio Grande do Sul. Sua escolha deu-se por conta da sua extensa utilização nas pesquisas realizadas

na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Ela é classificada como uma areia fina, quartzosa e clara.



Figura 3.17 - Areia de Osório.

A caracterização física foi realizada no laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo, seguindo as especificações normativas previamente citadas. Classificou-se a areia como fina e uniforme, segundo a D2487 (ASTM, 2011).

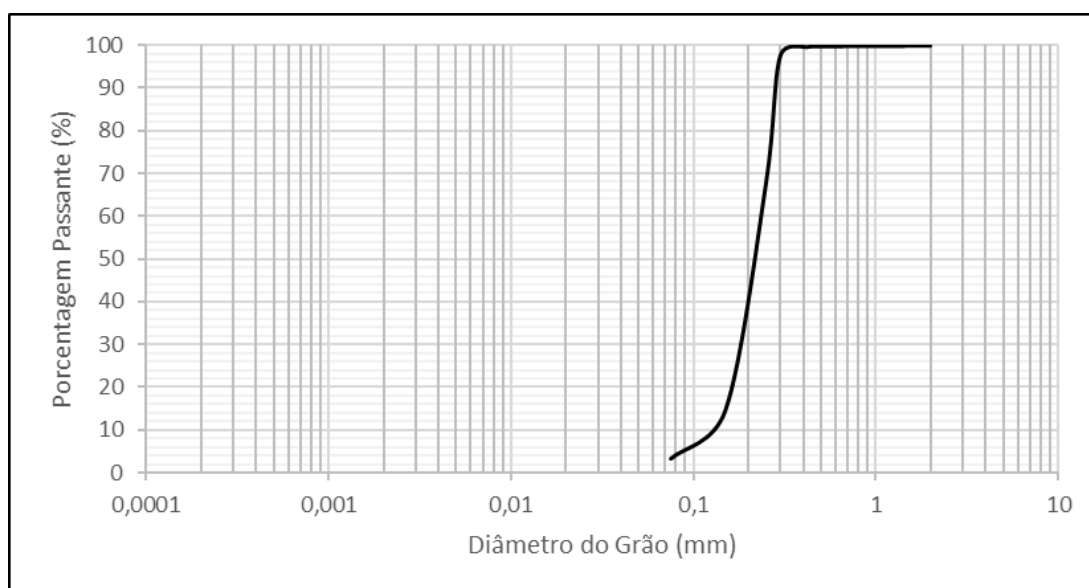


Figura 3.18 - Curva granulométrica da areia de Osório.

A seguir, na Tabela 3.5, serão apresentadas as propriedades obtidas da areia de Osório.

Tabela 3.5 - Propriedades físicas do pó de vidro.

PROPRIEDADES	VALOR	UNIDADE
Densidade Real dos Grãos (G)	2,66	g
% Pedregulho ($d > 2$ mm)	0	%
% de Areia Grossa ($0,6 < d < 2$ mm)	0,13	%
% de Areia Média ($0,2 < d < 0,6$ mm)	58,76	%
% de Areia Fina ($0,06 < d < 0,2$ mm)	38,62	%
% de Siltes ($0,002 < d < 0,06$ mm)	2,54	%
% de Argila ($d < 0,002$ mm)	0,08	%
Diâmetro Efetivo (D10)	0,12	mm
Diâmetro (D30)	0,18	mm
Diâmetro (D50)	0,22	mm
Diâmetro (D60)	0,24	mm
Coeficiente de Uniformidade (Cu)	1,96	
Coeficiente de Curvatura (Cc)	1,13	
Índice de Vazios Mínimo (e_{min})	0,64	
Índice de Vazios Máximo (e_{max})	0,82	

3.3.2.2. Vidro Moído

O vidro utilizado nessa pesquisa provém do depósito de materiais do Programa de pós-graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que foi adquirido da empresa Minasolos e gerado através de moagem de resíduos de vidros produzidos pelas indústrias de janelas e garrafas. O produto é comercializado em embalagens de 25 kg.

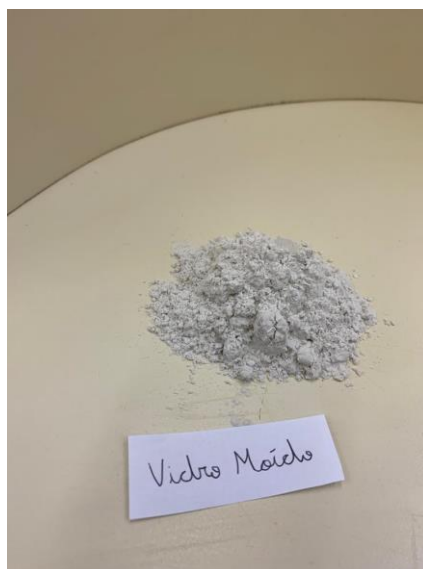


Figura 3.19 - Vidro moído passante na peneira #200.

Esse vidro foi peneirado na peneira #200. Na Figura 3.20, será apresentada a curva granulométrica.

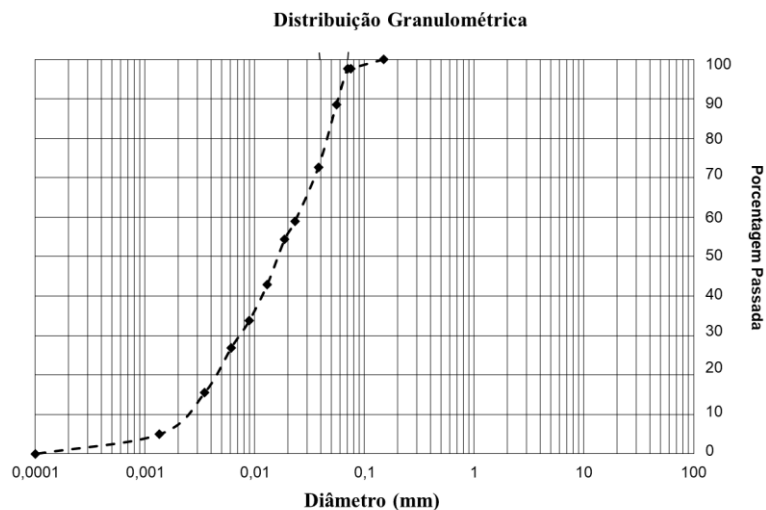


Figura 3.20 - Curva Granulométrica do vidro moído.

Moreira (2020) realizou o ensaio de difratometria de raio-X no pó de vidro passante na peneira #200 e constatou a existência de pico em torno de 26°C . Sendo assim, o material apresentou alto grau de amorfismo e uma estrutura bem definida.

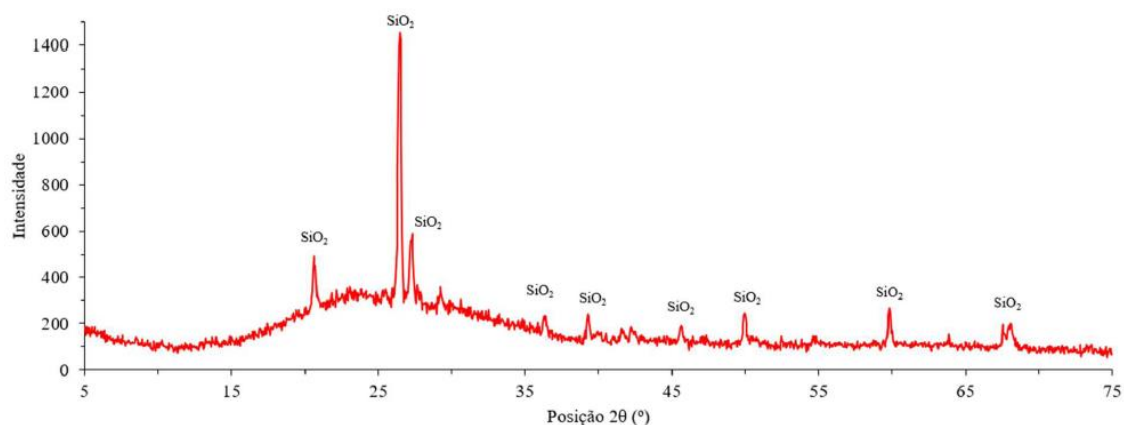


Figura 3.21 - Difratometria de raio-X do vidro moído (MOREIRA, 2020).

A seguir, a Tabela 3.6 evidencia as características físicas da cal de carbureto, obtidas através dos ensaios acima citados.

Tabela 3.6 - Propriedades físicas do pó de vidro.

PROPRIEDADES	Valores
Massa específica (g/cm ³)	2,51

3.3.2.3. Cal de Carbureto

A cal de carbureto utilizada na pesquisa é um resíduo proveniente da produção de gás acetileno em uma indústria localizada na região metropolitana de Porto Alegre/RS. A geração desse resíduo atinge uma quantidade de 120 toneladas de gás acetileno mensalmente (SALDANHA, 2014).

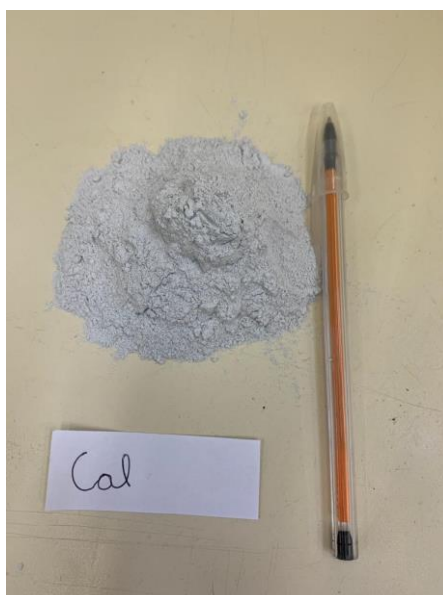


Figura 3.22 - Cal de carbureto passante na peneira #100.

Esse material foi coletado em forma de pasta e, para a sua utilização, foi seco em estufa a 100°C, durante, pelo menos, 24 horas. A sua curva granulométrica é exibida na Figura 3.23.

Distribuição Granulométrica

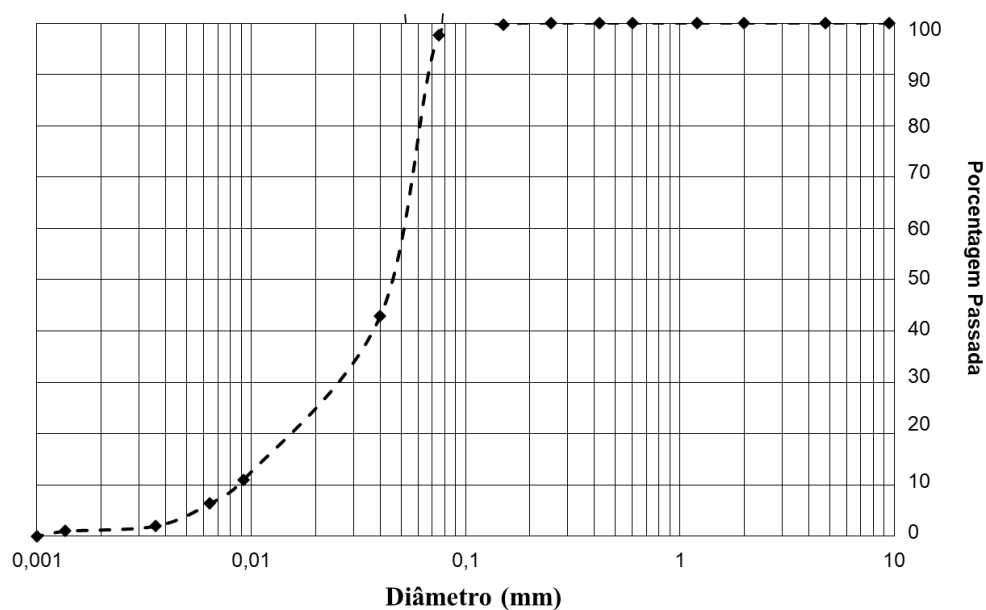


Figura 3.23 - Curva granulométrica cal de carbureto.

Para a composição mineral da cal de carbureto, Saldanha (2018), apresentou uma análise de difratometria de raio-X, mostrando uma predominância de Portlandita [$\text{Ca}(\text{OH})_2$], Calcita (CaCO_3) e Grafite (C).

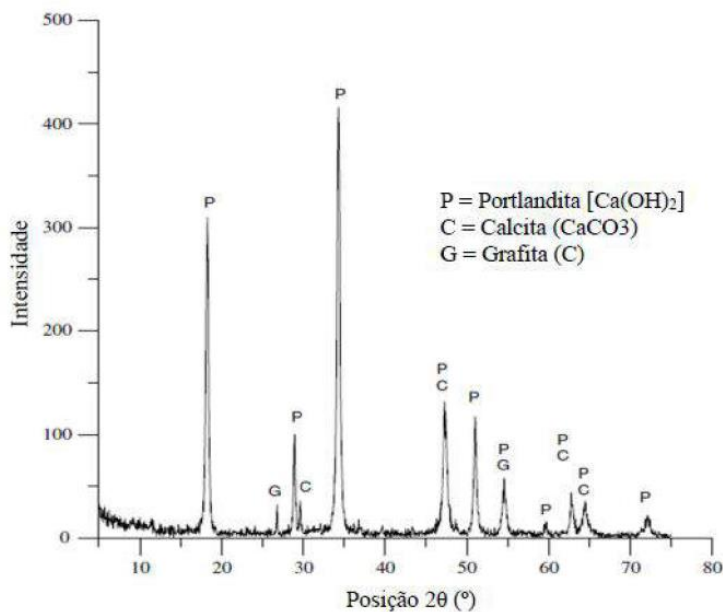


Figura 3.24 - Difratoimetria de raio-X da cal de carbureto (SALDANHA, 2018).

A seguir, a Tabela 3.7 mostra as características físicas da cal de carbureto, obtidas através dos ensaios acima citados.

Tabela 3.7 - Propriedades físicas cal de carbureto.

PROPRIEDADES	Valores
Massa específica (g/cm ³)	2,21
% de Areia Fina	11,41%
% de Argila	4,08%
% de Siltes	84,51%

3.3.2.4. Hidróxido de Sódio

Utilizado como parte da solução alcalina, que foi usada como ativador no processo de álcali ativação, o hidróxido de sódio (NaOH) foi adquirido em uma empresa local da cidade de Passo Fundo (RS). Tendo pureza de 98%, de acordo com as especificações do fabricante, sua aparência é de escamas brancas (como mostrado na Figura 3.25.) e distribuído em embalagem plástica de 25 kg.

