

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

**DESENVOLVIMENTO DE UMA METODOLOGIA DE PROJETO  
DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS CIRCULARES ASSENTES  
SOBRE CAMADA DE SOLO-CIMENTO**

Ricardo Daniel Caballero

Porto Alegre  
2019



RICARDO DANIEL CABALLERO

**DESENVOLVIMENTO DE UMA METODOLOGIA DE  
PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS CIRCULARES  
ASSENTES SOBRE CAMADA DE SOLO-CIMENTO**

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

Porto Alegre

2019

#### CIP - Catalogação na Publicação

Caballero, Ricardo Daniel  
Desenvolvimento de uma Metodologia de Projeto de  
Fundações Superficiais Circulares Assentes Sobre  
Camada de Solo-Cimento / Ricardo Daniel Caballero. --  
2019.  
200 f.  
Orientadores: Nilo Cesar Consoli, Lucas Festugato.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,  
BR-RS, 2019.

1. fundações superficiais. 2. modelo reduzido. 3.  
reforço. 4. solo-cimento. 5. capacidade de carga. I.  
Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Festugato, Lucas,  
orient. III. Título.

**RICARDO DANIEL CABALLERO**

**DESENVOLVIMENTO DE UMA METODOLOGIA DE  
PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS CIRCULARES  
ASSENTES SOBRE CAMADA DE SOLO-CIMENTO**

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

Porto Alegre, 28 de Março de 2019

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

**Prof. Lucas Festugato**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Co-orientador

**Prof. Nilo Cesar Consoli**  
PhD. pela Concordia University  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Dante René Bosch**  
M.Sc. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul

**Eng. Diego Foppa**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul

**Prof. Fernando Schnaid**  
Ph.D. pela University of Oxford

**Prof. Giacomo Russo**  
Ph.D pela Università degli studi de Cassino  
e del Lazio Meridionale

**Prof. Olivier Cuisiner**  
Ph.D.pela Université de Lorraine

Dedico este trabalho a meus pais, minha avó e meus irmãos.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer as seguintes pessoas e instituições que colaboraram direta e indiretamente para a realização desta dissertação.

Primeiramente aos meus pais Hugo e Eleuteria “Leo” pelo amor e apoio incondicional nestes dois anos longe de casa. A minha avó Carmen pelo carinho imenso que sempre me deu. Aos meus irmãos Ale e Dante que sempre estiveram torcendo pelo seu irmão mais velho.

Ao Professor Ph.D Nilo Cesar Consoli pela confiança depositada em mim, pela atenção, dedicação e empenho com que me orientou e pela constante motivação demonstrado ao longo do desenvolvimento da dissertação. Ao Professor Dr. Lucas Festugato pelos conhecimentos transmitidos, pela atenção dispensada em todo momento e por sobretudo pela grande amizade.

Ao Professor M.Sc. Dante René Bosch da Universidad Nacional del Nordeste pela constante motivação e apoio prestados para a realização do mestrado.

Ao Dr. Diego Foppa pela disponibilidade e presteza para dar resposta a problemas particulares deste trabalho, assim como pelas dicas dadas ao longo da dissertação.

Muito grato ao Sr. João Batista da Rosa laboratorista do LETA/UFRGS pela ajuda, disponibilidade, presteza e ideias para a realização das ferramentas utilizadas na execução dos ensaios em modelo reduzido.

Ao meu colega e amigo Msc. Eclesielter Batista Moreira pela ajuda fundamental na realização deste trabalho. Não tenho palavras suficientes para expressar o quão grato que sou pela sua ajuda. Valeu Meu Amigo!

Aos meus amigos Alejandro Quiñónez, Daniel Faria e Renan Cordeiro pela ajuda e companheirismo prestados em todo momento.

Aos amigos e colegas do mestrado, Gonça, Hugo, Bruna, Luciana, Mozara, Mariana, Helena, Dudi, Gustavo, Pablo, Renato, Sergio e David, meu Muito Obrigado pelos momentos, cafés e chimarrões compartilhados ao longo do mestrado.

A todos os integrantes da “Casa da Fantasia”, realmente agradeço a Deus ter achado uma casa tão maravilhosa para viver. Em especial quero agradecer a Dona Zeloni que foi como uma mãe para mim aqui em Porto Alegre, Valeu Dona Zé! De coração!

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

A Deus pela oportunidade e acompanhamento em todo momento.

E para finalizar, quero citar uma frase conhecida de Gustavo Cerati que resume tudo meu agradecimento por todas as pessoas que estiveram ao meu redor neste caminho:

*“No solo no hubiera sido nada sin ustedes, sino con toda la gente que estuvo a mi alrededor desde el comienzo; algunos siguen hasta hoy. ¡Gracias Totales!”*



Se eu vi mais longe, foi por estar sobre ombros de gigantes.

*Isaac Newton*

## RESUMO

Várias pesquisas realizadas nestes últimos anos têm demonstrado que a utilização de uma camada de reforço em solo-cimento produz um melhoramento significativo na resistência do solo, aumentando a capacidade de carga e reduzindo os recalques em fundações superficiais. Na literatura podemos encontrar diversos métodos de previsão de capacidade de carga de fundações apoiadas em sistema de dupla camada sendo a superior cimentada, esses métodos foram realizados para uma camada superior contínua ou suficientemente maior à largura da fundação, ou seja, não leva em consideração a extensão lateral do reforço, analisando apenas sua espessura. Neste trabalho, desenvolve-se uma metodologia de previsão da capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes em solo reforçado de geometria circular com solo-cimento, tendo em consideração tanto a espessura do reforço, assim como a sua extensão lateral. Para a realização deste trabalho foram feitos ensaios em modelo reduzido de fundações circulares em areia em estado fofo, bem como, análises numéricas através dos elementos finitos. Nos ensaios foram observados dos tipos de ruptura. No primeiro, a camada de reforço é puncionada para dentro do solo sem apresentar fissuras. No segundo após um recalque inicial, a camada de reforço rompeu como surgimentos de fissuras, as quais começam logo que a resistência a tração do reforço é superada. Verificou-se que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação  $T_r/H_r$ , onde  $T_r$  é a distância da borda da fundação a borda do reforço e  $H_r$  é a espessura do reforço. Fundamentado nestas observações, foi elaborado uma nova metodologia de cálculo com a premissa de que a ruptura ocorre no solo e não na camada de reforço. Assim, é possível calcular a capacidade de carga considerando que fundação e reforço atuam como um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço. Ao mesmo tempo, é apresentada uma equação para previsão da máxima tensão de tração que atuará no reforço, a partir da qual, pode-se dimensioná-lo com segurança.

**Palavras-chave:** *fundações superficiais; modelo reduzido; reforço; solo-cimento; capacidade de carga.*

## ABSTRACT

Several researches carried out in recent years have demonstrated that the use of a reinforcement layer in soil-cement produces a significant improvement in the soil resistance, increasing the load capacity and reducing the settlements in superficial foundations. In the literature we can find several methods of predicting the bearing capacity of foundations supported in a double-layered system being superior cemented, these methods were carried out for a continuous upper layer or sufficiently greater to the width of the foundation, that is, it does not take into consideration the extension of the reinforcement, analyzing only its thickness. This work develops a methodology for predicting the load capacity of circular surface foundations based on reinforced soil of circular geometry with soil-cement, taking into account both the thickness of the reinforcement as well as its lateral extension. For the accomplishment of this work were done in tests in reduced model of circular foundations in sand in loose state, as well as, numerical analyzes through the finite elements. In the tests were observed the types of rupture. In the first, the reinforcement layer is punctured into the soil without cracks. In the second after an initial settling, the reinforcement layer breaks off as cracking emergencies, which begin as soon as the tensile strength of the reinforcement is overcome. It was verified that the maximum tensile stress in the reinforcement layer is a function of the soil reaction at the reinforcement base and the ratio  $T_r / H_r$ , where  $T_r$  is the distance from the edge of the foundation to the edge of the reinforcement and  $H_r$  is the thickness of the reinforcement. Based on these observations, a new calculation methodology was developed with the premise that the rupture occurs in the soil and not in the reinforcement layer. Thus, it is possible to calculate the load capacity considering that foundation and reinforcement act as a single element, supported at the same depth of reinforcement seating. At the same time, an equation is presented to predict the maximum tensile tension that will act in the reinforcement, from which, it can be dimensioned with safety.

**Keywords:** *shallow foundations; reduced model; reinforcement; soil-cement; bearing capacity*

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	13
LISTA DE TABELAS .....	20
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS .....	21
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>24</b>
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	24
1.2 OBJETIVOS .....	25
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	26
<b>2 REVISÃO BIBLOGRÁFICA.....</b>	<b>28</b>
2.1 A TÉCNICA DE SOLO-CIMENTO.....	28
2.1.1 Materiais utilizados no solo-cimento.....	31
2.1.2 Alteração das propriedades do solo .....	33
2.1.3 Dosagem do Solo-Cimento.....	35
2.1.4 Comportamento Mecânico .....	37
2.1.4.1 Resistência a compressão e tração não confinada .....	37
2.2 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....	45
2.2.1 Fundações Superficiais Assentes em Solos estratificados.....	54
2.2.2 Fundações superficiais assentes em sistema dupla camada sendo a superior cimentada.....	57
2.3 COMPORTAMENTO DE ESAIOS EM MODELOS REDUZIDOS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....	68
<b>3 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>72</b>
3.1 Materiais .....	76
3.1.1 Solo.....	76
3.1.2 Cimento .....	78
3.1.3 Água .....	79
3.2 Métodos .....	79

3.2.1 Coleta e Preparação de Amostras .....	79
3.2.2 Ensaios de Caracterização Física.....	80
3.2.3 Ensaios de Caracterização Mecânica.....	80
3.2.3.1 Ensaios de Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral .....	80
3.2.3.3 Medidas de Sução Matricial .....	84
3.2.4 Testes de Carga em Modelo Reduzido .....	84
3.2.4.1 Equipamentos para testes de carga em modelo reduzido .....	84
3.2.4.2 Enchimento do Tanque de Solos .....	88
3.2.4.3 Moldagem da Camada de Reforço em Solo-Cimento.....	95
3.2.4.4 Realização da prova de carga em modelo reduzido .....	97
<b>4 PROVAS DE CARGA EM MODELO REDUZIDO .....</b>	<b>99</b>
4.1 Solo Sem Reforço.....	99
4.2 Solo com Reforço .....	102
4.2.1 Efeito da resistência do reforço .....	109
4.2.2 Efeito da espessura .....	113
4.2.3 Normalização.....	116
<b>5 ANÁLISE NUMÉRICA .....</b>	<b>121</b>
5.1 Modelos Constitutivos Utilizados .....	121
5.1.1 Drucker-Prager Modificado/ <i>Cap Model</i> .....	121
5.1.2 Mohr-Coulomb .....	126
5.2 Descrição do Modelo.....	129
5.2 Calibração do Modelo .....	132
5.2.1 Posicionamento das fronteiras .....	132
5.2.2 Refinamento da malha.....	134
5.2.3 Calibração dos parâmetros dos materiais .....	134
5.3 Retroanálise .....	142

<b>6 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS</b> .....	152
6.1 Capacidade de Carga – Puncionamento .....	154
6.1 Análise do reforço na ruptura .....	158
6.2.1 Resistência ao Cisalhamento da camada de Reforço.....	165
6.3 Proposta de uma Metodologia de Cálculo para a Capacidade de Carga .....	167
<b>7 CONCLUSÕES</b> .....	170
7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	172
<b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	173

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida (INGLES; METCLAF, 1972).....	31
Figura 2.2: efeito do teor de umidade sobre a perda de massa de ensaios de molhagem e secagem (FELT, 1955).....	34
Figura 2.3: curva de dosagem para solo-cimento (FOPPA, 2005).....	36
Figura 2.4: efeito da quantidade de cimento sobre a resistência a compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland e curados a 7 dias (adaptado INGLES e METCLAF, 1972). .....	38
Figura 2.5: efeito do tempo de cura sobre a resistência a compressão simples para um solo arenoso estabilizado com cimento Portland (adaptado de FELT (1955).....	38
Figura 2.6: deformação axial <i>versus</i> tensão desvio para diferentes teores de cimento, $\sigma_i = 60$ kN/m <sup>2</sup> (PRIETTO, 1996).....	40
Figura 2.7: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da cimentação é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999) adaptado de (COOP e ATKINSON, 1993).41	41
Figura 2.8: comportamento idealizado de solos tratados com cimentos onde o efeito da componente friccional é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999).....	42
Figura 2.9: estimativa da envoltória de ruptura para solos artificialmente cimentados (CONSOLI, 2014). .....	44
Figura 2.10: comportamento de uma fundação superficial carregada verticalmente (VELLOSO e LOPES, 2011).....	46
Figura 2.11: ruptura generalizada de uma fundação superficial (DAS, 2017).....	47
Figura 2.12: ruptura localizada de uma fundação superficial (DAS, 2017).....	48
Figura 2.13: ruptura por puncionamento de uma fundação superficial (DAS, 2017). .....	49
Figura 2.14: tipo de falha em função da profundidade e a densidade relativa (VELLOSO e LOPES, 2011).....	50

Figura 2.15: critérios de VESIC (1963) e (1975) para determinar a carga última. ....	51
Figura 2.16: critérios DE BEER (1967) citado por DAS (2017). ....	51
Figura 2.17: critérios das assíntotas para determinação da capacidade de carga (TRB, 2010 citado por FOPPA, 2016). ....	52
Figura 2.18: espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente a argila (adaptado de KENNY e ANDRAWES, 1997). ....	55
Figura 2.19: mecanismo de ruptura proposto por MEYERHOF (1974), adaptado por THOMÉ (1999). ....	56
Figura 2.20: curvas pressão <i>versus</i> recalque relativo (CONSOLI et al., 2009). ....	58
Figura 2.21: fotografias do mecanismo de ruptura em ensaios de placa em sistemas de dupla camada e simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração (CONSOLI et al., 2009). ....	59
Figura 2 22: normalização de testes de carga de fundações assentes em solo reforçado com camada de solo-cinza-cal (THOMÉ et al., 2003). ....	60
Figura 2.23: tipos de ruptura. (a) ruptura por puncionamento; (b) ruptura da camada de reforço (FOPPA, 2016). ....	63
Figura 2.24: analogia reforço X viga bi-apoiada. Diagrama de esforços (FOPPA, 2016). ....	64
Figura 2 25: bloco de seção plena (FOPPA, 2016). ....	65
Figura 2.26: comparativo entre os modelos de viga, bloco e simulações numéricas (FOPPA, 2016). ....	67
Figura 2.27: efeito de escala sobre o fator $N_\gamma$ observados em modelos reduzidos de fundações superficiais, (a) <i>areia Brown Mortar</i> ; (b) <i>areia Winter</i> (CERATO e LUTENEGGER, 2007). ....	69
Figura 2 28:diagrama mostrando a posição relativa à linha de estado crítico de fundações de diferentes tamanhos (adaptado de FELLENIUS e ALTAEE, 1994 por CERATO e LUTENEGGER, 2007). ....	70



Figura 3.1: esquema da prova de carga em modelo reduzido: (a) secção transversal; (b) vista em planta .....	73
Figura 3.2: areia utilizada para a pesquisa – areia de Osorio, RS .....	77
Figura 3.3: Curva granulométrica da areia e o cimento. (FOPPA, 2016) .....	78
Figura 3.4: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento (ABCP, 2002).....	79
Figura 3.5: ensaio de compressão simples (FOPPA, 2016). .....	82
Figura 3.6: ensaio de compressão diametral (FOPPA, 2016).....	83
Figura 3.7: ensaio de compressão simples com medida de deformação axial (FOPPA, 2016)	84
Figura 3.8: visão geral do equipamento para prova de carga em modelos reduzidos .....	85
Figura 3.9: dispositivo para nivelamento e redução de vibração (Vibra-Stop) (FOPPA, 2016). .....	85
Figura 3.10: modelo reduzido de uma sapata circular.....	86
Figura 3.11: restrição de 90 cm imposta pela estrutura em relação ao diâmetro do tanque.....	87
Figura 3.12: (a) reservatório circular; (b) malha colocada na face inferior da base do reservatório; (c) visão geral do pluviador.....	89
Figura 3.13:malha na parte superior do reservatório para uma melhor distribuição da areia ..	90
Figura 3.14:enchimento do tanque: (a) posicionamento do pluviador acima do tanque; (b) pluviação da areia .....	91
Figura 3.15: raspador para nivelamento da areia.....	92
Figura 3.16: aferição da densidade relativa no tanque de solo .....	92
Figura 3.17: ensaio de MCPT .....	94
Figura 3.18:localização dos ensaios MCPT realizados no tanque de solos .....	94

Figura 3.19: resultado de ensaio MCPT (E1) .....	95
Figura 3.20: molde de madeira para moldagem da camada de reforço.....	96
Figura 3.21: camada de reforço em solo-cimento .....	97
Figura 3.22: posicionamento da camada de reforço no interior do tanque.....	98
Figura 3.23: prova de carga pronta para o início do ensaio .....	98
Figura 4.1: provas de carga em solo natural seco sem reforço.....	100
Figura 4.2: provas de carga em solo natural seco sem reforço.....	101
Figura 4.3: prova de carga em solo natural seco sem reforço – curva base .....	102
Figura 4.4: provas de carga ( $H_r/D = 0,25$ ).....	103
Figura 4.5: provas de carga ( $H_r/D = 0,50$ ).....	103
Figura 4.6: provas de carga ( $H_r/D = 1,00$ ).....	104
Figura 4.7: provas de carga ( $H_r/D = 1,50$ ).....	104
Figura 4.8: prova de carga em solo com reforço – ruptura por puncionamento ( $H_r/D = 1,00$ – $T_r/H_r = 0,25$ ).....	107
Figura 4.9: prova de carga em solo com reforço – ruptura na camada de reforço ( $H_r/D = 0,25$ – $T_r/H_r = 1,50$ ).....	108
Figura 4.10 : efeito da espessura – provas de carga $D_c/D = 1,25$ .....	109
Figura 4.11: efeito da espessura – provas de carga $D_c/D = 1,50$ .....	110
Figura 4.12: efeito da espessura – provas de carga $D_c/D = 1,75$ .....	110
Figura 4.13: efeito da espessura – provas de carga $D_c/D = 2,00$ .....	111
Figura 4.14: efeito da espessura – provas de carga $D_c/D = 2,50$ .....	111
Figura 4.15: estado final das camadas de reforço após o ensaio para a mesma geometria ( $D_c/D = 2,50$ ), porém diferentes resistências .....	112

Figura 4.16: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 1,25$ ).....	113
Figura 4.17: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 1,50$ ).....	114
Figura 4.18: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 1,75$ ).....	114
Figura 4.19: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 2,00$ ).....	115
Figura 4.20: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 2,50$ ).....	115
Figura 4.21: efeito do módulo de elasticidade do solo na curva carga <i>versus</i> recalque (adaptado de LAMBE e WHITMAN, 1979) .....	116
Figura 4.22: provas de carga ( $H_f = 0,25D - \eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço.....	118
Figura 4.23: provas de carga ( $H_f = 0,50D - \eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço.....	118
Figura 4.24: provas de carga ( $H_f = 1,00D - \eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço.....	119
Figura 4.25: provas de carga ( $H_f = 1,50D - \eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço.....	119
Figura 4 26: provas de carga ( $\eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço .....	120
Figura 5.1: superfície de plastificação Drucker-Prager Modificado/ <i>Cap Model</i> (adaptado de HELWANY, 2007).....	123
Figura 5.2: projeção da superfície de plastificação Drucker-Prager Modificado/ <i>Cap Model</i> sob o plano $\Pi$ (adaptado de HELWANY, 2007).....	123
Figura 5.3: resultado de ensaio de consolidação isotrópica (adaptado HELWANY, 2007) ..	125
Figura 5.4: Potencial de plástico no plano p-t (adaptado de HELWANY, 2007) .....	126
Figura 5.5: representação da superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (adaptado de DAVIS e SELVADURI, 2002) .....	127

Figura 5.6: envoltória de Mohr-Coulomb com “ <i>tension cut-off</i> ” (FOPPA, 2016) .....	128
Figura 5.7: visão geral do modelo de elementos finitos .....	130
Figura 5.8: condições de contorno do modelo de elementos finitos .....	131
Figura 5.9: gerações das tensões geostáticas .....	132
Figura 5.10: influência do diâmetro do modelo na capacidade de carga .....	133
Figura 5.11: influência da altura do modelo na capacidade de carga.....	133
Figura 5.12: influência do número de elementos na capacidade de carga .....	134
Figura 5.13: ajuste por retroanálise dos resultados de um ensaio de consolidação isotrópica .....	136
Figura 5.14: $E_{(50\%)}$ para solo-cimento (FOPPA, 2016).....	137
Figura 5.15: comparativo entre as curvas tensão <i>versus</i> recalque obtidas no modelo reduzido e no modelo numérico .....	139
Figura 5.16: tensões verticais atuantes sob a base da fundação .....	140
Figura 5.17: tensões verticais ao longo da profundidade no eixo da fundação .....	140
Figura 5.18: vetores deslocamento totais no modelo numérico .....	141
Figura 5.19: contornos de plastificação para $\delta/D = 19\%$ .....	141
Figura 5.20: comparativo entre as curvas tensão <i>versus</i> recalque experimentais e numéricas ( $H_r/D = 0,25$ ; $\eta/C_{iv} = 17$ ) .....	142
Figura 5.21: curva tensão <i>versus</i> recalque normalizada: (a) experimental, (b) numérico ( $H_r/D = 0,25$ ; $\eta/C_{iv} = 17$ ).....	144
Figura 5. 22: curva tensão <i>versus</i> recalque normalizada: (a) experimental, (b) numérico ( $H_r/D = 1,00$ ; $\eta/C_{iv} = 17$ ) .....	144
Figura 5.23: tensões verticais ao longo do eixo da fundação: (a) $H_r/D = 0,25$ , (b) $H_r/D = 1,00$ ( $\eta/C_{iv} = 17$ ) .....	145

Figura 5.24: tensões verticais sob a base da fundação ao longo do seu semi-diâmetro: (a) $H_r/D = 0,25$ , (b) $H_r/D = 1,00$ ( $\eta/C_{iv} = 17$ ) .....	146
Figura 5.25: tensões verticais sob a base do reforço em solo-cimento ao longo do seu semi-diâmetro ( $\eta/C_{iv} = 17$ ) .....	147
Figura 5.26: tensão de tração na base da camada de reforço em solo-cimento ( $\eta/C_{iv} = 17$ ) ...	148
Figura 5.27: tensões de tração e cisalhantes atuantes no reforço. Deformações plásticas no solo ( $H_r/D = 0,25$ ) .....	149
Figura 5.28: tensões de tração e cisalhantes atuantes no reforço. Deformações plásticas no solo ( $H_r/D = 1,00$ ) .....	150
Figura 5.29: efeito da resistência do reforço sobre a curva tensão <i>versus</i> recalque ( $H_r/D=0,50$ ; $D_c/D = 1,25$ ) .....	151
Figura 6.1: tipos de ruptura observados nos ensaios em modelo reduzido (FOPPA, 2016) ..	153
Figura 6.2: efeito do diâmetro do reforço sobre a capacidade de carga do sistema .....	155
Figura 6.3: esquema de uma placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro, diagrama de momentos fletores. ....	159
Figura 6.4: tipos estruturais de blocos .....	161
Figura 6.5: geometrias típicas de blocos de seção plena .....	162
Figura 6.6: comparativo entre modelos de placa, bloco e simulações numéricas.....	164

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo .....	36
Tabela 2.2: faixa de validade para aplicação do método proposto por.....	62
Tabela 3.1: resumo de ensaios feitos em cada etapa .....	72
Tabela 3.2: programa de provas de carga em modelo reduzido .....	75
Tabela 3.3: dimensões das camadas de reforço .....	76
Tabela 3.4: propriedades físicas da areia de Osório (FOPPA, 2016) .....	77
Tabela 3.5: densidades relativas obtidas no tanque de solos .....	93
Tabela 4.1: capacidades de carga para areia seca sem reforço $D_r = 27\%$ (critério de VESIC, 1963).....	100
Tabela 4.2: resultado geral das provas de carga em modelo reduzido .....	106
Tabela 5.1: parâmetros dos materiais para a análise numérica.....	137
Tabela 5.2: parâmetros de resistência das camadas de reforço para análise numérica .....	138
Tabela 6.1: comparativo entre os resultados previstos, experimentais e numéricos .....	158
Tabela 6.2: tensões de tração atuantes na camada de reforço .....	163
Tabela 6.3: comparativo entre a resistência cisalhante e as tensões máximas cisalhantes.....	166

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

B	Largura da sapata
Br	Largura total da camada de reforço
c	Coesão do solo
C <sub>c</sub>	Coeficiente de curvatura do solo
C <sub>iv</sub>	Teor de volumétrico de cimento (volume total de cimento dividido pelo volume da amostra).
C <sub>u</sub>	Coeficiente de uniformidade do solo
D	Diâmetro da sapata circular
D <sub>c</sub>	Diâmetro da camada de reforço
D <sub>r</sub>	Densidade relativa
e	Índice de vazios
e <sub>máx</sub>	Índice de vazios máximo
e <sub>mín</sub>	Índice de vazios mínimo
Fig.	Figura
H <sub>r</sub>	Espessura da camada de reforço
N <sub>c</sub> , N <sub>q</sub> , N <sub>γ</sub>	Fatores de capacidade de carga
P	Carga aplicada
p <sub>a</sub>	Pressão atmosférica
P <sub>u</sub>	Carga última
Q	Carga do solo
q <sub>t</sub>	Resistência a tração por compressão diametral
q <sub>t</sub> -direta	Resistência à tração obtida através do ensaio de tração direta
q <sub>u</sub>	Resistência a compressão simples
s	Tensão normal média do ensaio triaxial
S <sub>u</sub>	Resistência ao cisalhamento não drenado
t	Tensão cisalhante efetiva do ensaio triaxial

$T_r$	Distância da borda da fundação à borda da camada melhorada
'	Indicativo de "efetivo" (ex: $\gamma'$ peso específico efetivo)
$\mu$	Coefficiente de atrito
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\gamma'$	Peso específico efetivo
$\gamma_d$	Peso específico aparente seco
$\delta$	Recalque
$\delta_{plast}$	Recalque de início da plastificação
$\eta$	Porosidade
$\sigma_1$	Tensão principal maior
$\sigma_2$	Tensão principal média
$\sigma_3$	Tensão principal menor.
$\sigma_t$	Tensão de tração
$\sigma_{um\acute{a}x}$	Tensão de tração máxima
$\sigma_x$	Tensão na direção x
$\sigma_y$	Tensão na direção y
$\sigma_z$	Tensão na direção z
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\phi_c$	Ângulo de atrito de estado crítico
$\phi_p$	Ângulo de atrito interno de pico
$\psi$	Ângulo de dilatância
$\Psi$	Parâmetro de estado
$\omega$	Teor de umidade
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado



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

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Habitualmente quando se realiza transferências das cargas de uma superestrutura para um solo que possui uma baixa capacidade de suporte, optamos por realizá-lo através de estacas, o qual é um elemento de fundação que transfere as cargas da superestrutura até uma camada de solo resistente que se encontra a uma profundidade várias vezes o diâmetro da estaca. Antigamente também se optava por substituir o solo de baixa qualidade por um que tenha as características apropriadas para suportar as cargas ao qual seria submetida e assim viabilizar o uso de fundações superficiais. Porém, o uso generalizado de estaqueamentos e substituições traz um custo muito elevado e incompatíveis com o porte do empreendimento, como é o caso de instalações provisórias em canteiros de obras, conjuntos habitacionais populares, bases para suportes para tubulações em indústrias (tubovias), bases de equipamentos, bases de tanques de armazenamento de pequeno diâmetro, instalação de postes de energia elétrica, etc.

Nestes últimos anos, uma alternativa que vem sendo desenvolvida e se mostra promissória para seu uso no caso de solos com baixa capacidade de suporte é o uso de fundações superficiais assentes em solos reforçados em solo-cimento. Investigações recentes mostraram ganhos significativos de capacidade suporte e redução nos recalques ao introduzir uma camada de solo reforçado (FOPPA, 2016; SALES, 1998; THOMÉ, 1999; THOMÉ et al., 2003; VENDRUSCOLO, 1996). Assim, o solo reforçado estaria apto a receber fundações superficiais, geralmente com menor custo e maior simplicidade construtiva.

O uso da técnica de solo-cimento já é utilizado com sucesso na construção de base e sub-base de rodovias e ferrovias, na proteção de taludes de barragens e canais, na redução de liquefação e expansão de solos tornando o solo mais estável, etc. (ACI, 1991; INGLES e METCLAF, 1972).

Além de apresentar vantagens no seu uso (solo-cimento) em construções civis, ela produz um impacto positivo em questões ambientais, haja vista que a utilização do solo do local, diminui a quantidade de bota fora e simultaneamente o uso de materiais nobres como a areia e a brita, além de redução de custo com transporte de materiais naturais.

Na literatura podemos encontrar diversos métodos de previsão de capacidade de carga de fundações apoiados em sistemas de dupla camada sendo a superior mais resistente, o que habitualmente se apresenta em solos sedimentares. A grande maioria dos pesquisadores apresentam o problema como o caso de areia densa assente sobre areia fofa ou argila mole (TERZAGHI, 1948; MEYERHOF, 1974; MEYERHOF e HANNA, 1978) . THOMÉ (1999) foi o primeiro a desenvolver um método onde a camada superior é cimentada, o qual através de ensaios de placa em campo e análise numérica, chegou a uma equação empírica que permite estimar a capacidade de carga de fundações colocadas sobre camadas cimentadas.

Não obstante, os métodos supracitados foram realizados para uma camada superior continua ou suficientemente maior a largura da fundação, ou seja, não leva em consideração a extensão lateral do reforço, analisando apenas sua espessura.

Partindo dessa limitação, FOPPA (2016) apresentou uma nova metodologia de previsão da capacidade de carga de fundações superficiais assentes em solo reforçado com solo-cimento tendo em consideração tanto a espessura como a extensão lateral da camada reforçada. Essa metodologia foi desenvolvida particularmente para o caso de fundação superficial continua, sob carregamento vertical centrado, sustentado por uma camada de reforço em solo-cimento sobre solos arenosos.

Desta forma, com a intenção de colaborar ao tema de fundações superficiais colocadas sobre uma camada de solo reforçado, desenvolve-se uma metodologia de previsão da capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes em camada de reforço em solo-cimento, permitindo assim o uso deste tipo de fundações em locais onde frequentemente se utilizariam fundações profundas, visando benefícios técnicos, econômicos e ambientais.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é desenvolver uma metodologia de previsão da capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes em reforço de solo-cimento, levando em consideração sua extensão lateral.

A capacidade de carga de uma fundação superficial é influenciada por vários fatores nos quais se destacam, a geometria da fundação, o tipo de carregamento, tipo e perfil do solo, a profundidade de assentamento, a inclinação da base, inclinação do terreno e posição do lençol

freático. Considerando a introdução de uma camada de reforço, podemos adicionar ainda a geometria e características mecânicas do material de reforço.

Levando em consideração esses fatores assim como o trabalho exposto por FOPPA (2016) para fundações contínuas, o trabalho se limitou ao estudo de fundações superficiais circulares, sob carregamento vertical centrado, assente sobre uma camada de reforço em solo-cimento também circular sobre solos arenosos. Um dos principais pontos avaliados deste trabalho está na determinação da relação diâmetro/espessura do reforço necessária para um bom desempenho do sistema fundação-reforço, ou seja, que não ocorra a ruptura da camada de reforço para as tensões e recalques de projeto.

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

- a) através de ensaios em modelo reduzido, identificar os parâmetros que controlam o comportamento de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento, em especial verificar a influência da extensão lateral da camada de reforço;
- b) realizar análises numéricas através do método dos elementos finitos de forma a ampliar as de variáveis analisadas e avaliar aspectos dificilmente observáveis nos ensaios em escala reduzida como, por exemplo, a distribuição de tensões e deslocamentos no solo;
- c) estabelecer um modelo analítico para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre solos arenosos reforçados com camada de solo-cimento.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho será dividido em 8 capítulos que serão descritos seguidamente.

O capítulo 1 dá uma introdução do trabalho apresentando o problema, o interesse da pesquisa e são definidos o objetivo geral e os objetivos específicos a ser alcançados.

No capítulo 2 se apresenta uma revisão bibliográfica sobre os conceitos que abrangem a pesquisa. Como temas mais relevantes optou-se por tópicos como solo-cimento, capacidade de carga de fundações superficiais e modelos reduzidos aplicados a fundações superficiais.

Um programa experimental detalhado foi apresentado no capítulo 3 relatando os materiais e métodos utilizados, as relações pesquisadas como assim também os ensaios realizados.

No capítulo 4 se apresentaram os resultados dos ensaios realizados que foram expostos no capítulo 3, assim como uma breve interpretação desses resultados.

No capítulo 5 será descrito o modelo numérico de elementos finitos utilizado para esta investigação bem como a sua calibração e retroanálise dos ensaios de modelos reduzidos. Se aprofundará mais sobre os conceitos básicos de modelagem numérica neste capítulo.

O capítulo 6 será destinada ao análise detalhado dos dados obtidos dos ensaios em modelo reduzido e as análises numéricas em elementos finitos.

No capítulo 7 serão expostas as principais conclusões da pesquisa, bem como sugestões para um aprofundamento do estudo.

As referências bibliográficas utilizadas para a realização desta pesquisa são apresentadas no capítulo 8 deste trabalho.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 A TÉCNICA DE SOLO-CIMENTO

Quando temos que trabalhar em solos que apresentam baixa capacidade de suporte, normalmente costumamos utilizar as seguintes alternativas:

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

A última alternativa, de acordo com INGLES e METCALF (1972), é chamada de “Estabilização de Solos”. Entre as técnicas mais importantes de estabilização de solos se destacam a estabilização granulométrica, a compactação, a drenagem, a estabilização com agentes químicos como o cimento e a cal, a estabilização térmica, injeções de materiais estabilizantes, etc.

MITCHEL (1981) optou por utilizar o termo “Melhoramento de Solos”, onde estão incluídas além das técnicas citadas, a introdução de elementos de reforço como geogrelhas, colunas de brita e *soil-nailing*.

Muitos autores distinguem os termos solo estabilizado e solo melhorado. Para NUÑEZ (1991), o termo solo estabilizado designa misturas de solo e aditivo com características de durabilidade e resistência que permitam o seu emprego como base de pavimento rodoviário. Já o termo solo melhorado, é empregado para misturas de solo e aditivo que não apresentam características suficientes para emprego como base de pavimento devido ao seu baixo teor de aditivo, embora ocorram alterações em suas propriedades mecânicas.

Não obstante, nesta revisão da literatura não será feita distinção entre os termos, sendo mantido os termos utilizados pelos autores citados.

A técnica de estabilização com agentes químicos, mais particularmente a técnica de “Solo-Cimento” vem sendo utilizada há muito tempo, tendo registro do seu primeiro uso em Sarasota, Florida nos Estados Unidos, onde uma estrada foi construída usando uma mistura compactada de conchas, areia e cimento (ACI, 1991). A partir desse momento a estabilização de solos com cimento se tornou uma das formas mais utilizadas de estabilização do solo para rodovias.

Além do seu uso em rodovias, o solo-cimento é utilizado para proteção de taludes contra a erosão em obras hidráulicas, execução de fundações profundas, construção de caminhos de serviço, reforço em aterros, contenção em escavações, barreira para controle de fluxo sob barragens, prevenção de liquefação em areias, confecção de blocos para alvenaria, etc. (ACI, 1991; DUPAS; PECKER, 1979; INGLES; METCLAF, 1972; LIN e WONG, 1999).

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

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

O material solo-cimento é definido pela NBR 12253/12, Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, como sendo o “*produto endurecido resultante da cura*

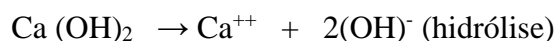
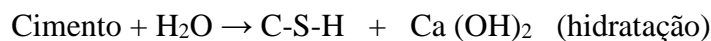
*de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem*". De maneira semelhante, o American Concrete Institute citado pelo U. S. Army Corps of Engineers, define solo-cimento como *"uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade"*.

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

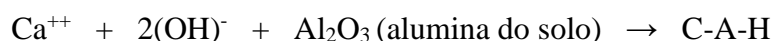
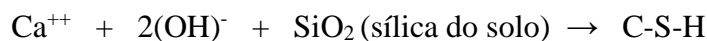
MOH (1965) estudou os padrões de reação que se produzia em misturas de diferentes solos e agentes cimentícios, ele encontrou que os padrões de reação das diferentes misturas não eram muito diferentes. As maiores diferenças foram encontradas na taxa de reação das diferentes misturas e na quantidade relativa dos produtos da reação.

Então, de acordo com MOH (1965), as reações solo-cimento podem ser representadas como:

- Reações primárias:



- Reações secundárias:



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

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



De acordo com CROFT (1967) *apud* FOPPA (2016), os produtos da hidratação do cimento formados nos primeiros instantes são gelatinosos e amorfos. Com o aumento do tempo de cura, o processo de dissecação dos compostos gelatinosos e a cristalização de novos minerais promove o endurecimento dos produtos da hidratação (fig. 2.1). Numa fase subsequente, o cálcio liberado pela hidratação do cimento reage gradualmente com a sílica e a alumina presentes no solo, formando produtos cimentantes adicionais (reações secundárias).



Figura 2.1: fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida (INGLES e METCLAF, 1972).

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

### 2.1.1 Materiais utilizados no solo-cimento

Os materiais que interveem na estabilização com cimento são, logicamente, o cimento, o solo e a água. O produto da interação entre eles é o resultado final.

Segundo INGLES e METCLAF (1972), qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento, porém, maior eficiência é observada em solos arenosos, principalmente pela facilidade de mistura. A matéria orgânica pode retardar ou impedir a hidratação do cimento em misturas solo-cimento (FELT, 1955). A razão pela qual a matéria orgânica retarda a hidratação do

cimento é porque ela absorve os íons de cálcio liberados quando da hidratação, prejudicando assim, as reações secundárias, do cálcio liberado com a sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e a alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) do solo, também responsáveis pelo ganho de resistência.

CROFT (1967) concluiu que alguns argilominerais interferem na ação estabilizante do cimento. Solos caoliníticos ou ilíticos são mais apropriados para estabilização com cimento que solos que contem grandes quantidades de argilominerais expansivos. A ação dos argilominerais é reduzir o índice de plasticidade e aumentar o limite de contração. A estabilidade do solo-cimento ao intemperismo depende da composição do solo.

Estudos desenvolvidos por SHERWOOD (1958), citado por NUÑEZ (1991), indicam que teores de sulfatos superiores a 0,5% (no solo) podem provocar aumento de volume, com a consequente perda de resistência aos solos tratados com cimento. DUPAS e PECKER (1979) verificaram uma significativa redução da coesão e do módulo de elasticidade de uma areia artificialmente cimentada (teores de cimento: 5%, 7% e 9%), curada por 6 meses, após a percolação por 15 dias de uma solução de sulfato de sódio (5% de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ), indicando a ocorrência de uma degradação severa.

Existem normas específicas que servem como guia para a eleição do tipo de solo. Estas especificações dependeram da aplicação do solo-cimento. Citando um exemplo, a NBR 11798/12, Materiais para Base de Solo-Cimento, aconselha que o solo se ajuste nas classificações A1, A2, A3 ou A4 (ASTM D3282/15 – Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Contructions Purposes), que contenha 100% de material passando na peneira de abertura de 75 mm, no máximo 30% de material retido na peneira de 19 mm e no máximo 40% de material retido na peneira com abertura de 4,75 mm.

Com respeito ao cimento, de acordo com INGLES e METCLAF (1972), qualquer tipo de cimento pode ser usado na estabilização, embora o cimento Portland comum seja o mais comumente utilizado. Como é o componente de maior custo, tradicionalmente são feitos vários testes de laboratório para definir a quantidade mínima de cimento a ser adicionada para que atenda as especificações. O uso de cimento de alta resistência inicial pode ser útil em solos orgânicos devido ao seu maior teor de cálcio que pode contrabalançar a presença de matéria orgânica. Aditivos retardadores de pega podem ser utilizadas para minorar o efeito da demora na compactação sobre a resistência.

A utilização de água potável nas misturas de solo-cimento é satisfatória, não há uma exigência precisa da qualidade a ser utilizada (INGLES e METCLAF, 1972). A NBR 11789/12 acredita que uma água satisfatória para o uso nas misturas de solo-cimento são as águas potáveis que tem um pH entre 5 e 8. A quantidade de água utilizada, é função do teor de umidade ótimo para compactação e não da quantidade necessária para hidratação do cimento.

### 2.1.2 Alteração das propriedades do solo

A adição de cimento no solo provoca alterações importantes nas suas propriedades, tanto a curto prazo, logo após mistura, quanto a longo prazo.

As propriedades de solos estabilizados com cimento dependem do cimento e do grau de compactação, da mesma forma que na estabilização mecânica, mas também o tempo de cura, pois se realizada após a hidratação do cimento se torna ineficaz.

FELT (1955) apresentou um estudo onde ele identificou como diferentes fatores influenciam o comportamento do solo-cimento em questões de resistência e durabilidade. Uns dos fatores investigados foi a densidade da mistura, ele observou que um aumento da densidade da mistura produz uma redução na perda de massa para corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem, igualmente para a resistência da mistura, ele achou que um aumento na densidade produz um aumento na resistência do solo-cimento.

O mecanismo pelo qual um aumento na densidade, ou seja, redução na porosidade da mistura compactada, influencia na resistência do solo-cimento parece estar relacionado à existência de um maior número de contatos e intertravamento entre as partículas do solo. Em misturas menos porosas, além da maior capacidade de distribuição de tensões e mobilização de atrito no interior da amostra, o maior número de contatos resulta numa maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos, proporcionando uma cimentação mais “efetiva”.

Com o aumento do teor de cimento, a resistência, a capacidade de suporte da mistura solo-cimento e a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem aumentam, a permeabilidade, de forma geral diminui, exceto em solos argilosos onde a tendência a contração pode aumentar (INGLES e METCLAF, 1972).

NUÑEZ (1991) observou uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento, salientando que quanto mais cimento disponível houver, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e também maior a quantidade de cal liberada para a formação dos produtos cimentantes secundários. O fato da dependência entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento com o tempo de cura fortalece esta afirmativa.

Em relação à influência do teor de umidade FELT (1955) verificou que as amostras de argila e silte, compactadas com teores de umidade abaixo do ótimo de compactação, apresentaram grandes perdas de massa nos ensaios de durabilidade. Já para umidades acima do teor ótimo de compactação, a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor de umidade. Para os solos arenosos, um teor de umidade levemente inferior ao ótimo proporcionou menores perdas de massa nos testes de durabilidade (fig. 2.2).

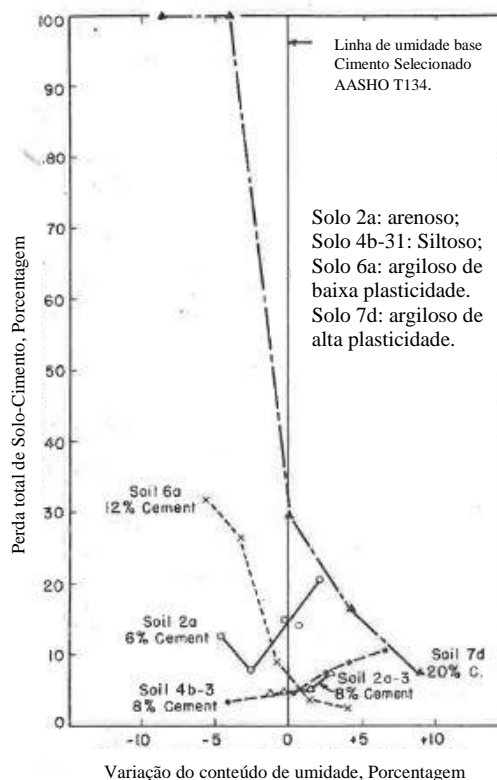


Figura 2.2: efeito do teor de umidade sobre a perda de massa de ensaios de molhagem e secagem (adaptado de FELT, 1955).

FOPPA (2005) verificou que a variação do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante a massa específica aparente seca, afetou a resistência à compressão simples do solo-cimento estudado, para uma areia fina siltosa. De maneira geral, ocorreu um aumento da

resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir.

A explicação para o supracitado está relacionada à estrutura conferida ao solo-cimento no momento da moldagem, a qual é fortemente influenciada pela quantidade de água presente na mistura. A compactação em teores de umidade abaixo do teor ótimo apresentou, possivelmente, uma estrutura mais floclada do que para teores acima desse valor, onde as partículas apresentaram um maior grau de orientação, o que tende a reduzir a resistência.

### 2.1.3 Dosagem do Solo-Cimento

Habitualmente a técnica empregada para a dosagem de misturas de solo-cimento consiste na realização de uma série de ensaios de laboratório visando selecionar a quantidade mínima de cimento a ser adicionada ao solo que fornecera a resistência e durabilidade adequadas ao uso que o material se destina.

Os procedimentos de dosagem estabelecido pela NBR 12253/12 envolve a classificação granulométrica do solo, a obtenção dos parâmetros de compactação da mistura e a moldagem de corpos de prova com pelo menos três teores de cimento, visando determinar a quantidade que atende à resistência à compressão simples mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de cura. Além disso, especifica um teor mínimo de 5% de cimento caso a mistura seja produzida em campo sem garantia da homogeneidade da mistura.

Além da resistência a compressão simples, a perda de massa obtida de ensaios de durabilidade com ciclos de molhagem e secagem e/ou gelo e degelo é também muito importante para a definição do teor de cimento ótimo.

A tabela 2.1 apresenta uma previsão da quantidade de cimento para a estabilização de solos, de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2.1: previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptado de INGLES e METCLAF (1972)).

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

Conforme com FOPPA (2005) e CONSOLI et al. (2007) se apresenta um método de dosagem racional similar ao existente para o concreto, onde a variável  $\eta/(C_{iv})^k$  denominada fator de vazios/cimento ( $\eta$ : porosidade da mistura compactada;  $(C_{iv})^k$ : teor volumétrico de cimento ajustado por um expoente), possui um papel fundamental assim como o fator água/cimento para concreto.

