UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CHARLES PEREIRA CHAVES

DESENVOLVIMENTO DE MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS PARA AVALIAÇÃO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS HELICOIDAIS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

NATAL/RN

2016

CHARLES PEREIRA CHAVES

DESENVOLVIMENTO DE MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS PARA AVALIAÇÃO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS HELICOIDAIS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França

Co-orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

NATAL/RN

2016

Catalogação da Publicação na Fonte
Universidade Federal do Rio Grande do Norte - Sistema de Bibliotecas
Biblioteca Central Zila Mamede / Setor de Informação e Referência

Chaves, Charles Pereira.

Desenvolvimento de modelos físicos reduzidos para avaliação de fundações por estacas helicoidais em solos reforçados com geossintéticos / Charles Pereira Chaves. - Natal, RN, 2016.

119 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França.

Co-orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Fundações (Engenharia) - Dissertação. 2. Ancoragens helicoidais - Dissertação. 3. Geossintéticos - Dissertação. I. França, Fagner Alexandre Nunes de. II. Costa, Yuri Daniel Jatobá. III. Título.

RN/UF/BCZM CDU 615.24

DESENVOLVIMENTO DE MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS PARA AVALIAÇÃO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS HELICOIDAIS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Charles Pereira Chaves

Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França

Co-orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

NATAL/RN

2016

CHARLES PEREIRA CHAVES

DESENVOLVIMENTO DE MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS PARA AVALIAÇÃO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS HELICOIDAIS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

_____

Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França - Orientador

_____

Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa – Co-orientador

_____

Prof. Dr. Leonardo Flamarion Marques Chaves – Examinador Interno

_____

Prof. Dr. Gregório Luís Silva Araújo – Examinador Externo

Resumo

Reforço de solos com estacas helicoidais é ainda um tema que vem sendo desenvolvido ao longo das últimas décadas. Nesta pesquisa, é proposto um protótipo de ancoragem helicoidal em escala reduzida na condição rasa, embutida em um solo arenoso reforçado com uma geogrelha, inseridos em uma caixa metálica. O principal objetivo desta dissertação é avaliar a eficiência do reforço com geossintético sobre o sistema de ancoragem. Para isso, foi realizado um programa experimental de provas de carga do protótipo em dois grupos: ensaios sem reforço e ensaios com reforço. Foram realizados quatro ensaios sem reforço com o objetivo de padronizar uma metodologia que garanta repetitividade para os ensaios subsequentes sobre as mesmas condições geotécnicas de compacidade. Para os ensaios com reforço foram realizados dois subgrupos de configuração da geogrelha. A primeira configuração do reforço ocupou toda a área horizontal da camada, imediatamente acima da hélice de topo e a segunda configuração ocupou o mesmo posicionamento, porém aumentando a área do reforço sobre as bordas da caixa metálica. A partir da comparação dos resultados das provas de carga com e sem reforço, a eficiência do reforço proposto nessa dissertação foi verificada. Foi observado que o reforço apresentou eficiência somente em uma faixa de deformações acima das deformações limites para fundações. Por meio dos resultados obtidos das provas de carga sem reforço, foi constatada a possibilidade da determinação da inclinação da superfície de ruptura real do protótipo, através do mapeamento das deflexões superficiais do solo antes e depois dos ensaios. A ação do reforço sobre o sistema de fundação mostrou-se eficiente somente em valores de deslocamento expressivos, normalmente acima do deslocamento admissível da ancoragem. Isso torna desafiador propor configurações de reforço que atendam os critérios admissíveis de deslocamento.

. **Palavras-chave:** Fundações, Ancoragens helicoidais, Geossintéticos.

BEARING CAPACITY OF HELICAL ANCHORS EMBEDED IN GEOSYNTHETIC REINFORCED SAND.

Abstract

Soil reinforcement with helical piles is still a subject that has been under development over the past decades. In this research, a shallow condition helical anchor prototype is proposed. It was built in a sandy soil reinforced with a geogrid. A metal rigid box was used to construct the prototype. The main objective of this study is to evaluate the influence of geosynthetic reinforcement on the anchoring system. In this regard, an experimental loading test program was performed in two groups: unreinforced soil tests an geogrid-reinforced soil ones. Four tests were conducted with anchors installed in unreinforced sand in order to standardize a test methodology, which assures repeatability on the same geotechnical conditions, and to define the pullout resistance in such condition. Three tests were performed with helical anchors installed in geogrid-reinforced sand. In the first geogrid-reinforced test, a single geosynthetic layer was placed over the sand soil, immediately above the upper helix. The two last tests in reinforced condition were performed with the geogrid placed on the same position, but folder upright in order to increase the soil-geosynthetic interaction. It was not observed any significant difference in the beginning of the load-displacement curve between tests performed under unreinforced and reinforced conditions. On the other hand, anchors pullout resistance in geogrid-reinforced sand has notably increased at larger displacements. This aspect has minor importance since practical displacements were already reached. Tests performed under unreinforced condition were also used to determine the actual slope of the rupture surface of the prototype, by mapping the soil surface displacements before and after the tests. It was compared with suggestions found in the technical literature. The geogrid-reinforcement was effective to improve helical anchor behavior only under high displacement values, usually above the allowable displacement of the anchor.

Keywords: Helical anchors, Geosynthetics, Geogrids.

AGRADECIMENTOS

A Deus pela sua misericórdia e graça em minha vida. A ele seja dada toda honra, toda glória e todo louvor. A minha mãe, Elza Chaves que mesmo distante sempre se fez presente no meu dia a dia em suas orações. Aos meus amigos e colegas de pós-graduação que estiveram presentes durante todo o desenvolvimento desta pesquisa, em especial Silvia Araújo, João Paulo Costa, Iasnara Fernandes e Paulo Vitor que acompanharam de perto o desenvolvimento deste trabalho e foram de grande ajuda e apoio nos momentos difíceis.

Ao meu orientador Dr. Fagner França não só pelas orientações, mas também pela sua amizade e extrema paciência durante todo o período da pesquisa. Obrigado por cada ensinamento e cada palavra de motivação.

Ao professor Dr. Yuri Costa pela sua co-orientação para o desenvolvimento deste trabalho.

A Empresa Huesker Ltda. pelo fornecimento do material necessário para o desenvolvimento desta pesquisa. E ao professor DSc. John Eloi Bezerra, não só intermediou todo o processo de aquisição do material, mas também forneceu valiosas contribuições durante a fase da montagem do projeto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Prováveis situações que inviabilizam a execução de ancoragens helicoidais..... 1
Figura 2: Primeira estaca helicoidal registrada de Mitchell. 3
Figura 3: Farol Maplin Sand's 4
Figura 4: Principais aplicações do uso de estacas helicoidais. 5
Figura 5: Principais dispositivos de composição de uma estaca helicoidal. 6
Figura 6: Trator adaptado com motor a trado para execução de estacas helicoidais..... 8
Figura 7: Conexão parafusada do tipo ponta e bolsa utilizada na ancoragem helicoidal 8
Figura 8: (a) Torquímetro e monitoramento executivo pela medição do torque (b) 9
Figura 9: Resultados experimentais do comportamento de provas de carga de tração de uma estaca helicoidal com uma única hélice. 11
Figura 10: Comparação entre os resultados teóricos e experimentais do sistema de fundação de uma estaca helicoidal. 12
Figura 11: Comparação entre as superfícies de ruptura para a condição de ancoragem rasa (a), ancoragem profunda (b) e a zona de transição entre as duas condições de ancoragens rasa/profunda (c). 12
Figura 12: Comportamento da superfície de ruptura visualizado na caixa acrílica para areia densa (a) e a superfície de ruptura desenhada e mensurada na face da caixa (b)..... 13
Figura 13: Comportamento visualizado na caixa de acrílico (a) para uma ancoragem na condição profunda e medição geométrica da superfície de ruptura na face da caixa (b). 14
Figura 14: Ruptura geral tronco-cônica 16
Figura 15: Superfície de ruptura tronco-cônica típica em areia para uma ancoragem rasa submetida à tração. 16
Figura 16: Superfície de ruptura tronco-cônica idealizada em areia para uma ancoragem rasa submetida à tração. 17
Figura 17: Variação de $\boldsymbol{Ku}$ em relação a H⁄D e ϕ..... 18
Figura 18: Superfície de ruptura típica em areia de uma ancoragem profunda submetida à tração. 19
Figura 19: Superfície de ruptura simplificada adotada em areias para a condição de ancoragem profunda. 20
Figura 20: Variação de $\boldsymbol{Fq}^{*}$ em função do ângulo de atrito do solo. 21
Figura 21: Comportamento de ruptura em função do espaçamento relativo das hélices para um solo coesivo. 22
Figura 22: Esquema de ruptura localizada para condição de estaca profunda. 23

Figura 23: Gráfico de fator de capacidade de carga versus ângulo de atrito para solos arenosos. 24
Figura 24: Exemplo do método de Davison modificado para determinação da carga última na curva de prova de carga. 26
Figura 25: Representação geométrica do modelo de critério de ruptura convencional da NBR 6122/2010. 27
Figura 26: Curva de ajuste de Van der Veen (1970). 28
Figura 27: Curva ajustada com a curva de recalque pelo método de Van der Veen (1970). 29
Figura 28: Ajuste linear dos últimos pontos da curva de rigidez versus carga aplicada. 29
Figura 29: Curva ajustada sobre a curva de prova de carga pelo método de Decóurt (1999). 30
Figura 30: Principais elementos constitutivos de uma geogrelha típica. 31
Figura 31: Geogrelhas fabricadas por extrusão, unidirecional (a) e bidirecional (b). 32
Figura 32: Estruturas de Geogrelhas Soldadas. 32
Figura 33: Geogrelhas tecidas. 33
Figura 34: Mecanismos de interação Solo-geogrelha propostos por Bauer e Mowafy, (1988): Solo-tiras (a); Cisalhamento do solo intertravado (b); Puncionamento dos membros de ancoragem (c). 33
Figura 35: Principais mecanismos de interação (solo-reforço), que possivelmente ocorrerão em uma estrutura de solo reforçado. 34
Figura 36: Aumento da eficiência do reforço na capacidade de carga de arrancamento da ancoragem. 35
Figura 37: Comportamento de modelos de reforço de um protótipo de ancoragem 36
Figura 38: Esquema do modelo físico com reforço desenvolvido para carregamentos de compressão e cíclicos. 37
Figura 39: Comparação do ganho da capacidade de carga à tração do sistema em função da variação da altura da geocélula (Ht). 37
Figura 40: Comparação dos ensaios realizados com e sem reforço no sistema de ancoragem indicado 38
Figura 41: (a) Imagem virtual da caixa metálica. (b) Imagem real da caixa metálica nas quais foram desenvolvidos os ensaios de prova de carga a tração. 39
Figura 42: Imagem do local de coleta do solo no campus da UFRN. 40
Figura 43: Curva granulométrica do solo coletado 40
Figura 44: (a) Imagem ampliada (0,42mm = 50 pixels). (b) Imagem ampliada (0,1mm = 50 pixels). 41
Figura 45: Dimensões do protótipo da estaca metálica helicoidal adotada nos experimentos. 42
Figura 46: Protótipo da ancoragem helicoidal de múltiplas hélices confeccionado em laboratório. 43

Figura 47: Comportamento teórico esperado durante o ensaio de arrancamento da ancoragem rasa. 43
Figura 48: Vista superior da caixa com o protótipo da ancoragem helicoidal... 44
Figura 49: Metodologia de fixação da ancoragem no centro da caixa. 44
Figura 50: Solo entre as fibras da geogrelha..... 46
Figura 51: Compactador tipo placa vibratória..... 46
Figura 52: Esquema dos principais componentes do compactador. 47
Figura 53: Alguns equipamentos utilizados para o ensaio de prova de carga. 48
Figura 54: Vista geral da montagem para realização das provas de carga à tração. (a) Célula de carga de 500 kgf. (b) Relógio comparador..... 49
Figura 55: Nomenclatura dos ensaios de prova de carga à tração realizados nesta pesquisa. 50
Figura 56: Procedimento padrão de passagem do compactador sobre a camada do solo. a) Passagem no eixo y. b) Passagem no eixo x. 50
Figura 57: Destaque da zona de fuga de solo na caixa. 51
Figura 58: Detalhes de ajustes do sistema de transmissão de cargas..... 52
Figura 59: Marcações internas de cada camada para compactação. 53
Figura 60: (a) Posicionamento das cápsulas na camada de solo e (b) retirada cuidadosa da cápsula evitando deformações..... 53
Figura 61: (a) Malha desenhada sobre a superfície da caixa. (b) Esquema da malha em 2D com eixos determinados. 54
Figura 62: (a) Processo de desenho da malha com pó de minério de ferro. (b) Medição da cota de cada ponto da malha. (c) Medida do espaçamento entre os pontos da malha..... 54
Figura 63: Gabarito de madeira com altura padronizada da caixa. 55
Figura 64: Processo de medição da altura da superfície da camada através de um gabarito calibrado para a caixa. 56
Figura 65: Esquema de pontos de medição da altura de cada camada de compactação. 56
Figura 66: Divisão das camadas de compactação da caixa..... 57
Figura 67: Sistema de alavanca desenvolvido para a realização do arrancamento total da estaca com carregamento rápido. 57
Figura 68: Configuração de reforço do ensaio R1. 58
Figura 69: (a) Geogrelha estendida ao longo de toda área de ocupação da caixa. (b) geogrelha instalada a 40 centímetros da superfície da caixa. 58
Figura 70: Configuração de reforço de maior área de ancoragem. 59
Figura 71: Posicionamento dos grampos aplicados no reforço. 59
Figura 72: Posicionamento dos grampos aplicados no reforço. 60
Figura 73: Geogrelha posicionada verticalmente ao longo das bordas da caixa. 60
Figura 74: Estágios de carregamento rápido realizados nos ensaios sem reforço (N2, N3a e N3b). 61
Figura 75: Comportamento da carga versus a deformação vertical das provas de carga referente aos ensaios sem reforço (N2, N3a e N3b). 62

Figura 76: Comparação das curvas de provas de carga com a capacidade de carga teórica estimada pelo método de Mitsch e Clemence (1985). 62
Figura 77: Carga versus o tempo referente ao ensaio R1. 63
Figura 78: Curva da prova de carga do ensaio R1. 64
Figura 79: Comparação da curva de prova de carga pelos métodos de interpretação do ensaio R1. 64
Figura 80: Comparação do primeiro ensaio reforçado com os demais ensaios sem reforço. 65
Figura 81: Comportamento de carga versus o tempo dos estágios executados no ensaio de prova de carga R2a. 66
Figura 82: Comportamento geral do ensaio de prova de carga com reforço. .. 66
Figura 83: Comparação da curva de prova de carga pelos métodos de interpretação do ensaio R1 67
Figura 84: Comportamento geral do ensaio de prova de carga com reforço R2b. 68
Figura 85: Comparação da curva de prova de carga pelos métodos de interpretação do ensaio R2b. 69
Figura 86: Comportamento geral do ensaio de prova de carga com reforço R2b. 69
Figura 87: Comparação das fases iniciais de carregamento de todos os ensaios com e sem reforço. 70
Figura 88: Comparação dos ensaios de prova de carga com os demais ensaios desta pesquisa. 70
Figura 89: Resultado do índice de vazios médio de todos os ensaios realizados. 71
Figura 90: Deflexão superficial após o ensaio N3a. 72
Figura 91: Corte H-H da superfície da caixa do ensaio N3a. 73
Figura 92: Mapeamento superficial antes (a) e depois (b) do ensaio N3b. 73
Figura 93: Deflexão da superfície da caixa após a realização do ensaio N3b. 74
Figura 94: (a) Ruptura nítida e (b) contorno da superfície de ruptura. 74
Figura 95: Alcance da deflexão da superfície de ruptura pela diferença de antes do ensaio e depois do carregamento rápido com o sistema de alavanca em 2D (a) e em 3D (b). 75
Figura 96: Perfil das medições superficiais antes do ensaio, depois da ruptura do protótipo e deflexão após a ruptura. 75
Figura 97: Ângulo real obtido a partir da visualização do cone de ruptura na superfície 76
Figura 98: Ângulo de inclinação da superfície de ruptura experimental, em comparação com ângulos provenientes de modelos analíticos propostos. 77
Figura 99: Comparação dos principais entre a superfície de ruptura real obtida com as principais superfícies teóricas estimadas. 77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de $\boldsymbol{Ku}$ para alguns ângulos de atrito de solo ϕ..... 18
Tabela 2: Caracterização geotécnica do solo utilizado 41
Tabela 3: Especificações técnicas da geogrelha obtida pelo catálogo do fabricante..... 45
Tabela 4: Procedimento de realização do ensaio de prova de carga..... 47
Tabela 5: Variação do índice de vazios..... 71

LISTA DE ABREVIATURAS

ASTM – American Society for Testing and Materials

NBR – Norma Brasileira

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

cv – Cavalo Vapor

PP – Polipropileno

UFRN – Universidade Federal do Rio Grande do Norte

LISTA DE SIMBOLOS

b – Raio da hélice;

B – Diâmetro da hélice;

H – Profundidade da hélice;

γ – Peso específico do solo;

φ – Ângulo de atrito do solo;

r – Raio de influência da superfície de ruptura;

θ – Ângulo entre a hélice e a superfície de ruptura;

h_o – Altura da superfície de ruptura;

Q – carga de tração sobre a estaca;

D_{med} – Diâmetro médio das hélices;

s – Espaçamento entre hélices;

Q_p – Resistência à ruptura do tronco de cone acima da hélice de topo;

Q_f – Resistência por atrito na superfície cilíndrica formada entre as hélices de ponta e de topo;

γ' - Peso específico efetivo do solo (kN/m³);

φ - Ângulo de atrito do solo (°);

K_u- Coeficiente de empuxo à tração do solo (adimensional);

W_s - Peso do solo na superfície de ruptura (kN);

H_n – Altura da profundidade da hélice de ponta da estaca

D_a - Diâmetro médio das hélices

H_1 - Distância relativa da hélice de topo à superfície do solo;

Q_p – Parcela de resistência de ruptura acima da hélice de topo;

Q_f – Parcela de resistência por atrito na interface cilíndrica formada entre as hélices de ponta e de topo;

Q_s – Parcela de resistência por atrito entre o topo da ancoragem e o solo acima da hélice de topo;

Q_{ult} – Capacidade de carga última à tração da estaca;

A_h - Área da hélice projetada;

c – Coesão do solo;

q' - Pressão de sobrecarga efetiva do solo sobre a hélice;

γ' - Peso específico efetivo do solo;

B – Dimensão de um quadrado virtual corrigido a partir da hélice circular;

N_c, N_q e N_γ – Fatores de capacidade de carga;

n – Número de hélices;

$N1$ – Ensaio sem reforço número 1

$N2$ – Ensaio sem reforço número 2

$N3a$ – Ensaio sem reforço número 3

$N3b$ – Ensaio sem reforço número 3 - Repetição

$R1$ – Ensaio com reforço número 1

$R2a$ – Ensaio com reforço número 2

$R2b$ – Ensaio com reforço número 2 - Repetição

CR – Compacidade relativa

K'_v – Coeficiente de deflexão linear

P – Carga aplicada sobre a estaca

L – Comprimento da estaca

A - Área efetiva da seção transversal do fuste da estaca

E – Módulo de elasticidade do material que constitui a estaca

ρ_{dmed} – Massa específica aparente média do solo

C_1 – Coeficiente angular da reta de ajuste pelo método de Decóurt (1999)

C_2 - Coeficiente linear da reta de ajuste pelo método de Decóurt (1999)

H_t – Altura da geocélula superior à ancoragem;

H_b – Altura da geocélula inferior à ancoragem;

SUMÁRIO

1. Introdução 1

1.1. Objetivos 2

2. Revisão de literatura 3

2.1 Estacas helicoidais 3

2.2 Histórico 3

2.3 Composição da estaca 5

2.4 Vantagens e limitações 6

2.5 Método de execução 7

2.6 Efeitos da configuração das hélices e seu comportamento no solo .. 9

2.6.1 Influência do embutimento relativo das ancoragens 10

2.6.2 Influência do espaçamento relativo entre hélices 14

2.7 Métodos de previsão de capacidade de carga 15

2.7.1 Método da ruptura geral tronco-cônica para areia 15

2.7.2 Condição de ancoragem rasa 16

2.7.3 Condição de ancoragem profunda 19

2.7.4 Método das capacidades de carga individuais em cada hélice para areias 22

2.8 Provas de carga à tração em ancoragens helicoidais 24

2.8.1 Interpretação das curvas de provas de carga de tração 25

2.8.2 Método da NBR 6122/2010 26

2.9 Reforço de solos com geossintéticos 30

2.9.1 Geogrelhas 31

2.9.2 Interação Solo-Geogrelha 33

2.10 Mecanismo de transferência de carga solo-reforço 34

2.11 Sistemas de fundações por ancoragens em solos reforçados por geossintéticos. 35

3. Materiais e métodos 38

3.1 Caixa de ensaio 39

3.2 Solo 39

3.3 Protótipo da ancoragem helicoidal metálica 41

3.4 O reforço 45
3.5 O compactador 46
3.6 Provas de Carga 47
3.7 Equipamentos para a realização das provas de carga. 48
3.8 Ensaios 49
3.8.1 Ensaio N1 50
3.8.2 Ensaio N2 52
3.8.3 Ensaio N3a e N3b 55
3.8.4 Ensaio R1 58
3.8.5 Ensaio R2a e R2b 59
4. Resultados e discussão 61
4.1 Interpretação dos resultados das provas de carga 61
4.1.1 Provas de carga sem reforço 61
4.1.2 Provas de carga com reforço 63
4.1.3 Comparação entre os ensaios com reforço e sem reforço . 70
4.2 Controle de compactação 71
4.3 Deflexões superficiais 72
5. Conclusões 78
6. Sugestões para os estudos futuros 79
Referências 80

1 Introdução

Devido a sua grande facilidade e simplicidade de execução, as ancoragens helicoidais têm se tornado cada vez mais solicitadas no mercado de Engenharia de Fundações. As vantagens de utilização são muitas, podendo ser utilizada em inúmeros tipos de solos. Porém, podem ocorrer situações nas quais seu uso se torna inviável ou até impossível de serem executadas. Extensas camadas de solos que apresentam baixa resistência estrutural (argilas moles ou areias fofas) (Figura 01 (a)) ou pequenas camadas de solos de baixa resistência com presença camadas rochosas impenetráveis ou de difícil penetração. (Figura 01 (b)) são algumas das situações adversas que podem dificultar ou inviabilizar a execução de ancoragens helicoidais (Santos, 2013).

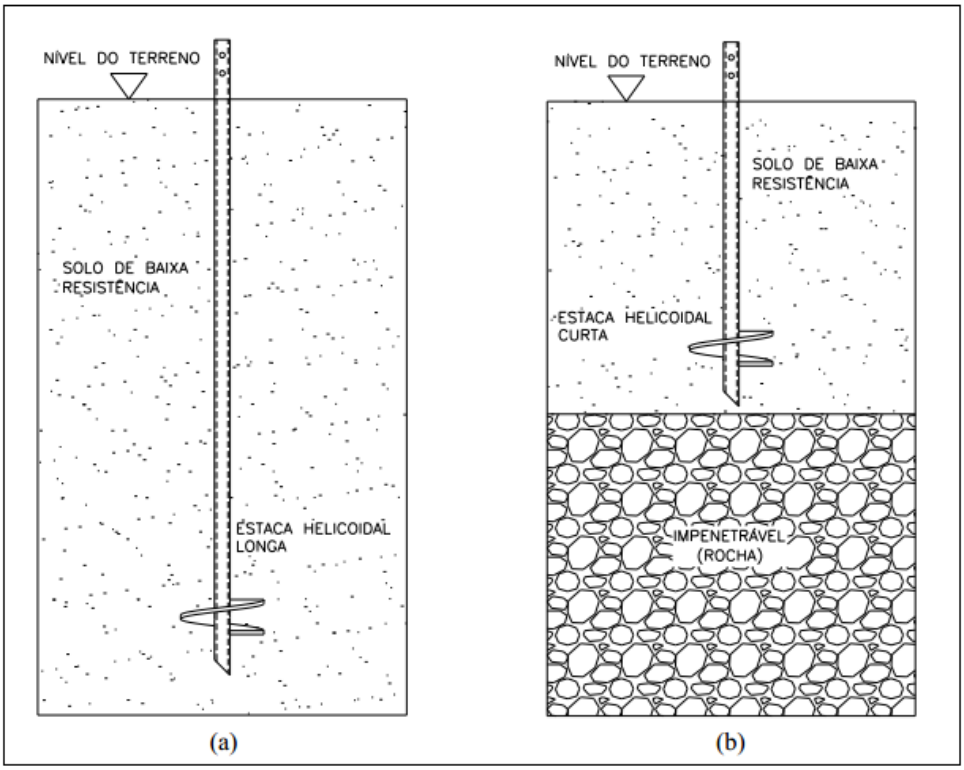


Figura 1: Prováveis situações que inviabilizam a execução de ancoragens helicoidais (Santos, 2013).

A partir de uma observação qualitativa da ancoragem percebe-se que quanto mais profunda for a sua instalação, maior será a camada de solo sobre as hélices e consequentemente maior será a capacidade de carga do sistema de fundação. Assim, como no caso da Figura 01 (a), para grandes magnitudes de cargas de tração sobre

a ancoragem instalada em um solo de baixa resistência, busca-se executar a fundação a uma profundidade necessária para que o sistema de ancoragem resista às cargas solicitadas de projeto. Muitas vezes esta profundidade pode ser de tal magnitude que torna inviável a execução da ancoragem.

No caso da Figura 01 (b), o comprimento de instalação da ancoragem é limitado devido o maciço rochoso subjacente à camada de solo de baixa resistência, podendo ocorrer que a profundidade de instalação da ancoragem seja insuficiente para atingir a capacidade de carga necessária para atender as cargas solicitantes de projeto.

Mediante tais limitações mostradas na Figura 01, buscou-se encontrar uma solução técnica de reforço com geossintéticos sobre a camada de solo em que a ancoragem se encontre instalada em condições rasas. O uso de reforço de solos em sistemas de fundação, principalmente em estacas helicoidais, é ainda um tema a ser investigado, pois há pouco conhecimento a seu respeito. Krishnaswamy e Parashar (1994), Ilamparuthi e Dickin (2001), Moghaddas (2014) e Ghosh (2010) realizaram experimentos com protótipos em escala reduzida de reforço de solo em ancoragens submetido a esforço de tração, investigando a influência do reforço no aumento da capacidade de carga ao arrancamento.

1.1. Objetivos

O presente trabalho objetiva avaliar a influência do reforço com material geossintético aplicado sobre o solo no aumento da capacidade de carga do sistema de fundação por ancoragem helicoidal na condição rasa, submetida à tração, através de um protótipo de ancoragem em escala reduzida, instalada em uma caixa metálica com solo arenoso compacto.

Como objetivo específico, espera-se desenvolver uma metodologia padrão de compactação do solo arenoso dentro da caixa, a qual possa garantir repetitividade sobre as mesmas condições de compacidade em todos os ensaios realizados. Adicionalmente, este trabalho também propõe avaliar o alcance da superfície de ruptura do sistema de ancoragem através de medições das deflexões da superfície do solo.

2 Revisão de literatura

2.1 Estacas helicoidais

Estacas helicoidais são fundações metálicas, que possuem hélices dispostas ao longo do seu fuste que são inseridas no solo por meio de rotação a trado do seu eixo longitudinal (Tsuha, 2007). As estacas helicoidais possuem bom desempenho, tanto no trabalho à compressão, quanto à tração, tornando seu uso bastante diversificado para inúmeras necessidades de projeto.

2.2 Histórico

Os primeiros registros do uso de estacas helicoidais datam de 1836 pelo engenheiro civil irlandês Alexander Mitchell, que estudava um modo de construir estruturas marítimas em solos de baixa capacidade de suporte, como recifes, bancos de areia fofa e solos pantanosos (Perko, 2009). Em 1833, Mitchell patenteou sua invenção em Londres, que a chamou de "*screw pile"*, (estaca parafuso) (Perko, 2009). A Figura 02 mostra o esquema da primeira estaca helicoidal desenvolvida por Mitchell.

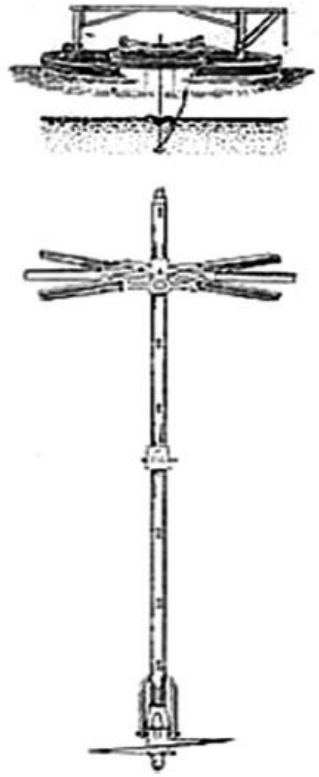


Figura 2: Primeira estaca helicoidal registrada de Mitchell (Perko, 2009).

Um dos primeiros usos de estacas helicoidais foi na construção do famoso Farol Maplin Sand's na costa do Rio Tamisa, na Inglaterra (Perko, 2009). A Figura 03 mostra a imagem do farol.

Figura 3: Farol Maplin Sand's (Perko, 2009).

As estacas eram executadas no solo pelo auxílio de força humana e animal, usando braços de madeira em uma roldana, inserindo-a no solo pela aplicação de um torque sobre o seu eixo. Quanto mais profunda era a necessidade de se instalar à estaca, maior era a dificuldade de executá-la e maior era a necessidade de força animal. Para se executar uma estaca a uma profundidade de 6 m com uma hélice de 127 mm de diâmetro, eram requeridos cerca de 30 homens para trabalhar na roldana, o que tornou o uso das estacas helicoidais praticamente inviáveis por um período de tempo (Perko, 2009).

De 1850 a 1890, mais de 100 faróis foram construídos com fundações de estacas helicoidais na costa dos Estados Unidos e ao longo do golfo do México. De 1900 a 1950, houve um declínio do uso de estacas helicoidais. Durante esse tempo, foram desenvolvidos bate estacas mecânicos, equipamentos de perfuração profunda, as estacas Franki etc., com o objetivo de atender maiores condições de carregamento de estruturas mais altas e mais esbeltas. Isso ocorreu devido à baixa produtividade e a dificuldade que se tinha de executar as estacas helicoidais em grandes

profundidades, uma vez que o sistema executivo ainda dependia de força animal (Perko, 2009).

Apenas com o desenvolvimento tecnológico de equipamentos motorizados a diesel é que se tornou viável o uso das estacas helicoidais na execução de fundações de médio e grande porte (Perko, 2009).

Atualmente as estacas helicoidais são utilizadas em diversas situações na construção civil, podendo-se destacar principalmente seu uso em dutos enterrados, torres de linhas de transmissão, ancoragens em muros de arrimos, casas móveis, reforço de fundações e reparo de manifestações patológicas em edificações residenciais. A Figura 04 mostra imagens dos principais usos de estacas helicoidais, podendo ser destacados seu uso em ancoragens de linhas de transmissão (a), dutos enterrados (b), tirantes (c) e novas construções (d) (Meriefield, 2013).

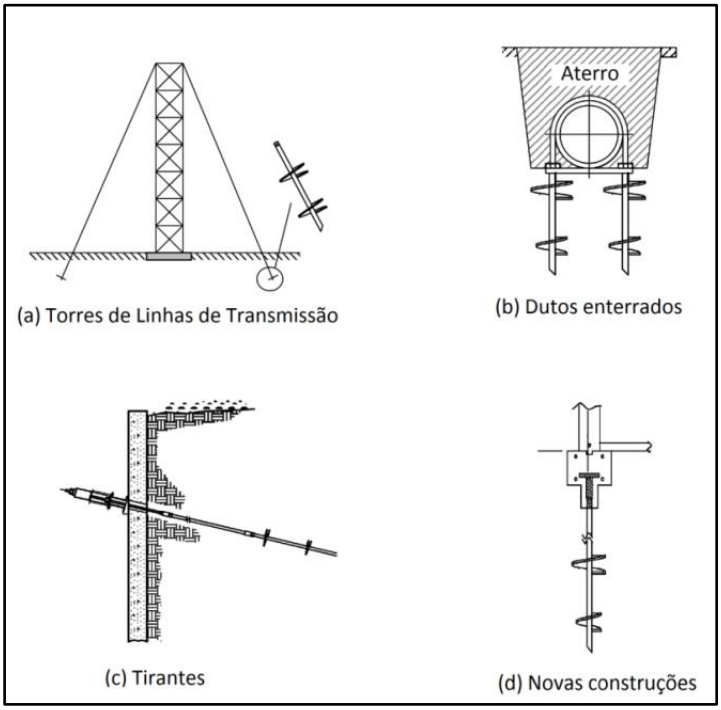


Figura 4: Principais aplicações do uso de estacas helicoidais (Meriefield, 2011).

2.3 Composição da estaca

Estacas helicoidais são compostas basicamente por um tubo central de aço, com hélices fixadas ao longo do seu fuste. O passo das hélices é determinado buscando uma mínima perturbação no solo. (Tsuha, 2007).

As estacas helicoidais podem ser divididas em estacas simples (uma única hélice), ou múltiplas hélices. As hélices podem possuir o mesmo diâmetro ou

diâmetros crescentes. O número de hélices, espessuras e diâmetros, são variáveis determinadas de acordo com cada situação de capacidade de carga estipulados pelo projetista (Santos, 2013).

Segundo Perko (2009) o termo “estaca helicoidal”, é geralmente utilizado em situações quando o sistema de fundação trabalha sobre compressão. Já o termo “ancoragem helicoidal” é reservado para situações quando o sistema de fundação está submetido à tração. A Figura 05 mostra os principais dispositivos que compõe uma estaca helicoidal.

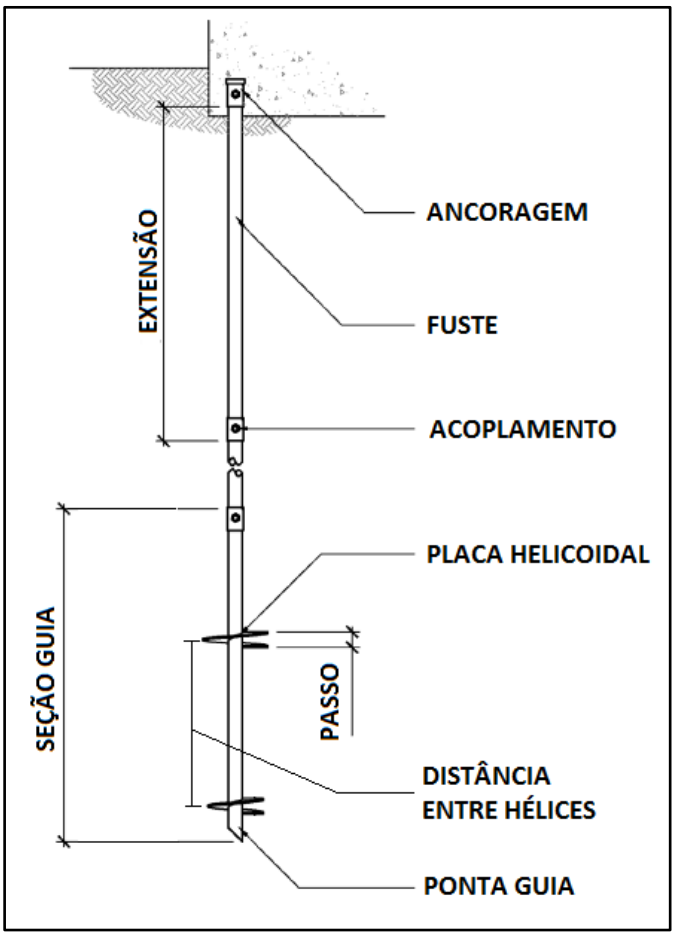


Figura 5: Principais dispositivos de composição de uma estaca helicoidal (Adaptado de Perko, 2009).

2.4 Vantagens e limitações

As estacas helicoidais oferecem grandes vantagens na construção civil. O manual da A. B Chance Co (2014) e Perko (2009) destacam que:

- Podem ser reutilizadas em aplicações temporárias;

- Possuem grande facilidade de transporte, se comparado com estacas de concreto;
- Resistem bem em solos moles;
- Podem ser instalados em qualquer posição, da vertical à horizontal;
- Podem ser executadas em áreas de acesso limitado, como dentro de prédios, ou em regiões de difícil acesso;
- Pode-se aferir a capacidade de carga através da medição do torque;
- Podem ser instalados abaixo do nível d'água, sem necessidade de encamisamento;
- É requerido um menor tempo de execução, quando comparado a fundações de concreto;
- Não causam vibrações e nem ruídos excessivos durante a instalação;
- Sua execução é mais rápida quando comparado aos outros métodos que utilizam estacas de concreto;
- Não necessita de tempo de cura, nem de execução de fôrmas para concretagem;
- Causa o mínimo perturbação do solo.

Como limitações, as estacas helicoidais não devem ser usadas em situações, nas quais há grandes possibilidades de danos estruturais nas hélices ou no seu fuste, tanto na etapa de sua execução quanto na sua operação (Perko, 2009). Carvalho (2007) destaca algumas situações práticas em que o uso das estacas ou ancoragens helicoidais não é recomendado, como solos com afloramentos rochosos, impossibilitando a instalação da ancoragem, devido à insuficiência de embutimento mínimo de ancoragem e solos que possuem alta resistência (N_{SPT} elevado), impossibilitando o parafusamento das hélices em sua estrutura.

2.5 Método de execução

A execução da estaca helicoidal consiste em aplicar um torque na estaca utilizando um motor a trado em um caminhão ou em uma retroescavadeira, ambos adaptados para esse fim (Figura 06). Em casos mais específicos, devido limitações de espaço, pode-se usar um motor mais compacto para a aplicação do torque em uma máquina mais compacta ou com o auxílio de uma viga de reação (Perko, 2009).

Figura 6: Trator adaptado com motor a trado para execução de estacas helicoidais (COPP'S Services INC, 2015).

À medida que a estaca é cravada no solo, são emendados novos tubos através de conexões do tipo ponta e bolsa (Figura 07) avançando a execução até que se atinja a profundidade que ofereça a resistência de projeto. Na medida em que se avança com a profundidade, há a necessidade de se aplicar uma pequena força axial no sistema, para garantir pelo menos uma penetração de 80% do passo das hélices, buscando evitar o efeito de tradagem do solo, e consequentemente a diminuição significativa da capacidade de carga do sistema de fundação (Perko, 2009).

Figura 7: Conexão parafusada do tipo ponta e bolsa utilizada na ancoragem helicoidal (Tsuha, 2007)

O processo executivo da instalação da estaca no solo é finalizado quando se atinge uma camada com resistência apropriada prevista em projeto. Durante a execução é feito o monitoramento constante do torque aplicado pelo motor através de um torquímetro instalado entre o motor e a haste da estaca (Santos, 2013). O torquímetro serve para indicar aos operários os esforços de torque que o motor aplica sobre o fuste da estaca (Figura 08(a)).

Figura 8: (a) Torquímetro e monitoramento executivo pela medição do torque (b) (A. B. Chance CO. 2014)

São necessárias no mínimo duas pessoas para se executar uma estaca helicoidal. O operador de máquinas possui a responsabilidade de fixar o equipamento, continuar ou parar o avanço da execução. O outro operário é o “guia”, que possui a responsabilidade conduzir o operador de máquinas durante todas as etapas de execução da estaca. Ele quem indica o momento certo de parada da execução da fundação, monitorando os esforços de torque que o motor transmite para a estaca através do torquímetro (Figura 08 (b)).

A comunicação entre o operador de máquinas e o guia deve ser muito bem sincronizada através de gestos padronizados de comandos, para não haver falhas de informações dificultando mais ainda a execução. A Figura 08 (b) mostra o guia monitorando o torquímetro e enviando um comando de parada para o operador de máquinas (Perko, 2009).