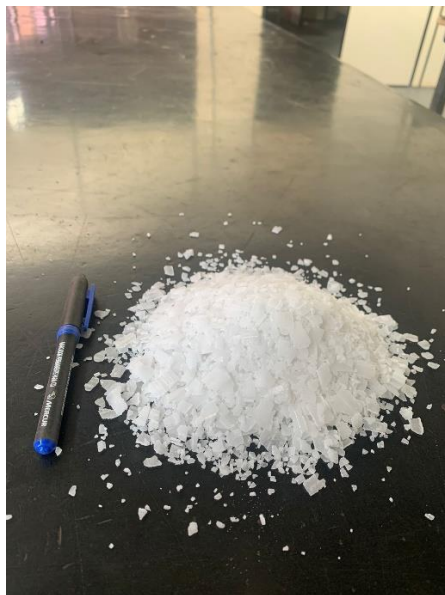


Figura 3.25 - Silicato de sódio em escamas.

3.3.2.5. Silicato de Sódio

Sendo utilizado na forma de líquido viscoso, o silicato de sódio (Na_2SiO_3) foi adquirido na mesma empresa do hidróxido de sódio; entretanto, como apresenta forma aquosa, foi distribuído em tonéis plásticos, com sua composição sendo apresentada a seguir, de acordo com as especificações do fabricante.

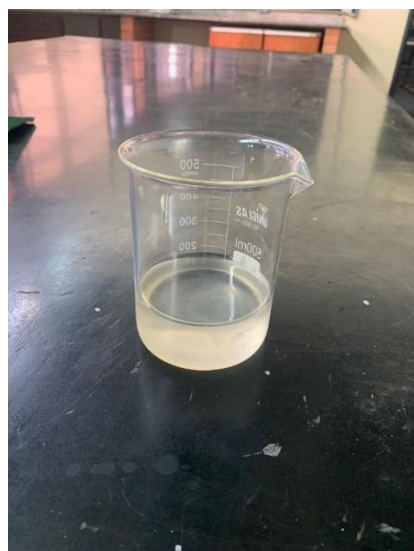


Figura 3.26 - Silicato de sódio.

Tabela 3.8 - Características do silicato de sódio.

TESTE	RESULTADO	UNIDADE
Densidade	1,57	g/cm ³
Oxido de sodio	14,87	%
Relação Na ₂ O/SiO ₂	2,18	
Sílica	32,18	%

Sendo a relação de Na₂O/SiO₂ apresentada pelo fabricante, a mesma foi utilizada para estabelecer as quantidades de NaOH e Na₂SiO₃ presentes na solução, mantendo a Massa de soluto (M_s) de 1,6 e Na₂O de 3,5%.

3.3.2.6. Água

Utilizou-se água provida pela Companhia Riograndense de Saneamento (CORSAN) na realização dos corpos de prova e camadas de campo, e água destilada para realizar os ensaios triaxiais.

3.3.3. Modelagem corpos de prova

A modelagem dos corpos de provas, que posteriormente foram utilizados no ensaio de compressão diametral e compressão simples, seguiu a normativa NBR 12024 (ABNT, 2012a). Sendo assim, os corpos de prova foram moldados através de um molde tripartido, no qual as paredes são removíveis para que se consiga extrair o corpo de prova no final da moldagem.

Todo o processo começou com a separação dos materiais secos, areia, cal de carbureto e o vidro, tendo sido pesados e condicionados em sacos plásticos para agilizar o processo. Posteriormente, misturaram-se os materiais secos, de maneira que a mistura ficasse homogênea. Em seguida, pesou-se hidróxido de sódio e silicato. Esses eram pesados na hora para evitar que qualquer reação ocorresse antes do previsto. Após, foram despejados em um Becker, juntamente com a quantidade de água prevista, e misturaram-se todos os componentes, ocorrendo uma reação química exotérmica. Terminando a reação, verificou-se que os mesmos estavam bem dissolvidos, formando a solução alcalina, essa que, então, foi despejada na bandeja junto com os materiais secos misturados. Quando despejada a solução, houve a necessidade de garantir uma boa homogeneização do

material, buscando que a solução fosse igualmente distribuída e misturada ao material seco.



Figura 3.27 - Material seco, mistura homogênea dos materiais e mistura com solução alcalina, respectivamente.

Seguindo no processo, a mistura foi dividida e pesada, para que a quantidade de material despejada no molde tripartido fosse a ideal para atingir a massa específica escolhida, sendo que esse variava entre 1,7 e 1,8 g/cm³. Na etapa de pesagem, retiraram-se 3 cápsulas com material da mistura para verificar a umidade. O material, então, foi despejado no molde, que apresentou marcações internas para que, quando se realizassem os golpes com o soquete, não ultrapassem as marcações, evitando compactar o material além do necessário. O material foi compactado em camadas de aproximadamente 3,33cm. Após a compactação das camadas, o material foi estratificado para que a camada que viesse acima tivesse uma melhor aderência. Todo o processo de compactação foi auxiliado por um soquete de ferro.



Figura 3.28 - Molde tripartido, soquete utilizado cm suas marcações e o conjunto de ambos sendo utilizados, respectivamente.

Com a etapa de compactação finalizada, retiraram-se as paredes móveis do molde, com auxílio de uma plataforma acrílica e verificou-se que o CP apresentou 5cm de diâmetro e 10cm de altura, além de uma análise visual em buscas de fissuras. O corpo de prova foi pesado, a fim de se verificar se o peso dele ficou próximo ao que foi estabelecido. Sendo, então, envolto por um saco plástico para controlar a umidade do corpo de prova e levado à câmara seca de temperatura controlada, a cerca de 23°C, o mesmo foi armazenado pelo tempo de cura necessário, variando entre 7 e 28 dias.



Figura 3.29 - Corpo de prova.

3.3.4. Ensaios de compressão e compressão diametral

Ensaios de compressão simples foram executados em um conjunto de corpos de provas, moldados em laboratório na intenção de obter a capacidade de carga deles. Esses foram provenientes de diferentes misturas, variando-se o teor de material precursor e peso específico aparente seco. Posteriormente, foram executados ensaios de compressão simples e diametral nos corpos de provas retirados das camadas cimentadas em campo, visando obter um fator campo/laboratório.

Ensaios de compressão diametral foram realizados apenas no teor de material precursor e peso específico aparente seco que foram levados a campo, e seus resultados foram utilizados para estimar seu comportamento de ruptura.

Para reduzir os efeitos de sucção, os CPs foram submersos por 24h antes dos ensaios. Posteriormente a isso, foram realizados ensaios, seguindo a NBR 12025, que ocorreram nos laboratórios do CETEC. As amostras foram alocadas na base da prensa. Em seguida, uma prensa automática, com capacidade de carga para 10 kN, comprimiu o corpo de prova até sua ruptura, mantendo a velocidade de 1,14 mm/minuto. Todo o processo foi monitorado por uma célula de carga para prover os dados no momento da ruptura. Obtendo-se a carga de ruptura, foi calculada a resistência à compressão simples (q_u) através da seguinte fórmula.

$$q_u = Q / (\pi \cdot D^2 / 4) \quad (4.1)$$

Onde:

Q = Carga de ruptura;

D= Diâmetro do corpo de prova.



Figura 3.30 - Ensaio de compressão simples.

Os ensaios de compressão diametral seguiram a NBR 7222, e os preparativos do ensaio seguiram os realizados para o ensaio de compressão simples. A execução do ensaio foi semelhante ao que foi citado acima, sendo a principal diferença a orientação dos CPs, que foram alocados de forma horizontal na plataforma, além de ter sido usado um equipamento para mantê-los na posição correta. Há mudanças em relação à fórmula, que seguem abaixo:

$$q_t = (2 \cdot Q) / (\pi \cdot D \cdot H) \quad (4.2)$$

Onde:

Q = Carga de ruptura;

D= Diâmetro do corpo de prova;

H= Altura do corpo de prova.



Figura 3.31 - Ensaio de compressão diametral.

Vale ressaltar que foram usados CPs com tamanhos distintos. Naqueles moldados em laboratório foram mantidas as dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Naqueles retirados das camadas de campo, as dimensões passaram a ser 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura.

3.3.5. Ensaio triaxial

Foram realizados ensaios triaxiais do tipo consolidados isotropicamente drenados (CID), realizados em amostras cilíndricas de dimensões 50 mm x 100 mm de diâmetro e altura, respectivamente, retiradas das camadas estabilizadas através da álcali-ativação executadas em campo e auxiliando na caracterização da mistura executada quanto aos seus parâmetros de resistência e rigidez.

O ensaio foi realizado no triaxial do laboratório da UFRGS, da marca GEONOR. Sendo composto de um motor elétrico com pistão hidráulico, uma câmara em acrílico, dois transdutores de pressão com capacidade de 1.000 kPa, que medem a pressão confinante e contrapressão. A aquisição de dados foi composta por uma célula de carga com capacidade de 2.000 kg, três medidores de deslocamento do tipo efeito Hall anexados no corpo de prova, para medir as deformações axial e radial, e um sistema de aquisição de dados volumétricos. O ensaio foi realizado em uma rotina rodada no programa LabView, com uma taxa de aquisição de 20 segundos.

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

Começando com a montagem do ensaio, posicionou-se a pedra porosa e o papel filtro saturados na base do equipamento, alocando o corpo de prova sobre eles - corpo de prova que estava envolto com um molde, usado para posicionar os anéis de vedação, tanto na base quanto no top-cap. Para finalizar a fixação do top-cap e dos anéis, retirou-se o molde, restando o CP posicionado e revestido por uma membrana marcada com as posições de fixação dos sensores de efeito Hall. Os sensores foram colados nas suas devidas marcações, buscando sempre o trecho linear da calibração.

Após o posicionamento da amostra e os sensores internos, fechou-se a câmara, encheu-se a câmara de água com a válvula de pressão atmosférica aberta, para evitar pressurizar a câmara durante esse processo. Pouco antes de a água preencher completamente a câmara, foi fixado, no pórtico de reação, o pistão e a célula de carga. Com a câmara completamente preenchida, fechou-se a válvula proveniente da caixa d'água e, posteriormente, a válvula da pressão atmosférica.

A etapa de percolação começou anexando uma mangueira na válvula de pressão atmosférica e um cilindro de CO₂ na outra extremidade da mangueira, fazendo com que percole CO₂ pelo CP, a fim de solubilizar as bolhas de ar. Para facilitar a etapa seguinte, esse processo ocorreu por 15 minutos. Finalizando a percolação com CO₂, começou-se a percolação com a água, que busca preencher todos os espaços vazios. Sendo assim, deve-se percolar uma quantidade de 2 vezes o volume de vazios da amostra.

Na saturação, aplicaram-se incrementos de pressão confinante e contrapressão, sempre mantendo uma pressão efetiva abaixo de 20 kPa. Esses incrementos tiveram duração de 20 minutos. Os incrementos cessaram quando a contrapressão atingiu 300 kPa. Então, sendo verificado o parâmetro B e Skempton (1954), que é utilizado para averiguar a saturação, o parâmetro pode variar de 0 – 1 (sendo 1 = 100% de saturação). Seguiram para próxima etapa apenas os valores encontrados que ficaram acima de 0,9.

A próxima etapa foi a consolidação do corpo de prova, essa que consistiu em aplicar apenas pressão confinante, mantendo a contrapressão da etapa de saturação. Com esse acréscimo, buscou-se atingir a tensão efetiva desejada do ensaio, sendo elas 20, 40 e 100 kPa. Ao atingir a tensão desejada, ela foi mantida por, pelo menos, 30 minutos.

Para finalizar o ensaio, iniciou-se o cisalhamento, ligando a prensa em uma velocidade de 4mm/h, em que ela impôs um deslocamento axial ao corpo de prova, sendo finalizado quando o deslocamento atingiu 20% da altura do CP.



Figura 3.32 - Posicionamento da amostra e fechamento da câmara, respectivamente.



Figura 3.33 - Amostra no final do ensaio triaxial.

Como se pôde observar na Figura 3.33, as amostras no final do ensaio apresentaram um plano de cisalhamento visível; logo, foi necessária a correção da área para análise dos resultados, que foi feita baseada nas recomendações de La Rochelle *et al.* (2009).

3.4. PROCEDIMENTO DE CAMPO

3.4.1. Execução das camadas

As camadas foram executadas no campo experimental fornecido em parceria com a UPF.

- Começando com a locação das cavas, que foram demarcadas, respeitando as distâncias estabelecidas e evitando que o ensaio de placa interferisse no resultado das outras camadas futuramente;
- Com auxílio de um trado mecanizado, abriram-se as cavas. O equipamento foi utilizado tomando cuidado para que, durante seu uso, o diâmetro estabelecido não fosse ultrapassado. Sendo assim, para finalizar as cavas com mais perícia, foram utilizadas ferramentas manuais, respeitando as medidas de profundidade e diâmetro estabelecidas;
- Então, o material foi pesado e separado, dependendo da quantidade de etapas previstas para a compactação, seguindo as proporções estabelecidas de cada camada, sendo que, para as camadas de 45 cm e 60 cm de diâmetro, foram realizadas 3 etapas de compactação. Para a camada de 90 cm de diâmetro, devido à elevada quantidade de material, optou-se por realizar em 4 etapas, sempre estratificando o topo para melhor adesão da camada subsequente;
- No dia da execução das camadas, o material foi misturado com auxílio de betoneira até que ele ficasse homogêneo. Após esse processo, adicionou-se a mistura alcalina. Optou-se por manter a umidade de 14%, pois, em laboratório, o material apresentou bom comportamento e trabalhabilidade;
- Então, a mistura foi despejada em um carrinho de mão e transportada até o local das cavas, onde foi compactada, respeitando a altura de compactação estabelecida. Essa variou entre 10 cm e 7,5 cm.
- O controle da umidade e compactação foi realizado através do cilindro cortante, e foram obtidos os valores de γ_d e umidade ($\omega\%$) de cada camada.