Fundamentalmente, o método consiste na obtenção da curva fator vazios/cimento *versus* resistência à compressão simples, também chamada de "curva de dosagem". Uma vez estabelecida a curva de dosagem, verifica-se no gráfico qual o fator vazios/cimento que corresponde à resistência à compressão simples requerida para o projeto (fig. 2.3). A partir disso, o projetista poderá escolher a densidade na qual a mistura deve ser compactada e a quantidade de cimento a utilizar, de forma a minimizar os custos (FOPPA, 2005).

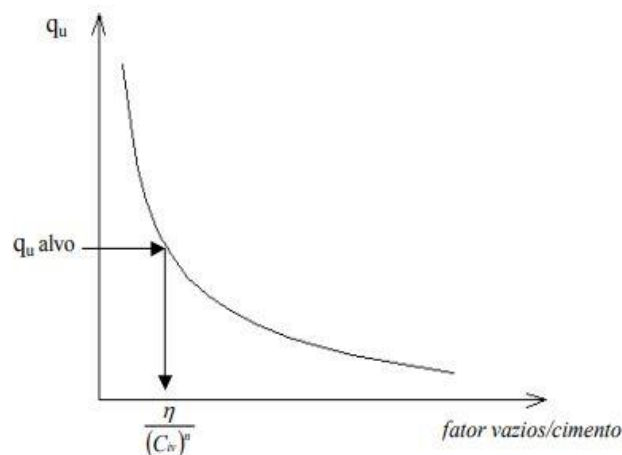


Figura 2.3: curva de dosagem para solo-cimento (FOPPA, 2005)

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

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

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

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

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

## 2.1.4 Comportamento Mecânico

### 2.1.4.1 Resistência à compressão e tração não confinada

Sabe-se que ao adicionar um agente químico ao solo, como é o caso do cimento, altera-se as propriedades do solo. Uma dessas propriedades é a sua resistência. A resistência à compressão, tração, resistência a ciclos de molhagem e secagem e/ou gelo e degelo são as medidas mais comuns da efetividade da estabilização com cimento. Essas propriedades tem sido foco de estudos de muitas pesquisas o qual definem o comportamento desses solos melhorados com cimento (ACI, 1991; BOFINGER, 1970; FELT, 1955; INGLES e METCLAF, 1972; LIN e WONG, 1999).

A figura 2.4 mostra o efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland, curados a 7 dias. Nota-se que a resistência à compressão simples aumenta a diferentes taxas para diferentes tipos de solo. Na figura 2.5 se apresenta o efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples, para um solo arenoso misturado com cimento Portland.

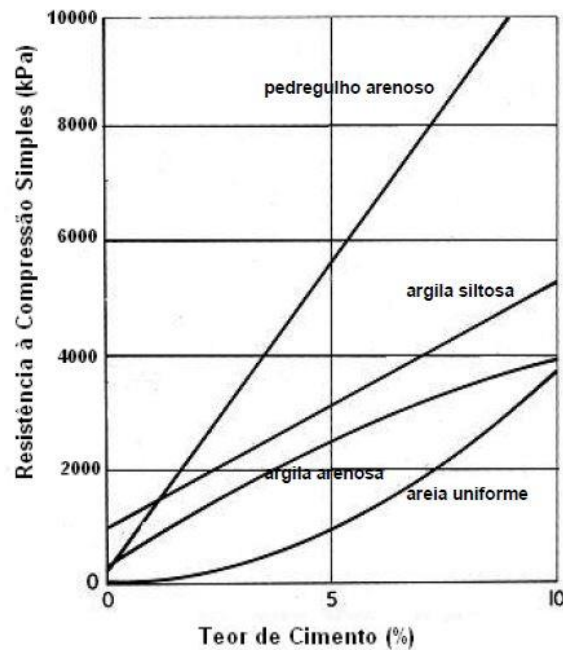


Figura 2.4: efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland e curados a 7 dias (adaptado INGLES e METCLAF, 1972).

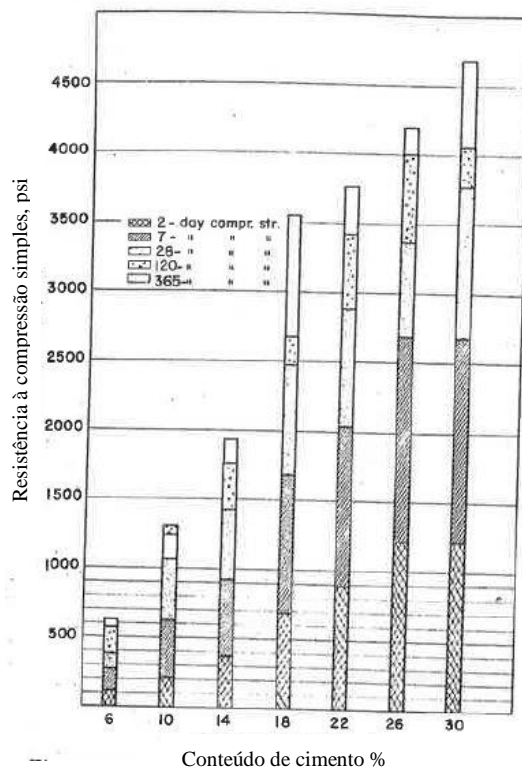


Figura 2.5: efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples para um solo arenoso estabilizado com cimento Portland (adaptado de FELT, 1955).



Segundo PRIETTO (1996) a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) é uma medida direta do grau de cimentação na compressão. De acordo com o autor, na grande maioria dos trabalhos relatados na literatura sobre solos artificialmente cimentados, o grau de cimentação é representado pela quantidade de material cimentante, frequentemente pela porcentagem de cimento em relação à massa de solo seco. Não obstante, o grau de cimentação não é função somente da quantidade de agente cimentante. Outros fatores como a densidade inicial, a granulometria, a graduação, a textura e a mineralogia desempenha um papel importante neste processo. Por exemplo, quando temos um solo misturado com um teor de cimento, porém compactados com diferentes densidades teremos uma variação na resistência do solo-cimento, tendo uma maior resistência para solos mais densos, haja vista que em um solo mais denso, tem-se um maior número de contato entre partículas produzindo uma maior efetividade da cimentação (CHANG e WOODS, 1992).

Além da resistência à compressão de solos estabilizados com cimento, uma propriedade que vem sendo estudada com mais ênfases por vários pesquisadores é a resistência à tração. Conforme INGLES e METCLAF (1972), a resistência à tração, nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima, está em torno de 10% da resistência à compressão simples nas mesmas condições.

CLOUGH et al. (1981) levaram adiante um estudo sobre o comportamento de solos natural e artificialmente cimentados carregados monotonamente. Os autores encontraram valores de resistência à tração variando de 9% a 12% da resistência à compressão simples em solos naturalmente cimentados. Em amostras artificialmente cimentadas, os mesmos autores observaram resistências à tração variando entre 11% e 13% da resistência à compressão simples.

DASS et al. (1994) *apud* FOPPA (2016) analisaram curvas tensão-deformação obtidas de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, tração direta e compressão simples em amostras de areia artificialmente cimentadas, com teores de cimento de 4%, 6% e 8% em relação à massa de solo seco. A partir das análises, os autores verificaram que:

- a) a resistência à tração aumenta e a deformação específica na ruptura diminui com o aumento da porcentagem de cimento, independentemente do teste utilizado;
- b) a deformação específica na ruptura é praticamente igual para os dois tipos de ensaio de tração;

- c) a relação entre a resistência à tração obtida a partir do ensaio de tração direta ( $q_t$ -direta) e a resistência à tração obtida a partir do ensaio de compressão diametral ( $q_t$ ) tende a aumentar com o aumento do teor de cimento. No caso analisado, a relação  $q_t$ -direta/ $q_t$  variou de 1,0 a 1,4;
- d) as resistências à tração, observadas nos testes de tração por compressão diametral, variam de 11 a 12% da resistência à compressão simples. Já as resistências à tração, observadas nos testes de tração direta, variaram de 11 a 16% da resistência à compressão simples;
- e) a razão entre a deformação específica na ruptura em compressão simples e a deformação específica na ruptura em tração variou entre 18 e 20 para todas as porcentagens de cimento utilizadas.

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

Conforme PRIETTO (1996), o comportamento tensão-deformação do solo artificialmente cimentado pode ser descrito como sendo inicialmente muito rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil para a faixa de tensões efetivas médias iniciais estudada pelo autor. O comportamento pós-pico observado (fig. 2.6) sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam estáveis com a deformação axial.

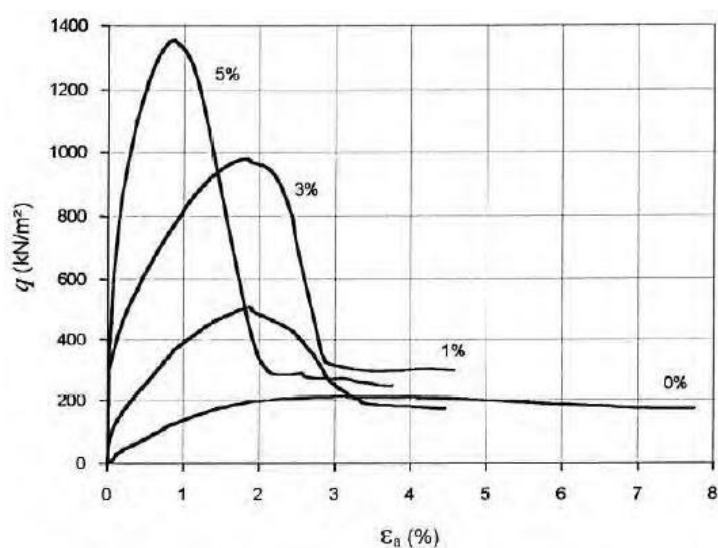


Figura 2.6: deformação axial *versus* tensão desvio para diferentes teores de cimento,  $\sigma_1 = 60 \text{ kN/m}^2$  (PRIETTO, 1996).

Segundo com COOP e ATKINSON (1993) citado por FOPPA (2016), o comportamento de areias cimentadas dependerá de seu estado inicial em relação à posição da sua superfície de plastificação e linha de estado crítico, conforme apresenta a figura 2.7. A primeira classe de comportamento ocorre quando a amostra é submetida ao cisalhamento sob baixas tensões de confinamento (insuficientes para causar a quebra da cimentação). A amostra, em cisalhamento, ultrapassa a linha de estado crítico apresentando um pico de resistência a pequenas deformações, seguido de “*strain-softening*” até retornar à linha de estado crítico. A segunda classe de comportamento ocorre para níveis intermediários de tensão confinante onde, embora a cimentação esteja intacta antes do começo do cisalhamento, sua plastificação ocorre durante o mesmo. É observado um comportamento tensão-deformação aparentemente elástico até um ponto de plastificação bem definido que, após a plastificação, passa a ser governado pela componente friccional do material, sem a observação de pico de resistência. A terceira classe de comportamento ocorre quando a amostra ultrapassa a superfície de plastificação (onde ocorre a quebra da cimentação) durante a compressão isotrópica; seu comportamento em cisalhamento será similar àquele do mesmo material no estado não cimentado, sendo controlado pela sua componente friccional e não apresentando pico de resistência.

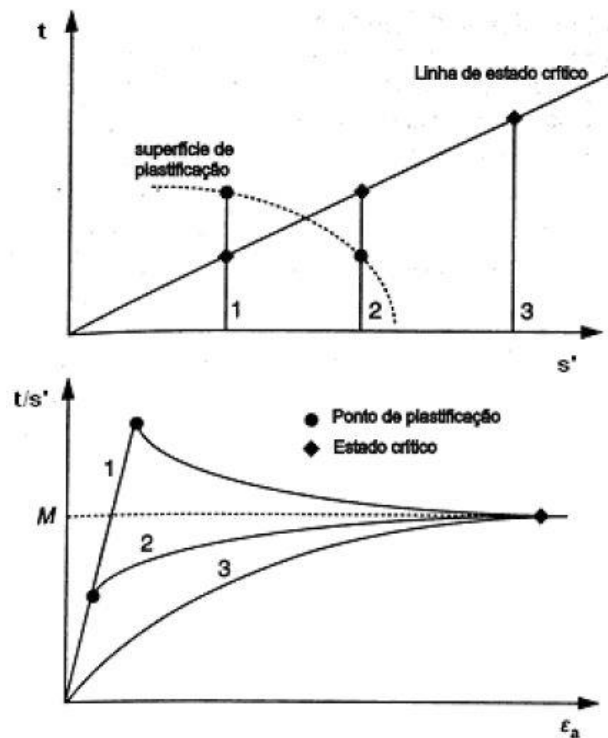


Figura 2.7: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da cimentação é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999) adaptado de (COOP e ATKINSON, 1993)

Este tipo de modelo foi desenvolvido considerando a componente estrutural resultado apenas da ligação entre as partículas e não considerando o efeito do arranjo entre as partículas. CUCCOVILLO e COOP (1999) apresentam um modelo de comportamento onde a componente friccional do solo é preponderante sobre a cimentação na constituição da estrutura. A figura 2.8 ilustra o comportamento esperado desse tipo de material.

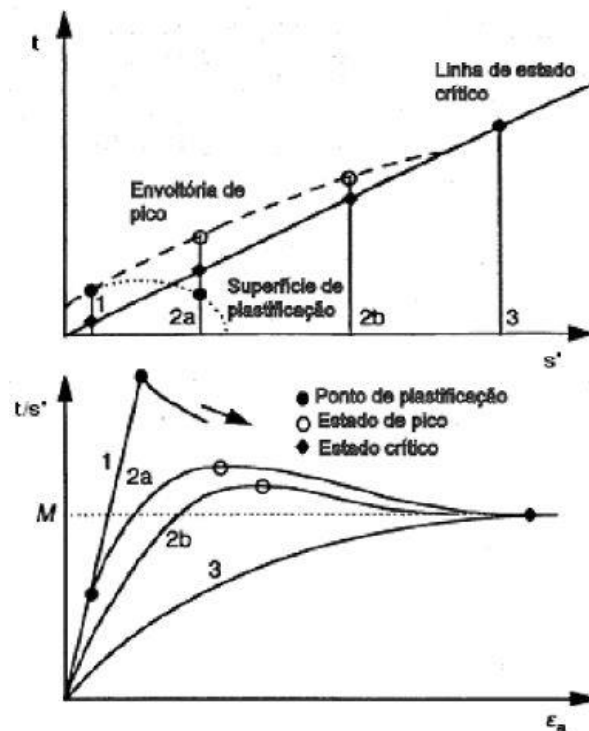


Figura 2.8: comportamento idealizado de solos tratados com cimentos onde o efeito da componente friccional é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999)

O mecanismo de cisalhamento para estes materiais é controlado pela dilatância, causa dos picos de resistência. O comportamento tensão-deformação é não linear para um grande intervalo de tensões confinantes (caso 2b). Se observada, a linearidade estaria restrita a parte inicial do cisalhamento (caso 2a). Compressão e quebra de partículas são observadas apenas para tensões confinantes muito altas (caso 3), e se o material possuir um pequeno grau de cimentação, picos de resistência gerados por esta cimentação estarão restritos a baixas tensões de confinamento (caso 1).

Para CUCCOVILLO e COOP (1999), o que difere o comportamento desses solos estruturados, em relação ao mesmo solo no estado reconstituído, é o fato deles apresentarem picos de resistência mais elevados e um comportamento volumétrico distinto. A presença de

um arranjo entre partículas diferenciado e alguma cimentação seriam as causas desse comportamento. Até o ponto de plastificação, a presença da cimentação restringe a dilatação do material. Após a plastificação, a gradual degradação da cimentação faz com que haja um rápido aumento da taxa de dilatação até que um máximo seja atingido no pico de resistência.

Vários pesquisadores nos últimos anos estudam o comportamento de solos melhorados com cimento, inserindo grande ênfases no estudo dos parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento desses materiais. Percebe-se, geralmente, um aumento na resistência com o aumento do teor de cimento, contudo, os resultados dos diversos autores não se têm mostrado inteiramente consistentes a respeito dos parâmetros da resistência.

Segundo PRIETTO (1996), a resistência ao cisalhamento de um solo-cimento vai depender do grau de cimentação e da tensão média inicial, já que, o processo de mobilização da resistência ao cisalhamento para as amostras cimentadas submetidas à carregamento triaxial, pode ser compreendido a partir das contribuições relativas das parcelas friccional e de cimentação na resistência. Quanto maior o grau de cimentação em relação à tensão efetiva média inicial, maior é a contribuição relativa da parcela de cimentação; nesse caso o valor da resistência ( $q_{rup}$ ) se aproxima do valor da resistência à compressão simples ( $q_u$ ). Contrariamente, quanto maior a tensão efetiva média inicial em relação ao grau de cimentação, maior é a contribuição da parcela friccional; nesse caso o valor da resistência se aproxima da resistência do solo não cimentado ( $q_{rup/0}$ ).

De acordo com CLOUGH et al. (1981) que ao adicionar cimento a uma areia o efeito básico é de adicionar um intercepto coesivo e uma resistência á tração, aumentando a rigidez, mas não afetando significativamente o ângulo de atrito interno. Entretanto LADE et al. (1989) observaram que o aumento na quantidade de cimento, além de causar um aumento na resistência a tração, também causou um aumento no atrito interno para baixas tensões de confinamento.

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

Conforme MUHUNTHAN e SARIOSSEIRI (2008), tem sido observado que, considerando uma ampla variação de tensões confinantes, a envoltória de ruptura de solos tratados com cimento é curva e, como consequência, não seria possível estabelecer um único valor ângulo de atrito e coesão, conforme a teoria clássica de Mohr-Coulomb. Por este motivo, além do critério de Mohr-Coulomb, tem-se tentado utilizar outros critérios de ruptura, tais como Griffith (1920), Griffith Modificado (1962), Hoek e Brown (1988) e Johnston (1985).

CONSOLI (2014) propor um método prático para a estimativa dos parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$  de solos arenosos cimentados a partir de valores de resistência à compressão simples ( $\sigma_c$ ) e a tração por compressão diametral ( $\sigma_t$ ). Conforme a figura 2.9 é possível deduzir:

$$\phi' = \sin^{-1} \left( \frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \quad (\text{Equação 2.1})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[ 1 - \left( \frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \left[ \sin^{-1} \left( \frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]} \quad (\text{Equação 2.2})$$

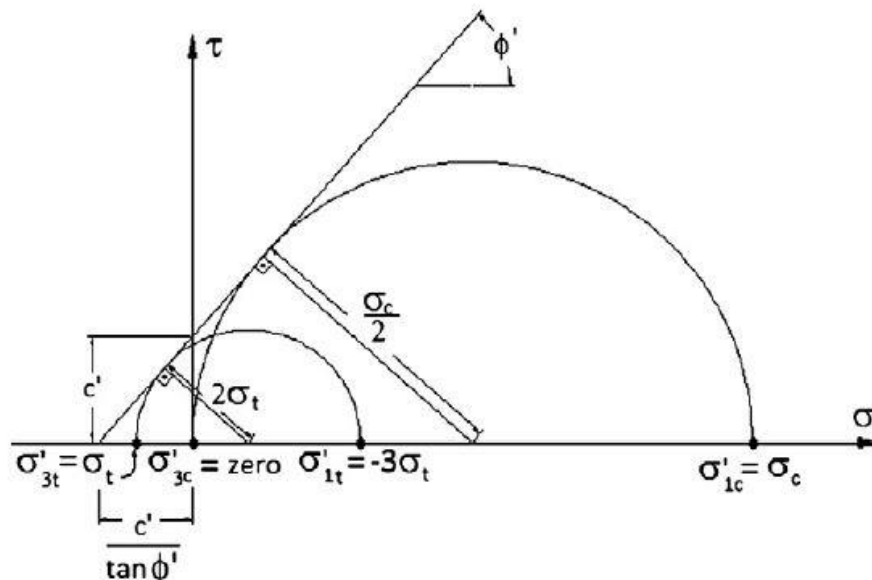


Figura 2.9: estimativa da envoltória de ruptura para solos artificialmente cimentados (CONSOLI, 2014).

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

$$\phi' = \sin^{-1} \left( \frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \quad (\text{Equação 2.3})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[ 1 - \left( \frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \right]}{2 \cos \left[ \sin^{-1} \left( \frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \right]} \quad (\text{Equação 2.4})$$

Assim, tem-se que  $\phi'$  independe da quantidade de cimento ou porosidade da amostra e  $c'$  é uma função direta da resistência à compressão simples. O autor mostra que este método foi utilizado com sucesso em uma areia uniforme tratada com cimento Portland de alta resistência inicial, em uma areia siltosa tratada com cimento Portland Comum, bem como, para uma areia siltosa naturalmente cimentada.

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

O elemento que se encontra na parte mais baixa de uma estrutura o qual tem como função transmitir o peso da estrutura ao solo subjacente é chamado de fundação. As fundações podem ser classificadas em duas categorias principais, fundações superficiais e fundações profundas. A diferenciação entre estes dois tipos está relacionada com a forma predominante de transferência de carga para o solo e ao mecanismo de ruptura. De maneira geral, considera-se uma fundação superficial aquela cuja transferência de carga ao solo se dá pela sua base e cuja profundidade de assentamento é menor que uma vez a sua menor dimensão em planta. São exemplos de fundações superficiais os blocos, as sapatas e os radiers.

De forma geral, o comportamento carga *versus* recalque de fundações superficiais submetidas a um carregamento vertical de compressão pode-se resumir da seguinte maneira, em primeira instancia, para pequenos valores de carga, observa-se que os recalques são aproximadamente proporcionais e reversíveis. Num segundo estágio, surgem zonas plásticas junto as bordas da fundação e recalques de natureza permanente. Com o aumento de carga, cresce a zona plastificada e, a partir de um determinado valor crítico, ocorre um processo de recalque continuado (mantendo-se a carga constante). Neste ponto, considera-se que a

capacidade de carga da fundação ou carga de ruptura é atingida (VELLOSO e LOPES, 2011). O comportamento carga *versus* recalque enunciado anteriormente pode ser resumido na figura 2.10.

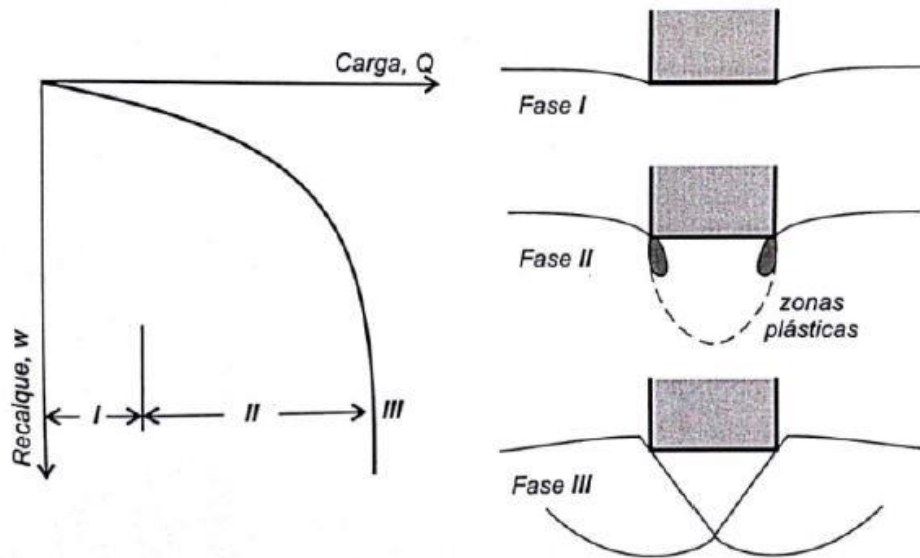


Figura 2.10: comportamento de uma fundação superficial carregada verticalmente (VELLOSO e LOPES, 2011).

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

Na figura 2.11 mostra-se uma fundação de largura  $B$  localizado a uma profundidade  $D$  abaixo da superfície do solo e suportado por uma areia densa (ou argila rígida). Se a fundação é submetida a uma carga vertical  $Q$  e é gradualmente acrescentado, a carga por unidade de área,  $q=Q/A$  ( $A$  = área da base da fundação), aumentara e a fundação vai sofrer um recalque maior. Quando  $q$  se torna igual a  $q_u$  o recalque da fundação se torna  $S=S_u$ , o solo que suporta a fundação sofre uma falha repentina de cisalhamento. Esta superfície de falha mostra-se na figura 2.11a, e o gráfico  $q$  versus  $S$  é mostrado na figura 2.11b. Este tipo de falha é chamado de “*ruptura generalizada*”, e  $q_u$  é a *capacidade de carga última*. Nota-se que este tipo de falha, um valor pico de  $q=q_u$  é claramente definido na curva cara-recalque.



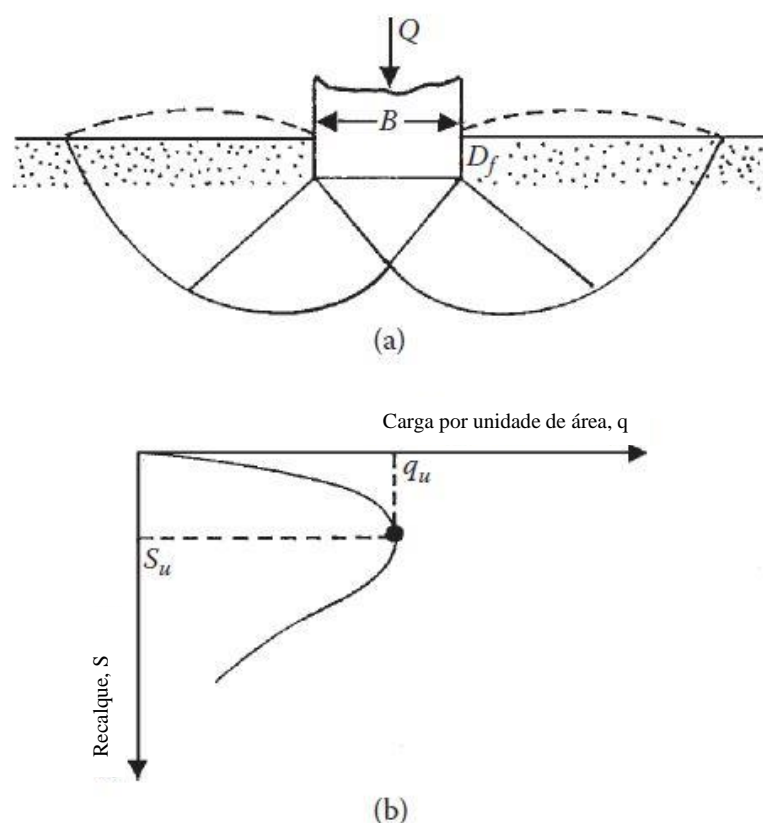


Figura 2.11: ruptura generalizada de uma fundação superficial sob um solo de alta densidade (Adaptado de DAS, 2017).

Se a fundação mostrada na figura 2.11a é suportada por uma areia de densidade média ou uma argila de consistência média (Fig. 2.12a), o gráfico  $q$  versus  $S$  será mostrado como na figura 2.12b. Nota-se que a magnitude  $q$  aumenta com o recalque até  $q = q_u$ , e isso é geralmente referido como primeira carga de falha. Nesse momento, a superfície de falha desenvolvida no solo será mostrada pelas linhas sólidas na figura 2.12a. Se a carga sobre a fundação aumenta ainda mais, a curva carga-recalque torna-se mais acentuada e mais irregular com o progresso gradual fora e para cima da superfície de ruptura no solo (mostrado pela linha irregular em figura 2.12b) sob a fundação. Quando  $q$  torna-se  $q_u$  (capacidade de carga última), a superfície de falha atinge a superfície de solo. Além disso, o gráfico  $q$  versus  $S$  toma uma forma quase linear, e uma carga de pico nunca é observada. Este tipo de falha de capacidade de carga chama-se “*ruptura localizada*”.

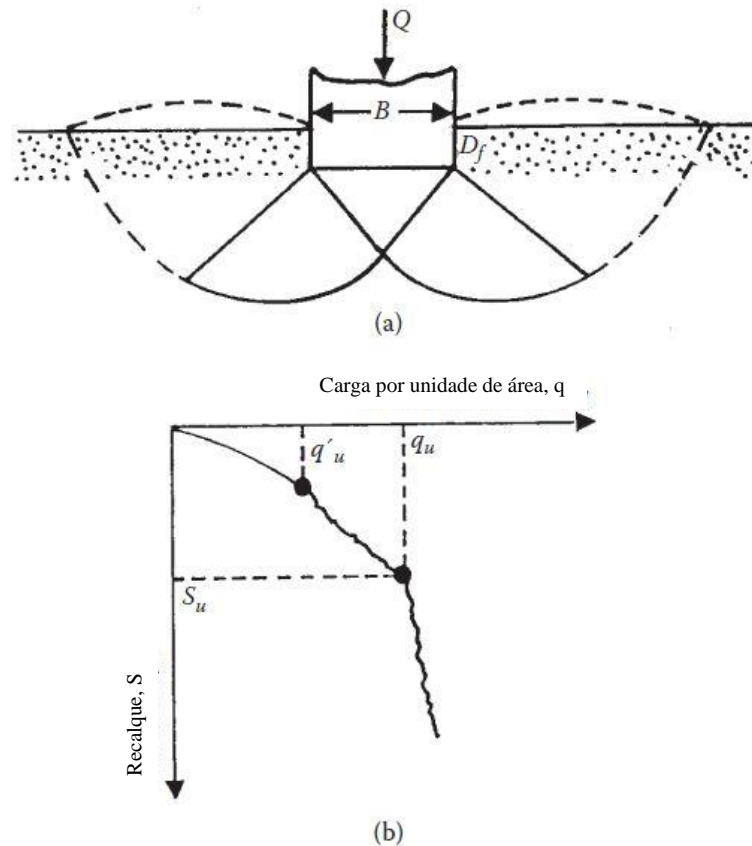


Figura 2.12: ruptura localizada de uma fundação superficial sob um solo de densidade média (Adaptado de DAS, 2017).

Na figura 2.13a mostra-se a mesma fundação localizada sobre uma areia fofa ou argila mole. Para este caso, a curva carga-recalque será como a mostrada na figura 2.13b. Um valor pico de carga por unidade de área  $q$  nunca é observado. A capacidade de carga última  $q_u$  é definido como aquele ponto onde  $\Delta S/\Delta q$  se torna o maior e permanece quase constante a partir daí. Este tipo de falha no solo é chamado de “*ruptura por punção*”. Neste tipo de ruptura, a curva carga *versus* recalque apresenta um aumento contínuo da carga à medida que a fundação penetra no solo. Não ocorre ruptura brusca ou catastrófica. O mecanismo de ruptura está restrito ao solo imediatamente abaixo da fundação havendo pouco ou nenhum movimento do solo na superfície do terreno além das bordas da fundação.

O modo de ruptura de uma fundação não é apenas função do tipo e compacidade do solo. VESIC (1963) verificou que é também função da sua profundidade de assentamento (fig. 2.14).

Por exemplo, uma fundação em areia densa pode romper por punção se estiver assente em uma profundidade relativa elevada.

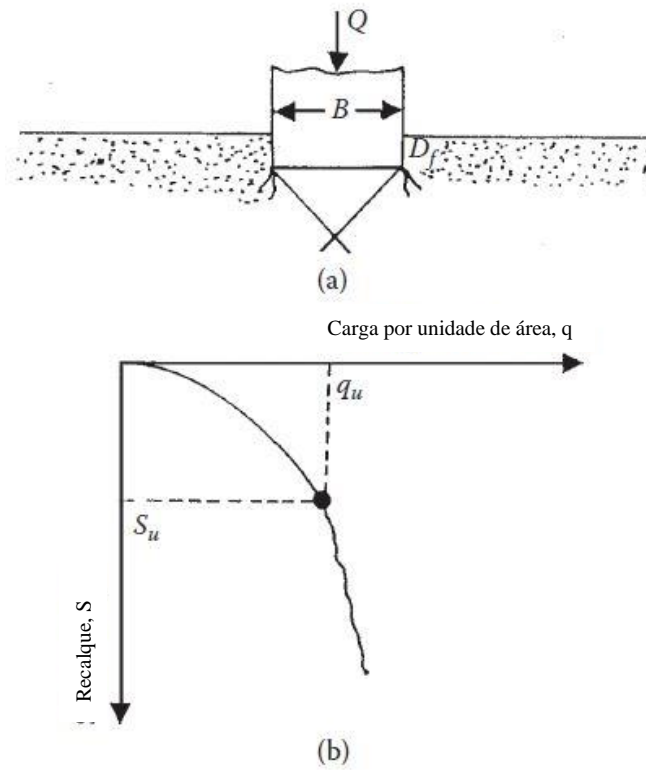


Figura 2.13: ruptura por punção de uma fundação superficial sob um solo de baixa densidade (Adaptado de DAS, 2017).

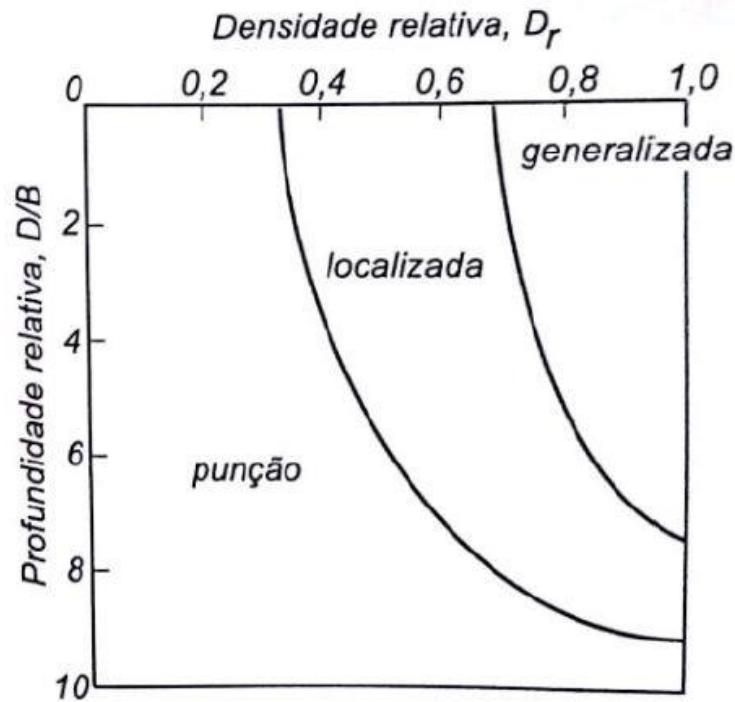


Figura 2.14: tipo de falha em função da profundidade e a densidade relativa (VELLOSO e LOPES, 2011).

Consequentemente, a capacidade de carga de uma fundação a partir da curva carga *versus* recalque somente fica claramente definida para o caso da ruptura generalizada. Já para os casos de ruptura localizada e por puncionamento, que não apresentam um ponto de máximo, deve-se estabelecer um critério para tal.

Atualmente se tem vários critérios para estabelecer a capacidade de carga para os casos de ruptura localizada e por puncionamento. Por exemplo, VESIC (1963) define a carga última no ponto do qual a inclinação da curva carga-recalque se iguala a zero ou a um mínimo constante. Na figura 2.15 se tem um exemplo do método. VESIC (1975) sugere a adoção do valor de 10% largura (B).

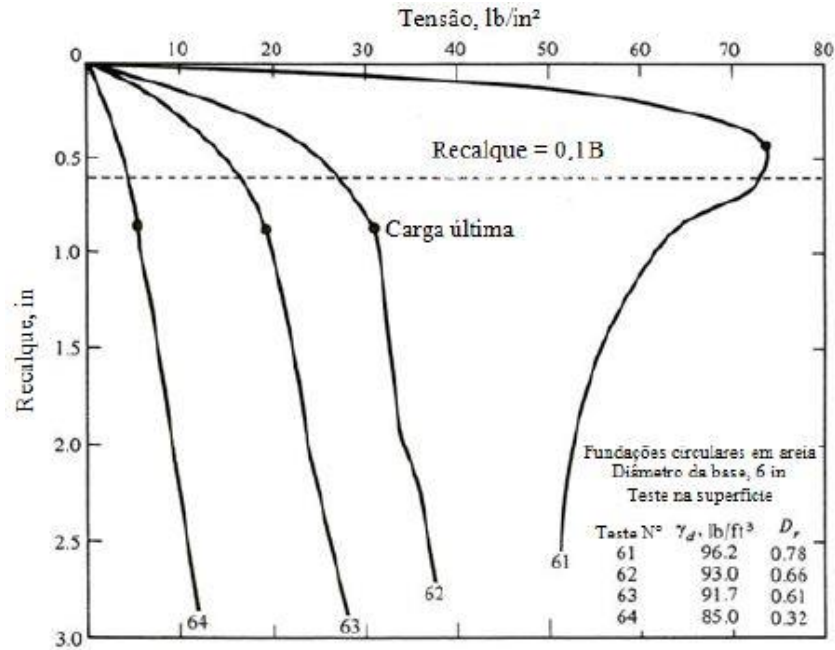


Figura 2.15: critérios de VESIC (1963) e (1975) para determinar a carga última.

DE BEER (1967) citado por DAS (2017), recomendou um critério de carga última, no qual um gráfico de  $\log(q/\gamma b)$  versus  $\log(S/B)$  é traçado ( $\gamma$  = peso específico do solo). A carga última é definida como o ponto de quebra no gráfico  $\log$ - $\log$ , como mostra-se na figura 2.16.

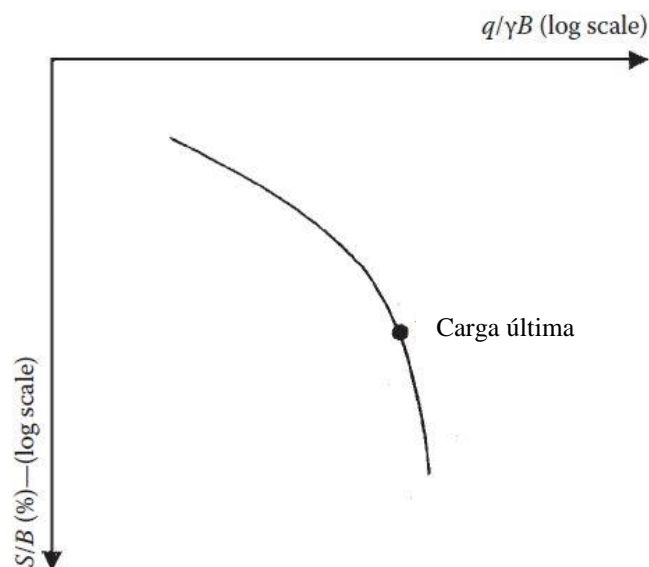


Figura 2.16: critérios DE BEER (1967) citado por DAS (2017).

Um terceiro método consiste em traçar sobre a curva tensão *versus* recalque (em escala normal ou logarítmica) duas retas assíntotas. A primeira relativa ao trecho inicial da curva e, a segunda, relativa à parte final. O ponto de intersecção destas duas assíntotas corresponde a capacidade de carga (Fig. 2.17).

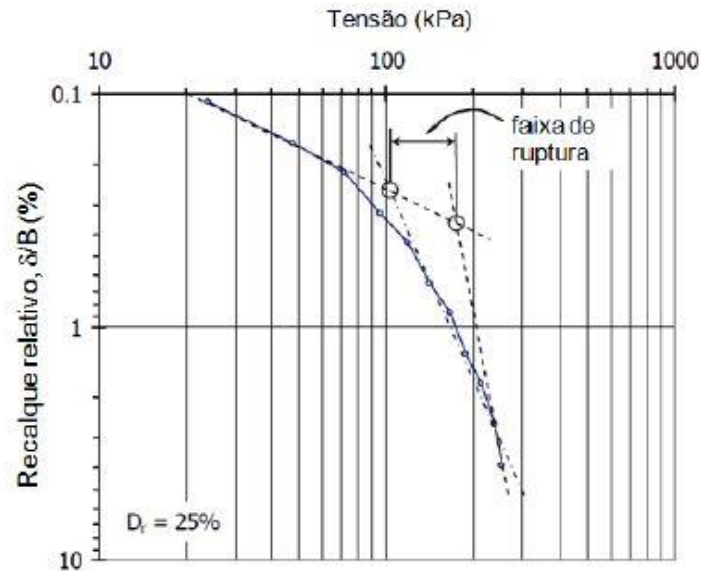


Figura 2.17: critérios das assíntotas para determinação da capacidade de carga (TRB, 2010 citado por FOPPA, 2016).

AMATYA et al. (2009) aplicaram a 195 provas de carga os critérios para a determinação da carga última de VESIC (1963), do recalque limite (0,1B), de DE BEER (1967) e das retas assíntotas, concluindo que o critério de VESIC (1963) foi o que apresentou os resultados mais próximos da média de todos os métodos avaliados.

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

- a) fundação contínua (estado plano de deformações) com base horizontal e superfície do terreno plana;
- b) carregamento vertical centrado;
- c) maciço de solo semi-infinito homogêneo;

- d) profundidade de embutimento (D) inferior à largura da fundação (B). Isso permite desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de assentamento da fundação e substituir esta camada por uma sobrecarga  $q=\gamma'D$ .

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

$$Q_u = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Equação 2.5})$$

Onde:

$Q_u$ : tensão de ruptura ou capacidade de carga.

B: largura da fundação.

$c'$ : coesão efetiva.

$\gamma'$ : peso específico efetivo do solo.

q: sobrecarga.

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

Com a intenção de proporcionar uma equação que proporcione a capacidade de carga para geometrias diferentes da fundação, para diferentes tipos de carregamento, para diferentes tipos de solos, foram realizadas diversas pesquisas nos anos subsequentes. Vários pesquisadores levaram acabo esses estudos nos quais pode-se destacar os trabalhos de MEYERHOF (1953), (VESIC, 1963, 1975) e (HANSEN, 1961, 1970).

Na atualidade, a equação mais aceita para a previsão de carga é chamada de *fórmula generalizada*:

$$Q_u = (s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q) \cdot c \cdot N_q + (s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma) \cdot \frac{\gamma' \cdot B \cdot N_\gamma}{2} \quad (\text{Equação 2.6})$$

Onde:

$s_c, s_q$  e  $s_\gamma$  são os fatores de forma

$i_c, i_q$  e  $i_\gamma$  são os fatores de inclinação da carga

$b_c, b_q$  e  $b_\gamma$  são os fatores de inclinação da base da fundação

$g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  são os fatores de inclinação do terreno

Os fatores de capacidade de carga  $N_c$  e  $N_q$ , adotam-se os obtidos por PRANDTL (1920) e REISSNER (1924):

$$N_q = e^{(\pi) \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 2.7})$$

$$N_c = \cot g \phi \cdot (N_q - 1) \quad (\text{Equação 2.8})$$

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

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi') \quad (\text{MEYERHOF, 1953}) \quad (\text{Equação 2.9})$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{HANSEN, 1970}) \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{VESIC, 1963}) \quad (\text{Equação 2.11})$$

Cabe ressaltar ainda que a teoria foi desenvolvida para o caso de solos rígidos, ou seja, sujeitos à ruptura generalizada. Para o caso de areias fofas e argilas moles, cuja ruptura se dá por puncionamento, não há um tratamento teórico específico. Neste caso, costuma-se adotar a proposição de TERZAGHI (1943) de utilização das mesmas formulações porém, com parâmetros de resistência reduzidos:

$$c^* = \frac{2}{3} \cdot c \quad (\text{Equação 2.12})$$

$$\phi^* = \arctg \left( \frac{2}{3} \cdot \tan \phi \right) \quad (\text{Equação 2.13})$$

### 2.2.1 Fundações Superficiais Assentes em Solos estratificados

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



Segundo KENNY e ANDRAWES (1997), o primeiro em propor um método para calcular a capacidade de carga em fundações assentes em sistemas de dupla camada, sendo a camada superior mais resistente que a camada inferior foi TERZAGHI (1948), que consideraram que a camada superior atua principalmente na "distribuição" da carga em uma área maior, reduzindo assim sua intensidade. Neste caso, a ruptura ocorre quanto a capacidade de carga da camada inferior é atingida. TERZAGHI e PECK (1948) assumem que a carga se espalhará numa razão de 2:1 (vertical : horizontal) a partir das bordas da fundação, correspondendo à um ângulo de aproximadamente  $27^\circ$  com a vertical (Fig. 2.18).

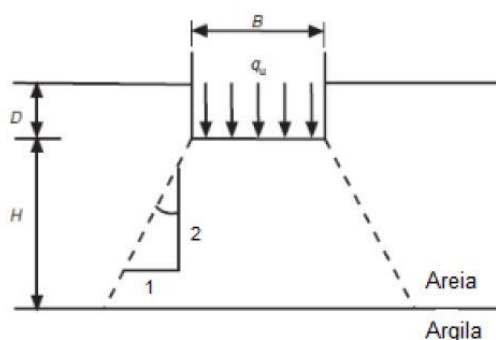


Figura 2.18: espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente a argila (adaptado de KENNY e ANDRAWES, 1997).

A partir disso, pesquisadores como JACOBSEN et al. (1977) através de testes em modelo reduzido intentaram aprimorar o método proposto por TERZAGHI (1948), neste caso os autores propuseram que o espalhamento da carga se dá sob uma inclinação igual a  $(2/\beta):1$  (vertical: horizontal).

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

MEYERHOF (1974) propôs um método bastante difundido onde considera um caso de dupla camada, sendo a superior mais resistente (areia sob argila). Ele diz que na carga última, uma massa de areia com uma forma piramidal aproximadamente truncada é empurrada para a argila de modo que, no caso de falha de cisalhamento geral, o ângulo de atrito  $\phi'$  da areia e a resistência não drenada  $S_u$  da argila sejam mobilizados nas zonas de falha (Fig. 2.19).