2.6 Efeitos da configuração das hélices e seu comportamento no solo

Há basicamente duas condições em que as ancoragens helicoidais podem ser encontradas: condição de ancoragem rasa e condição de ancoragem profunda. Cada condição citada deriva de um comportamento típico de uma superfície de ruptura que ocorrerá acima da superfície de topo da estaca helicoidal.

O tipo e as condições de compacidade relativa do solo também exercerá influência no espaçamento relativo entre as hélices, podendo ser submetido a dois tipos de rupturas. O manual da A. B Chance Co. (2014), Perko (2009) e Das (1990)

consideram dois possíveis tipos de rupturas, que dependerá do seu espaçamento relativo: ruptura geral tronco-cônica e ruptura localizada nas hélices.

2.6.1 Influência do embutimento relativo das ancoragens

O comportamento da superfície de ruptura depende basicamente das condições de confinamento em que se encontra a ancoragem e da magnitude dos esforços atuantes. O confinamento dependerá diretamente do embutimento da ancoragem e do tipo de solo, ou seja, quanto maior a magnitude das cargas maior será a amplitude de transmissão das cargas ao solo, aumentando assim a superfície de ruptura (Carvalho 2007). Tomam-se dois casos extremos para se buscar entender melhor este comportamento.

O primeiro caso é quando a ancoragem submetida a uma carga de tração se encontrar a uma profundidade pequena, em um solo mole ou fofo. Praticamente não haverá confinamento do solo, então, diz-se que a superfície de ruptura atingirá a superfície do solo, tornando assim o sistema de fundação na condição de ancoragem rasa. O segundo caso é se a ancoragem estiver submetida à mesma carga de tração e se encontrar a uma profundidade consideravelmente alta em um solo compacto ou rijo. A ancoragem estará em uma região de considerável confinamento do solo, dificultando então que a superfície de ruptura atinja a superfície do solo, tornando assim o sistema de fundação na condição de ancoragem profunda.

Existe um ponto crítico de profundidade, no qual há uma transição da condição de ruptura rasa para profunda. Entender as principais variáveis que influenciam desse comportamento de transição de ruptura foi objeto de estudo de alguns pesquisadores (Ghaly *et al.*, 1991 e Ilamparuthi e Muthukrishanaiah, 1999).

Ghaly *et al.* (1991) observaram os mecanismos de ruptura através de provas de carga de tração em ancoragens helicoidais, variando o tipo de hélice, profundidade e a compacidade do solo. Foram realizados 56 ensaios de provas de carga em cinco modelos de ancoragens de apenas uma hélice. Compararam os resultados teóricos com os experimentais observando a diferença entre a superfície de ruptura real e a superfície teórica assumido nos cálculos. Concluíram também que os mecanismos de ruptura dependem basicamente da variação da carga de tração aplicada, da profundidade de instalação e do ângulo de atrito do solo.

A Figura 09 mostra os resultados experimentais das provas de carga realizadas por Ghaly *et al* (1991), para uma ancoragem helicoidal de uma única hélice de 50 mm de diâmetro, em diferentes profundidades em um solo com peso específico de 16,7 kN/m³ e um ângulo de atrito interno de 40°. Percebe-se claramente um aumento da resistência à tração com o aumento da profundidade relativa da estaca no solo.

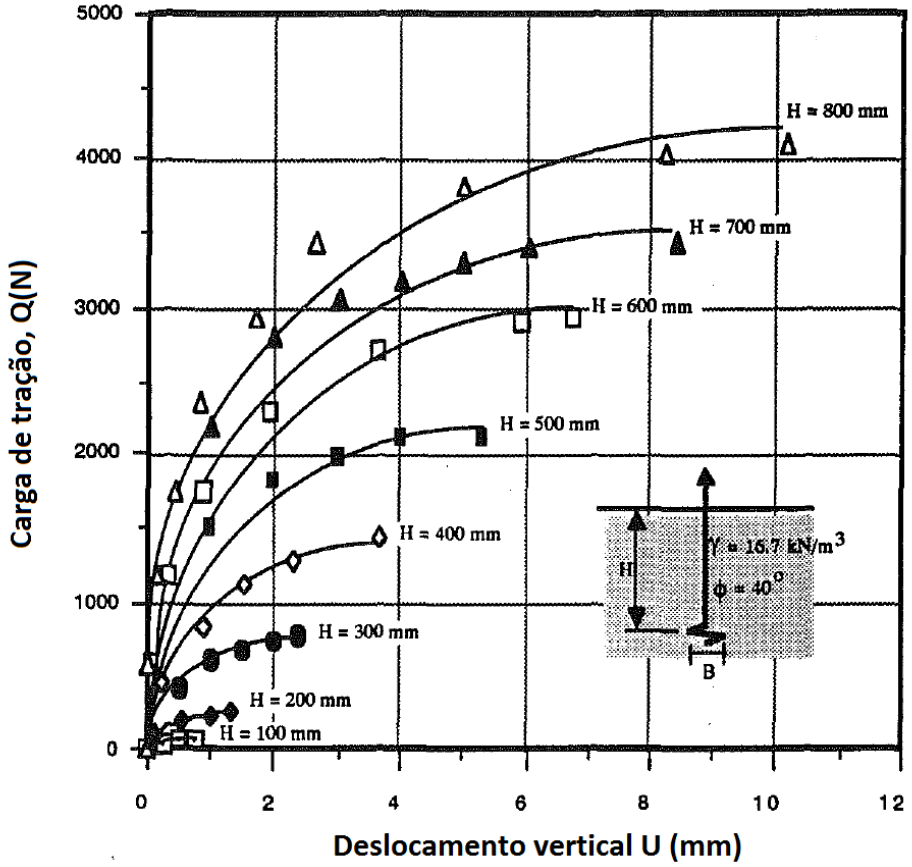


Figura 9: Resultados experimentais do comportamento de provas de carga de tração de uma estaca helicoidal com uma única hélice (Ghaly et al.,1991).

A Figura 10 mostra a comparação entre os resultados experimentais e os resultados teóricos da resistência à tração do sistema de fundação por ancoragem helicoidal do “tipo 4” realizadas por Ghaly *et al* (1991) a uma mesma profundidade, variando apenas o ângulo de atrito interno do solo. Foi observado um aumento significativo da resistência à tração com o aumento o ângulo de atrito do solo e uma boa convergência dos resultados experimentais para os resultados teóricos de Radhakrishna (1976) e Mitsch e Clemence (1985).

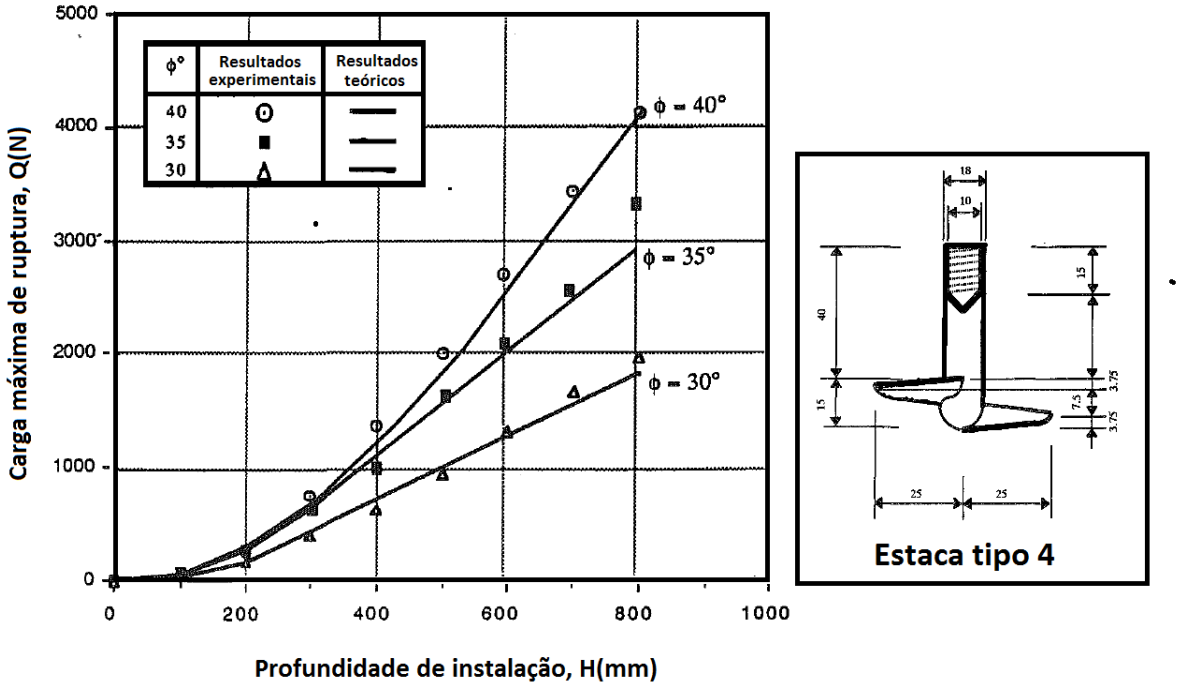


Figura 10: Comparação entre os resultados teóricos e experimentais do sistema de fundação de uma estaca helicoidal (Ghaly *et al*, 1991).

A Figura 11 mostra os diferentes tipos de superfícies de ruptura do solo arenoso observados por Ghaly *et al* (1991). Observaram as superfícies de ruptura para a condição de ancoragem rasa (a), ancoragem profunda (b) e a zona de transição entre as duas condições de ancoragens rasa/profunda (c), mostrando a discrepância do comportamento real para o comportamento esperado teoricamente.

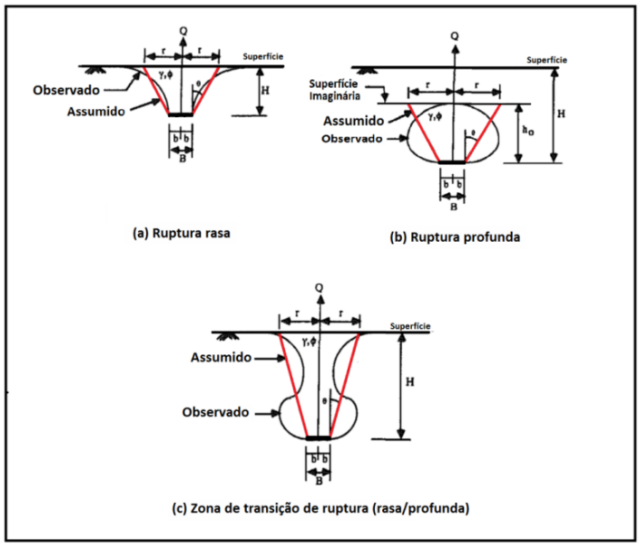


Figura 11: Comparação entre as superfícies de ruptura para a condição de ancoragem rasa (a), ancoragem profunda (b) e a zona de transição entre as duas condições de ancoragens rasa/profunda (c) (Adaptado de Ghaly et al, 1991).

Ghaly *et al* (1991) concluíram que a superfície circular de ruptura que ocorre na superfície do solo cresce com o aumento da profundidade relativa até se tornar constante durante a zona de transição (rasa/profunda), a um ângulo que não excedeu $^{2\phi}/_{3}$. Para ancoragens profundas o ângulo de inclinação do cone de ruptura (θ), permaneceu constante aos mesmos $^{2\phi}/_{3}$, onde ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

Ilamparuthi e Muthukrishanaiah (1999) observaram as superfícies de ruptura em ancoragens nas condições rasas e profundas em uma caixa acrílica, com areia em seu interior. Para condição rasa, a superfície de ruptura teve um comportamento semelhante a um tronco de cone que se estendeu até a superfície do solo com uma inclinação em relação com a vertical de $(^{\phi}/_{2} + 2°)$ para areias densas, e $(^{\phi}/_{2} - 2°)$ para areias fofas. A Figura 12 mostra o comportamento da superfície de ruptura da ancoragem na condição rasa em uma areia densa com um ângulo de atrito interno de 43°, observados por Ilamparuthi e Muthukrishanaiah (1999) em uma caixa de acrílico (a) e mensurados geometricamente (b). As Figuras 13 (a) e (b) mostram o comportamento da superfície de ruptura na condição profunda sobre as mesmas condições de compacidade em relação ao ensaio com de ruptura rasa.

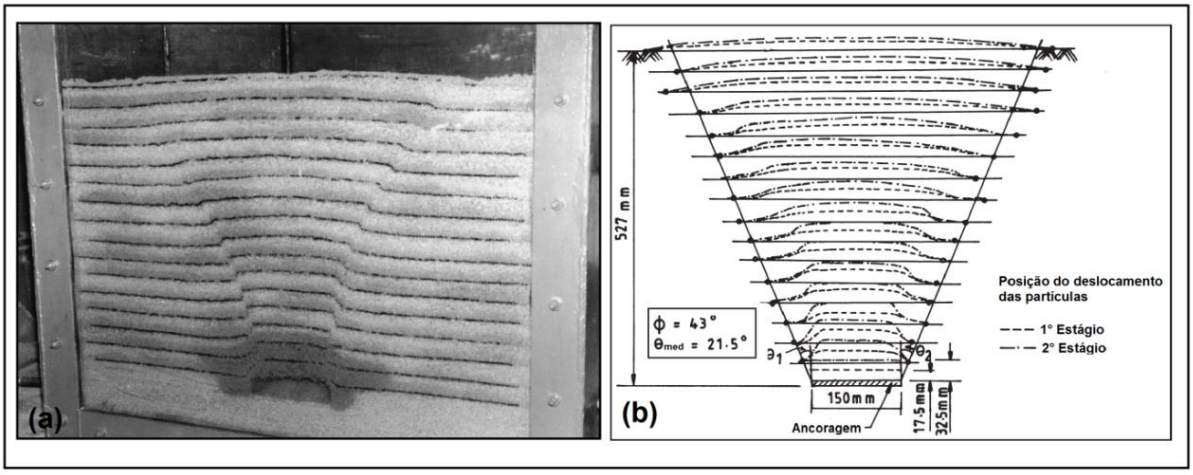


Figura 12: Comportamento da superfície de ruptura visualizado na caixa acrílica para areia densa (a) e a superfície de ruptura desenhada e mensurada na face da caixa (b) (Adaptado de Ilamparuthi e Muthukrishanaiah, 1999).

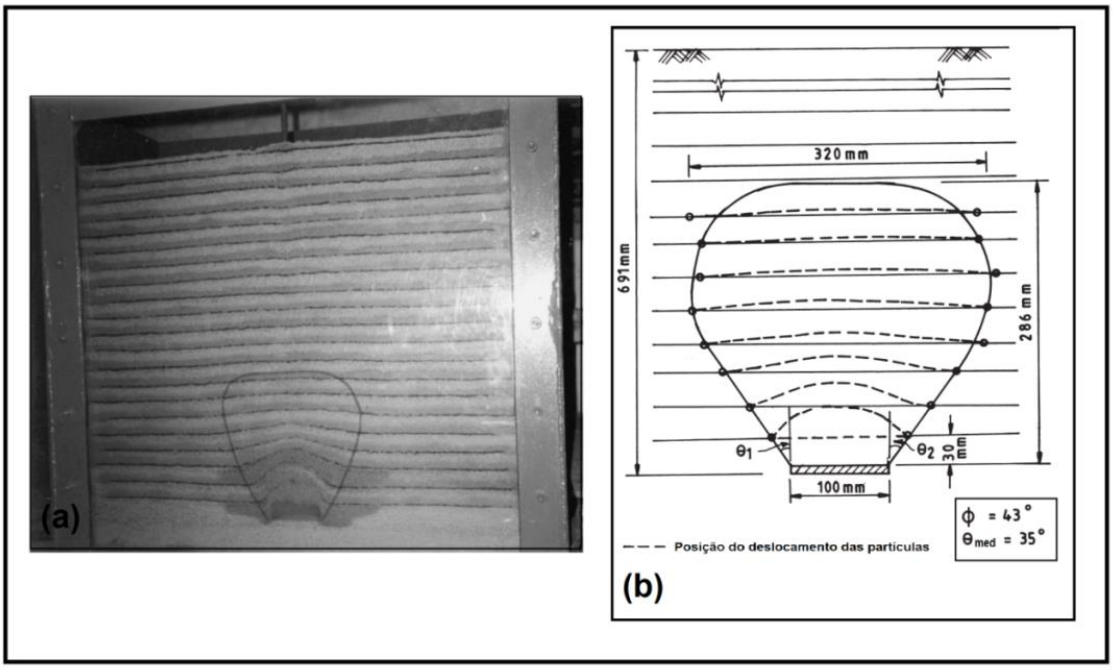


Figura 13: Comportamento visualizado na caixa de acrílico (a) para uma ancoragem na condição profunda e medição geométrica da superfície de ruptura na face da caixa (b) (Adaptado de Ilamparuthi e Muthukrishanaiah 1999).

Das (1990) apresentou um modelo teórico do comportamento da superfície de ruptura em função da profundidade de instalação da hélice no solo e do ângulo de atrito interno. Para ancoragens rasas, o ângulo de inclinação da superfície de ruptura tronco-cônica (θ) segue o modelo geral proposto por Mitsch e Clemence (1985), de aproximadamente a metade do ângulo de atrito interno do solo $\left(\phi/_2\right)$. O anexo 1 mostra de maneira resumida as principais superfícies de ruptura em ancoragens de alguns trabalhos em linha cronológica, na qual é exposto o desenvolvimento do conhecimento do assunto ao longo dos anos.

2.6.2 Influência do espaçamento relativo entre hélices

Para ancoragens de múltiplas hélices, há de se considerar a influência de uma superfície de ruptura, que ocorrerá separadamente ou em conjunto, a partir da contribuição de cada hélice da estaca. O comportamento da superfície de ruptura depende não apenas das condições geotécnicas do solo, mas também das condições geométricas do espaçamento relativo entre as hélices.

O manual técnico da A.B Chance Co. (2014) considera que quando o espaçamento relativo entre hélices (s/D_{med}) for menor do que três, as hélices estarão próximas o suficiente para exercer influência umas sobre as outras, proporcionando uma superfície de ruptura geral aproximadamente tronco-cônica. Vale ressaltar que (s) corresponde ao espaçamento fixo entre as hélices da estaca e (D_{med}) corresponde ao diâmetro médio das hélices da estaca. Se o espaçamento relativo entre hélices for igual ou superior a três ($s/D_{med} \geq 3$), as hélices não exercerão influência umas sobre as outras, o que proporcionará ao sistema de fundação um mecanismo de ruptura individual em cada hélice (A.B Chance, 2014).

Rao *et al* (1989) estudaram esse comportamento em solos coesivos e concluíram que para a condição de ruptura geral tronco-cônica o espaçamento relativo entre as hélices não foi superior a 1,5 ($s/D_{med} \leq 1{,}5$). Para a condição de ruptura individual, o espaçamento relativo entre hélices não foi ser inferior a 4,5 ($s/D_{med} \geq 4{,}5$). Foi observado também que houve uma zona de transição de ruptura, da geral tronco-cônica para a individual, quando o espaçamento relativo entre as hélices foi de 2,3 ($s/D_{med} = 2{,}3$).

2.7 Métodos de previsão de capacidade de carga

Segundo Perko (2009), os principais métodos de previsão de capacidade de carga em estacas helicoidais a tração difundida nas principais bibliografias são: método da ruptura tronco-cônica, método das capacidades de carga individuais e método pela medição do torque *in situ;*

2.7.1 Método da ruptura geral tronco-cônica para areia

Para que haja a condição de ruptura geral entre as hélices, o manual da A. B. Chance. Co. (2014) adota um limite de espaçamento entre hélices em até três vezes o seu diâmetro médio ($\boldsymbol{s \leq 3D_{med}}$). A ruptura geral tronco-cônica pode ocorrer tanto na condição de ancoragem rasa, quanto na condição de ancoragem profunda.

A Figura 14 mostra um diagrama teórico de como ocorre a ruptura geral ao longo das hélices situadas abaixo da hélice de topo. A ruptura é tratada como um único tronco de cone. A ocorrência desse comportamento se dá através da influência que uma hélice exerce sobre a outra, devido o curto espaçamento entre elas.

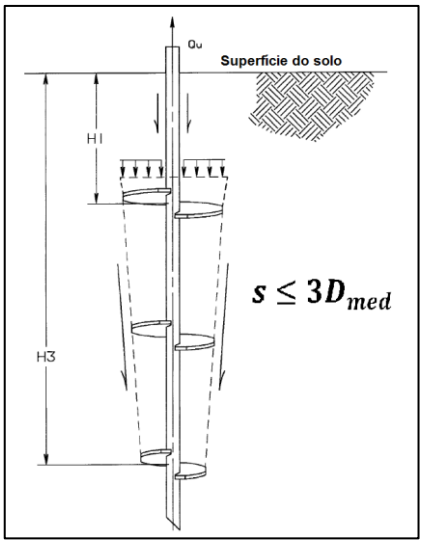


Figura 14: Ruptura geral tronco-cônica (Hoyt, 1989)

2.7.2 Condição de ancoragem rasa

A Figura 15 mostra uma ancoragem helicoidal de múltiplas hélices embutida em um solo arenoso, submetida a um esforço vertical de tração, com a delineação da superfície de ruptura que se estende até a superfície do solo, formando um tronco-cone com um ângulo aproximadamente igual à metade ângulo de atrito do solo (Das, 1990). O manual técnico da A. B. Chance Co. (2014) recomenda que, para que haja uma superfície de ruptura na condição rasa em solos arenosos, o embutimento da hélice de topo não deve ser superior a cinco ($H_1 \leq 5$).

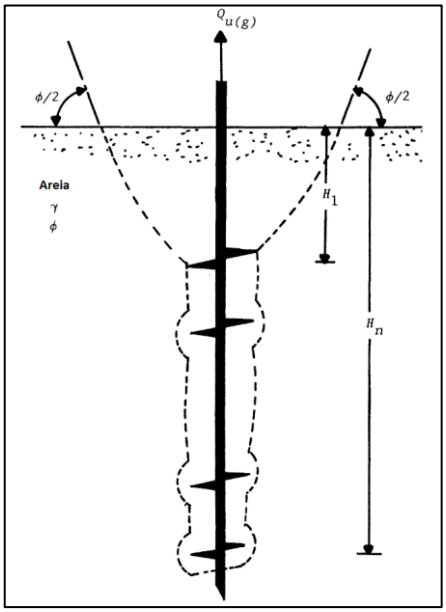


Figura 15: Superfície de ruptura tronco-cônica típica em areia para uma ancoragem rasa submetida à tração (Das, 1990).

Devido à complexidade geométrica da superfície de ruptura, Das (1990) cita que Mitsch e Clemence (1985) propuseram uma simplificação da superfície de ruptura para estacas helicoidais, como mostrado na Figura 16. Esta simplificação geométrica se deu para fins de facilitar o desenvolvimento do equacionamento matemático de capacidade de carga que seja mais próximo do comportamento real de resistência da ancoragem proposta na Figura 15.

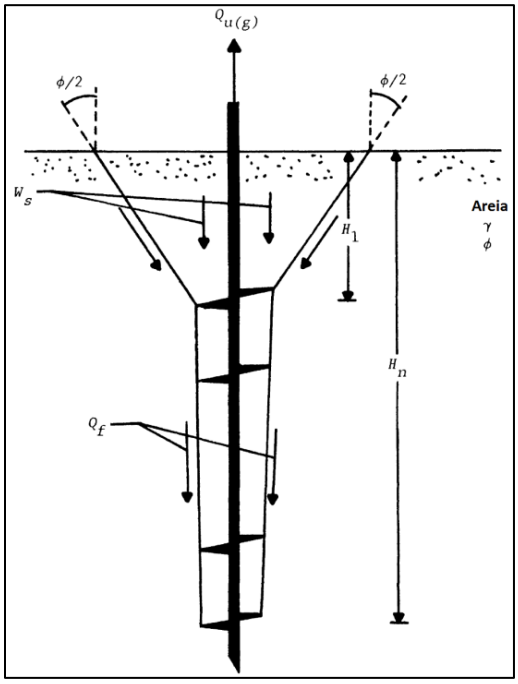


Figura 16: Superfície de ruptura tronco-cônica idealizada em areia para uma ancoragem rasa submetida à tração (Das, 1990).

A capacidade de carga à tração (Q_u) pelo método proposto por Mitsch e Clemence (1985) foi estimada através da expressão (1), na qual é dada pela sobreposição das contribuições das resistências da superfície de ruptura do tronco de cone formado acima da hélice de topo (Q_p) e do atrito de interface da superfície de ruptura tronco-cônico formado entre as hélices de ponta e de topo (Q_f).

$$Q_u = Q_p + Q_f \tag{1}$$

A resistência acima da hélice de topo é dada pela expressão (2):

$$Q_p = \pi\gamma' K_u(\tan\phi \left[\cos^2\left(\phi/2\right)\right]\left[\frac{D_1 {H_1}^2}{2} + \frac{{H_1}^3 \tan\left(\phi/2\right)}{3}\right] + W_s \tag{2}$$

A parcela do peso do tronco de cone do solo, acima há hélice de topo é dada expressão pela equação (3):

$$W_s = \gamma'\left\{\frac{\pi}{3}H_1\left[(D_1)^2 + \left(D_1 + 2H_1\tan\left(\phi/2\right)\right)^2 + (D_1)\left(D_1 + 2H_1\tan\left(\phi/2\right)\right)\right]\right\} \tag{3}$$

A resistência por atrito ao longo da superfície cilíndrica formada pelas hélices é expressa pela equação (4):

$$Q_f = \frac{\pi}{2} D_a \gamma' ({H_n}^2 - {H_1}^2) K_u \tan \varphi \quad (4)$$

Onde D_a é o diâmetro médio das hélices, dado pela equação (5):

$$D_a = \frac{(D_1 + D_n)}{2} \quad (5)$$

Das (1990) apresenta a Tabela 1, que mostra os valores do coeficiente de empuxo (K_u) desenvolvidos por Mitsch e Clemence (1985).

Tabela 1: Valores de $\boldsymbol{K_u}$ para alguns ângulos de atrito de solo ϕ (Mitsch e Clemence, 1985 apud Das, 1990).

Ângulo de atrito do solo (ϕ °)	Coeficiente de empuxo (K_u) para ancoragens helicoidais.
25	0,7
30	0,9
35	1,5
40	2,35
45	3,2

É possível observar que o coeficiente de empuxo à tração do solo (K_u) aumenta com a relação H_1/D_1, até o um valor crítico $H_1/D_1 = (H_1/D_1)_{cr}$.

A Figura 17 mostra à variação do empuxo à tração em função do embutimento relativo (H_1/D_1) e do ângulo de atrito do solo (ϕ). Pode-se observar que a partir de certo ponto de embutimento o empuxo à tração do solo (K_u) se torna constante.

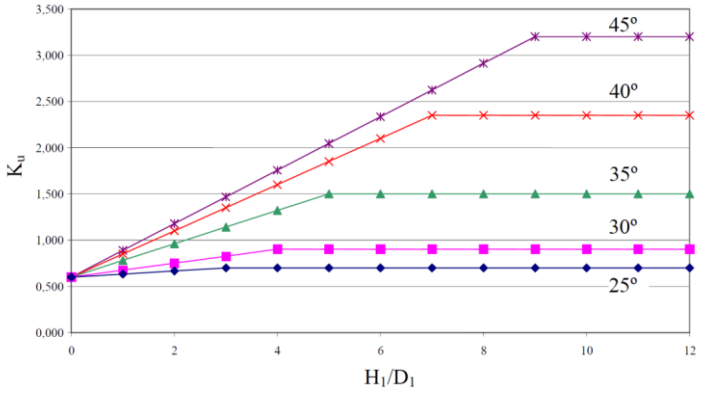


Figura 17: Variação de $\boldsymbol{K_u}$ em relação a H/D e ϕ (Adaptado de Carvalho, 2007 apud Das, 1990).

2.7.3 Condição de ancoragem profunda

Quando o embutimento relativo (H_1/D_1) é maior do que o embutimento crítico $(H_1/D_1)_{crit}$, têm-se a condição de ancoragem profunda no sistema de fundação. A Figura 18 mostra superfície de ruptura para a ancoragem helicoidal profunda embutida em areia (Das, 1990).

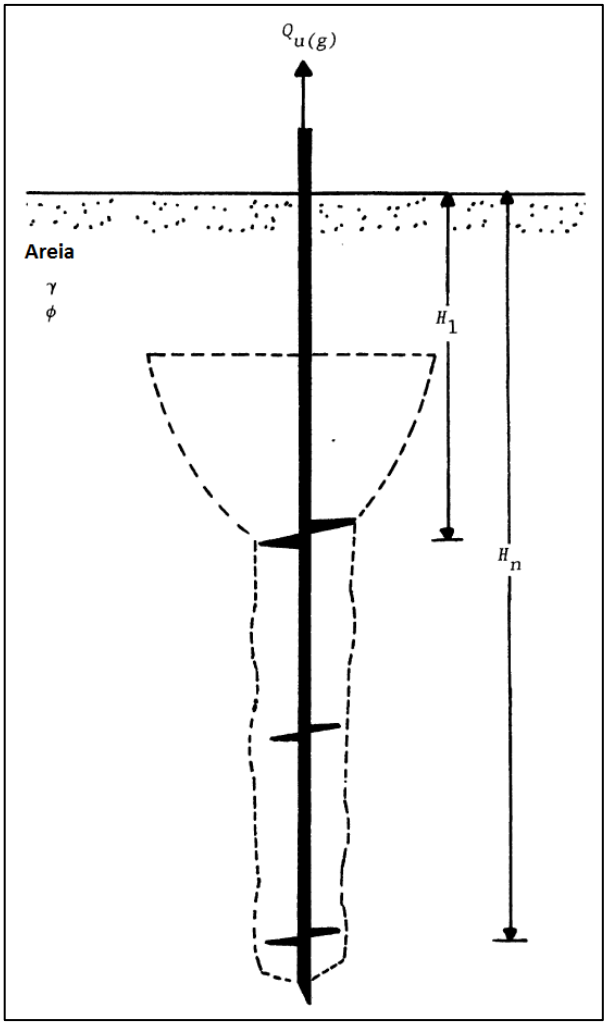


Figura 18: Superfície de ruptura típica em areia de uma ancoragem profunda submetida à tração (Das, 1990).

Mitsch e Clemence (1985) *apud* Das (1990) também desenvolveram uma simplificação geométrica da superfície de ruptura profunda a fim de facilitar o equacionamento matemático para a capacidade de carga do sistema de ancoragem que melhor aproxime do modelo real de resistência à tração. A Figura 19 mostra o modelo idealizado da superfície de ruptura da ancoragem helicoidal na condição profunda proposto na teoria geral de Mitsch e Clemence (1985).

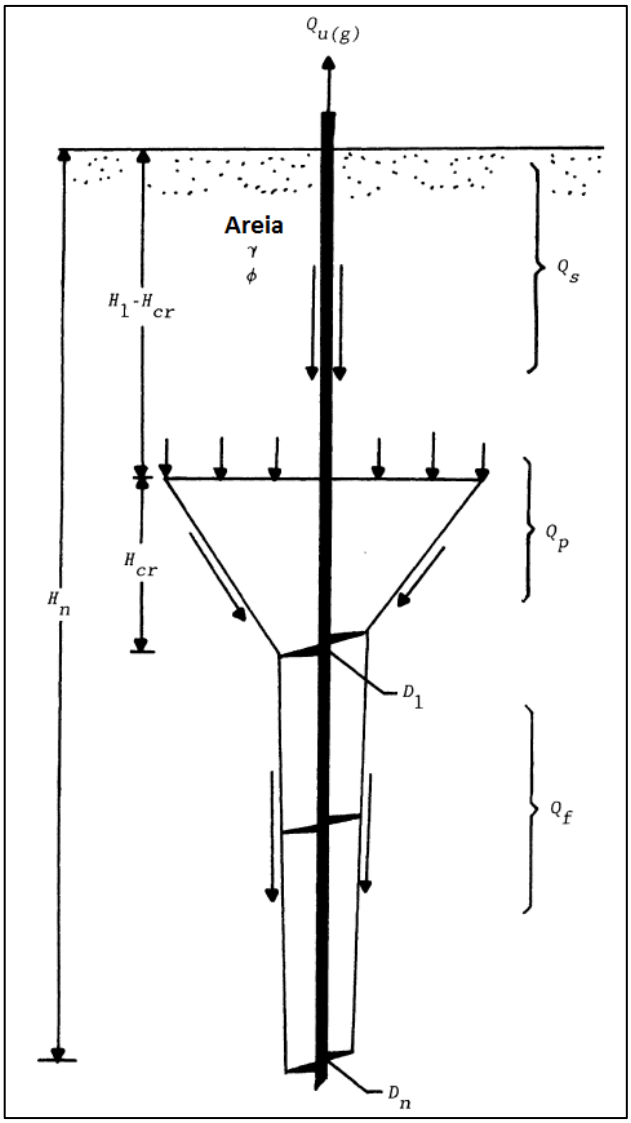


Figura 19: Superfície de ruptura simplificada adotada em areias para a condição de ancoragem profunda (Das, 1990).

A superfície de ruptura simplificada da Figura 19 mostra três variáveis que influenciam na capacidade de carga à tração da ancoragem profunda (Q_u). A equação (6) expressa a estimativa da capacidade de carga à tração na condição de ancoragem.

$$Q_u = Q_p + Q_f + Q_s \tag{6}$$

A parcela referente à resistência de ruptura acima da hélice de topo (Q_p) pode ser expressa pela equação (7).

$$Q_p = \frac{\pi}{4} F_q^* \gamma D_1^2 H_1 \tag{7}$$

Onde F_q^* é o fator de rompimento da ancoragem profunda, que pode ser determinado em função do ângulo de atrito interno do solo através do ábaco da Figura 20.

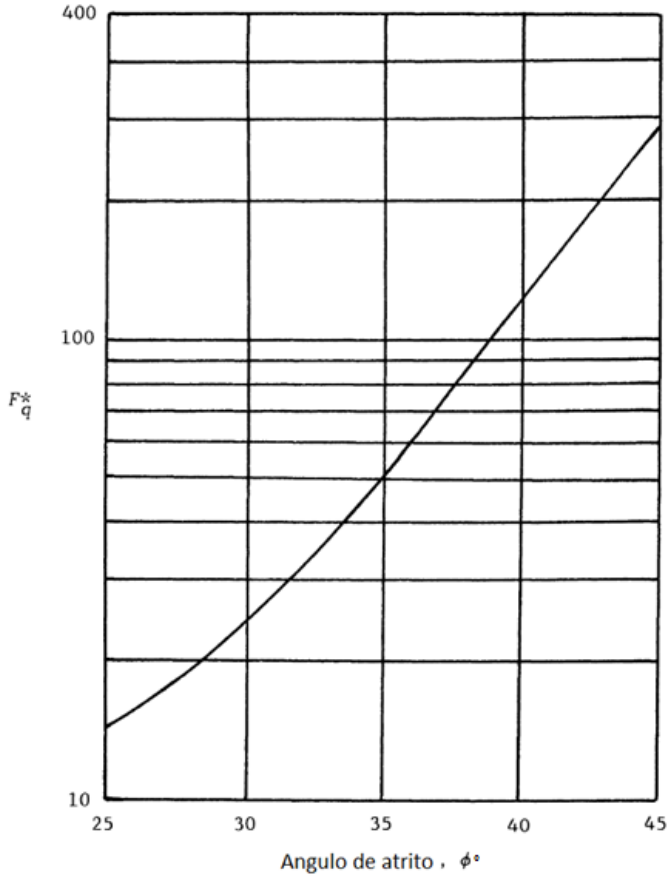


Figura 20: Variação de $\boldsymbol{F_q^*}$ em função do ângulo de atrito do solo (Das 1990).

A parcela referente à resistência de atrito de interface da superfície de ruptura tronco-cônica do sistema de fundação (Q_f) pode ser expressa pela equação (8).

$$Q_f = \frac{\pi}{2} D_a \gamma (H_n^2 - H_1^2) K_{u(max)} \tan \phi \quad (8)$$

Onde $K_{u(max)}$ é o coeficiente de empuxo à tração máximo do solo e D_a é o diâmetro médio das hélices.

O espaçamento crítico entre os dois tipos de ruptura é o ponto máximo, que ocorre a modulação de comportamento da ruptura (cilíndrica para individual ou vice-versa).

Rao *et al*. 1989 estudaram o comportamento de ruptura para um sistema de fundações por ancoragens helicoidais em solos coesivos. Avaliaram ensaios experimentais em ancoragens com espaços relativos entre hélices de 1,5, 2,3 e 4,6, da esquerda para a direita respectivamente (Figura 21). Concluíram que o comportamento da superfície de ruptura da condição geral e individual entre hélices depende diretamente do seu espaçamento relativo.

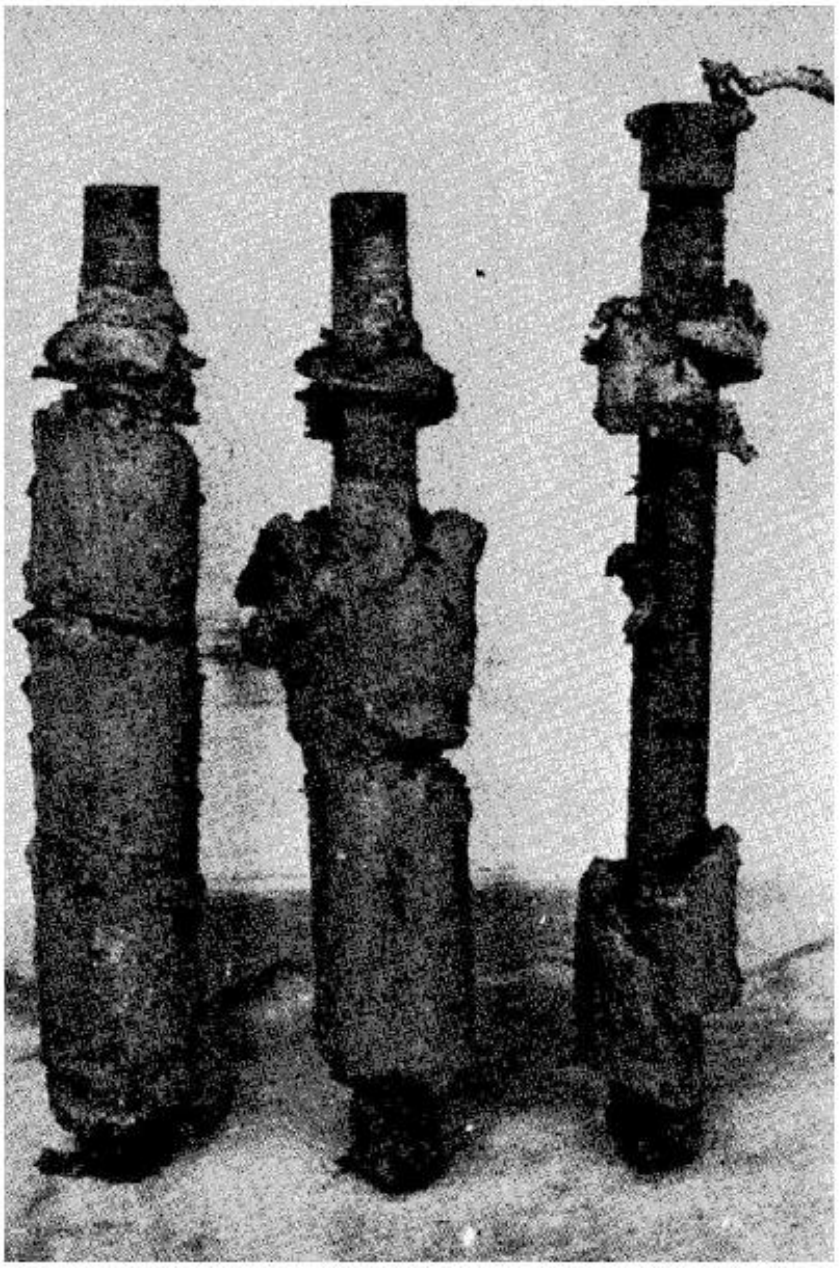


Figura 21: Comportamento de ruptura em função do espaçamento relativo das hélices para um solo coesivo (Rao et al., 1989).