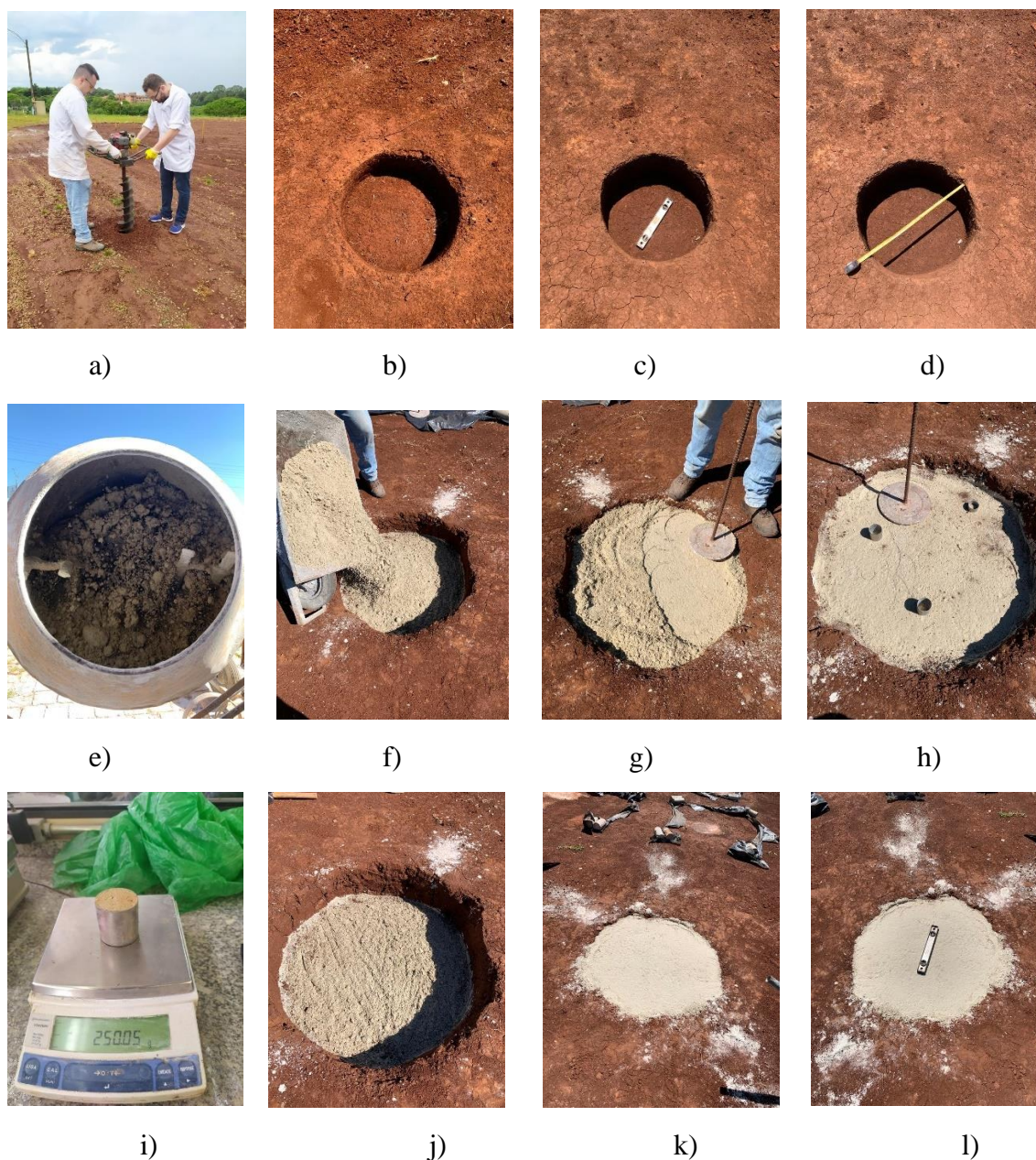


Figura 3.34 - Procedimentos da moldagem das camadas: a) uso do trado mecânico para abertura das cavas; b) abertura das cavas; c) e d) verificação do diâmetro e nível da base; e) mistura na betoneira; f) despejo da mistura na cava; g) compactação do material; h) cilindro cortante para verificação do peso específico; i) pesagem do material obtido no cilindro cortante; j) estratificação da camada; k) término da compactação da camada; l) verificação do nível do topo da camada cimentada.

3.4.2. Ensaio de placa

Para a execução do ensaio de placa, foram necessários um pórtico metálico (usado como sistema de reação), um macaco hidráulico (usado para aplicar a carga na camada) e medidores de deslocamento (sendo eles transdutores de deslocamento lineares acoplados

em um suporte fixo e um sistema de aquisição de dados). Vale ressaltar que, para evitar que qualquer tipo de resistência lateral fosse aplicada, o solo foi raspado na lateral das camadas, para se desprezar o atrito lateral.



a)

b)

c)

Figura 3.35 - a) Pórtico de reação; b) Macaco utilizado; c) Medidores de deslocamento.

- I - O pórtico de reação, composto por uma estrutura metálica travada em 2 sapadas de concreto e com 12 blocos de concreto (cerca de 500kg por bloco) apoiados nela, totalizando um peso de 22 toneladas;
- II - A carga foi aplicada no centro de uma placa metálica de 30 cm de diâmetro centralizada na camada, sendo exercida através de um macaco hidráulico com capacidade de 50 toneladas. O sistema contou com uma célula de carga com capacidade para 200kN, sendo acoplado em placas que possuem, em seu centro, uma concavidade para permitir a livre rotação da célula de carga, evitando a transferência de esforços transversais;
- III- O deslocamento foi medido através dos transdutores de deslocamento lineares de 50mm de curso total, acoplados em um suporte fixo, que permaneceu em uma superfície isolada, para evitar qualquer distúrbio, afetando os dados adquiridos;
- IV- O sistema de aquisição possuía oito canais de entrada, sete canais para ligação de transdutores de deslocamento e um para ligar a célula de carga, e a leitura dos dados foi realizada por uma placa modelo PCI DAS 10608/16, com a rotina desenvolvida em LabView no LEGG/UFRGS.

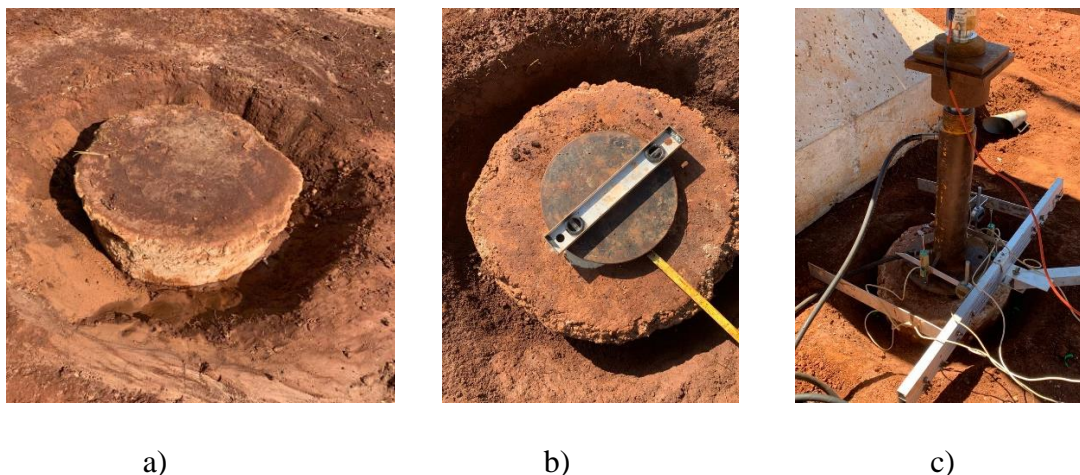


Figura 3.36 - a) Camada sem o atrito lateral; b) Centralização da placa; c) Sistema de aplicação da carga.

3.4.2.1. Etapas do ensaio de placa

O ensaio de placa foi executado seguindo a NBR 6489 ABNT (2019), e as etapas foram descritas a seguir:

- I – Como citado anteriormente, retirou-se o solo na lateral das camadas, para evitar que atritos laterais pudessem impactar os resultados do ensaio, causando resistência lateral;
- II – Alocação da placa circular no centro da camada;
- III– Colocação do macaco hidráulico sobre a placa;
- IV- Colocação dos sensores de deslocamento;
- V- Aplicação da carga, o incremento de carga foi definido como 10% da capacidade de carga estimada, com novos incrementos após os recalques terem se estabilizado, considerando 30 minutos de intervalo para cada incremento.

3.4.3. Exumação das camadas cimentadas

Após a execução do ensaio de placa, foi necessário realizar uma análise do comportamento das camadas, possível através da análise do tipo de ruptura e ensaios de compressão simples e diametral em CPs retirados das camadas.

Então, após a movimentação do pórtico, com auxílio da retroescavadeira, escavou-se ao redor da camada, tomando cuidado para não comprometer a mesma. Posteriormente, ela foi retirada do solo, sendo levada até o laboratório. Com a utilização de uma serra copo para concreto, obtiveram-se os corpos de provas com dimensões de 75mm x 150mm e 50mm x 100mm.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.37 - a) Escavação da camada; b) Transporte até a parte externa do laboratório; c) Análise da ruptura da camada de 90 cm de diâmetro; d) Obtenção dos corpos de prova.

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesse capítulo, serão abordados os resultados obtidos durante a pesquisa, e uma análise sobre eles será feita. A primeira parte da análise abordará os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples e diametral. Na segunda parte, tratar-se-ão dos resultados obtidos em campo, sendo ele o ensaio de placa, estabelecendo, assim, um fator campo/laboratório. Para finalizar, serão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais, que foram utilizados para caracterizar o material.

4.1. RESULTADOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL

A seguir, serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples realizados em laboratório. As amostras realizadas em laboratório foram moldadas, variando a porcentagem de material precursor (vidro e cal), com diferentes pesos específico aparente seco (17 e 18 kN/m³) e tempo de cura (7 e 28 dias), mantendo sempre a utilização de uma solução alcalina com massa de soluto (M_s) de 1,6 e Na₂O de 3,5%, recomendado por Acosta (2021). Vale ressaltar que se optou por não manter a relação de 0,23% Cal/% Vidro, devido à cal utilizada pela autora ter sido proveniente de casca de ovo, que apresenta uma pureza maior e contém uma quantidade de cálcio livre maior, se comparada à cal de carbureto.

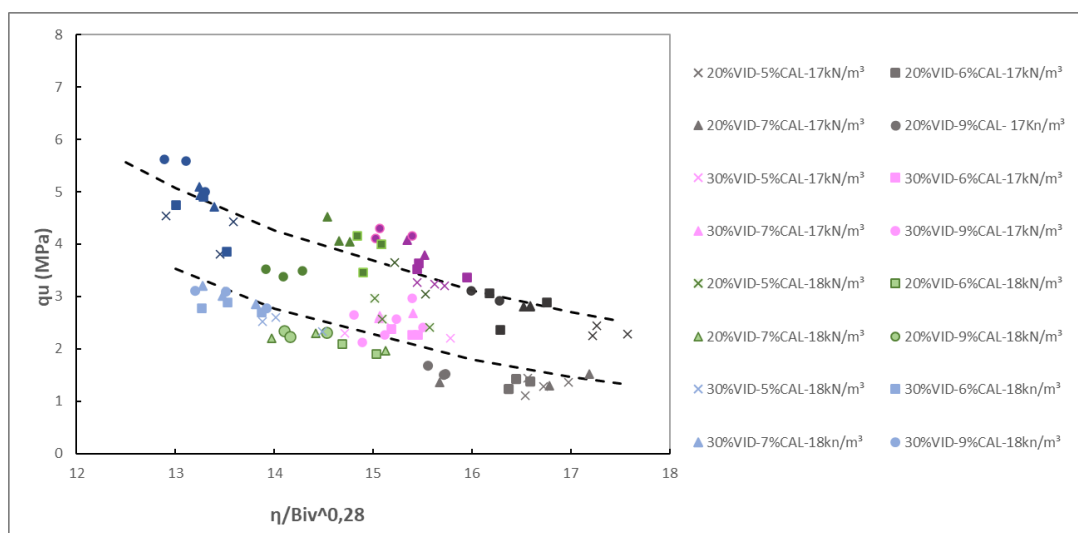


Figura 4.1 - Resultados dos ensaios de compressão simples em laboratório.

Ao se analisar a Figura 4.1, conclui-se que fatores como a porcentagem de material cimentante e peso específico aparente seco impactam diretamente na relação $\eta/B_{iv}^{0,28}$ (porosidade/teor de agente cimentante). Essa relação comanda os valores de resistência, mostrando que, quanto menor for a relação, maior será a resistência, que chegou a alcançar valores superiores a 5 MPa, mesmo que uma solução alcalina tenha sido utilizada como ativador. Outro fator pertinente foi o tempo de cura, que impactou diretamente nos valores de resistência, demonstrando que, com o tempo, as reações álcali-ativadas desenvolvem-se melhor, apresentando um ganho médio de 70% no valor de resistência à compressão simples.

Tabela 4.1 - Resistência compressão simples de amostras moldadas em laboratório.

Vidro (%)	Cal (%)	Peso específico	Qu (MPa)7 dias	Qu (MPa)28 dias	Aumento (%)
20	5	17 KN/m ³	1,30	2,33	79,5
20	6		1,33	2,77	107,8
20	7		1,39	2,81	102,5
20	9		1,56	2,77	77,5
30	5		2,31	3,24	40,3
30	6		2,31	3,50	51,7
30	7		2,63	3,95	50,3
30	9		2,50	4,19	67,9
20	5		18 KN/m ³	2,65	3,21
20	6	2,00		3,87	93,4
20	7	2,16		4,21	95,2
20	9	2,30		3,47	50,9
30	5	2,48		4,26	71,4
30	6	2,79		4,50	61,2
30	7	3,03		4,92	62,5
30	9	2,99		5,40	80,5

Na Figura 4.2, pôde-se notar que, diferentemente dos resultados encontrados por Acosta (2021), ao se utilizar cal de carbureto, ocorreu aumento de resistência quando utilizada quantidade maior de cal, ultrapassando a relação 0,23 estabelecida por ela. Isso se deve, provavelmente, ao fato de a cal proveniente da casca de ovo utilizada apresentar uma %CaO de 93%, aproximadamente, enquanto a cal de carbureto utilizada apresenta 73%, o que impacta diretamente na quantidade de cálcio livre disponível para reações químicas.