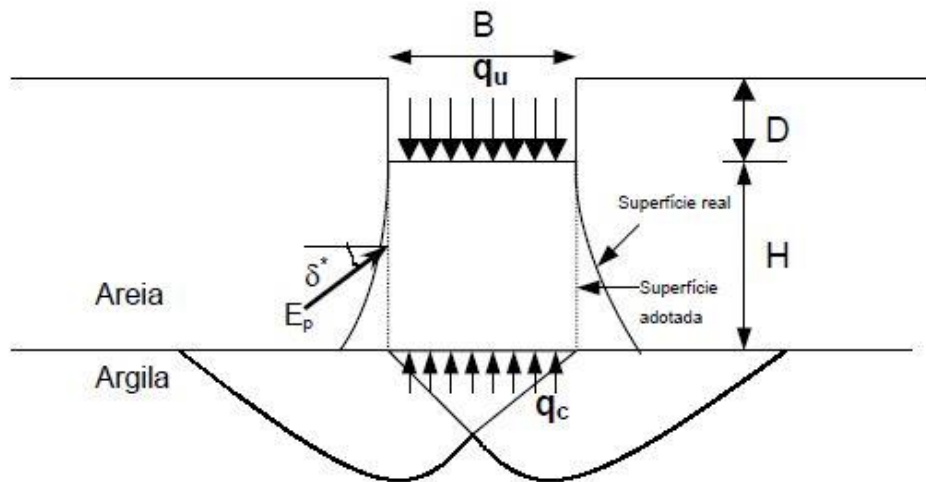


Figura 2.19: mecanismo de ruptura proposto por MEYERHOF (1974), adaptado por THOMÉ (1999).

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

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

Onde:

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

$\gamma$ : peso específico da areia.

Também,

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

Onde  $K_p$  é o coeficiente de pressão passiva da terra.

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

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

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

Substituindo a eq. 2.15 e 2.16 em 2.14, temos

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

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

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

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

## 2.2.2 Fundações superficiais assentes em sistema dupla camada sendo a superior cimentada

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

CONSOLI et al. (2009) apresentam a interpretação de ensaios de placa (diâmetros de 0,30 m e 0,60 m) em sistemas de dupla camada constituídos por uma camada superficial artificialmente cimentada e compactada (espessuras de 0,15 m a 0,60 m) sobre um solo residual compressível. Foi verificado o aumento da capacidade de carga e redução de recalques com o aumento da relação  $H/D$  (Fig. 2.20).

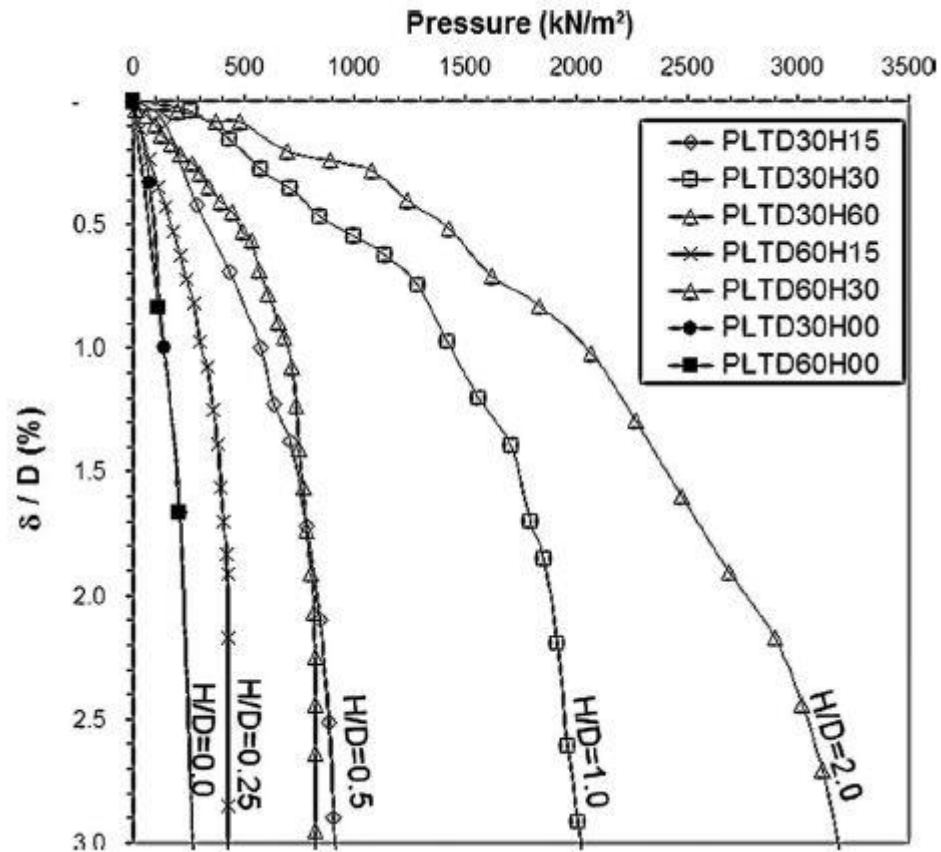


Figura 2.20: curvas pressão *versus* recalque relativo (CONSOLI et al., 2009).

Os autores verificaram que a ruptura ocorre sempre por puncionamento. A partir de aproximadamente 70% da carga de ruptura, observou-se o surgimento de fissuras concêntricas à placa teste. Quando a carga de ruptura era atingida, maiores recalques eram desenvolvidos, resultando na penetração da placa na camada tratada. Escavações após os testes possibilitaram observar os mecanismos de ruptura (Fig. 2.21). Para o teste com relação  $H/D = 0,25$  foram observadas fissuras somente junto ao perímetro da fundação. Já para o ensaio com relação  $H/D = 1$ , observou-se a existência de fissuras também sob o centro placa no fundo da camada tratada, porém, não atingindo o topo desta. Resultados numéricos confirmaram as observações de campo, mostrando que a ruptura se inicia através de tensões de tração no fundo da camada tratada em posições que dependem da relação  $H/D$ .

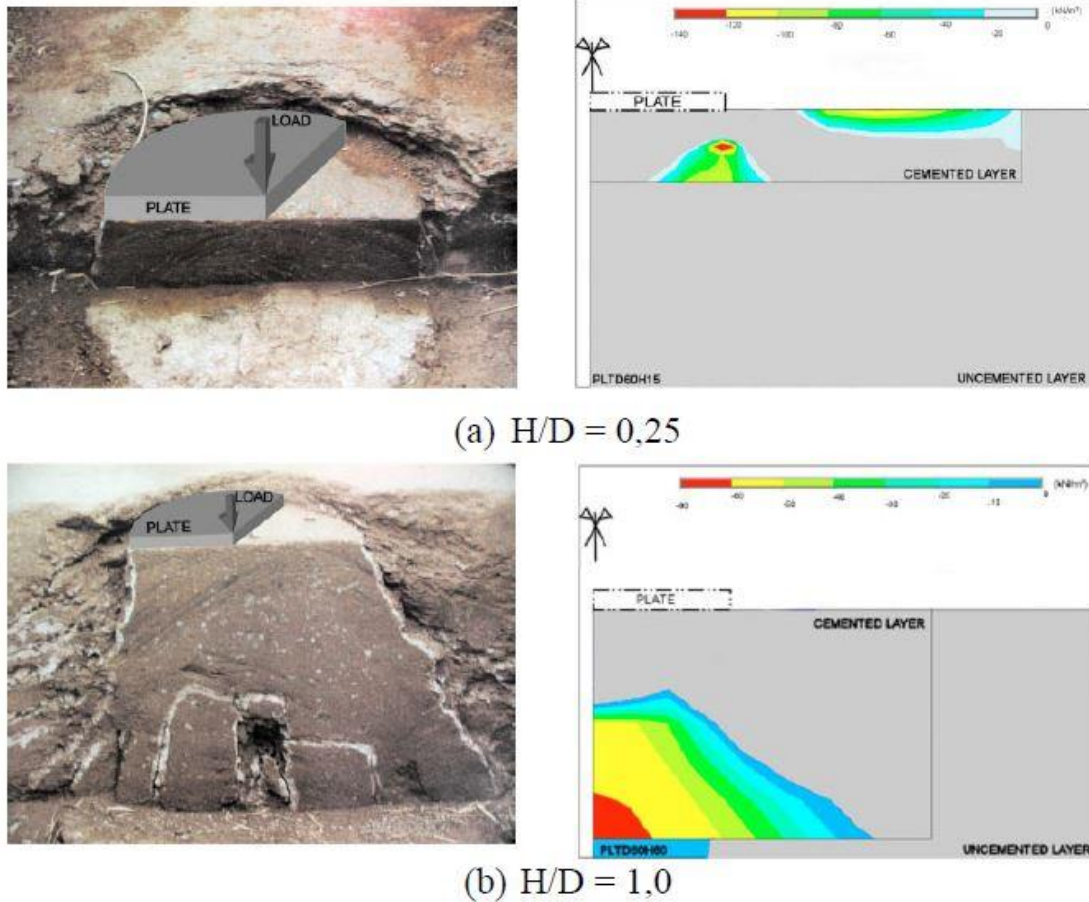


Figura 2.21: fotografias do mecanismo de ruptura em ensaios de placa em sistemas de dupla camada e simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração (CONSOLI et al., 2009).

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

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

a utilização de modelos mais complexos traz associada dificuldades de obtenção dos parâmetros necessários e de disponibilidade de softwares comerciais.

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

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

Seguindo a estratégia de normalização dos resultados de testes de carga proposta por KENNY e ANDRAWES, (1997), THOMÉ (2003) verificou que a ruptura em sistemas de dupla camada ocorre a diferentes níveis de recalque relativo para diferentes relações H/D, ou seja, quanto maior a relação H/D maior será o recalque relativo para ocorrer a ruptura (fig. 2.22a). Essa forma de normalização faz com que o valor unitário das abcissas seja atingido a diferentes valores de recalque relativo, resultando num afastamento entre as curvas nos valores próximos à unidade. Assim, o autor propõe que a carga última seja dividida pela carga a um determinado nível de recalque pré-estabelecido, de forma a obter um agrupamento das curvas, reduzindo a influência da variável H/D. A figura 2.22b mostra a proposta de normalização utilizando a carga correspondente a um recalque relativo de 2% ( $D/50$ ).

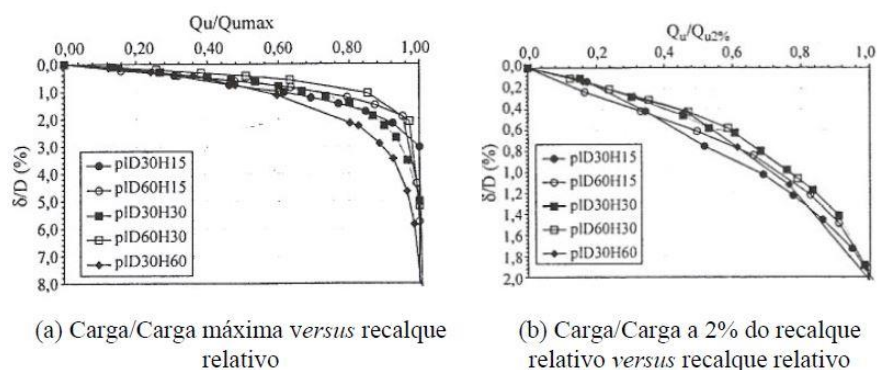


Figura 2 22: normalização de testes de carga de fundações assentes em solo reforçado com camada de solo-cinza-cal (THOMÉ et al., 2003).

Com base nos resultados obtidos, THOMÉ et al. (2003) propõe um método de cálculo semi-empírica através da qual é possível obter o valor da capacidade de carga a 2% de recalque relativo de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. As equações propostas são as seguintes:

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

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

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 0,25: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 0,84 \cdot e^{0,33285F} \quad (\text{Equação 2.21})$$

Onde:

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

$F$ : fator de parâmetros  $F = \ln\left(\frac{c'1}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c'2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4\phi'2} + \ln\left(\frac{E2}{Pa}\right)$

$Pa$ : pressão atmosférica.

$c'1$ : coesão da camada cimentada.

$c'2$ : coesão do solo natural.

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

$E2$ : módulo de elasticidade do solo natural.

A tabela 2.2 apresenta a faixa de variação dos parâmetros para os quais o método é aplicável. Deve-se notar que o desenvolvimento do método considerou uma fundação circular rígida, com carregamento vertical centrado e módulos de elasticidade do solo e reforço constantes ao longo da profundidade. A largura da camada tratada foi considerada constante e igual a 3 vezes o diâmetro da fundação.

Quanto à necessidade de redução dos parâmetros de resistência comumente empregadas para cálculo da capacidade de carga nos casos onde há ruptura por puncionamento, THOMÉ et al. (2003), sugerem a utilização da redução dos parâmetros originais da camada cimentada em 2/3. De maneira contraditória, em THOMÉ et al. (2005) não é recomendada a redução dos

parâmetros originais da camada superior cimentada. Em relação ao solo natural, não é feita nenhuma consideração específica.

Tabela 2.2: faixa de validade para aplicação do método proposto por THOMÉ et al. (2003).

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

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

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

Neste sentido, FOPPA (2016) desenvolveu um novo método para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais colocadas sobre uma camada de reforço em solo-cimento, considerando sua extensão lateral. Portanto, foram feitos ensaios em modelos reduzidos de fundações contínuas assentes sobre um solo arenoso fofo, bem como, análises numéricas através do método dos elementos finitos.

Observaram-se dois tipos distintos de ruptura. No primeiro, a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural (Fig. 2.23a). No segundo, após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de uma fissura, que pode localizar-se junto à borda ou no eixo da fundação, e se propaga de baixo para cima, à medida que aumentam os recalques (Fig. 2.23b).



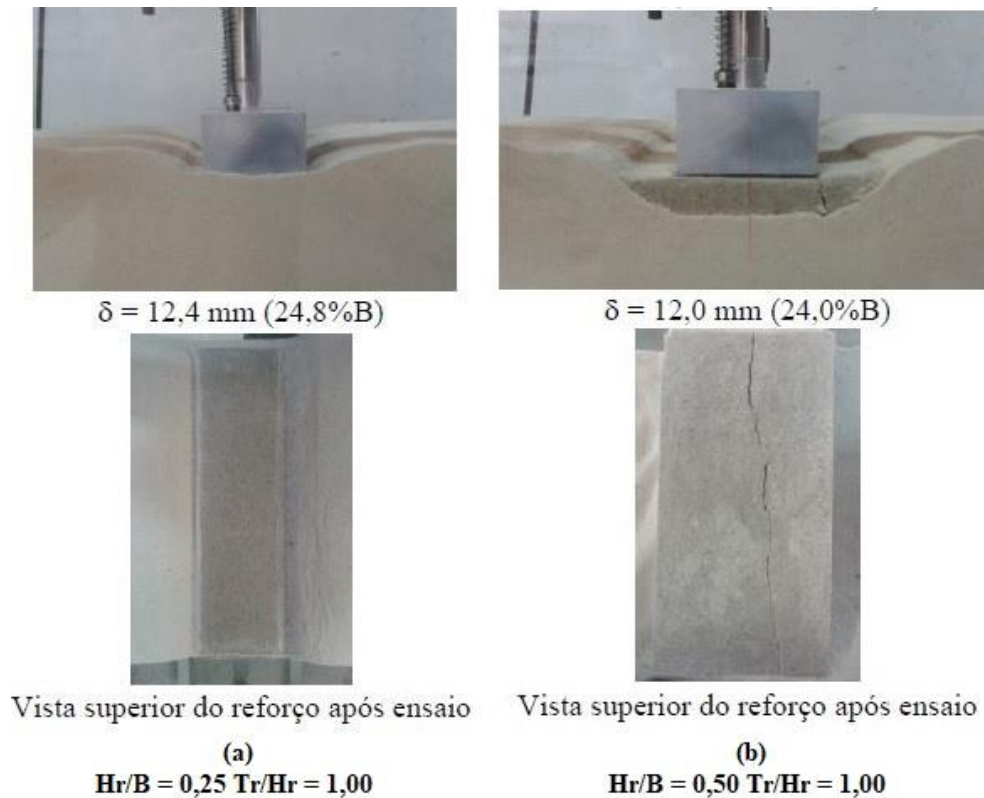


Figura 2.23: tipos de ruptura. (a) ruptura por punção; (b) ruptura da camada de reforço (FOPPA, 2016).

Verificou-se que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação  $Tr/Hr$ , onde  $Tr$  é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e  $Hr$  é a espessura do reforço.

Então, a partir da observação de que a ruptura do reforço se dá através da formação de uma trinca de tração que inicia na sua base, necessita-se obter uma equação que permita prever o valor da tensão de tração atuante a partir de determinado carregamento e geometria do reforço.

Analisando a distribuição das tensões de tração obtidas nas análises numéricas, percebe-se que o comportamento de uma camada de reforço pode ser comparado com o de uma viga bi-apoiada ou um bloco de fundação, dependendo da sua espessura.

Considerando que a camada de reforço funciona como uma viga invertida, submetida a uma tensão uniforme  $Q$  aplicada pelo solo, e cujos apoios localizam-se nas bordas da fundação (Fig. 2.24), verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios.

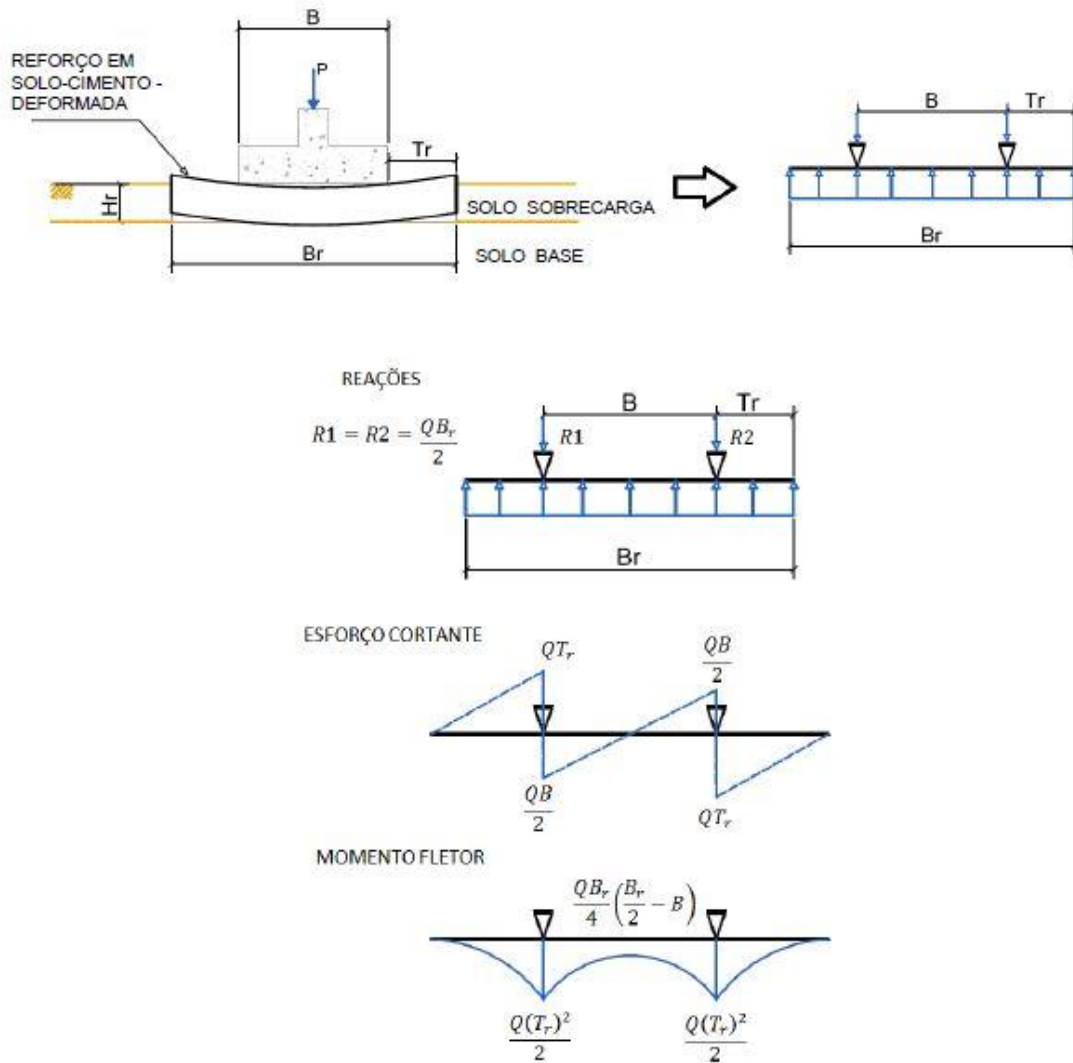


Figura 2.24: analogia reforço X viga bi-apoiada. Diagrama de esforços (FOPPA, 2016).

O momento máximo nos apoios será:

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

Ent\~ao, atrav\~es da teoria de vigas e considerando que na ruptura do sistema, a tens\~ao que atua na base do refor\c{c}o ser\~a  $Q_{ur(n)}$ , o valor da tens\~ao m\~axima na base do refor\c{c}o ser\~a:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q_{ur(n)} \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^2 \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 2.23})$$

Para que n\~ao haja ruptura no refor\c{c}o a tens\~ao m\~axima de tra\c{c}\~ao dever\~a ser menor que a resist\~encia \`a tra\c{c}\~ao do refor\c{c}o  $q_t$  dividida por um fator de seguran\c{c}a (FS):

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q_{ur(n)} \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^2 \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 2.24})$$

Onde:

$\sigma_{tm\acute{a}x}$ : tens\~ao de tra\c{c}\~ao m\acute{a}xima no refor\c{c}o.

$Q_{ur(u)}$ : tens\~ao que atua na base do refor\c{c}o.

$T_r$ : dist\~ancia da borda da funda\c{c}\~ao \`a borda do refor\c{c}o.

$H_r$ : espessura da camada de refor\c{c}o.

$q_t$ : resist\~encia a tra\c{c}\~ao obtida de ensaios de tra\c{c}\~ao por compress\~ao diametral.

$FS$ : fator de seguran\c{c}a.

Em refor\c{c}os com maiores espessuras verificou-se que o comportamento tende a se aproximar do observado em blocos de funda\c{c}\~ao, onde as tens\~oes de tra\c{c}\~ao m\acute{a}xima ocorrem no eixo da pe\c{c}a.

Para este caso se tem em conta a distribui\c{c}\~ao de tens\~oes que se mostra na figura 2.25. Para obter a tens\~ao m\acute{a}xima de tra\c{c}\~ao no bloco se considera o caso de  $\Theta = 0$ .

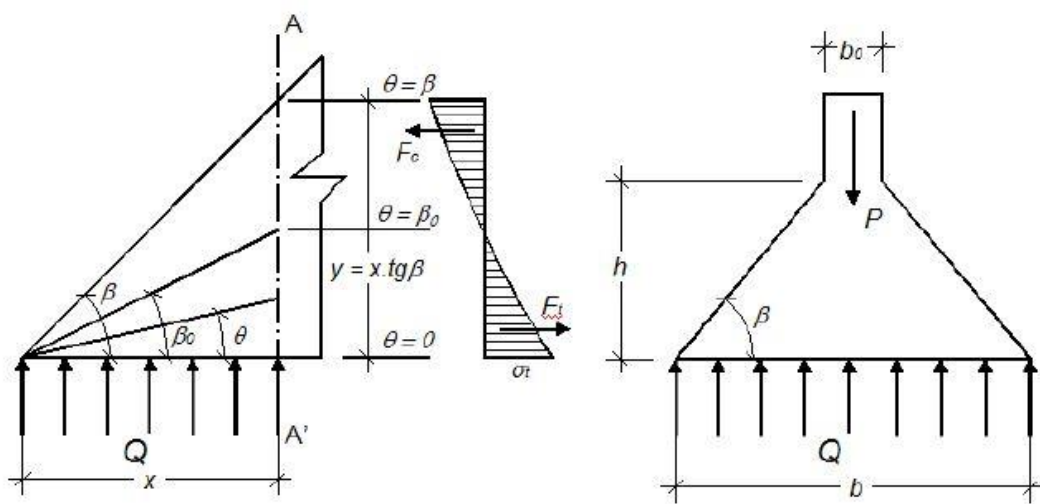


Figura 2 25: bloco de se\c{c}\~ao plena (FOPPA, 2016).

Ent\~ao a tens\~ao de tra\c{c}\~ao m\acute{a}xima ser\`a:

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

Onde:

Q: press\~{a}o do solo sobre o bloco.

$\sigma_{tm\acute{a}x}$ : tens\~{a}o m\~{a}xima de tra\c{c}\~{a}o;

$\beta$ : \~{a}ngulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal.

Substituindo Q por  $Q_{ur(n)}$ , e sabendo que para n\~{a}o haver ruptura na camada de refor\c{c}o a tens\~{a}o m\~{a}xima de tra\c{c}\~{a}o dever\~{a} ser menor que a resist\~{e}ncia \~{a} tra\c{c}\~{a}o do refor\c{c}o dividido por um fator de seguran\c{c}a FS, teremos:

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

Para comparar as tens\~{o}es de tra\c{c}\~{a}o obtidas a partir dos modelos anal\~{i}ticos de viga e bloco com as obtidas numericamente, pode-se utilizar a equa\c{c}\~{a}o 2.23 de forma adimensionalizada:

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

Onde,  $c_1$  e  $c_2$  s\~{a}o constantes do modelo.

O comparativo entre os modelos pode-se melhor visualizado atrav\~{e}s da figura 2.26. Verifica-se que, para baixas rela\c{c}\~{o}es  $T_r/H_r$ , os resultados obtidos numericamente se aproximam do modelo de bloco. \~{A} medida que aumenta a rela\c{c}\~{a}o  $T_r/H_r$ , o comportamento tende a se aproximar do modelo de viga. Pode-se verificar tamb\~{e}m que a equa\c{c}\~{a}o de ajuste para as tens\~{o}es de tra\c{c}\~{a}o apresenta uma excelente correla\c{c}\~{a}o  $R^2$  com a vari\~{a}vel  $T_r/H_r$ .

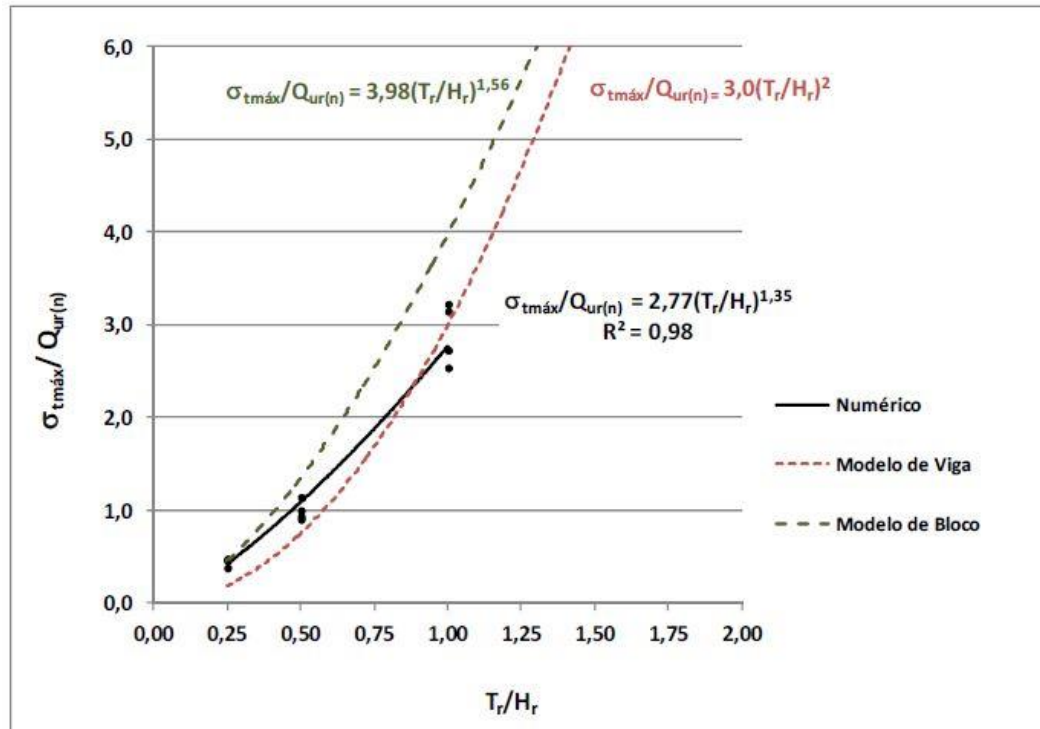


Figura 2.26: comparativo entre os modelos de viga, bloco e simulações numéricas (FOPPA, 2016).

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

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

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

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

## 2.3 COMPORTAMENTO DE ESAIOS EM MODELOS REDUZIDOS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Ensaio de modelos reduzidos de fundações superficiais é uma ferramenta bastante utilizada na pesquisa para análise da interação solo-estrutura. Esses tipos de análise já vem sendo utilizados há muitos anos, é possível encontrar relatos de um grande número de trabalhos realizados utilizando esta técnica de investigação. Geralmente, as equações semi-empíricas utilizadas no cálculo de capacidade de carga de sapatas baseiam-se, em grande parte em resultados obtidos com testes em modelos reduzidos.

A utilização de modelos reduzidos permite a execução de ensaios em condições controladas, medição de cargas e deslocamentos com precisão e a observação em detalhe dos mecanismos de ruptura do solo. Por serem significativamente mais econômicos que testes em escala real, esta abordagem permite realizar um maior número de testes (estudos paramétricos), e obter uma maior confiabilidade nos resultados devido à possibilidade de repetição (FOPPA, 2016).

Apesar disso, para que um modelo possa representar o protótipo (escala real), isto é, para que os resultados obtidos em ensaios com modelos possam ser estendidos aos protótipos, é preciso que haja similaridade entre modelo e protótipo. Para que haja similaridade é necessário cumprir condições de semelhança física as quais são estabelecidas através da metodologia da análise dimensional e da teoria da semelhança física.

Segundo WOOD (2004), um verdadeiro modelo é obtido quando todas as leis de semelhança física são satisfeitas. Entretanto, em modelos geotécnicos, na maioria das vezes isto não é possível. O importante nestes casos é conhecer as limitações dos modelos e manter a semelhança nas variáveis importantes que controlam o fenômeno estudado.

Para o caso de uma fundação superficial contínua assente sobre uma camada plana de areia ( $c = 0$ ), sujeita a um carregamento vertical e centrado, a equação geral da capacidade de carga se reduz a:

$$Q_u = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \quad (\text{equação 2.29})$$

Como foi visto anteriormente na revisão, o fator de capacidade de carga  $N_\gamma$  é apenas função do ângulo de atrito interno do solo. Entretanto, no caso de fundações superficiais

assentes sobre areia, tem sido observado que  $N_y$  diminui com o aumento da largura da fundação. Este fenômeno foi denominado por DE BEER (1963) de "efeito de escala".

A figura 2.27 mostra o efeito da dimensão (largura ou diâmetro) e da densidade do solo sobre o fator de capacidade de carga  $N_y$  obtido por CERATO e LUTENEGGER (2007) em modelos reduzidos de fundações superficiais assentes sobre duas areias densas, com dimensões variando entre 2,5 cm a 91 cm. Pode-se perceber que, a partir de aproximadamente 35 a 40 cm, o valor de  $N_y$  tende a se estabilizar, porém, à medida que a largura diminui, cresce exponencialmente.

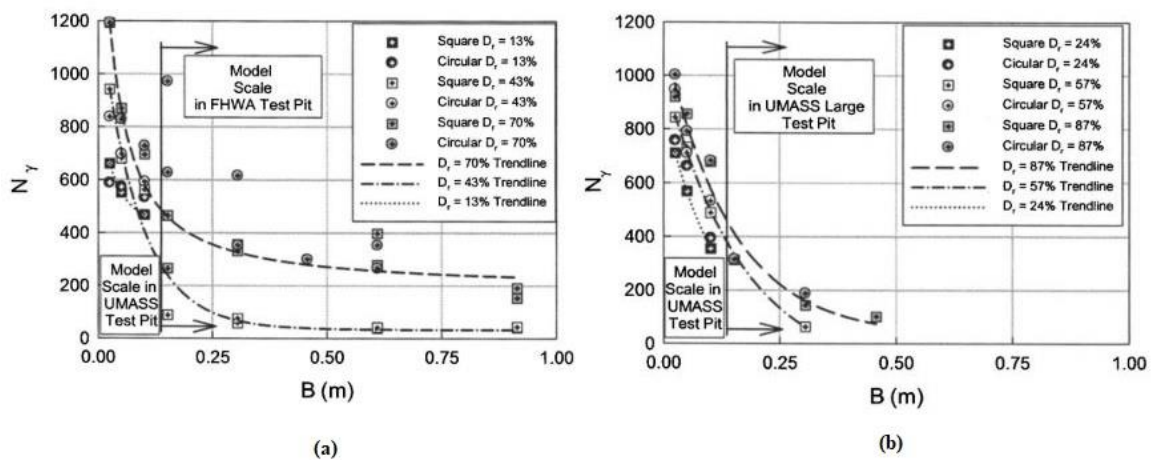


Figura 2.27: efeito de escala sobre o fator  $N_y$  observados em modelos reduzidos de fundações superficiais, (a) areia *Brown Mortar*; (b) areia *Winter* (CERATO e LUTENEGGER, 2007).

Como consequência, os resultados obtidos em ensaios em modelos de dimensões muito reduzidas irão superestimar a capacidade de carga caso sejam diretamente extrapolados para o protótipo de dimensão real.

De acordo com CERATO e LUTENEGGER (2007) os principais fatores que explicam o efeito de escala em fundações superficiais sobre solos arenosos são:

- Nível de tensões médias atuantes no solo sob a região de influência da fundação;
- Curvatura da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb;
- Estado inicial (índice de vazios *versus* tensão média) relativamente à linha de estado crítico do solo de base;
- Tamanho das partículas de solo em relação às dimensões do modelo;

e) Mecanismo de ruptura progressiva.

Para FELLENIUS e ALTAEE (1994), a diferença de comportamento entre sapatas de diferentes tamanhos pode ser explicada de maneira mais completa através conceito de estado crítico (estado no qual não se observa variação de volume com o aumento das deformações cisalhantes). Conforme os autores, o comportamento de uma fundação superficial seria governado pelo seu estado inicial relativamente à linha de estado crítico, representado pelo parâmetro de estado  $\Psi$  (fig. 2.28). Fundações de diferentes tamanhos assentes sobre uma mesma areia (igual índice de vazios) apresentarão comportamentos distintos pois estarão em posições diferentes relativamente à linha de estado crítico (linha 1 na fig. 2.28). Quanto maior a dimensão, maiores as tensões médias  $e$ , portanto, mais próximo da linha de estado crítico.

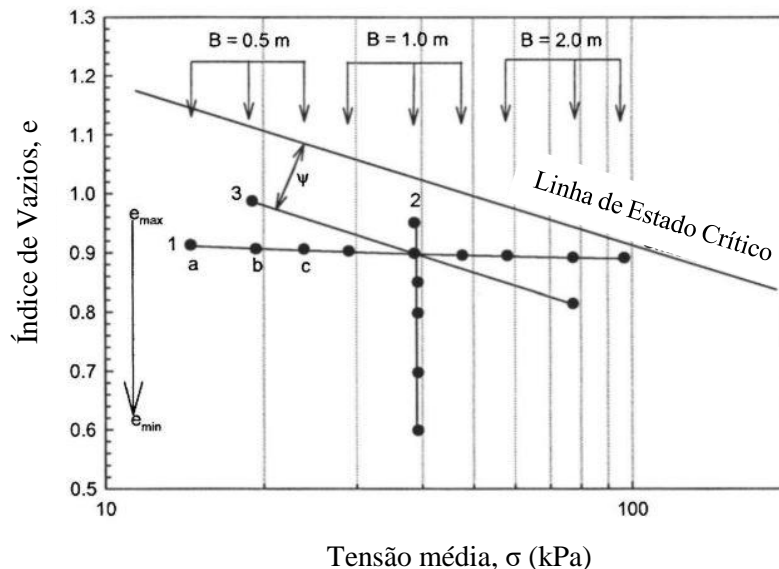


Figura 2.28:diagrama mostrando a posição relativa à linha de estado crítico de fundações de diferentes tamanhos (adaptado de FELLENIUS e ALTAEE, 1994 por CERATO e LUTENEGGER, 2007).

Portanto, para que o modelo represente adequadamente o comportamento do protótipo os ensaios devem ser realizados de forma a manter o mesmo parâmetro  $\Psi$ , ou seja, os ensaios em modelos reduzidos devem sempre ser realizados em uma areia mais fofa de forma a manter a mesma distância da linha de estado crítico  $\Psi$ . Este fato impõe restrições ao uso de modelos reduzidos uma vez que não é possível aumentar seu índice de vazio indefinidamente.



Através de LOUKIDIS e SALGADO (2011) se sabe que  $N\gamma$  aumenta com a redução da relação  $D/D_{50}$ . De acordo com GARNIER et al. (2007), a influência do tamanho da partícula com relação ao  $N\gamma$ , pode ser desprezível para relações  $D/D_{50} > 35$ .

Pelos motivos descritos, os resultados obtidos os ensaios em modelos reduzidos convencionais a 1g devem ser interpretados com cuidado, levando em consideração as limitações do modelo em cada caso. Como não é possível manter todas condições de semelhança não se podem extrapolar diretamente os resultados para o protótipo. Entretanto, conforme apontado por WOOD (2004), ensaios em escala reduzida a 1g são ferramentas muito úteis para compreensão do fenômeno estudado, identificação de mecanismo de ruptura, principalmente quando analisados em conjunto com modelos analíticos e análises numéricas.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido em três etapas:

- a) Caracterização física dos materiais
- b) Caracterização mecânica dos materiais
- c) Provas de carga em modelo reduzido

A tabela 3.1 apresenta o resumo dos ensaios que foram feitas em cada etapa.

Tabela 3.1: resumo de ensaios feitos em cada etapa

ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAIO
Caracterização Física dos Materiais	Solo Natural	Massa Específica Real dos Grãos
		Análise Granulométrica
		índice de Vazios Máximo
		índice de Vazios Mínimo
	Cimento	Massa Específica Real dos Grãos
		Análise Granulométrica
Caracterização Mecânica dos Materiais	Solo-Cimento Compactado	*Compressão Simples
		*Tração por Compressão Diametral
		*Compressão Simples com Medida de Deformações
		*Medida de Sucção Matricial
Provas de Carga em Modelos Reduzidos	Solo Natural	Prova de Carga
	Solo Reforçado	Prova de Carga

\*Resultados de ensaios obtidos de FOPPA (2016).

Nos itens subsequentes são descritos os materiais e métodos utilizados, justificativa para escolha dos mesmos, bem como referenciadas as normas técnicas pertinentes. Também se mostra o equipamento necessário para a execução dos testes de carga.

Na figura 3.1 se apresenta uma secção transversal e uma vista em planta esquemática da prova de carga em modelo reduzido de fundação, onde:

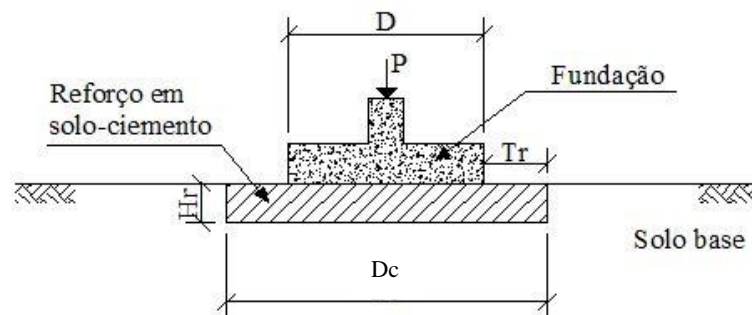
$D$ : diâmetro da fundação

$H_r$ : espessura da camada de reforço

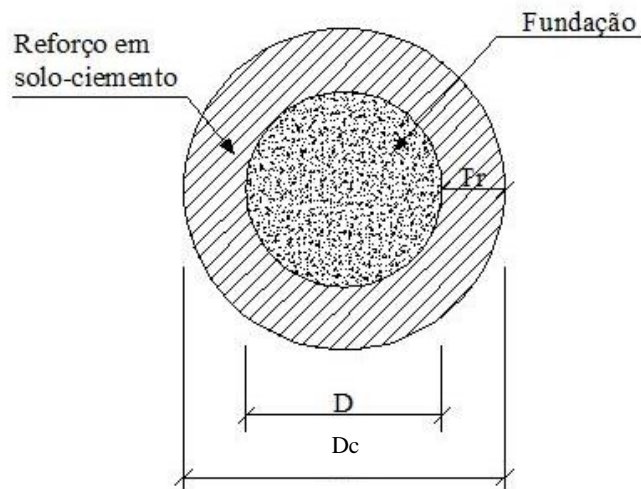
$T_r$ : distância horizontal entre a borda da fundação e a borda da camada de reforço

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

$P$ : carga aplicada.



(a)



(b)

Figura 3.1: esquema da prova de carga em modelo reduzido: (a) seção transversal; (b) vista em planta

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

A continuação se expor as variáveis investigadas nesta pesquisa:

- a) Largura adicional da camada de reforço expressa pela relação  $T_r/H_r$ : 0,25; 0,50; 0,75; 1,00; 1,50.
- b) Espessura da camada de reforço expressa pela relação  $H_r/D$ : 0,25; 0,50; 1,00 e 1,50.
- c) Resistência da camada de reforço expressa pelo fator vazios/cimento  $\eta/C_{iv}$ : 17; 26 e 40.

A resistência da camada de reforço foi caracterizada através do fator vazios/cimento ( $\eta/C_{iv}$ ). Os teores de cimento e porosidade foram escolhidos de forma a estar dentro dos limites usais utilizados em melhoramento de solos.

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

- a) Diâmetro da fundação:  $D = 8$  cm;
- b) Tipo e densidade relativa do solo de base: areia ( $D_r = 27\%$ );
- c) Condição do solo: seca ao ar;
- d) Tempo de cura da camada de solo-cimento: 7 dias.

O programa de provas de carga em modelo reduzido pode ser visualizado na tabela 3.2. As combinações de geometria estabelecidas resultam num total de 13 formas diferentes para as camadas de reforço. Adicionalmente, como foi feito em FOPPA (2016), para o caso  $H_r/D = 0,50$ , será avaliado o efeito da resistência do solo-cimento, totalizando 23 provas de carga. Como se pode observar na tabela 3.2, para as relações de  $H_r/D = 1,00$  e  $1,50$  algumas relações de  $T_r/H_r$  não serão feitas, haja vista que segundo cálculos de distribuição de tensões, para essas dimensões da camada de reforço, seu bulbo de tensões atingiria as bordas do tanque, produzindo assim um efeito de enrijecimento no solo o qual levaria a um erro na estimativa da capacidade de carga do solo. Na tabela 3.3 são apresentadas as dimensões das camadas de reforço para cada prova de carga, denominadas E-1 a E-13.

Tabela 3.2: programa de provas de carga em modelo reduzido

$H_r/D$	$\eta/C_{iv}$	$T_r/H_r$
0,25	17	0,50
		1,00
		1,50
0,50	17	0,25
		0,50
		0,75
		1,00
		1,50
	26	0,25
		0,50
		0,75
		1,00
		1,50
	40	0,25
		0,50
		0,75
		1,00
		1,50
1,00	17	0,25
		0,50
		1,00
1,50	17	0,25
		0,50

Como mencionado anteriormente, no item 2.3 da revisão bibliográfica, em função das condições de similaridade, não é possível fazer uma extrapolação direta de provas de carga em modelos reduzidos testados a 1g. Neste trabalho, os resultados serão utilizados para a compreensão do fenômeno, identificação dos modos de ruptura, identificação das variáveis mais importantes e como base para realização das análises numéricas.

Tabela 3.3: dimensões das camadas de reforço

Nº	H <sub>r</sub> /D	T <sub>r</sub> /H <sub>r</sub>	H <sub>r</sub> (cm)	D <sub>c</sub> (cm)	T <sub>r</sub> (cm)
E-1	0,25	0,50	2,00	10,00	1,00
E-2		1,00		12,00	2,00
E-3		1,50		14,00	3,00
E-4	0,50	0,25	4,00	10,00	1,00
E-5		0,50		12,00	2,00
E-6		0,75		14,00	3,00
E-7		1,00		16,00	4,00
E-8		1,50		20,00	6,00
E-9	1,00	0,25	8,00	12,00	2,00
E-10		0,50		16,00	4,00
E-11		0,75		20,00	6,00
E-12	1,50	0,25	12,00	14,00	3,00
E-13		0,50		20,00	6,00

### 3.1 MATERIAIS

#### 3.1.1 Solo

Frequentemente o tipo de solo que apresenta baixa capacidade de suporte são os solos argilosos. Apesar disso para esta pesquisa foi escolhido como solo de base um solo arenoso, tendo em conta que as propriedades do solo de base sejam as mais homogêneas e reprodutíveis possíveis, para que as variáveis investigadas não sejam influenciadas por uma eventual diferença de característica de solo de base. Além disso, a grande quantidade de prova de cargas previstas no programa experimental impunha a necessidade um material de fácil manuseio para moldagem.

A areia escolhida para trabalhar nesta pesquisa foi uma areia fina uniforme quartzosa isenta de metéria orgânica, o qual provém do município de Osorio, no Rio Grande do Sul (fig. 3.2). Esta areia tem sido utilizada em diversas pesquisas realizadas no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil na área de Geotecnia da UFRGS, o que contribui para o conhecimento de suas propriedades físicas, químicas e do seu comportamento mecânico.

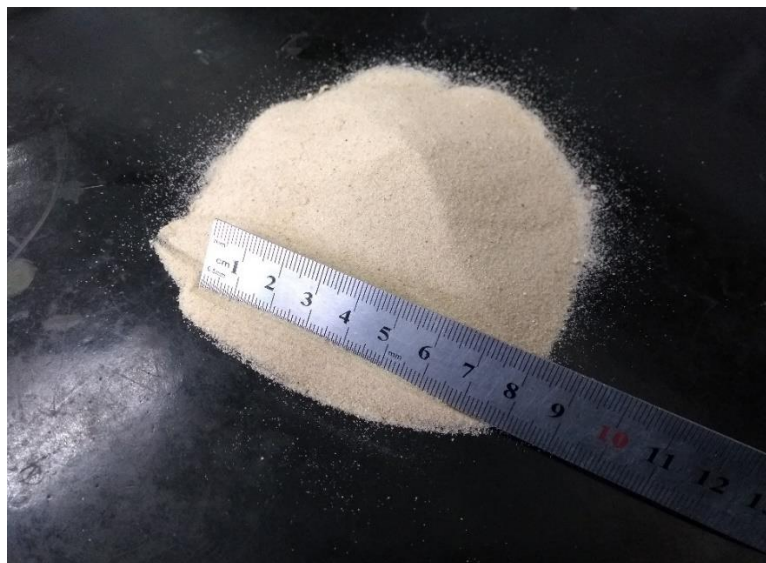


Figura 3.2: areia utilizada para a pesquisa – areia de Osório, RS

A caracterização das amostras foram feitas para comprovar se o material utilizado nesta pesquisa eram as mesmas que as utilizadas por FOPPA (2016). De fato, os resultados foram as mesmas.