2.7.4 Método das capacidades de carga individuais em cada hélice para areias

Segundo Hoyt (1989), se o espaçamento relativo entre as hélices de uma ancoragem helicoidal for imediatamente maior do que três, em um solo arenoso, as hélices não exercerão influência sobre as outras ocasionando assim rupturas localizadas em cada hélice da ancoragem (Figura 22).

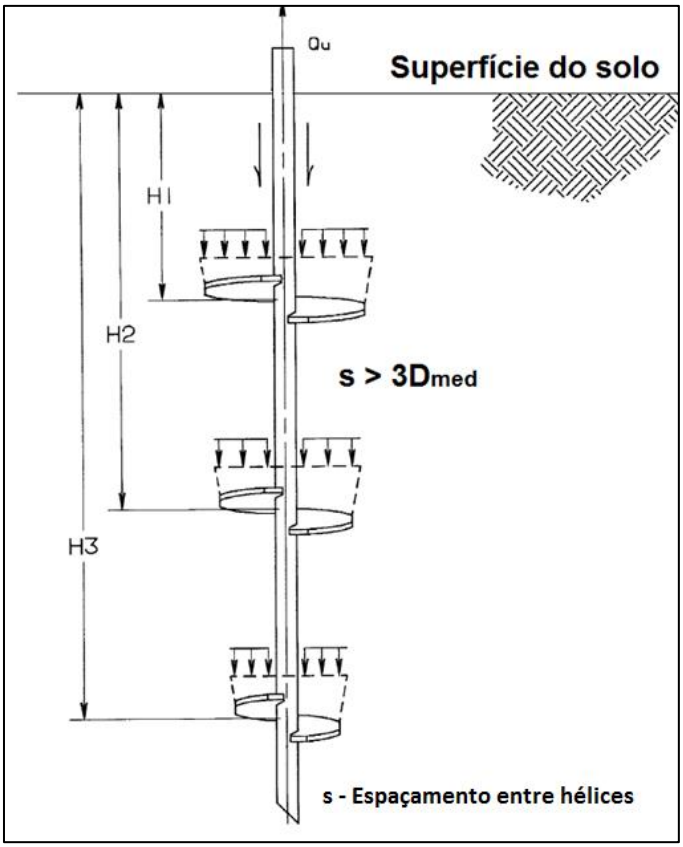


Figura 22: Esquema de ruptura localizada para condição de estaca profunda (Adaptado de Hoyt, 1989).

Para fins de projeto, o manual técnico da AB Chance Co. (2014) menciona que, em condições de ancoragem profunda, o embutimento relativo da hélice de topo deve ser maior ou igual a cinco ($H/D_1 \geq 5$). Das (1990) aborda que a ruptura localizada individual em cada hélice ocorrerá quando o espaçamento entre hélices for maior ou igual a uma vez e meia o diâmetro médio das suas hélices ($s \geq 1{,}5D_{med}$).

Pode-se adotar a teoria geral de Terzaghi para o cálculo da capacidade de carga individual em cada hélice, que resulta na sobreposição das capacidades de carga individual de cada hélice, dado pela equação (9).

$$Q_{ult} = A_h \sum_{n=1}^{n} \left(cN_c + q'N_q + 0{,}5\gamma' BN_\gamma\right) \quad (9)$$

No caso em questão, as seguintes condições de contorno são levadas em consideração. Para o caso de estacas em areia ($c = 0$) o termo ($0{,}5\gamma' BN_\gamma$) é tipicamente ignorado para estacas helicoidais, devido à pequena dimensão relativa do diâmetro das hélices em comparação as dimensões das fundações para a equação de Therzaghi. Reorganizando a expressão (9), tem-se a equação (10):

$$Q_{ult} = A_h \sum_{n=1}^{n} \left(q'N_q\right) \quad (10)$$

O fator de capacidade de carga pode ser facilmente obtido pelo gráfico da Figura 23.

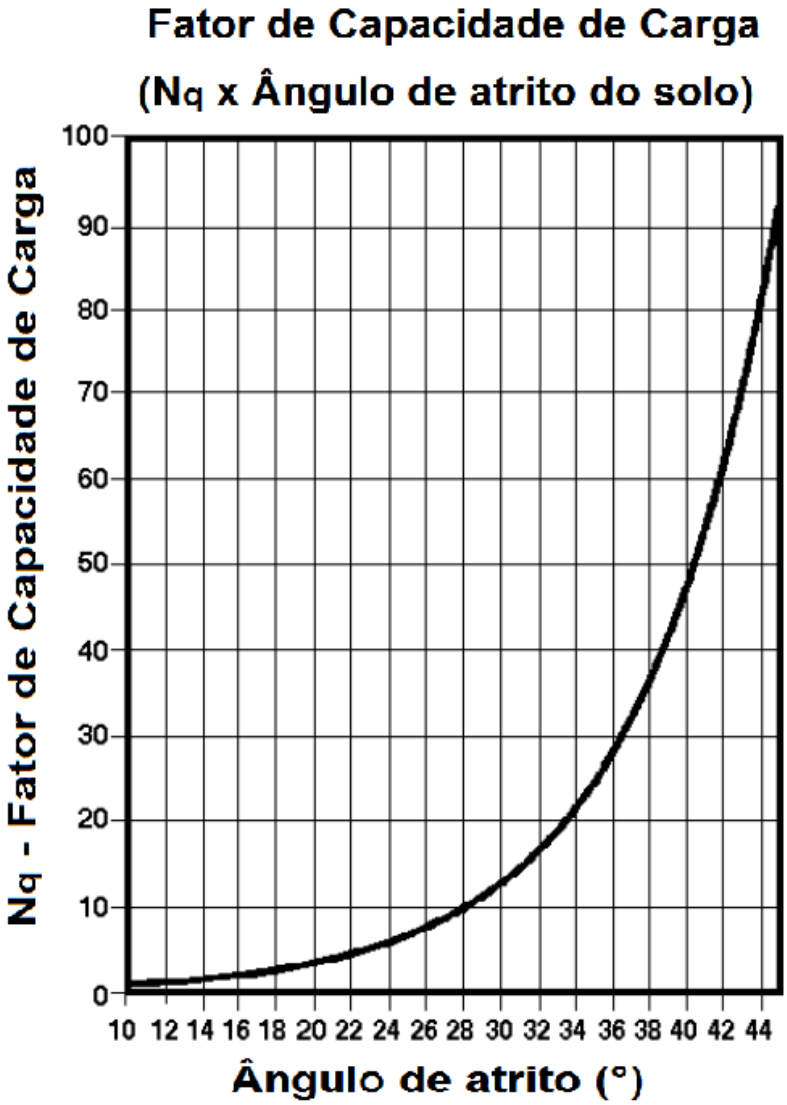


Figura 23: Gráfico de fator de capacidade de carga versus ângulo de atrito para solos arenosos (Adaptado de A.B Chance Co, 2014).

2.8 Provas de carga à tração em ancoragens helicoidais

Provas de carga de tração em ancoragens helicoidais são geralmente utilizadas para controle de qualidade de instalação das ancoragens em estruturas de contenções. A ASTM D3689 é a norma americana que padroniza a metodologia de execução do ensaio de provas de carga. No Brasil a norma que padroniza a metodologia de execução do ensaio de provas de carga de compressão e tração é a NBR 12131/2006.

O ensaio pode ser realizado com carregamento lento, rápido, misto (lento seguido de rápido) ou cíclico. Segundo a NBR 12131/2006 o ensaio com carregamento rápido pode ser realizado de acordo com as seguintes prescrições:

a) O carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando qual a carga aplicada em cada estágio e não deve ser superior à carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada.
b) O tempo de duração de cada estágio deve ser de no mínimo 10 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos;
c) Em casos especiais como fundações de torres de linhas de transmissão, o tempo de manutenção de carga pode ser reduzido para cinco minutos;
d) Em cada estágio os deslocamentos devem ser lidos nos períodos de 0, 1, 2, 4, 8 e 15 minutos.

2.8.1 Interpretação das curvas de provas de carga de tração

Há vários métodos de interpretação da capacidade de carga a tração e compressão. Seu principal objetivo é determinar a carga última real do sistema de fundação em campo, ou seja, qual a maior carga aplicada no sistema de fundação que gerou sua ruptura.

Os principais métodos de interpretação abordados neste trabalho foram o método de Davison (1972), método da NBR 6122/2010, método de Van der Veen (1953) e o método de Decóurt (1999).

2.8.1.1Método de Davison (1972)

Segundo Perko (2009), o método de Davison (1972) é um dos métodos de interpretação mais recomendados entre os executores de estacas e ancoragens helicoidais nos Estados Unidos. A Figura 24 mostra o segmento linear proposto no método de Davison (1972), interceptando a curva de carregamento versus deflexão de um ensaio de prova de carga de tração de uma ancoragem helicoidal. O método de Davison (1972) consiste em transladar uma linha tracejada com inclinação igual à deformação elástica da estaca em 10% do seu diâmetro médio.

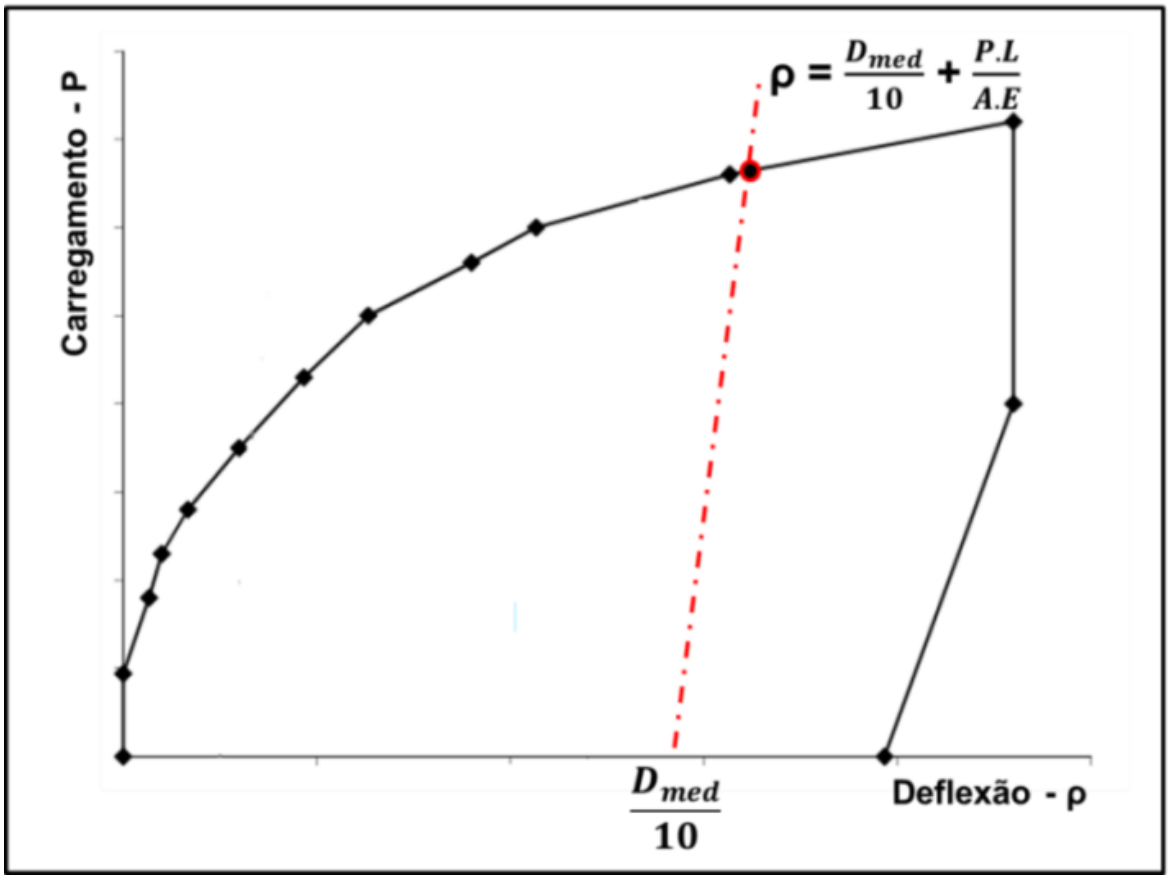


Figura 24: Exemplo do método de Davison modificado para determinação da carga última na curva de prova de carga (Adaptado de Perko, 2009).

Onde a expressão $\left(\frac{P.L}{A.E}\right)$ é dada pela deformação elástica da estaca.

2.8.2 Método da NBR 6122/2010

O método do critério de ruptura convencional estabelecido pela NBR 6122/2010 para qualquer prova de carga correspondente à intersecção da curva de carga versus deflexão com a reta cuja equação é dada através da equação (11). A Figura 25 esquematiza o procedimento gráfico de aplicação do método na curva carga *versus* recalque.

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P.L}{A.E} \tag{11}$$

Onde D é o diâmetro médio das hélices da estaca helicoidal.

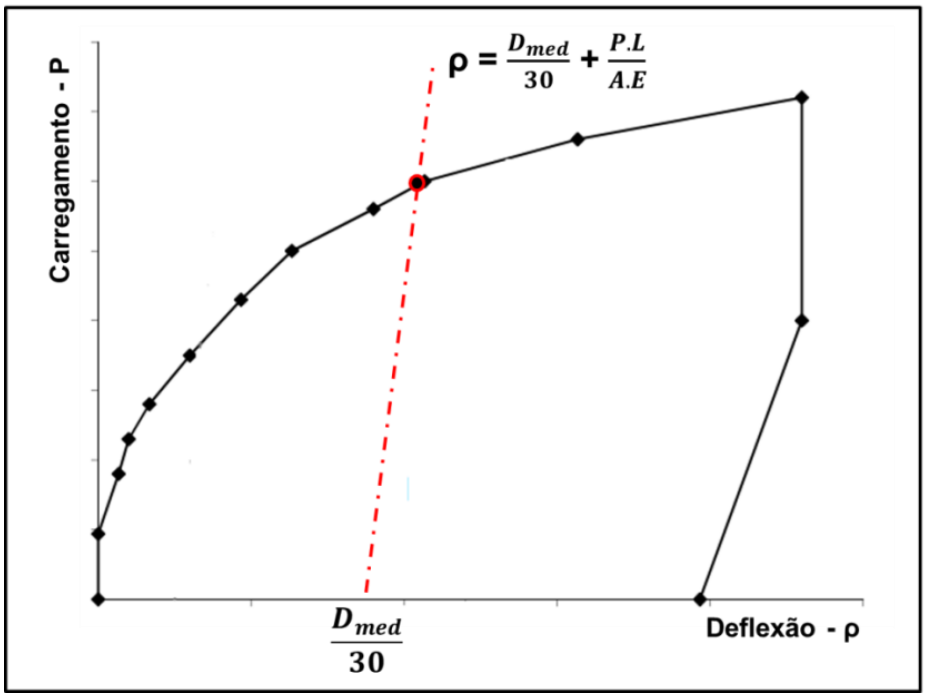


Figura 25: Representação geométrica do modelo de critério de ruptura convencional da NBR 6122/2010 (Adaptado de Perko, 2009).

2.8.2.1 Método da Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) consiste em um método de extrapolação. A carga última é definida através do processo iterativo de uma equação linear ajustada (Figura 26). A equação é dada por:

$$P = R\ (1 - e^{-(a.\rho)}) \tag{12}$$

Onde P é a carga aplicada sobre a fundação, a é o coeficiente que define a forma da curva (dado em mm^{-1}), ρ é o recalque ocorrido (dado em mm), e é à base dos logaritmos naturais e R indica a interseção da assíntota vertical com eixo das cargas.

Organizando a equação (12), têm-se uma equação de uma reta:

$$a.\rho + \ln\left(1 - \frac{P}{R}\right) = 0 \tag{13}$$

Partindo de um valor de R qualquer, podem-se calcular os valores correspondentes de $\ln\left(1 - \frac{P}{R}\right)$. Plota-se um gráfico da expressão (–ln(1-p/R)) em

função do recalque (ρ). Busca-se realizar iterações de R até que haja convergência da curva o mais próximo possível de uma reta que passe pela origem dos eixos ordenados. A Figura 26 mostra o ajuste da curva de (–ln(1-p/R)) versus ρ.

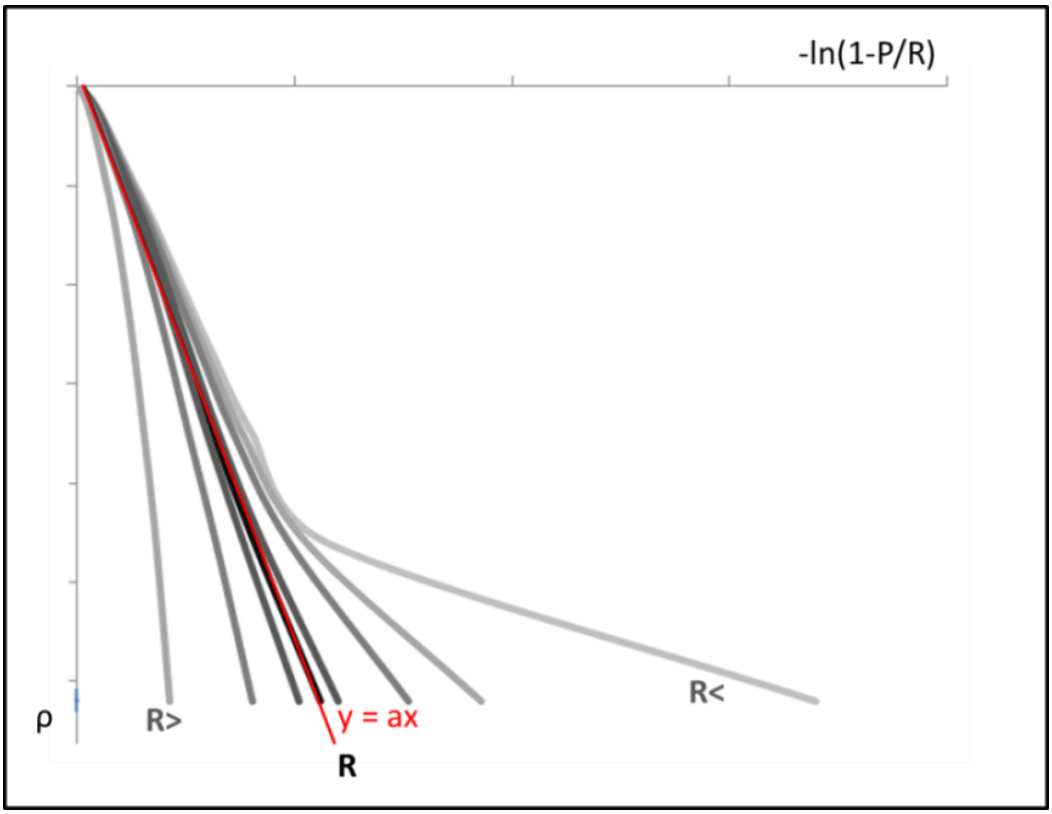


Figura 26: Curva de ajuste de Van der Veen (1970).

Realizado o ajuste da reta, obtêm-se através da equação da reta encontrada os fatores de a e R (equação 13). Assim, plota-se um novo gráfico, carga versus recalque substituindo os valores de a e R. Extrapolando o recalque na curva ajustada, observa-se que a carga P tenderá a um número limite, que é considerada a carga de ruptura do sistema pelo método de Van der Veen (1970).

Aoki (1976) *apud* Cintra (2013) propõe que a reta de ajuste da curva determinada no método não passe pela origem do sistema de coordenadas para se obter um melhor ajuste, modificando a equação (12) para a equação (14).

$$P = R\,(1 - e^{-(a.\rho+b)}) \tag{14}$$

A Figura 27 mostra a curva da equação exponencial proposta por Van de Veen (1970) ajustada em uma curva de carga versus recalque de um ensaio de prova de carga determinando o limite da carga em que o recalque é infinito na equação.

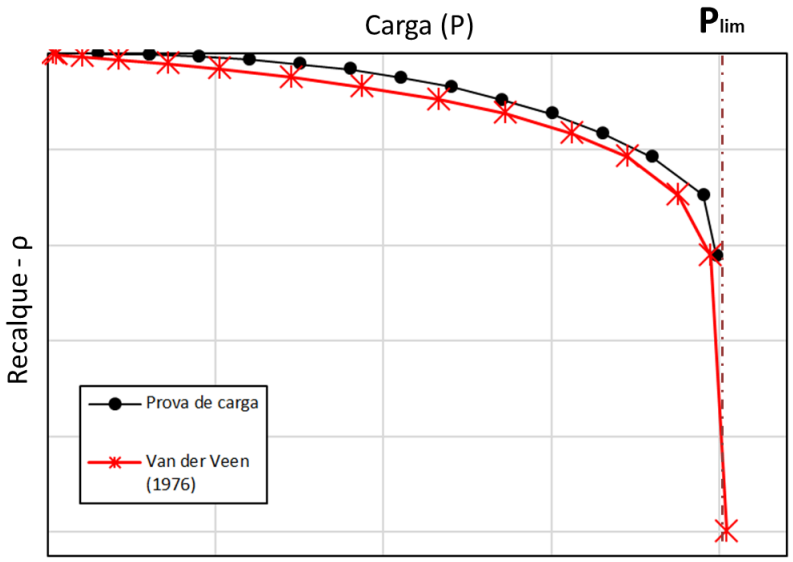


Figura 27: Curva ajustada com a curva de recalque pelo método de Van der Veen (1970).

2.8.2.2 Método de Decóurt (1999)

O método de Decóurt (1999) consiste em representar uma curva ajustada e extrapolada em relação à curva de carga *versus* recalque do ensaio de prova de carga. O ajuste da curva é realizado através do ajuste linear de uma curva de rigidez (P/ρ) *versus* a carga aplicada (Figura 28).

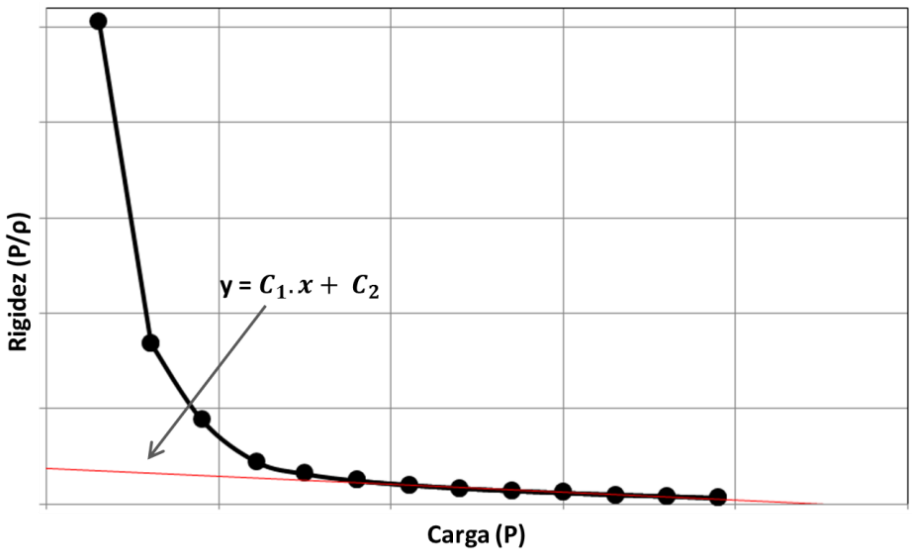


Figura 28: Ajuste linear dos últimos pontos da curva de rigidez versus carga aplicada.

Realizado o ajuste linear dos últimos pontos obtém-se a equação da reta com os coeficientes angular (C_1) e linear (C_2) e substitui na equação da carga em função do recalque (15).

$$P = \frac{C_2 .\rho}{1 - C_1.\rho} \tag{15}$$

Plota-se assim a curva ajustada pelo método de Decóurt (1999) extrapolando os valores do recalque para a determinação da carga limite. A Figura 29 mostra a curva ajustada pelo método de Decóurt (1999) em relação a uma curva tensão versus recalque de um ensaio de prova de carga.

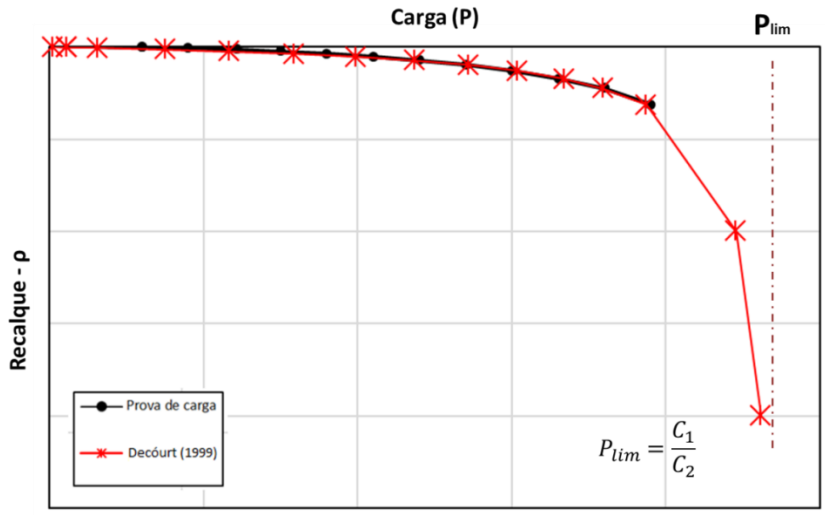


Figura 29: Curva ajustada sobre a curva de prova de carga pelo método de Decóurt (1999).

2.9 Reforço de solos com geossintéticos

O reforço de solos consiste em melhorar suas propriedades mecânicas, através da adição de algum material em sua matriz. O uso do reforço busca aumentar sua resistência, restringindo as deformações ou deslocamentos causados pelos esforços atuantes sobre o solo (Palmeira, 1987). Os reforços podem ser naturais ou sintéticos. Os reforços naturais consistem em reforçar a matriz de um solo através da adição de um material de propriedades superiores ao do solo, podendo ser encontrado na natureza ou industrializado. Os reforços sintéticos consistem em reforçar o solo através de um material sintético processado industrialmente, com o objetivo de melhorar significativamente suas propriedades mecânicas de deformabilidade. Estes materiais sintéticos de reforço são comercialmente conhecidos como geossintéticos.

Dentre as inúmeras técnicas de reforço de solo, o uso de materiais geossintéticos vem ganhando destaque ao longo da engenharia geotécnica. A razão para esse aumento é dada, devido suas inúmeras vantagens, tais como confiabilidade técnica, prazos reduzidos de execução e custos competitivos de mercado (Sieira

2003). A inclusão de elementos geossintéticos em obras de taludes reforçados em aterros propicia uma redistribuição global das tensões e deformações induzidas, proporcionando adotarem estruturas mais íngremes e com menor volume de aterro compactado (Sieira 2003).

2.9.1 Geogrelhas

As geogrelhas são produtos estruturados de elementos resistentes à tração em forma de grelhas, cuja função predominante é reforçar o solo, nas quais as aberturas permitem passagem do solo, interagindo com o meio que estão confinadas (NBR 12.553/2003). Em geral, as geogrelhas são quase que exclusivamente utilizadas para o reforço de solos (Teixeira 2003). A Figura 30 mostra uma geogrelha típica, com seus principais elementos técnicos.

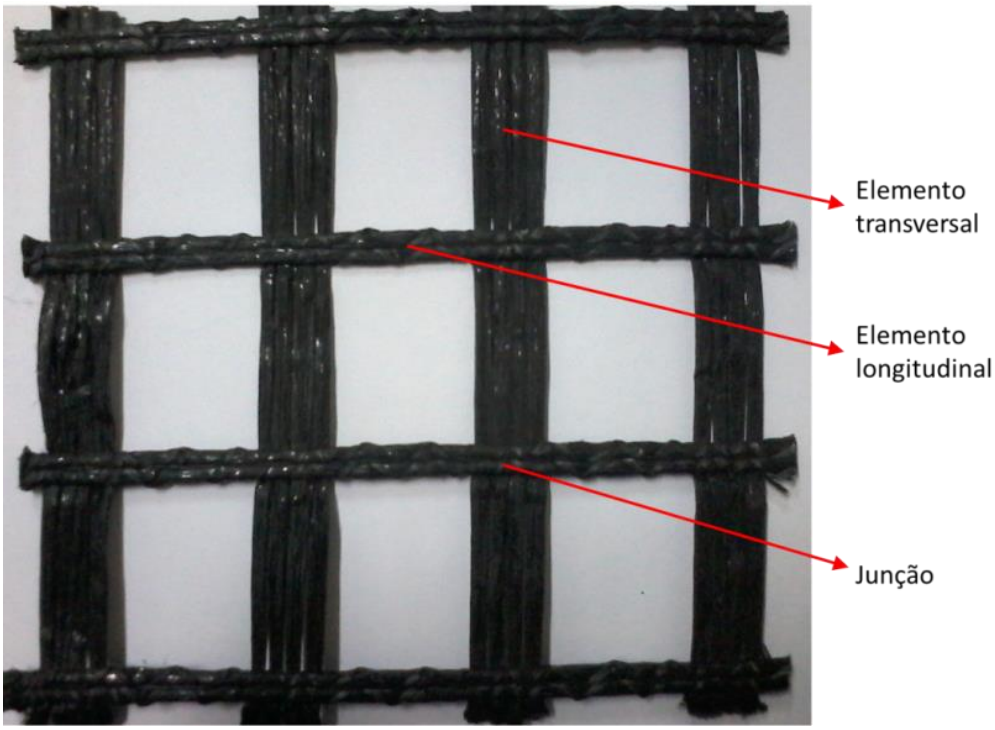


Figura 30: Principais elementos constitutivos de uma geogrelha típica.

A NBR 12.553/03 classifica as geogrelhas em três tipos em função do seu processo de fabricação, nas quais são:

- **Geogrelhas Extrudadas**: São geogrelhas fabricadas por processo de extrusão, seguido de estiramento, uniaxial ou biaxial (Figura 31);

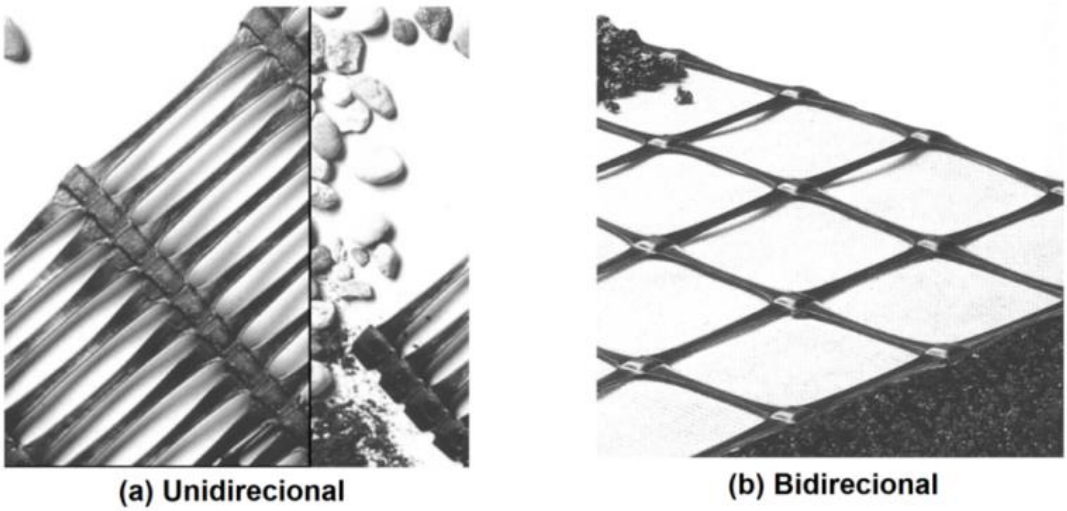


Figura 31: Geogrelhas fabricadas por extrusão, unidirecional (a) e bidirecional (b) (Sieira, 2003).

- **Geogrelhas Soldadas**: São estruturas bidirecionais conectadas por soldagem de material composto por filamentos têxteis sintéticos e recobertos por revestimento protetor de alto módulo elástico (Figura 32);

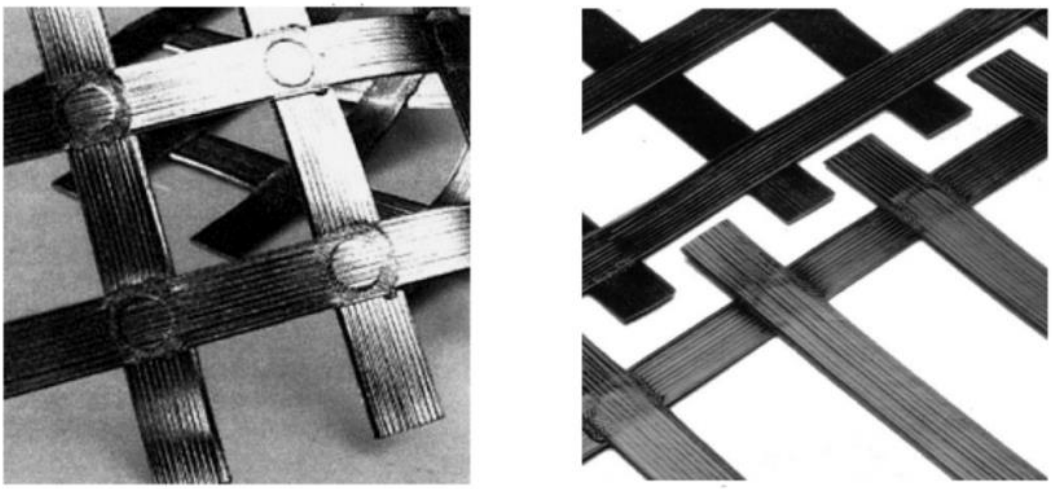


Figura 32: Estruturas de Geogrelhas Soldadas (Sieira, 2003).

- **Geogrelha Tecida**: Estruturas bidimensionais constituídas de fibras sintéticas, tricotadas ou intertecidas nas juntas, recobertas por uma capa protetora (Figura 33);

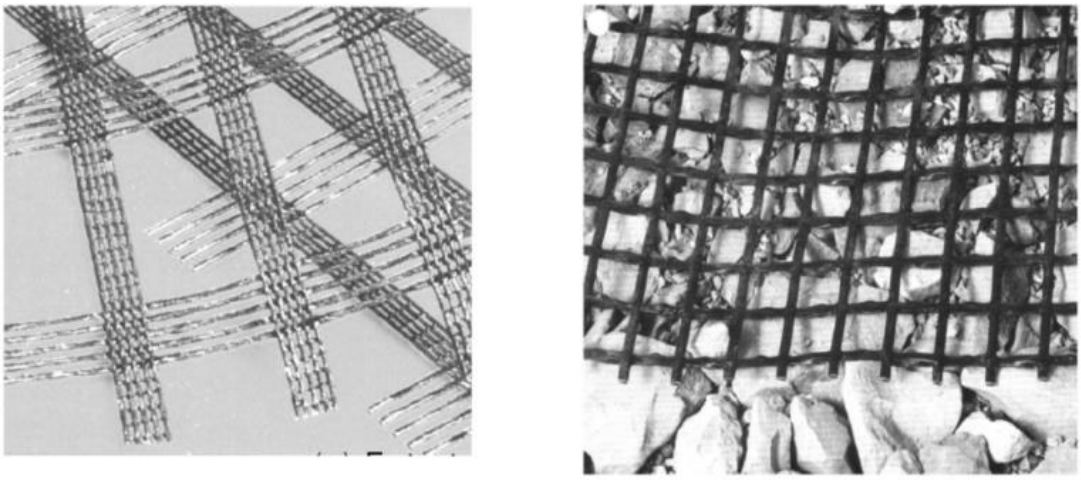


Figura 33: Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003).

2.9.2 Interação Solo-Geogrelha

A interação solo-geogrelha depende das propriedades do solo (peso específico aparente, granulometria, composição) e das propriedades da geogrelha (Sieira 2003). A Figura 34 mostra os três mecanismos básicos de interação que ocorrem entre o solo e a geogrelha: cisalhamento na interface (solo-tiras) (a) cisalhamento do solo intertravado (b) e puncionamento dos membros de ancoragem (c).

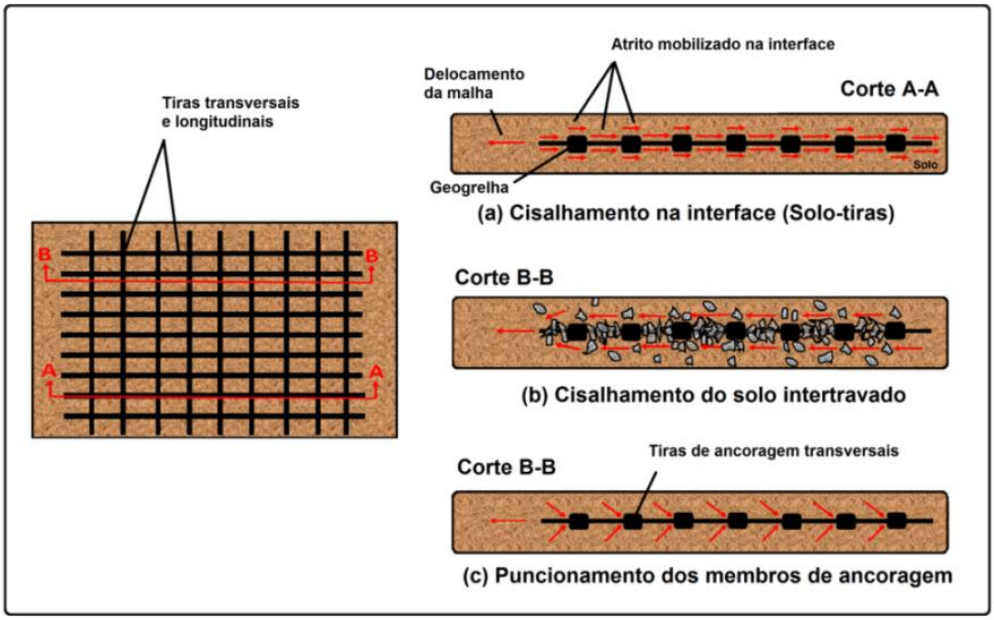


Figura 34: Mecanismos de interação Solo-geogrelha propostos por Bauer e Mowafy, (1988): Solo-tiras (a); Cisalhamento do solo intertravado (b); Puncionamento dos membros de ancoragem (c) (Adaptado de Sieira, 2003).

A Figura 34 (a) mostra um esquema representativo com um diagrama de forças do mecanismo de atrito de interface entre o solo e as tiras da geogrelha do corte AA.

O cisalhamento de interface ocorre entre os grãos do solo e as tiras (transversais e longitudinais) da geogrelha. A resistência do sistema de reforço possui relação direta com a área efetiva de influência das tiras (Sieira 2003).

A Figura 34 (b) mostra o esquema do cisalhamento do solo intertravado nas aberturas da geogrelha. Esta parcela de resistência é devida apenas à parcela de atrito de interface entre o solo e o solo intertravado. A Figura 34 (c) mostra o efeito de puncionamento causado pelos “nós” entre as zonas de interseção entre as tiras longitudinais e transversais.

2.10 Mecanismo de transferência de carga solo-reforço

A Figura 35 mostra quatro possíveis mecanismos de ruptura ocorrendo em quatro regiões de diferentes condições de carregamento. Cada região possui um mecanismo de interação solo-reforço que é determinado pelo movimento relativo entre o solo e o reforço. Para cada mecanismo de interação, pode-se associar um ensaio mecânico em laboratório (Palmeira, 2009).