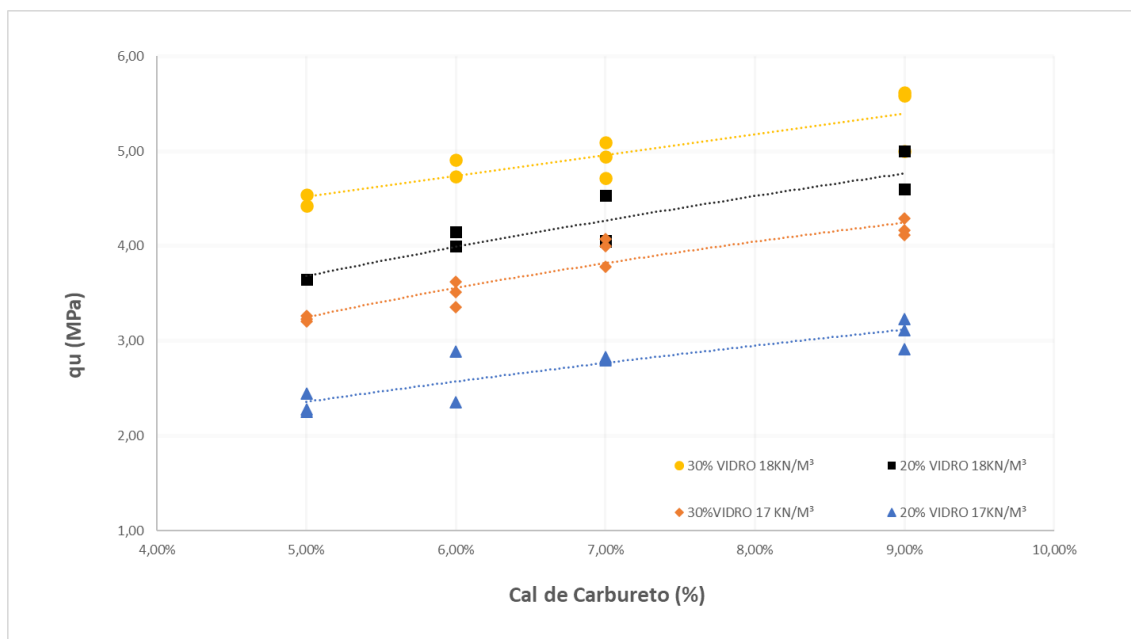


Figura 4.2 - Resistência q_u (MPa) x porcentagem de cal (%).

As camadas de campo também foram ensaiadas à compressão simples e diametral. Devido às dificuldades de execução de campo, alguns parâmetros não atingiram os valores planejados, como mostrado na Tabela 4.2. Mesmo com parâmetros inferiores, conseguiu-se observar os comportamentos de ruptura planejados.

Tabela 4.2 - Parâmetros de execução das camadas.

CAMADA	Vidro Moido (%)	Cal (%)	γ_d - Planejado (g/cm^3)	γ_d - Executado (g/cm^3)	$\eta/\text{Biv}^{0,28}$ Planejado	$\eta/\text{Biv}^{0,28}$ Executado
45 X 15	30,00	9,00	1,71	1,65	14,07	15,17
45 X 30	30,00	9,00	1,71	1,67	14,07	14,92
60 X 30	30,00	9,00	1,71	1,60	14,07	16,23
90 X 30	30,00	9,00	1,71	1,66	14,07	14,98

Os valores dos resultados q_u e q_t foram mostrados nas Figura 4.3 e Figura 4.4. Nelas, pôde-se observar que os valores de resistência à compressão e a tração apresentaram variabilidade alta. Isso ocorreu devido às condições de cura que ocorreram no campo, além da própria exceção em campo, que não proporcionou um controle elevado, se comparado ao laboratório.

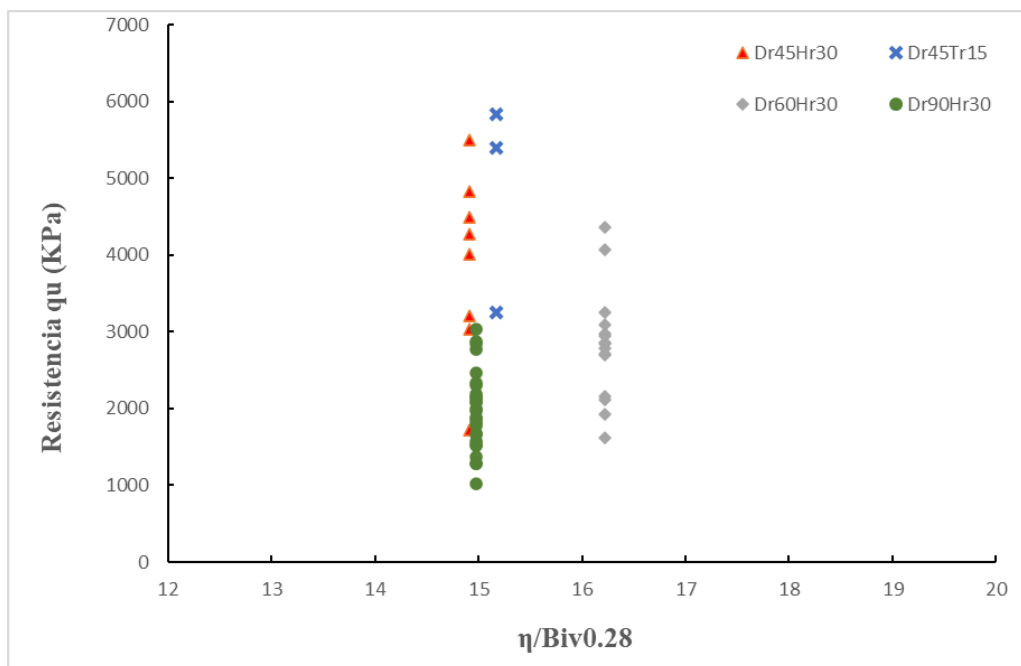


Figura 4.3 - Resistência compressão simples de amostras retiradas do campo.

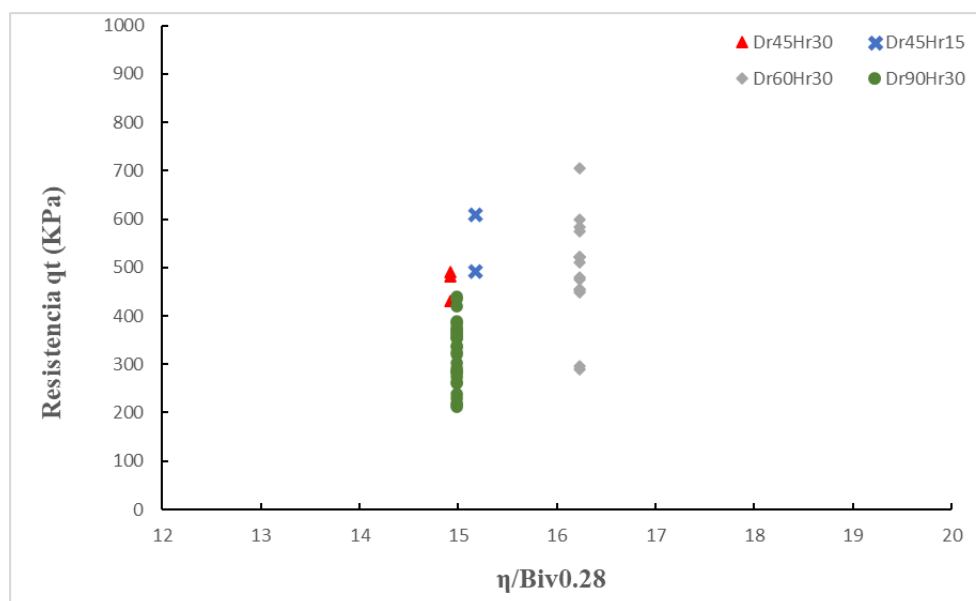


Figura 4.4 - Resistência à tração de amostras retiradas do campo.

Há grandes discrepâncias quando se trata dos resultados obtidos. Isso deve ter ocorrido devido às elevadas temperaturas que ocorreram durante a cura das camadas executadas no campo. Nesse sentido, como a temperatura trabalha como um catalisador para as reações químicas, provavelmente as faixas mais próximas ao topo, que ficam mais expostas a elevadas temperaturas, atingiram maiores resistências, se comparadas àquelas

inferiores, perto da base. Outro fator que pode ter influenciado foi a quantidade de material em cada camada. As ondas de calor não devem ter impactado na mesma escala as camadas com maiores quantidade de materiais, o que pode ter influenciado as camadas de menores diâmetros a apresentarem as maiores resistências.

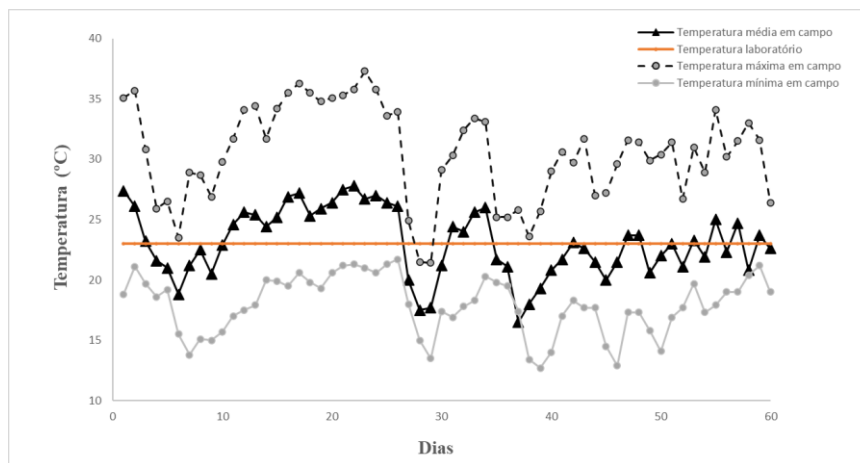


Figura 4.5 - Temperatura de cura.

Vale ressaltar que, durante a cura das camadas em campo, monitoraram-se as condições climáticas por meio de dados disponibilizados pela EMBRAPA (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária), com estação próxima aos locais dos ensaios. Desse modo, ao longo dos, pelo menos, 28 dias de cura, houve grande variação nas temperaturas, conforme apresentado na Figura 4.5, o que pode ter impactado diretamente nos resultados obtidos no campo. Outro fato pertinente foi o tempo de cura que, devido ao mau tempo, com grandes precipitações fora de época, acabou impactando na execução dos ensaios e placa, acarretando um maior tempo de cura.

Tabela 4.3 - Variação da capacidade de carga a tração.

CAMADA	Resistência Compressão(kPa)	Resistência Tração(kPa)	Varição	Residual
Dr45 Hr15	5216,26	550,26	-89,45%	10,55%
Dr45 Hr30	4399,91	478,11	-89,13%	10,87%
Dr60 Hr30	2864,29	515,25	-82,01%	17,99%
Dr90 Hr30	2111,59	330,61	-84,34%	15,66%

Através dos resultados apresentados das camadas cimentadas em campo, avaliaram-se as variações entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração, e concluiu-se que a resistência à tração do material foi cerca de 10% do valor da resistência à

compressão. Ou seja, uma redução de 90%, valor já esperado e utilizado no pré-dimensionamento delas.

Como consequência da discrepância dos resultados obtidos em campo, não sendo possível determinar um fator campo/laboratório com precisão (isso ocorre em função de as amostras obtidas em campo apresentarem resistências superiores àquelas obtidas em laboratório, como apresentado na Figura 4.6), abriu-se um bom precedente para futuras utilizações dessa mistura em casos práticos.

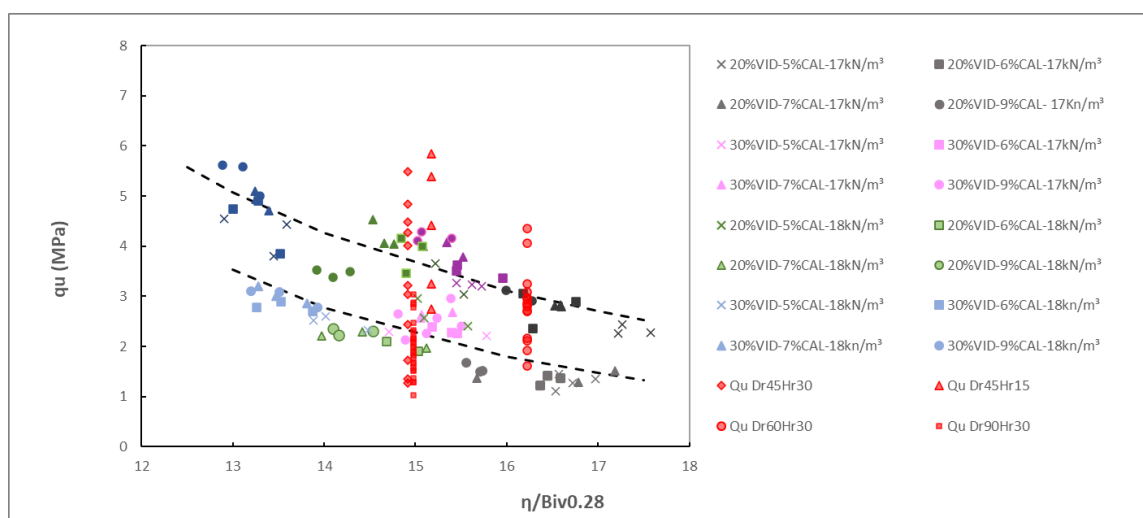


Figura 4.6 - Resultados dos ensaios de compressão simples de campo e laboratório.

Como observado na Figura 4.7, a relação η/B_{iv} impactou diretamente nos valores de resistência, pois, analisando o gráfico, concluiu-se que, quanto menor for a relação, maior será a resistência. Parâmetros que impactaram na relação também afetaram a resistência, como o peso específico aparente seco (γ_d) e a quantidade de material cimentante (pó de vidro + cal).

Para uma melhor avaliação dos resultados, há a necessidade de uma aferição dos mesmos. Desse modo, seria possível avaliar os elementos que estão impactando na resistência das misturas. Entretanto, devido à limitação da pesquisa, não foi possível realizar tal análise.

4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PLACA

Os ensaios de prova de placa foram realizados sobre camadas melhoradas, utilizando álcali ativação, variando o diâmetro delas ($D_r=45\text{cm}$, $D_r=60\text{cm}$ e $D_r=90\text{cm}$), mantendo a

altura das camadas em 30cm (com exceção de Dr45, que foi executada com duas alturas, sendo elas $H_r=30\text{cm}$ e $H_r=15\text{cm}$) e visando mudar as relações H_r/T_r .

As camadas foram assentadas no solo residual da UPF; entretanto, como houve a mudança do campo experimental, no presente trabalho, foi realizado ensaio de placa diretamente no solo para obter a tensão de ruptura.

4.2.1. Análise do comportamento carga vs. recalque

Os resultados dos ensaios foram apresentados nas Figura 4.7 e Figura 4.8, obtidos através do ensaio de placa com diâmetro de 30cm, apoiada em camadas melhoradas, com diâmetros de 45cm, 60cm e 90 cm, com espessuras variando entre 30cm e 15cm, juntamente com os resultados obtidos do ensaio aplicado diretamente ao solo.