A caracterização física das amostras é mostrada na tabela 3.4 e a curva granulométrica é apresentada na figura 3.3.

Tabela 3.4: propriedades físicas da areia de Osório (FOPPA, 2016)

PROPIEDADES	VALORES
Densidade Real dos Grãos (G)	2,61
% Pedregulho ( $d > 2$ mm)	0,0%
% de Areia Grossa ( $0,6 < d < 2$ mm)	0,0%
% de Areia Media ( $0,2 < d < 0,6$ mm)	52,0%
% de Areia Fina ( $0,06 < d < 0,2$ mm)	43,4%
% de Siltes ( $0,002 < d < 0,06$ mm)	3,5%
% de Argila ( $d < 0,002$ mm)	1,1%
Diâmetro Efetivo ( $D_{10}$ ) mm	0,11
Diâmetro ( $D_{30}$ ) mm	0,16
Diâmetro ( $D_{50}$ ) mm	0,21
Diâmetro ( $D_{60}$ ) mm	0,23
Coefficiente de Uniformidade ( $C_u$ )	2,13
Coefficiente de Curvatura ( $C_c$ )	1,04
Índice de Vazios Mínimo, ( $e_{\min}$ )	0,54
Índice de Vazios Máximo, ( $e_{\max}$ )	0,81

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

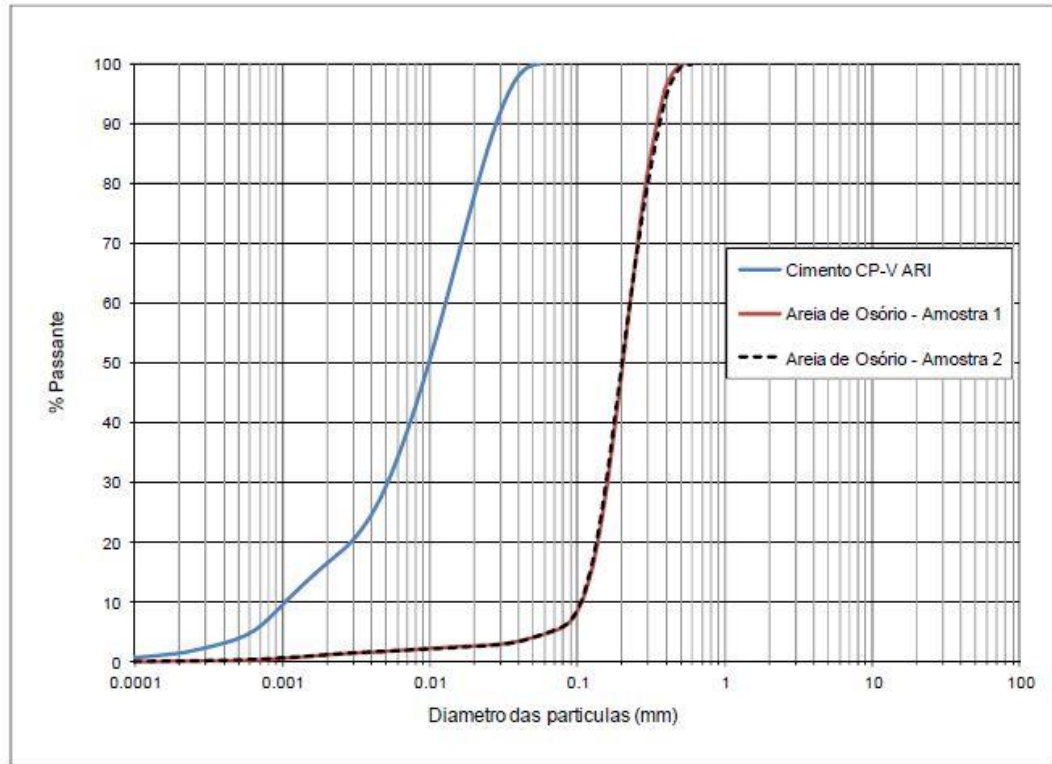


Figura 3.3: Curva granulométrica da areia e o cimento. (FOPPA, 2016)

Segundo GARNIER et al. (2007) citado no item 2.3 recomendaram que para estudos em modelos reduzidos de fundações superficiais  $D/D_{50} > 35$  para que os efeitos do tamanho das partículas podam ser consideradas desprezíveis. Para este trabalho, o modelo reduzido possui um diâmetro  $D = 80$  mm e, por tanto,  $D/D_{50} = 80/0,21 = 381$ , bem acima do mínimo recomendado.

### 3.1.2 Cimento

O material cimentante utilizado foi cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). Este material foi escolhido devido ao seu acelerado ganho de resistência, atingindo aos 7 dias de cura cerca de 80% da resistência obtida aos 28 dias, como ilustrado pela figura 3.4. Essa característica permite que o tempo de cura adotado para a execução dos ensaios compressivos e de modelo reduzido seja de 7 dias. Além disso, o avançado estágio de hidratação atingido



nesta idade tende a gerar uma menor dispersão dos resultados. Sua curva granulométrica está apresentada na figura 3.3. A massa específica real dos grãos da amostra utilizada é 3,05.

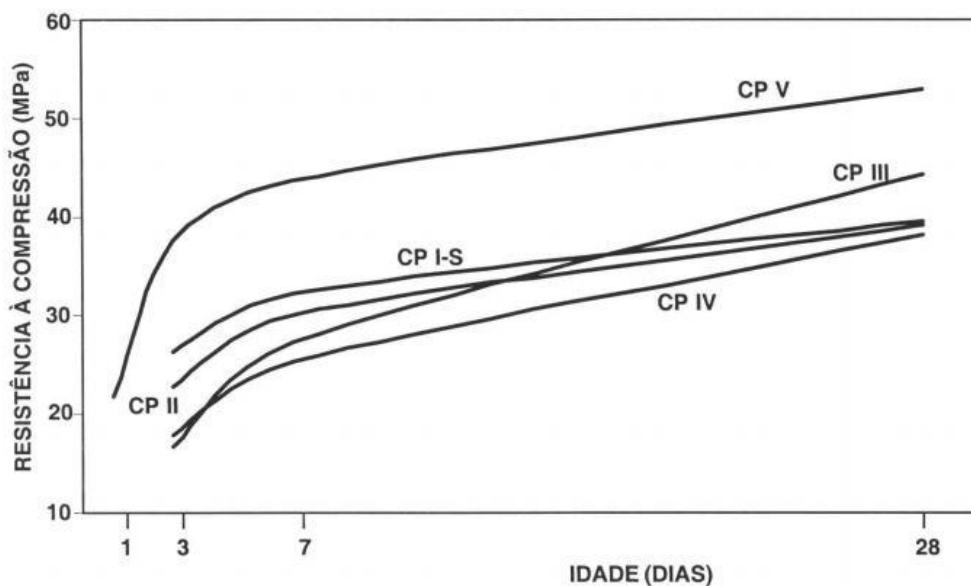


Figura 3.4: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento (ABCP, 2002)

### 3.1.3 Água

Para a moldagem dos corpos de prova e para os ensaios de caracterização foi utilizada água destilada.

## 3.2 MÉTODOS

### 3.2.1 Coleta e Preparação de Amostras

A amostra de solo utilizada neste trabalho se obteve de um local que possuía a areia de Osório em estoque suficiente para a realização de toda a pesquisa. Uma quantidade aproximadamente de 500 kg foi necessária para a realização do trabalho. O material foi armazenado em toneis plásticos adequadamente vedados. A quantidade foi estabelecida prevendo a reutilização da amostra no tanque de solos.

A preparação das amostras de solo para a moldagem dos corpos de prova e para as provas de carga, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457.

O cimento utilizado foi adquirido em sacos de 25 kg e foi armazenado em recipientes de vidro e adequadamente vedados para evitar sua hidratação prematura em função da umidade do ar.

### 3.2.2 Ensaio de Caracterização Física

Os ensaios de granulometria foram realizados com um equipamento que utiliza a difração de um feixe de laser passando através de uma amostra e uma câmera fotográfica para medição do tamanho das partículas (CILAS 1180 – Particle Size Analyser), com capacidade de detecção entre 0,00004 mm a 2,5 mm.

A determinação dos índices de vazios máximo e mínimo foi realizada seguindo a metodologia prescrita nas normas NBR 12004 e NBR 12051, respectivamente.

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

Os ensaios de massa específica real dos grãos da amostra de cimento seguiram as recomendações da NBR NM 23/2001.

### 3.2.3 Ensaio de Caracterização Mecânica

Para este trabalho serão utilizados os resultados obtidos por FOPPA (2016), visto que os materiais e as dosagens utilizadas no solo-cimento são as mesmas para o presente trabalho.

Deste modo, nos itens subsequentes só se darão os conceitos fundamentais e as normas pelo qual são regidos os ensaios utilizados para a caracterização mecânica.

#### 3.2.3.1 Ensaio de Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Os ensaios de compressão simples feitos por FOPPA (2016) seguiram os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025. Para estes ensaios foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 30 tf e anel dinamométrico com capacidade de 1 tf e resolução de 0,5

kgf. Os ensaios foram realizados com velocidade de deformação constante de 1,14 mm/minuto (Fig. 3.5).

Os ensaios de tração por compressão diametral feitos por FOPPA (2016) seguiram os procedimentos gerais descritos pela NBR 7222. Os equipamento e procedimentos de execução são similares ao utilizados para o ensaio à compressão simples, a principal diferença está no posicionamento do corpo de prova, que deve ser disposto horizontalmente para aplicação da carga (Fig. 3.6).

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

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

Onde:

$q_t$ : resistência a tração

P: carga de ruptura média

D: diâmetro do corpo de prova

H: altura do corpo de prova



Figura 3.5: ensaio de compressão simples (FOPPA, 2016).

O tempo de cura adotado foi de 7 dias para ambos os testes. Foram realizados ensaios com e sem imersão prévia da amostra por 24 horas antes da realização.

Para os ensaios com imersão, os corpos de prova, após serem curados por 6 dias, foram submersos em um tanque com água por um período de 24 horas, visando aproximar a condição de saturação.

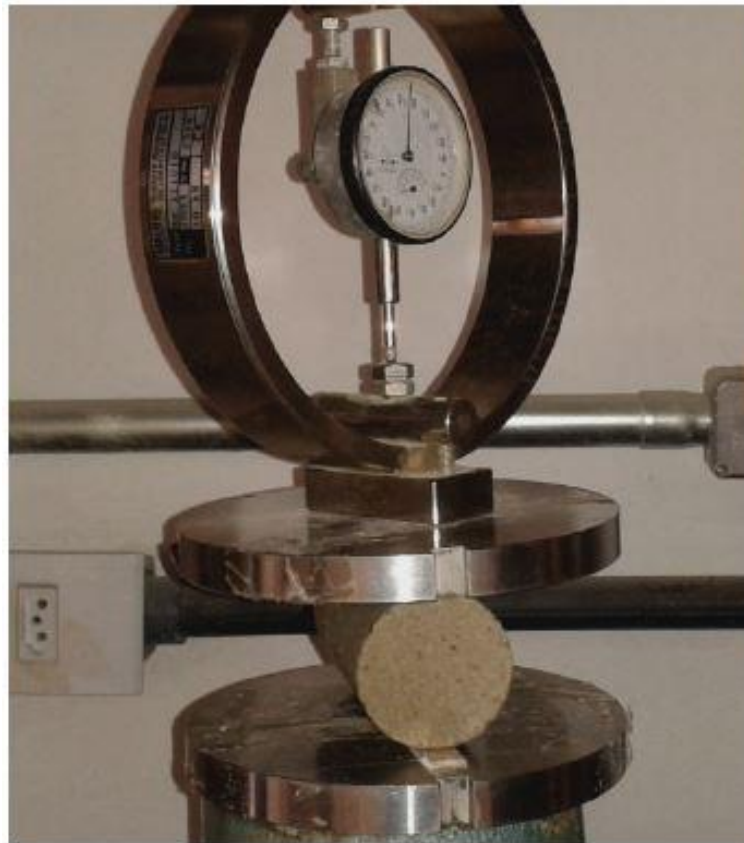


Figura 3.6: ensaio de compressão diametral (FOPPA, 2016)

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

Com o objetivo de obter parâmetros de deformabilidade das amostras de solo-cimento, foram utilizados os ensaios realizados por FOPPA (2016) de compressão simples com medidas de deformação utilizando sensores de efeito Hall. Os sensores foram colados diretamente no corpo de prova e os deslocamentos e carga monitoradas via sistema de aquisição de dados (fig. 3.7).

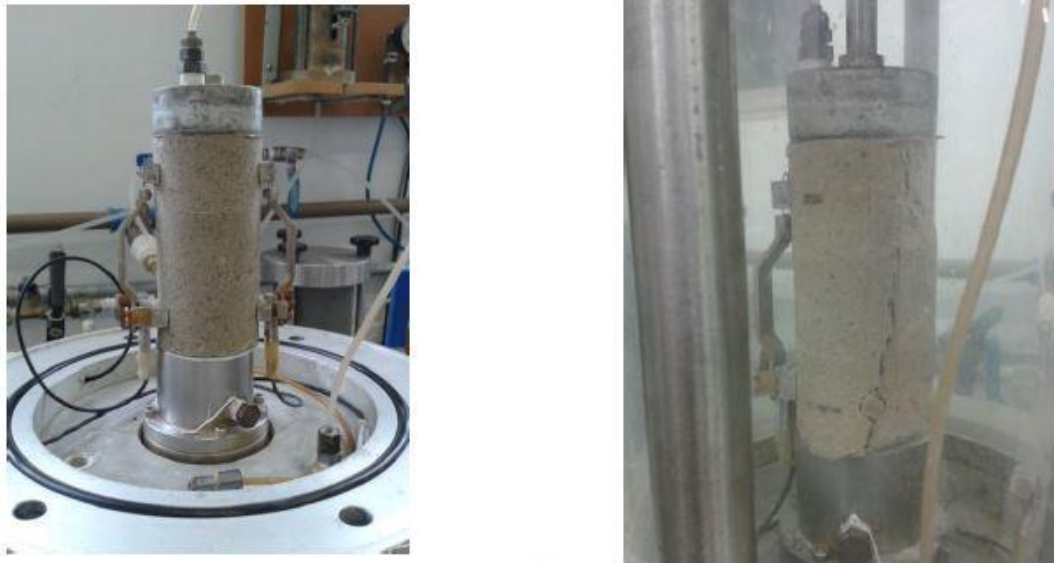


Figura 3.7: ensaio de compressão simples com medida de deformação axial (FOPPA, 2016)

### 3.2.3.3 Medidas de Sucção Matricial

A técnica utilizada para medição da sucção matricial utilizada por FOPPA (2016) foi a técnica do papel filtro. O método baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso, com deficiência de umidade, é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor. O papel passa a absorver uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do papel filtro (curva de calibração) pode-se obter a sucção do solo a partir da curva de calibração (MARINHO, 1995).

### 3.2.4 Testes de Carga em Modelo Reduzido

#### 3.2.4.1 Equipamentos para testes de carga em modelo reduzido

Para a execução das provas de carga em modelo reduzido, foi necessário de um equipamento específico para esta finalidade. O equipamento é composto por uma estrutura metálica de suporte e reação, tanque de solos, um sistema para aplicação de carga e medição de deslocamentos e um sistema de aquisição de dados (Fig. 3.8). Para este trabalho o tanque utilizado na pesquisa foi projetado e construído, os demais componentes do equipamento foram os mesmos utilizados por FOPPA (2016).

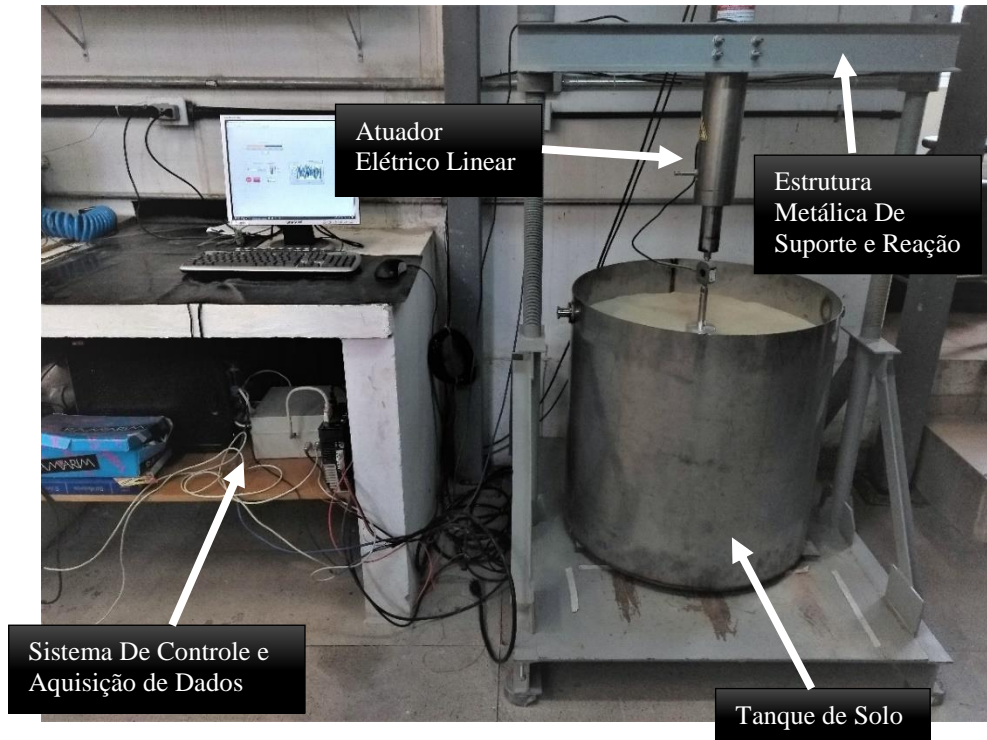


Figura 3.8: visão geral do equipamento para prova de carga em modelos reduzidos

A estrutura metálica possui uma rigidez suficiente para a execução de ensaios com até 1000 kgf de reação vertical. A base possui amortecedores tipo “Vibra-Stop” para nivelamento e minimizar influência de outras atividades no laboratório que por ventura provocassem vibrações no piso (Fig. 3.9).



Figura 3.9: dispositivo para nivelamento e redução de vibração (Vibra-Stop) (FOPPA, 2016).

O Sistema de aplicação de carga consiste de um atuador elétrico linear com capacidade de aplicação de 1000 kgf. O atuador conta com um servo motor controlado para aplicação de carga a velocidade constante. Os detalhes do atuador podem ser vistos no trabalho de FOPPA (2016). A carga é aplicada no centro do modelo reduzido através de um pino com contato rotulado de forma a permitir a livre rotação do modelo e evitar a transmissão de esforços transversais para a célula de carga.

O modelo reduzido da sapata circular (Fig. 3.10) foi produzido em alumínio com 8 cm de diâmetro (D) e 5 cm de espessura, de forma a se obter um elemento rígido conforme as prescrições de HETENYI (1946) (deformação máxima de 0,08 mm para carga vertical centrada de 1000 kgf). Para simular a rugosidade da base, foi colada sob o modelo uma lixa de granulometria média (N° 100).

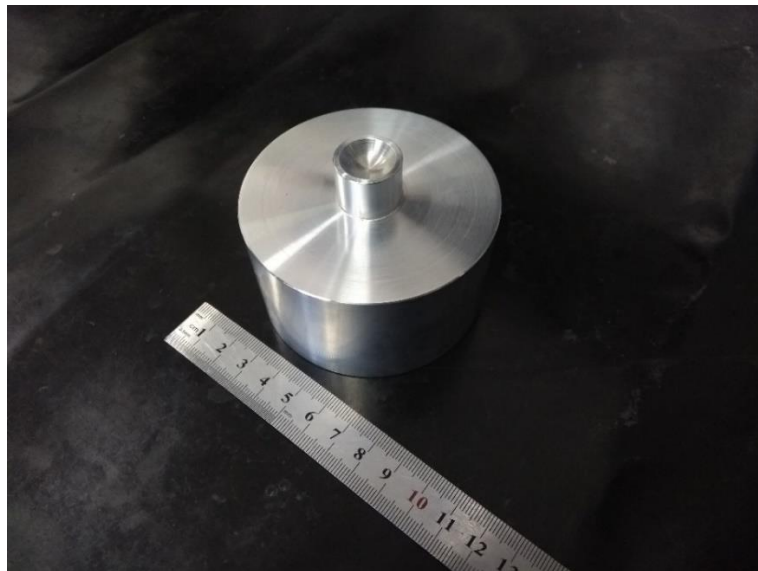


Figura 3.10: modelo reduzido de uma sapata circular.

O sistema de medição de deslocamento é composto por dois transdutores de deslocamento linear (LVDT) de 50 mm de curso total com resolução de 0,01 mm, fixados na estrutura do tanque através de um suporte ajustável. As aquisições de dados, bem como o controle do atuador, foram feitas através de uma placa microprocessada modelo PCI DAS 10608/16 (que possui dezesseis canais analógicos de entrada e duas saídas analógicas para controle) e rotina desenvolvida em LabView no LEGG/UFRGS pelos Srs. Sérgio Marques e Jorge H. Galvez. O esquema de ligação do sistema de aquisição de dados está apresentado no trabalho de FOPPA (2016).



O tanque projetado tem uma geometria circular em planta e foi construído de aço inox, buscando-se assim uma estrutura de paredes rígidas e baixo atrito, com o qual não se produziria influência nos resultados da pesquisa. Considerando os níveis de tensões com o qual se trabalharia nesta pesquisa e com a ajuda dos conceitos de resistência de materiais, se chegou a que uma espessura de 2 mm nas paredes do tanque seria mais que suficiente para produzir uma estrutura rígida.

Em relação as dimensões do tanque, como primeiro ponto levado em consideração foram as restrições de espaço que possui a estrutura metálica do equipamento, o qual tem uma largura de 90 cm (Fig.3.11). Com relação à altura, não se teve restrição nenhuma. Então, em relação as considerações feitas acima se fixaram as seguintes dimensões do tanque de solos (relativas à base do modelo reduzido  $D = 8$  cm):

Profundidade =  $8,75D$  (70 cm);

Diâmetro =  $8,75D$  (70 cm).



Figura 3.11: restrição de 90 cm imposta pela estrutura em relação ao diâmetro do tanque

Além da questão citada acima, as dimensões do tanque têm que ser tal de não produzir influência das bordas nos resultados da capacidade de carga. Com relação a isso, foi feito um

retroanálise, para obter um diâmetro da sapata que for capaz de ser carregada e sua capacidade de carga não ser influenciada por as bordas do tanque.

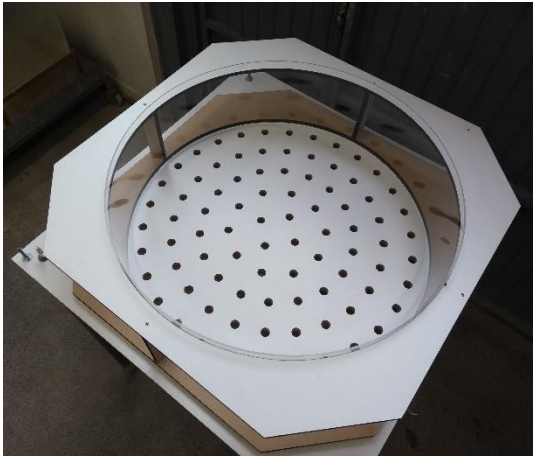
#### 3.2.4.2 Enchimento do Tanque de Solos

Para o enchimento do tanque de solos foi utilizada a técnica da pluviação ao ar, que consiste em verter areia seca através de uma abertura, a uma determinada altura, para obtenção de uma amostra homogênea em termos de densidade relativa. Esta técnica tem sido utilizada quando se necessita homogeneidade e repetibilidade em amostras de solos arenosos (OLIVEIRA FILHO, 1987). Este método foi utilizado por GARCIA (1998) e FOPPA (2016) com a areia de Osório para ensaios em modelos reduzidos e apresentou bons resultados.

Vários fatores influenciam a densidade relativa obtida pelo processo de pluviação. Segundo OLIVEIRA FILHO (1987), os principais fatores são o diâmetro da abertura que regula a vazão de areia e a altura de queda, sendo o primeiro mais importante. Quanto maior o diâmetro da abertura e menor a altura de queda, menor será densidade relativa obtida. Outro aspecto importante a ser considerado nesta técnica diz respeito ao movimento do ar no interior do tanque enquanto este é preenchido pela areia.

Levando em consideração o pluviador desenvolvido pelo FOPPA, (2016), se construiu uma estrutura que contém na parte superior um reservatório circular para areia. A base do reservatório foi confeccionada em mdf, o qual foi perfurada, formando uma malha com distribuição circular, de furos de 19 mm de diâmetro (Fig. 3.12a). Sob o fundo do reservatório havia uma placa deslizante que permitia a queda livre das partículas através dos furos. Os detalhes do pluviador constam no Apêndice A. Na face inferior da base do reservatório foi colocado uma malha de 2,6 mm de abertura para melhorar a dispersão do solo na queda (Fig. 3.12b). No Anexo A se mostra um esquema com as medidas do pluviador.

Após uma série de testes foi obtido uma densidade relativa do 27% com boa homogeneidade e repetitividade. Para isso foi necessário colocar uma malha na parte superior do reservatório (Fig. 3.13), o qual produzia uma melhor distribuição da areia no reservatório.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.12: (a) reservatório circular; (b) malha colocada na face inferior da base do reservatório; (c) visão geral do pluviador



Figura 3.13:malha na parte superior do reservatório para uma melhor distribuição da areia

Para a pluviação, a estrutura era situada centralizadamente com o tanque. Após o enchimento do reservatório com areia, a placa inferior era retirada rapidamente permitindo a queda livre das partículas de areia dentro do tanque (Fig. 3.14).

O enchimento do tanque era realizado em três camadas com altura de 18 cm cada. Após a pluviação de cada camada, era feito um nivelamento da superfície através da raspagem de aproximadamente 1 cm do topo da amostra com uma ferramenta construída para este fim (Fig. 3.15).



Figura 3.14:enchimento do tanque: (a) posicionamento do pluviador acima do tanque; (b) pluviação da areia

Para a segunda camada, o pluviador foi mantido na mesma altura que da primeira camada, já para a terceira camada, após vários testes, decidiu-se elevar a altura do pluviador em 8 cm com ajuda de tacos em cada perna, conseguindo-se assim a densidade relativa desejada.

A aferição da densidade relativa foi realizada primeiramente com as mesmas capsulas utilizadas por FOPPA para sua pesquisa. Devido ao peso leve delas e ao grande volume da areia na pluviação, no momento da queda da areia dentro do tanque se observou que se produzia um movimento das capsulas, dando como resultados erros nas medidas da densidade relativa. Para resolver este problema se escolheu como elemento de aferição os moldes Proctor Standard (Fig. 3.16), dando com resultados em termos de homogeneidade na medição.

A tabela 3.5 apresenta o resultado de três medições. Nota-se que se obteve uma densidade média do 27% com coeficiente de variação do 8%

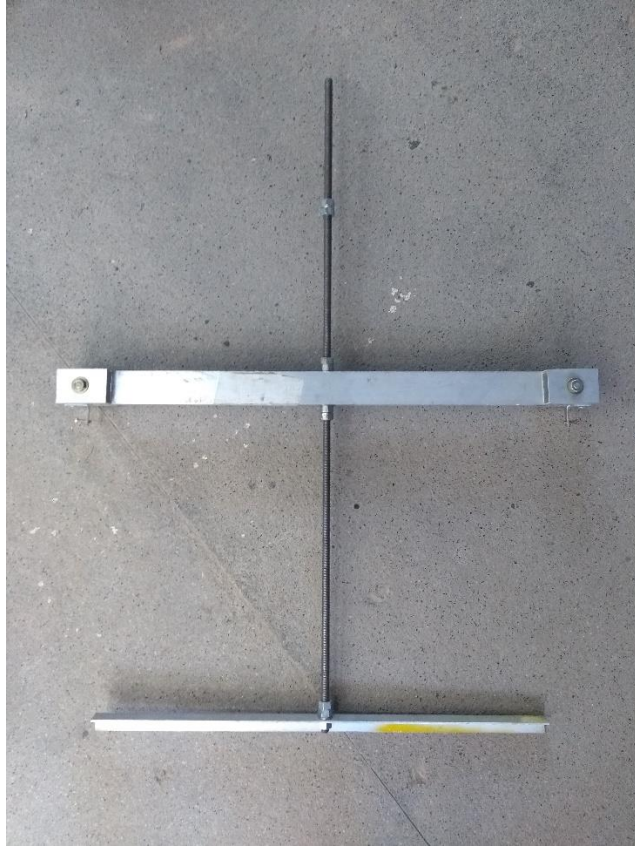


Figura 3.15: raspador para nivelamento da areia



Figura 3.16: aferição da densidade relativa no tanque de solo

A partir dos resultados das provas de carga em solo sem reforço realizados subsequentemente (ver item 4.1), o processo de enchimento do tanque de solos foi considerado satisfatório em relação à reprodutibilidade da amostra.

Tabela 3.5: densidades relativas obtidas no tanque de solos

Teste N°	Camada	Altura de Queda (cm)	N° Proctor	γ <sub>d</sub> (g/cm³)	e	Dr (%)	Valores Médios por Camada			Coef. De Variação (%) por Camada		
							γ <sub>d</sub> (g/cm³)	e	Dr (%)	γ <sub>d</sub> (g/cm³)	e	Dr (%)
1	1	100	1	1,50	0,74	26%	1,50	0,74	28%	0%	1%	8%
			2	1,50	0,74	27%						
			3	1,51	0,73	30%						
	2	100	1	1,50	0,74	27%	1,50	0,73	28%	0%	1%	8%
			2	1,50	0,74	27%						
			3	1,51	0,73	30%						
	3	108,5	1	1,50	0,74	26%	1,50	0,74	26%	0%	1%	7%
			2	1,50	0,74	25%						
			3	1,51	0,73	28%						
2	1	100	1	1,50	0,74	26%	1,50	0,74	27%	0%	1%	7%
			2	1,50	0,74	27%						
			3	1,51	0,73	30%						
	2	100	1	1,50	0,74	26%	1,50	0,74	28%	0%	1%	9%
			2	1,50	0,74	27%						
			3	1,51	0,73	30%						
	3	108,5	1	1,49	0,75	22%	1,50	0,74	25%	0%	1%	11%
			2	1,50	0,74	27%						
			3	1,50	0,74	26%						
3	1	100	1	1,50	0,74	26%	1,50	0,73	28%	0%	1%	8%
			2	1,50	0,74	27%						
			3	1,51	0,73	30%						
	2	100	1	1,50	0,74	26%	1,50	0,74	27%	0%	0%	4%
			2	1,50	0,74	27%						
			3	1,50	0,73	28%						
	3	108,5	1	1,49	0,75	24%	1,50	0,74	26%	0%	1%	9%
			2	1,50	0,74	27%						
			3	1,51	0,73	29%						
<i>Média Geral</i>				1,50	0,74	27%						
<i>Coef. De Variação Geral (%)</i>				0%	1%	8%						

Adicionalmente foram realizados sobre o tanque enchido totalmente de areia ensaios de minicone (MCPT), para conferir se o perfil da amostra dentro do tanque tinha um comportamento constante com respeito à profundidade da amostra (fig. 3.17).



Figura 3.17: ensaio de MCPT

Na figura 3.18 se apresenta um esquema da localização dos ensaios MCPT realizados no tanque de solos. Em total foram realizados 4 ensaios.

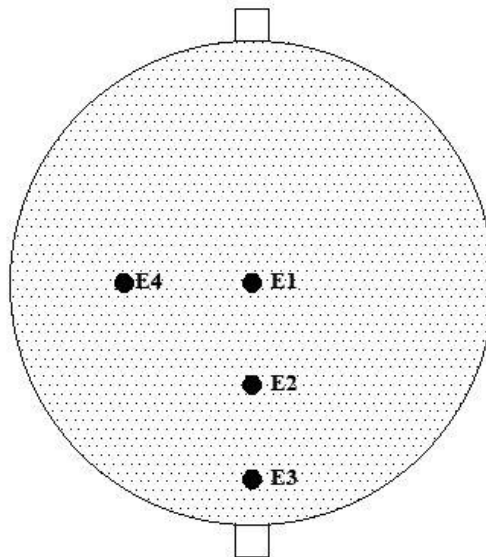


Figura 3.18: localização dos ensaios MCPT realizados no tanque de solos



A figura 3.19 mostra o resultado do ensaio E1 realizado no centro do tanque de solos. Os demais resultados são apresentados no Apêndice B.

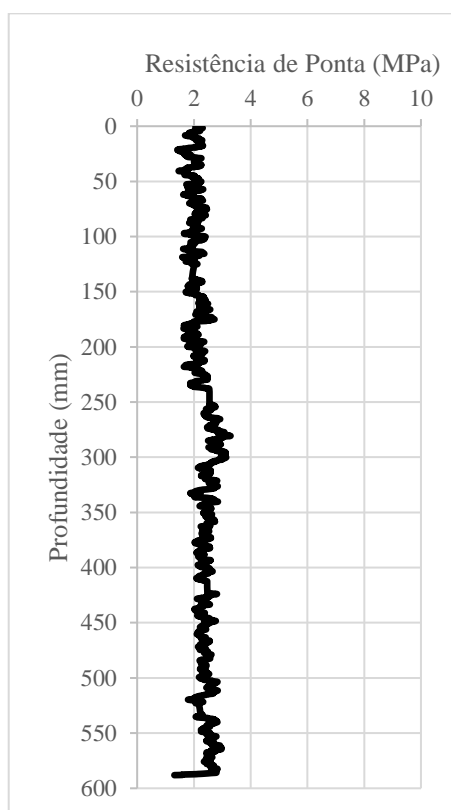


Figura 3.19: resultado de ensaio MCPT (E1)

Verifica-se na figura uma constância da resistência de ponta com a profundidade, deixando evidente o bom desempenho do método de pluviação no enchimento do tanque de solos. Os demais resultados apresentados no Apêndice B, apresentam o mesmo comportamento. Cabe ressaltar que os resultados mostrados no Apêndice B apresentam uma resistência de ponta maior que o mostrado na figura 3.19, isto possivelmente é devido a que os quatro ensaios de MCPT foram feitos na mesma amostra de solo, tendo assim uma influência do ensaio feito primeiro para os seguintes.

#### 3.2.4.3 Moldagem da Camada de Reforço em Solo-Cimento

Para não haver perturbação do solo de base que se encontra em estado fofo, as camadas de reforço em solo-cimento foram moldadas externamente ao tanque em moldes de madeira (fig. 3.20).



Figura 3.20: molde de madeira para moldagem da camada de reforço

As moldagens dos reforços seguiam basicamente os mesmos procedimentos utilizados na moldagem de corpos de prova utilizados para ensaios de compressão simples, diferindo apenas na forma de compactação.

Após a mistura dos materiais, a amostra era compactada manualmente em camadas de no máximo 40 mm de espessura, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e massa específica aparente seca, tomando-se de escarificar os topos acabados para aumentar a integração entre as camadas superpostas. Concluído o processo de moldagem, o corpo de prova era imediatamente acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade.

Após a cura de 7 dias, os corpos de prova eram desmoldados e seu peso medido. A figura 3.21 mostra o aspecto de uma camada de reforço logo após a desmoldagem.

Como a camada superior de solo-cimento, no teor de umidade de moldagem ( $w = 10\%$ ), encontram-se na condição não-saturada, um determinado nível de sucção estará presente. Tendo em vista este aspecto, serão tidos em conta os resultados de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral com e sem a realização da imersão realizados por FOPPA, (2016).

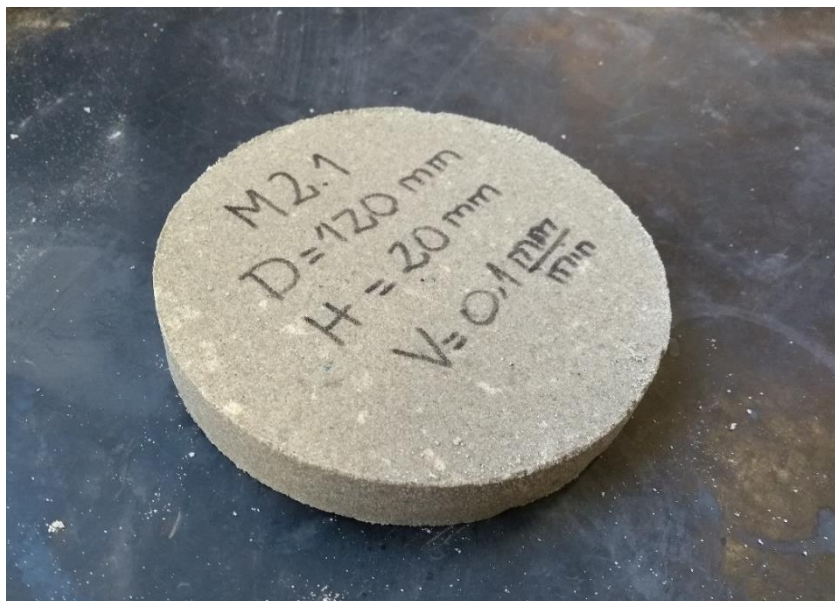


Figura 3.21: camada de reforço em solo-cimento

#### 3.2.4.4 Realização da prova de carga em modelo reduzido

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

1. Colocação do pluviador sobre o tanque de solos;
2. Enchimento do tanque de solos por pluviação da areia em 3 camadas até atingir a altura total de 55 cm;
3. Nivelamento da superfície de areia;
4. Posicionamento da camada de reforço no interior do tanque (Fig. 3.22);
5. Complemento com areia nas laterais da camada de reforço até o nível atingisse o topo da camada de reforço. O valor médio do peso específico aparente seco desta camada era de  $14 \text{ kN/m}^3$ ;
6. Colocação do modelo reduzido de fundação superficial circular no centro do tanque sobre a areia de base ou sobre o reforço;
7. Colocação dos sensores de deslocamento e do pistão de carga (Fig.3.23);
8. Aplicação do deslocamento a velocidade constante de  $0,1 \text{ mm/min}$  até atingir 15 mm de deslocamento total;
9. Registro fotográfico do padrão de fissuração da camada de reforço quando aplicável.



Figura 3.22: posicionamento da camada de reforço no interior do tanque



Figura 3.23: prova de carga pronta para o início do ensaio

## 4 PROVAS DE CARGA EM MODELO REDUZIDO

Nos itens subsequentes são apresentados os resultados das provas de carga em modelo reduzido de uma fundação superficial circular sobre uma camada de reforço em solo-cimento.

Para a definição da capacidade de carga foi utilizado o critério de VESIC (1963) onde a capacidade de carga se define como o ponto da curva tensão *versus* recalque a partir do qual a inclinação se iguala a zero ou a um valor mínimo constante.

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

### 4.1 SOLO SEM REFORÇO

No início, foram realizados testes diretamente sobre o solo de base para verificar a repetibilidade dos resultados e estabelecer a velocidade de carregamento com a qual serão realizados os ensaios subsequentes. A figura 4.1 e a tabela 4.1 apresentam os resultados destes testes iniciais em areia natural seca.

Analisando os resultados obtidos dos ensaios realizados, pode-se observar uma boa aderência entre as curvas tensão *versus* recalque e as capacidades de carga, conclui-se que há uma boa repetibilidade dos resultados.

Com relação ao efeito da velocidade de carregamento não foi observado uma tendência clara, dado que não se percebeu um aumento ou diminuição da capacidade de carga com a variação da velocidade de carregamento entre 0,10 e 0,15 mm/min.

Partindo desses resultados e tendo em consideração o trabalho realizado por FOPPA, (2016), estabeleceu-se a velocidade de carga em 0,10 mm/min.

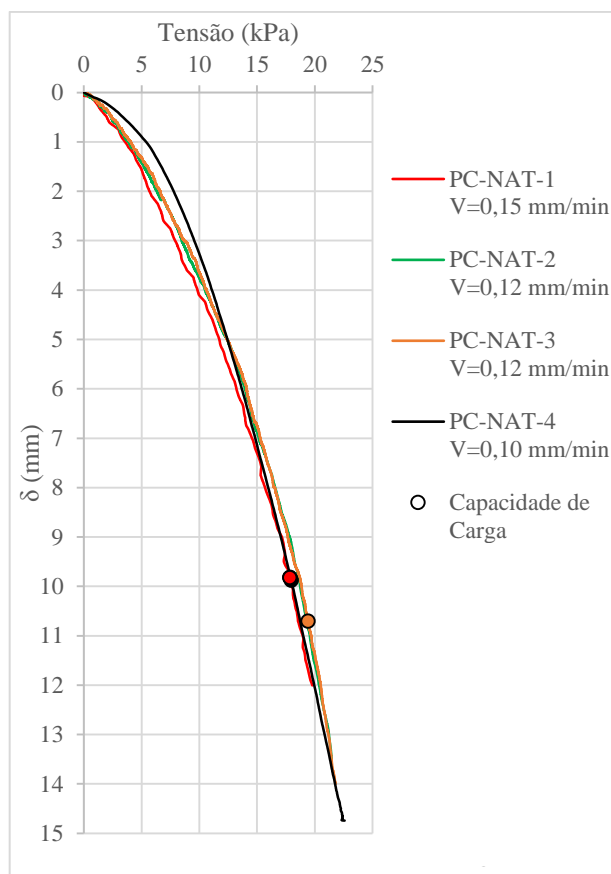


Figura 4.1: provas de carga em solo natural seco sem reforço

Tabela 4.1: capacidades de carga para areia seca sem reforço  
 $D_r = 27\%$  (critério de VESIC, 1963)

ENSAIO	TIPO	$Q_u$ (kPa)	VELOCIDADE DE CARREGAMENTO (mm/min)	$\delta$ (mm)	$\delta/D$ (%)
PC-NAT-1	seco	17,9	0,15	9,8	12,3
PC-NAT-2	seco	19,2	0,12	10,5	13,2
PC-NAT-3	seco	19,4	0,12	10,7	13,3
PC-NAT-4	seco	18,0	0,10	9,9	12,4

A figura 4.2 expõe o comportamento do ensaio PC-NAT-4. Verifica-se que, à medida que o carregamento é aplicado, a fundação simplesmente penetra verticalmente no sol. Visualmente não se observou a formação de superfícies de ruptura, levantamento da superfície do solo junto às bordas ou rotação da fundação.

Nas curvas tensão *versus* recalque, verifica-se que há um aumento contínuo da tensão com o aumento dos recalques. Com base nisto e nas fotografias mostradas na figura 4.2, pode-se concluir que o tipo de ruptura apresentado foi puncionamento, conforme previsto por VESIC (1963) para areias no estado fofo.



$\delta = 1,1 \text{ mm (1,4\% D)}$



$\delta = 5,9 \text{ mm (7,4\% D)}$

Figura 4.2: provas de carga em solo natural seco sem reforço

A figura 4.3 apresenta o ensaio que será tomado como referência para o solo natural seco sem reforço nas análises subsequentes. Deste modo, a capacidade de carga do modelo

reduzido de fundação circular com  $D = 8$  cm, sob carregamento vertical centrado, assente na superfície da areia com densidade relativa de 27%, será tomada igual a  $Q_u = 18$  kPa.

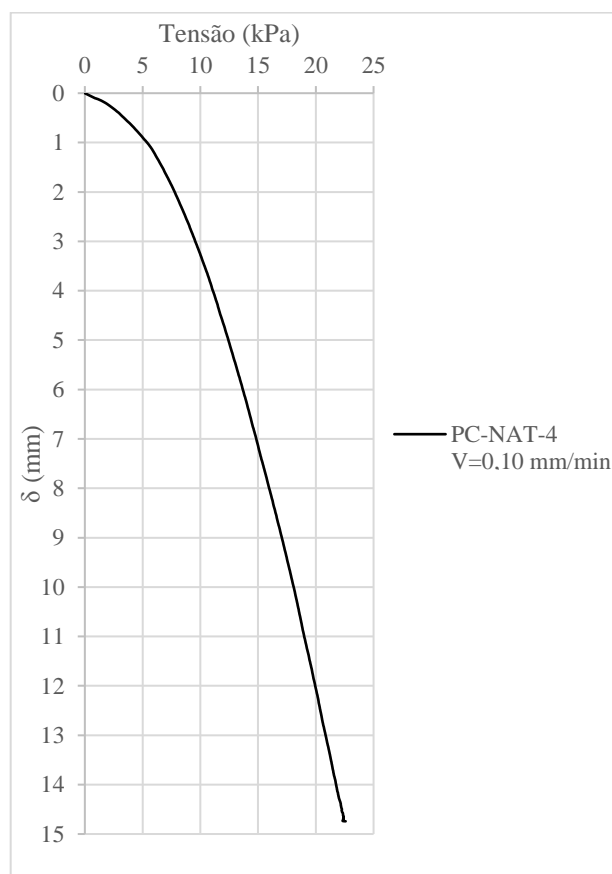


Figura 4.3: prova de carga em solo natural seco sem reforço – curva base

## 4.2 SOLO COM REFORÇO

Os resultados obtidos de provas carga em solo reforçado ( $\eta/C_{iv} = 17$ ) são apresentados nas figuras 4.4 a 4.7. Em cada figura, os ensaios foram agrupados em função da espessura da camada de reforço ( $H_r/D$ ), variando a largura ( $T_r/H_r$ ). O valor da tensão indicado foi calculado com base na área da fundação ( $\pi \cdot D^2/4$ ).

Verifica-se que a adição da camada de reforço causa um aumento na resistência em relação ao solo natural.