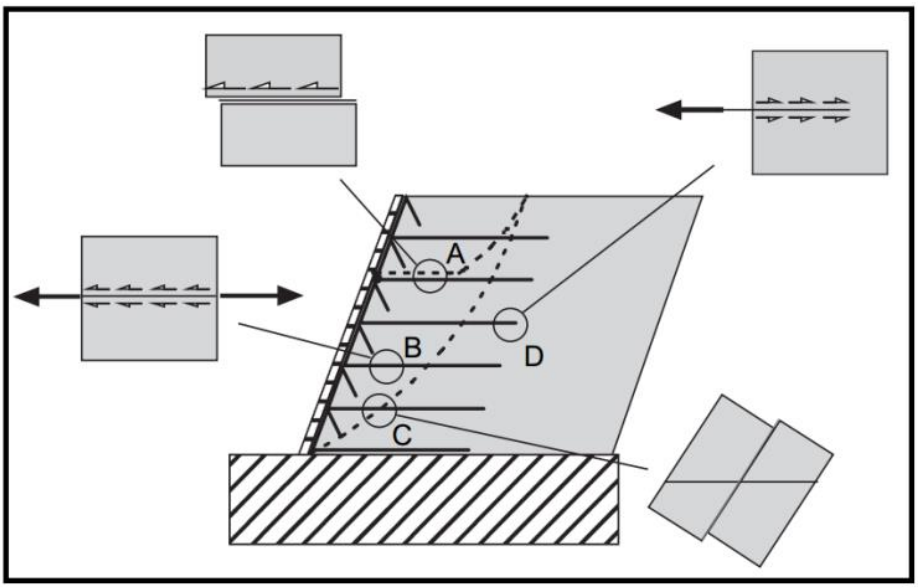


Figura 35: Principais mecanismos de interação (solo-reforço), que possivelmente ocorrerão em uma estrutura de solo reforçado (Palmeira 2009).

Observa-se que na região A ocorre um deslizamento de uma massa de solo sobre a superfície do reforço. O ensaio de laboratório mais adequado que represente esse comportamento mecânico é o ensaio de cisalhamento direto sobre a interface do solo/reforço. Na região B, tanto o solo quanto o reforço podem sofrer deformação lateral, logo o ensaio de tração confinada pode ser o mais adequado para este

comportamento. A região C mostra que tanto o solo quanto o reforço estão sobre cisalhamento, logo o ensaio que melhor representa esse comportamento mecânico é o cisalhamento direto com o reforço posicionado obliquamente ao plano de cisalhamento. A região D mostra que somente o reforço está sendo tracionado no solo, portanto o ensaio de arrancamento é o que melhor representa o comportamento mecânico referente a essa região (Palmeira, 2009).

2.11 Sistemas de fundações por ancoragens em solos reforçados por geossintéticos.

Krishnaswamy e Parashar (1994) analisaram o comportamento de ancoragens em meio a solos reforçados com geossintéticos, através de um modelo de ancoragem em uma caixa metálica. Investigaram o melhor posicionamento e o melhor material de reforço que ofereceu maior eficiência no ganho de capacidade de carga do protótipo. Concluíram que a configuração de melhor eficiência de reforço foi a configuração cuja sua instalação se deu imediatamente acima da ancoragem (caso C), mostrando que há uma relação de aumento da capacidade de carga à tração do sistema de ancoragem com o aumento da malha do geocompósito (Figura 36).

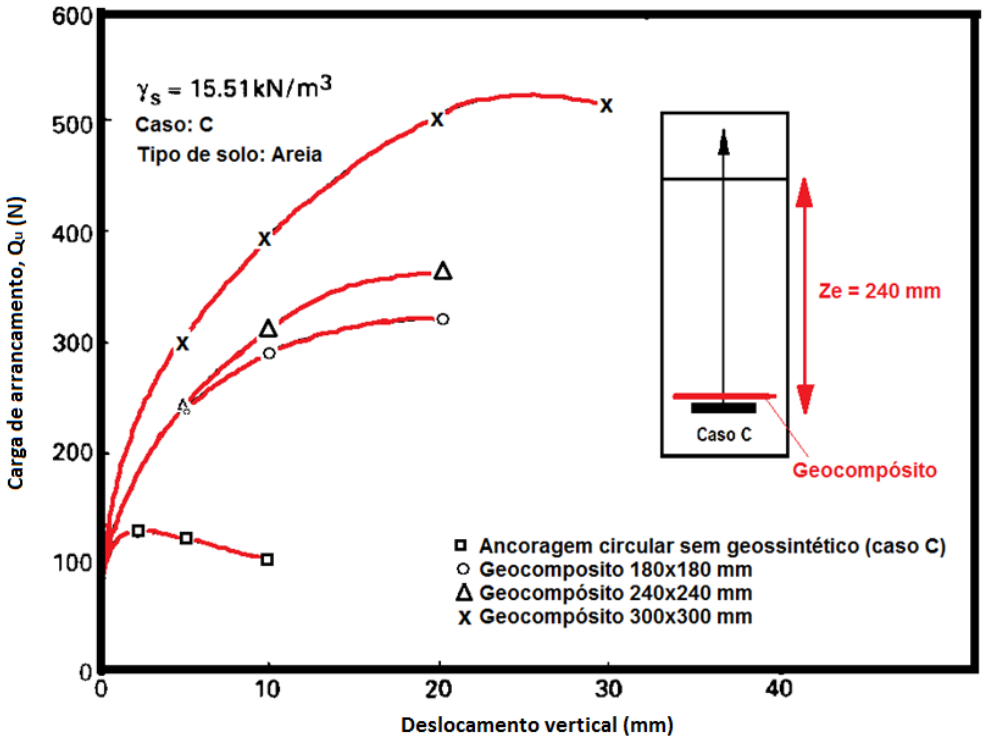


Figura 36: Aumento da eficiência do reforço na capacidade de carga de arrancamento da ancoragem (Krishnaswamy E Parashar 1994).

Ilamparuthi e Dickin (2001) compararam várias configurações de ancoragens de diâmetro de 100 mm embutidos em solo arenoso de compacidade média-densa a uma profundidade de 300 mm. O solo foi reforçado com uma geogrelha em diferentes configurações de posicionamento, inseridos em uma caixa metálica e estendidos a um comprimento de três vezes o diâmetro da ancoragem (Figura 37). Ilamparuthi e Dickin (2001) concluíram que a resistência ao arrancamento aumenta com o aumento da extensão da geogrelha, densidade da areia, embutimento da ancoragem e com o seu diâmetro.

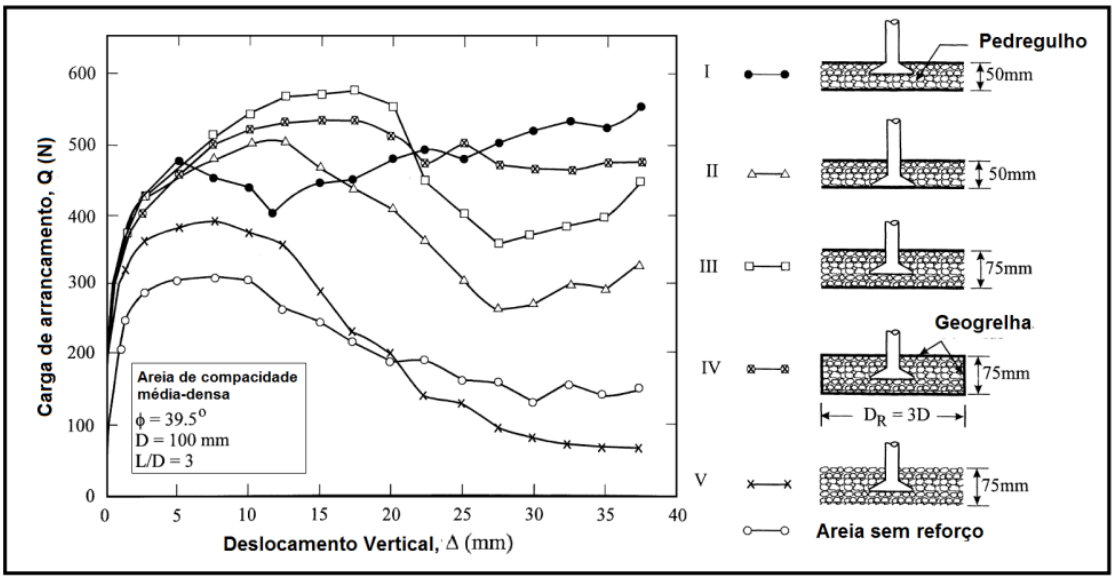


Figura 37: Comportamento de modelos de reforço de um protótipo de ancoragem (Ilamparuthi e Dickin, 2001)

Moghaddas (2014) comparou o aumento da capacidade de carga à tração e compressão de um sistema de ancoragem imerso em um solo reforçado com geocélulas, imediatamente acima e imediatamente abaixo da placa de ancoragem (Figura 38). O estudo consistiu em avaliar o comportamento do reforço em função da variação da altura do reforço (H_t e H_b) em 25, 50, 75 e 100 mm (Figura 39). Os resultados de Moghaddas (2014) concluíram que houve um aumento significativo da rigidez do sistema de ancoragem (cerca de 50%), quando a altura da geocélula (H_t) aumentou de 25 mm para 50 mm e não houve aumentos significativos da resistência do sistema (cerca de 10%), quando a altura da geocélula variou de 50 mm para 100 mm (Figura 39).

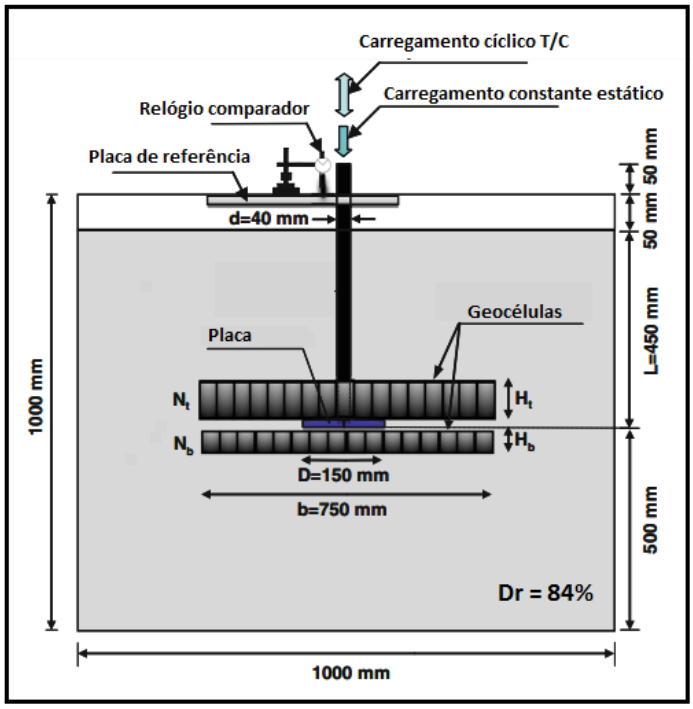


Figura 38: Esquema do modelo físico com reforço desenvolvido para carregamentos de compressão e cíclicos (Adaptado de Moghaddas, 2014).

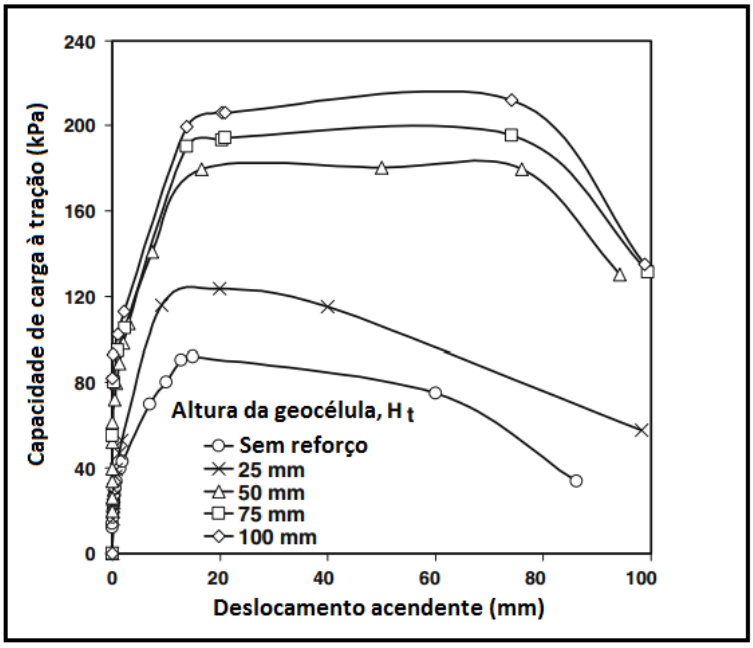


Figura 39: Comparação do ganho da capacidade de carga à tração do sistema em função da variação da altura da geocélula (Ht) (Adaptado de Moghaddas, 2014).

A Figura 40 mostra três ensaios realizados por Ghosh (2010) com um embutimento de ancoragem de 1,5 (H/D = 1,5), O primeiro ensaio foi realizado com o solo sem nenhum reforço, o segundo com uma camada de reforço e o terceiro com

duas camadas de reforço de geotêxtil. Ghosh (2010) concluiu que houve um aumento de resistência com apenas uma camada de reforço, porém não houve aumento significativo de resistência na condição reforçada com duas camadas em relação ao ensaio com apenas uma camada (Figura 40).

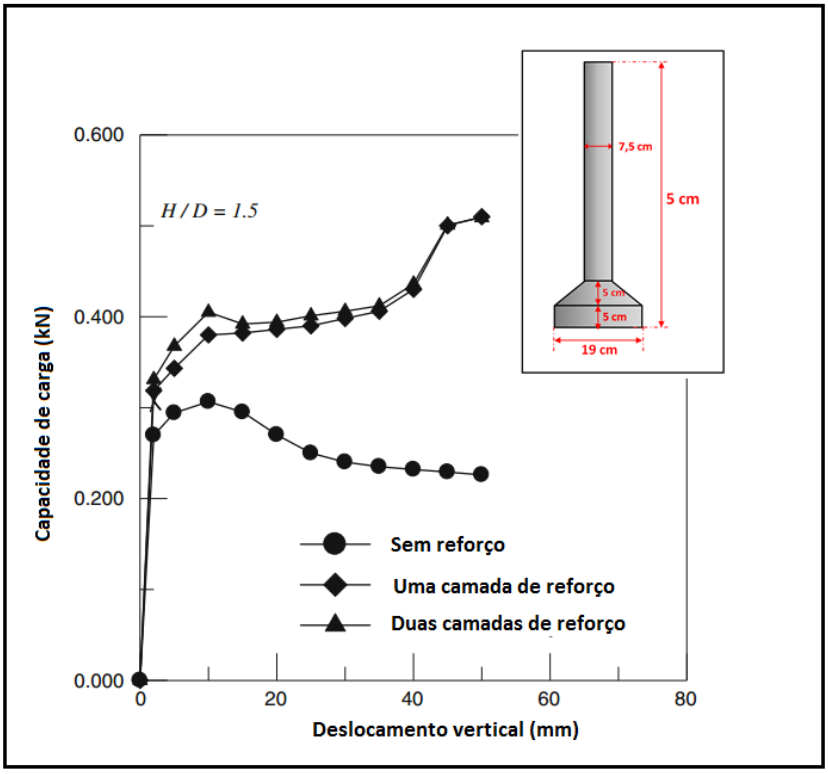


Figura 40: Comparação dos ensaios realizados com e sem reforço no sistema de ancoragem indicado (Adaptado de Ghosh, 2010).

Foi observado que a partir de um deslocamento de 40 mm, houve um novo aumento da carga de arrancamento do sistema de ancoragem tanto no caso do reforço com uma camada quanto no caso do reforço com duas camadas, sendo observado que o reforço só começou a agir no sistema de ancoragem após uma mobilização de 40 mm de deslocamento.

3 Materiais e métodos

Foi avaliado por meio desta pesquisa o comportamento de uma ancoragem helicoidal submetida à tração, através do desenvolvimento de um protótipo em escala reduzida. A análise baseou-se em dados provenientes da comparação de provas de carga de arrancamento com e sem reforço. Este capítulo descreve os materiais

utilizados (solo e geossintético) bem como a os ensaios realizados e as características dos equipamentos empregados nesta pesquisa.

3.1 Caixa de ensaio

Os ensaios de prova de carga desta pesquisa foram realizados em uma caixa metálica quadrada de 1400x1400x700 mm de dimensões internas com uma viga de reação de alta rigidez com perfil tipo I. A Figura 41 (a) mostra um desenho tridimensional, da caixa com o protótipo com suas principais dimensões e a Figura 41 (b) mostra a imagem real da caixa com o protótipo utilizado.

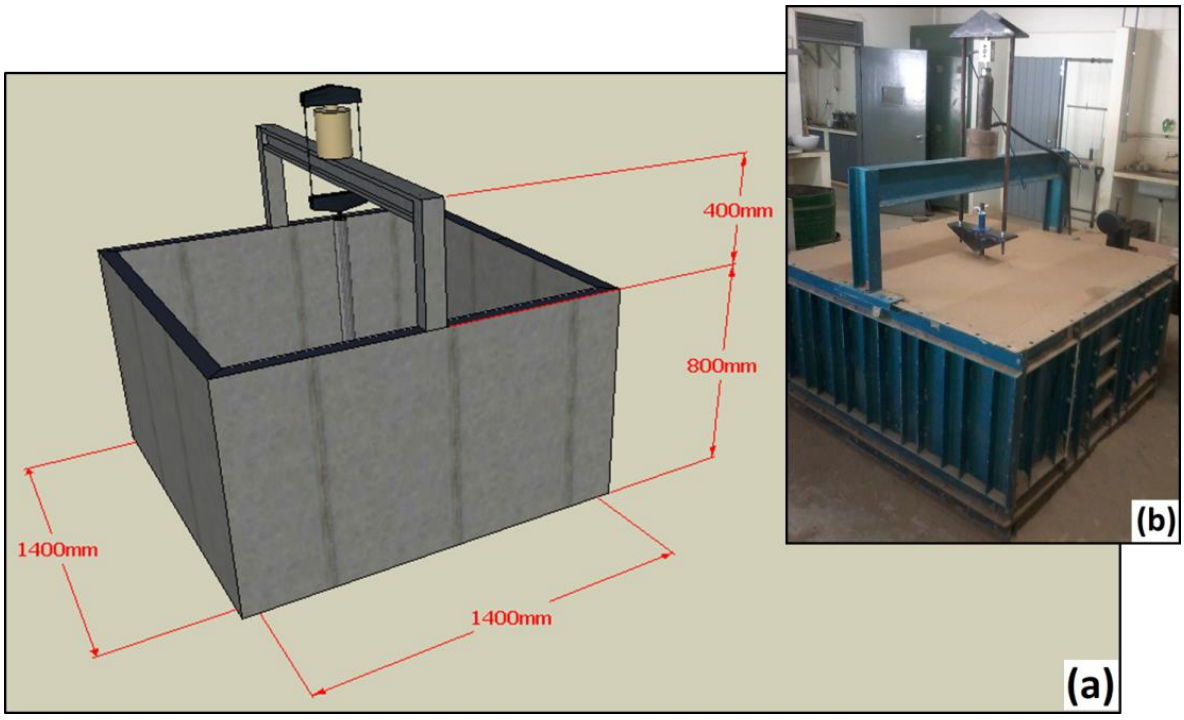


Figura 41: (a) Imagem virtual da caixa metálica. (b) Imagem real da caixa metálica nas quais foram desenvolvidos os ensaios de prova de carga a tração.

3.2 Solo

O solo utilizado nesta pesquisa foi coletado na cidade de Natal (RN), dentro do campus da UFRN, caracterizado através dos ensaios de análise granulométrica, massa específica dos sólidos, índice de vazios máximo e mínimo, ensaios de cisalhamento direto com densidades relativas nos estados médio e compacto com tensões normais de 50, 100 e 200 kPa. A Figura 42 mostra uma foto do local de coleta do solo estudado.

Figura 42: Imagem do local de coleta do solo no campus da UFRN (Adaptado de Fontoura, 2015).

O solo coletado nesta pesquisa foi o mesmo solo caracterizado por Fontoura (2015). A Figura 43 apresenta a curva granulométrica do solo.

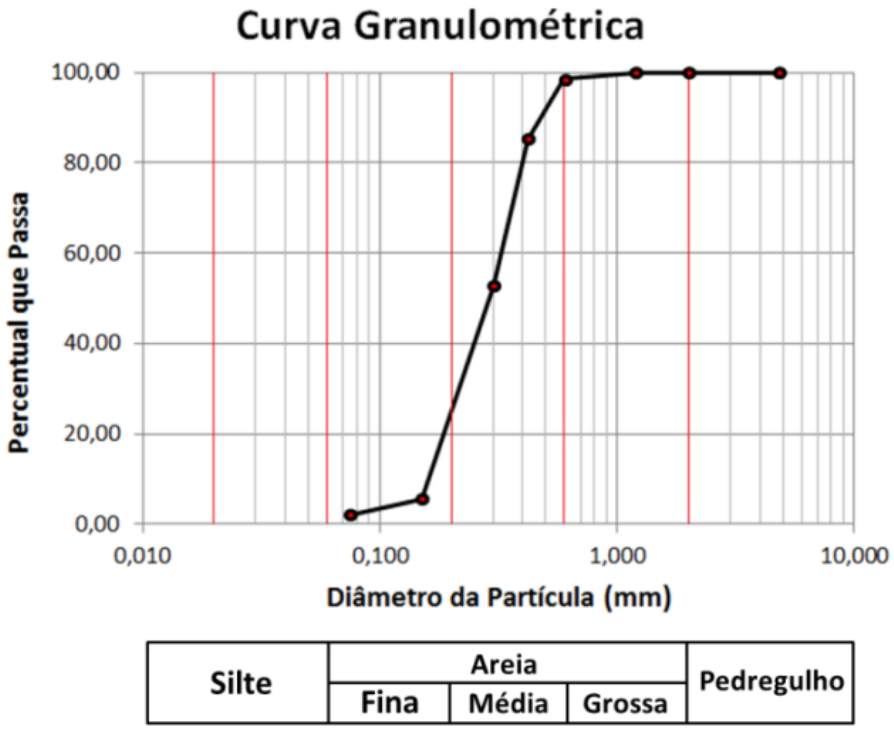


Figura 43: Curva granulométrica do solo coletado

Através da curva granulométrica, pode-se concluir que o solo trata-se de uma areia de granulometria média, mal graduada (SP), muito uniforme (CNU = 1,9) com um coeficiente de curvatura (CC) inferior a unidade (CC<1).

A Tabela 2 apresenta a descrição dos resultados dos ensaios de caracterização que foram realizados no desenvolvimento dessa pesquisa.

Tabela 2: Caracterização geotécnica do solo utilizado

Propriedade	Valor
Massa específica dos sólidos	2,62 g/cm³
Índice de vazios mínimo	0,63
Índice de vazios máximo	0,84
Classificação SUCS	SP
Ângulo interno de atrito	32,5° - (CR = 0,5) 42° - (CR = 0,8)

No Apêndice 1 encontra-se todas as tabelas de todos os ensaios de caracterização do solo realizados nesta pesquisa. As Figuras 44 (a) e (b) mostram, em escala ampliada, o solo utilizado.

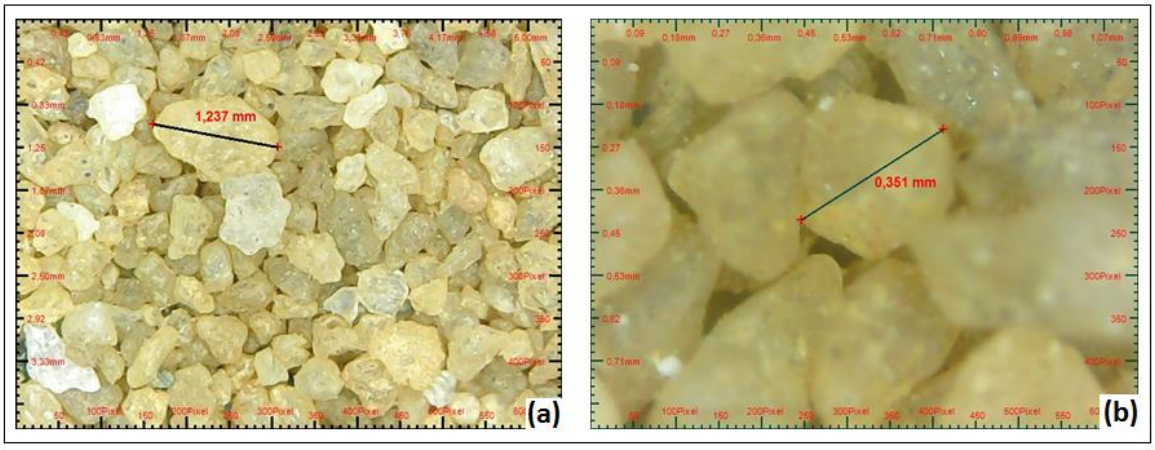


Figura 44: (a) Imagem ampliada (0,42mm = 50 pixels). (b) Imagem ampliada (0,1mm = 50 pixels).

3.3 Protótipo da ancoragem helicoidal metálica

O protótipo foi dimensionado com aproximadamente 700 mm de comprimento total, com três hélices de 101,6 mm (4”), 84,7 mm (3,3”) e 67,7 mm (2,7”) de diâmetro, espaçadas no seu eixo a uma distância fixa equivalente ao diâmetro médio das

estacas ($D_{med} = 84{,}7mm$), com um passo fixo de 20 mm em cada hélice. A Figura 45 mostra as dimensões do protótipo da estaca helicoidal desta pesquisa.

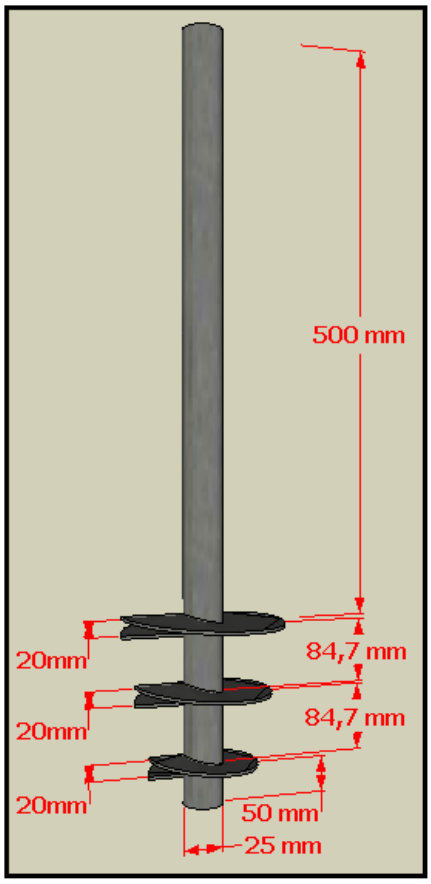


Figura 45: Dimensões do protótipo da estaca metálica helicoidal adotada nos experimentos.

A justificativa para tal escolha geométrica foi aproveitar o máximo da geometria da caixa metálica, sem interferência das paredes sobre a superfície de ruptura do sistema de ancoragem. Escolheu-se a condição de ruptura rasa através da teoria de Meyerhof e Adams (1968) citada por Perko (2009) para a avaliação da eficiência do reforço entre a zona de ruptura.

Para garantir a ocorrência de uma superfície de ruptura única entre as hélices do protótipo, optou-se por executar um espaçamento entre hélices igual a uma vez o diâmetro médio das hélices ($s = D_{med}$), atendendo as recomendações de Das (1990) e Perko (2009), para que, independente da condição de compacidade que o solo se encontre, haverá ruptura cilíndrica geral entre as hélices da estaca. A Figura 46 mostra o protótipo da ancoragem helicoidal de múltiplas hélices confeccionada nas dimensões acima citadas.

Figura 46: Protótipo da ancoragem helicoidal de múltiplas hélices confeccionado em laboratório.

O ângulo de inclinação da superfície de ruptura adotado para se dimensionar o protótipo de ancoragem foi determinado pelas recomendações de Perko (2009), com a adoção de uma inclinação de 45° em relação a vertical. Tal inclinação garante que a amplitude da superfície de ruptura do tronco-cônica não atinja as paredes da caixa metálica durante os ensaios realizados. A Figura 47 mostra o comportamento teórico esperado da superfície de ruptura dentro dos limites geométricos da caixa, de acordo com as considerações já mencionadas.

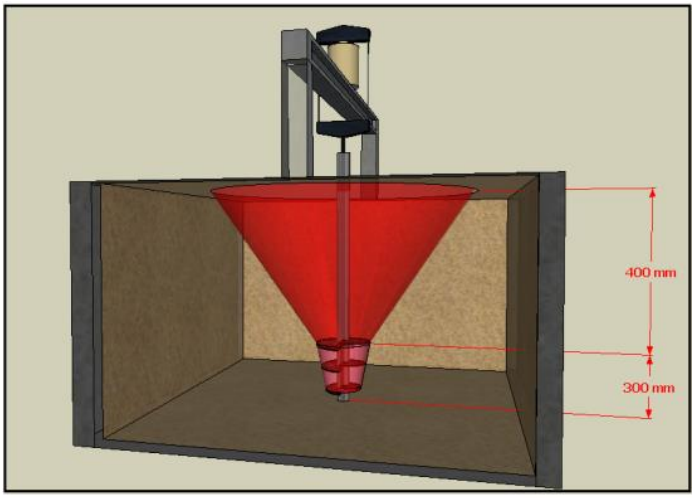


Figura 47: Comportamento teórico esperado durante o ensaio de arrancamento da ancoragem rasa.

A Figura 48 mostra uma vista superior esquemática da caixa com o protótipo de ancoragem helicoidal sendo ensaiado. O diâmetro de alcance da superfície de influência se encontra a 249,2 mm de distância das paredes da caixa.

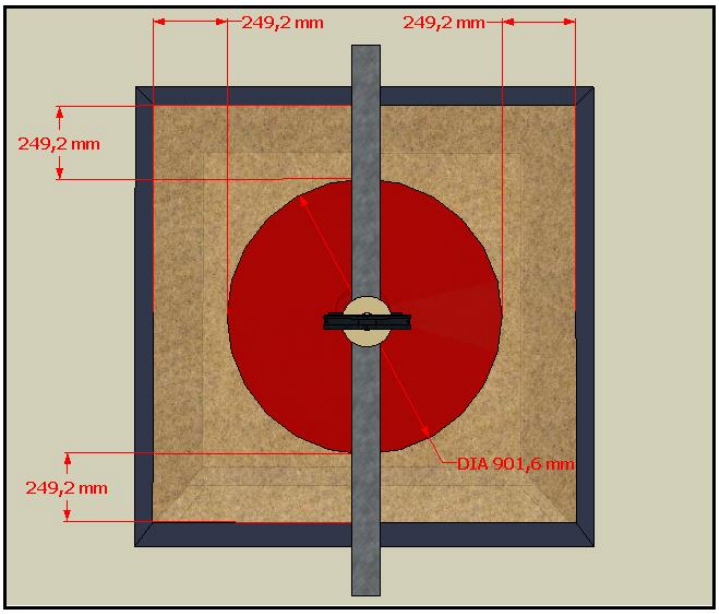


Figura 48: Vista superior da caixa com o protótipo da ancoragem helicoidal.

Por questões de reprodutibilidade dos ensaios de prova de carga realizados nesta pesquisa, optou-se por realizar o processo de compactação do solo com a estaca já fixada no centro da caixa. Foi necessário o uso de um arame para fixar a ancoragem (Figura 49 (a)) e um prumo para instalá-la na vertical. (Figura 49 (b)).

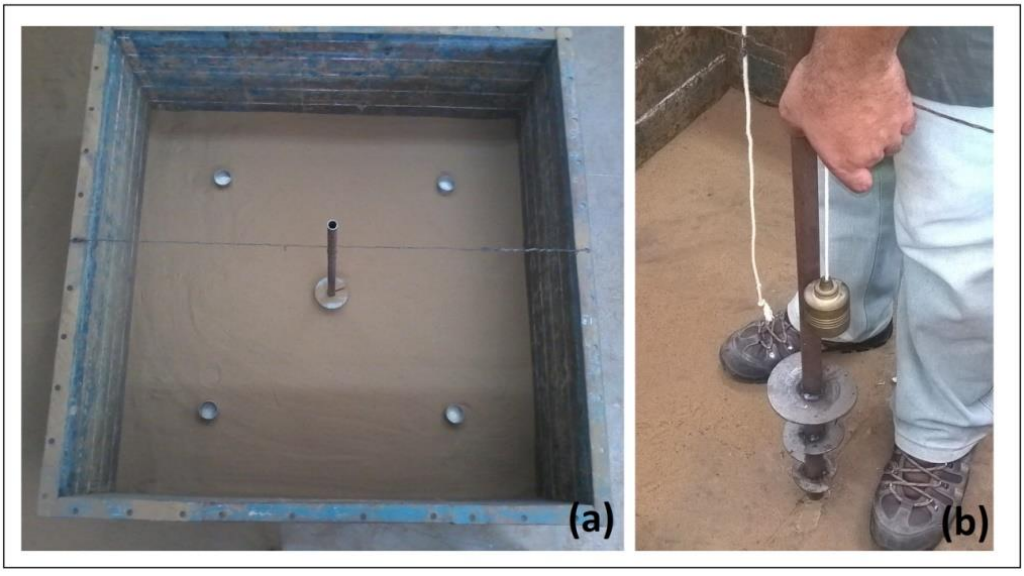


Figura 49: Metodologia de fixação da ancoragem no centro da caixa.

3.4 O reforço

Para esta pesquisa o reforço utilizado foi uma geogrelha do tipo biaxial flexível especificamente desenvolvida para reforço de base e sub-base de pavimentos, fabricadas a partir de filamentos de polipropileno (PP) de alta tenacidade e baixa fluência, possibilitando altas resistências e baixas deformabilidades. A Tabela 3 mostra resumidamente as propriedades técnicas do reforço utilizado obtidos do catálogo comercial técnico do fabricante.

Tabela 3: Especificações técnicas da geogrelha obtida pelo catálogo do fabricante.

Propriedades	Geogrelha
Matéria-prima principal	Filamentos de Polipropileno (PP) de alta tenacidade
Abertura da malha nominal	40mm
Módulo de rigidez à tração a 2% de deformação (ABNT 12.824) - Longitudinal - Transversal	 ≥ 800 kN/m ≥ 800 kN/m
Deformação máxima na resistência à tração nominal (ABNT 12.824) - Longitudinal - Transversal	 ≤ 10% ≤ 10%

O reforço consiste em uma geogrelha de alta rigidez, admitindo apenas 2% de deformação à tração e deformações máximas de resistência nominal à tração de valores inferiores a 10% no sentido longitudinal e transversal. As Figuras 50 (a) e (b) mostram em escala ampliada uma imagem do solo sobre as fibras da geogrelha utilizada neste trabalho.

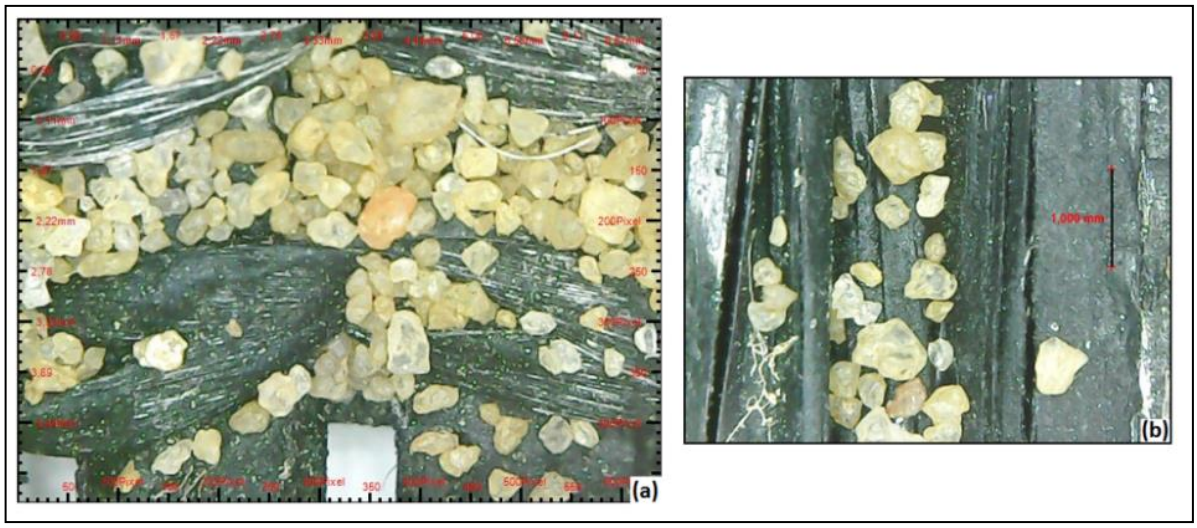


Figura 50: Solo entre as fibras da geogrelha.

3.5 O compactador

Foi construído um compactador do tipo placa vibratória em dimensões compatíveis com as limitações das dimensões da caixa. O objetivo da sua construção foi facilitar a execução da compactação, uma vez que um compactador nas dimensões normais tornaria inviável de manuseá-lo dentro da caixa. A Figura 51 mostra o compactador.

Figura 51: Compactador tipo placa vibratória.

O compactador possui um motor de ¼ CV com uma excentricidade variável em um disco disposto em seu eixo (Figura 52 (a)). O motor se encontra acoplado em uma placa quadrada de 0,4 m de lado. A Figura 52 (b) mostra um esquema das principais dimensões do compactador construído.

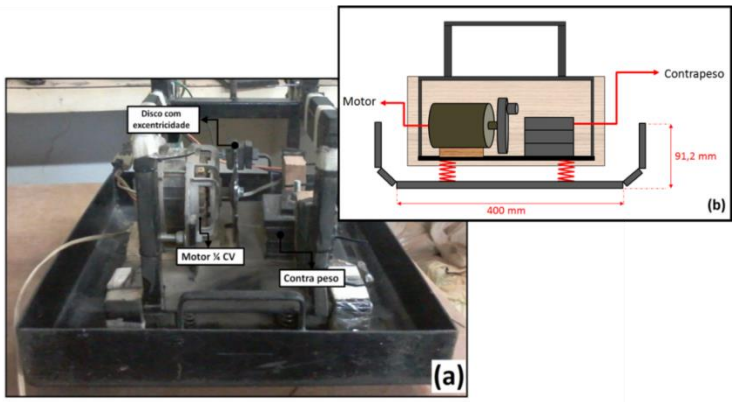


Figura 52: Esquema dos principais componentes do compactador.

3.6 Provas de Carga

Foram realizadas provas de carga de tração do tipo rápida com estágios de aproximadamente 10% da carga de ruptura teórica do sistema, calculada através do método teórico de Mitsch e Clemence (1985). Em cada estágio de carregamento realizou-se leituras do deslocamento da estaca em 0, 1, 2, 4, 8 e 15 minutos. Após a ruptura do sistema, foi realizado decréscimos de carga de 10 a 20% da carga de ruptura com 0, 1, 2, 4 e 8 minutos. A Tabela 4 mostra o esquema das provas de carga realizadas durante este trabalho.

Tabela 4: Procedimento de realização do ensaio de prova de carga (Adaptado da NBR 6122/2010).

	Carga	Tempo	Leituras
Carregamento	10% 20% 30% 40% 50% 60% 70% 80% 90% (...)	4 min. Minimo, 15 min. Máximo	0,1, 2, 4, 8, 15min.
Descarregamento	De 10% a 20% de decréssimo	4 min. Minimo, 15 min. Máximo	0,1, 2, 4, 8 min se necessário

3.7 Equipamentos para a realização das provas de carga.

A Figura 53 apresenta alguns equipamentos utilizados durante os ensaios de provas de carga. O carregamento aplicado durante o ensaio de prova de carga foi realizado através de um macaco hidráulico e uma bomba manual para controlar as cargas durante os estágios do ensaio. Foi necessário fazer algumas adaptações para este tipo de ensaio, uma vez que a caixa foi projetada para ensaios de provas de carga a compressão. Foi construído um quadro de transmissão de cargas entre a estaca e o macaco hidráulico.