Na Figura 4.7, é apresentada a carga (Q) vs. recalque (δ), obtido através da carga aplicada na camada e a média dos medidores de deslocamento. Na Figura 4.8, é apresentado o gráfico da tensão (σ_v) vs. Recalque (δ). A tensão vertical aplicada foi obtida através da divisão da carga aplicada pela área da placa, que representa a fundação nesse ensaio.

As camadas de maiores diâmetros ($D_r60\text{cm}$ e $D_r90\text{cm}$) apresentaram uma maior resistência, se comparadas às camadas de $D_r45\text{cm}$. As camadas de D_r45H_r15 , D_r45H_r30 e D_r60H_r30 apresentaram uma ruptura por puncionaram; logo, a maior resistência apresentada pela camada de 60cm foi causada pela transferência de carga em uma maior área. Em relação à D_r90H_r30 , ocorreu a ruptura da camada. Mesmo rompendo, ela suportou mais carga se comparada às camadas de $D_r45\text{cm}$. Esta forma de ruptura ocorreu, pois a camada não suportou as tensões transferidas pela placa.

Em todos os ensaios onde a placa foi apoiada na camada melhorada, o suporte de carga foi aumentado consideravelmente, se comparado à placa apoiada diretamente ao solo.

O ensaio da camada de 90cm foi finalizado quando ocorreu a ruptura, seguida da queda abrupta dos deslocamentos, caracterizando um material de comportamento frágil. A ruptura se deu antes do previsto, e isso pode ter ocorrido devido a alguns problemas da exceção de camadas dessa dimensão. Entre alguns posso citar, estão a homogeneidade da mistura, a compactação de forma igual em todas as regiões da camada e a aderência entre as camadas.

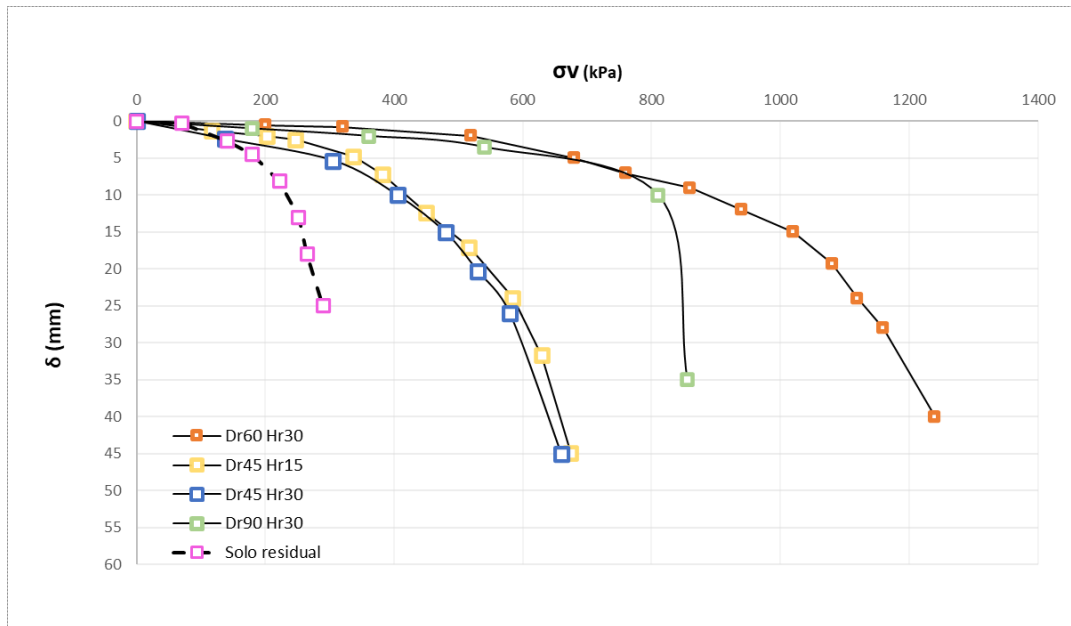


Figura 4.7 - Tensão vs. Recalque.

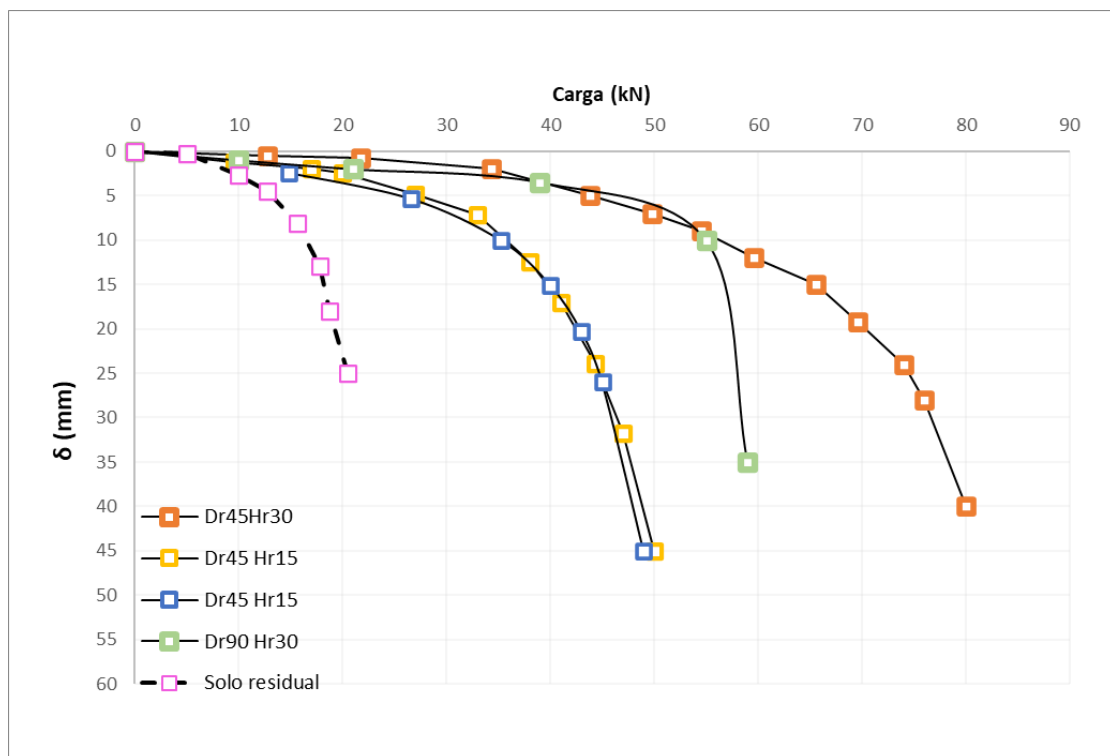


Figura 4.8 - Carga vs. Recalque.

Observando a capacidade de carga, as camadas com maior diâmetro apresentaram uma maior capacidade de carga, com menores recalques. Isso se deveu ao aumento da relação Tr/Hr , que acarretou uma maior área de contato da camada com o solo, distribuindo as cargas em uma maior área. Consequentemente, apresentou uma maior capacidade de

carga. Esse acontecimento é observado na Figura 4.8, onde foi possível observar que as camadas com diâmetros menores suportaram cargas menores. Vale ressaltar que a camada de D_r90 Hr30 deveria suportar mais carga, se comparada à D_r60 Hr30; entretanto, devido à sua ruptura, a mesma acabou por ter sua capacidade afetada.

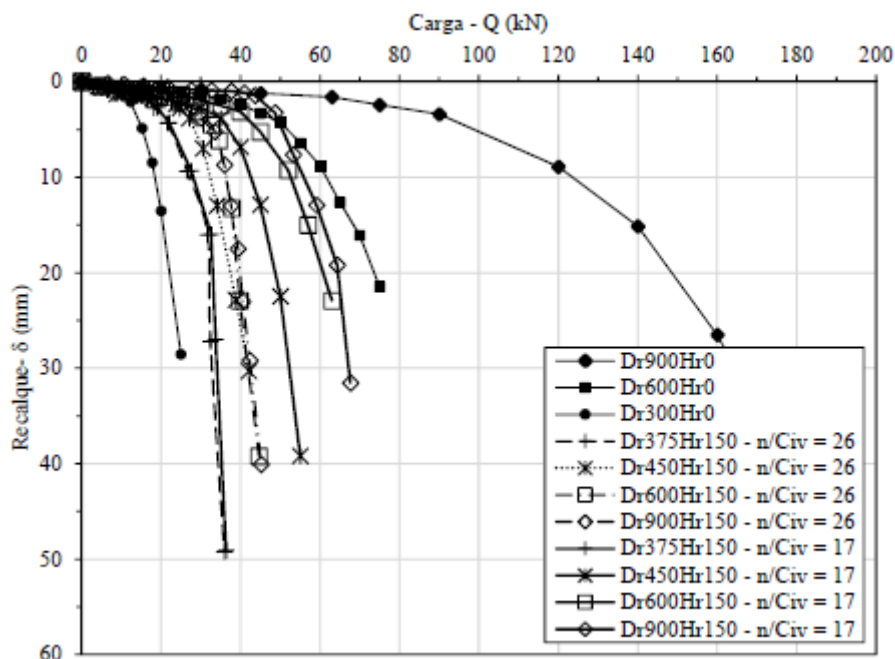


Figura 4.9 – Carga vs. recalque para solo cimento utilizando cimento Portland (adaptado Moreira, 2020).

Quando comparado com as camadas realizadas por Moreira (2020), conforme mostrado na Figura 4.9, que utilizou cimento Portland, o comportamento das camadas, utilizando mistura de areia-cal-vidro álcali ativadas, demonstraram um comportamento muito semelhante. As camadas de diâmetro 45 cm e 60 cm que também punçaram. A camada de 90cm mostrou que a mistura álcali ativada demonstrou um comportamento mais rígido, suportando uma menor carga de tração e rompendo de forma abrupta, não apresentando afundamento da placa na camada, como demonstrado por Consoli *et al.* (2020), atingindo menores valores de capacidade de carga e maiores recalques.

Através dos resultados obtidos no ensaio, verificou-se que as camadas provenientes da mistura de areia-cal-vidro álcali ativadas apresentaram uma boa resposta mecânica, se comparada às camadas realizadas com areia-cimento Portland, demonstrando ser um potencial substituto para o cimento em técnicas de estabilização de solo.

Pôde-se avaliar, de forma positiva, o uso dessa mistura na camada mais resistente do sistema de dupla camada, assentada sobre um solo com baixa capacidade de carga. Esse sistema demonstrou resultados positivos, acarretando em diminuições dos recalques para a mesma carga aplicada, utilizando rejeito e subprodutos da indústria como material cimentante.

4.2.2. Normalização dos resultados

Para a normalização, é considerado que a carga, ao invés de ser transferida na camada pela placa de ferro, é aplicada no solo pela base da camada cimentada. Sendo assim, a carga aplicada foi dividida pela área da camada cimentada ($(Q/(\pi \cdot D_r^2/4))$).

A Figura 4.10 apresenta as curvas de tensão (σ_{veq}), como explicado acima, e o recalque relativo (δ/D_r), obtido através da divisão do recalque (δ) pelo diâmetro das camadas de reforço (D_r). Os resultados foram usados para analisar o comportamento do solo-estrutura, que permitiu observar o verdadeiro comportamento das camadas. Sendo assim, as camadas que punçionaram apresentaram comportamentos semelhantes ao solo, se analisado na perspectiva de tensões equivalente e recalque relativo.

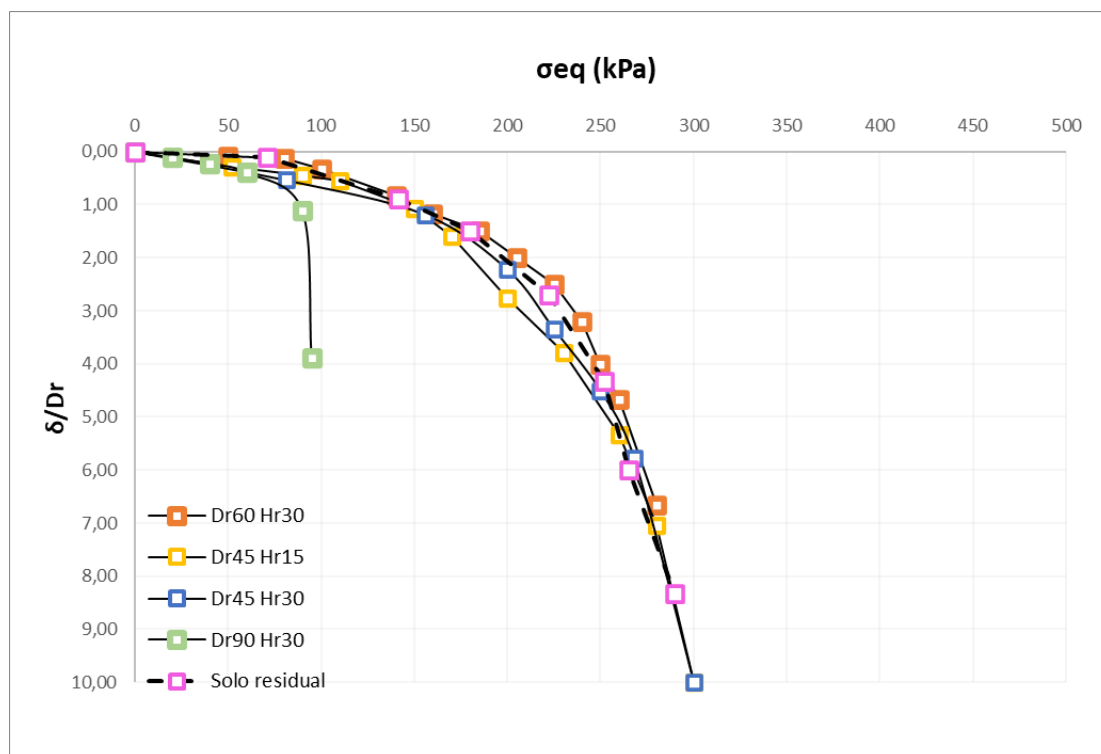


Figura 4.10 - Tensão equivalente (σ_{eq}) x recalque relativo (δ/D_r).

Analisando o gráfico, observou-se que as curvas tenderam a se agrupar. Isso ocorreu, pois as cargas transferidas pelas camadas de reforço acabaram ultrapassando resistência do solo, puncionando o solo subjacente a elas. Ao notar que as curvas das camadas têm comportamento semelhante ao do solo residual, concluiu-se que a ruptura ocorreu por puncionamento. Entretanto, não são todas as camadas em que isso ocorre. Na camada Dr90Hr30, ocorreu outro mecanismo de ruptura. Nessa situação, a ruptura ocorreu na camada e não no solo, pois a carga aplicada pela placa na camada de reforço gerou tensões de tração na base da camada, que aumentaram até ultrapassar a resistência à tração da própria camada e, conseqüentemente, ocorreu a ruptura dela.