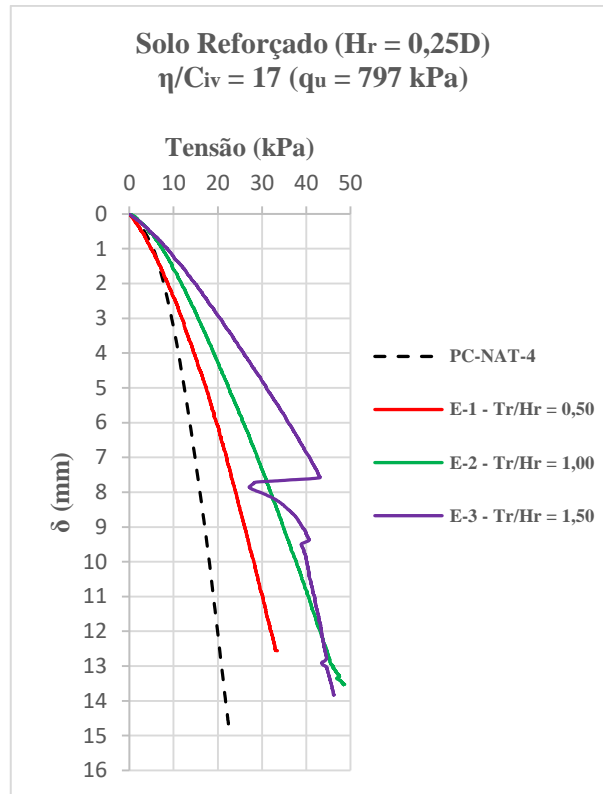


Figura 4.4: provas de carga ( $H_r/D = 0,25$ )

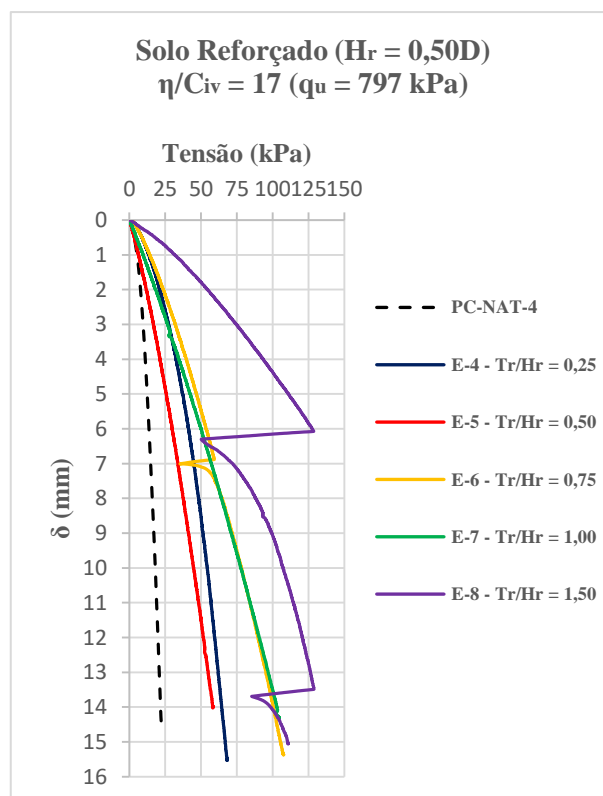


Figura 4.5: provas de carga ( $H_r/D = 0,50$ )

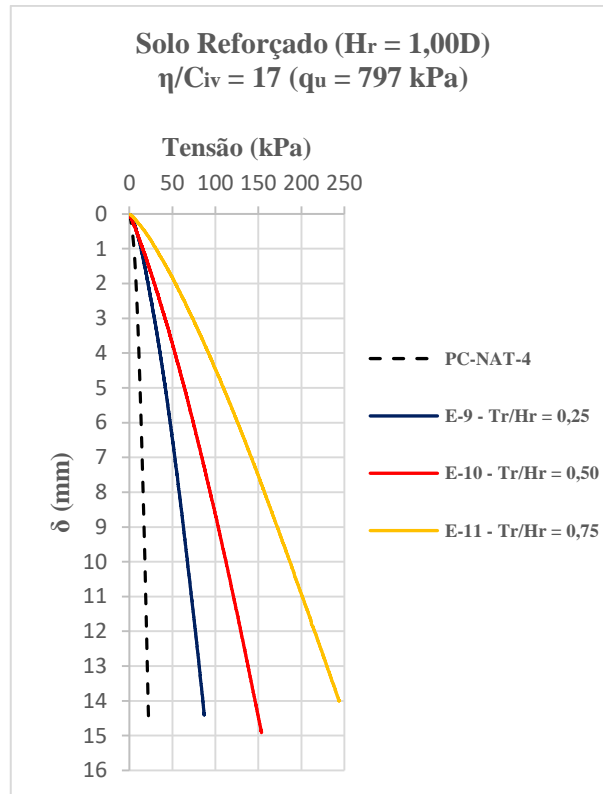


Figura 4 6: provas de carga ( $H_r/D = 1,00$ )

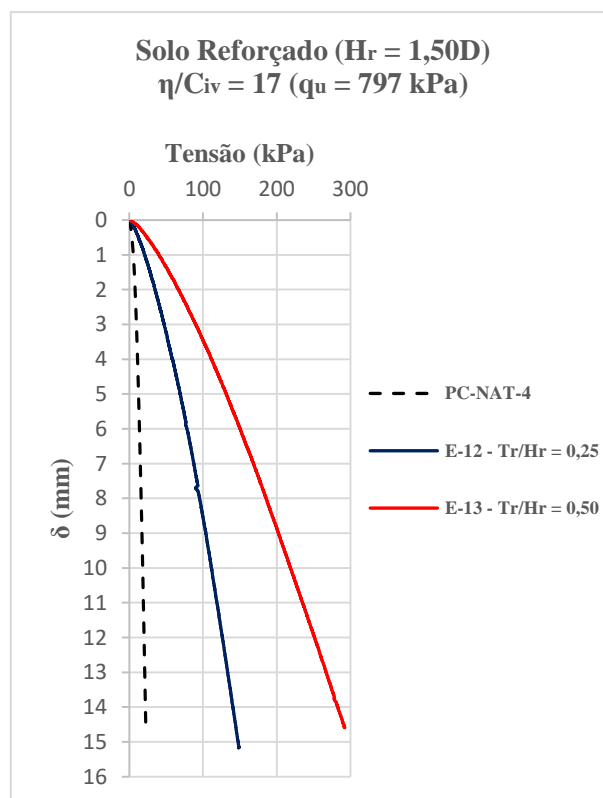


Figura 4.7: provas de carga ( $H_r/D = 1,50$ )

Sem embargo, em alguns casos, o reforço apresentou fissuras que podiam ser visualizadas na superfície do reforço. Na curva tensão *versus* recalque, o surgimento desta fissura ficou claramente identificado por uma queda brusca na tensão. Por exemplo, no caso de  $H_r/D = 0,25$  (Figura 4.4), no ensaio E-3 ( $T_r/H_r = 1,50$ ) surgiu uma fissura com um recalque de 7,66 mm ( $\delta/D=9,6\%$ ). Devido à que no momento do carregamento da fundação sob o reforço, a visualização do reforço ficava limitada a sua superfície superior, foi impossibilitado a identificação do local específico onde começava a fissura no reforço. Mas como se demonstra mais adiante, de maneira geral, a fissura começa na base do reforço e se propaga em direção ao topo da camada. Após a primeira fissura havia um gradual aumento da tensão até que, eventualmente, acontecia uma nova queda de tensão relacionada ao aumento desta fissura.

Também se pode observar casos onde o comportamento não é o esperado, por exemplo, no caso  $H_r/D = 0,50$  (Figura 4.5) o ensaio E-4 ( $T_r/H_r = 0,25$ ) apresenta uma resistência maior que o ensaio E-5 ( $T_r/H_r = 0,50$ ), onde o esperado é que as fundações que possuam um reforço com diâmetro maior, apresentem uma resistência maior em relação aquelas de diâmetro menor. Isto, possivelmente é devido às perturbações no solo de base, causadas pelas vibrações produzidas no tanque de solos no momento da preparação da amostra. O mesmo comportamento é observado nos ensaios E-6 ( $T_r/H_r=0,75$ ) e E-7 ( $T_r/H_r=1,00$ ), no caso  $H_r/D = 0,50$  (Figura 4.5).

Os resultados das provas de cargas estão compilados na tabela 4.2, onde se pode identificar as propriedades de cada camada de reforço, a capacidade de carga e o tipo de ruptura apresentado.

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

Tabela 4.2: resultado geral das provas de carga em modelo reduzido

N° ENSAIO	CONDIÇÃO	PARÂMETROS DO REFORÇO					RESULTADO MEDIDO						
							CRITÉRIO DE VESIC (1963)			RUPTURA FÍSICA			TIPO DE RUPTURA
		Hr/D	Tr/Hr	$\eta/Civ$	qu (kPa)	qt (kPa)	Qu (kPa)	$\delta$ (mm)	$\delta/D$ (%)	Qu (kPa)	$\delta$ (mm)	$\delta/D$ (%)	
PC NAT	Seco	0	0	-	-	-	17,96	9,88	12,4	-	-	-	Puncionamento
E-1	Seco	0,25	0,50	17,3	856	100	20,4	5,1	6,4	-	-	-	Puncionamento
E-2			1,00	17	878	103	31,6	7,9	9,9	-	-	-	Puncionamento
E-3			1,50	17,7	835	97	-	-	-	47,2	7,7	9,6	Fisura
E-4	Seco	0,50	0,25	18,4	786	90	43,0	6,4	8,1	-	-	-	Puncionamento
E-5			0,50	17,2	866	101	29,1	4,4	5,5	-	-	-	Puncionamento
E-6			0,75	18	816	94	-	-	-	59,3	6,9	8,6	Fisura
E-7			1,00	17,2	865	101	72,0	8,3	10,4	-	-	-	Puncionamento
E-8			1,50	16,7	905	107	-	-	-	128,6	6,1	7,6	Fisura
E-9	Seco	1,00	0,25	17,4	851	99	69,8	10,5	13,1	-	-	-	Puncionamento
E-10			0,50	16,6	909	107	130,2	11,1	13,8	-	-	-	Puncionamento
E-11			0,75	16,9	888	104	205,1	11,3	14,1	-	-	-	Puncionamento
E-12	Seco	1,50	0,25	17,8	824	95	98,5	8,4	10,5	-	-	-	Puncionamento
E-13			0,50	16,8	895	105	208,8	9,4	11,7	-	-	-	Puncionamento
E-4B	Seco	0,50	0,25	27,9	445	46	26,3	6,6	8,2	-	-	-	Puncionamento
E-5B			0,50	25,9	492	52	37,8	7,4	9,2	-	-	-	Puncionamento
E-6B			0,75	27,4	454	47	-	-	-	71,4	8,9	11,2	Fisura
E-7B			1,00	27,4	456	48	-	-	-	71,7	7,4	9,2	Fisura
E-8B			1,50	25,4	506	54	-	-	-	52,7	2,6	3,3	Fisura
E-4C	Seco	0,50	0,25	42,5	248	23	34,7	12,6	15,8				Puncionamento
E-5C			0,50	42,9	246	23	43,3	8,4	10,5				Puncionamento
E-6C			0,75	41,2	259	24	-	-	-	46,6	6,5	8,2	Fisura
E-7C			1,00	40,6	264	25	-	-	-	35,3	2,9	3,6	Fisura
E-8C			1,50	40,9	262	25	-	-	-	44,5	1,7	2,1	Fisura

A figura 4.8 apresenta um caso de ruptura por puncionamento e na figura 4.9 é mostrada um caso de ruptura no reforço. Nas duas figuras se apresenta o estado da camada de reforço antes do ensaio, o estado inicial e final do ensaio, e o estado da camada de reforço após o ensaio.



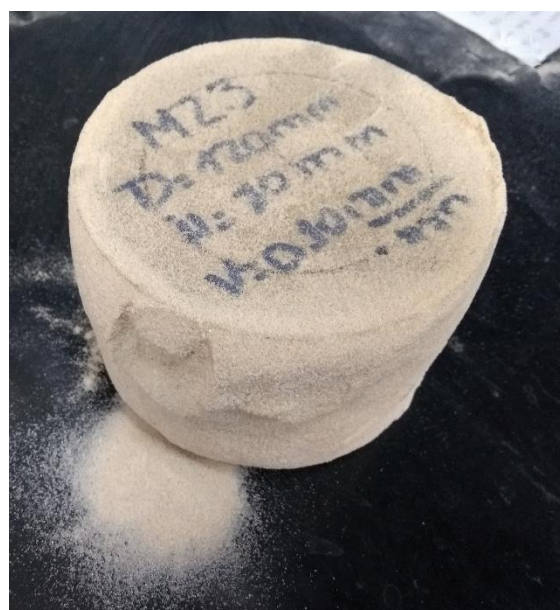
Antes da realização do ensaio



Etapa inicial do ensaio

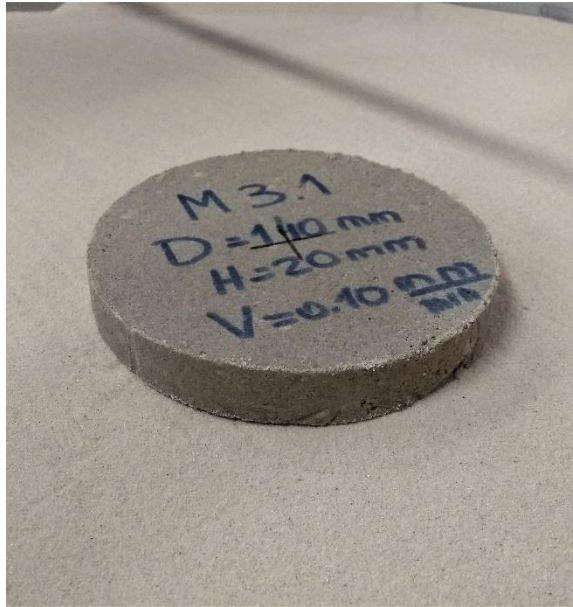


Etapa final do ensaio



Depois da realização do ensaio

Figura 4.8: prova de carga em solo com reforço – ruptura por punção ( $H_r/D = 1,00$  –  $T_r/H_r = 0,25$ )



Antes da realização do ensaio



Etapa inicial do ensaio



Etapa final do ensaio



Depois da realização do ensaio

Figura 4.9: prova de carga em solo com reforço – ruptura na camada de reforço ( $H_r/D = 0,25 - T_r/H_r = 1,50$ )

### 4.2.1 Efeito da resistência do reforço

Os resultados das provas de carga para reforços com a mesma geometria, porém diferentes resistências ( $\eta/C_{iv}$  17, 26 e 40), são apresentados nas figuras 4.10 a 4.14. Observa-se que para os casos de ruptura por puncionamento, a resistência do reforço tem pouca ou nenhuma influência na capacidade de carga da fundação. Em alguns casos as curvas se sobrepõem. Nos casos onde se tem uma pequena diferença de resistência entre as curvas, parece ser devido à própria variabilidade na moldagem do solo de base.

Para os casos onde se apresentam ruptura no reforço, nota-se que a medida que a resistência do reforço diminui, a ruptura ocorre em deslocamentos cada vez menores. No ensaio E-6 (figura 4.12), percebe-se que a camada com resistência maior rompe antes que a camada com resistência menor, isto parece ser devido a um erro na moldagem da camada.

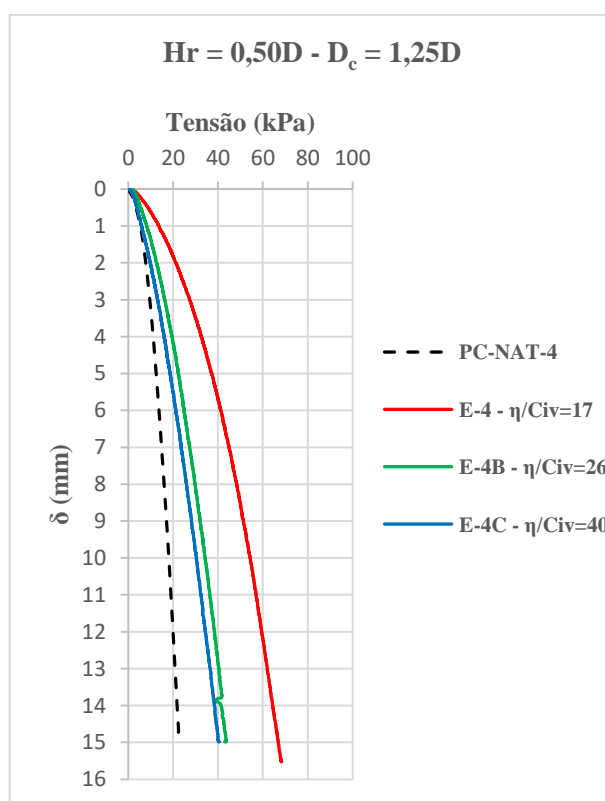


Figura 4.10 : efeito da espessura – provas de carga  $D_c/D = 1,25$

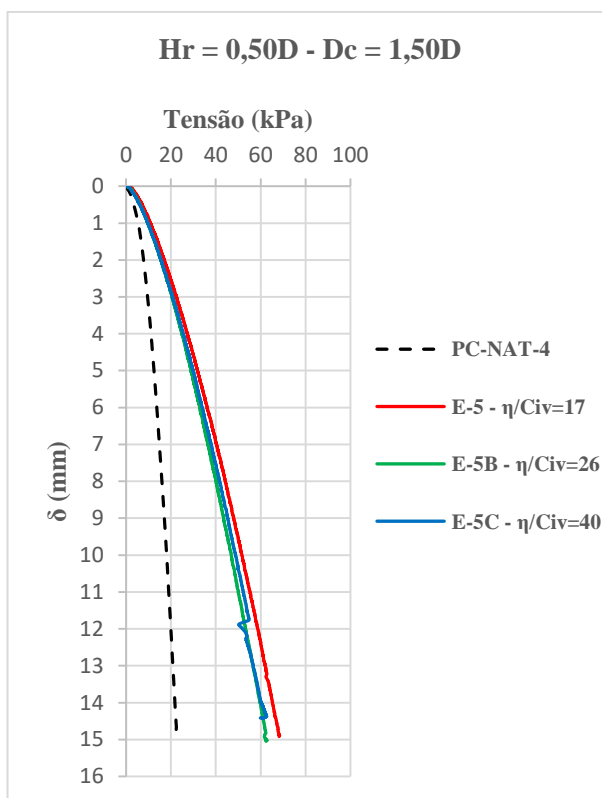


Figura 4.11: efeito da espessura – provas de carga  $D_c/D = 1,50$

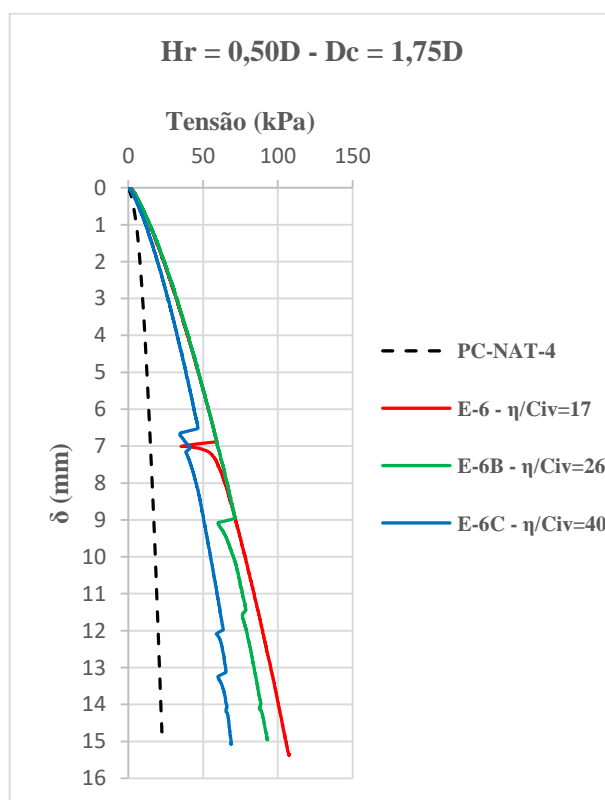


Figura 4.12: efeito da espessura – provas de carga  $D_c/D = 1,75$



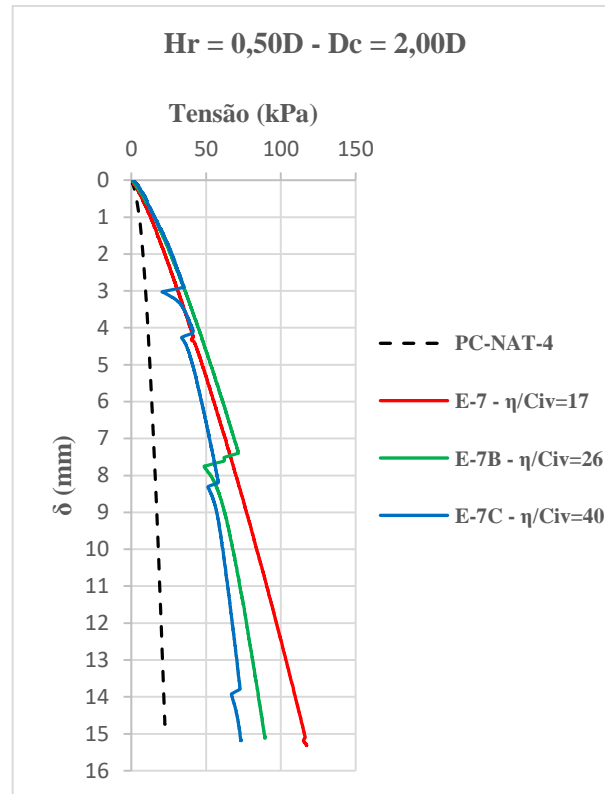


Figura 4.13: efeito da espessura – provas de carga  $D_c/D = 2,00$

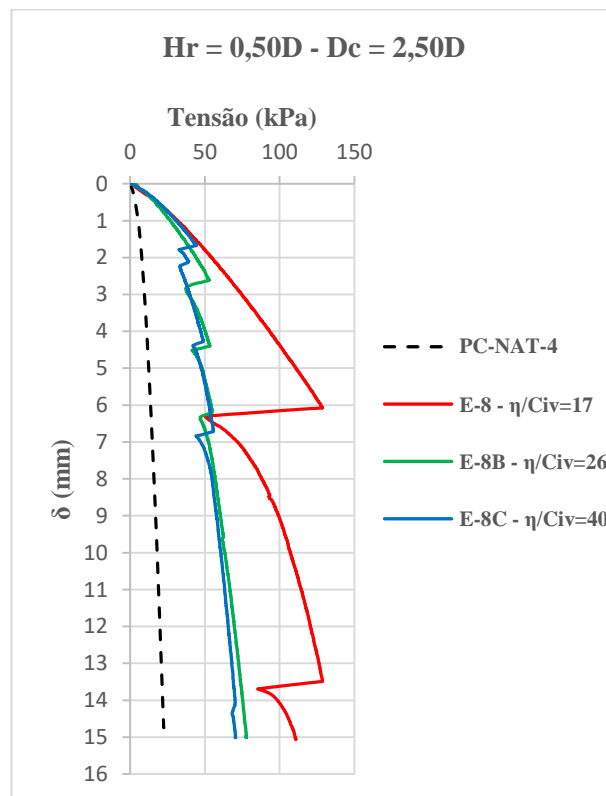
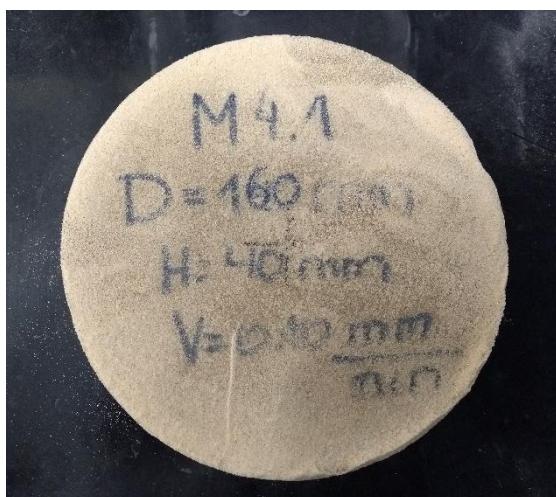
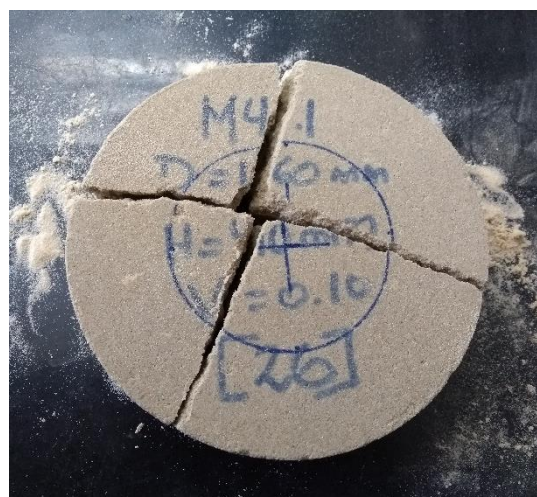


Figura 4.14: efeito da espessura – provas de carga  $D_c/D = 2,50$

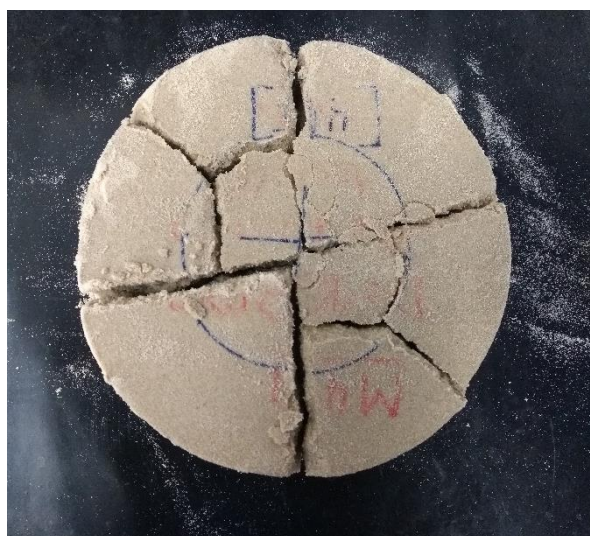
A figura 4.15 apresenta o estado final da camada de reforço para a mesma geometria, porém, diferentes resistências.



$\eta/C_{iv} = 17$



$\eta/C_{iv} = 26$



$\eta/C_{iv} = 40$

Figura 4.15: estado final das camadas de reforço após o ensaio para a mesma geometria ( $D_c/D = 2,50$ ), porém diferentes resistências

#### 4.2.2 Efeito da espessura

Para analisar o efeito da espessura na capacidade de carga se agruparam os ensaios com camadas do mesmo diâmetro ( $D_c$ ), porém, diferentes espessuras como se pode observar nas figuras 4.16 a 4.20. Nos resultados das curvas tensão *versus* recalque percebe-se um ganho de resistência para as camadas com maior espessura, a partir de um determinado deslocamento (entre 1 a 3%).

Uma maior resistência em reforços mais espessos é esperada na medida em que a profundidade será maior e, assim, terá o efeito positivo do confinamento gerado pela sobrecarga de solo. Além disso, quanto maior a espessura, maior a área lateral e conseqüentemente, maior o atrito entre o solo natural e o reforço.

Ressalta-se que alguns ensaios apresentam algum tipo de irregularidade, já seja por causa da variabilidade na moldagem do solo de base, assim como pelo efeito das bordas do tanque. Estas irregularidades provocam dificuldades na estimativa do efeito da espessura na capacidade de carga da fundação.

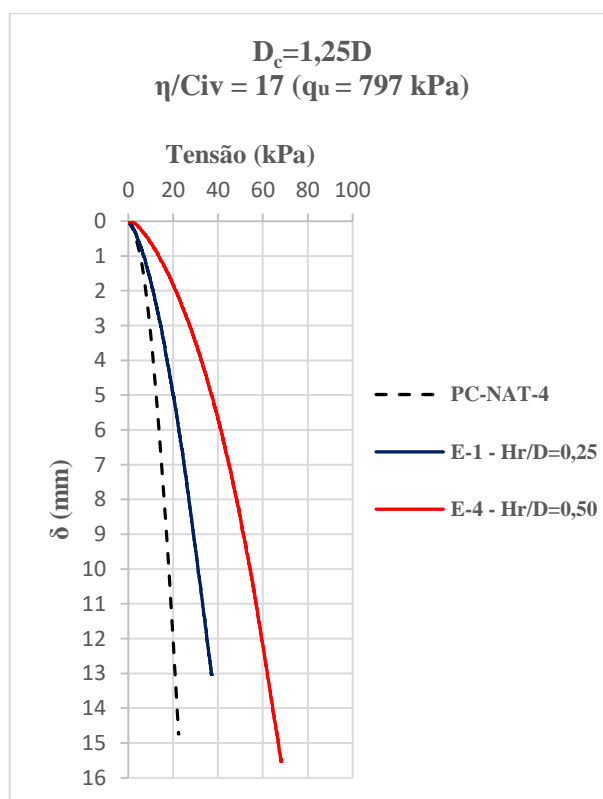


Figura 4.16: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 1,25$ )

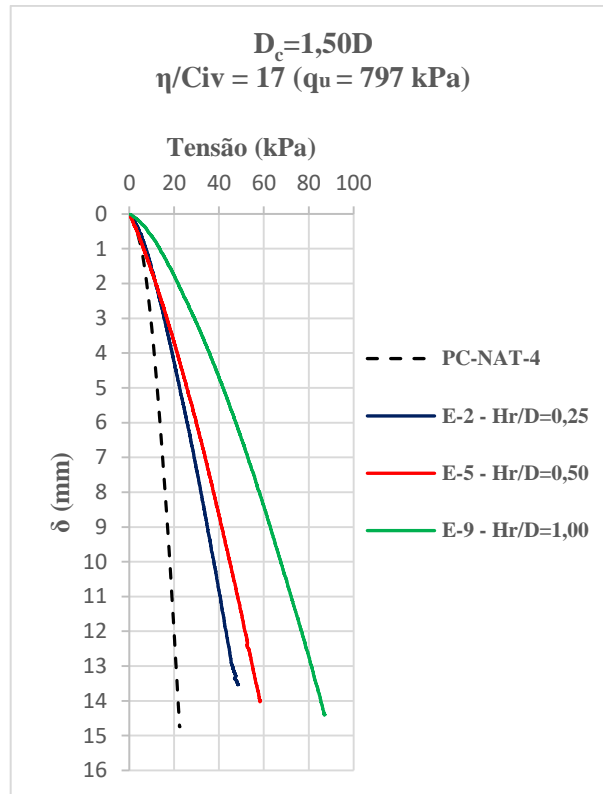


Figura 4.17: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 1,50$ )

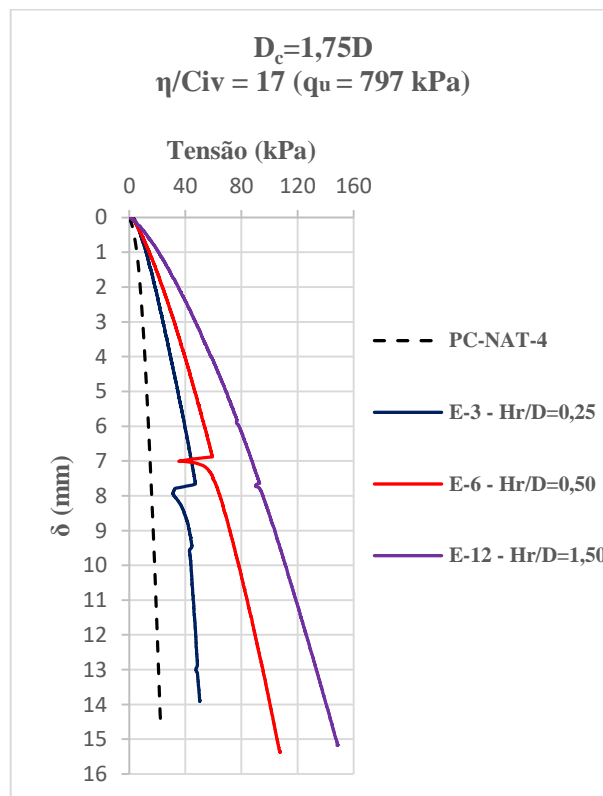


Figura 4.18: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 1,75$ )

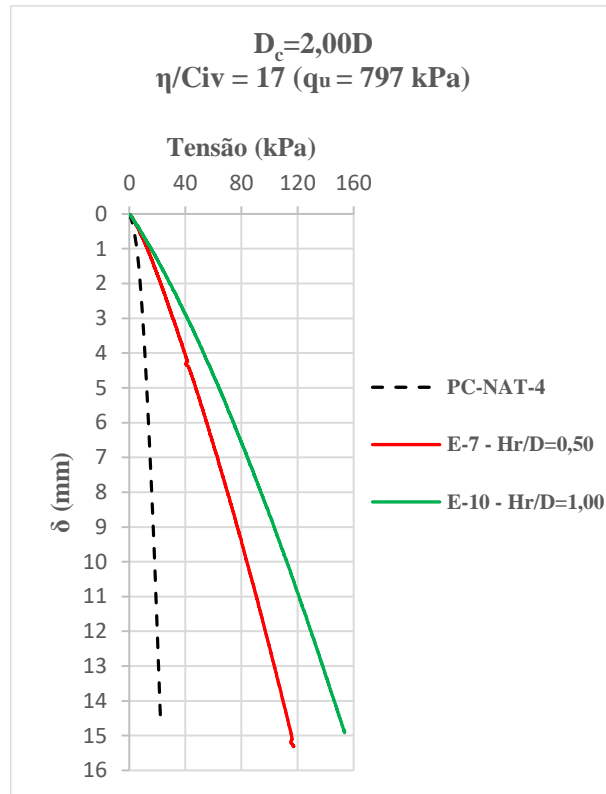


Figura 4.19: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 2,00$ )

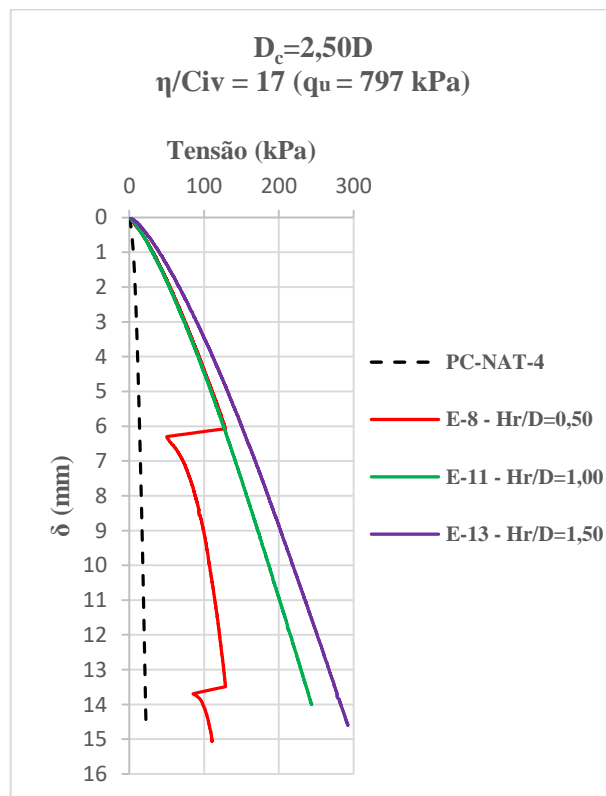


Figura 4.20: efeito da espessura do reforço ( $D_c/D = 2,50$ )

### 4.2.3 Normalização

Além das questões relativas ao efeito de escala discutidas no item 2.3, segundo LAMBE e WHITMAN (1979), o comportamento carga *versus* recalque de fundações de diferentes tamanhos dependerá em grande parte da deformabilidade do solo.

A figura 4.21 ilustra qualitativamente o comportamento de fundações de diferentes tamanhos assentes sobre solos com diferentes módulos de elasticidade.

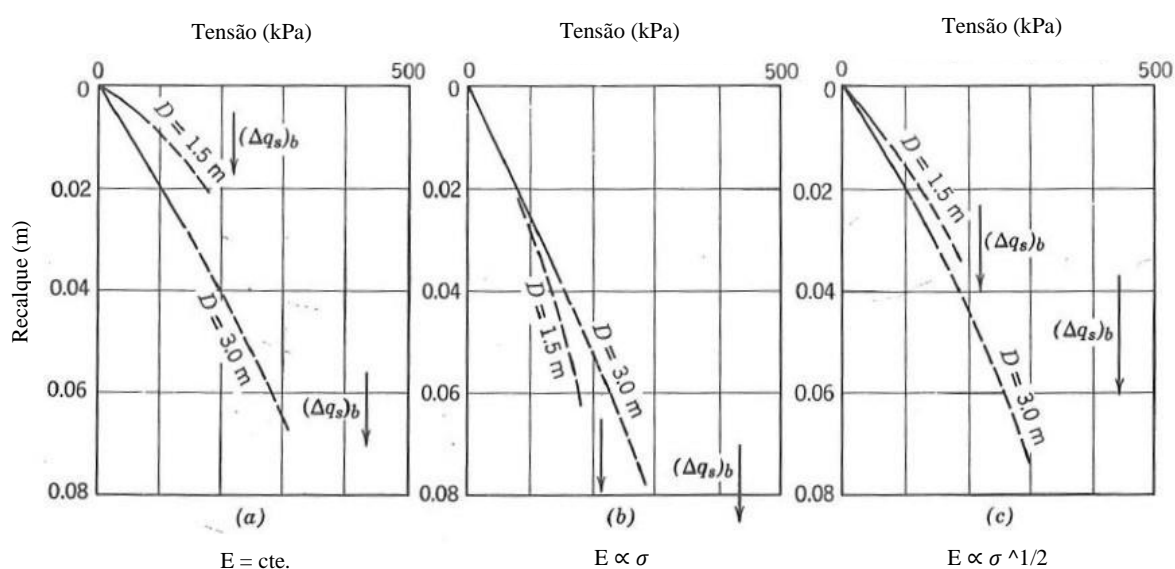


Figura 4.21: efeito do módulo de elasticidade do solo na curva carga *versus* recalque (adaptado de LAMBE e WHITMAN, 1979)

Segundo a teoria da elasticidade, um maciço com módulo de elasticidade constante com a profundidade (fig. 4.21a), o recalque de uma placa circular será proporcional à seu radio conforme a seguinte expressão:

$$\delta = \sigma R \frac{\pi}{2} \left( \frac{1 - \nu^2}{E} \right)$$

Onde:

$\delta$ : recalque

$\sigma$ : tensão aplicada

R: raio da fundação

v: coeficiente de Poisson do maciço

E: módulo de elasticidade

Em areias, sabe-se que o módulo de elasticidade cresce com o aumento das tensões confinantes. Caso o módulo seja diretamente proporcional às tensões confinantes (fig. 4.21b), o recalque independe do tamanho da fundação (GIBSON, 1967 *apud* CINTRA *et al.* 2011).

Na realidade, tem sido verificado experimentalmente que em areias a variação do módulo se aproxima mais da forma  $E \sim (\sigma)^{\frac{1}{2}}$  (fig. 4.21c). Neste último caso, o comportamento da curva carga recalque será intermediário entre os dois primeiros.

LAMBE e WHITMAN (1969), enfatizam que esses comportamentos típicos são razoáveis para níveis de tensões baixos em relação a capacidade de carga do solo. Na prática, quando os níveis de tensão se aproximam da capacidade de carga os recalques podem se desenvolver de maneira imprevisível.

Nos ensaios E-1 a E-13, se ao invés da tensão aplicada pela sapata ( $P/(\pi \cdot D^2/4)$ ), consideramos a tensão aplicada pela base do reforço ( $P/(\pi \cdot D_c^2/4)$ ), onde P é a carga medida pela célula de carga, verifica-se que o comportamento apresentado é consistente com o esperado para solos arenosos com  $E \propto \sigma$ , onde o recalque independe do tamanho da fundação.

As figuras 4.22 a 4.25, apresentam as curvas tensão *versus* recalque, considerando as tensões atuantes ao nível da base do reforço ( $P/(\pi \cdot D_c^2/4)$ ).

Este comportamento sugere que, para os casos onde há ruptura por puncionamento a camada de reforço e fundação se comportam como se fossem um único elemento, com diâmetro igual à do reforço ( $D_c$ ).

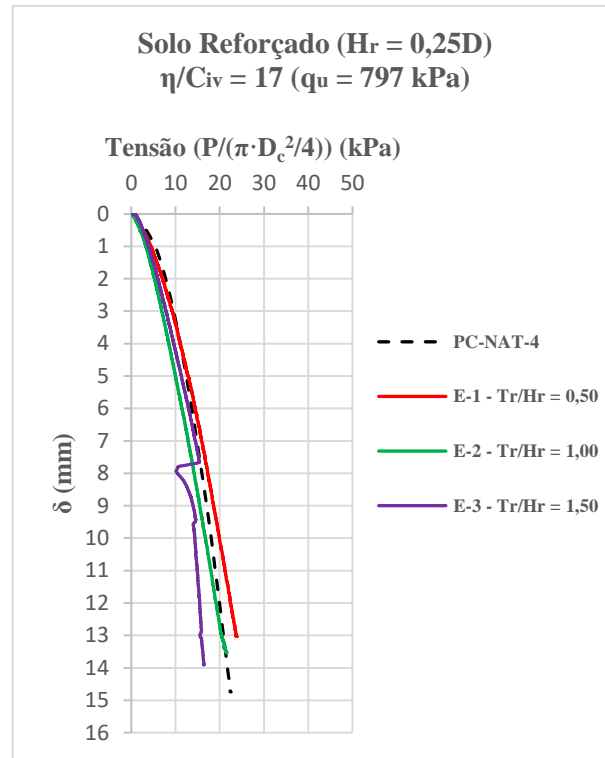


Figura 4.22: provas de carga ( $H_r = 0,25D - \eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço

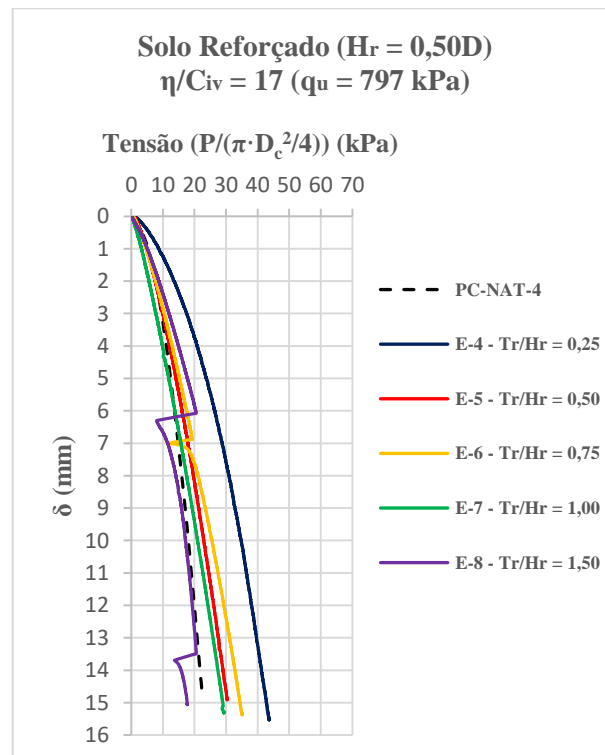


Figura 4.23: provas de carga ( $H_r = 0,50D - \eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço



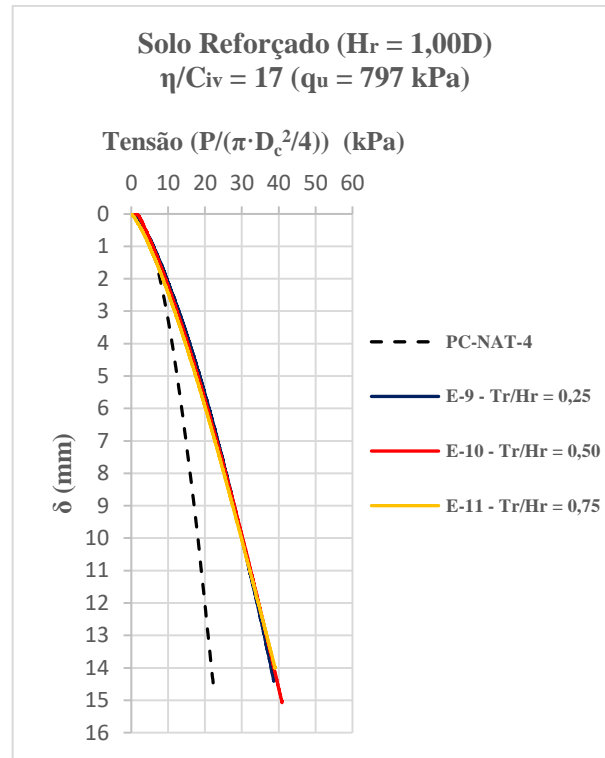


Figura 4.24: provas de carga ( $H_r = 1,00D - \eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço

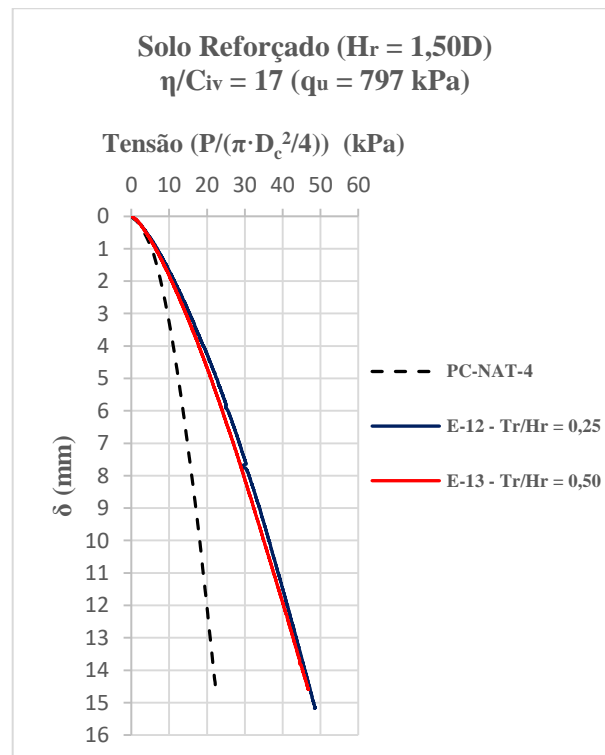


Figura 4.25: provas de carga ( $H_r = 1,50D - \eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço

A figura 4.26 mostra uma agrupação de todas as curvas normalizadas pela área da base do reforço, os quais apresentaram uma ruptura por punção. Nesta figura se observa como grande parte dos ensaios realizados se superpõem a do solo natural, verificando assim o comportamento esperado pelos solos arenosos com  $E \propto \sigma$ . Mas, também percebe-se como alguns ensaios, indicados na figura, não apresentam o comportamento esperado, isto está possivelmente relacionado a um aumento do confinamento, indicando uma possível influência das paredes laterais e do fundo do tanque de solos. Esta influência das bordas do tanque do solo começa a ser visualizada a partir de relações  $H_r/D = 1,00$ .