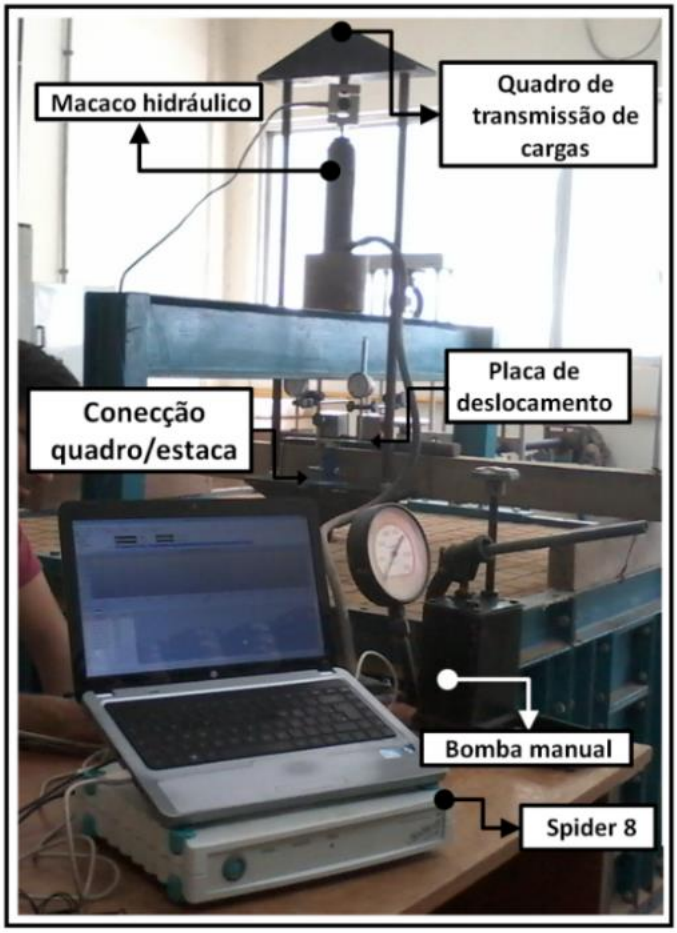


Figura 53: Alguns equipamentos utilizados para o ensaio de prova de carga.

A aferição da carga aplicada foi realizada por uma célula de carga com capacidade de 5 kN (Figura 54 (a)). Os deslocamentos da ancoragem foram medidos através de dois relógios comparadores de curso de 50 mm e resolução de 0,01 mm apoiados sobre uma viga de referência (Figura 54 b)). O equipamento de aquisição de dados utilizado foi o *Spider* 8 da HBM (Figura 53) para obtenção dos dados de força a cada segundo através do software de processamento dos dados Catman 4.5.

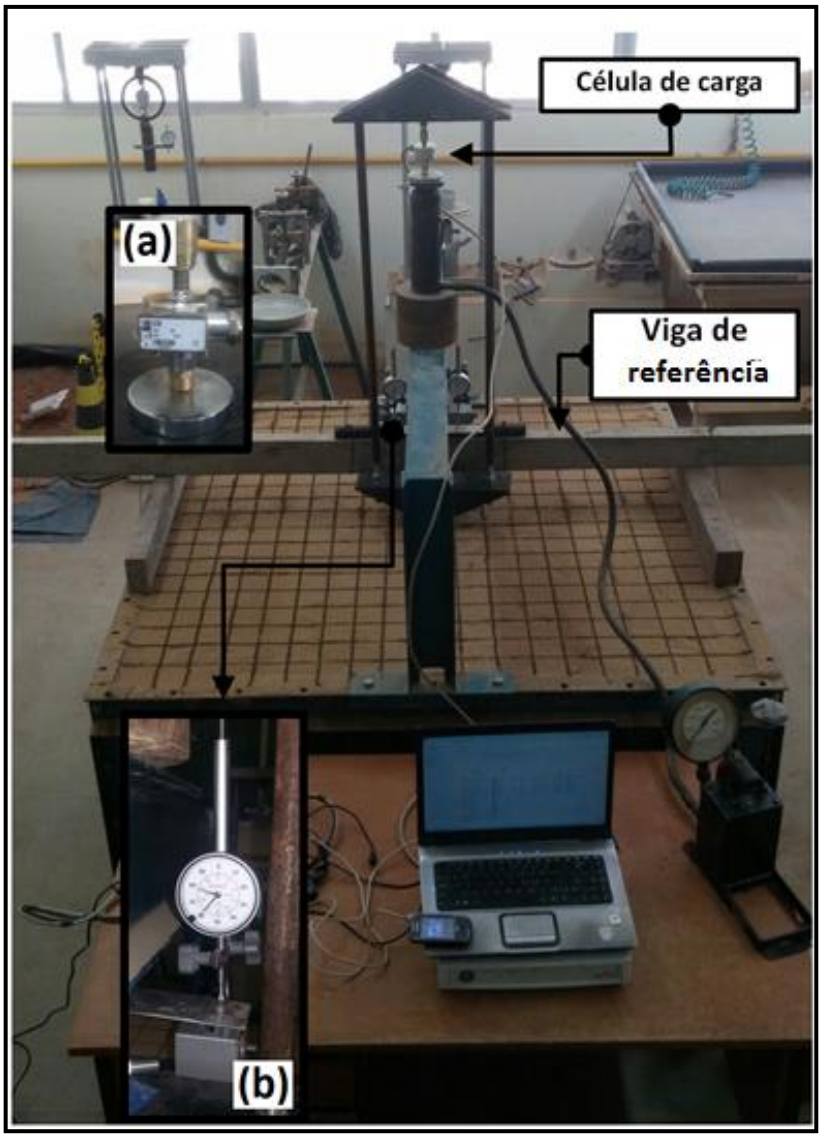


Figura 54: Vista geral da montagem para realização das provas de carga à tração. (a) Célula de carga de 500 kgf. (b) Relógio comparador.

3.8 Ensaios

Foram realizados sete ensaios de provas de carga à tração no protótipo. Quatro ensaios sem reforço e três ensaios com reforço. A Figura 55 mostra um esquema de planejamento dos ensaios de provas de carga realizados nesta pesquisa, cada uma com uma nomenclatura de identificação. A letra N representa os ensaios realizados na caixa sem reforço e a letra R indica os ensaios realizados na caixa com reforço no solo. As letras “a” e “b” indicam que houve repetição do ensaio com a mesma configuração de reforço. Cada procedimento realizado incluiu a instalação da ancoragem, procedimentos de compactação do solo, instalação ou não do reforço, montagem dos equipamentos e por fim a prova de carga propriamente dita.

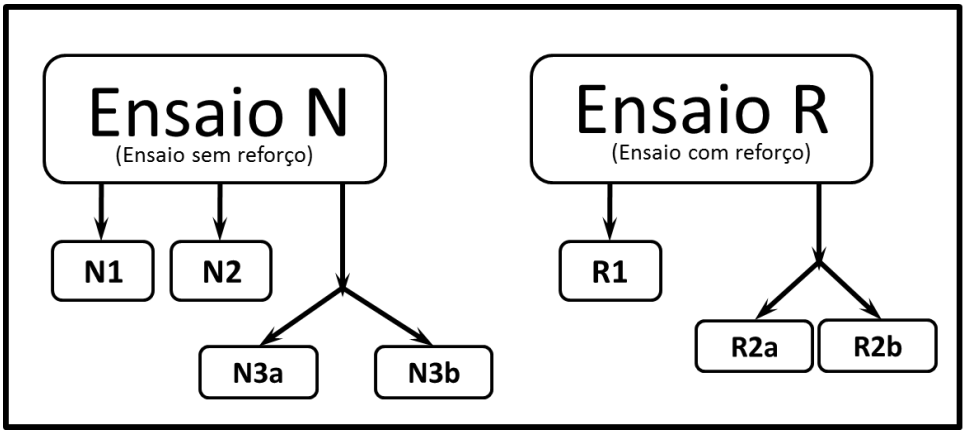


Figura 55: Nomenclatura dos ensaios de prova de carga à tração realizados nesta pesquisa.

3.8.1 Ensaio N1

Os procedimentos realizados no ensaio N1 avaliaram a magnitude da capacidade de carga do modelo físico estudado e apontou as principais dificuldades das etapas de execução, para a realização de posteriores ajustes dos equipamentos e dos métodos de execução, a fim de não comprometer os ensaios subsequentes.

3.8.1.1 Procedimento de compactação

O procedimento de compactação do solo foi feito através da passagem do compactador de placa sobre oito zonas, horizontal e vertical, para se atingir a compacidade desejada do solo. As Figuras 56 (a) e (b) mostram o método padrão adotado de passagem do compactador sobre as camadas da caixa.

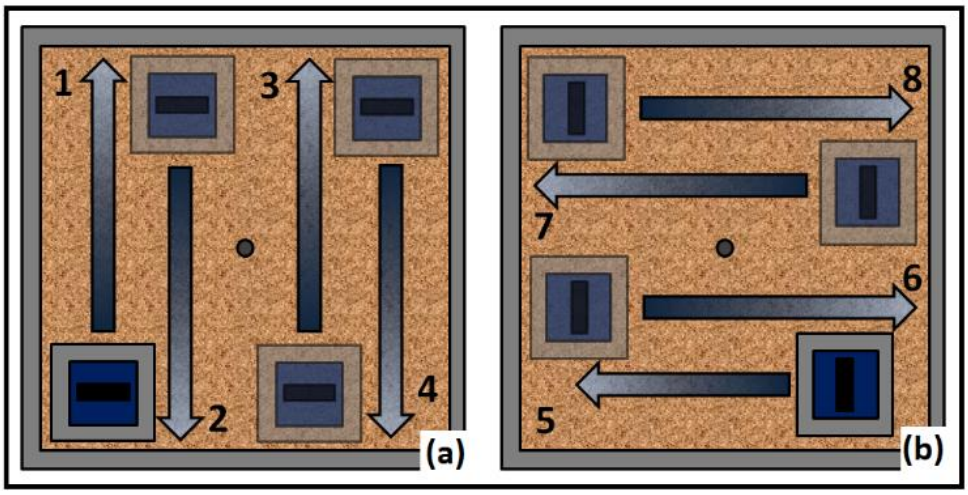


Figura 56: Procedimento padrão de passagem do compactador sobre a camada do solo. a) Passagem no eixo y. b) Passagem no eixo x.

Vale ressaltar que antes de ser realizada qualquer compactação, cada superfície de cada camada foi regularizada a fim de facilitar a passagem do compactador, para garantir uma maior eficiência quanto a distribuição da energia de compactação no solo.

3.8.1.2 Ajustes

Como o ensaio N1 foi o primeiro ensaio realizado nessa pesquisa, alguns ajustes foram necessários para garantir uniformidade na metodologia de montagem. A Figura 57 mostra que ocorreu uma fuga do solo durante a montagem do ensaio. Isso ocorreu devido um mau encaixe entre as paredes da caixa. Tal ajuste só foi realizado vedando com silicone as regiões que apresentavam brechas.

Figura 57: Destaque da zona de fuga de solo na caixa.

Houve necessidade de ajustar a altura do macaco hidráulico de maneira que o quadro de transmissão de cargas não estivesse apoiado sobre superfície do solo (Figura 58). Como não havia certeza da capacidade de carga real do sistema de ancoragem, foi utilizado a uma célula de carga de capacidade máxima de 10 kN para a medição dos dados iniciais.

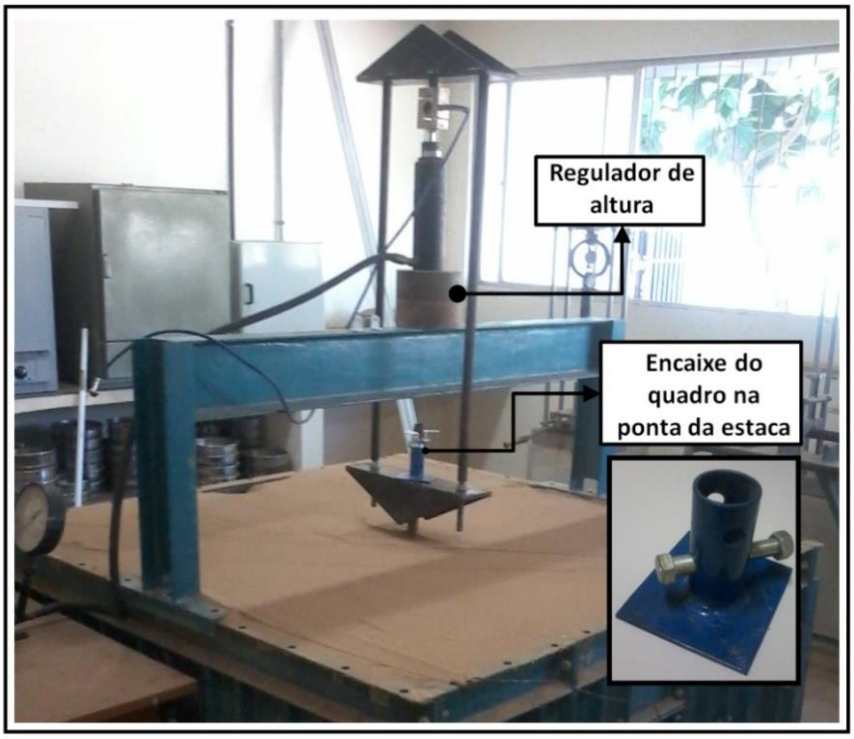


Figura 58: Detalhes de ajustes do sistema de transmissão de cargas.

3.8.2 Ensaio N2

3.8.2.1 Escolha da célula de carga

Após a realização da prova de carga N1, foi observado que a capacidade de carga foi da ordem de 1,8 kN. O Laboratório de Metrologia da UFRN recomenda que os instrumentos de medição trabalhem sempre em uma faixa efetiva acima de 20% e abaixo de 90% da sua carga máxima de trabalho. Portanto foi necessário realizar a mudança da célula de carga de 10 kN para uma de menor capacidade que atendesse a faixa de medição efetiva recomendada. Foi escolhida uma célula de carga com uma capacidade máxima de 5 kN.

3.8.2.2 Cápsulas

Durante a compactação, foram inseridas camadas de aproximadamente 0,10 m de altura. A medição da altura por camada foi realizada através de marcações feitas na parte interna da caixa (Figura 59).

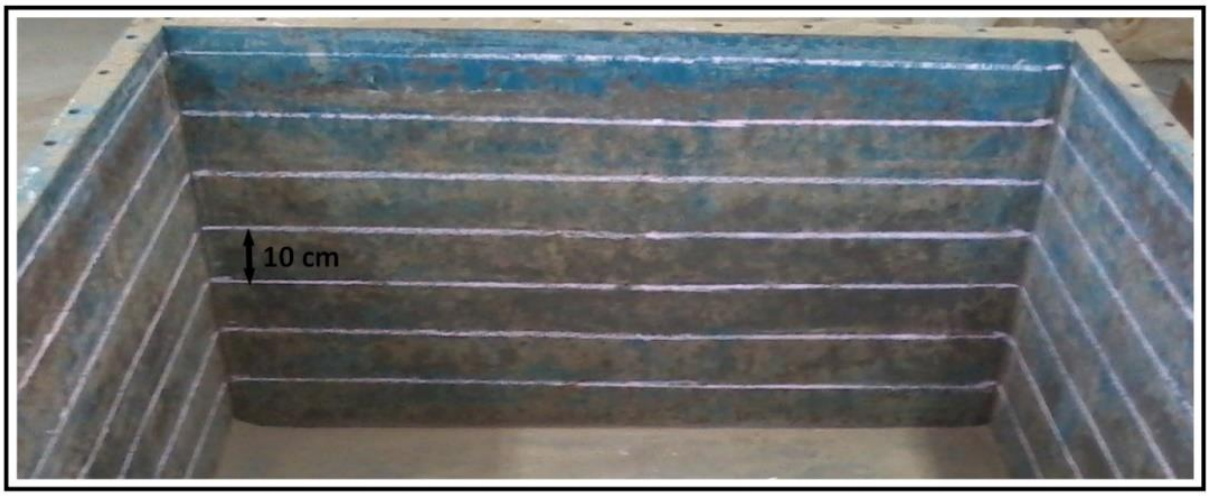


Figura 59: Marcações internas de cada camada para compactação.

Como não houve acurácia suficiente na medição da altura das camadas para determinação do seu grau de compactação, foram utilizadas quatro cápsulas com volume conhecido ao longo de cada camada. Isso se deu com o propósito avaliar a uniformidade do grau de compactação do solo de forma mais precisa. A Figura 60 (a) mostra a distribuição das cápsulas sobre a camada a 0,25 m das bordas da caixa. A Figura 60 (b) mostra o procedimento padrão de retirada das cápsulas na camada com cuidado para não amassá-las, evitando a alteração do seu volume.

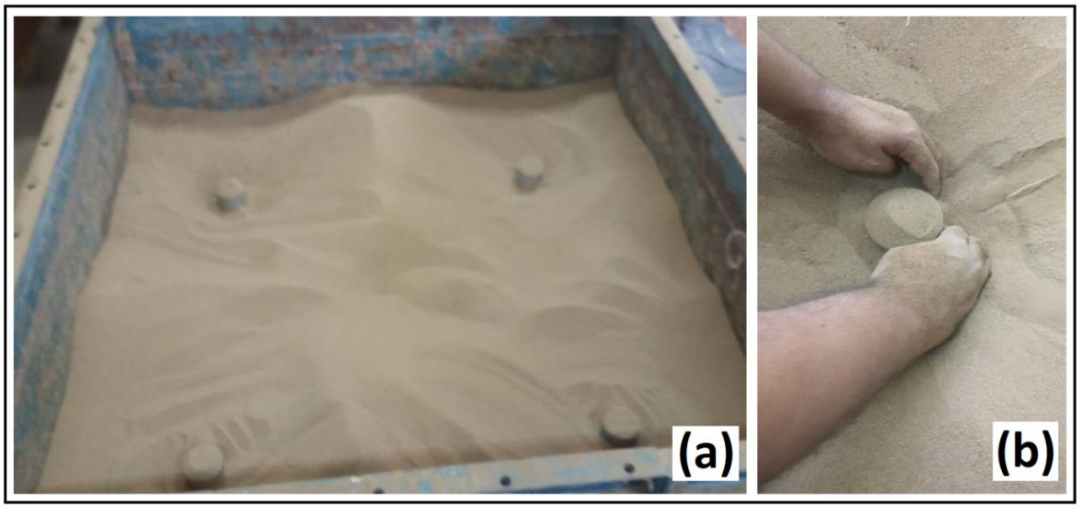


Figura 60: (a) Posicionamento das cápsulas na camada de solo e (b) retirada cuidadosa da cápsula evitando deformações.

3.8.2.3 Mapeamento da superfície

Para se observar melhor o comportamento da superfície de ruptura do protótipo em estudo, foi desenvolvida uma malha de eixos coordenados (18x18) que objetivou

medir as deflexões superficiais da última camada da caixa. A Figura 61 (a) mostra a malha desenhada sobre a superfície da caixa e a Figura 61 (b) mostra um esquema de uma malha em duas dimensões. O eixo X varia de A à R e o eixo Y varia de 1 a 18.

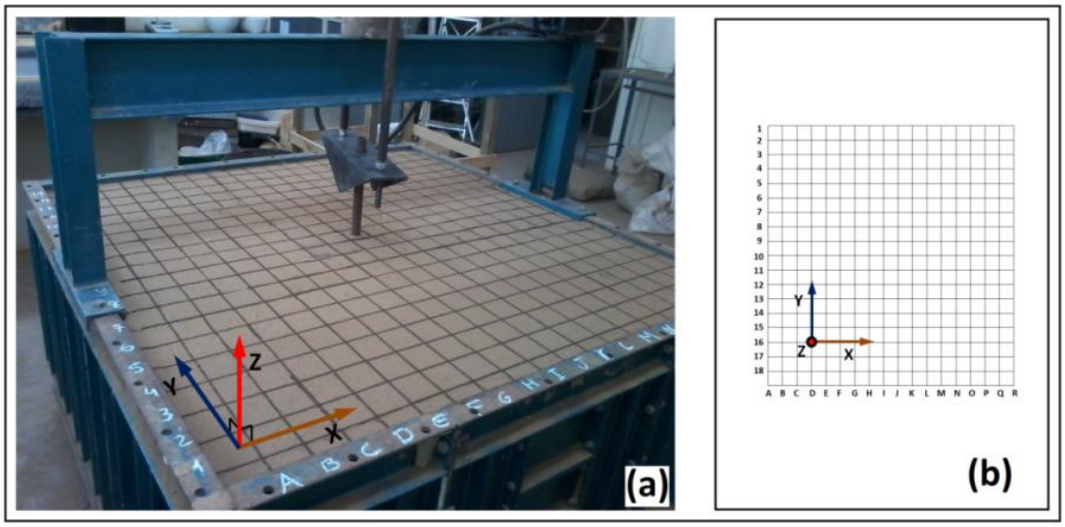


Figura 61: (a) Malha desenhada sobre a superfície da caixa. (b) Esquema da malha em 2D com eixos determinados.

O desenho da malha foi realizado com o auxílio de um pó de minério de ferro, uma bisnaga com um orifício fino e uma régua de alumínio (Figura 62 (a)). Foram feitos espaçamentos da mesma espessura da régua com aproximadamente 70,2 mm. (Figura 62 (c)). Realizaram-se medições das cotas de cada ponto de forma manual, antes e depois de cada ensaio de arrancamento, com o auxílio de um paquímetro digital de resolução 0,01, a partir da altura de referência da régua apoiada sobre as bordas da caixa (Figura 62 (b)).

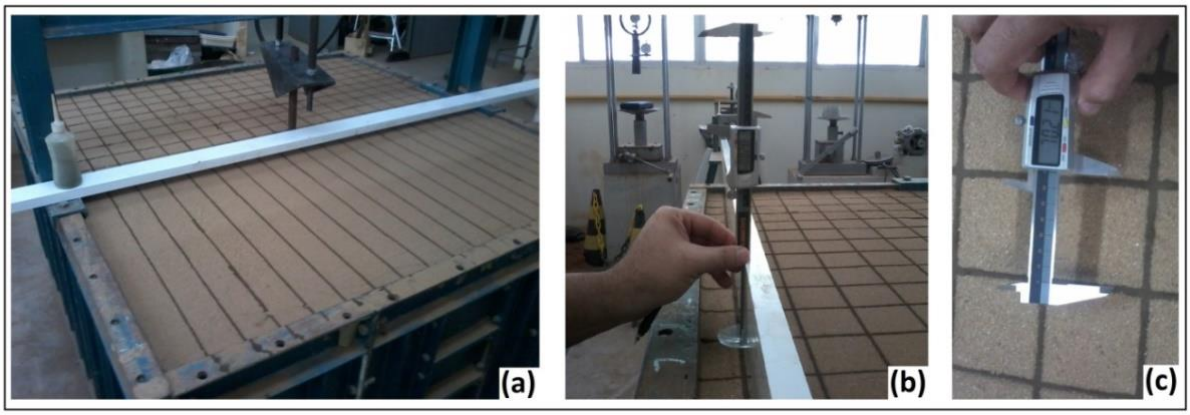


Figura 62: (a) Processo de desenho da malha com pó de minério de ferro. (b) Medição da cota de cada ponto da malha. (c) Medida do espaçamento entre os pontos da malha.

Um vidro relógio foi apoiado sobre cada ponto na superfície do solo servindo de apoio rígido para a haste de profundidade do paquímetro com o objetivo de diminuir os erros de leituras de deflexão da superfície do solo (Figura 62 (b)). Houve dificuldade de se desenhar a malha na região próxima à estaca, devido à presença do quadro de distribuição de cargas que dificultava o espaço para passar a bisnaga naquela região.

3.8.3 Ensaio N3a e N3b

Os ensaios N3a e N3b foram realizados com todos os ajustes e metodologias desenvolvidas dos ensaios anteriores. Nesse ensaio foram criadas algumas metodologias de controle geométrico da altura de cada camada.

3.8.3.1 Medição da altura média das camadas de solo

As marcações internas nas paredes da caixa do ensaio N1 não forneciam uma medição precisa da altura da camada, o que acarretava erros significativos na quantidade de massa de solo inserida. Diante deste problema, houve a necessidade de desenvolver um sistema de medição da altura das camadas que apresentasse uma melhor precisão. Foi desenvolvido um gabarito de madeira calibrado com a altura interna da caixa. A Figura 63 mostra o gabarito criado para a realização das medições das camadas.

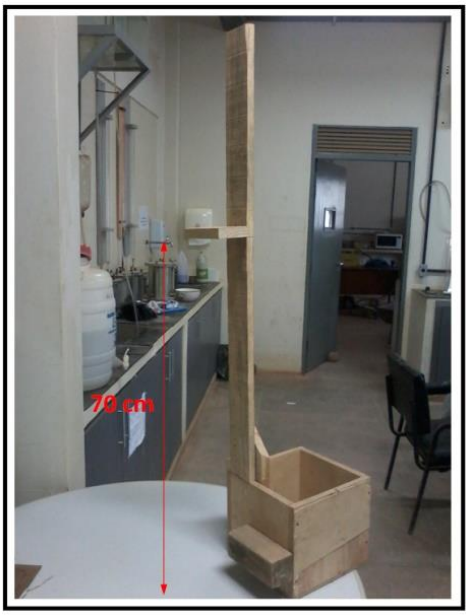


Figura 63: Gabarito de madeira com altura padronizada da caixa.

O procedimento de medição da altura da camada foi realizado por meio da altura das bordas da caixa até a sua haste de marcação calibrada (Figura 64 (a)). A leitura da altura da camada no meio da caixa foi feita com o auxílio de uma régua de alumínio apoiada sobre as bordas da caixa. (Figura 64 (b))

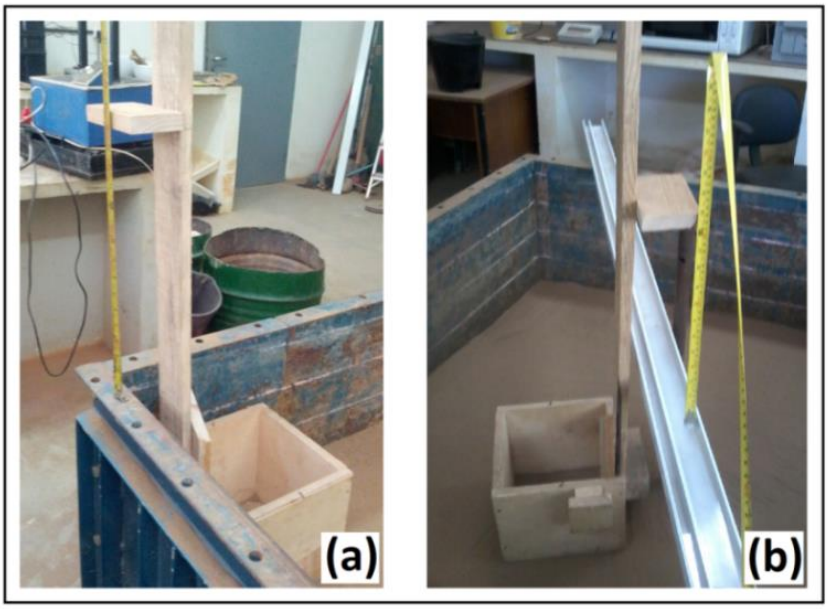


Figura 64: Processo de medição da altura da superfície da camada através de um gabarito calibrado para a caixa.

A altura final de cada camada foi determinada com média aritmética dos nove pontos coletados na superfície irregular da camada (Figura 65). Este procedimento teve o objetivo de garantir uma melhor representatividade da altura real da camada de solo inserida na caixa.

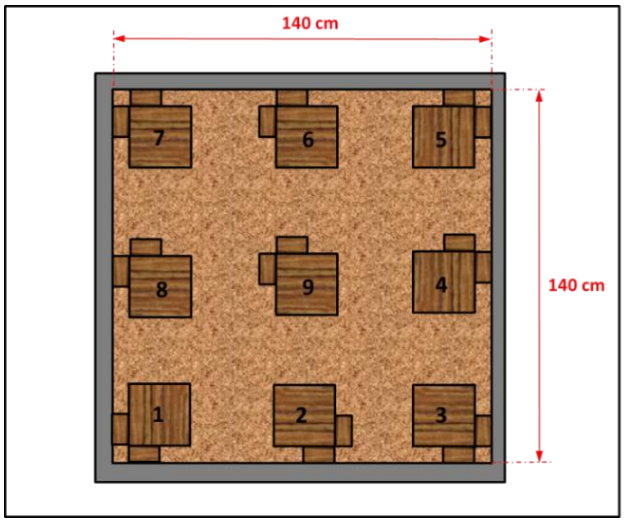


Figura 65: Esquema de pontos de medição da altura de cada camada de compactação.

Cada camada recebeu uma quantidade aproximada de 329,5 kg. A Figura 66 mostra um esquema da quantidade de camadas em alturas aproximadas medidas pelo método do gabarito citado acima e a quantidade de solo padronizada em cada camada. O ensaio N2b foi o ensaio que consolidou o método executivo de preparação para os ensaios subsequentes.

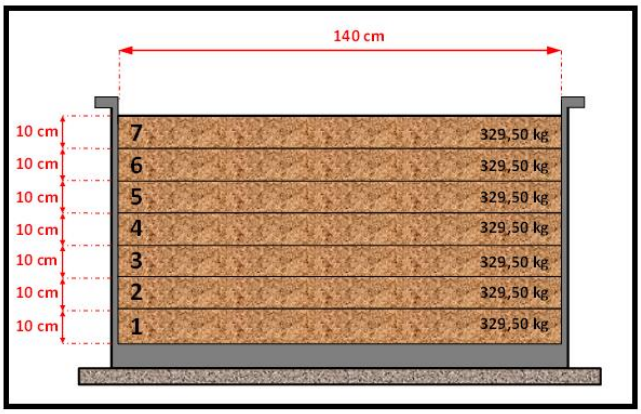


Figura 66: Divisão das camadas de compactação da caixa.

3.8.3.2 Medição do alcance da superfície de ruptura

Após o ensaio de prova de carga, foi realizado o arrancamento total da ancoragem, através de um carregamento rápido e sem controle quantitativo de força e deslocamentos. Para tal, foi desenvolvido um sistema de alavanca (Figura 67).

Figura 67: Sistema de alavanca desenvolvido para a realização do arrancamento total da estaca com carregamento rápido.

A necessidade de realizar esse procedimento consistiu em visualizar melhor o alcance da superfície de ruptura do sistema de fundação sobre a superfície da caixa, uma vez que não foi possível visualizar de forma nítida o seu alcance.

3.8.4 Ensaio R1

O ensaio R1 foi o primeiro ensaio realizado com o solo reforçado com uma geogrelha completamente estendida sobre a superfície nivelada da camada três e instalada a 0,40 m de profundidade em relação superfície da caixa (Figura 68).

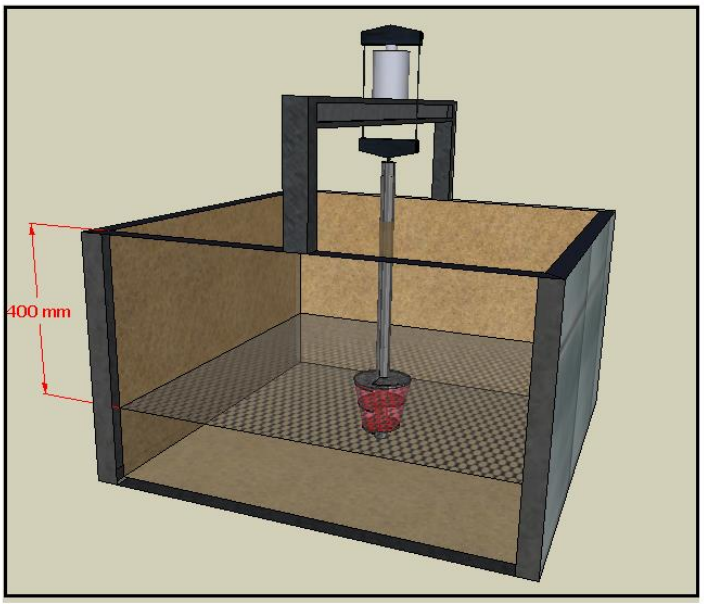


Figura 68: Configuração de reforço do ensaio R1.

As Figuras 69 (a) e (b) mostram uma imagem da geogrelha estendida e instalada durante o ensaio R1.

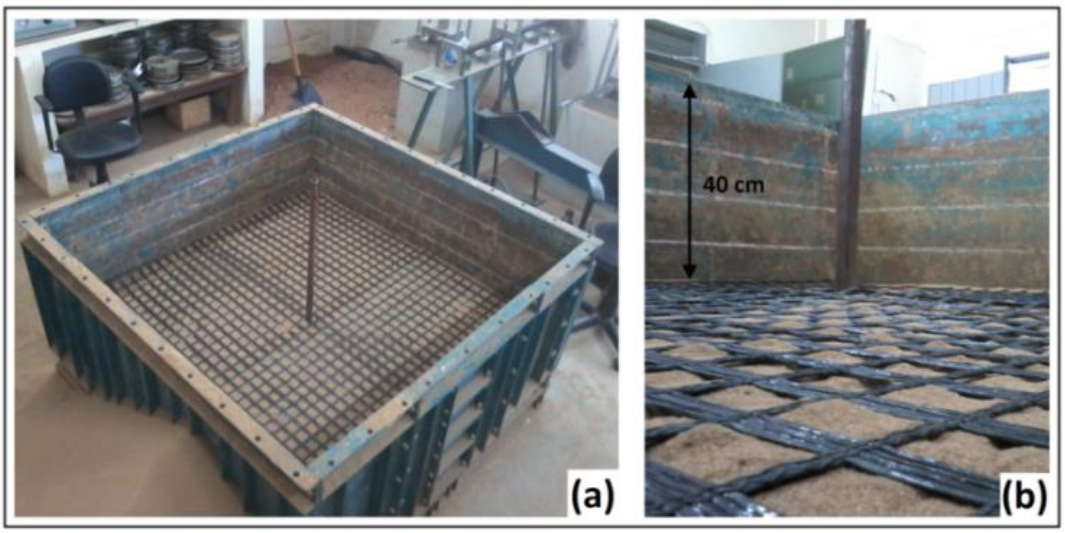


Figura 69: (a) Geogrelha estendida ao longo de toda área de ocupação da caixa. (b) geogrelha instalada a 40 centímetros da superfície da caixa.

3.8.5 Ensaio R2a e R2b

Com o objetivo de aumentar a área de ancoragem do reforço, optou-se por dobrar a geogrelha nas proximidades das paredes da caixa, estendendo-a até a superfície e mantendo as bordas da geogrelha na vertical, como nas Figuras 70(a) e (b).

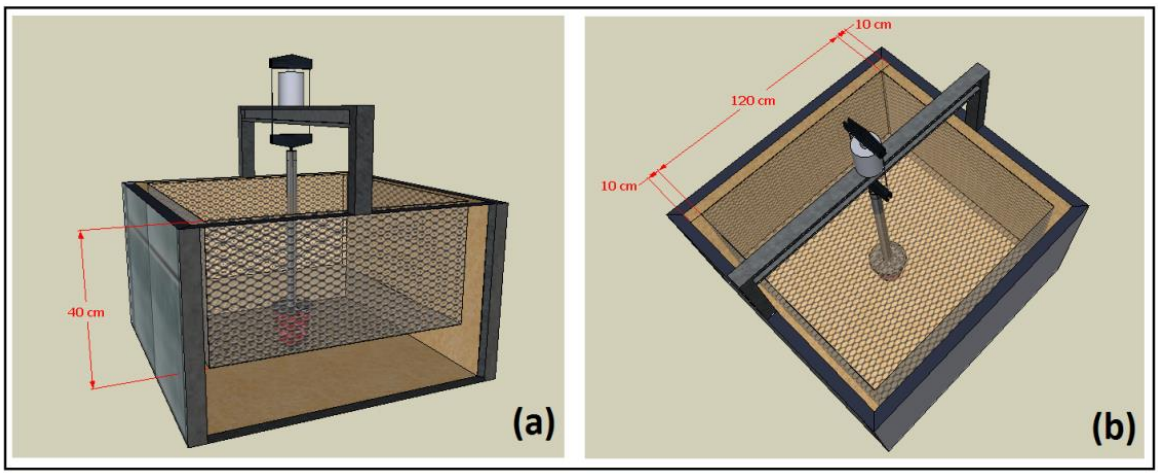


Figura 70: Configuração de reforço de maior área de ancoragem.

Houve necessidade aplicar grampos nas extremidades de dobra da geogrelha a uma distância de aproximadamente 0,1 m das paredes da caixa. O objetivo dos grampos foi manter o reforço estendido e facilitar sua execução quando for dobrar as bordas da geogrelha. (Figura 71)

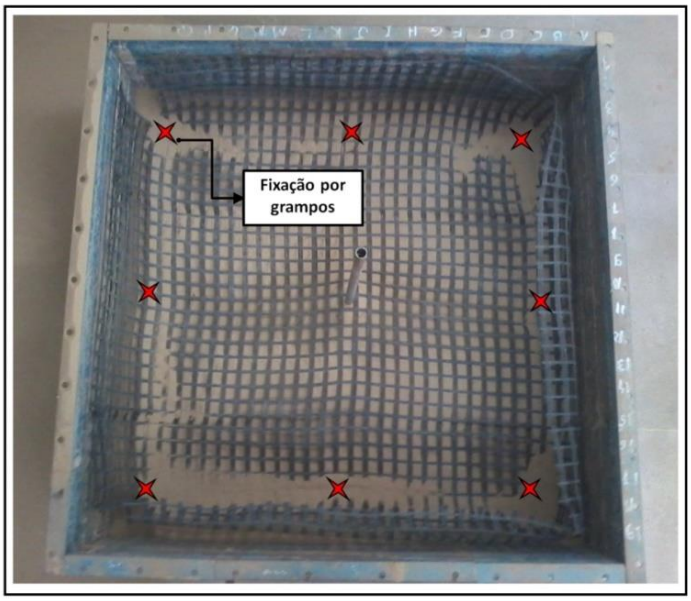


Figura 71: Posicionamento dos grampos aplicados no reforço.

Não foi possível garantir que a geogrelha permanecesse completamente estirada sobre a superfície da camada de solo. Para diminuir as folgas, foi realizado uma metodologia de lançamento do solo, partindo do centro da camada para as bordas. (Figura 72)

Figura 72: Posicionamento dos grampos aplicados no reforço.

Foi necessário tomar cuidado quanto ao posicionamento vertical da geogrelha durante o processo de compactação das camadas. As Figuras 73 (a) e (b) mostram a geogrelha em seu posicionamento vertical durante o procedimento de execução das camadas do solo.

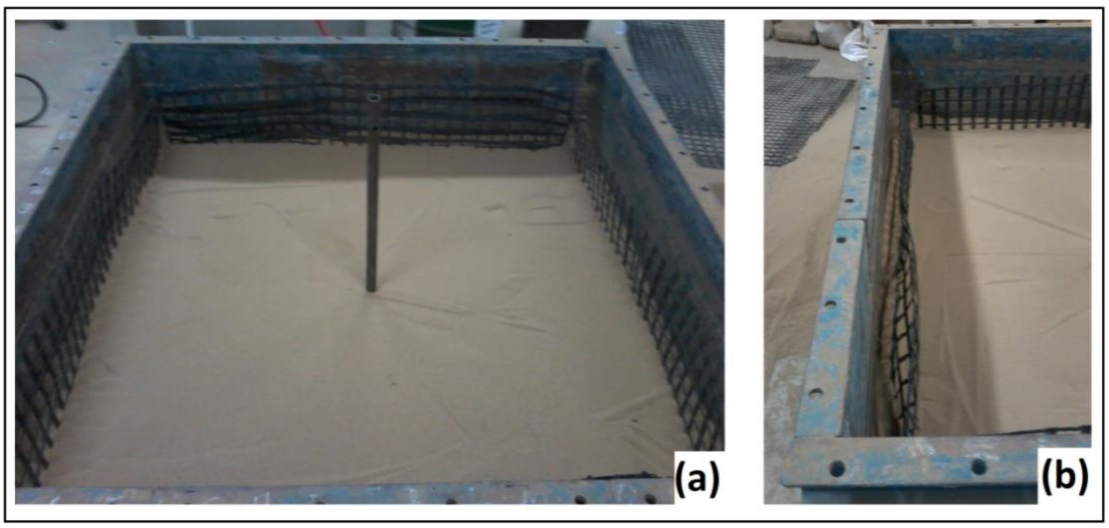


Figura 73: Geogrelha posicionada verticalmente ao longo das bordas da caixa.