Foi observado o comportamento de ruptura por punção nas camadas com 45 cm de diâmetro e 15 cm de espessura (Dr45Hr15), 45cm de diâmetro e 30 cm de espessura (Dr45Hr30) e 60 cm de diâmetro e 30 cm de espessura (Dr60Hr30), considerando as mesmas agindo como uma extensão da placa de ferro, como se a placa (fundação) e as camadas formassem um elemento único de fundação - o que comprovou que a capacidade de carga é comandada pela resistência do solo. Esse mecanismo de ruptura pôde ser corroborado através da análise *in situ* do ensaio, onde, com a elevação da carga, houve a penetração da camada no solo. Após a sua exumação, elas não apresentaram fissuras ou trincas.

Para a camada de diâmetro de 90 cm e espessura 30 cm (Dr90Hr30), após atingir determinado valor Q(kN) aplicado pela placa de ferro de 30 cm de diâmetro, apoiada em seu centro, observou-se a ruptura da camada. Essa ruptura pôde ser constatada durante o ensaio, através do surgimento de rachaduras aparentes na camada. Esse comportamento foi comprovado ao se analisarem as curvas, sendo que ela a única que não acompanhou as curvas comandadas pela resistência do solo.

4.2.3. Mecanismo de ruptura

Durante o ensaio de placa, além de monitorar o ensaio através do notebook, para acompanhar os recalques e a carga aplicada e para produzir as curvas acima mostradas, também se realizou uma análise visual para o possível surgimento de trincas e fissuras.

Como citado acima, os ensaios mostraram dois mecanismos de rupturas, relacionados ao diâmetro da camada cimentada. Após a finalização do ensaio e movimentação do pórtico,

com auxílio de uma retroescavadeira, o solo foi removido das laterais das camadas, para se ter um melhor ângulo para se observar o mecanismo de ruptura.

O primeiro mecanismo de ruptura abordado foi o puncionamento, que ocorreu nas camadas D_r45H_r15, D_r45H_r30 e D_r60H_r30, onde placa e camada se comportaram como um elemento único e onde se caracterizou puncionando o solo abaixo delas. Esse mecanismo pôde ser observado, primeiramente, com o afundamento na vertical da camada no solo. Posteriormente à remoção do solo, observou-se que a camada não apresentou trincas ou fissuras. Nesse tipo de ruptura, à medida que a carga aumentava, a camada penetrava no solo de forma gradativa.



Figura 4.11 - Afundamento da camada no solo.



Figura 4.12 - Vista frontal da camada no solo.



Figura 4.13 - Camada proveniente do puncionamento.

O segundo mecanismo abordado foi aquele em que ocorreu a ruptura da camada cimentada. Esse caso ocorreu apenas na camada D_r90H_r30. Nesse sentido, aconteceu quando a carga atingiu cerca de 59 kN, surgindo fissuras na transversal no meio da camada. A partir desse ponto, a camada não suportava mais incrementos de carga, além de ter sido aumentado consideravelmente o recalque no momento da ruptura.

A ruptura ocorreu devido à mistura utilizada apresentar uma rigidez muito grande; logo, as deformações que ocorreram na camada foram muito menores, se comparadas ao solo abaixo dela. A partir disso, a camada foi flexionada, surgindo tensões de tração na região mais próxima ao solo, acarretando a sua ruptura.



a)



b)

Figura 4.14 - a) e b) Ruptura da camada de 90cm de diâmetro.

Com base nos resultados obtidos em campo, pôde-se afirmar que a forma de ruptura que ocorre, tem relação com as dimensões das camadas e a relação T_r/H_r (relação entre a distância da borda da fundação até a borda da camada pela espessura da camada). A ruptura ocorreu quando o valor da relação assumiu o valor igual a 1 (D_r90H_r30). Esse comportamento aconteceu através do surgimento de trincas de tração na camada cimentada. A metodologia proposta por Moreira (2020) se mostrou eficaz para prever o comportamento das camadas cimentadas em campo.

4.3. ENSAIO TRIAXIAL.

Nesse segmento do trabalho, serão abordados os resultados obtidos dos ensaios triaxiais drenados. As amostras utilizadas no ensaio foram obtidas após a exumação das camadas de campo, sendo realizadas com tensões efetivas de 20,40 e 100 kPa. Será avaliado o comportamento tensão-deformação, variação volumétrica e trajetória de tensões.

O tipo de ensaio triaxial escolhido foi o CD (consolidado isotopicamente drenado), devido a camada de reforço e solo da fundação apresentarem comportamento drenantes. Obtendo-se os parâmetros de resistência e rigidez. As tensões de confinamento (20, 40 e 100 kPa) foram escolhidas pois como se trata de uma simulação de fundações superficiais, ou seja, baixa tensão de confinamento.

Nas Figura 4.15 e Figura 4.16, pôde-se visualizar os comportamentos de tensão desvio (q) versus deformação axial (ϵ_a) e deformação volumétrica (ϵ_v) x deformação axial.

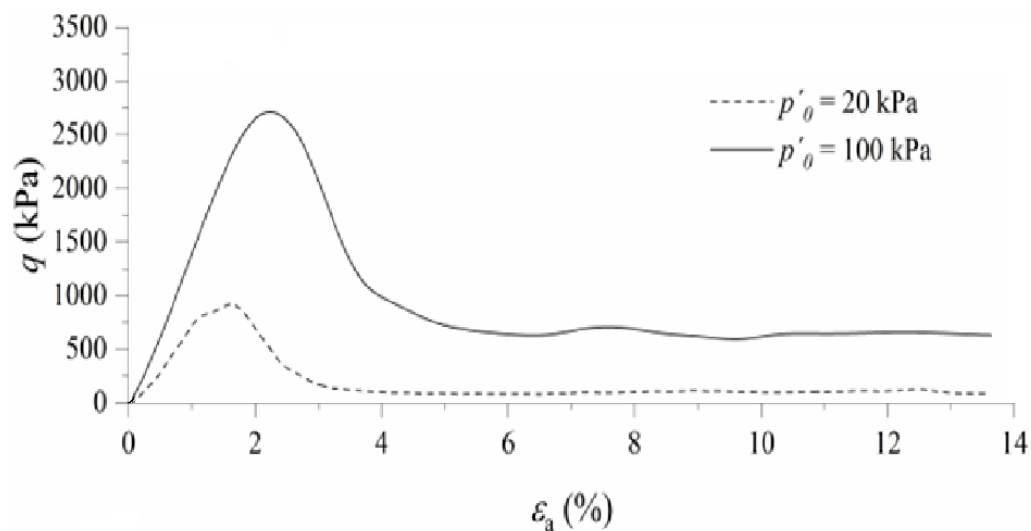


Figura 4.15 - Tensão desvio (q) x deformação axial (ϵ_a).

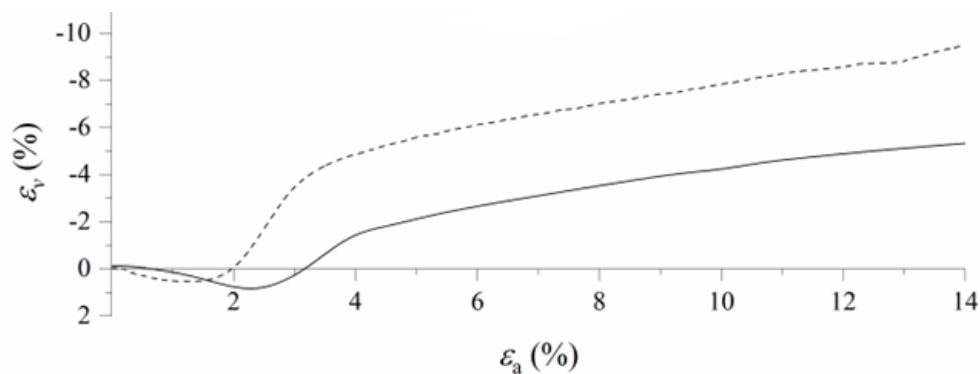


Figura 4.16 - Deformação volumétrica (ϵ_v) x deformação axial (ϵ_a).

Ao serem analisadas as curvas retiradas do comportamento tensão x deformação, notou-se que o material apresentou um pico bem pronunciado, seguido de uma queda brusca. Isso ocorreu, pois houve a quebra da cimentação após o pico. Notou-se que o material apresentou um pico bem pronunciado, caracterizando um material de alta rigidez (e grande fragilidade). Vale ressaltar que o maior pico ocorreu com a maior tensão confinante, conforme esperado.

Ao se analisar a variação volumétrica, o material apresentou um comportamento compressivo no começo do ensaio, sendo que, quanto menor a tensão efetiva, maior será a expansão posterior à ruptura do material e, quanto maior for a tensão efetiva, maior será a compressão anterior à ruptura.

A fragilidade apresentada pelo material seguiu diversos estudos presentes na literatura. Clough *et al.* (1981), estudou o impacto da cimentação no comportamento mecânico do solo, onde o acréscimo da cimentação influencia em uma ruptura mais frágil, o que pode ser amenizado com acréscimo das tensões efetivas, devido à quebra da cimentação. Consoli *et al.* (2020a, 2020b) apresentou resultados que corroboram com esse comportamento, em que, através da utilização do cimento Portland, que apresentou uma maior cimentação, se comparado à cal de carbureto e vidro moído, mostrou-se um comportamento mais rígido. A ruptura frágil esperada para todo o ensaio foi impactada no ensaio que utilizou a tensão efetiva de 100 kPa, em que a cimentação foi quebrada, e a queda pós pico foi menos brusca.

Moreira (2020) e Consoli *et al.* (2020a, 2020b) realizaram ensaios triaxiais em amostras retiradas de camadas estabilizadas, com misturas de areia fina, cal de carbureto e pó de vidro ($\eta/(B_{iv})^{0,28} = 14$) sem ativadores alcalinos e areia fina com adição de cimento Portland ($\eta/(C_{iv})^{0,28} = 17$), conforme apresentados na Figura 4.17.

Em seus resultados, pôde-se observar comportamento de pico pronunciado, rigidez elevada e ruptura frágil. O material que utilizou cimento Portland apresentou uma rigidez maior, se comparada ao vidro e cal de carbureto, com picos mais pronunciados e pequenas deformações axiais, sugerindo que ocorreu uma maior cimentação nesse caso.

Secco (2020) utilizou a mistura de cal de carbureto e pó de vidro, utilizando ativador alcalino NaOH, sem o silicato de sódio, através da utilização do ativador. Seu material teve um comportamento que se aproximou às misturas que utilizavam cimento Portland, com picos mais pronunciados. Seguindo essa linha, o atual trabalho também apresentou um pico de resistência bem definido, seguido de uma ruptura frágil, com queda de ruptura do pós pico bem acentuado.

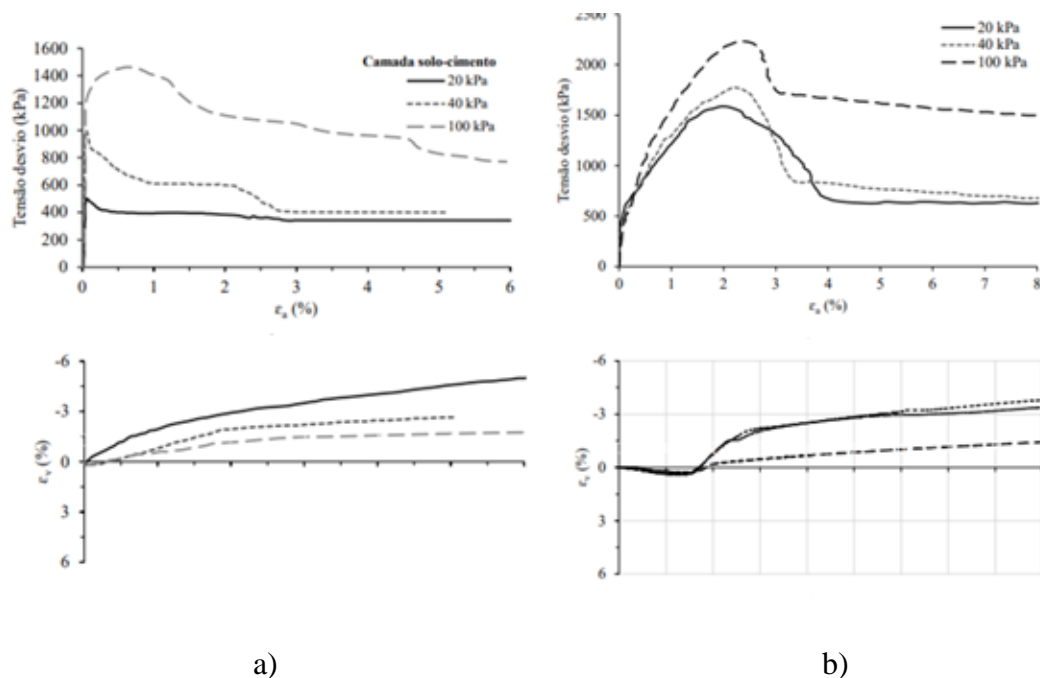


Figura 4.17 - Comportamento tensão-deformação (a) areia fina e cimento Portland, segundo Consoli *et al.* (2020a) (b) areia fina-vidro-cal, segundo Consoli *et al.* (2020b).

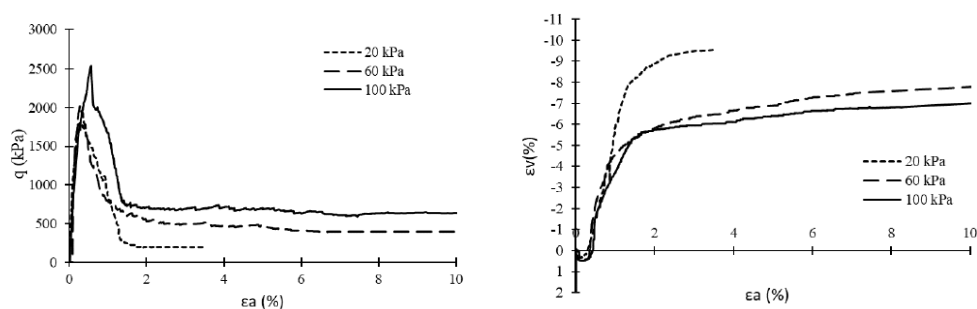


Figura 4.18 - Comportamento tensão-deformação areia fina-vidro-cal álcali ativada com NaOH, segundo Secco (2020).