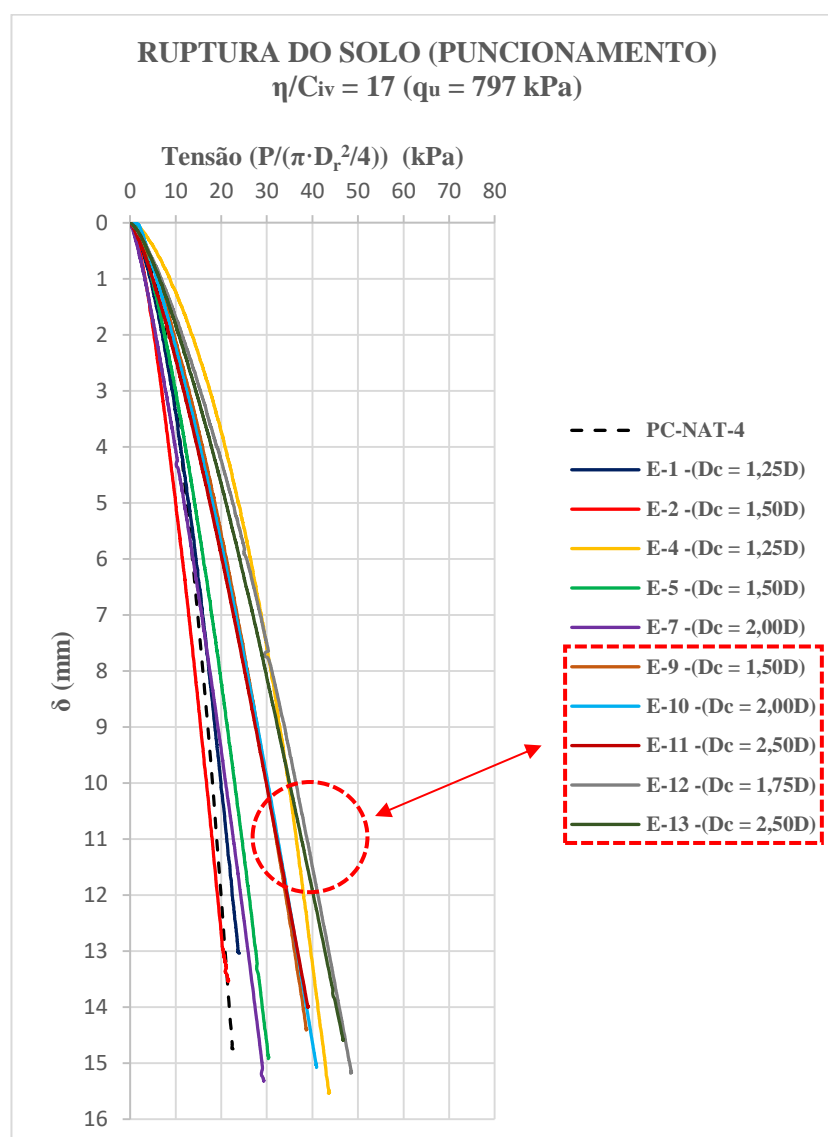


Figura 4 26: provas de carga ( $\eta/C_{iv} = 17$ ), normalizadas em relação à área da base do reforço

## 5 ANÁLISE NUMÉRICA

Atualmente uma ferramenta cada vez mais utilizada para questões relacionados com a Geotecnia, é a análise numérica através de elementos finitos, que proporciona os elementos necessários para a representação de problemas de alta complexidade. Com a modelagem numérica podem ser analisados problemas com geometria e condições de contorno complexas, interação entre diferentes materiais e utilizar modelos constitutivos mais realistas.

Os objetivos da modelagem numérica neste trabalho são:

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

Para a elaboração da modelagem numérica deste trabalho foi utilizado o software ABAQUS/CAE Versão 6.14, que possui modelos constitutivos desenvolvidos para simulações de solos.

### 5.1 MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS

Para a representação da areia foi utilizado um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager Modificado/*Cap Model*. Para a representação da camada de solo-cimento foi utilizada um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura Mohr-Coulomb, com a adição de uma superfície de plastificação tipo “*tension cut-off*”, o qual tem a função de limitar a resistência a tração do material.

#### 5.1.1 Drucker-Prager Modificado/*Cap Model*

O modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager Modificado/*Cap Model* tem sido amplamente utilizado em programas de análise de elementos finitos para uma variedade de aplicações de engenharia geotécnica. O *Cap Model* é adequado ao comportamento do solo, pois é capaz de considerar o efeito do histórico de tensões, o caminho de tensões, a dilatação e o efeito da tensão principal intermediária. A superfície de

plastificação do modelo Drucker-Prager Modificado consiste em três partes: uma superfície de ruptura Drucker-Prager, uma cobertura elíptica que cruza o eixo de tensão efetiva média em um ângulo reto e uma região de transição suave entre o a superfície ruptura e a cobertura (fig. 5.1).

A superfície de ruptura de Drucker-Prager é dada por:

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (\text{Equação 5.1})$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (\text{Equação 5.2})$$

$$t = \frac{q}{2} \left[ 1 + \frac{1}{K} - \left( 1 - \frac{1}{K} \right) \left( \frac{r}{q} \right)^3 \right] \quad (\text{Equação 5.3})$$

Onde:

$F_s$ : função de plastificação Drucker-Prager

$p$ : tensão média

$t$ : tensão cisalhante

$\beta$ : ângulo de atrito interno no plano p-t

$d$ : coesão no plano p-t

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ : tensões principais maior, intermediário e menor respectivamente

$r$ : terceiro invariante de tensões

$K$ : constante igual a 1

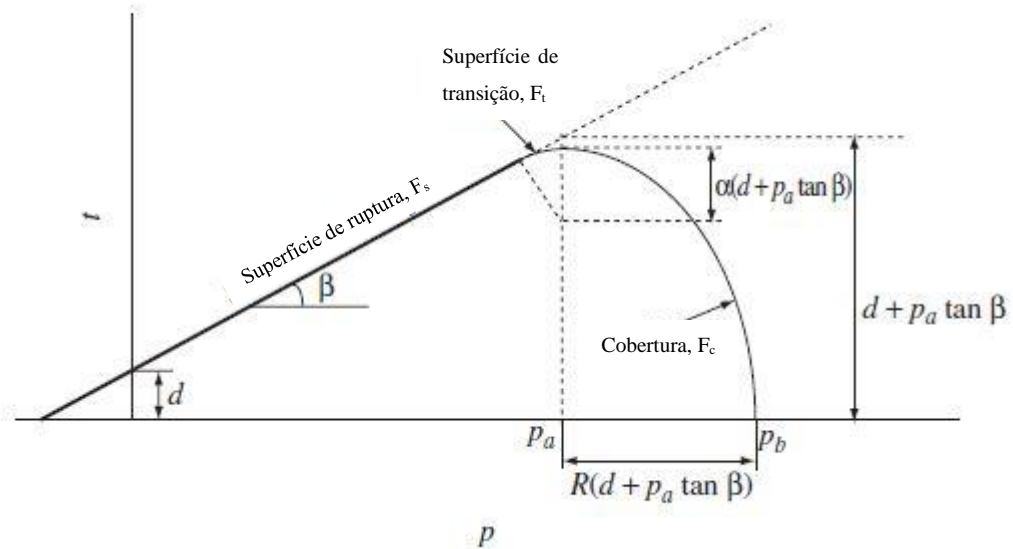


Figura 5.1: superfície de plastificação Drucker-Prager Modificado/*Cap Model* (adaptado de HELWANY, 2007)

Como se mostra na figura, a superfície de plastificação de cobertura é uma elipse com excentricidade =  $R$  no plano  $p$ - $t$ . A superfície de plastificação de cobertura depende do terceiro invariante de tensões,  $r$ , no plano desviador como se mostra na figura 5.2.

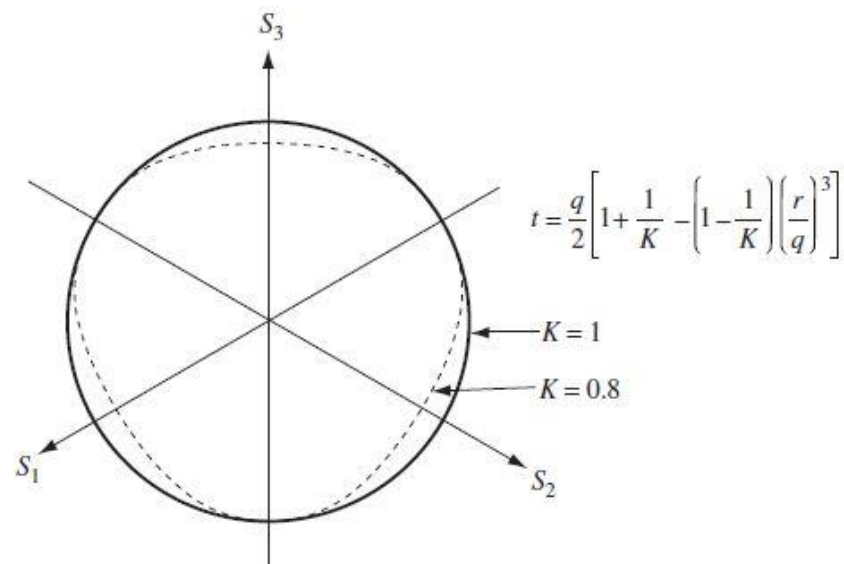


Figura 5.2: projeção da superfície de plastificação Drucker-Prager Modificado/*Cap Model* sob o plano  $\pi$  (adaptado de HELWANY, 2007)

Quando o estado de tensões causa plastificação na superfície de cobertura, tem-se deformação volumétrica plástica (compactação), produzindo que a superfície de cobertura se expanda (*hardening*). Mas quando o estado de tensões causa plastificação na superfície de plastificação de Drucker-Prager, tem-se dilatação volumétrica plástica, produzindo que a cobertura se encolhe (*softening*).

A superfície de cobertura é dada por:

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos\beta}\right)^2} - R(d + p_a \tan\beta) = 0 \quad (\text{Equação 5.4})$$

Onde

$F_c$ : função de plastificação (cobertura)

R: excentricidade

$\alpha$ : constante (varia entre 0,01 e 0,05)

A superfície de transição é definida por:

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos\beta}\right)(d + p_a \tan\beta)\right]^2} - \alpha(d + p_a \tan\beta) = 0 \quad (\text{Equação 5.5})$$

$p_a$  é um parâmetro de evolução que controla o comportamento *hardening-softening* em função da tensão plástica volumétrica. O comportamento *hardening-softening* é descrito por uma função linear relacionando a tensão média efetiva  $p_b$  e a deformação volumétrica plástica como se mostra na figura 5.3. Esta função é facilmente obtida através de resultados de um ensaio de consolidação isotrópica com vários ciclos de carga e descarga.

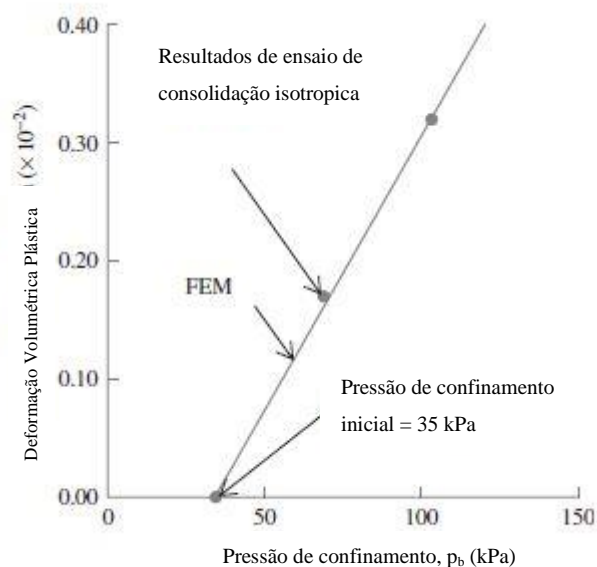


Figura 5.3: resultado de ensaio de consolidação isotrópica (adaptado HELWANY, 2007)

Para descrever como ocorrerão as deformações plásticas após a plastificação, temos que prescrever uma lei de fluxo plástico. Neste modelo a superfície potencial de fluxo no plano  $p$ - $t$  consiste de duas partes, como se mostra na figura 5.4. Na região da cobertura o fluxo plástico é definido pelo potencial de fluxo que é idêntico à superfície de plastificação (*i.e.*, fluxo associado). Para a superfície de plastificação de Drucker-Prager e transição, um fluxo não associado é assumido. Para a região da superfície de cobertura o potencial plástico é dado por:

$$G_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos\beta}\right)^2} \quad (\text{Equação 5.6})$$

O potencial plástico para a superfície de falha de Drucker-Prager é dado por:

$$G_c = \sqrt{[(p_a - p)\tan\beta]^2 + \left(\frac{t}{1 + \alpha - \alpha/\cos\beta}\right)^2} \quad (\text{Equação 5.7})$$

Como se mostra na figura 5.4, as duas porções elípticas,  $G_c$  e  $G_s$ , fornecem uma superfície potencial contínua.

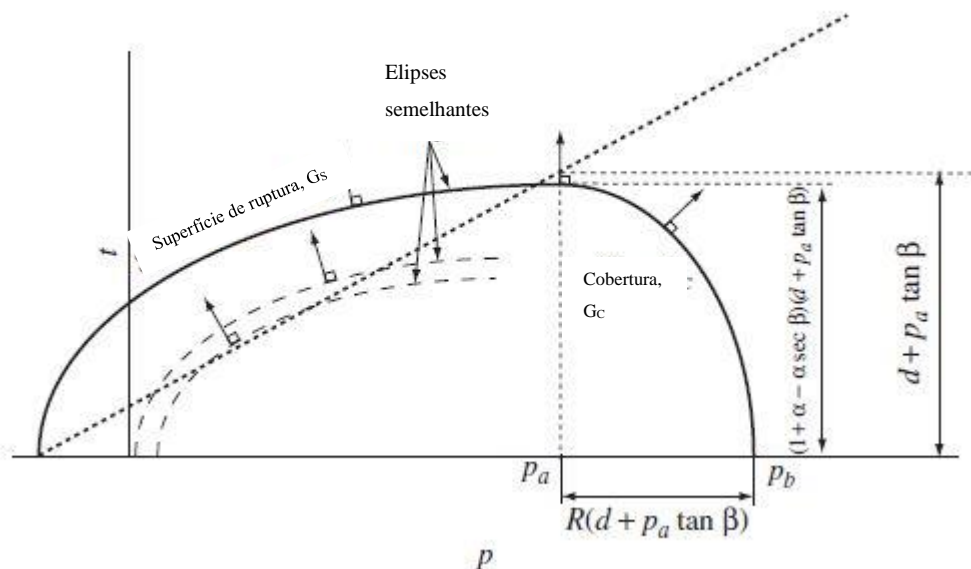


Figura 5.4: Potencial de plástico no plano p-t (adaptado de HELWANY, 2007)

### 5.1.2 Mohr-Coulomb

O critério de ruptura ou superfície de plastificação de Mohr-Coulomb pode ser visto no espaço de tensões principais na figura 5.5. Considerando positivas as tensões de compressão com  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ , pode-se escrever o critério de plastificação de Mohr-Coulomb da seguinte forma:

$$F = \sigma_1 (1 - \sin\phi) - \sigma_3 (1 + \sin\phi) - 2c \cos\phi = 0 \quad (\text{Equação 5.8})$$

Onde:

F: função de plastificação

$\sigma_1, \sigma_3$ : tensões principais maior e menor respectivamente

c: coesão

$\phi$ : ângulo de atrito interno



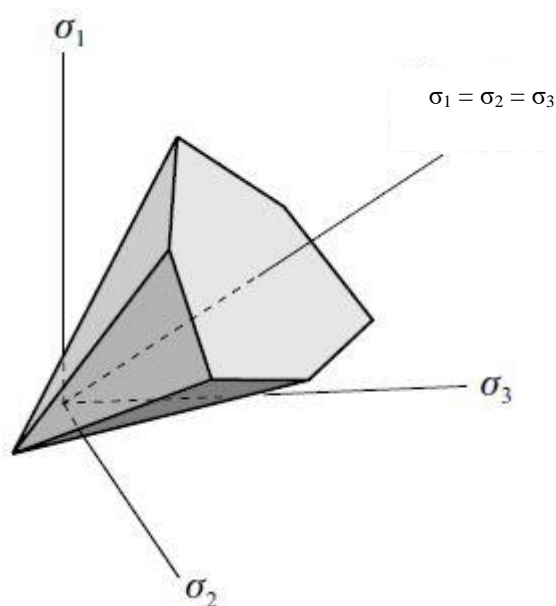


Figura 5.5: representação da superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (adaptado de DAVIS e SELVADURI, 2002)

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

$$\delta \varepsilon^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (\text{Equação 5.9})$$

$$G = \sigma_1(1 - \sin \psi) - \sigma_3(1 + \sin \psi) \quad (\text{Equação 5.10})$$

Onde:

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

G: função potencial plástico

$\lambda$ : escalar positivo

$\psi$ : ângulo de dilatância

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

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

O solo-cimento apresenta valores de coesão bastante elevados, uma extensão da envoltória para o trecho negativo poderá superestimar a resistência à tração do material se  $|c \times \cot \phi| > |q_t|$ . Esse problema torna-se importante no caso em que a ruptura do sistema é controlada pela resistência à tração.

Neste caso, um artifício utilizado é a adição de uma nova superfície de plastificação, chamada de "*tension cut-off*", que limitará a resistência a tração do material a um valor pré-definido, igual à sua resistência à tração. A figura 5.6 mostra esquematicamente uma envoltória de Mohr-Coulomb com "*tension cut-off*".

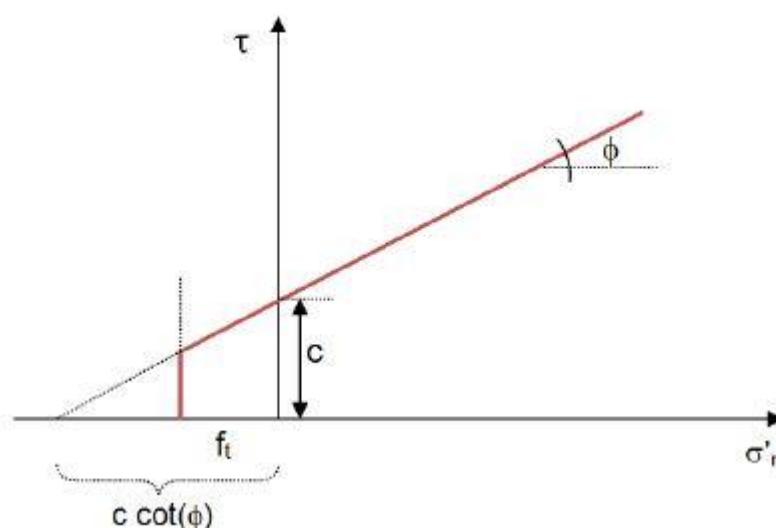


Figura 5.6: envoltória de Mohr-Coulomb com "*tension cut-off*" (FOPPA, 2016)

## 5.2 DESCRIÇÃO DO MODELO

O modelo desenvolvido possui as seguintes características principais:

- a) bidimensional (2D), estado axissimétrico;
- b) modelo constitutivo da areia: elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager Modificado/*CapModel*
- c) modelo constitutivo do solo-cimento: elástico perfeitamente-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e ‘*tension cut-off*’
- d) lei de fluxo não associada;
- e) pequenas deformações;
- f) malha estruturada de elementos quadrilátero de 4 nós.

A figura 5.7 mostra uma visão geral do modelo de elementos finitos, com um destaque próxima à fundação.

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

Como se trata de um problema axissimétrico, somente foi necessário modelar um dos lados com respeito ao eixo de simetria e informar esta condição de contorno ao software, o que reduz significativamente o tempo de processamento e análise. No momento de desenhar as partes do modelo, era onde informava-se da condição de análise do modelo.

Na figura 5.8 se apresenta as condições de contorno, onde a borda lateral foi restrita o movimento horizontal, mas permitido o livre movimento na direção vertical. Na borda inferior foi restrito o movimento na direção vertical, mas permitido o livre movimento na direção horizontal.

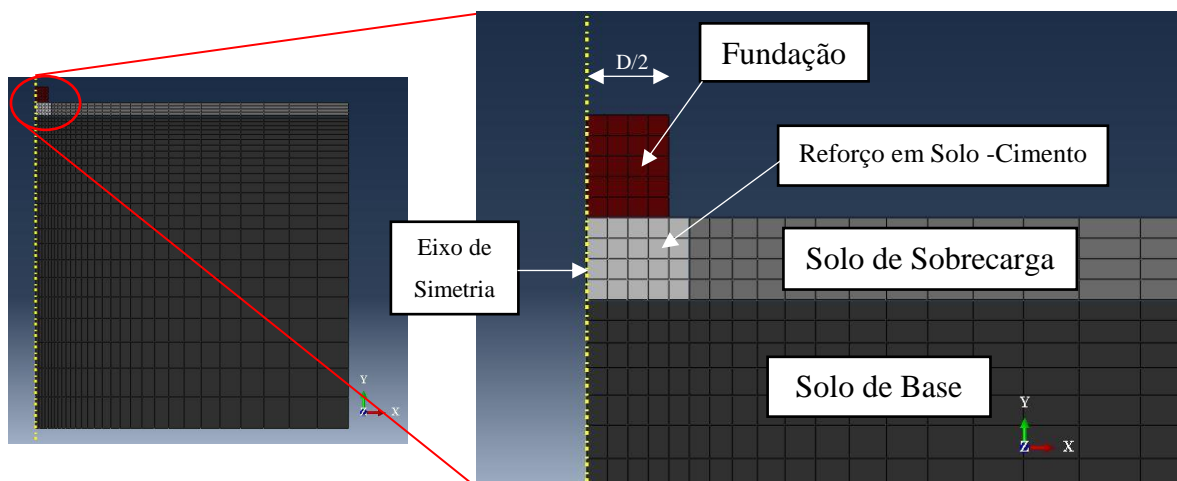


Figura 5.7: visão geral do modelo de elementos finitos

Para que a interface entre diferentes materiais seja reconhecida pelo software, é necessário adicionar elemento de contato entre camadas de diferentes materiais. Na interface entre solo e reforço foram adicionados elementos de contato não lineares de atrito tipo ‘*Contact*’. Com este tipo de contato se permite o deslizamento com geração de atrito entre os elementos. A magnitude da força de atrito gerada é função de um coeficiente  $\mu$  proporcional à força normal atuante entre os elementos ( $F_{at} = \mu F_n$ ). O coeficiente de atrito deve ser especificado no início da análise. O valor exato do coeficiente de atrito entre areia e solo-cimento, pode ser estabelecido experimentalmente. Na literatura se encontram valores recomendados de coeficiente de atrito entre areia e concreto da ordem de  $1/2\phi$  a  $2/3\phi$  (BOWELS, 1986).

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

Para a interface entre fundação e camada de reforço também foi aplicado um elemento de contato não linear do tipo “*Contact*”, no qual foi especificado um coeficiente de atrito  $\mu=0,2$ , devido a que superfícies da fundação do modelo reduzido e do reforço eram bastante lisas. No caso do contanto entre o solo de base e o solo de sobrecarga foi estabelecido um contato não linear do tipo “*Hard Contact*”, o qual não permite deslizamento nem separação entre os elementos.

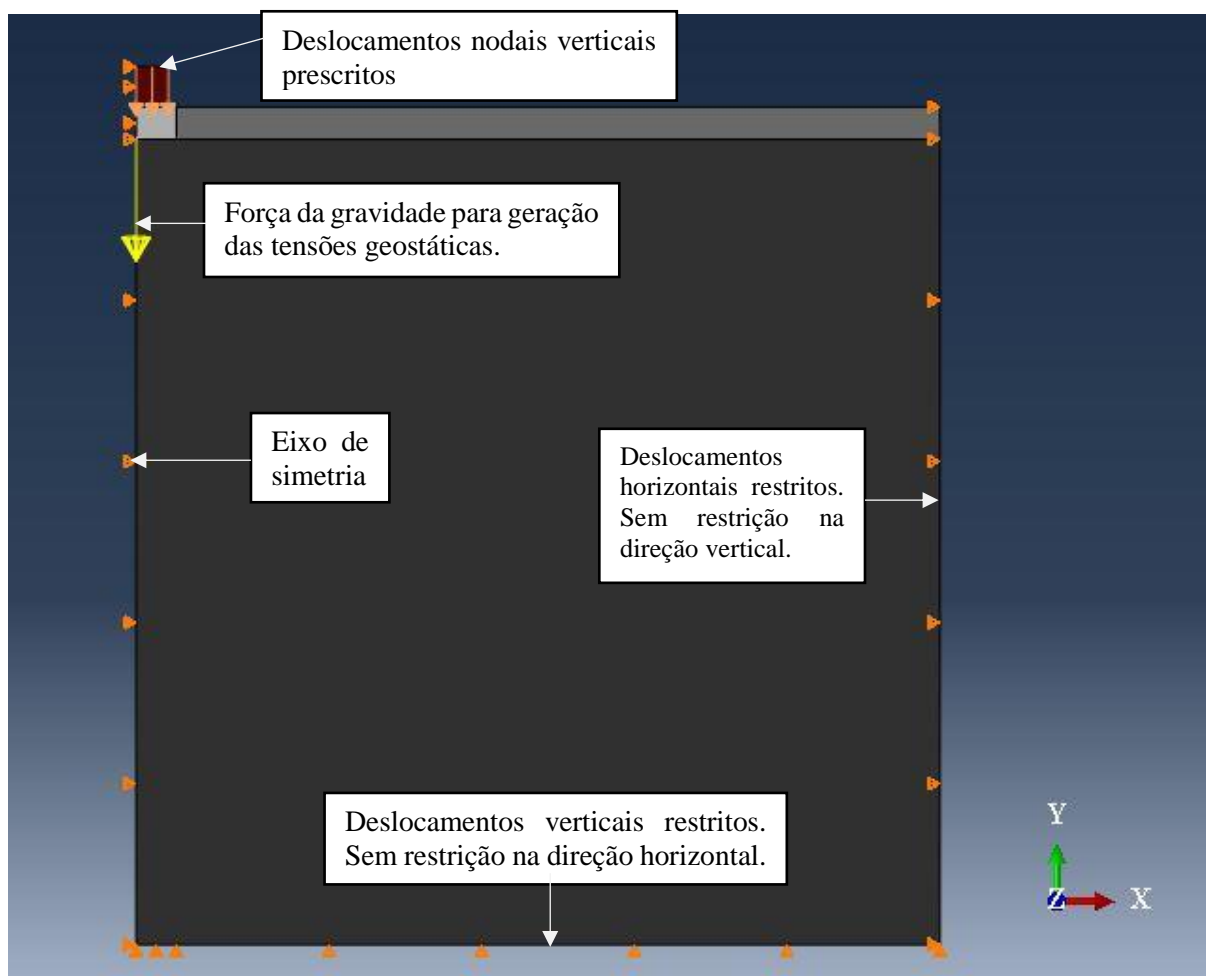


Figura 5.8: condições de contorno do modelo de elementos finitos

A análise era realizada em dois passos. No primeiro passo eram geradas as tensões geostáticas a partir da ação da força da gravidade e no segundo era aplicado o deslocamento na fundação para a geração da carga.

As tensões geostáticas geradas no primeiro passo são apresentadas na figura 5.9

No segundo passo, eram aplicados 15 mm de deslocamento vertical na direção -Y. Na análise este deslocamento era realizado a uma velocidade de 0,10 mm/min (mesma velocidade utilizada no ensaio em modelo reduzido), o deslocamento era dividido em no mínimo 100 incrementos. Caso no encontrasse convergência em alguns destes incrementos, o programa automaticamente dividia o incremento buscando a convergência.

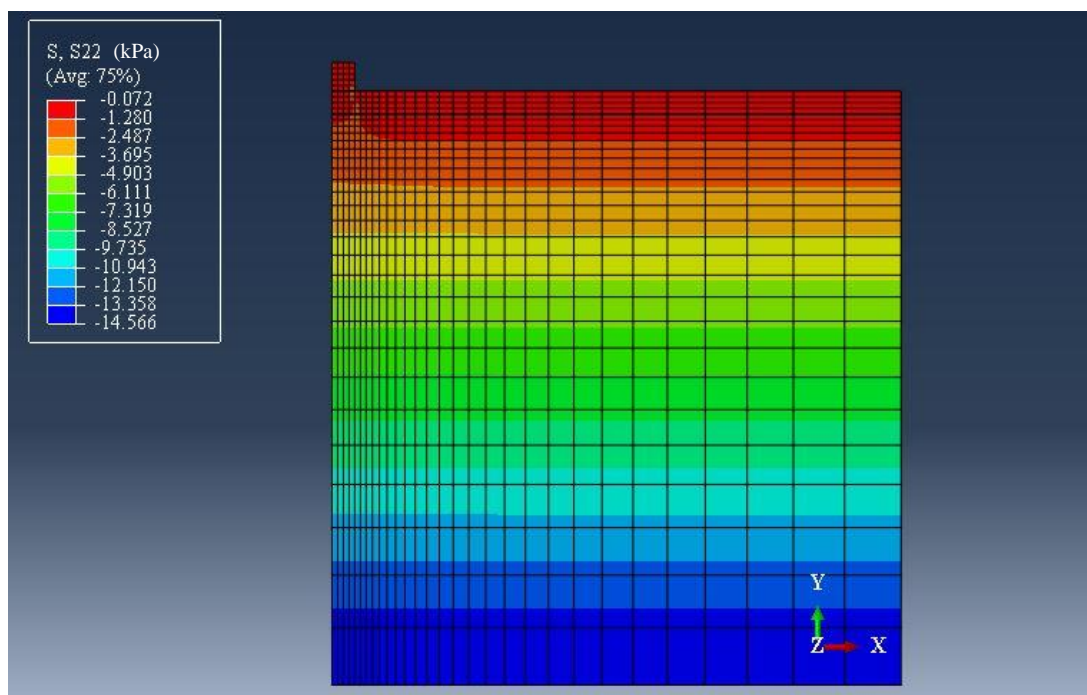


Figura 5.9: gerações das tensões geostáticas

## 5.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO

A calibração do modelo foi realizada com o objetivo de ajustar seus parâmetros de modo de obter uma curva tensão *versus* recalque semelhante ao obtido no ensaio em escala reduzida da areia sem reforço (ensaio PC-NAT-4). A primeira parte da calibração foi estabelecer o posicionamento das bordas a uma distância tal que a sua influência não fosse significativa, a segunda foi a refinamento da malha e o terceiro a calibração dos parâmetros dos materiais.

### 5.2.1 Posicionamento das fronteiras

Para o posicionamento das fronteiras, foram feitas algumas rodadas variando a largura e altura do modelo até que os valores de capacidade de carga da fundação não apresentem uma variação significativa. As figuras 5.10 e 5.11 apresentam a variação da capacidade de carga com o aumento do diâmetro e altura relativamente à dimensão da base da fundação ( $D$ ). As rodadas foram feitas sempre mantendo uma das bordas fixas enquanto a outra era modificada.

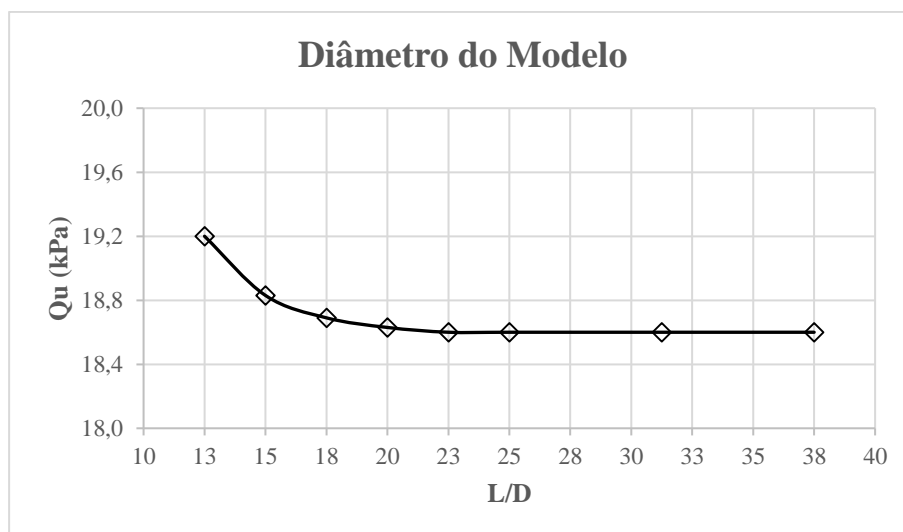


Figura 5.10: influência do diâmetro do modelo na capacidade de carga

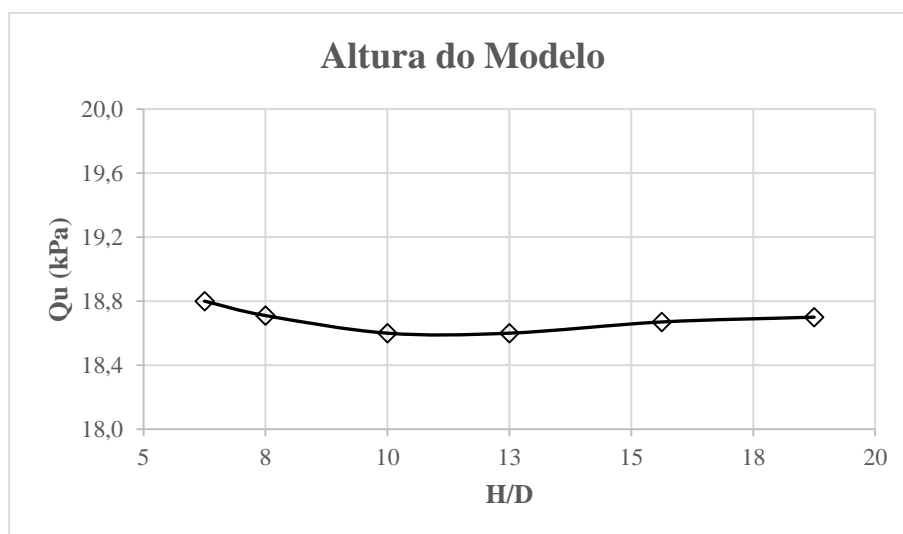


Figura 5.11: influência da altura do modelo na capacidade de carga

Com base nos resultados, foram adotadas as relações  $L/D = 25$  ( $L = 2,00$  m) e  $H/D = 12,5$  ( $H = 1,00$  m).

### 5.2.2 Refinamento da malha

A malha de elementos finitos foi elaborada de maneira estruturada e com maior refinamento na região próxima à fundação, onde são concentradas as tensões e deslocamentos. A malha utilizada na modelagem possuía em torno de 700 elementos e 750 nós.

A influência do número de elementos na capacidade de carga da fundação pode ser observada na figura 5.12. Verifica-se que todas as malhas testadas já possuíam um grau de refinamento suficiente para análise.

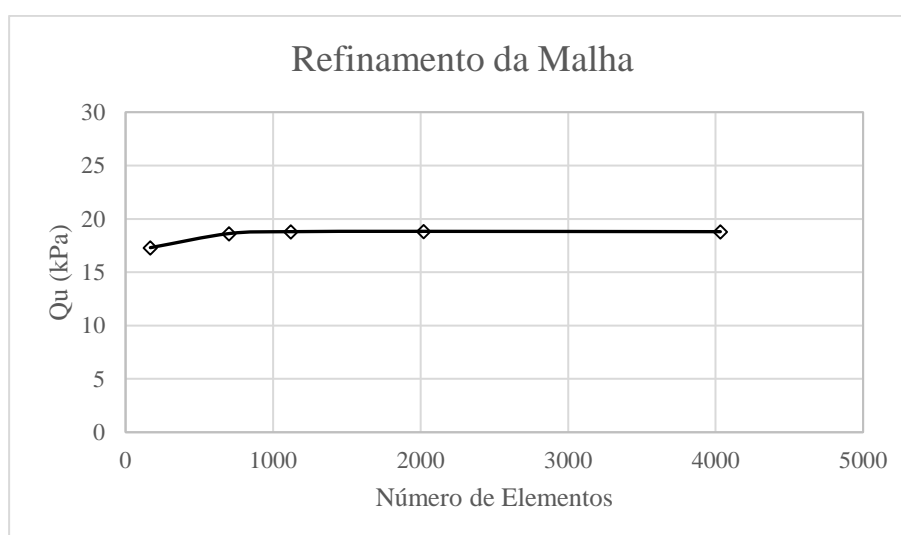


Figura 5.12: influência do número de elementos na capacidade de carga

### 5.2.3 Calibração dos parâmetros dos materiais

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

- Areia:  $E$ ,  $\nu$ ,  $\beta$ ,  $d$ ,  $K_0$ ,  $\gamma'$ ,  $p_b$ ,  $\epsilon_{vol}$ ,  $e_0$
- Solo-Cimento:  $E$ ,  $\nu$ ,  $\phi'$ ,  $c'$ ,  $\psi$ ,  $K_0$ ,  $\gamma'$ ,  $q_t$

Resalta-se que os parâmetros  $\beta$  e  $d$  requeridos no modelo constitutivo de Drucker-Prager estão relacionados diretamente com os parâmetros  $\phi'$  e  $c'$  respectivamente. Esses parâmetros estão vinculados através das seguintes equações:



$$\tan \beta = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (\text{Equação 5.11})$$

$$d = \frac{18c \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (\text{Equação 5.12})$$

Através de retroanálise, verificou-se que o melhor ajuste nas provas de carga deu para  $\beta=54^\circ$ , o qual dá um  $\phi' = 34^\circ$ . Este valor é coerente com as condições de baixa tensões confinantes do modelo reduzido.

Comumente, para areias secas em estado fofo a coesão é zero, portanto  $d$  seria zero, mas não é possível especificarmos um valor igual a zero devido a problemas numéricos. Após alguns testes, verificou-se para uma boa convergência, deveria ser utilizado um valor mínimo de  $d=0,00001$  kPa, o qual dá um  $c' = 0,0000016$  kPa.

No caso dos valores de  $p_b$  e  $\varepsilon_{vol}$ , por retroanálise, verificou-se que o melhor ajuste se deu para a equação  $\varepsilon_{vol} = 0,03 p_b - 0,0049$  (fig. 5.12).

Alguns parâmetros foram adotados constantes em todas as análises. Para a areia foi utilizado o peso específico médio obtido no tanque de solos  $\gamma' = 15$  kN/m<sup>3</sup>. Este mesmo valor foi adotado para a camada de solo-cimento para que não houvesse perturbação no campo das tensões geostáticas iniciais. O mesmo foi feito para o parâmetro  $K_0$ , calculado com base na equação de JAKY (1994):  $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') = 1 - \text{sen}(34^\circ) = 0,44$ . O valor de  $\phi'$  foi obtido por retroanálise.

O valor do coeficiente de Poisson da areia foi obtido através da teoria da elasticidade:  $\nu = K_0 / (1 + K_0) = 0,44 / (1 + 0,44) = 0,31$ . Para o solo-cimento foi adotado um valor de 0,25 (FOPPA, 2016).

Para o caso do valor do índice de vazios iniciais da areia, foi empregado o valor médio obtido no tanque de solos  $e_0 = 0,74$ .

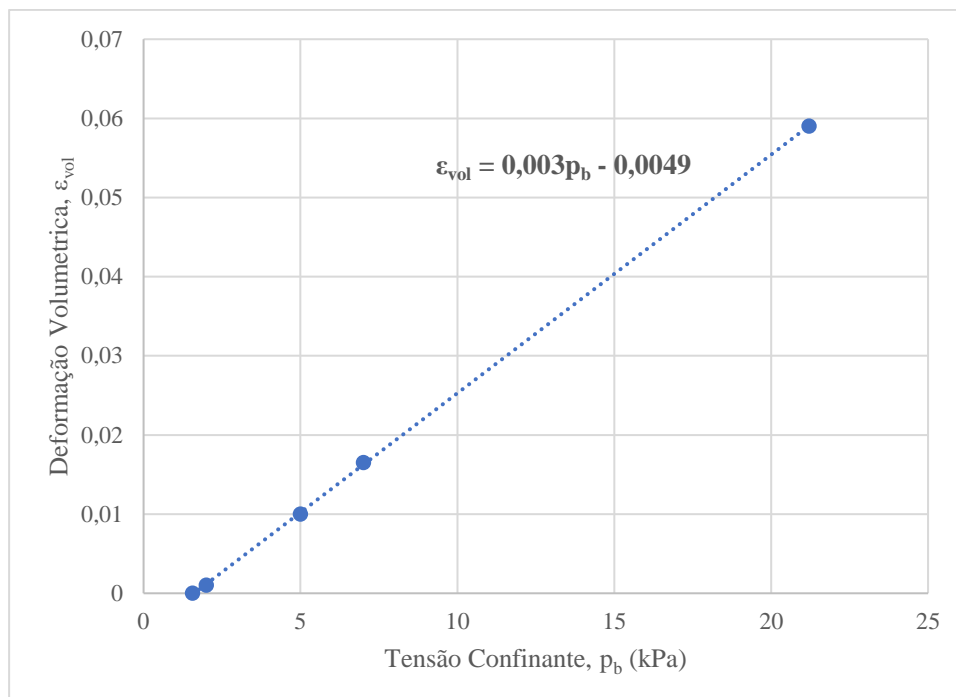


Figura 5.13: ajuste por retroanálise dos resultados de um ensaio de consolidação isotrópica

O modelo utilizado na areia só precisa do modelo de elasticidade inicial e logo o software faz automaticamente a variação do módulo com a profundidade, neste caso por retroanálise se obteve um módulo de elasticidade inicial de 1350 kPa. Para o solo-cimento foram adotados os valores de  $E_{(50\%)}$  obtidos nos ensaios de compressão simples com medida de deformação axial (FOPPA, 2016), conforme mostrada na figura 5.14.

Os valores de coesão e ângulo de atrito interno para o solo-cimento foi obtida através do método de CONSOLI (2014), apresentado na revisão bibliográfica. Para o caso de  $\psi$  para o solo-cimento, foi utilizado o mesmo valor que do FOPPA (2016).

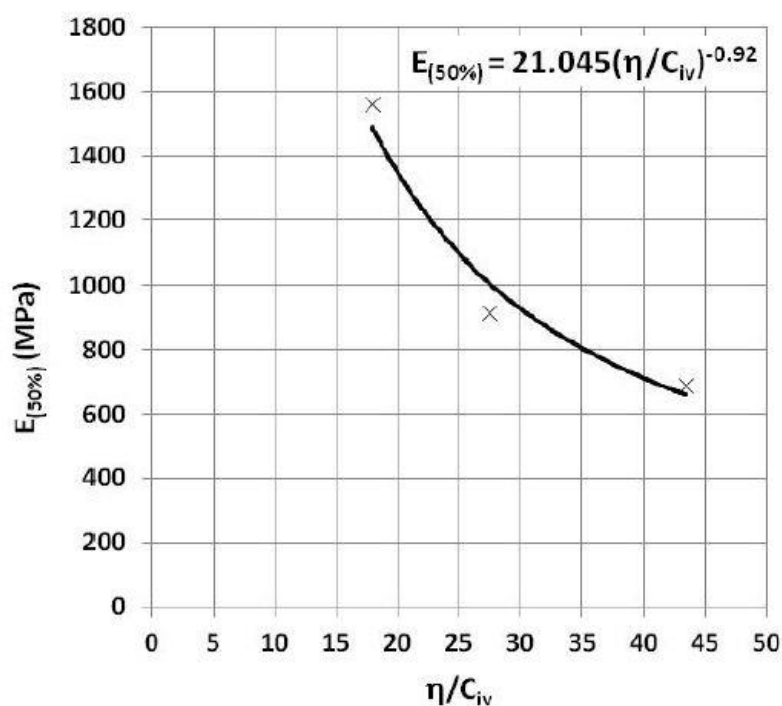


Figura 5.14:  $E_{(50\%)}$  para solo-cimento (FOPPA, 2016)

A tabela 5.1 sumariza os valores dos parâmetros dos materiais utilizados na modelagem numérica.

Tabela 5.1: parâmetros dos materiais para a análise numérica

PARÂMETRO	AREIA ( $D_r = 27\%$ )	SOLO-CIMENTO
<b>E (Mpa)</b>	1,35	$21.045(\eta/C_{iv})^{-0,92}$
<b><math>\nu</math></b>	0,31	0,25
<b><math>c'</math> (kPa)</b>	$1,6E-06$	CONSOLI (2014)
<b><math>\phi'</math> (°)</b>	34	CONSOLI (2014)
<b><math>\psi</math> (°)</b>	-	10
<b><math>K_0</math></b>	0,44	0,44
<b><math>\gamma'</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	15	15
<b>qt (Kpa)</b>	-	$10.455(\eta/C_{iv})^{-1,63}$

A tabela 5.4 apresenta os parâmetros de resistência e deformabilidade das camadas de reforço para cada prova de carga.