4 Resultados e discussão

4.1 Interpretação dos resultados das provas de carga

4.1.1 Provas de carga sem reforço

Nesta pesquisa foram realizadas provas de carga do tipo rápido, com estágios de carregamento de carga média de aproximadamente 0,15 kN, até a ruptura do sistema de fundação. A Figura 74 mostra as curvas dos estágios de carregamento em função do tempo referente às provas de carga N2, N3a e N3b. Os ensaios tiveram duração média de aproximadamente 03h20min (três horas e vinte minutos). Os carregamentos máximos atingiram aproximadamente 2,1 kN.

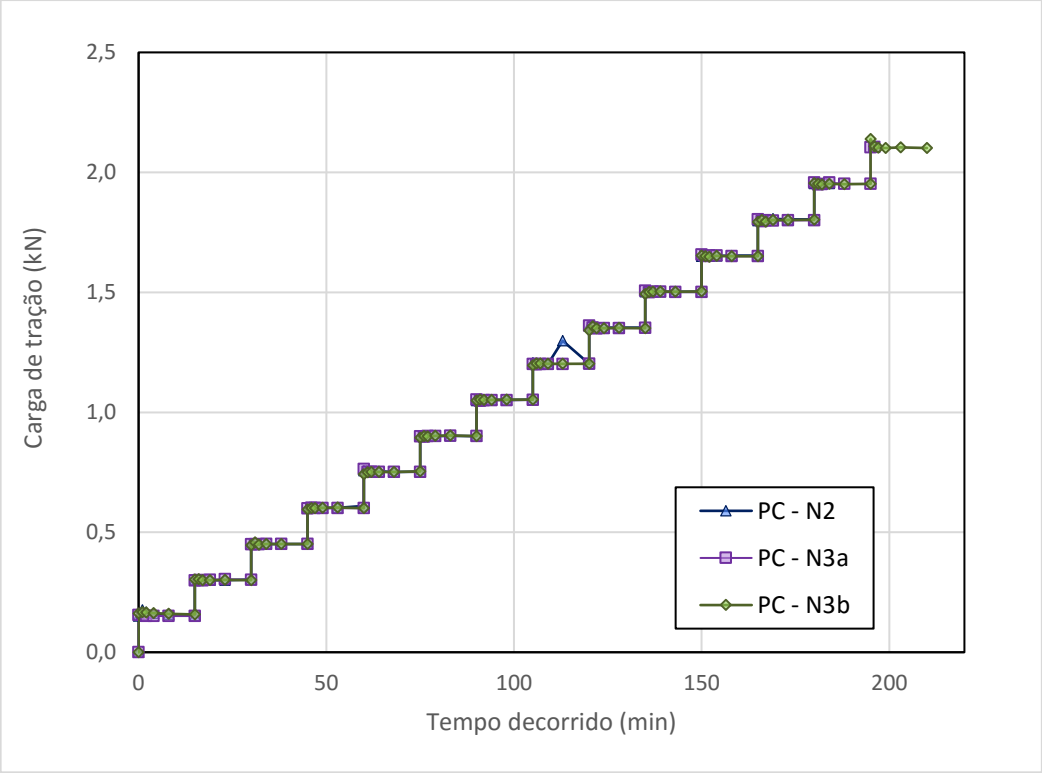


Figura 74: Estágios de carregamento rápido realizados nos ensaios sem reforço (N2, N3a e N3b).

A Figura 75 apresenta as curvas carga x deslocamento máximo de cada estágio de carregamento e descarregamento das provas de carga à tração sem reforço (N2, N3a e N3b).

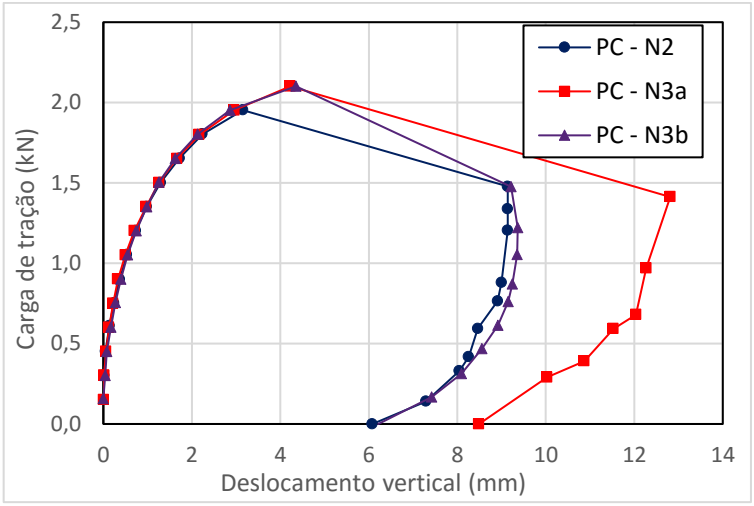


Figura 75: Comportamento da carga versus a deformação vertical das provas de carga referente aos ensaios sem reforço (N2, N3a e N3b).

Todas as três provas de cargas possuíram um comportamento bastante similar, com rupturas do tipo nítida. Os ensaios N2, N3a e N3b apresentaram cargas últimas de 1,95 kN, 2,10 kN e 2,12 kN respectivamente. Os respectivos estágios de descarregamento forneceram comportamentos semelhantes entre si, porém o ensaio N3a apresentou maiores deslocamentos nesta fase, comparado aos outros dois ensaios.

A capacidade de carga teórica proposta pelo modelo teórico de Mitsch e Clemence (1985) *apud* Das (1990) foi calculada no valor médio de aproximadamente 2,38 kN. A Figura 76 mostra as curvas dos ensaios N2, N3a e N3b comparados com a capacidade de carga teórica de Mitsch e Clemence (1985).

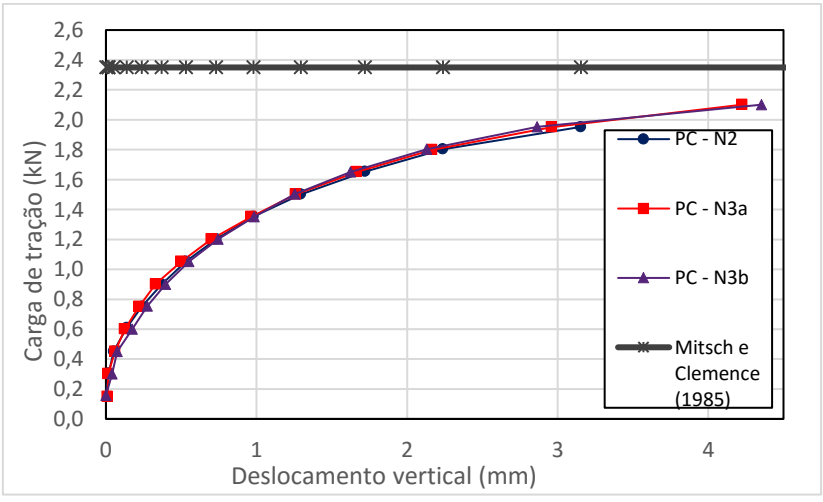


Figura 76: Comparação das curvas de provas de carga com a capacidade de carga teórica estimada pelo método de Mitsch e Clemence (1985).

Foi observado que a carga última dos ensaios de provas de carga foram inferiores a capacidade e carga estimada pelo método teórico de Mitsch e Clemence (1985).

4.1.2 Provas de carga com reforço

4.1.2.1 Ensaio R1

O ensaio R1 foi o primeiro ensaio realizado com o reforço instalado imediatamente acima da hélice de topo do protótipo, como já mencionado anteriormente. A Figura 77 mostra a curva referente aos estágios de carregamento em função do tempo referente à prova de carga R1 do tipo rápida. O ensaio teve duração média de aproximadamente 03h30min (de carregamento e descarregamento). A carga máxima atingida no ensaio foi de aproximadamente 1,8 kN.

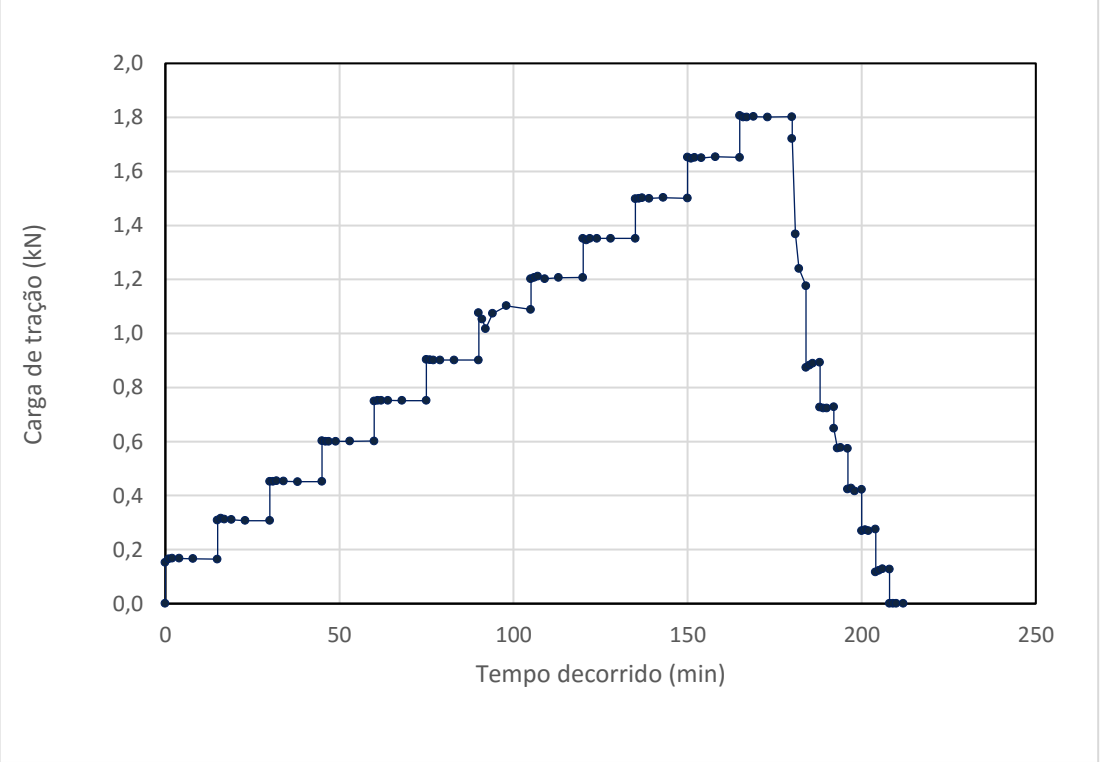


Figura 77: Carga versus o tempo referente ao ensaio R1.

A Figura 78 mostra a curva de prova de carga R1 dos estágios de carregamento e descarregamento. Observou-se que a carga máxima realizada no ensaio R1 atingiu 1,8 kN.

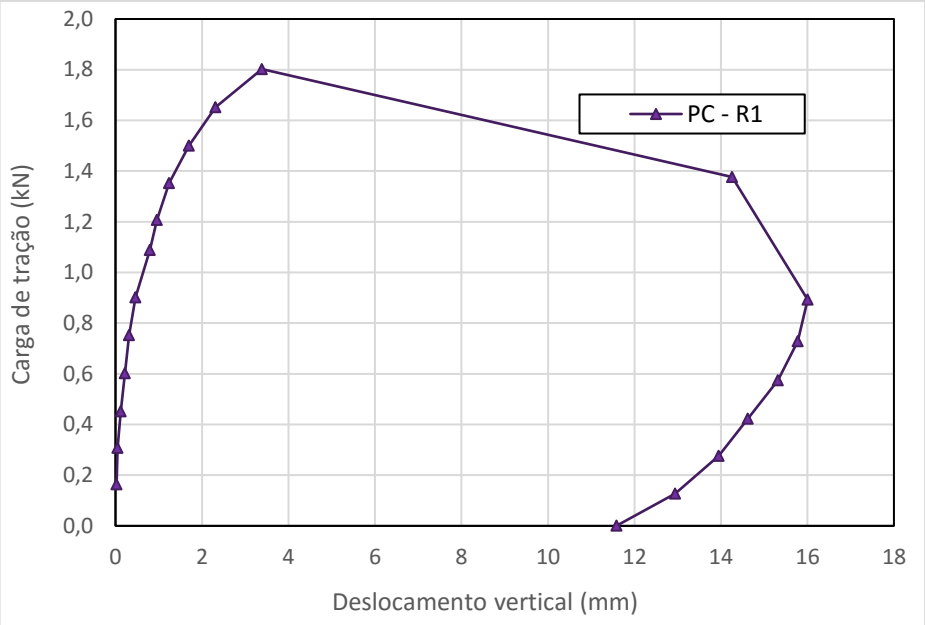


Figura 78: Curva da prova de carga do ensaio R1.

Para determinação da carga última de ruptura do ensaio R1, foi utilizado os métodos de interpretação das curvas de provas de carga de Van der Veen (1970), Decóurt (1999), Davison (1972) e da NBR 6122/2010. A Figura 79 compara o ensaio de prova de carga R1 com os principais métodos de interpretação.

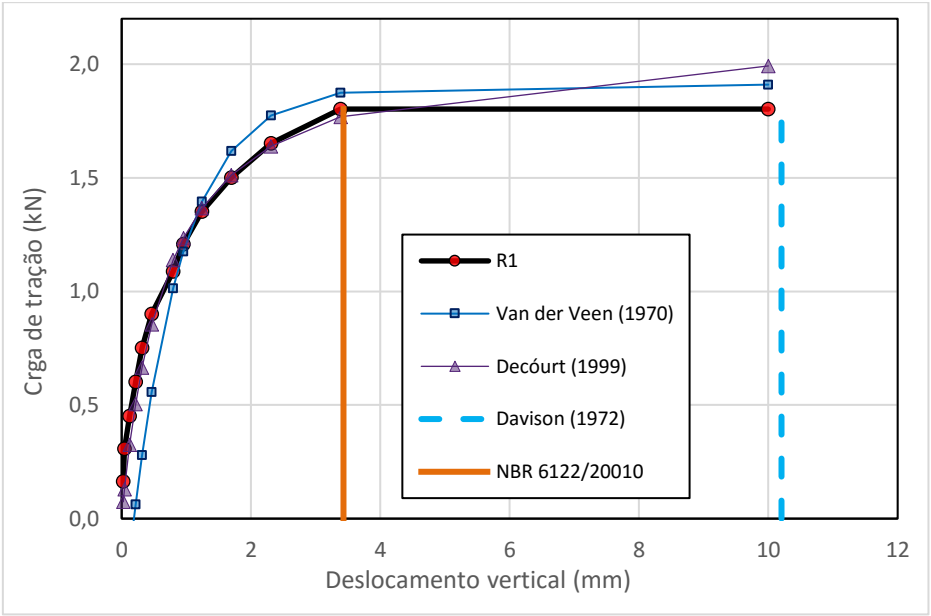


Figura 79: Comparação da curva de prova de carga pelos métodos de interpretação do ensaio R1.

Como mostrado no Apêndice 2 não foi possível realizar um bom ajuste linear com as curvas dos métodos de extrapolação adotados. Os métodos de Davison

(1970) e da NBR 6122/2010 forneceram valores limites de carga última de 1,82 kN, porém em limites de deslocamentos máximos de 10 mm e de 3,39 mm respectivamente.

A Figura 80 mostra a comparação das curvas de provas de carga R1 com os ensaios N2, N3a e N3b. Foi possível observar que houve uma diminuição da rigidez da matriz do solo, comportamento oposto ao esperado.

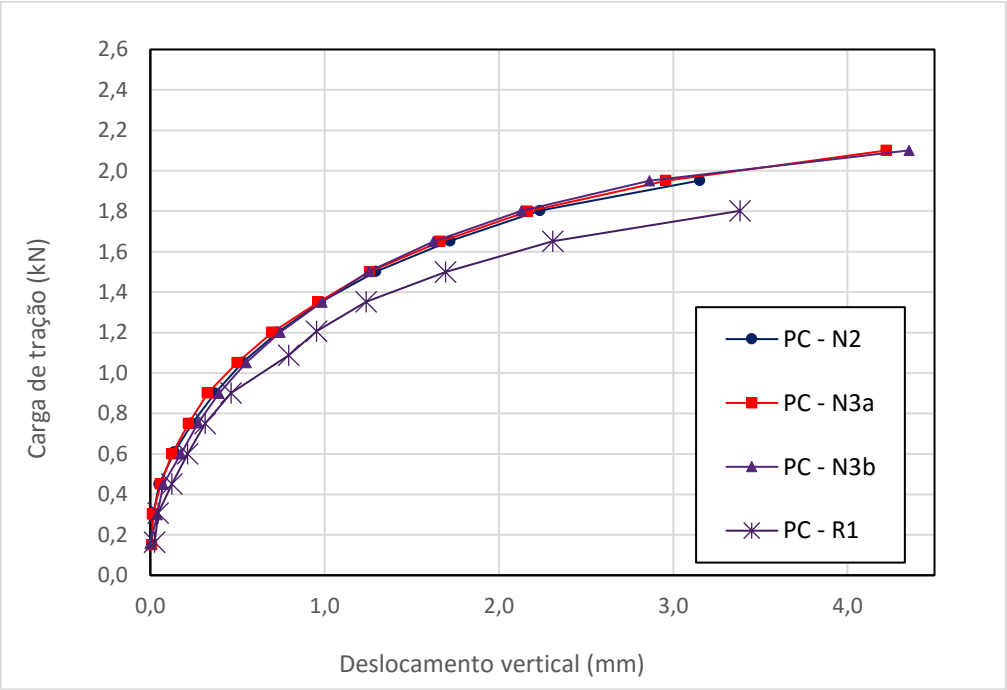


Figura 80: Comparação do primeiro ensaio reforçado com os demais ensaios sem reforço.

Foi observado que não houve eficiência do reforço no trecho de deformações admissíveis para fundações. Uma hipótese para tal fato seria a incompatibilidade de rigidez entre o solo e a interação solo-reforço. Com isso para que o reforço apresente eficiência no sistema de ancoragem foi necessária uma mobilização maior do que as deformações admissíveis de trabalho do protótipo.

4.1.2.2 Ensaio R2a

Este foi considerado o ensaio mais longo desta pesquisa, devido aos estágios de carregamento e descarregamento ocorridos. A Figura 81 mostra o comportamento da carga *versus* o tempo em cada estágio. Foram realizados 20 estágios de carregamento.

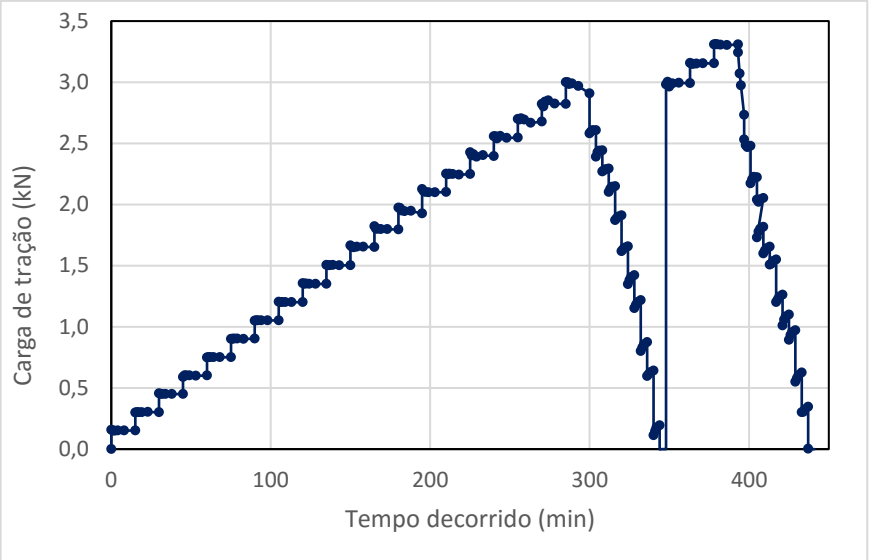


Figura 81: Comportamento de carga versus o tempo dos estágios executados no ensaio de prova de carga R2a.

A curva do comportamento de carga versus deslocamento vertical (Figura 82) foi subdividida em seis fases. A fase 1 caracterizou-se pelos estágios iniciais de carregamento, até a caracterização da ruptura do sistema de ancoragem com um deslocamento total de 3,26 mm a uma carga de aproximadamente 1,65 kN.

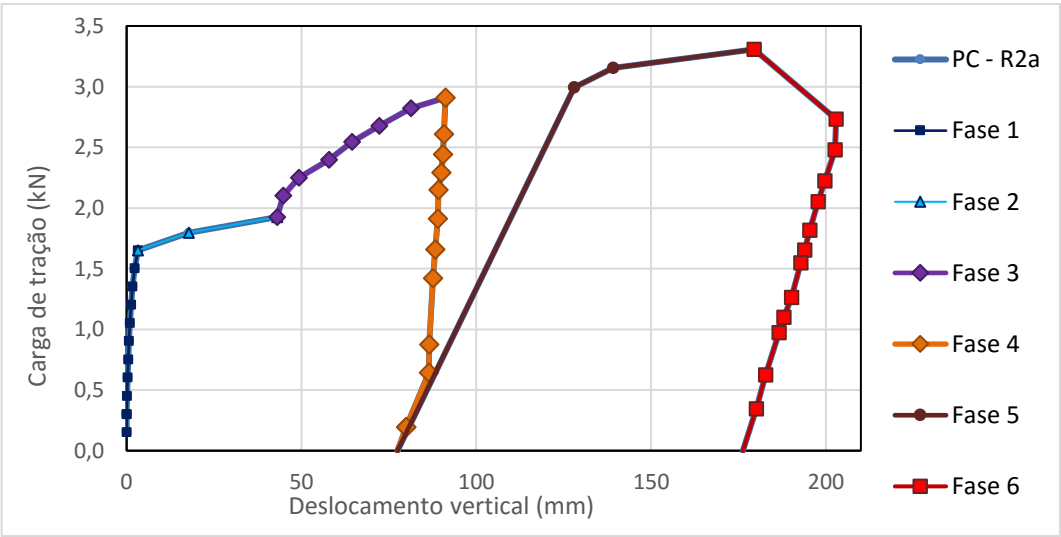


Figura 82: Comportamento geral do ensaio de prova de carga com reforço.

A fase 2 caracterizou-se pela região de ruptura nítida no sistema. Percebeu-se que houve um pequeno acréscimo de carga de 0,28 kN em um deslocamento relativamente grande de 39,8 mm. Após o término da fase 2, foi observado que houve um aumento considerável da resistência do sistema de ancoragem reforçado, caracterizando a fase 3.

Na fase 3 houve um aumento relativo da carga em 0,98 kN e deslocamentos relativos de 48,1mm, com uma carga máxima de 2,91 kN. O início da fase 3 caracterizou-se pelo estágio de início de ação de reforço o sistema de fundação. Devido dificuldade de dar prosseguimento ao ensaio (pois o pistão do macaco hidráulico atingiu seu limite máximo), houve um descarregamento do sistema de ancoragem (Fase 4).

Na fase 4 houve uma redução no deslocamento vertical de aproximadamente 13,75 mm, a partir da aplicação da carga máxima até o descarregamento total. A fase 5 caracterizou-se pelo recarregamento do sistema de fundação em apenas três estágios. Foi observado que nos outros dois últimos estágios houve um aumento da resistência do sistema de ancoragem a uma taxa de variação bastante parecida da taxa de variação da carga da fase 3, com uma carga máxima total de 3,31 kN.

A fase 6 foi caracterizada pelo descarregamento total do sistema de ancoragem com inclinação semelhante à inclinação do carregamento da fase 5. O deslocamento total do ensaio foi de aproximadamente 176,24 mm no término do ensaio. A Figura 83 mostra a comparação da capacidade de carga última do ensaio R2a, com os principais métodos de interpretação estudados nesta pesquisa.

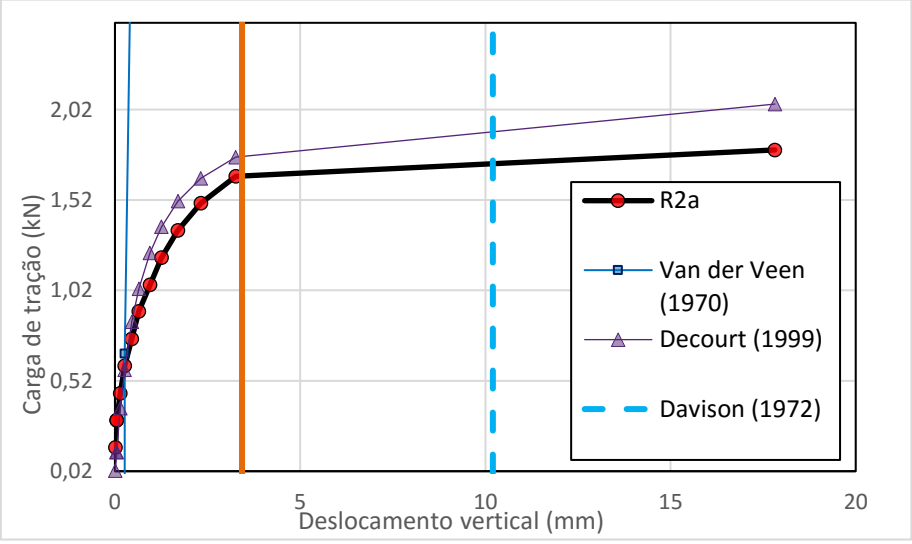


Figura 83: Comparação da curva de prova de carga pelos métodos de interpretação do ensaio R1

Não foi possível realizar um bom ajuste linear com as curvas dos métodos de extrapolação adotados, resultando assim em pontos de convergência diferentes dos pontos da curva de prova de carga (Apêndice 2). Os métodos de Davison (1970) e da

NBR 6122/2010, forneceram valores limites de carga última de 1,72 kN e 1,70 kN respectivamente. Optou-se por adotar o método mais conservador que forneceu 1,70 kN de capacidade de carga.

4.1.2.3 Ensaio R2b

O ensaio R2b foi realizado com o propósito de validar o ensaio R2a. A Figura 84 mostra o comportamento da curva de carga versus deslocamento do ensaio de prova de carga R2b.

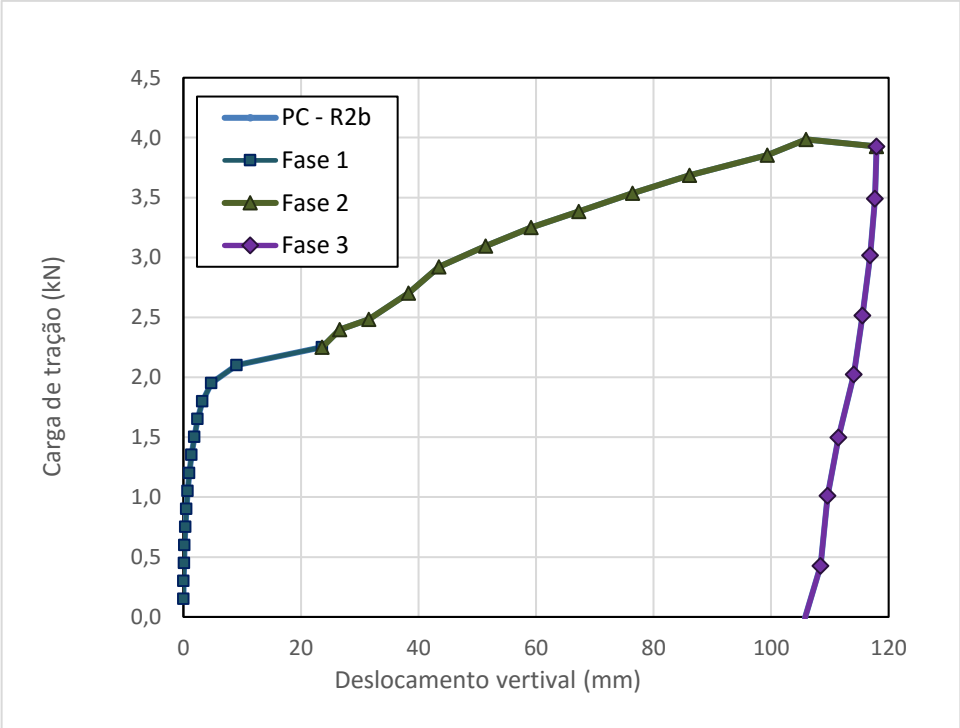


Figura 84: Comportamento geral do ensaio de prova de carga com reforço R2b.

A curva foi dividida em três fases. A fase 1 foi caracterizada pela fase de carregamento inicial do protótipo, passando pela ruptura do sistema (1,9 kN) e se estendendo até o início de ação do reforço. A fase 2 caracterizou-se pala região de início da ação do reforço sobre o sistema de ancoragem, atingindo um carregamento máximo de aproximadamente 3,99 kN e deslocamento máximo de 105,75 mm. A fase 3 corresponde a fase de descarregamento do ensaio, totalizando assim um deslocamento vertical de 105,75 mm.

A Figura 85 mostra a determinação da capacidade de carga última do ensaio R2b através dos principais métodos de interpretação estudados nesta pesquisa.

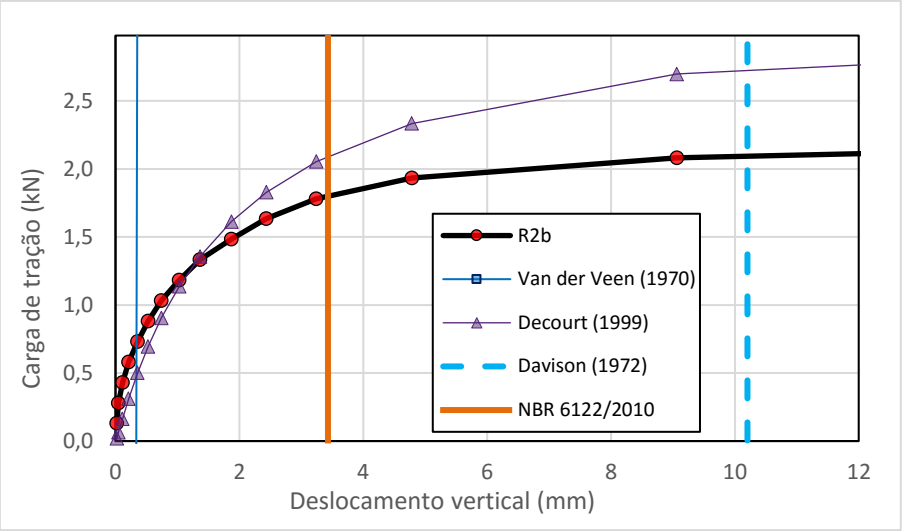


Figura 85: Comparação da curva de prova de carga pelos métodos de interpretação do ensaio R2b.

Foi observado que os métodos de Davison (1970) e da NBR 6122/2010, forneceram valores limites de carga última de 2,25 kN e 1,8 kN respectivamente, adotando-se assim o método mais conservador, que forneceu 1,8 kN de capacidade de carga.

4.1.2.4 Comparação entre os ensaios com reforço

A figura 86 mostra as curvas dos três ensaios realizados com reforço (R1, R2a e R2b). Foi observado que os reforços R2a e R2b exerceram ação em diferentes amplitudes de mobilização.

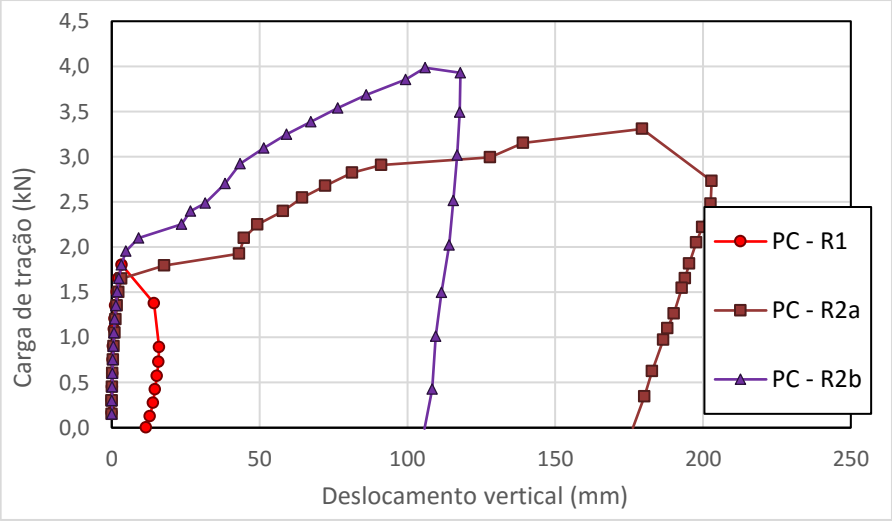


Figura 86: Comportamento geral do ensaio de prova de carga com reforço R2b.

4.1.3 Comparação entre os ensaios com reforço e sem reforço

A Figura 87 mostra a comparação entre todos os ensaios de provas de carga sem reforço (N2, N3a e N3b) e com reforço (R1, R2a e R2b), realizados durante os estágios de carregamento.

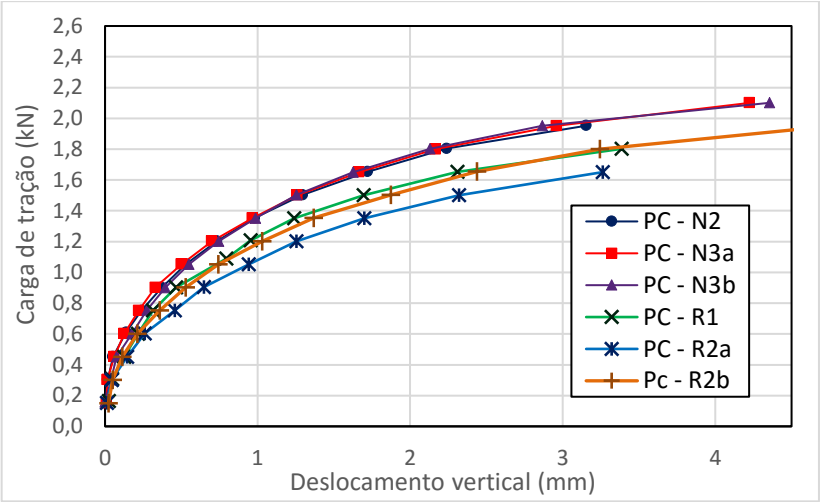


Figura 87: Comparação das fases iniciais de carregamento de todos os ensaios com e sem reforço.

Para deslocamentos de até 4 mm os ensaios com reforço e sem reforço apresentaram curvas semelhantes. Por outro lado, os ensaios reforçados resultaram em um aumento de resistência em grandes deslocamentos (Figura 88). O ensaio R2a indicou um aumento de 51% na resistência ao arrancamento do sistema de ancoragem a partir de 43 mm de deslocamento. A resistência ao arrancamento no ensaio R2b aumentou 77% a partir de 23,6 mm.

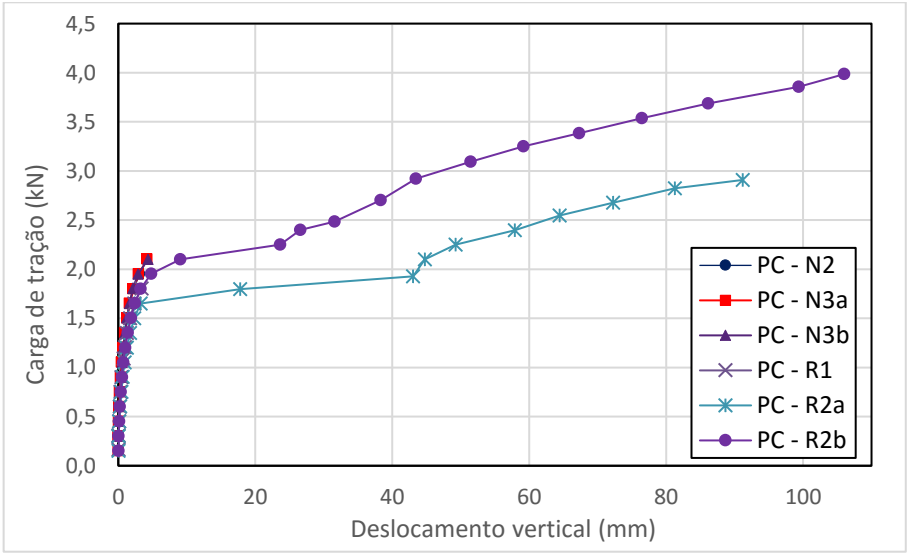


Figura 88: Comparação dos ensaios de prova de carga com os demais ensaios desta pesquisa.

4.2 Controle de compactação

A Tabela 5 mostra a relação das médias dos índices de vazios em cada ensaio realizado e algumas correlações de desvio padrão e erro padrão das amostras estudadas.

Tabela 5: Variação do índice de vazios

	N2	N3a	N3b	R1	R2a	R2b
Media	0,690	0,689	0,700	0,686	0,682	0,683
Desvio padrão	0,031	0,033	0,018	0,023	0,027	0,032
N° de dados	16	22	25	20	15	19
Erro Padrão da média	0,008	0,007	0,004	0,005	0,007	0,007

A Figura 89 mostra a variação do índice de vazios médio de cada ensaio realizado sobre o espectro de compacidade relativa para areias proposto por Terzaghi *apud* Pinto (2000), na qual areias com $CR \leq 0{,}33$ estão no estado fofo, areias com $0{,}33 \leq CR \leq 0{,}66$ estão no estado medianamente compacta e areias com $CR \geq 0{,}66$ estão no estado compacto.

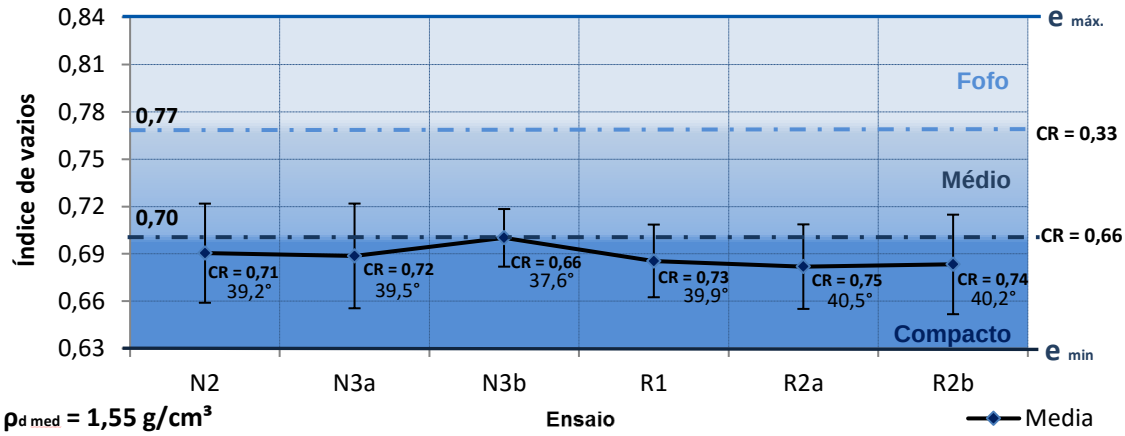


Figura 89: Resultado do índice de vazios médio de todos os ensaios realizados.

Pode-se observar que para todos os ensaios realizados nesta pesquisa, o solo permaneceu na faixa de condição compacta, com intervalos mínimo e máximo de compacidade relativa média de 0,66 e 0,75 respectivamente com seus respectivos ângulos de atrito interno médio do solo de 37,6° e 40,5° respectivamente.

A obtenção dos ângulos de atrito interno do solo foi feita por meio de interpolação linear dos ensaios de cisalhamento direto realizados para o solo com compacidade relativa de 0,5 e 0,8 cujos ângulos de atrito obtidos foram de 32,5° e 42,1° respectivamente.