Os parâmetros de resistência das camadas de areia-vidro moído-cal de carbureto ($\eta/(B_{iv})^{0,28}=14$) álcali ativado com silicato de sódio e hidróxido de sódio foram obtidos através dos ensaios triaxiais, por meio da análise das trajetórias de tensões de cada ensaio e a envoltória de ruptura no espaço $s'-t$, apresentado na Figura 4.19. Através desse plano, foi possível obter os parâmetros de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ').

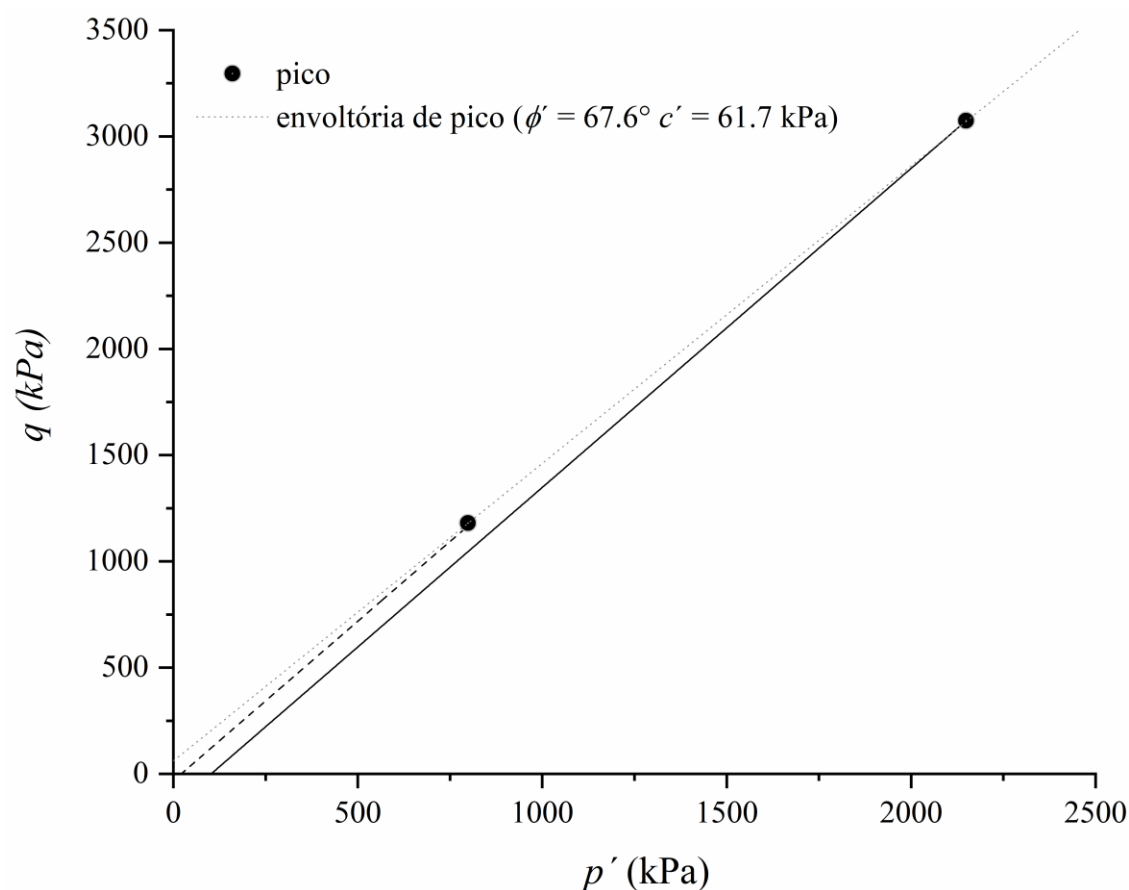


Figura 4.19 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência.

Através da equação retirada da trajetória de tensões, podemos obter os valores da inclinação da reta (α) e a intersecção da reta no eixo vertical ($a \hat{}$) e, através desses valores, podemos determinar a coesão ($c \hat{}$) de 61,7 kPa e um ângulo de atrito ($\phi \hat{}$) de 67,8°.

As causas do intercepto coesivo ter apresentado valor tão alto, provavelmente, se devem à forte cimentação das partículas, que ocorreu devido às reações alcalinas. Esse comportamento também foi observado por Mesavilla (2020). Para tanto, ela utilizou a mistura de areia-vidro-cal de carbureto com adição de fibra e álcali ativado com NaOH. Dessa forma, ela encontrou uma coesão de 420 kPa e 44° de ângulo de atrito. Secco (2020), utilizando areia-vidro-cal de carbureto, álcali ativado com NaOH sem adição de fibras, encontrou uma coesão de 229,4 kPa e um ângulo de atrito de 55,6°. O material utilizado por Moreira (2020), areia-vidro-cal de carbureto sem uso de fibras ou álcali ativação, resultou em uma coesão de 105 kPa e ângulo de atrito de 37,7°. Levando em consideração todas as configurações de utilização da mistura areia-vidro-cal de carbureto, os resultados encontrados na atual pesquisa mostraram que, com a adição do silicato de

sódio na álcali ativação, houve um aumento considerável (cerca de 230 kPa) no intercepto coesivo. Já o ângulo de atrito se mostrou variável, apresentando valor semelhante ao da ativação alcalina com NaOH com adição de fibras e menor, se comparado ao que utilizou apenas a ativação alcalina de NaOH.

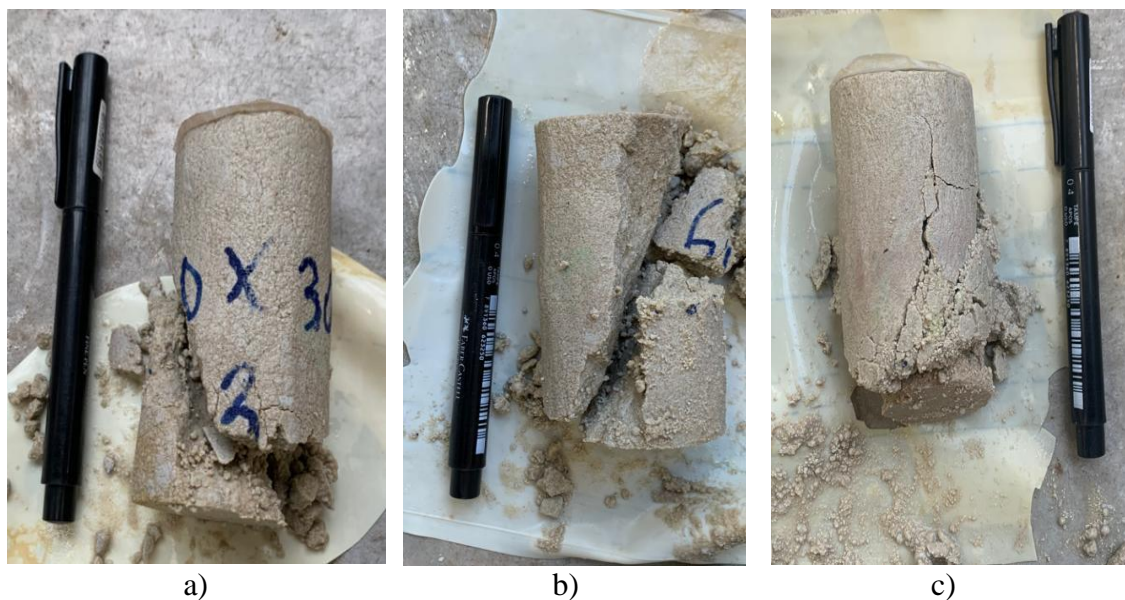


Figura 4.20 - Plano de ruptura das amostras a) 20 kPa b) 40kPa c) 100 kPa.

4.4. DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Para estimar a carga de ruptura do sistema de dupla camada, sendo a superior mais resistente e a inferior, um solo residual, utilizou-se dos resultados obtidos da compressão simples e diametral de laboratório. Através desses resultados, utilizou-se o método de Consoli *et al.* (2014) para estimar os parâmetros da camada cimentada e, assim, obter uma estimativa da capacidade de carga. Posteriormente ao ensaio de placa, foi utilizada a mesma metodologia para os resultados de compressão simples e diametral das amostras retiradas do campo. Esses resultados foram comparados com aqueles obtidos nos ensaios triaxiais realizados nas amostras de campo. Os parâmetros do solo residual utilizados foram obtidos por Carretta (2018) e foram apresentados na Tabela 4.4, juntamente com os parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais.

Tabela 4.4 - Parâmetros de resistência.

Parâmetros	Amostras das camadas de campo	Solo residual Carretta (2018)
c'	186,88	30,50
ϕ'	48,2	9,87

Tinha-se a expectativa de que fossem ocorrer dois mecanismos de ruptura. Para esses dois mecanismos de ruptura, foram escolhidos dois métodos analíticos, apresentados na literatura, que apresentavam resultados propícios para sua utilização na estimativa e capacidade de carga das camadas artificialmente cimentadas. Para a situação de funcionamento do solo, usou-se o método proposto por Hansen (1961). Em casos em que se esperava a ruptura da camada cimentada, utilizou-se a metodologia proposta por Vesic (1975). Para ambos os métodos, foram utilizados os parâmetros do solo residual de forma reduzida, conforme Terzaghi (1943) para solos com mecanismos de ruptura por punção.

A carga de ruptura (Q_u) obtida no ensaio de placa foi estabelecida utilizando o critério de ruptura para um deslocamento relativo de 3% (CONSOLI *et al.*, 2009), sendo utilizada para verificar se as metodologias propostas estavam em conformidade com os resultados obtidos na prática.

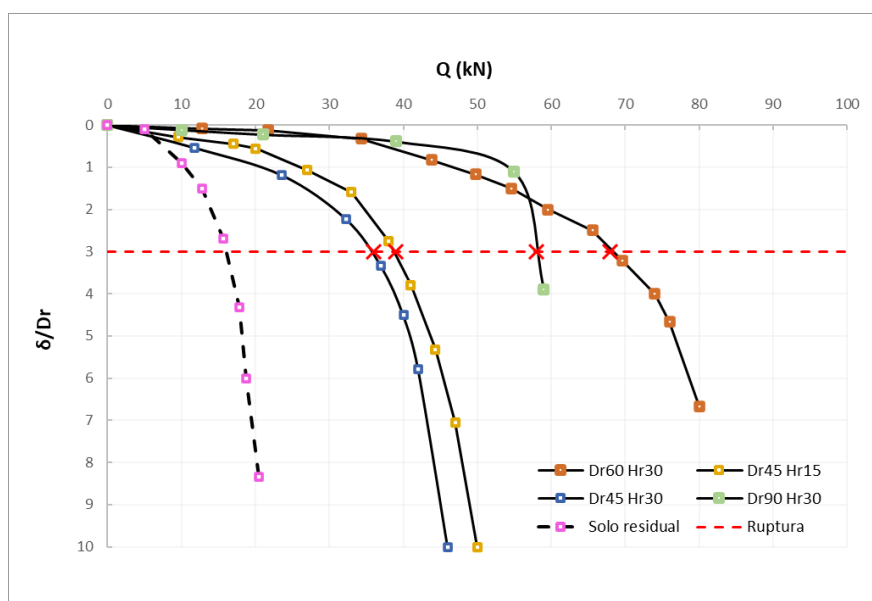


Figura 4.21- Carga de ruptura pelo critério deslocamento relativo =3%.

Na Tabela 4.5 e Figura 4.22, foram apresentados os resultados obtidos e as respectivas previsões da capacidade de carga propostas pelos autores acima citados.

Tabela 4.5 – Resultados obtidos através dos métodos.

Carga de ruptura (kN)			Previsão de carga (kN)	
Ensaio	Hr/D	$\delta/Dr = 3\%$	Vesic (1975)	Hansen (1961)
Dr45 Hr15	0,5	36,75	164,06	38,39
Dr45 Hr30	1	39,31	446,68	38,39
Dr60 Hr30	1	68,89	446,68	69,00
Dr90 Hr30	1	58,43	446,68	196,78

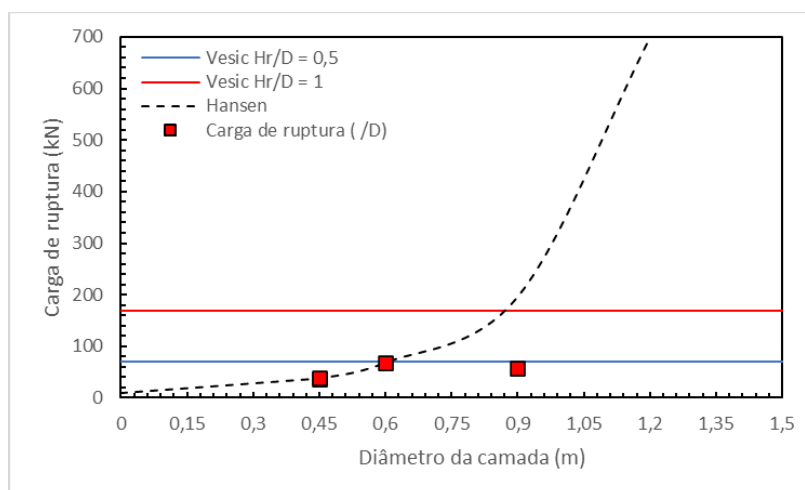


Figura 4.22 -Previsão da capacidade de carga.

Através dos resultados, observou-se que o modelo de Hansen (1961) foi o que mais se adequou às camadas que punçionaram, por considerar a camada cimentada como parte da fundação, formando um elemento único. Sendo assim, as previsões se aproximaram muito dos resultados das camadas com $D_r=45$ e $D_r=60$. Para a camada com $D_r=90$ cm, entretanto, que teve o comportamento de ruptura na camada cimentada, o modelo não se mostrou tão compatível com os resultados, superestimando os resultados. Vale ressaltar que essa camada teve comportamento aquém do esperado, não havendo motivos exatos que expliquem esse comportamento.

O modelo proposto por Vesic (1975), que considera uma fundação assentada sobre uma camada cimentada sobreposta a uma camada menos resistente (solo residual), suas previsões superestimaram os valores obtidos. Isso provavelmente ocorreu devido ao material da camada cimentada ter apresentada uma coesão elevada, e o método, por sua vez, aparentou ter uma sensibilidade a esses parâmetros.

Para prever o comportamento de ruptura das camadas cimentadas, foi utilizado a metodologia proposta por Moreira (2020), em que, através da carga última q e a relação T_r/H_r , pode-se prever o comportamento das camadas.

Tabela 4.6 - Previsão de tensão de ruptura das camadas cimentadas.