Tabela 5.2: parâmetros de resistência das camadas de reforço para análise numérica

Nº	PROPIEDADES DA CAMADA DE REFORÇO					PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (CONSOLI et al. 2014)		E <sub>(50%)</sub> (Mpa)
	H <sub>r</sub> /D	T <sub>r</sub> /H <sub>r</sub>	η/C <sub>iv</sub>	q <sub>u</sub> (kPa)	q <sub>t</sub> (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	
E-1	0,25	0,50	17,3	859	100	182	44	1528
E-2		1,00	17,0	878	103	187	43,9	1551
E-3		1,50	17,7	832	97	176	44,2	1496
E-4	0,50	0,25	18,4	786	90	165	44,5	1441
E-5		0,50	17,2	866	101	184	44,0	1536
E-6		0,75	18,0	816	94	172	44,3	1477
E-7		1,00	17,2	865	101	184	44,0	1535
E-8	1,00	1,50	16,7	905	107	193	43,7	1582
E-9		0,25	17,4	851	99	180	44,1	1519
E-10		0,50	16,6	909	107	194	43,7	1587
E-11	1,50	0,75	16,9	888	104	189	43,8	1562
E-12		0,25	17,8	824	95	174	44,3	1486
E-13	0,50	0,50	16,8	895	105	191	43,8	1571
E-4B		0,25	27,9	445	46	86	47,6	985
E-5B		0,50	25,9	492	52	97	47,1	1055
E-6B		0,75	27,4	454	47	88	47,5	1000
E-7B		1,00	27,4	456	48	89	47,5	1002
E-8B	1,50	25,4	506	54	100	46,9	1074	
E-4C	0,50	0,25	42,5	248	23	45	50,4	669
E-5C		0,50	42,9	246	23	44	50,5	663
E-6C		0,75	41,2	259	24	47	50,2	688
E-7C		1,00	40,6	264	25	48	50,1	697
E-8C		1,50	40,9	262	25	48	50,2	693

\*Os η/C<sub>iv</sub> utilizados, são os medidos no ensaio.

A figura 5.15 apresenta um comparativo entre as curvas carga *versus* recalque obtida através do modelo de elementos finitos (SOLO-NAT-NUM) com a obtida no ensaio com modelo reduzido (PC-NAT-4). Verifica-se que o modelo numérico consegue representar com

bastante precisão o comportamento experimental. No deslocamento para o qual foi definido a capacidade de carga ( $\delta = 9,88$  mm), temos para o ensaio  $Q_u = 17,96$  kPa e no modelo numérico  $Q_u = 18,01$  kPa, uma diferença de 0,5%.

Considerando que o modelo esteja reproduzindo corretamente o comportamento observado experimentalmente, podemos utilizá-lo para poder visualizar outras variáveis dificilmente observáveis no ensaio com modelo reduzido. A figura 5.16 apresenta a variação da tensão vertical imediatamente sob a base da sapata, a partir do seu eixo. Vemos que a tensão desde o centro da fundação vai aumentando até seu ponto máximo perto da borda da fundação, logo de passar por o pico máximo a tensão sofre uma redução até a borda da sapata.

A figura 5.17 mostra a variação das tensões vertical no eixo da fundação ao longo da profundidade. Percebe-se que há uma influência das tensões aplicadas pela fundação até aproximadamente 250 mm (3D) de profundidade, a partir deste ponto as tensões se aproximam das tensões iniciais geostáticas. Este resultado é compatível com o estimado pela teoria da elasticidade para fundações circulares.

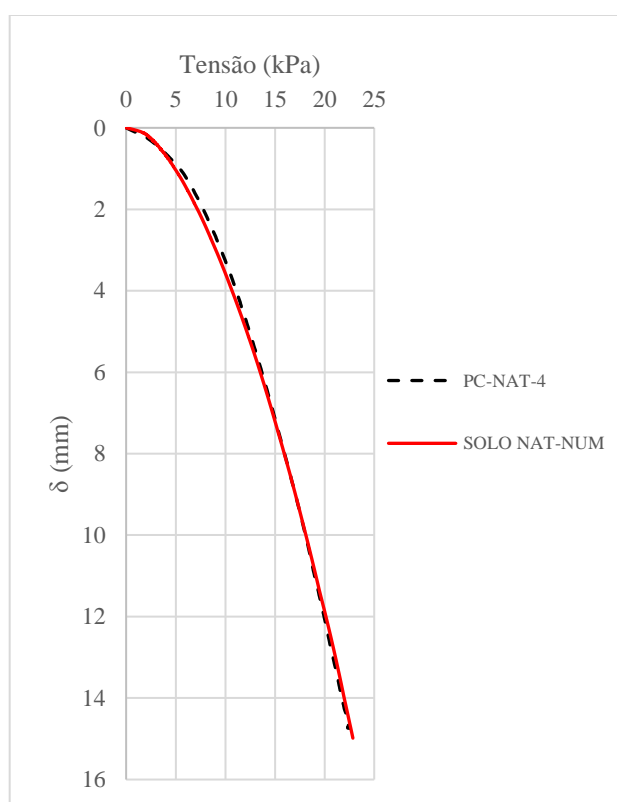


Figura 5.15: comparativo entre as curvas tensão *versus* recalque obtidas no modelo reduzido e no modelo numérico

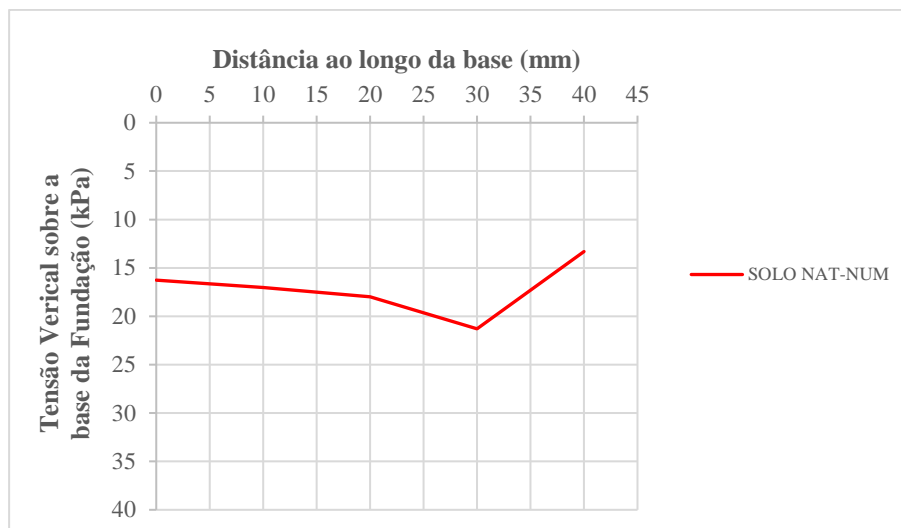


Figura 5.16: tensões verticais atuantes sob a base da fundação

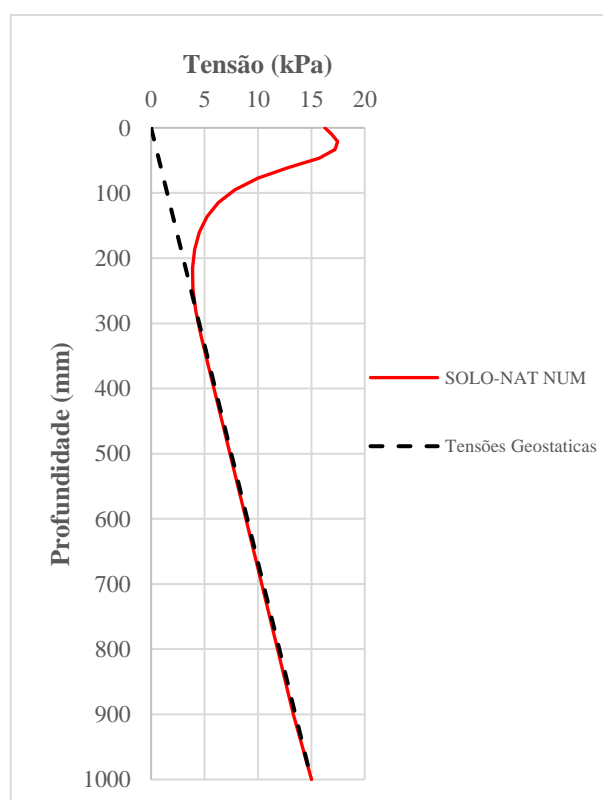


Figura 5.17: tensões verticais ao longo da profundidade no eixo da fundação

A figura 5.18 mostra os vetores de deslocamento total do solo após um deslocamento vertical imposto de 15 mm ( $\delta/D = 19\%$ ). Verifica-se a tendência de deslocamento em espiral em direção à superfície de solo, conforme previsto pela teoria da capacidade de carga.

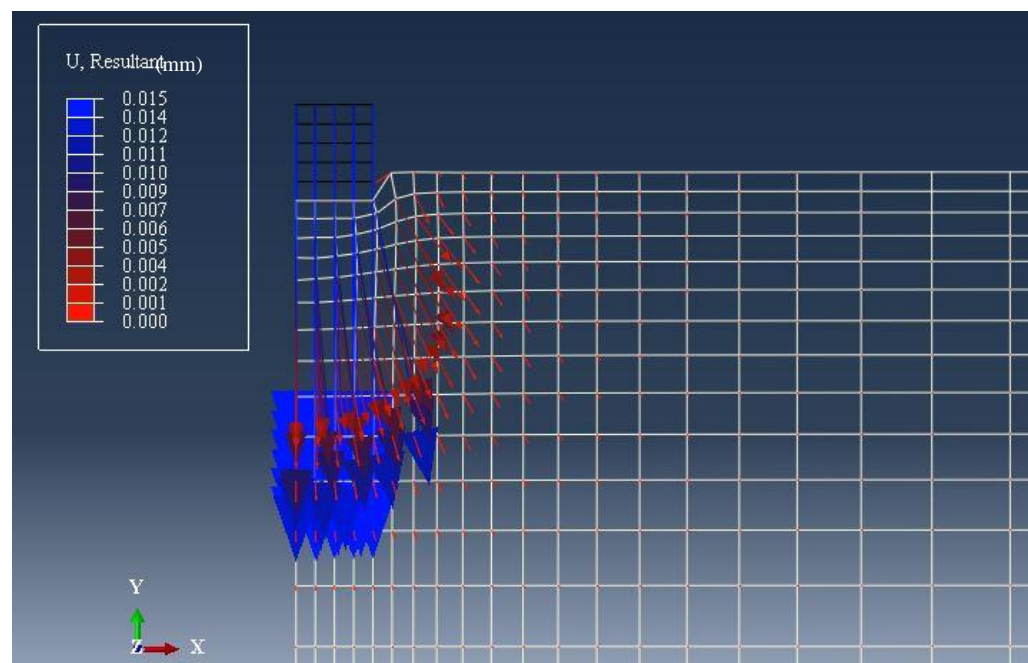


Figura 5.18: vetores deslocamento totais no modelo numerico

A figura 5.19 mostra os contornos de plastificação do solo para um deslocamento de 15 mm ( $\delta/D = 19\%$ ). Percebe-se que a região de maior plastificação ocorre junto a borda da fundação. Ademais, observa-se como a plastificação se propaga diagonalmente em direção ao eixo da fundação formando uma cunha de solo embaixo dela, conforme previsto pela teoria clássica de capacidade de carga.

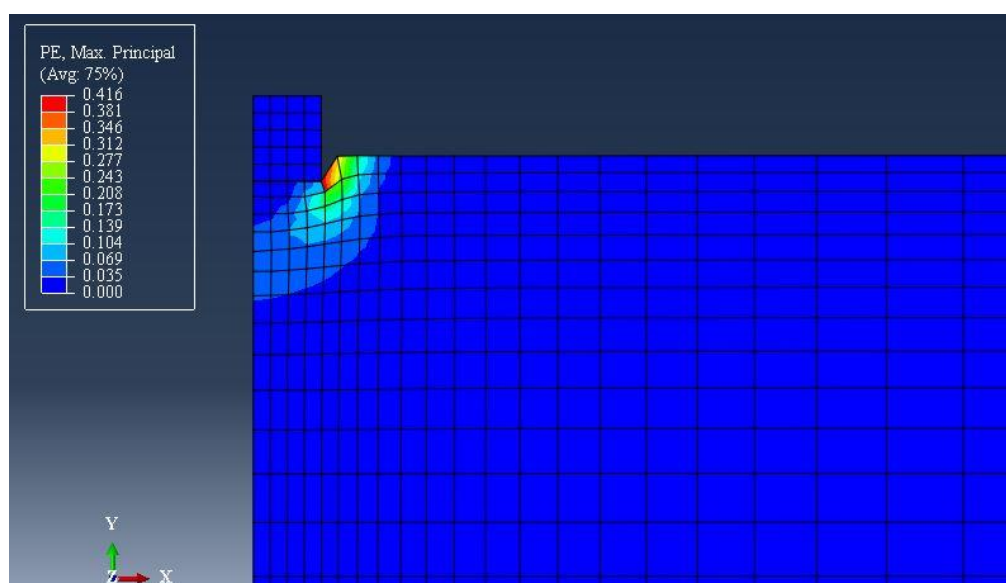


Figura 5.19: contornos de plastificação para  $\delta/D = 19\%$

### 5.3 RETROANÁLISE

Uma vez calibrado o modelo numérico para o solo de base (areia), foram simuladas as provas de carga com camada de reforço em solo-cimento. Nos gráficos apresentados neste item, as letras “MN” à frente do número de ensaio significa que se trata da simulação numérica.

A figura 5.20 apresenta um comparativo entre as curvas carga *versus* recalque obtidas experimentalmente e numericamente para as provas de carga do solo com reforço com  $H_r/D=0,25$  e  $\eta/C_{iv} = 17$ . As demais relações são apresentadas no Apêndice C deste trabalho.

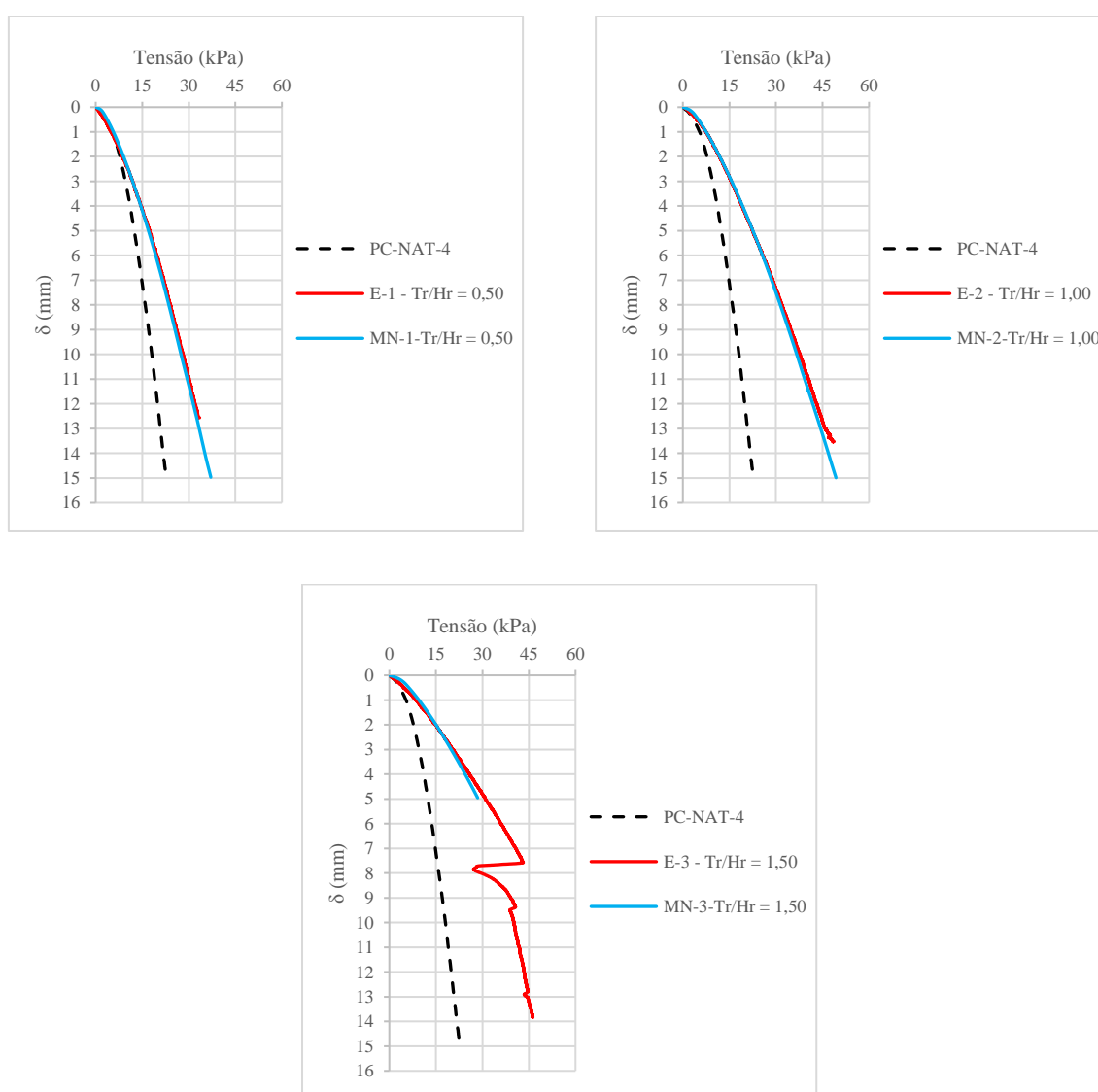


Figura 5.20: comparativo entre as curvas tensão *versus* recalque experimentais e numéricas ( $H_r/D = 0,25$ ;  $\eta/C_{iv} = 17$ )



Verifica-se que o modelo consegue reproduzir com uma boa aproximação as curvas das provas de carga em modelo reduzido, indicando que o modelo numérico está bem calibrado. Como é mostrado no Apêndice C este mesmo padrão de comportamento não foi alcançado para algumas das demais relações  $H_r/D$  estudadas, isto é, devido à, como foi dito antes, perturbações no solo de base produzidas no momento do enchimento do tanque, como assim também, alguns ensaios apresentaram influência das bordas do tanque, produzindo assim uma maior resistência que o esperado numericamente.

A curva da análise numérica MN-4, mostrada na figura 5.20, percebe-se que o modelo parou antes de atingir o deslocamento prescrito de 15 mm, quer dizer que o modelo não convergiu. Isto acontece quando a plastificação atinge uma grande parte da seção do reforço, aumentando a não linearidade do problema e tornando a convergência cada vez mais difícil.

As figuras 5.21 e 5.22 mostram um comparativo entre as curvas normalizadas pela área da base do reforço ( $P/(\pi D_c^2/4)$ ), experimentais e numéricas das relações  $H_r/D = 0,25$  e  $1,0$  com  $\eta/C_{iv} = 17$ . As demais relações são apresentadas no Apêndice C.

Conforme o visto no item 4.2.3, em solos com módulos de elasticidade diretamente proporcional à tensão confinante, as curvas tensão *versus* recalque independem do tamanho da fundação. Como pode ser visto nas figuras 5.21(b) e 5.22(b), este foi o resultado obtido, entretanto, a variável aqui é o diâmetro do reforço, ou seja, fundação e reforço se comportam como se fossem um elemento único.

O pequeno ganho de resistência observado entre as curvas normalizadas numéricas, provavelmente, deve-se, à sobrecarga de solo ao lado da camada de reforço.

Nos ensaios E-9 a E11 obtidas experimentalmente, apresentados na figura 5.22, fica claro que as curvas obtidas para esses ensaios sofreram da influência do confinamento provocado pela proximidade das fronteiras do tanque de testes, já que no modelo numérico as fronteiras estão suficientemente distantes, não se observa esta influência.

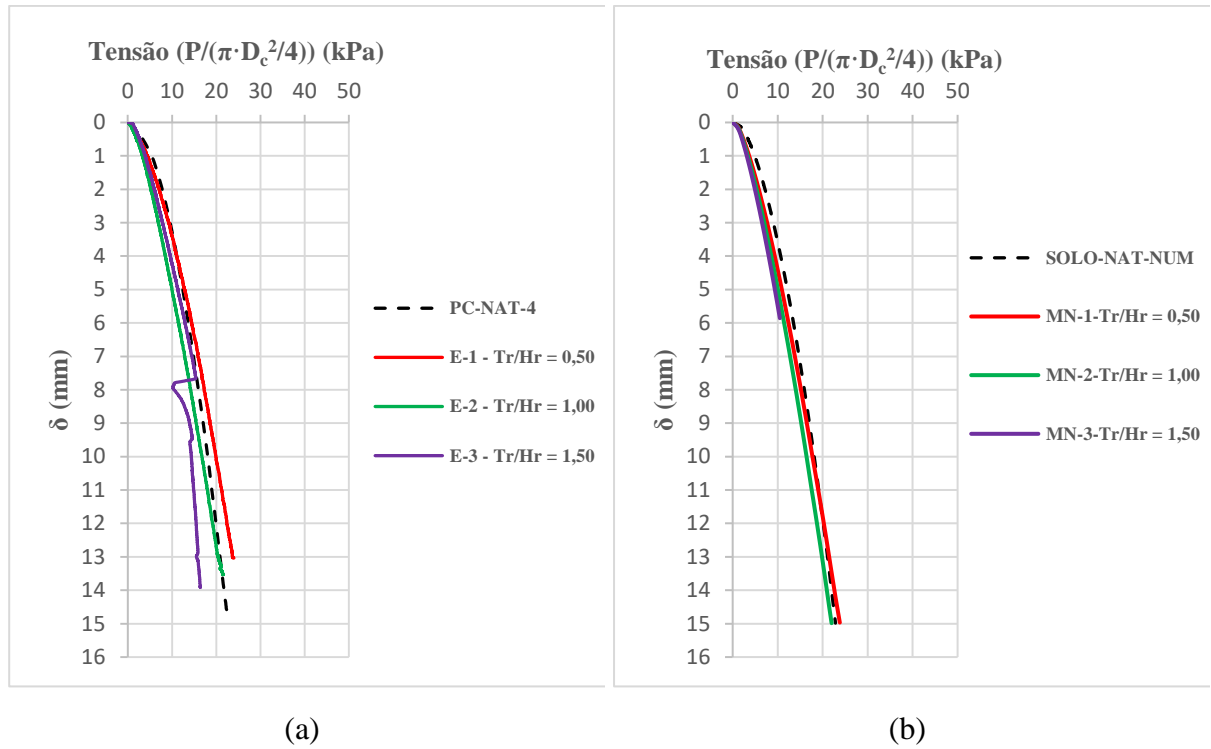


Figura 5.21: curva tensão *versus* recalque normalizada: (a) experimental, (b) numérico ( $H_r/D = 0,25$ ;  $\eta/C_{iv} = 17$ )

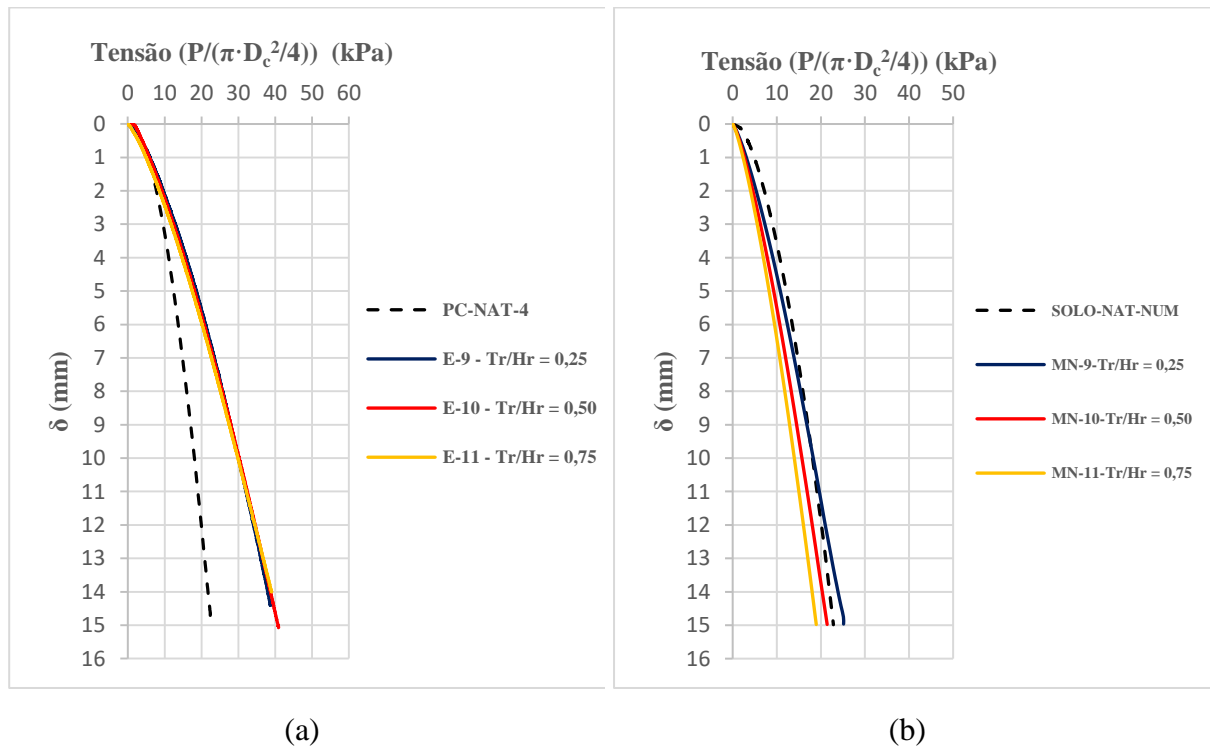


Figura 5. 22: curva tensão *versus* recalque normalizada: (a) experimental, (b) numérico ( $H_r/D = 1,00$ ;  $\eta/C_{iv} = 17$ )

A variação da tensão vertical no eixo da fundação com a profundidade é apresentada na figura 5.23 para as relações  $H_r/D = 0,25$  e  $1,00$  com  $\eta/C_{iv} = 17$ . As demais relações são apresentadas no Apêndice C. O nível zero corresponde à superfície do reforço. De acordo com o esperado, os resultados mostraram que quanto maior o diâmetro do reforço, maior será a profundidade de influência. Além disso, verificou-se que a zona de influência do bulbo de tensões é da ordem de  $3D_r$ , valor próximo previsto pela teoria da elasticidade. A partir desse ponto as tensões se aproximam as geostáticas.

Nas camadas de menor rigidez, percebe-se uma redução das tensões verticais na superfície da base do reforço, relacionada à tendência de flexão do reforço.

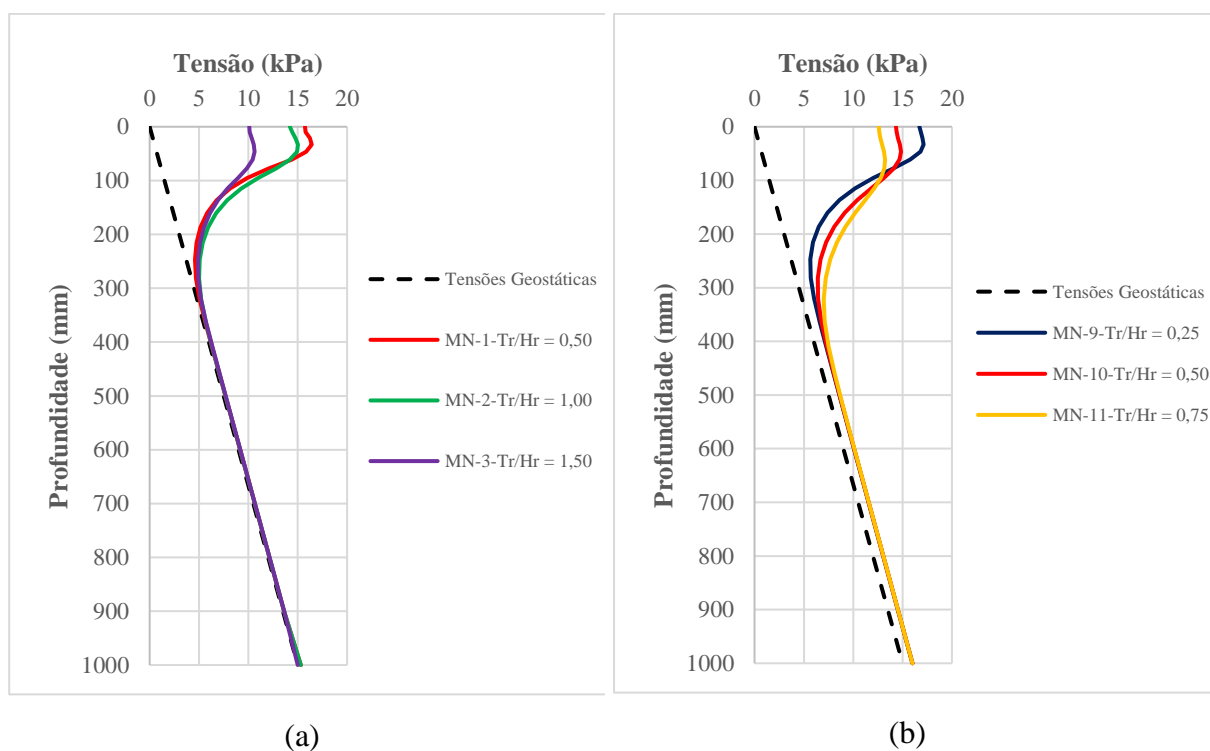
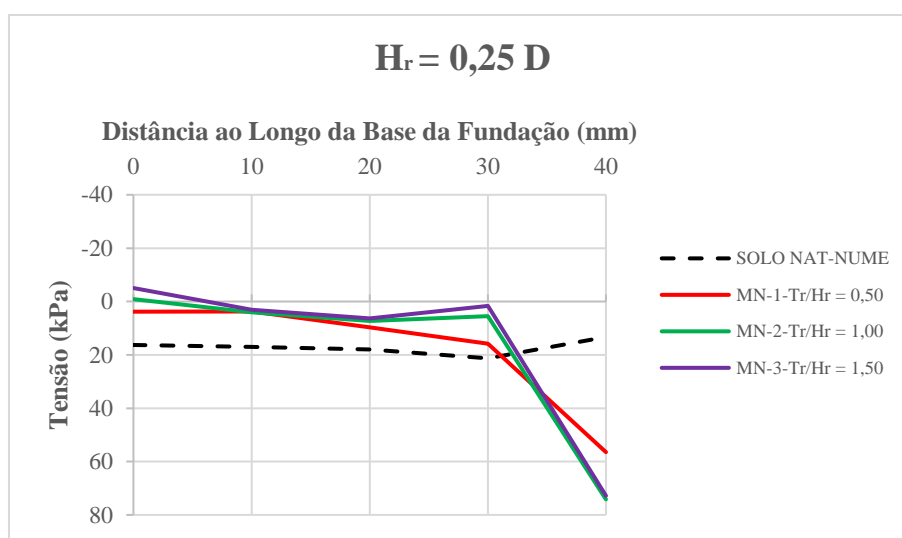


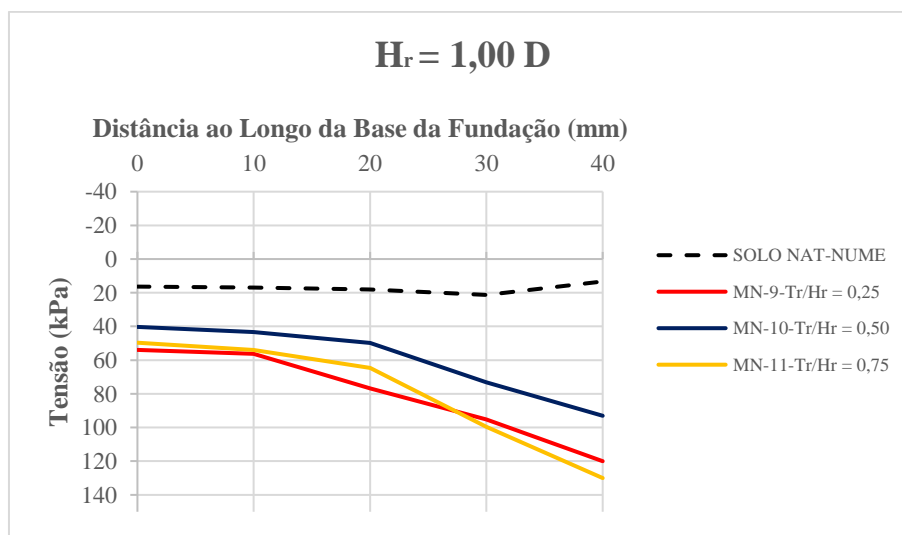
Figura 5.23: tensões verticais ao longo do eixo da fundação: (a)  $H_r/D = 0,25$ , (b)  $H_r/D = 1,00$  ( $\eta/C_{iv} = 17$ )

As variações da tensão vertical atuantes na base da fundação para relações da camada de reforço de  $H_r/D = 0,25$  e  $1,00$  com  $\eta/C_{iv} = 17$  são apresentadas na figura 5.24. As demais relações são apresentadas no Apêndice C. Visualiza-se que independentemente do diâmetro do reforço as tensões no centro da fundação são muito próximas e aumentam em direção às bordas, onde atingem seu valor máximo.

Na figura 5.24a, percebe-se alguns valores de tensões de tração no eixo da fundação. Isto possivelmente é devido ao desenvolvimento de tensões de tração nas camadas que possuem maior diâmetro. Na prática é pouco provável que isto ocorra, pois, dificilmente haverá aderência suficiente entre o solo-cimento e a base da fundação. Assim, deve-se considerar este efeito apenas numérico, não real.



(a)

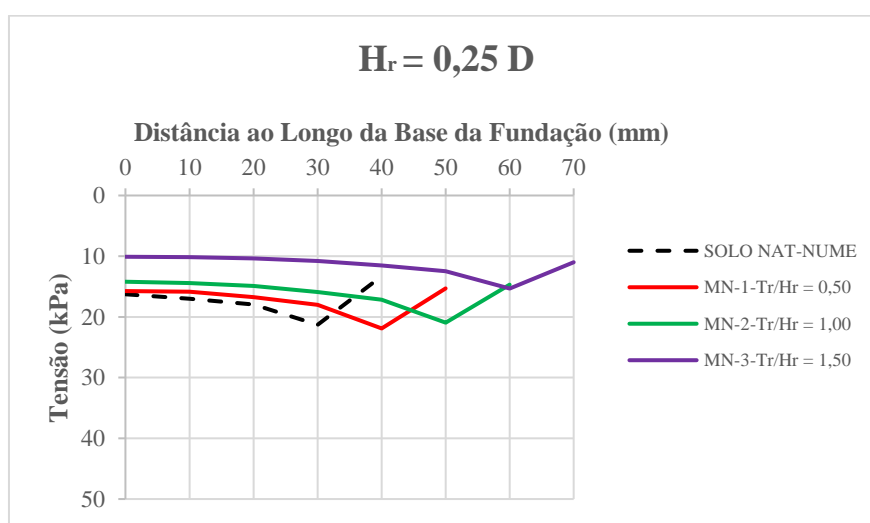


(b)

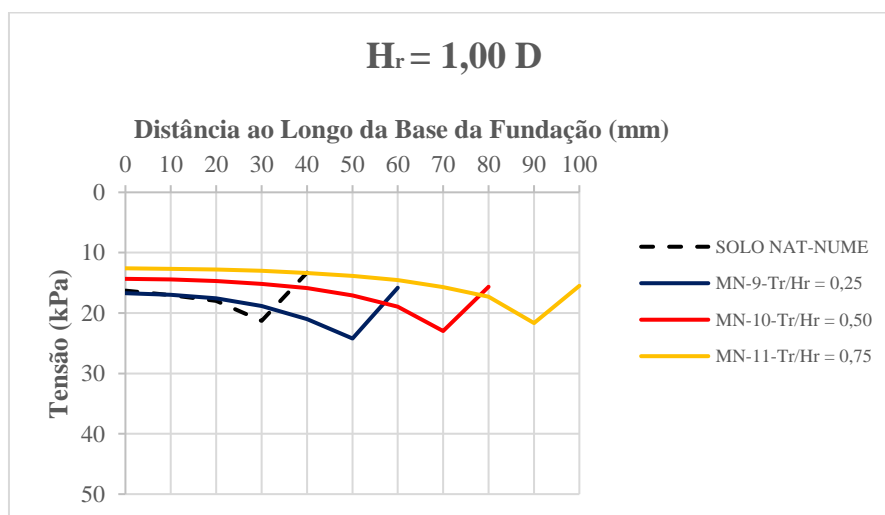
Figura 5.24: tensões verticais sob a base da fundação ao longo do seu semi-diâmetro: (a)  $H_r/D = 0,25$ , (b)  $H_r/D = 1,00$  ( $\eta/C_{iv} = 17$ )

A figura 5.25 apresenta a variação da tensão vertical sob a base do reforço ao longo do semi-diâmetro para as relações  $H_r/D = 0,25$  e  $1,00$  com  $\eta/C_{iv} = 17$ . As demais relações são mostradas no Apêndice C. As tensões atuantes na base do reforço correspondem ao recalque que caracteriza a ruptura do solo sem reforço ( $\delta = 9,88$  mm). Percebe-se nas figuras mostradas que no eixo da fundação apresentam-se as menores tensões, aumentando em direção à borda. Junto à borda ocorre uma redução acentuada da tensão devido à plastificação da areia naquele ponto.

O mesmo comportamento percebe-se nas demais relações de  $H_r/D$ .



(a)



(b)

Figura 5.25: tensões verticais sob a base do reforço em solo-cimento ao longo do seu semi-diâmetro ( $\eta/C_{iv} = 17$ )

A figura 5.26 apresenta a variação da tensão de tração ao longo da base do reforço. Verifica-se que para a relação  $H_r/D = 0,25$ , as tensões máximas de tração no reforço tendem a se concentrar nas proximidades das bordas da fundação. Já para as relações  $H_r/D = 0,50$ ; 1,00 e 1,50, as tensões máximas de tração tendem a se concentrar no centro da fundação. Como será visto no capítulo 6, esse tipo de distribuição de tensões pode ser explicado através da analogia, com o comportamento de placas circulares e blocos de fundação.

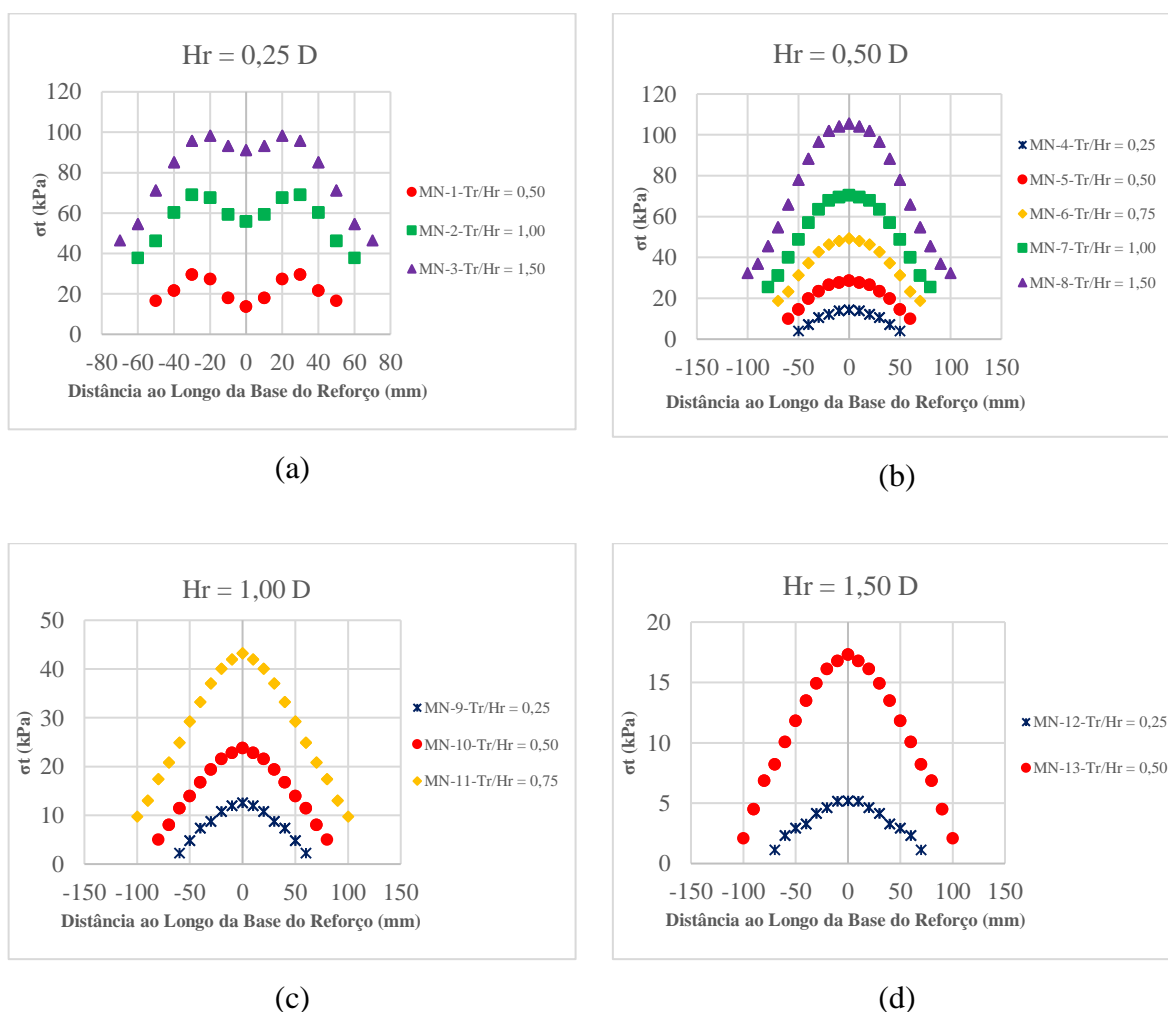


Figura 5.26: tensão de tração na base da camada de reforço em solo-cimento ( $\eta/C_{iv} = 17$ )

As figuras 5.27 e 5.28 apresentam a distribuição de tensões de tração, tensões cisalhantes e as regiões plastificadas na areia para os ensaios MN-1 a MN-3 ( $H_r/D = 0,25$ ) e MN-9 a MN-12 ( $H_r/D = 1,00$ ).

Nas figuras se mostram que para  $H_r/D = 0,25$  as tensões máximas de tração concentram-se na região inferior do reforço próximas às bordas da fundação. Já para  $H_r/D = 1,00$ , as tensões máximas de tração localizam-se na parte central. Nos dois casos, verifica-se que as tensões cisalhantes se concentram sob às bordas da fundação.

Também pode-se observar nas figuras 5.27 e 5.28, que a plastificação do solo se concentra próximo às bordas do reforço e se nota também que a sua extensão tende a diminuir com o aumento do diâmetro do reforço.

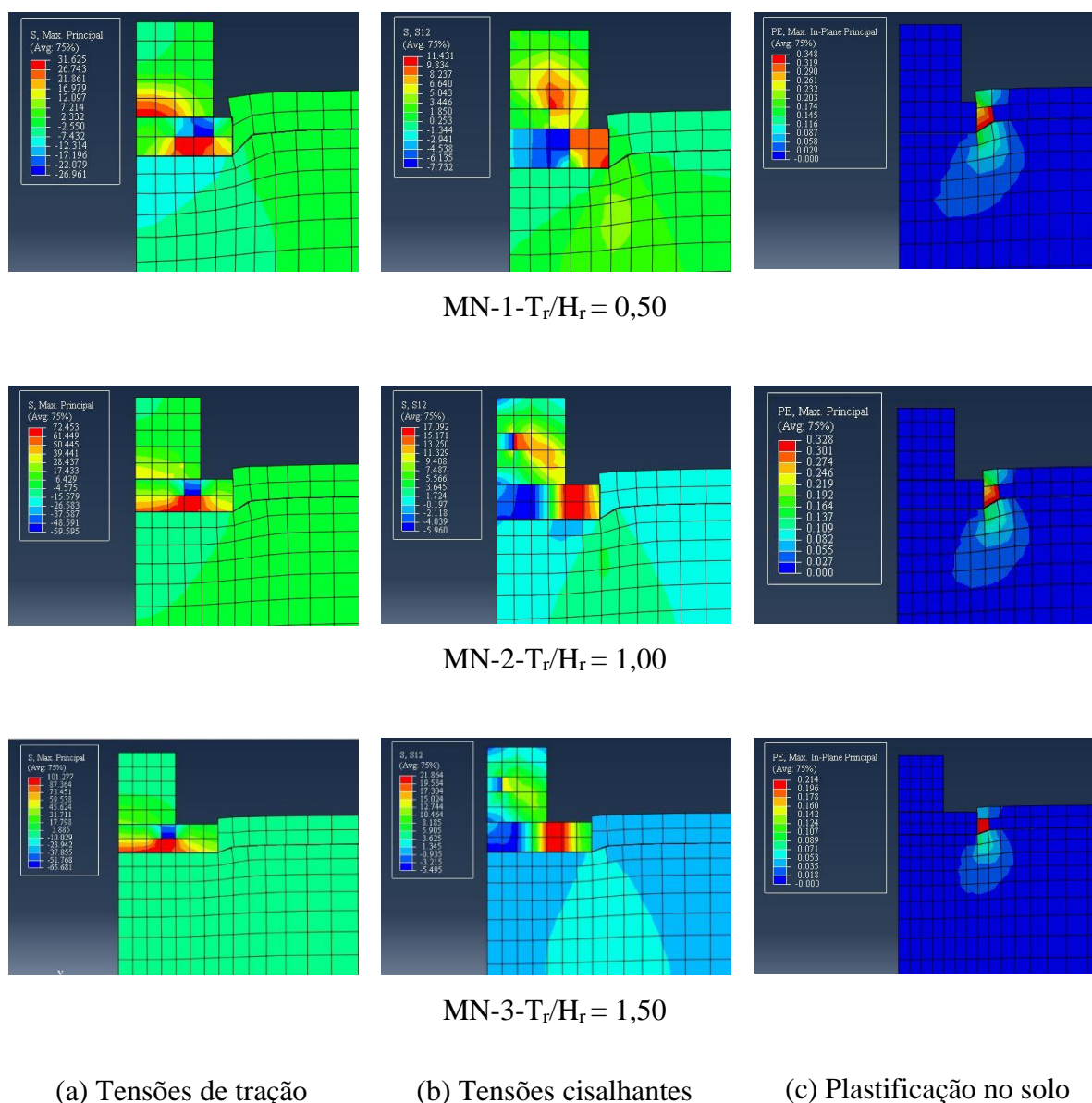
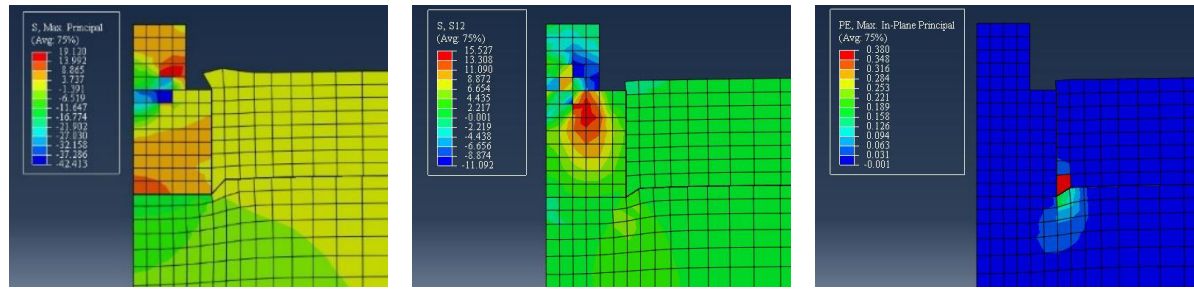
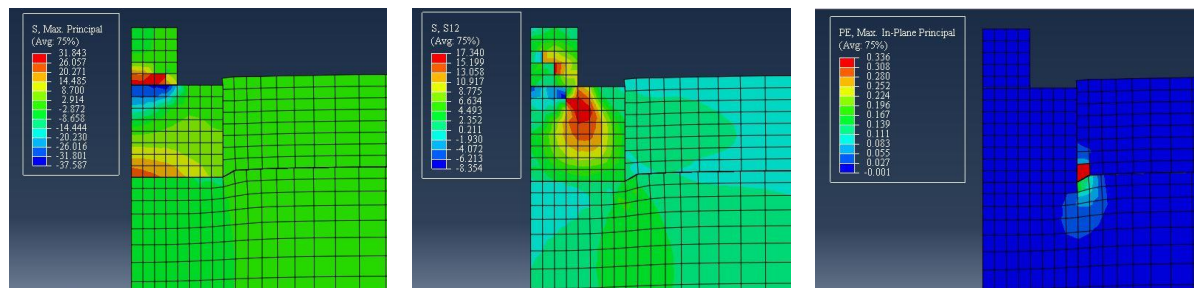
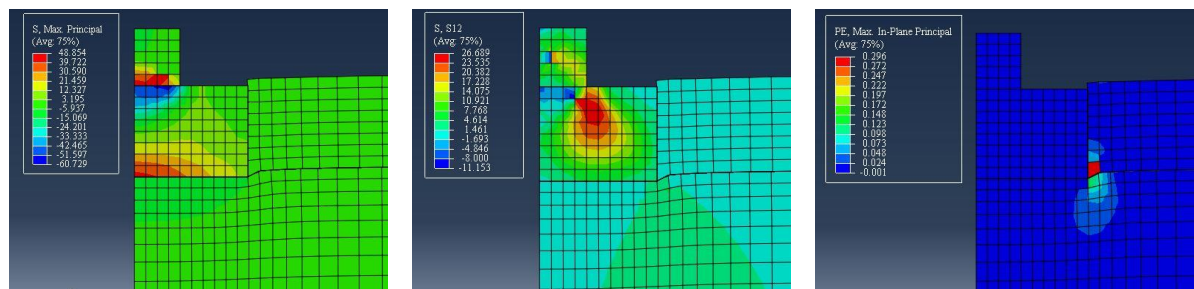


Figura 5. 27: tensões de tração e cisalhantes atuantes no reforço.  
Deformações plásticas no solo ( $H_r/D = 0,25$ )

MN-9- $T_r/H_r = 0,25$ MN-10- $T_r/H_r = 0,50$ MN-11- $T_r/H_r = 0,75$ 

(a) Tensões de tração

(b) Tensões cisalhantes

(c) Plastificação no solo

Figura 5.28: tensões de tração e cisalhantes atuantes no reforço.  
Deformações plásticas no solo ( $H_r/D = 1,00$ )

Na figura 5.29 se apresenta um comparativo entre curvas carga *versus* recalque para provas de carga com a mesma geometria, porém diferentes resistências ( $\eta/C_{IV} = 17, 26$  e  $40$ ), para o caso  $H_r/D = 0,50$  com  $D_c = 1,25D$ . Verifica-se que os parâmetros de resistência e deformabilidade do reforço não influenciam o comportamento da curva tensão *versus* recalque.