Vale ressaltar que apesar do peso específico médio do solo atingido apresentar um valor convencionalmente baixo, para uma areia compacta, deve-se lembrar que se trata de uma areia mal graduada (CNU=2) e descontínua (CC<1). Sendo assim, foi razoável aceitar a condição de areia compacta (classificado na Tabela 2) para um peso específico relativamente baixo, uma vez que seus vazios não podem ser completamente preenchidos por partículas menores em sua estrutura.

4.3 Deflexões superficiais

O mapeamento das deflexões do solo nos ensaios realizados teve por objetivo encontrar o ângulo da superfície de ruptura tronco cônica do protótipo estudado. A Figura 90 mostra o resultado do mapeamento superficial das deflexões da superfície após o ensaio N3a.

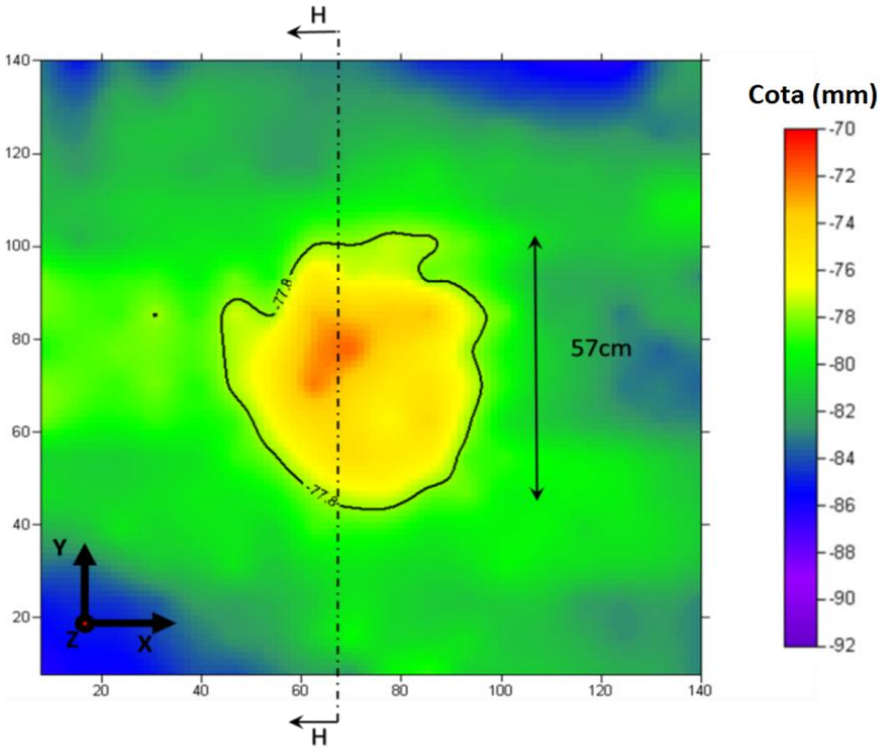


Figura 90: Deflexão superficial após o ensaio N3a.

A região amarela condiz com a região que mais variou o volume da superfície, marcando um alcance médio de aproximadamente 0,57 m de diâmetro. Esta deflexão ocorreu na cota 77,8 mm da superfície da caixa. A Figura 91 mostra um corte realizado sobre a superfície em H-H, com os principais pontos de deflexões máximas na superfície da caixa.

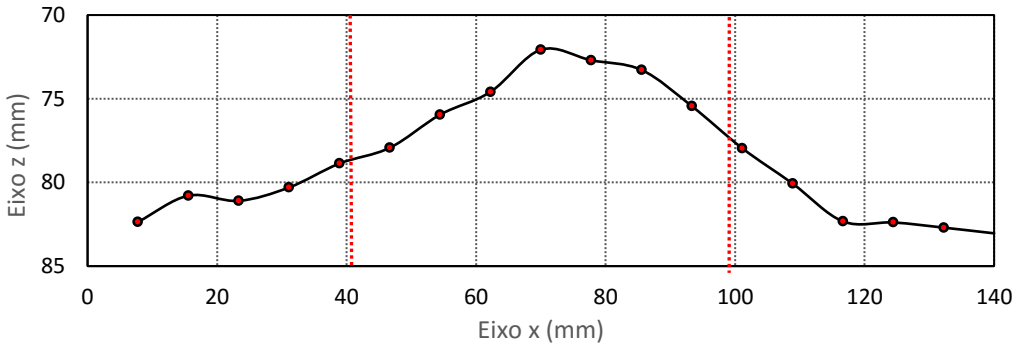


Figura 91: Corte H-H da superfície da caixa do ensaio N3a.

As Figuras 92 (a) e (b) mostram o comportamento das deflexões da superfície do solo, antes e depois de realizado os ensaios de provas de carga N3b. Não foi possível observar com nitidez a deflexão superficial esperada após a realização do ensaio.

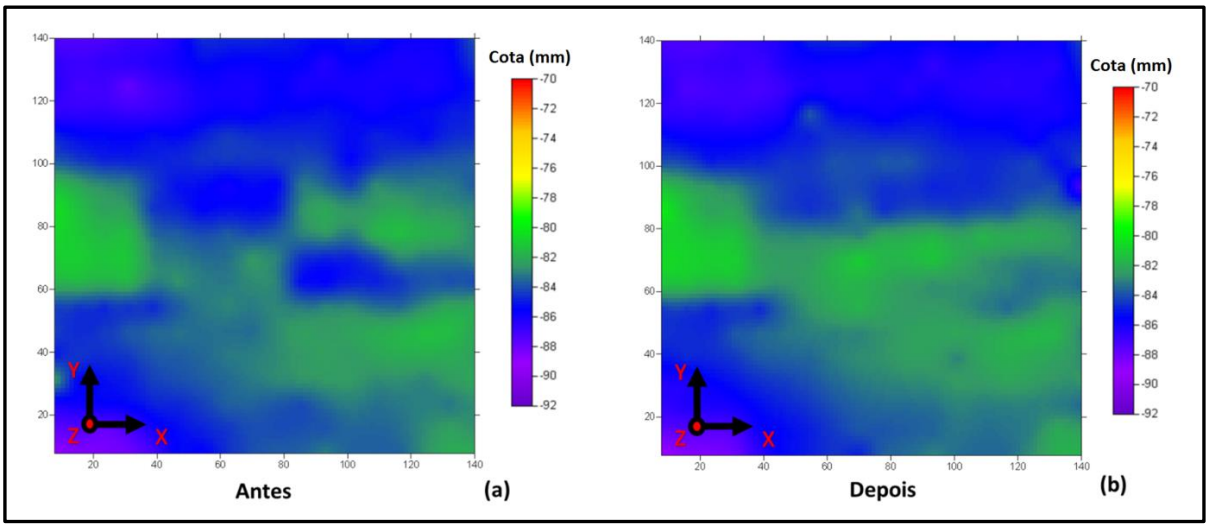


Figura 92: Mapeamento superficial antes (a) e depois (b) do ensaio N3b.

A Figura 93 mostra a superfície obtida pela diferença entre as matrizes das deflexões obtidas de antes e depois do ensaio N3b.

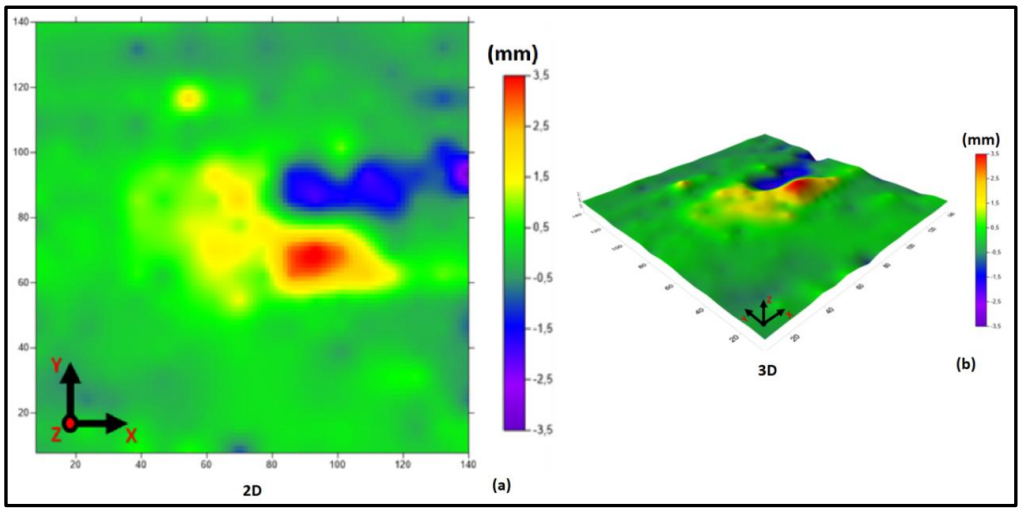


Figura 93: Deflexão da superfície da caixa após a realização do ensaio N3b.

Foi determinado um critério mínimo de 1,5 mm de diferença das deflexões para considerar o alcance da superfície de ruptura do ensaio N3b. A região amarela mostra a região do critério de diferencial de deflexão estipulado em 1,5 mm. Nota-se que não foi possível observar com nitidez a deflexão superficial esperada após a realização do ensaio N3b. Devido a esse fato buscou-se visualizar melhor esse efeito realizando um carregamento rápido sobre o sistema de ancoragem com um sistema de alavanca como já mencionado anteriormente.

Durante o carregamento rápido do sistema de alavanca foi possível perceber a ocorrência de uma ruptura nítida do protótipo, típico de um solo compacto, na qual foi possível perceber claramente o alcance da superfície de ruptura sobre a superfície da caixa. A Figura 94 (a) mostra a ruptura nítida sobre a superfície ao redor da ancoragem. A Figura 94 (b) mostra o contorno da superfície de ruptura após o carregamento rápido.

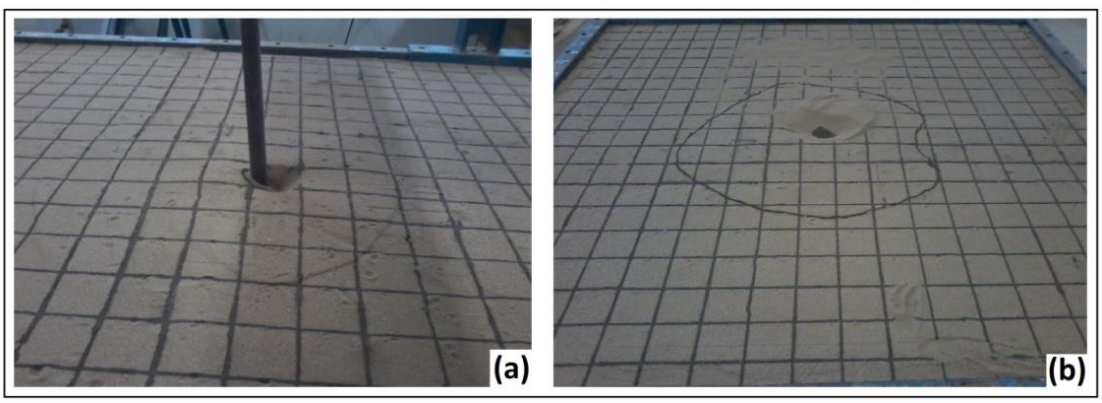


Figura 94: (a) Ruptura nítida e (b) contorno da superfície de ruptura.

As Figuras 95 (a) e (b) mostram o resultado da diferença entre o mapeamento da superfície da caixa antes do ensaio e após o carregamento rápido realizado no sistema de alavanca do ensaio N3b.

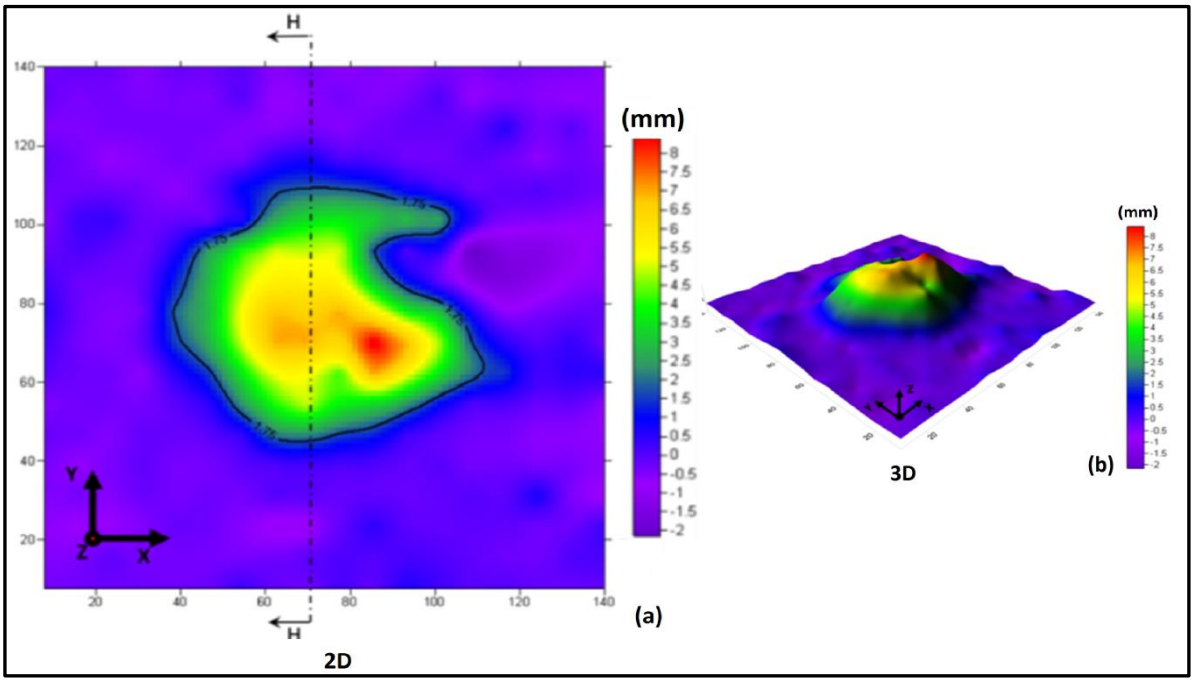


Figura 95: Alcance da deflexão da superfície de ruptura pela diferença de antes do ensaio e depois do carregamento rápido com o sistema de alavanca em 2D (a) e em 3D (b).

A Figura 96 mostra o corte (HH) em perfil da superfície do solo nas três medições realizadas durante todo o ensaio N3b.

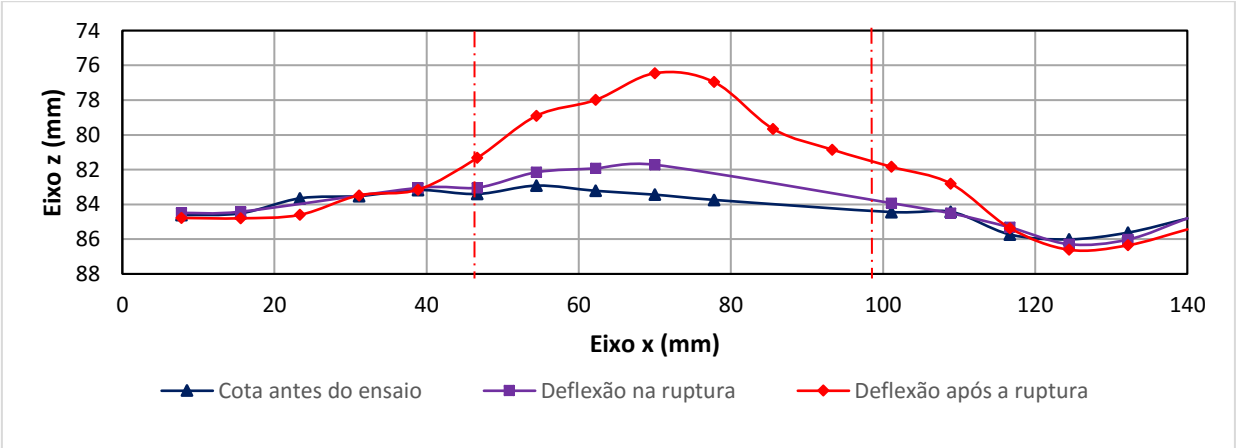


Figura 96: Perfil das medições superficiais antes do ensaio, depois da ruptura do protótipo e deflexão após a ruptura.

Praticamente não houve alteração de deflexão entre os pontos 40 mm e 120 mm do eixo x. Apesar da realização do carregamento rápido após a ruptura do sistema, não houve variações significativas das deflexões, consequentemente não houve mudanças significativas da inclinação da superfície de ruptura entre esses dois intervalos.

Com a geometria da superfície nitidamente rompida da Figura 94 (b), foi feita a medição do seu diâmetro médio em aproximadamente 0,57 m. Dado o valor do diâmetro médio, foi possível estimar o ângulo da superfície de ruptura. A Figura 82 mostra o esquema geométrico utilizado para a estimativa do ângulo de inclinação da superfície de ruptura do ensaio N3b.

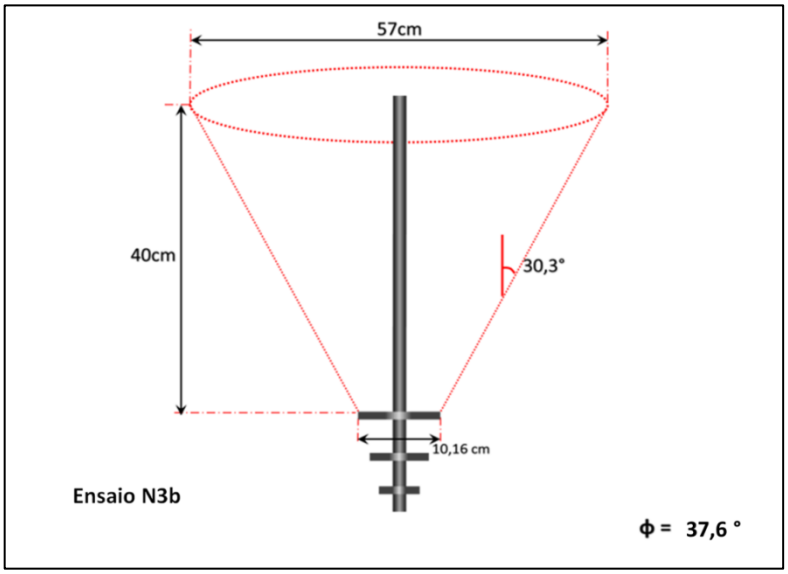


Figura 97: Ângulo real obtido a partir da visualização do cone de ruptura na superfície

A inclinação da cunha de ruptura para o ensaio N3b foi de aproximadamente 30,3°, cujo seu ângulo de atrito interno médio obtido por interpolação dos ensaios de cisalhamento direto, foi de aproximadamente 37,6°. A Figura 97 expressa a superfície de ruptura tronco cônica estimada como uma reta, simplesmente para mostrar o ângulo de inclinação da superfície, porém não se sabe de certeza se a superfície de ruptura obteve um comportamento reto ou curvo, como as superfícies esperadas abordadas neste trabalho.

Com o ângulo de atrito interno do solo calculado, referente ao ensaio N3b, foi possível estimar e comparar a inclinação das várias superfícies de ruptura das principais bibliografias citadas neste trabalho (Meyehof e Adam's, 1968; Mitsch e

Clemence, 1985; Ghaly et al., 1991, Ilamparuth e Muthkrishanaiah, 1999; e Mors, 1959).

A Figura 98 mostra a comparação do ângulo de inclinação obtido no ensaio N3b com os critérios de ângulos de inclinação das principais bibliografias citadas neste trabalho (Anexo 1), a partir do ângulo de atrito do solo encontrado na compactação do ensaio N3b.

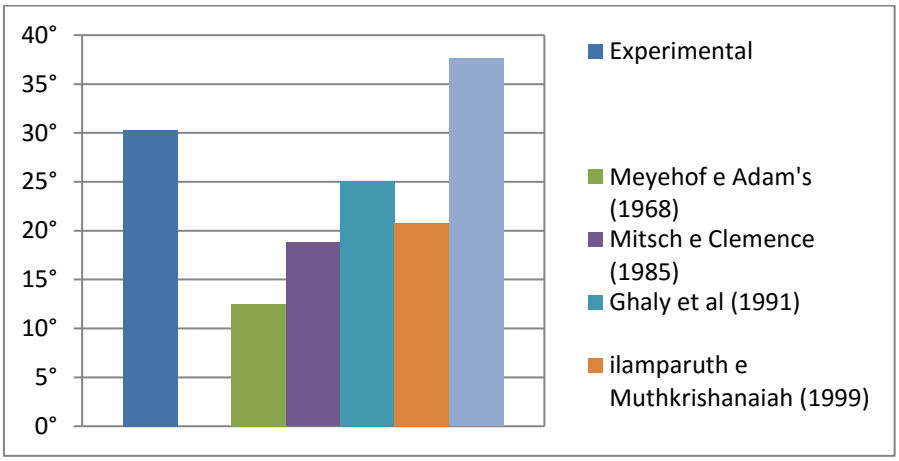


Figura 98: Ângulo de inclinação da superfície de ruptura experimental, em comparação com ângulos provenientes de modelos analíticos propostos.

A Figura 99 mostra a comparação geométrica entre a inclinação da superfície de ruptura obtida no ensaio N3b com as superfícies de ruptura estimadas pelos principais métodos teóricos citados nesta pesquisa.

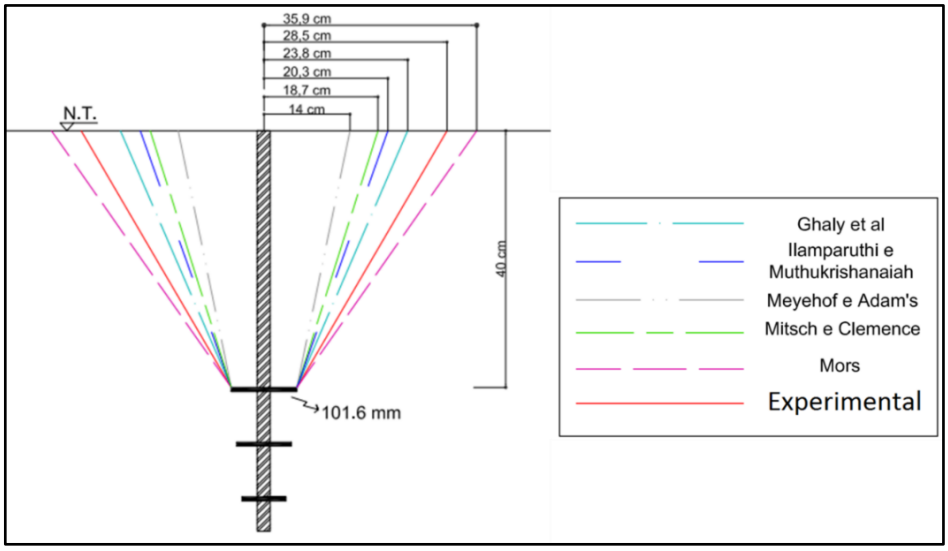


Figura 99: Comparação dos principais entre a superfície de ruptura real obtida com as principais superfícies teóricas estimadas.

A Figura 99 mostra que a inclinação da cunha de ruptura obtida no ensaio N3b se mostrou superior a todos os ângulos das cunhas estimadas pelos principais trabalhos abordados neste trabalho, com exceção do critério de ângulo de inclinação da superfície de ruptura de Mors (1959). Vale ressaltar que a Figura 99 atenta somente para a inclinação das superfícies de ruptura, desconsiderando se as superfícies são retas ou curvas.

5 Conclusões

Este trabalho introduziu um estudo de investigação do comportamento de um protótipo de ancoragem helicoidal reforçado com material geossintético e submetido a carregamento de tração. Fixou-se uma metodologia padrão de compactação do solo para obter um grau de compactação uniforme em todos os ensaios realizados. Foram feitos ensaios de prova de carga de tração com e sem reforço com material geossintético. A partir dos resultados obtidos nestes ensaios, pode-se concluir que:

- Os ensaios realizados com reforço apresentaram curvas similares às curvas dos ensaios não reforçados para pequenos deslocamentos do sistema de ancoragem (até 4 mm). Por outro lado, para grandes deslocamentos (acima de 23 mm), houve incremento de resistência ao arrancamento maiores que 50% da resistência da ancoragem dos protótipos não reforçados.
- As curvas das provas de carga sem reforço (N2, N3a e N3b) apresentaram um comportamento semelhante, com coeficientes de deflexão linear similares.
- A inclinação da cunha de ruptura do ensaio não reforçado N3a mostrou-se superior às inclinações calculadas por meio dos critérios de inclinações das cunhas de ruptura citados nesta pesquisa, com exceção do ângulo estimado com o critério de Mors (1959).
- No ensaio não reforçado N3b, verificou-se que a inclinação da superfífice de ruptura do sistema de ancoragem não foi alterada devido à aplicação do carregamento rápido com o sistema de alavanca.
- A metodologia de compactação empregada mostrou-se adequada para a construção de protótipos com compacidade relativa uniforme.

6 Sugestões para os estudos futuros

É essencial que haja continuidade desta pesquisa para obter um melhor entendimento quanto ao comportamento mecânico do sistema de ancoragem reforçada com materiais geossintéticos. Alguns estudos aqui sugeridos consistem em adaptações do modelo de ancoragem estudada. A seguir uma breve recomendação para ensaios futuros.

- Utilizar geocélulas como materiais de reforço e avaliar a influência da altura do material com o aumento do reforço no sistema, e consequentemente, aumentando a sua rigidez;
- Utilizar um reforço com uma malha menor, para aumentar o atrito de interface com o solo;
- Estudar a energia de compactação do compactador desenvolvido nesta pesquisa;
- Como estacas helicoidais trabalham tanto à tração como a compressão, poderia desenvolver um estudo com reforço, tanto acima da hélice quanto abaixo da mesma, através de carregamentos cíclicos.

Referências

A.B. CHANCE CO. (2014). “Technical design Manual ed.3”. ATLAS, Hubbel, 414p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: estacas – prova de carga estática – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Geossintéticos – terminologia NBR 12553. Rio de Janeiro, ABNT, 2003. 3p.

CARVALHO, I.P.G.D. (2007). Estudo teórico-experimental da capacidade de carga à tração e compressão de estacas metálicas helicoidais. 205 pp. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, 2007.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N. Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 144p.

COPP’S Services Inc., 2015 < http://www.coppsinc.ca/services/helical-piling > acesso em: 24/02/2015.

DAS, B.M. Earth Anchors. Developments in Geotechnical Engineering, nº 50. NewYork: Elsevier, 1990. 242 p.

FONTOURA, Thayara Barballho (2015). Comportamento tensão – deformação e resistência ao cisalhamento de uma areia de duna cimentada artificialmente; 162 pp. Dissertação de (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN, Natal, 2015.

GHALY, A.M., Hanna, A.M. and Hanna, M.S., 1991. Uplift Behavior of Screw Anchors in Sand - II: Hydrostatic and Flow Conditions. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 5, pp. 794-808

GHOSH, A, Bera AK (2010) Effect of geotextile ties on uplift capacity of anchors embedded in sand. Geotech Geol Eng 28(5):567–577

HOYT, R. M. and Clemence, S. P (1989). “Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil”12th International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering”, 1989, Rio de Janeiro, Brazil.

ILAMPARUTHI K., Dickin E.A. 2001. “The influence of soil reinforcement on the uplift behaviour of belled piles embedded in sand”. Geotextiles and geomembranes. Vol. 19, pp1-22.

ILAMPARUTHI. K, Muthukrishanaiah. 1999. “Anchors in sand bed: delineation of rupture surface”. Ocean Engineering. Vol 26, pp 1249-1273.

MERIFIELD, R. S. (2011). “Ultimate Uplift Capacity of multiplate Helical Type Anchors in Clay.” J. Geotech. Geoenvironment. Eng., 137, 704–716.

MEYERHOF, G.G. and Adams, J.I., 1968. The ultimate uplift capacity of foundations. Can. Geotech.. J., 5(4):225-244.

MITSCH, M.P., and CLEMENCE, S.P. 1985. The uplift capacity of helix anchors in sand. *In* Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil: Proceedings of a Session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in Conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Mich., 24 October 1985. ASCE, New York. pp. 26–47.

MOGHADDAS TAFRESHI, S. N., JAVADI, S. and DAWSON, A. R., 2014. Influence of geocell reinforcement on uplift response of belled piles ACTA GEOTECHNICA. 9(3), 513-528

NARASIMHA RAO, S., Y.V.S.N. Prasad, M.D. Shetty, and V.V. Joshi. 1989. “Uplift Capacity of Screw Pile Anchors.” Geotechnical Engineering, Vol. 20, No. 2, pp.139–159.

PALMEIRA, E.M. (1987). The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Test. PhD Thesis, Magdalen Collage, University of Oxford, England, 237 p.

PALMEIRA, E.M. (2009). Soil-Geosynthetics interaction: Modelling and analysis. Geotextiles and Geomembranes, 27(5): 368-390.

PERKO, H.A. (2009). Helical Piles: A practical Guide to Design and Installation. Dan Brow. Wiley.

SANTOS, T.C. (2013). Efeito da configuração das hélices na capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo tropical. 171 pp. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – EESC - USP, São Carlos, 2013.

SIEIRA, A.C.C.F. (2003). Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha. 363pp. Tese de Doutorado – Pontifica Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC, Rio de Janeiro, 2003.

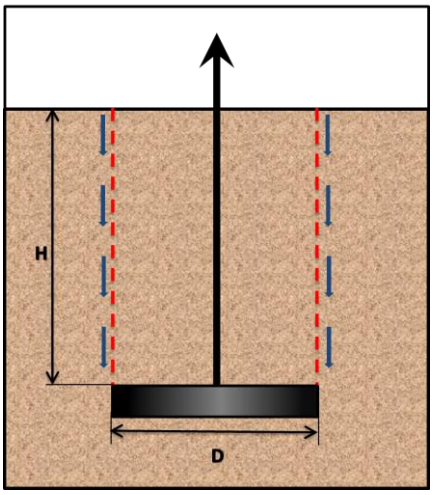
TEIXEIRA, S. H. C. (2003). Estudo de interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos – EESC - USP, São Carlos, 2003.

TSUHA, C. (2007). Modelo teórico para controla de capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo arenoso. 253 pp. Tese (Doutorado0 – Universidade de São Carlos, São Paulo, 2007.

ANEXO 1

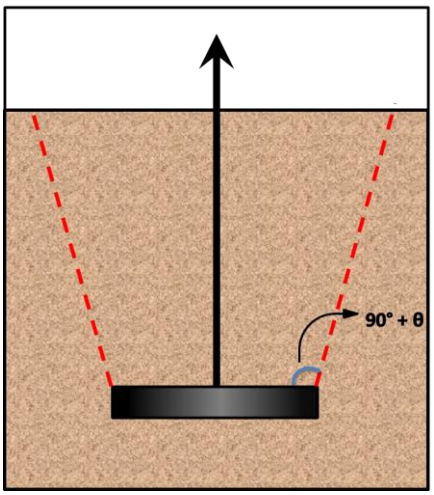
Superfícies de ruptura das principais bibliografias estudadas nesta pesquisa em linha cronológica.

Majer (1955)



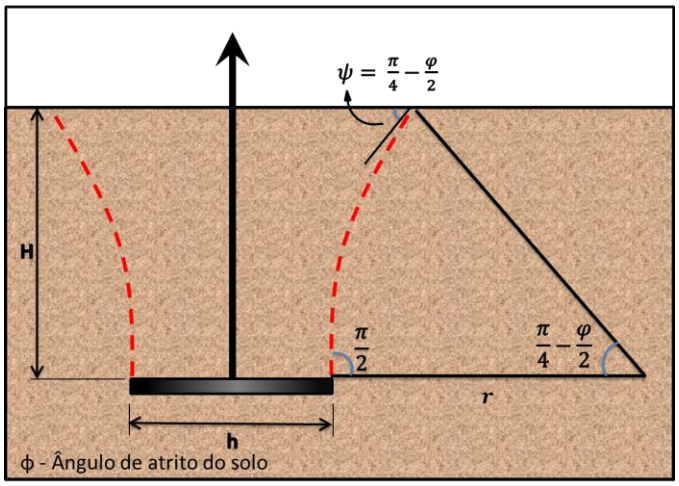
Apud **Ilamparuthi e Muthukrishanaiah *(1999)***

Mors (1959)



Apud **Ilamparuthi e Muthukrishanaiah *(1999)***

Balla (1961)



Areia compacta

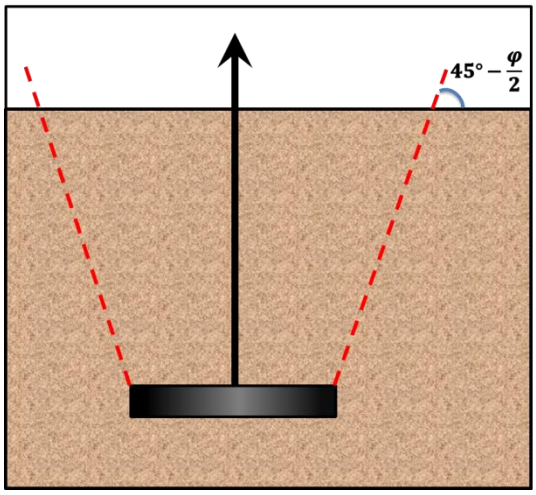
Rasa - $\frac{H}{D} < 6$

Profunda - $\frac{H}{D} > 6$

$$r = \frac{(H - h)}{\sin(45° - \varphi/2)}$$

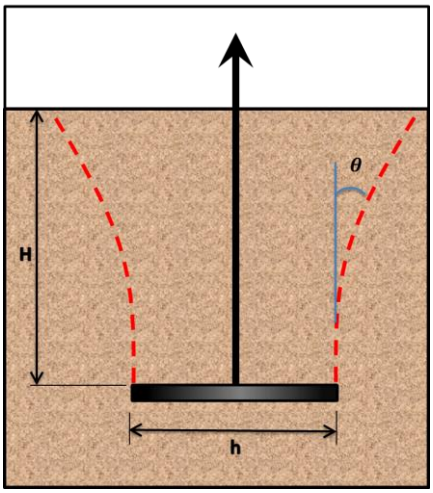
Apud **Ilamparuthi e Muthukrishanaiah *(1999)***

Vesic (1965)



Apud Das *(1990)*

Meyerhof e Adams (1968)



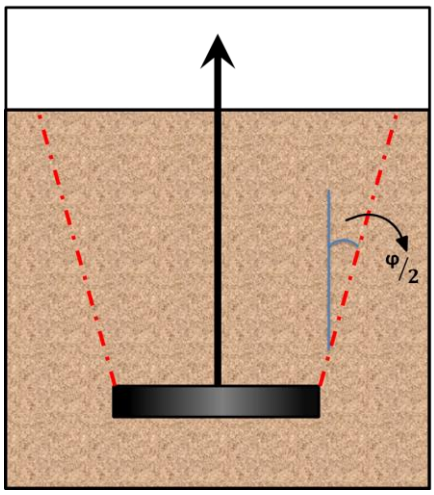
Onde:

$$\frac{\varphi}{4} < \theta < \frac{\varphi}{2}$$

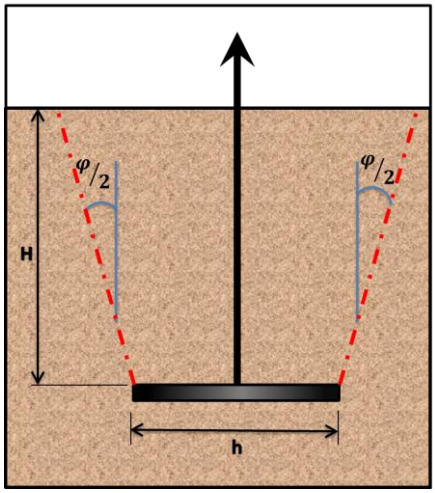
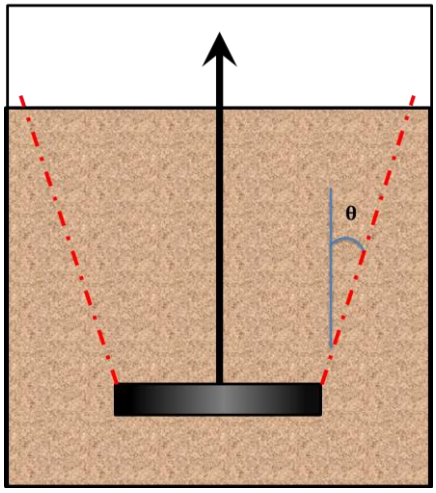
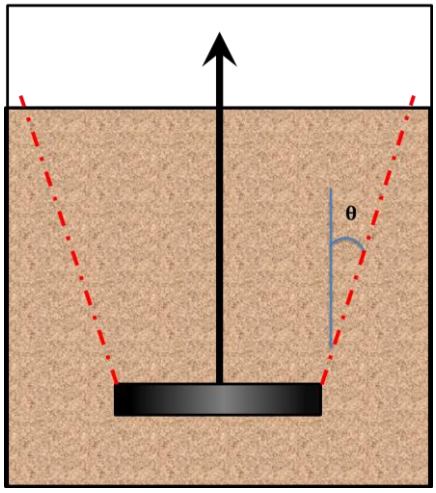
Obs.: Foi adotado φ/3 nas análises

Apud Das (1990)

Veesaert e Clemence (1977)



Apud Das (1990)

Mitsch e Clemence (1985)	
	*Apud* Das *(1990)*
Ghaly *et al* (1991)	
	*Rasa* - $\theta \leq {}^{2\varphi}/_{3}$ *Profunda* - $\theta = {}^{2\varphi}/_{3}$ *Média* - $\theta > {}^{2\varphi}/_{3}$
Ilamparuthi e Muthukrishanaiah et al (1999)	
	$\boldsymbol{Areias\ Densas}$ $\theta = \frac{\varphi}{2} + 2°$ $\boldsymbol{Areias\ Fofas}$ $\theta = \frac{\varphi}{2} - 2°$

APÊNDICE 1 – Ensaios de caracterização do solo

Centro de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil
Laboratório de Mecânica dos Solos

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA CONJUNTA - NBR 7181

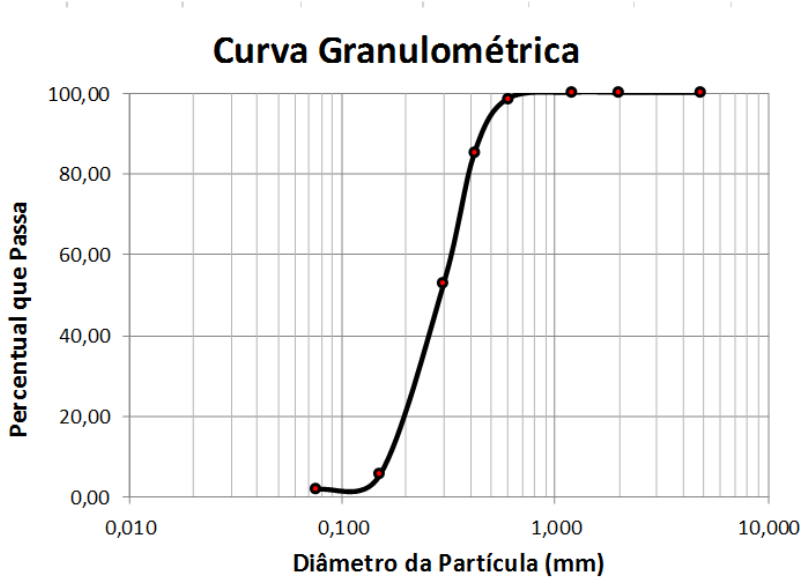
CLIENTE:	Charles Chaves	ENSAIO:	
LOCAL:	UFRN	DATA:	10/12/2014
AMOSTRA:	**A01**		V 2.0

AMOSTRA						
No.:	1	Solo:		*Massa total do solo para o ensaio (g)*	(M_t)	1500,00
Prof. (m):	superficial	ρ_s (g/cm3):	2,639	*Massa do solo seco (g)*	(M_s)	1496,64
				Massa total da amostra p/peneiram. fino (g)	(M_h)	1496,64