Camada	Relação T_r/H_r	σ Moreira (kPa)	σ Tração amostras retiradas de campo (kPa)	Comportamento
Dr45 Hr15	0,50	69,76	550,26	Punção
Dr45 Hr30	0,25	27,50	445,56	Punção
Dr60 Hr30	0,50	130,76	486,97	Punção
Dr90 Hr30	1,00	319,30	324,01	Ruptura da camada

Através dos resultados observados na Tabela 4.6, concluiu-se que a metodologia se mostrou eficiente, prevendo de forma precisa os comportamentos das camadas, sendo o funcionamento para as camadas com diâmetros de 45 e 60cm e ruptura para a camada de 90cm de diâmetro. Além do comportamento, obteve-se a tensão de ruptura máxima, em relação a qual a camada de 90cm suportou de forma precisa. Logo, concluiu-se que a metodologia se mostrou eficaz para dimensionar as camadas através da relação T_r/H_r e a carga última que foi necessário suportar.

A análise das distintas relações T_r/H_r também apresentaram resultados diferentes. De modo geral, pode-se dizer que, quanto maior a relação, maior será a carga suportada. Entretanto, na situação que ocorreu a mesma relação para duas camadas (D_r45H_r15 e D_r60H_r30), elas apresentaram uma capacidade de carga distintas. Isso ocorreu, pois, no funcionamento do solo, o diâmetro também impactou na capacidade de carga. Comparando a relação de 1,0 e 0,5 obtivemos dois resultados: uma capacidade de carga maior, se comparada à camada D_r45H_r15 e um valor semelhante, se comparado à camada D_r60H_r30, mostrando que a forma de ruptura interfere na capacidade de carga, podendo

impactar no modo de utilização da relação T_r/H_r , pois se esperava uma capacidade maior da relação de 1,0 (D_r90H_r30), se comparada a 0,5 (D_r60H_r30).

Os métodos analisados nessa pesquisa mostraram sua capacidade de prever, de forma relativamente precisa, o comportamento das camadas cimentadas em campo, devendo-se ter algumas precauções, pois alguns materiais, como os estudados nessa pesquisa, podem apresentar um comportamento volátil devido às reações que ocorrem durante a alcali ativação, que é impactada por diversos fatores, e as condições de campo não permitem o controle de alguns desses fatores, como a temperatura, por exemplo. Essas condições podem acabar influenciando no comportamento e resistência das camadas cimentadas.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho analisou um cimento alcalino à base de areia fina, cal de carbureto e vidro moído álcali ativado, usado como base de fundações superficiais assentadas sobre solo residual. A partir dos resultados obtidos durante a pesquisa, serão apresentadas, a seguir, as conclusões alcançadas:

- Começando com os resultados obtidos em ensaios de laboratórios, provenientes de amostras moldadas nos mesmos, através dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples, pôde-se observar que a quantidade de cal de carbureto máxima utilizada (9%) ultrapassou a relação de 0,23 entre %Cal/%Vidro proposta por Acosta (2021). Entretanto, ainda demonstrou ganhos de resistência. Isso ocorreu, pois a cal utilizada no trabalho de Acosta (2021) foi proveniente de casca de ovo, apresentando, portanto, uma maior quantidade de cálcio livre, se comparada à cal de carbureto; logo, necessitou de uma menor quantidade de cal para suprir os cálcios livres necessários para as reações.

Além da quantidade de cimento alcalino e peso específico aparente seco (γ_d), que impactam diretamente na relação η/B_{iv} , outro fator que se mostrou influenciador da resistência dos CPs foi o tempo e temperatura de cura. Os CPs moldados em laboratório demonstraram um ganho de resistência em torno de 70% de 7 para 28 dias. A temperatura de cura não foi investigada nessa pesquisa; entretanto, quando foram analisados os resultados obtidos a partir das amostras coletadas em campo, notou-se uma variação de resultados maior das amostras. Isso ocorreu, pois as temperaturas em campo apresentaram alta variabilidade. Sendo assim, as camadas de menor diâmetro (D_{r45}) e espessura (H_{r15}) se beneficiaram das ondas de calor que ocorreram, devido à sua baixa quantidade de material, se comparada às outras camadas de maiores espessuras (D_{r60} e D_{r90}), impactando na resistência à compressão simples obtida, até ultrapassando as amostras realizadas em laboratório. Devido a esse motivo, não foi possível estabelecer de forma precisa um fator campo/laboratório.

Dos ensaios de campo, concluiu-se que, com a utilização das camadas de reforço, houve um aumento da capacidade de carga do solo natural. Entretanto, ao se analisar a relação T_r/H_r , concluiu-se que, com o aumento da relação, maior será a capacidade de carga. Contudo, há algumas ressalvas, camadas com mesmo diâmetro e espessuras distintas (D_r45H_r30 e D_r45H_r15) apresentando relações diferentes, proporcionaram a mesma capacidade de carga, pois a ruptura ocorreu no solo e não da camada cimentada. Porém, a camada D_r60H_r30 , que apresentou mesma relação que a D_r45H_r15 , apresentou maior capacidade de carga. Esse fato ocorreu, pois, nessas camadas, a ruptura se deu no solo e não na camada. Por esse motivo, quanto maior o diâmetro, maior a área para distribuir a carga e, conseqüentemente, maior a capacidade de carga das camadas que punçaram. O comportamento de ruptura na camada pôde ser observado na D_r90H_r30 . Constatada com o aparecimento de trincas e fissuras, mesmo rompendo, a camada suportou mais carga se comparada às D_r45H_r30 e D_r45H_r15 , para uma relação maior; entretanto, quando comparada com D_r60H_r30 , a camada suportou menor carga, mesmo tendo uma relação maior.

- Através da normalização, observou-se que as camadas D_r45H_r30 , D_r45H_r15 e D_r60H_r30 , a placa que simula a fundação e a camada de reforço se comportaram como um elemento único, apoiado no solo de menor capacidade de carga. Sendo assim, a carga de ruptura foi comandada pela capacidade de carga do solo base da camada, já em relação à camada que apresentou comportamento de ruptura (D_r90H_r30), ocorreu quando os esforços de tração na base da camada, causada pela aplicação da carga, ultrapassou a resistência à tração da mistura. Esse comportamento pôde ser previsto através da metodologia proposta por Moreira (2020).

- Os resultados dos ensaios triaxiais mostraram que o material teve um comportamento típico de material geotécnico cimentado, com pico pronunciado seguido de uma queda brusca de resistência. O comportamento volumétrico das amostras foi compressível no início do ensaio, seguido da expansão do material. Quanto maior a tensão de confinamento, maior a tensão desvio alcançada no momento da ruptura. Todas as amostras apresentaram plano de ruptura de cisalhamento característico de materiais

cimentados. O ângulo de atrito e coesão se mostraram maiores se comparados ao mesmo material sem a utilização da álcali-ativação estudado por Moreira (2020).

- Das soluções analíticas utilizadas, concluiu-se que o método proposto por Hansen (1961) foi aquele que apresentou resultados mais coerentes, se mostrando adequado para as estimativas de carga para as camadas que puncionaram, sendo elas D_r45H_r30 e D_r45H_r15 e D_r60H_r30 . Para a camada D_r90H_r30 , ele superestimou a carga. O método de Vesic (1975) superestimou a capacidade de carga de todas as camadas tratadas.

O presente trabalho buscou expandir a literatura sobre a técnica de ativação alcalina, apresentando resultados que visam contribuir para o acervo da estabilização do solo, utilizando a técnica de ativação alcalina e visando, principalmente, ao estudo de campo, pois, tanto a moldagem quanto as condições de cura são muito variáveis em *in situ*. Buscou-se, dessa forma, enriquecer o conhecimento sobre a técnica e o comportamento das camadas estabilizadas por ativação alcalina.

5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Mesmo com as contribuições desse trabalho, ainda há fatores que podem influenciar nos processos do álcali ativação e seus resultados, quando utilizada para estabilização de solos, principalmente, fatores externos de campo. Sendo assim, serão apresentadas algumas sugestões para futuros trabalhos abordarem:

- a) Estender a análise do tempo de cura, analisar qual o comportamento do material quando exposto a um maior tempo de cura;
- b) Repetir a mistura em campo, variando os valores de espessura das camadas, mantendo os diâmetros e parâmetro η/B_{iv} para analisar o comportamento de ruptura de forma mais ampla;
- c) Utilizar camadas com misturas iguais, mudando o solo no qual elas foram assentadas;
- d) Analisar os impactos da temperatura, tanto temperaturas inferiores quanto superiores às utilizadas nesse trabalho ($\pm 23^\circ\text{C}$);
- e) Realizar uma análise numérica, utilizando os parâmetros encontrados, utilizando um modelo adequado para material de comportamento rígido

6. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

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 12024**: Solo-cimento — Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos — Procedimento. [S.l.], 2012. P. 10.

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. **NBR12253**: Solo-cimento: Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 2012. P. 7.

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

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 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 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.

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

ACOSTA, C J M. **Melhoramento de um solo granular por ativação alcalina de resíduos de vidro e cal de casca de ovo**. 2021. 200f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

AYDIN, S; BARADAN, B. Effect of activator type and content on properties of alkali-activated slag mortars. **Composites Part B: Engineering**, v.57, 2014, p.166-172.

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.

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.

CLOUGH, G. W., SITAR, 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.

CHANG, T.-S.; WOODS, R. D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 118, n. 8, 1992

CHEN, C H et al. Waste 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.

CONSOLI, N. C ; PRIETTO, P.D.M., CARRARRO, J.A.H.; HEINECK, K.S. 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; 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.

CONSOLI, N.C., ROTTA, G.V. PRIETTO, P.D.M. (2006). “Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress.” **Géotechnique**, 56(1), 69-72.

CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M.D.T. ; COOP, M.R. Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains. **Géotechnique**, v. 57, n. 9, p. 951–956, 2007.

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, 2009.

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., ROSSI, J. G., FESTUGATO, L., RUVIER, C. A., SCHEUERMANN FILHO, H. C., FOPPA, D., CARRETTA, M. S.; LEON, H. B. (2019). Circular-plate load tests on bounded cemented layers above weak cohesive-frictional soil.” **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 145(10), 06019011. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002144.

CONSOLI, N. C. et al. Spread footings on green stabilised sand layers over weakly bonded residual soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Eng., 2020a, 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>.

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.

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.

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.

DAVIDOVITS, J. **Geopolymer chemistry and applications**. Institut Géopolymère, Saint-Quentin, 2008.

DEB, P.S.; NATH,P.; SARKER,P.K. The effects of ground granulated blast-furnace slag blending with fly ash and activator content on the workability and strength properties of geopolymer concrete cured at ambient temperature. **Materials & Design**, 62, 2014, 32-39.

DEVENTER, J.; PROVIA, J.; DUXSON, P.; FENG, D. The role of mineral processing in the development of cement with low carbon emissions. **XXV International Mineral Processing Congress 2010**, IMPC v. 4, p.2771 – 2781, 2010.

DIAZ, E.I.; ALLOUCHE, E.N.; EKLUND, S. Factors affecting the suitability of fly ash as source material for geopolymers. 2010. **Fuel** 89, 992-996.

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.

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

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

FOPPA, D. **Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento**. 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. **Ceramics 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 $\text{Na}_2\text{O}-\text{CaOAl}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2-\text{H}_2\text{O}$, **Cem. Concr. Res.**, 41, 923–931, 2011.

GLUKHOVSKY, V.; ROSTOVSKAJA, G.; RUMYNA, G. **High strength slag-alkaline cements**, in 7th 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.

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

JIANG, N. J., Y. J. DU, AND K. LIU. 2018. “Durability of lightweight alkali-activated ground granulated blast furnace slag (GGBS) stabilized clayey soils subjected to sulfate attack.” **Appl. Clay Sci.** 161 (Sep): 70–75. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2018.04.014>.

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

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

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. **An investigation of the bearing capacity of shallow footings on dry sand**. Proc. Second Int. Conf. Soil Mechanics, vol. 1, p. 237. 1948

MEYERHOF, G.G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Géotechnique**, v o l. 2, p. 301. 1951.

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.

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

MOHAJERANI, A et al. Practical recycling applications of crushed waste glass in construction materials: A review. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 156, p. 443–467, 2017. ISSN 09500618. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.09.005.

MOREIRA E. B. **Capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada finita de solo cimentado**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-

Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

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.

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.

PINTO, A T. **Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino**. 2004. Tese de Doutorado – Universidade do Minho.

PROVIS, J L. Alkali-activated materials. **Cement and Concrete Research**, v.114, 2017, p.40-48.

PUERTAS, F. Cementos de escorias activadas alcalinamente: Situación actual y perspectivas de futuro. **Materiales de Construcción**, 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.

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. 188 páginas. 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**, 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, L. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. F. 129. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-

Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SCHEUERMANN FILHO, H C. **Estabilização de um solo dispersivo com pó de vidro moído e cal de carbureto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, p. 197, 2019.

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.

SHAHEEN, S. M., P. S. HOODA, AND C. D. TSADILAS. 2014. “Opportunities and challenges in the use of coal fly ash for soil improvements—A review.” **J. Environ. Manage.** 145 (Dec): 249–267. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2014.07.005>.

SHAO, Y et al. Studies on concrete containing ground waste glass. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 91–100, 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.

SILVA, M.C.A. **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, Universidade do Minho, Portugal, 2016.

TERZAGHI, K E; PECK, R B. **Bearing capacity of 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. **Análise e proposta de método de dimensionamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada**. Solos e Rochas: Revista Latinoamericana de Geotecnia, v. 2, n. 26, p. 141–163, 2003.

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.

VENDRUSCOLO, M. A. Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado. p. 141, 1996.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações superficiais**. v.1. 2ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 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 of shallow foundations**. 1975. p. 121–147.

WANG, K; SHAH, S; MISHULOVICH, A. Effects of curing temperature and NaOH addition on hydration and strength development of clinker-free CKD-fly ash binders. **Cement and Concrete Research**, v.34, 2004, p. 299-309.

WANG S.D., SCRIVENER K.L., PRATT P.L. “**Factors affecting the strength of alkali-activated slag**”. *Cement and Concrete Research*. 24, 6, 1033-1043. (1994).

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.

YI, Y. L., L. GU, S. Y. LIU, F. JIN. 2016. “Magnesia reactivity on activating efficacy for ground granulated blast furnace slag for soft clay stabilization.” **Appl. Clay Sci.** 126 (Jun): 57–62. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2016.02.033>.

YIP, C.; LUKE, G.; PROVIS, J.; VAN DEVENTER, J. Effect of calcium silicate sources on geopolymerisation, **Cement and Concrete Research**, v. 38, 2008, p. 554-564.