PENEIRAMENTO						
Peneiras		*Massa retida, Mi (g)*	*Massa ret. ac., ∑Mi (g)*	% R retida	*% Rac ret. acum.*	*% P passa*
#	*mm*					
	25		0,00	0,00	0,00	100,00
	19		0,00	0,00	0,00	100,00
	9,50		0,00	0,00	0,00	100,00
4	4,80		0,00	0,00	0,00	100,00
10	2,00		0,00	0,00	0,00	100,00
16	1,20		0,00	0,00	0,00	100,00
30	0,60	22,790	22,79	1,53	1,53	98,47
40	0,42	196,450	219,24	13,16	14,68	85,32
50	0,30	486,050	705,29	32,55	47,23	52,77
100	0,15	705,860	1411,15	47,27	94,50	5,50
200	0,075	51,330	1462,48	3,44	97,94	2,06

TEOR DE UMIDADE			
Cápsula	c-07	c-10	45
Solo + Tara (g)	62,620	45,530	65,840
Solo seco + tara (g)	62,510	45,470	65,730
Tara (g)	16,470	17,050	16,570
Água (g)	0,11	0,06	0,11
Sólidos (g)	46,04	28,42	49,16
Teor de Umid. (%)	0,24	0,21	0,22
Teor de umidade médio (%)		0,225	

Densímetro:	*Defloculante:*
Mod. 151H	HMFS
Material retido na # 10 (g)	*Material retido na #200 (g)*
0,00	51,33



Observações:

Operador:

Visto:

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS
v.2.0

MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS - NBR 6508

CLIENTE:	CHARLES	ENSAIO:	
LOCAL:		DATA:	06/10/2015
AMOSTRA:	Areia pura	OPERADOR:	Leandro

DADOS DA AMOSTRA

Teor de Umidade			
Cápsula	68J	52-A	46-V
Solo + Cápsula (g)	19,47	16,36	20,75
Sólidos + Cápsula (g)	19,44	16,33	20,72
Massa da Cápsula (g)	6,48	6,65	7,06
Massa de água (g)	0,03	0,03	0,03
Massa de Sólidos (g)	12,96	9,68	13,66
Teor de umidade (%)	0,23	0,31	0,22

Massa de Sólidos		
Inicial	Massa da amostra (g)	62,55
	Teor de umidade (%)	0,25
	Massa de Sólidos (g)	62,39
Final	Recipiente no.	1
	Recipiente+Sólidos (g)	_
	Massa do recipiente(g)	_
	Massa de Sólidos (g)	62,39

DADOS DO ENSAIO

Determinação	1	2	3	5	4
Picnômetro	Número:	1	M(p) =		
Temperatura de Ensaio: T (°C)	24,0	25,0	26,0	27,0	28,5
Picnômetro + Sólidos + Água: M_1 (g)	684,76	684,68	684,52	684,49	684,35
Picnômetro + Água: M_2 (g)	646,03	645,95	645,86	645,77	645,64
Massa de Sólidos: M_s (g)	62,39				
Massa Especfica da água a T°C: ρ_w (g/cm³)	0,9973	0,9970	0,9968	0,9965	0,996
Massa Específica dos Sólidos a T°C: ρ_s(g/cm³)	2,629	2,629	2,620	2,626	2,624
Fator K = $\rho_w(T)/\rho_w(20)$	0,9991	0,9988	0,9986	0,9983	0,998
Massa Específica dos Sólidos: 20°C (g/cm³)	2,627	2,626	2,617	2,621	2,618

Critério de Rejeição de Valores

Determinações	ρ_s(médio)	ρ_s (g/cm3)	Intervalo de Variação		Rejeição
5	2,622	± 0,0200	2,602	2,642	NÃO

Massa específica dos sólidos (g/cm3): $\rho_s(20)$ = **2,622**

Massa específica dos sólidos "ρ_s": $\rho_s = \frac{Ms}{Ms-M_1+M_2}\rho_w$

Massa específica a 20°C: $\rho_s(20) = \rho_s \times K$

Visto:

Observações:

Fator K

T°C	K	T°C	K	T°C	K
15,0	1,0009	21,0	0,9998	27,0	0,9983
15,5	1,0008	21,5	0,9997	27,5	0,9982
16,0	1,0007	22,0	0,9996	28,0	0,9980
16,5	1,0007	22,5	0,9995	28,5	0,9979
17,0	1,0006	23,0	0,9993	29,0	0,9977
17,5	1,0005	23,5	0,9992	29,5	0,9976
18,0	1,0004	24,0	0,9991	30,0	0,9974
18,5	1,0003	24,5	0,9990		
19,0	1,0002	25,0	0,9988		
19,5	1,0001	25,5	0,9987		
20,0	1,0000	26,0	0,9986		
20,5	0,9999	26,5	0,9984		

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS V 2.0

ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO E MÁXIMO

CLIENTE:	Charles	ENSAIO:	
LOCAL:	UFRN	DATA:	08/12/2014
AMOSTRA:		OPERADOR:	Charles Chaves

ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO - NBR 12051

Cilindro:	1	Massa específica dos sólidos (g/cm^3):	2,62	
Peso (g):	4349,60	Massa do cilindro + solo compactado (g):	1	5954,30
Diâmetro (cm):	10,01		2	5956,40
Altura (cm):	12,67		3	5955,90
Volume (cm^3):	997,07	Massa específica aparente seca (g/cm^3):	1	1,61
Tolerância	1,50%		2	1,61
Variação do Intervalo	1,59		3	1,61
	1,63	Massa específica aparente seca máxima (g/cm^3):	1,61	
Índice de Vazios Mínimo		**0,63**		

ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO - NBR 12004

Cilindro:	1	Massa específica dos sólidos (g/cm^3):	2,62	
Peso (g):	4349,60	Massa do cilindro + solo solto (g):	1	5770,20
Diâmetro (cm):	10,01		2	5767,10
Altura (cm):	12,67		3	5771,40
Volume (cm^3):	997,07	Massa específica aparente seca (g/cm^3):	1	1,42
Tolerância	1,50%		2	1,42
Variação do Intervalo	1,40		3	1,43
	1,45	Massa específica aparente seca mínima (g/cm^3):	1,42	
Índice de Vazios Máximo		**0,84**		

Visto:

Observações:

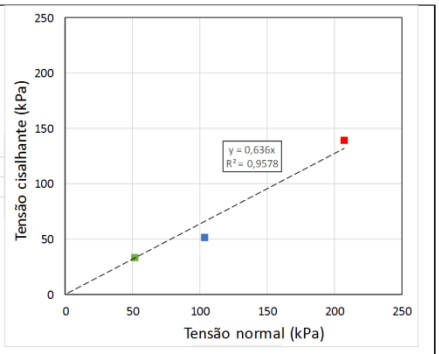
Classificação	CR
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia de compacidade média	entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	acima de 0,66

$$CR = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}}$$

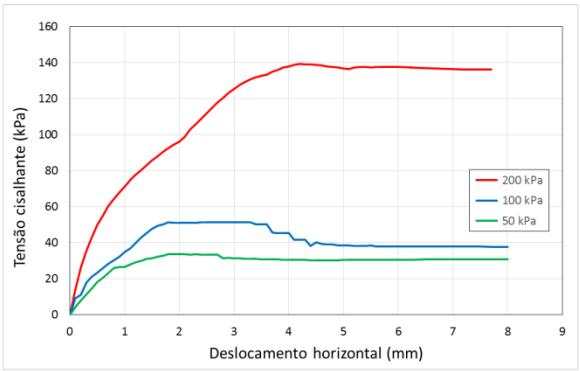
Curvas dos ensaios de cisalhamento direto

CR = 0,5

σ	τ
51,57	33,5
103,75	51,2
207,45	139,2

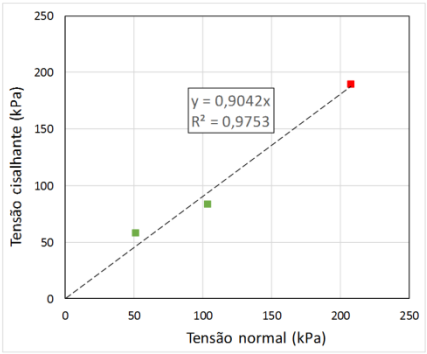


ϕ = 32,5 °

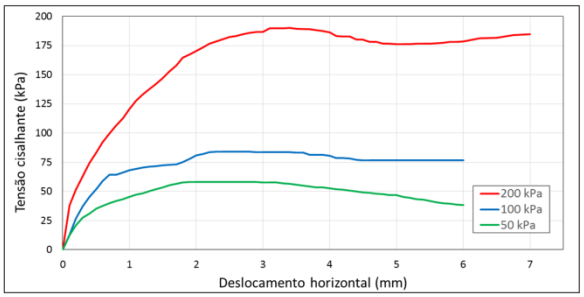


CR = 0,8

σ	τ
51,57	58,2
103,75	83,6
207,45	189,8

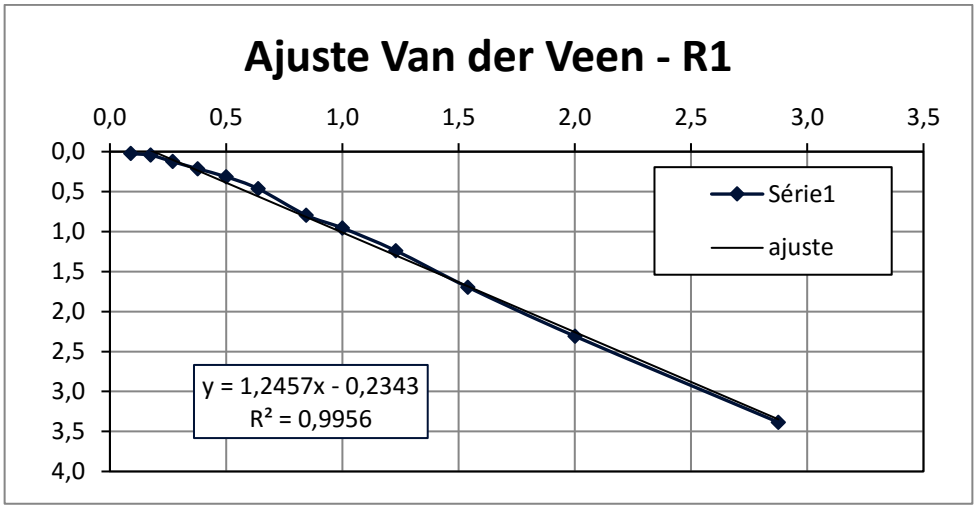


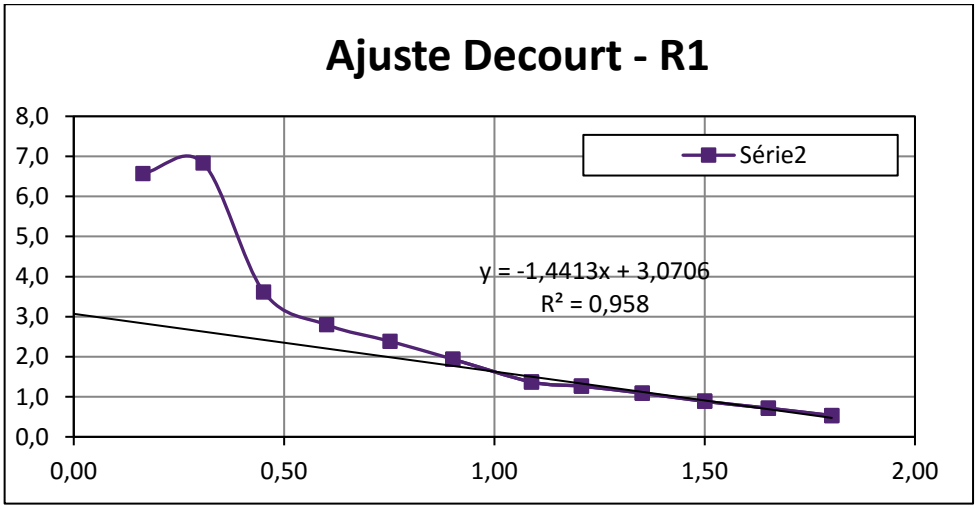
ϕ = 42,1 °



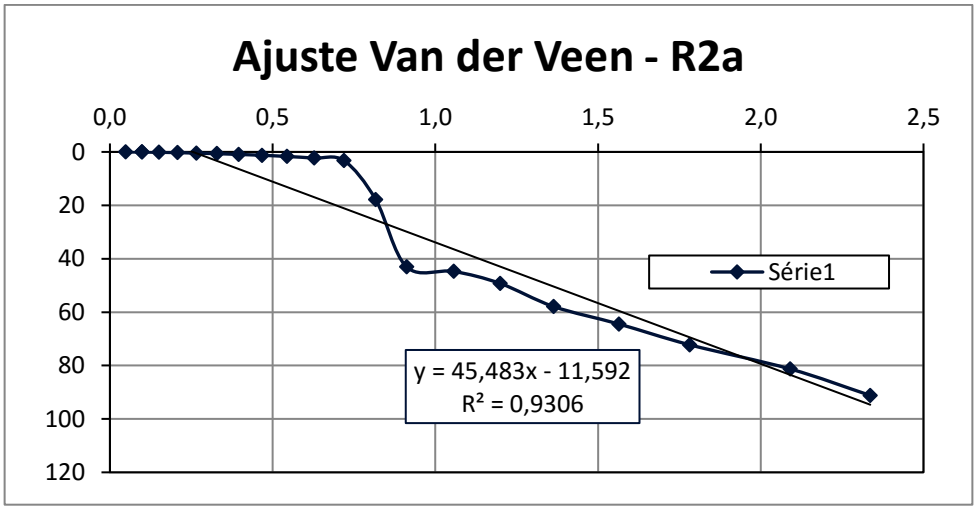
Apêndice 2 – Ajustes dos métodos de interpretação das provas de carga

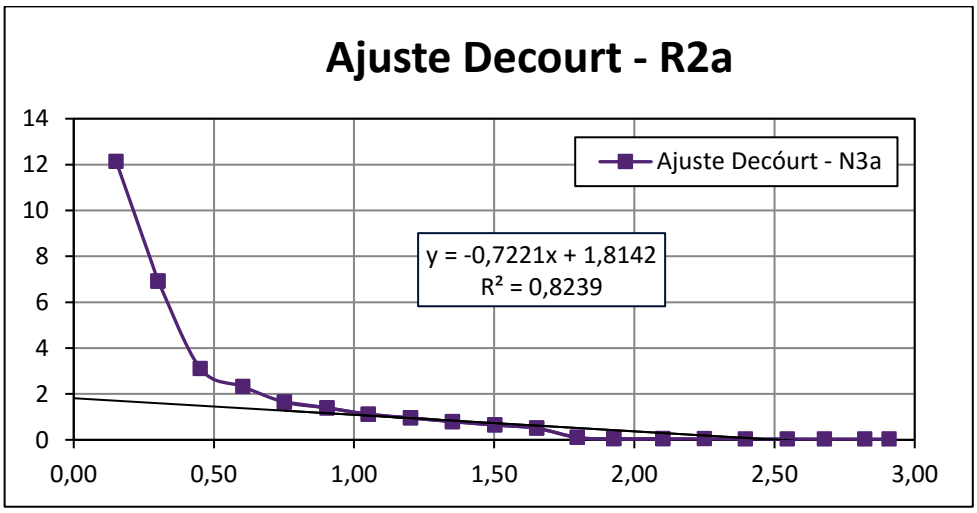
R1							
Carga (kN)	**Deslocamento vertical (mm)**	**Davison (1972)**	**NBR 6122/2010**	**Van der Veen (1970)**		**Decourt (1999)**	
				Ln(1-P/R)	P (VV)	P/p	P(DC)
0	0,03	10,20	3,43	0,090	-0,430	6,57	0,07
0,16	0,05	10,20	3,43	0,175	-0,373	6,83	0,13
0,31	0,13	10,20	3,43	0,270	-0,156	3,61	0,33
0,45	0,22	10,20	3,43	0,378	0,063	2,80	0,50
0,60	0,32	10,20	3,43	0,500	0,279	2,39	0,67
0,75	0,47	10,20	3,43	0,639	0,557	1,94	0,85
0,90	0,80	10,20	3,43	0,844	1,013	1,37	1,14
1,09	0,96	10,20	3,43	1,000	1,175	1,26	1,23
1,21	1,24	10,20	3,43	1,231	1,395	1,09	1,37
1,35	1,70	10,20	3,43	1,540	1,618	0,89	1,51
1,50	2,31	10,20	3,43	2,002	1,774	0,72	1,64
1,65	3,39	10,20	3,43	2,876	1,874	0,53	1,77
1,80	10,00	10,20	3,43	2,876	1,910	0,18	1,99
1,80		10,20					
1,80		10,20					
1,80		10,20					
1,80		10,20					


Ajuste Van der Veen - R1
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
3,0
3,5
4,0
Série1
ajuste
y = 1,2457x - 0,2343
R² = 0,9956

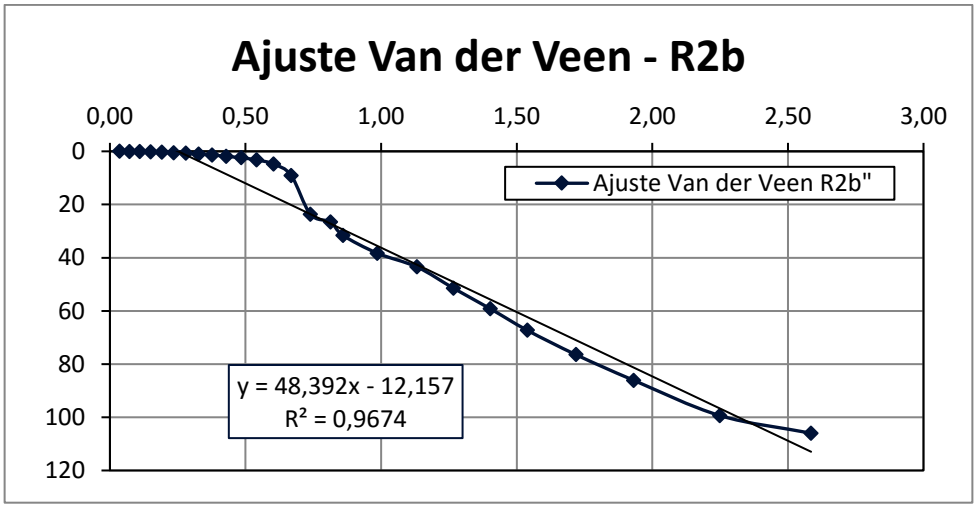

Ajuste Decourt - R1
8,0
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0,00
0,50
1,00
1,50
2,00
Série2
y = -1,4413x + 3,0706
R² = 0,958

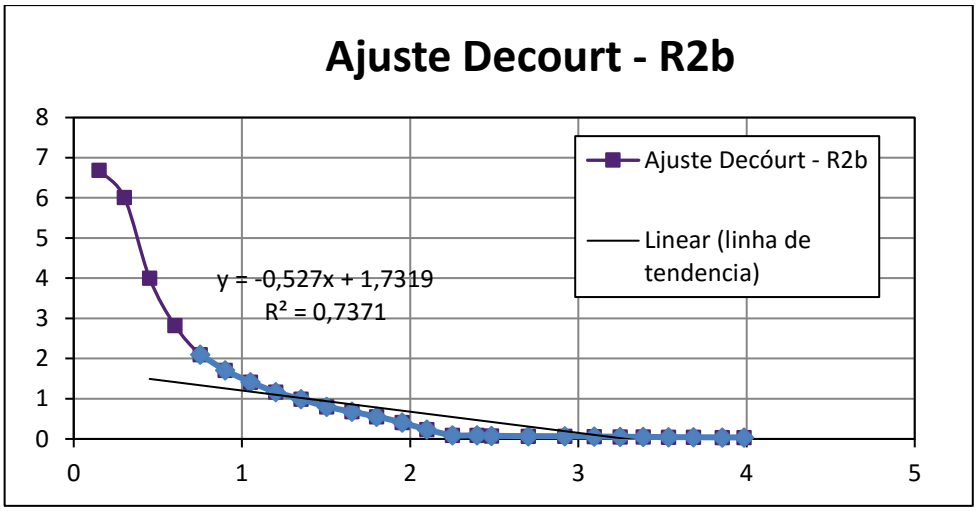
R2a							
Carga (kN)	**Deslocamento vertical (mm)**	**Davison (1972)**	**NBR 6122/2010**	**Van der Veen (1970)**		**Decourt (1999)**	
				Ln(1-P/R)	P (VV)	P/p	P(DC)
0,15	0,01	10,20	3,43	0,048	-197368,446	12,13	0,02
0,30	0,04	10,20	3,43	0,098	-48185,048	6,92	0,13
0,30	0,04	10,20	3,43	0,098	-48185,048	6,92	0,13
0,45	0,15	10,20	3,43	0,151	-473,222	3,11	0,37
0,60	0,26	10,20	3,43	0,207	0,671	2,32	0,58
0,75	0,46	10,20	3,43	0,266	3,220	1,64	0,85
0,90	0,65	10,20	3,43	0,329	3,220	1,39	1,03
1,05	0,94	10,20	3,43	0,395	3,220	1,12	1,23
1,20	1,26	10,20	3,43	0,467	3,220	0,96	1,37
1,35	1,70	10,20	3,43	0,544	3,220	0,79	1,51
1,50	2,32	10,20	3,43	0,628	3,220	0,65	1,64
1,65	3,26	10,20	3,43	0,719	3,220	0,51	1,76
1,80	17,82	10,20	3,43	0,817	3,220	0,10	2,05
1,93	43,06	10,20	3,43	0,912	3,220	0,04	2,10
2,10	44,76	10,20	3,43	1,057	3,220	0,05	2,10
2,25	49,26	10,20	3,43	1,199	3,220	0,05	2,10
2,40	57,90	10,20	3,43	1,363	3,220	0,04	2,11
2,55	64,45	10,20	3,43	1,564	3,220	0,04	2,11
2,68	72,25	10,20	3,43	1,782	3,220	0,04	2,11
2,82	81,30	10,20	3,43	2,091	3,220	0,03	2,11
2,91	91,20	10,20	3,43	2,336	3,220	0,03	2,11


Ajuste Van der Veen - R2a
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
0
20
40
60
80
100
120
Série1
y = 45,483x - 11,592
R² = 0,9306

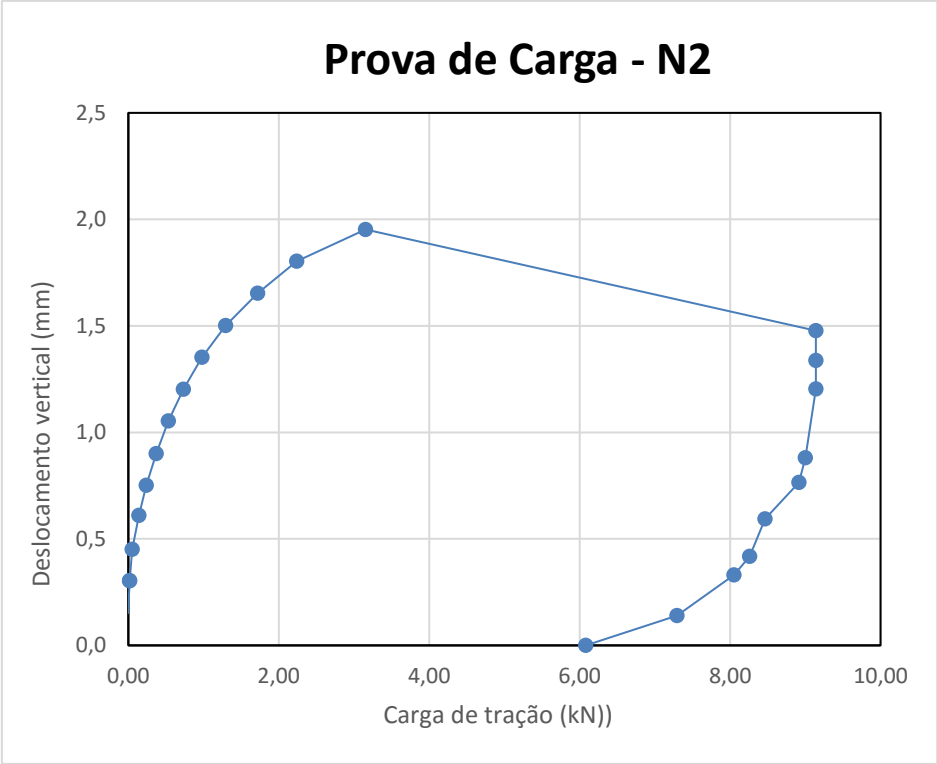

Ajuste Decourt - R2a
14
12
10
8
6
4
2
0
0,00
0,50
1,00
1,50
2,00
2,50
3,00
Ajuste Decóurt - N3a
y = -0,7221x + 1,8142
R² = 0,8239

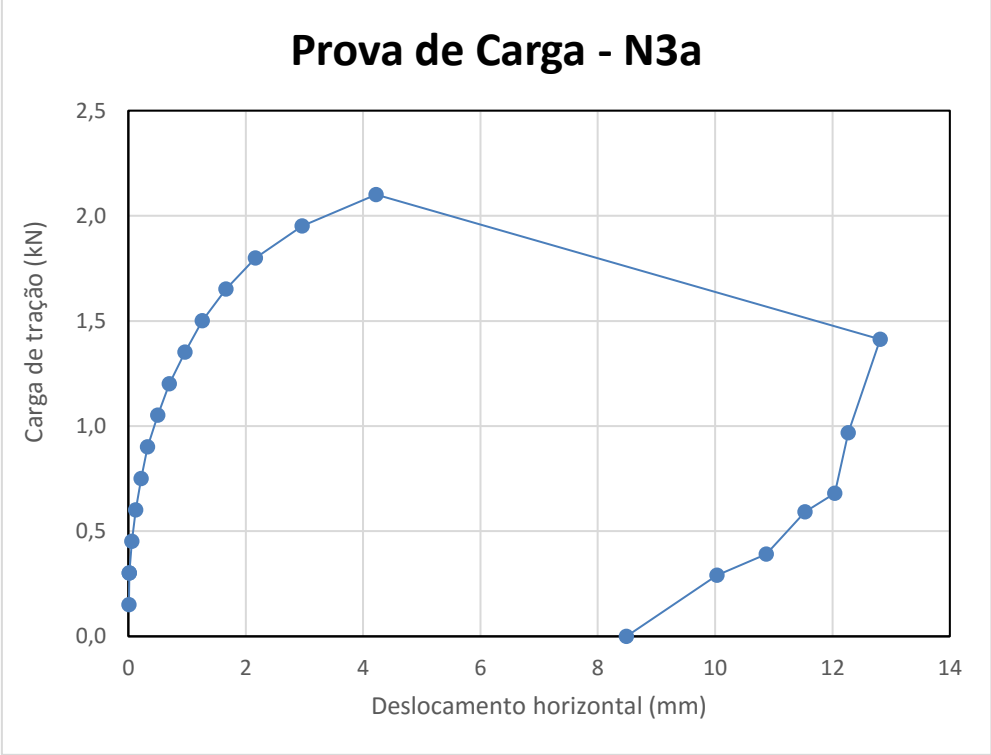
R2b							
Carga (kN)	**Deslocamento vertical (mm)**	**Davison (1972)**	**NBR 6122/2010**	**Van der Veen (1970)**		**Decourt (1999)**	
				Ln(1-P/R)	P (VV)	P/p	P(DC)
0,15	0,02	10,20	3,43	0,036	-276261,263	6,69	0,04
0,30	0,05	10,20	3,43	0,072	-73004,683	6,01	0,08
0,45	0,11	10,20	3,43	0,110	-3542,621	4,01	0,18
0,60	0,21	10,20	3,43	0,150	-23,758	2,83	0,33
0,75	0,36	10,20	3,43	0,192	4,285	2,10	0,52
0,90	0,53	10,20	3,43	0,235	4,310	1,71	0,71
1,05	0,74	10,20	3,43	0,280	4,310	1,42	0,92
1,20	1,03	10,20	3,43	0,327	4,310	1,17	1,16
1,35	1,37	10,20	3,43	0,377	4,310	0,99	1,38
1,50	1,87	10,20	3,43	0,429	4,310	0,80	1,63
1,65	2,44	10,20	3,43	0,484	4,310	0,68	1,85
1,80	3,24	10,20	3,43	0,541	4,310	0,56	2,07
1,95	4,79	10,20	3,43	0,604	4,310	0,41	2,35
2,10	9,07	10,20	3,43	0,668	4,310	0,23	2,72
2,25	23,63	10,20	3,43	0,739	4,310	0,10	3,04
2,40	26,61	10,20	3,43	0,813	4,310	0,09	3,07
2,48	31,59	10,20	3,43	0,859	4,310	0,08	3,10
2,70	38,32	10,20	3,43	0,986	4,310	0,07	3,13
2,92	43,47	10,20	3,43	1,132	4,310	0,07	3,15
3,10	51,47	10,20	3,43	1,267	4,310	0,06	3,17
3,25	59,17	10,20	3,43	1,402	4,310	0,05	3,18
3,39	67,32	10,20	3,43	1,539	4,310	0,05	3,20
3,54	76,47	10,20	3,43	1,719	4,310	0,05	3,21
3,69	86,12	10,20	3,43	1,932	4,310	0,04	3,22
3,86	99,36	10,20	3,43	2,249	4,310	0,04	3,22
3,99	105,99	10,20	3,43	2,585	4,310	0,04	3,23

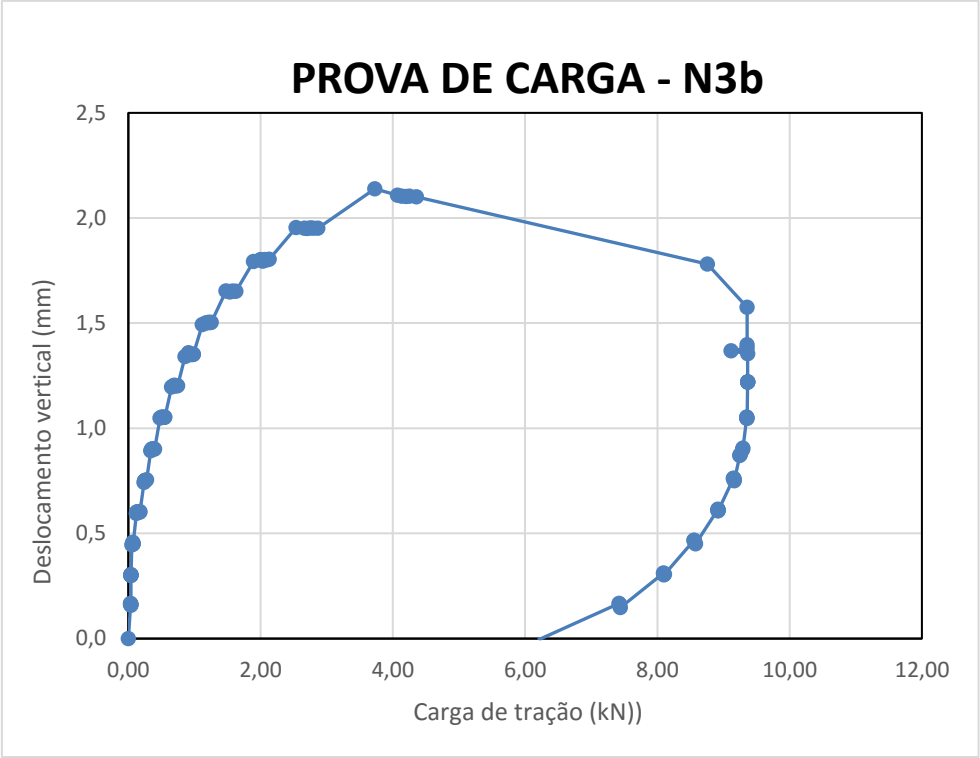

Ajuste Van der Veen - R2b
0,00
0,50
1,00
1,50
2,00
2,50
3,00
0
20
40
60
80
100
120
Ajuste Van der Veen R2b"
y = 48,392x - 12,157
R² = 0,9674

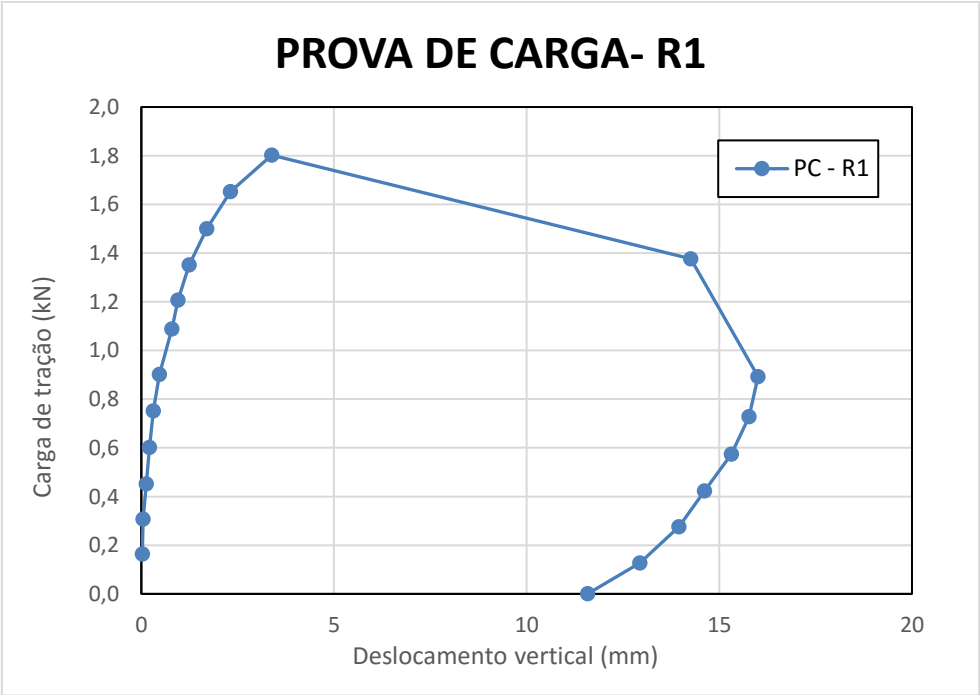

Ajuste Decourt - R2b
8
7
6
5
4
3
2
1
0
0
1
2
3
4
5
Ajuste Decóurt - R2b
Linear (linha de tendencia)
y = -0,527x + 1,7319
R² = 0,7371

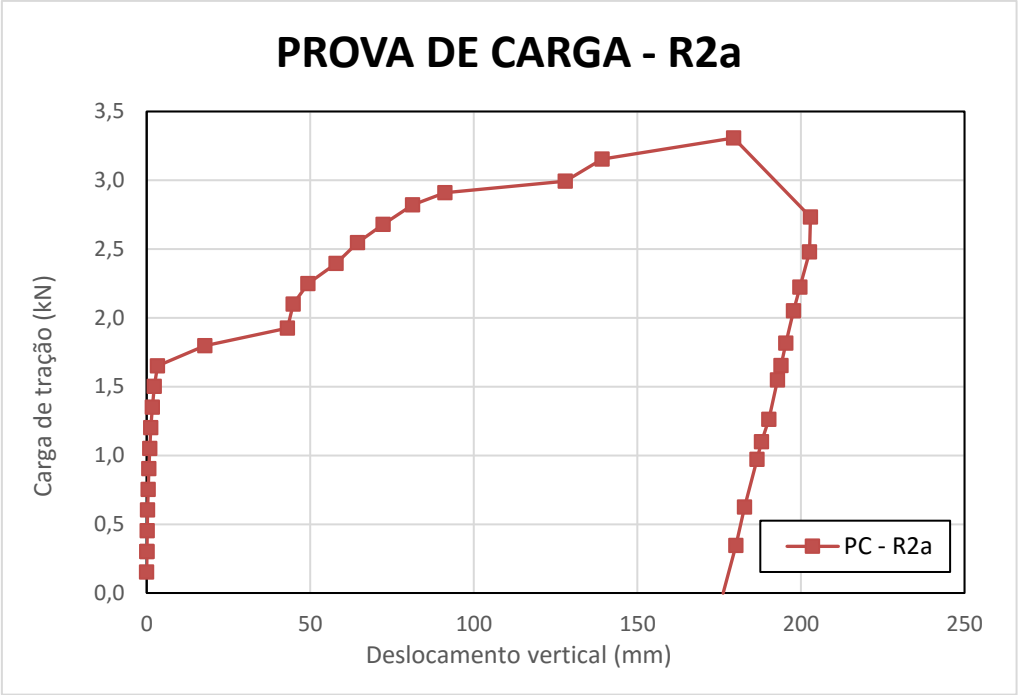
Apêndice 3 – Resultados dos ensaios de provas de carga

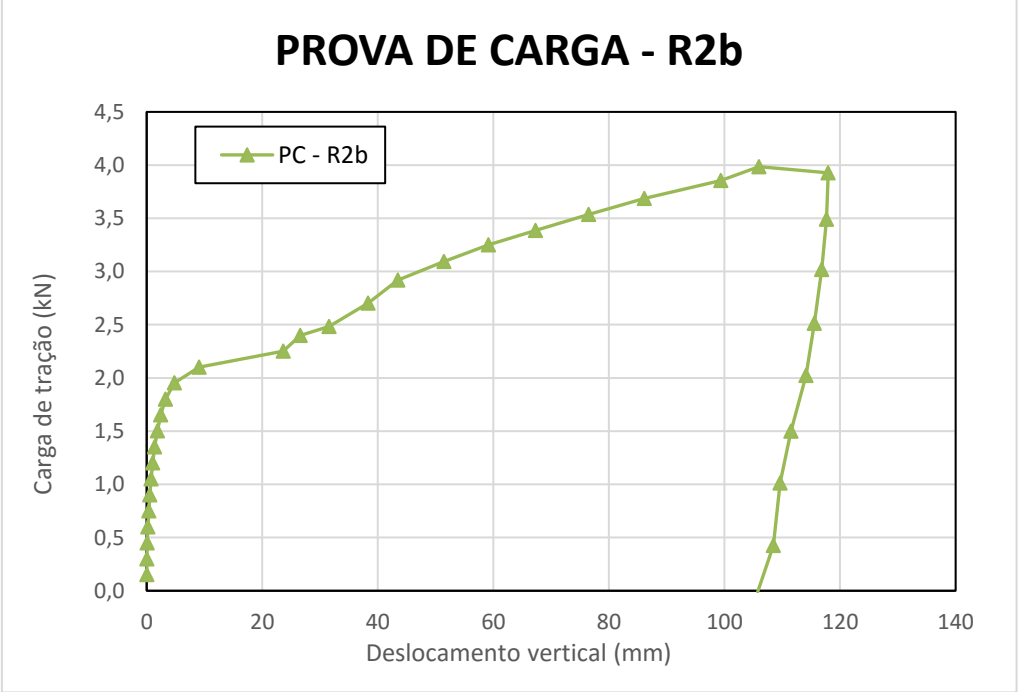

Prova de Carga - N2
Deslocamento vertical (mm)
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
0,0
0,00
2,00
4,00
6,00
8,00
10,00
Carga de tração (kN))


Prova de Carga - N3a
Carga de tração (kN)
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
0,0
0
2
4
6
8
10
12
14
Deslocamento horizontal (mm)


PROVA DE CARGA - N3b
Deslocamento vertical (mm)
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
0,0
0,00
2,00
4,00
6,00
8,00
10,00
12,00
Carga de tração (kN))


PROVA DE CARGA- R1
Carga de tração (kN)
2,0
1,8
1,6
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0,0
0
5
10
15
20
Deslocamento vertical (mm)
PC - R1


PROVA DE CARGA - R2a
Carga de tração (kN)
3,5
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
0,0
0
50
100
150
200
250
Deslocamento vertical (mm)
PC - R2a


PROVA DE CARGA - R2b
Carga de tração (kN)
4,5
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
0,0
0
20
40
60
80
100
120
140
Deslocamento vertical (mm)
PC - R2b