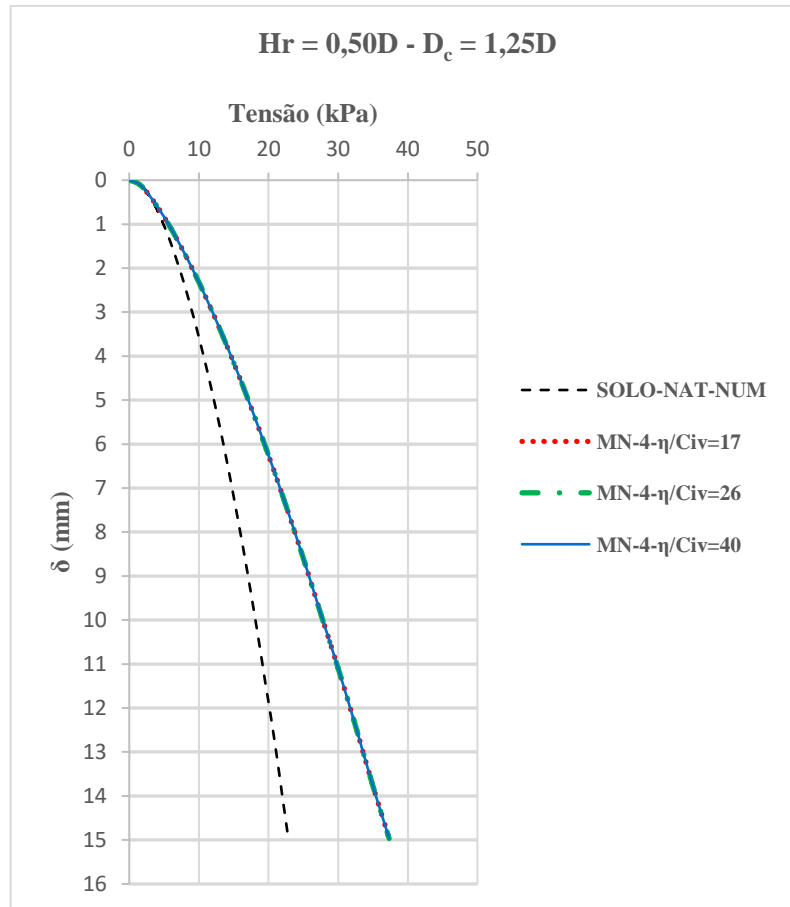


Figura 5.29: efeito da resistência do reforço sobre a curva tensão *versus* recalque ( $H_r/D=0,50$ ;  $D_c/D = 1,25$ )

## 6 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo será realizada uma análise conjunta dos resultados experimentais e numéricos, buscando consolidar os padrões de comportamento observados e desenvolver um método capaz de prever a capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes sobre camada de reforço em solo-cimento. Cabe destacar que o caso estudado de fundações está submetido a um carregamento vertical centrado, num solo arenoso e terreno plano.

Nas análises subsequentes será utilizada a mesma nomenclatura adotada por FOPPA, (2016) para a tensão de ruptura, onde temos:

- $Q_u$  = tensão de ruptura da fundação assente diretamente sobre o solo natural.
- $Q_{ur}$  = tensão de ruptura da fundação assente sobre camada de reforço em solo-cimento ( $P_u/(\pi D^2/4)$ ).
- $Q_{ur(n)}$  = tensão normalizada de ruptura. Tensão de ruptura da fundação assente sobre reforço em solo-cimento, calculada a partir da área da base do reforço. ( $P_u/(\pi D_r^2/4)$ ).

Nos ensaios em modelos reduzidos ficaram caracterizados dois tipos distintos de ruptura:

- a) a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga. Portanto, fundação e reforço estão se comportando como um elemento único, assente na profundidade de assentamento do reforço;
- b) após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de fissuras. E como será visto mais adiante, podem começar na borda ou no eixo da fundação, e que se propaga de baixo para cima à medida que aumentam os recalques.

Então, pode-se dizer que no primeiro caso a ruptura ocorre no solo de base e, no segundo, na camada de reforço. A figura 6.1 exemplifica esquematicamente estas duas situações. A curva tensão *versus* recalque do solo reforçado está representada de forma normalizada.

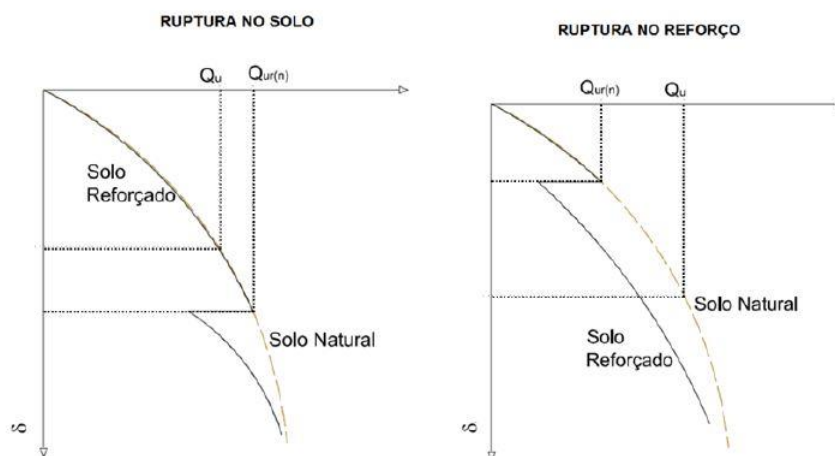


Figura 6.1: tipos de ruptura observados nos ensaios em modelo reduzido (FOPPA, 2016)

O ponto de início da fissuração ficou claramente definido na curva tensão *versus* recalque por uma queda brusca na tensão. Após a estabilização da tensão, com o aumento dos deslocamentos, havia um ganho gradual da resistência. Eventualmente, ocorria uma nova queda de tensão relacionado com o aumento da fissura.

Deve-se lembrar que os ensaios em modelo reduzido foram realizados com deslocamento controlado. Em construções convencionais, a carga é aplicada em incrementos à medida que a superestrutura é construída, o que corresponde a um carregamento com tensão controlada. Neste caso, ao invés de uma queda de tensão, ocorreria um recalque instantâneo, podendo gerar uma ruptura catastrófica da estrutura.

Segundo o FOPPA, (2016), que trabalhou com fundações contínuas assentes sob camada de reforço em solo-cimento, o surgimento das fissuras no reforço é devido à ultrapassagem da resistência a tração do reforço. Estas fissuras começavam na base do reforço perto das bordas da fundação para relações  $H_r/B \leq 0,50$ , já para relações  $H_r/B \geq 1,00$  o início das fissuras dava-se no eixo da fundação (B: largura da fundação).

Segundo resultados obtidos numericamente neste trabalho, as máximas tensões de tração no reforço foram registradas perto das bordas da fundação para relações  $H_r/D \leq 0,25$ , já para relações  $H_r/D \geq 0,50$  as tensões de tração máxima ocorriam no eixo da fundação. Com isto acredita-se que o surgimento das fissuras no reforço é também devido à ultrapassagem da resistência a tração do reforço.

Portanto, em base nos resultados obtidos nesta pesquisa é necessário o estabelecimento de um critério de ruptura do reforço. Tendo em conta a possibilidade de uma ruptura catastrófica da fundação a partir da fissuração do reforço, considera-se que a ruptura ocorrerá quando a tensão de tração atinge a resistência à tração do solo-cimento.

Na prática é desejável que o a ruptura do sistema “solo + reforço” se dê no solo, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso. Com este argumento, deve-se projetar um reforço com características geométricas e de resistência tais que  $Q_{ur(n)} \geq Q_u$  (figura 6.1).

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

## 6.1 CAPACIDADE DE CARGA – PUNCIÓNAMENTO

Para avaliação da capacidade de carga no caso de ruptura por puncionamento, serão utilizados ensaios em modelo reduzido que não apresentaram ruptura da camada de reforço.

A figura 6.2 mostra o efeito do diâmetro do reforço ( $D_c$ ) sobre a capacidade de carga para três níveis diferentes de recalque ( $\delta/D = 3\%$ ,  $9\%$  e  $14\%$ ). Observa-se que, independentemente do nível de recalque, a capacidade de carga aumentou linearmente com o aumento do diâmetro do reforço. O mesmo comportamento foi observado no modelo numérico, porém a taxa de crescimento foi menor. A diferença de comportamento deve-se, provavelmente, ao maior confinamento provocado pela proximidade das bordas do tanque nos ensaios em modelo reduzido, conforme já abordado nos capítulos 4 e 5.

Segundo CINTRA *et. al.* (2011) em solos onde pode-se assumir um módulo de elasticidade proporcional à profundidade, a capacidade de carga será proporcional ao diâmetro do reforço. O comportamento observado devido ao aumento do diâmetro do reforço nos modelos reduzidos foi similar ao esperado para fundações com diferentes diâmetros sobre solos sem reforço. Isso leva a conclusão de que, efetivamente, o sistema "fundação + reforço" estão se comportando como um elemento único.

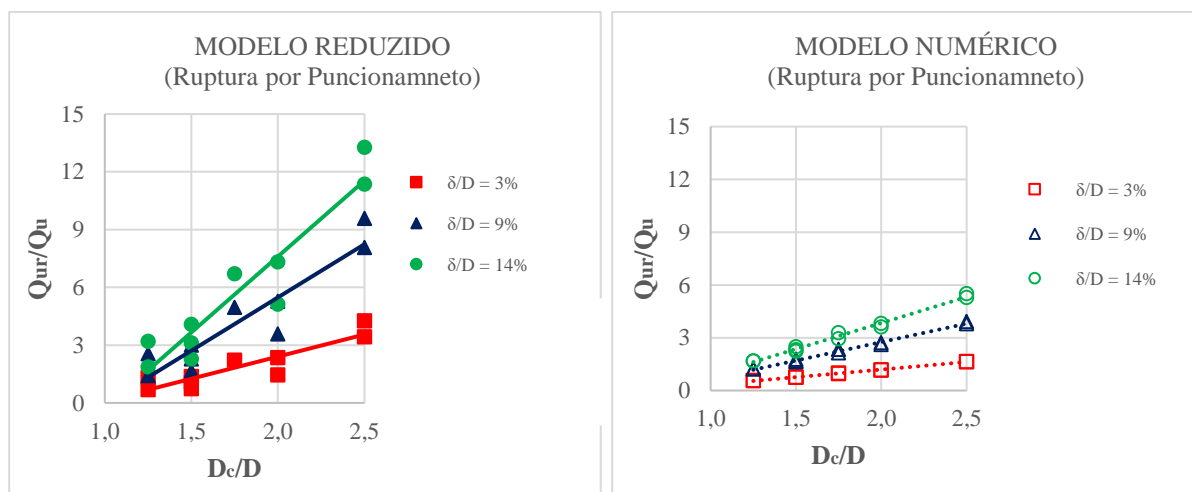


Figura 6.2: efeito do diâmetro do reforço sobre a capacidade de carga do sistema

Então, baseado nos fatos acima mencionados, é razoável estimar a capacidade de carga considerando que o sistema "fundação + reforço" equivale a uma fundação com largura igual à do reforço assente na mesma profundidade do reforço. Isto pode ser feito facilmente através da adaptação da equação geral de cálculo da capacidade de carga.

Para uma fundação circular assente sobre um solo arenoso sem coesão e submetida a um carregamento vertical centrado, tem-se:

$$Q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma'DN_\gamma S_\gamma \quad (\text{Equação 6.1})$$

Substituindo D por  $D_c$  e fazendo  $q = \gamma'H_r$ , resulta:

$$Q_{ur(n)} = \gamma'H_r N_q + \frac{1}{2}\gamma'D_c N_\gamma S_\gamma \quad (\text{Equação 6.2})$$

Onde:

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

$\gamma'$ : peso específico efetivo da areia

$H_r$ : espessura do reforço

$D_c$ : Diâmetro do reforço

$N_q$  e  $N_\gamma$ : fatores de capacidade de carga

$S_\gamma$ : fator de forma

A carga última da fundação pode ser calculada como:

$$P_u = Q_{ur(n)} \left( \pi * \frac{D_c^2}{4} \right) \quad (\text{Equação 6.3})$$

A tensão média atuante sob a área da fundação será:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{\frac{\pi D^2}{4}} = Q_{ur(n)} \left( \frac{D_c}{D} \right)^2 \quad (\text{Equação 6.4})$$

Deve-se atentar que, conforme mostrado na figura 5.24, as tensões sob a fundação tendem a ser significativamente maiores nas bordas do que no centro. Esse fato deve ser levado em conta quando do dimensionamento estrutural da fundação.

Evidentemente uma força de atrito atuará nas faces laterais do reforço. A magnitude exata desta força é difícil de prever. Esta força se vê influenciada por um coeficiente de atrito entre o solo e o solo-cimento e do empuxo lateral provocado pelo solo natural. Esses fatores mencionados serão influenciados pelo processo construtivo. Além disso, por estar próximo à superfície do terreno, o solo no entorno da camada de reforço está submetido à eventuais escavações e erosões. Pelos motivos citados, esta potencial resistência lateral será desprezada no cômputo da capacidade de carga.

A proposta acima exposta foi aplicada aos ensaios em modelo reduzido. Para o cálculo da capacidade de carga foi utilizada o método de LOUKIDIS e SALGADO (2011) em conjunto com o fator  $N_\gamma$  de MARTIN (2005).

O método de LOUKIDIS e SALGADO (2011) consiste no cálculo da capacidade de carga utilizando um ângulo de atrito equivalente  $\phi_{eqv}$  que leva em consideração a influência da tensão efetiva, densidade relativa, tensão intermediária, ruptura progressiva, anisotropia e não associatividade. Este ângulo de atrito equivalente é calculado através da seguinte equação:

$$\phi_{eqv} = \phi_c^{TXC} + \left\{ \left[ 17,6 \left( \frac{D_r}{100} \right) - 8,8 \right] - 2,44 \ln \left( \frac{D \gamma'}{p_a} \right) \right\} \quad (\text{Equação 6.5})$$

Onde:

$\phi_c^{TXC}$ : ângulo de atrito no estado crítico em ensaio triaxial

$D_r$ : densidade relativa

$D$ : diâmetro da fundação

$\gamma'$ : peso específico efetivo

$p_a$ : pressão atmosférica (100 kPa)

Os valores dos parâmetros utilizados para o cálculo do ângulo de atrito equivalente são os seguintes:

$$\phi_c^{TXC} = 30,5^\circ \text{ (DOS SANTOS, 2010)}$$

$$\gamma' = 15 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 27\%$$

Já para a utilização da equação 6.2, precisa-se dos valores de  $N_\gamma$ ,  $N_q$  e  $S_\gamma$ . Esses valores são calculados através das seguintes equações:

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \tan(1,33\phi') \quad (\text{MARTIN, 2005}) \quad (\text{Equação 6.6})$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (\text{PRANDTL, 1920}) \quad (\text{Equação 6.7})$$

$$S_\gamma = 1 - 0,23 \frac{D_r}{100\%} \quad (\text{LOUKIDIS e SALGADO, 2011}) \quad (\text{Equação 6.8})$$

A tabela 6.1 apresenta um comparativo dos valores de capacidade de carga obtidos experimental e numericamente com os previstos pelo método proposto.

Tabela 6.1: comparativo entre os resultados previstos, experimentais e numéricos

DADOS DO ENSAIO			PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA (LOUKIDIS e SALGADO, 2011)					RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS			COMPARATIVO	
Nº	Hr (m)	Dc (m)	$\phi$ eqv	Nq	N $\gamma$	$\gamma'$ HrNq	1/2 $\gamma'$ DcN $\gamma$ S $\gamma$	Q <sub>ur</sub> (prev.)	Q <sub>ur</sub> (exper.)	Q <sub>ur</sub> (num.)	Q <sub>ur</sub> (prev.) / Q <sub>ur</sub> (exper.)	Q <sub>ur</sub> (prev.) / Q <sub>ur</sub> (num.)
1	0,02	0,10	36,7	41,3	46,5	12,4	32,7	45,1	20,4	26,3	2,21	1,72
2	0,02	0,12	36,3	39,0	43,0	11,7	36,3	48,0	31,6	31,2	1,52	1,54
4	0,04	0,10	36,7	41,3	46,5	24,8	32,7	57,5	43,0	26,1	1,34	2,20
5	0,04	0,12	36,3	39,0	43,0	23,4	36,3	59,7	29,1	34,7	2,05	1,72
7	0,04	0,16	35,6	35,7	38,0	21,4	42,8	64,2	72,0	45,2	0,89	1,42
9*	0,08	0,12	36,3	39,0	43,0	46,8	36,3	83,1	69,8	42,5	1,19	1,95
10*	0,08	0,16	35,6	35,7	38,0	42,8	42,8	85,6	130,2	53,2	0,66	1,61
11*	0,08	0,20	35,0	33,3	34,6	40,0	48,6	88,6	205,1	67,7	0,43	1,31
12*	0,08	0,14	35,9	37,2	40,2	44,6	39,6	84,2	98,5	45,8	0,86	1,84
13*	0,12	0,20	35,0	33,3	34,6	60,0	48,6	108,6	208,8	76,9	0,52	1,41
4B	0,04	0,10	36,7	41,3	46,5	24,8	32,7	57,5	26,3	26,1	2,19	2,20
5B	0,04	0,12	36,3	39,0	43,0	23,4	36,3	59,7	37,8	34,7	1,58	1,72
4C	0,04	0,10	36,7	41,3	46,5	24,8	32,7	57,5	34,7	26,1	1,66	2,20
5C	0,04	0,12	36,3	39,0	43,0	23,4	36,3	59,7	43,3	34,7	1,38	1,72

\*provas de carga possivelmente afetadas pelas fronteiras do tanque de solos. Abreviações: prev.= previsto; num.= numérico; exper.= experimental.

O método de LOUKIDIS e SALGADO, (2011), apesar de superestimar os valores de capacidade de carga, fornece uma previsão razoável dos resultados em modelos reduzidos, comparativamente aos métodos tradicionais. O valor médio da relação  $Q_{ur(prev.)}/Q_{ur(num.)}$  foi 1,76 com um coeficiente de variação de 17%. Já para a relação  $Q_{ur(prev.)}/Q_{ur(exp.)}$  o valor médio obtido foi 1,64 com um coeficiente de variação de 27%.

Deve-se ter em consideração que este valor engloba as incertezas da modelagem numérica e do método aqui apresentado para o cálculo da capacidade de carga, não sendo possível distinguir o percentual de cada uma.

## 6.1 ANÁLISE DO REFORÇO NA RUPTURA

Baseado nos resultados de ensaios em modelo reduzido e análise numérica, percebe-se que uma vez que as tensões de tração atuantes no reforço ultrapassam a sua resistência a tração, esta rompe através da formação de uma fissura que inicia na sua base. Portanto, necessita-se



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

Analisando a distribuição de tensões de tração obtidas nas análises numéricas, percebe-se que o comportamento de uma camada de reforço pode ser comparado com uma placa circular ou um bloco de fundação, dependendo da sua espessura.

Quando as tensões de tração no reforço se concentram na borda da fundação, este caso se assemelha a uma placa circular carregada com uma tensão  $Q$  uniformemente distribuída, apoiada em outra de menor diâmetro (fig. 6.3), verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios.

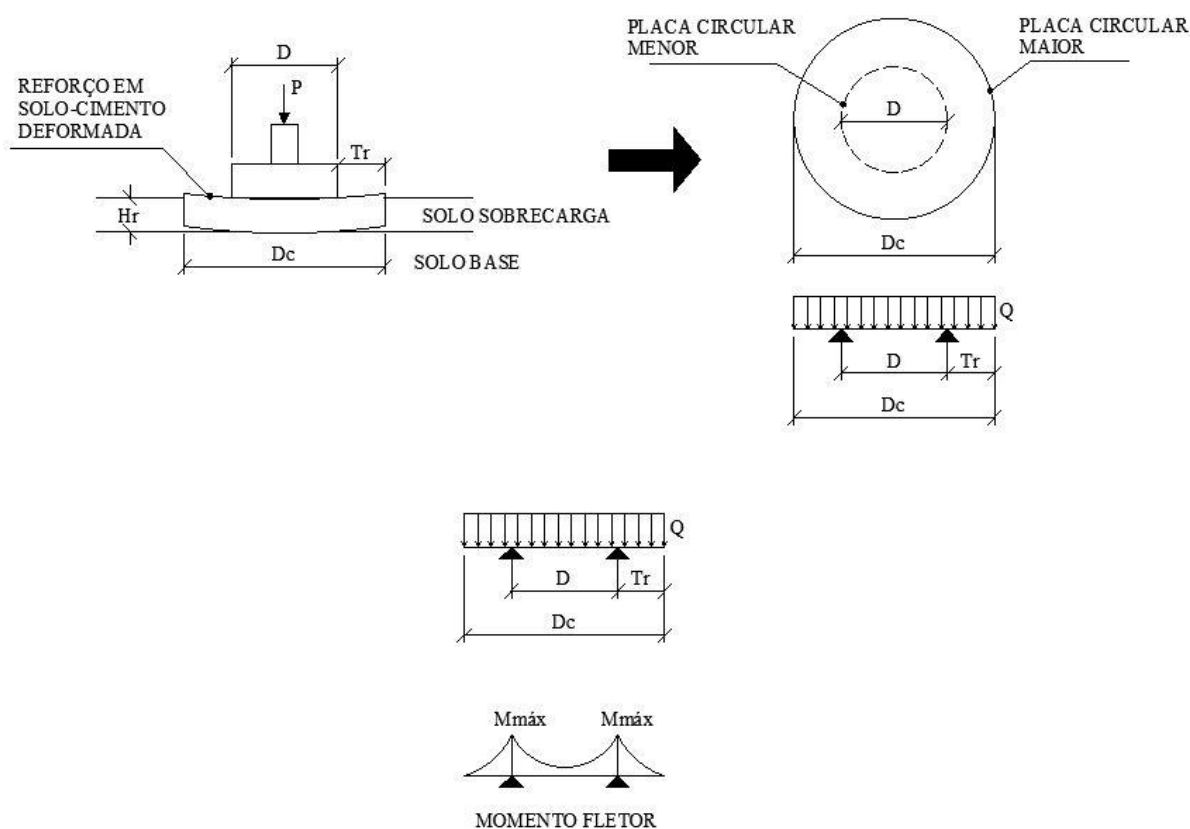


Figura 6.3: esquema de uma placa circular apoiada sob outra de menor diâmetro, diagrama de momentos fletores.

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

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{Q D^2}{64} \left[ (1 + 3\nu) \left( \frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1 - \nu) - (3 + \nu) - 4(1 + \nu) \left( \frac{D_c}{D} \right)^2 \ln\left(\frac{D_c}{D}\right) \right] \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 6.9})$$

Assim, para o caso de placas circulares, a tens\~{a}o de tra\c{c}\~{a}o se calcula com a seguinte equa\c{c}\~{a}o:

$$\sigma_t = \frac{6M_{m\acute{a}x}}{h^2} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 6.10})$$

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

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{6 Q D^2}{64 H_r} \left[ (1 + 3\nu) \left( \frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1 - \nu) - (3 + \nu) - 4(1 + \nu) \left( \frac{D_c}{D} \right)^2 \ln\left(\frac{D_c}{D}\right) \right] \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 6.11})$$

Onde:

$\sigma_{tm\acute{a}x}$ : tens\~{a}o de tra\c{c}\~{a}o m\acute{a}xima

Q: tens\~{a}o vertical uniforme

$H_r$ : espessura da camada de refor\c{c}o

D: di\~{a}metro da funda\c{c}\~{a}o

$D_c$ : di\~{a}metro da camada de refor\c{c}o

$\nu$ : coeficiente de Poisson

Na ruptura do sistema, a tens\~{a}o que atua na base do refor\c{c}o ser\~{a}  $Q_{ur(n)}$ . Substituindo Q por  $Q_{ur(n)}$ , o valor da tens\~{a}o de tra\c{c}\~{a}o m\acute{a}xima na base do refor\c{c}o ser\~{a}:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{6 Q_{ur(n)} D^2}{64 H_r} \left[ (1 + 3\nu) \left( \frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1 - \nu) - (3 + \nu) - 4(1 + \nu) \left( \frac{D_c}{D} \right)^2 \ln\left(\frac{D_c}{D}\right) \right] \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 6.12})$$

Para que n\~{a}o haja ruptura no refor\c{c}o a tens\~{a}o m\acute{a}xima de tra\c{c}\~{a}o dever\~{a} ser menor que a resist\~{e}ncia \~{a} tra\c{c}\~{a}o do refor\c{c}o  $q_t$  dividida por um fator de seguran\c{c}a (FS):

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

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

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

Estruturalmente, pode-se considerar dois tipos de blocos, os de seção plena e os de seção reduzida. Nos blocos de seção plena, a área onde atua a carga é igual à da seção transversal superior. Já nos blocos de seção reduzida a carga está aplicada em uma área reduzida em relação à seção do bloco (fig. 6.4).

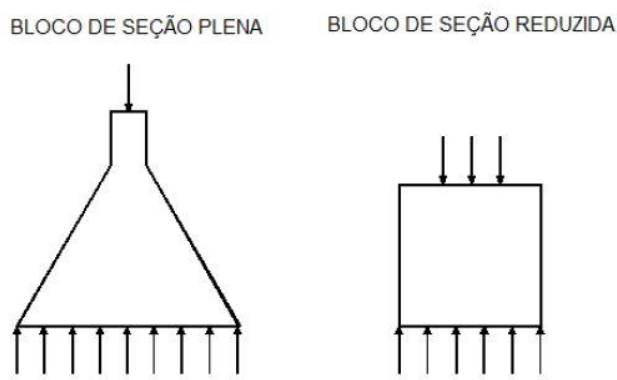


Figura 6.4: tipos estruturais de blocos

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

Em geral, possuem seção transversal gradativamente crescente e faces laterais com inclinação constante (fig. 6.5a), porém, por facilidade construtiva podem também apresentar geometria regular, conforme mostrado na figura 6.5b.

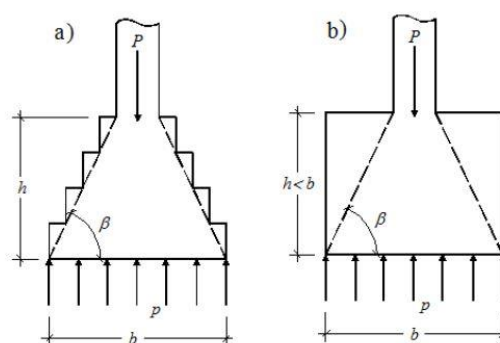


Figura 6.5: geometrias típicas de blocos de seção plena

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

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (\text{Equação 6.14})$$

Onde:

Q: pressão do solo sobre o bloco

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

$\beta$ : ângulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal

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

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (\text{Equação 6.15})$$

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

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{Equação 6.16})$$

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

Analisando as equações obtidas para o cálculo da tensão máxima de tração (equação 6.13 e equação 6.16), nota-se que as variáveis que definem as tensões de tração são  $T_r$  e  $H_r$ . Para o caso do modelo de placa,  $T_r$  está presente da forma  $D_c = 2T_r + D$ .

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

$$\frac{\sigma_{tm\acute{a}x}}{Q_{ur(n)}} = c_1 \left( \frac{T_r}{H_r} \right) c_2 \quad (\text{Equação 6.17})$$

Onde,  $c_1$  e  $c_2$  são constantes do modelo

A tabela 6.2 apresenta os valores das tensões de tração obtidas numericamente e calculadas através dos modelos de placa e bloco. Os resultados numéricos correspondem a um recalque de  $\delta = 9,88$  mm (ruptura na areia sem reforço). Nos cálculos das tensões dos modelos de placa e bloco foi utilizado  $Q_u = 18$  kPa, que foi a tensão de ruptura do solo natural obtida a partir dos ensaios em modelo reduzido.

Tabela 6.2: tensões de tração atuantes na camada de reforço

Nº	Hr/D	Tr/Hr	Dc/D	qt (kPa)	MODELO NUMÉRICO			MODELO DE PLACA		MODELO DE BLOCO		
					$\sigma_{tm\acute{a}x}$ (kPa)	Qur(n) (kPa)	$\sigma_{tm\acute{a}x}/Qur(n)$	$\sigma_{tm\acute{a}x}$ (kPa)	$\sigma_{tm\acute{a}x}/Qur(n)$	$\beta(^{\circ})$	$\sigma_{tm\acute{a}x}$ (kPa)	$\sigma_{tm\acute{a}x}/Qur(n)$
1	0,25	0,50	1,25	100	29,5	16,8	29,5	4,9	0,3	63	22,3	1,2
2		1,00	1,50	103	69,1	13,0	69,1	62,3	3,5	45	65,7	3,7
3		1,50	1,75	97	98,3	10,5	98,3	148,3	8,3	34	134,2	7,5
4	0,50	0,25	1,25	90	14,4	17,1	14,4	1,2	0,1	76	8,9	0,5
5		0,50	1,50	101	28,6	14,6	28,6	15,6	0,9	63	22,3	1,2
6		0,75	1,75	94	49,3	14,2	49,3	37,1	2,1	53	41,0	2,3
7		1,00	2,00	101	70,5	14,0	70,5	66,4	3,7	45	65,7	3,7
8		1,50	2,50	107	105,5	10,5	105,5	150,8	8,4	34	134,2	7,5
9	1,00	0,25	1,50	99	12,6	18,9	12,6	3,9	0,2	76	8,9	0,5
10		0,50	2,00	107	23,8	16,9	23,8	16,6	0,9	63	22,3	1,2
11		0,75	2,50	104	43,2	10,8	43,2	37,7	2,1	53	41,0	2,3
12	1,50	0,25	1,75	95	5,2	16,4	5,2	4,1	0,2	76	8,9	0,5
13		0,50	2,50	105	17,3	12,3	17,3	16,8	0,9	63	22,3	1,2

O comparativo entre modelos em forma gráfica é apresentado através da figura 6.6. Verifica-se que, para baixas relações de  $T_r/H_r$ , os resultados obtidos numericamente se aproximam do modelo de bloco. A medida que aumenta a relação  $T_r/H_r$ , o comportamento tende a se aproximar do modelo de placa.

Verifica-se que a equação de ajuste para tensões de tração apresenta uma excelente correlação  $R^2$  com a variável  $T_r/H_r$ .

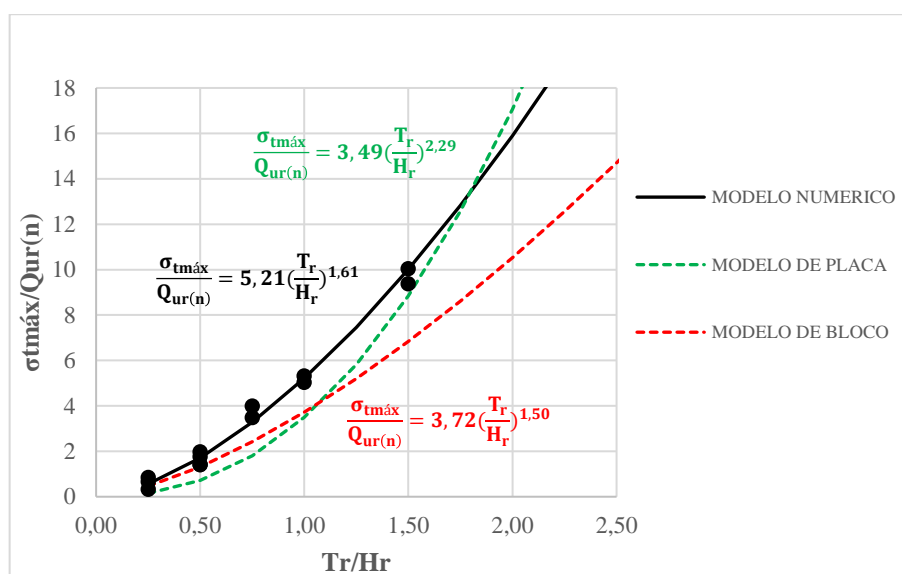


Figura 6.6: comparativo entre modelos de placa, bloco e simulações numéricas

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

$$\frac{q_t}{Q_{ur(n)}} = 5,21 \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \quad (\text{Equação 6.18})$$

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

Fazendo o mesmo cálculo para os fatores  $\eta/C_{iv} = 26$  e fatores  $\eta/C_{iv} = 40$  resulta  $T_r/H_r = 0,69$  e  $T_r/H_r = 0,45$  respectivamente.

### 6.2.1 Resistência ao Cisalhamento da camada de Reforço

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

$$\tau_{res.} = c' + \frac{q_u}{2} (1 - \sin \phi') \tan \phi' \quad (\text{Equação 6.19})$$

Onde:

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

$c'$ : coesão efetiva do solo-cimento.

$\phi'$ : ângulo de atrito efetivo do solo-cimento.

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

Os valores de  $c'$  e  $\phi'$  para o solo-cimento podem ser obtidos facilmente através do método de CONSOLI (2014), onde somente são necessários os ensaios de compressão simples e tração.

Na tabela 6.3 são apresentadas as tensões cisalhantes máxima do reforço obtidas numericamente para todos os ensaios ( $\eta/C_{iv} = 17, 26$  e  $40$ ). Verifica-se que em nenhuma delas se supera a resistência cisalhante ( $\tau_{res.}$ ) no momento em que se considera a ruptura do sistema, seja por puncionamento ( $\delta = 9,88$  mm) ou por plastificação por tração (fissura).

Ou seja, os resultados obtidos indicam que, considerando os critérios de ruptura do reforço estabelecido anteriormente ( $\sigma_{tm\acute{a}x} \geq q_u$ ), não haverá ruptura do material por cisalhamento. A ruptura por tração ocorrerá primeiro.

Tabela 6.3: comparativo entre a resistência cisalhante e as tensões máximas cisalhantes

Nº	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (CONSOLI et al. 2014)		$\tau_{res}$ (kPa)	MODELO NUMÉRICO	
	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)		$\tau_{máx}$ (kPa) 9,88 mm	$\tau_{plast.}$ (kPa)
E-1	182	44	309	11	
E-2	187	43,9	316	25	
E-3	176	44,2	298	-	27
E-4	165	44,5	280	9,51	
E-5	184	44,0	311	17,21	
E-6	172	44,3	292	29,83	
E-7	184	44,0	311	37,19	-
E-8	193	43,7	327	-	45,55
E-9	180	44,1	306	19,34	-
E-10	194	43,7	329	22,03	-
E-11	189	43,8	320	33,89	-
E-12	174	44,3	295	15,08	-
E-13	191	43,8	323	31,55	-
E-4B	86	47,6	150	9,5	-
E-5B	97	47,1	168	17,28	-
E-6B	88	47,5	154	29,92	-
E-7B	89	47,5	154	-	25,45
E-8B	100	46,9	173	-	32,55
E-4C	45	50,4	79	9,47	-
E-5C	44	50,5	78	-	11,43
E-6C	47	50,2	83	-	15,43
E-7C	48	50,1	85	-	13,87
E-8C	48	50,2	84	-	10,54



### 6.3 PROPOSTA DE UMA METODOLOGIA DE CÁLCULO PARA A CAPACIDADE DE CARGA

Baseado nos resultados obtidos através de ensaios em modelo reduzidos e análises numéricas, será apresentada uma proposta de uma metodologia de cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes sobre camada de reforço em solo-cimento.

As premissas no desenvolvimento desta metodologia são:

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

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

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

$$Q_{ur(n)} = qN_q + \frac{1}{2}\gamma'D_cN_\gamma S_\gamma \quad (\text{Equação 6.20})$$

Onde:

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

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

$\gamma'$ : peso específico efetivo da areia (solo natural).

$D_c$ : diâmetro total do reforço.

$N_q$  e  $N_\gamma$ : fatores de capacidade de carga calculados com base no ângulo de atrito interno da areia ( $\phi'$ ).

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \tan(1,33\phi') \quad (\text{Equação 6.21})$$

A carga última  $P_u$  pode ser calculada como:

$$P_u = Q_{ur(n)} \left( \pi * \frac{D_c^2}{4} \right) \quad (\text{Equação 6.22})$$

A tensão média atuante sob a base da fundação será:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{\frac{\pi D^2}{4}} = Q_{ur(n)} \left( \frac{D_c}{D} \right)^2 \quad (\text{Equação 6.23})$$

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

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 5,21 Q_{ur(n)} \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \leq \frac{q_t}{FS}$$

Onde:

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

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

$H_r$ : espessura da camada de reforço.

$T_r$ : extensão adicional da camada de reforço.

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

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

É importante ressaltar que a faixa pesquisada abrangeu reforços com relação  $0,25 < T_r/H_r < 1,5$  e resistência à tração  $25 \text{ kPa} < q_t < 110 \text{ kPa}$ . Não é recomendada a utilização deste método para condições diversas das aqui estabelecidas sem uma avaliação prévia cuidadosa.

No Apêndice D é apresentado um exemplo de aplicação do método.

No Apêndice E se apresenta a aplicação da metodologia desenvolvida a provas de carga realizadas em Passo Fundo em escala real.

## 7 CONCLUSÕES

Em base na análise dos resultados obtidos de provas de carga em modelo reduzido, bem como das análises numéricas realizadas, foram estabelecidas, dentro das condições e limites específicos deste estudo, as seguintes conclusões:

### a) Quanto aos procedimentos adotados para os ensaios em modelo reduzido

O método de pluviação ao ar utilizado para o enchimento do tanque de solos se mostrou eficaz para a obtenção de amostras homogêneas em termos de densidade relativa requerida.

Os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios se mostraram adequados para o estudo realizado, podendo ser utilizado para estudos similares. Não obstante, verificou-se que curvas tensão *versus* recalque para relações  $H_r/D \geq 1,00$  apresentaram um comportamento que tendia ao enrijecimento. Este comportamento deve-se a influência das paredes laterais e do fundo do tanque de solos. Apesar disso, este aspecto não influenciou nas conclusões obtidas a partir de análise conjunta dos dados experimentais e numéricos.

### b) Quanto ao modo de ruptura

Nos ensaios de provas de carga em modelo reduzidos perceberam-se dois tipos distintos de ruptura.

No primeiro, a camada de reforço era puncionada para dentro do solo de base, sem apresentar fissuras, até do deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural. Neste caso a fundação e a camada de reforço se comportam como um elemento único, apoiado na base do reforço.

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

Pode-se dizer que no primeiro caso a ruptura se dá no solo de base e, no segundo, na camada de reforço.

### **c) Quanto a de resistência da camada de reforço**

Para os casos onde se tiveram ruptura por puncionamento, verificou-se que a resistência do reforço não influenciava a capacidade de carga da fundação.

Verificou-se que a resistência à tração do reforço é um parâmetro fundamental para definir se haverá ou não ruptura do reforço é um determinado nível de recalque.

### **d) Quanto às análises numéricas**

O modelo numérico desenvolvido nesta pesquisa conseguiu reproduzir com boa precisão o comportamento observado em modelo reduzido, com exceção daqueles ensaios que foram influenciados por as bordas laterais e do fundo do tanque de solos. Um aspecto fundamental para a obtenção deste resultado foi a utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb com "*tension cut-off*" para o material do reforço, que permitia limitar sua resistência à tração a valores realistas.

Analisando os resultados obtidos, verificou-se que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação  $T_r/H_r$ , onde  $T_r$  é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e  $H_r$  é a espessura do reforço.

### **e) Quanto a capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes sobre camada de reforço em solo cimento**

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

A premissa principal da metodologia é que a ruptura do sistema se dê no solo natural e não no reforço, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso. Desta forma, a capacidade de carga do sistema reforçado pode ser calculada considerando que a fundação e o reforço atuam conjuntamente, como um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço.

Considerando que uma ruptura do reforço pode causar uma catástrofe, foi estabelecido um critério de ruptura do reforço, o qual determina que a ruptura ocorre quando as tensões de

tração atuantes na camada de reforço atingem a resistência a tração do solo-cimento dividida por um fator de segurança. Para a previsão da máxima tensão de tração que atuará no reforço, foi deduzida uma equação a partir da qual, pode-se dimensiona-lo com segurança.

Para o critério de dimensionamento proposto, não haverá ruptura por cisalhamento. Os resultados indicam que a ruptura por tração ocorre primeiro.

## 7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma de dar prosseguimento à pesquisa realizada nesta dissertação e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de fundações superficiais assentes em camadas de reforço em solo-cimento, são sugeridos os seguintes tópicos:

- Avaliar o comportamento de fundações e reforços de outra geometria;
- Avaliar a influência do tipo de solo e carregamento na capacidade de carga do sistema reforçado com solo-cimento;
- Analisar o comportamento do sistema fundação-reforço sujeitos a carregamento dinâmico;
- Considerar a possibilidade da realização de provas de carga em verdadeira grandeza de sistemas reforçados como solo-cimento.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

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

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

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

**CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J.** Scale Effects of Shallow Foundation Bearing Capacity on Granular Material. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 10, p. 1192–1202, 2007.

**CHANG, T.-S.; WOODS, R. D.** Effect of Particule Contact Bond on Shear Modulus. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 118, n. 8, 1992.

**CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H.** Fundações Diretas: Projeto Geotécnico.

**CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.** Cemented Sands under Static Loading. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 107, n. GT6, p. 799–817, 1981.

**CONSOLI, N. C. et al.** Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007.

**CONSOLI, N. C. et al.** Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, n. 12, p. 1846–1856, 2009.

**CONSOLI, N. C.** A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented

sandy soils. *Engineering Geology*, v. 169, p. 61–68, 2014.

**COOP, M. R.; ATKINSON, J. H.** The Mechanics of Cemented Carbonated Sands. *Géotechnique*, v. 43, n. 1, p. 53–67, 1993.

**CROFT, J. B.** The Structures of Soils Stabilized with Cementitious Agents. *Engineering Geology*, v. 2, n. 1938, p. 63–80, 1967.

**CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R.** On the Mechanics of Structured Sands. *Géotechnique*, v. 49, n. 6, p. 741–760, 1999.

**DAS, B. M.** *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*. Third Edit ed. Taylor and Francis, 2017.

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

**DAVIS, R. O.; SELVADURI, A. P. S.** *Plasticity and Geomechanics*.

**DOS SANTOS, A. P. S.; CONSOLI, N. C.; BAUDET, B. A.** The mechanics of fibre-reinforced sand. *Géotechnique*, v. 60, n. 10, p. 791–799, 2010.

**DUPAS, J.-M.; PECKER, A.** Static and dynamic properties of sand-cement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 105, n. March 1979, p. 419–436, 1979.

**FELLENIUS, B. H.; ALTAEE, A.** Stress and settlement of footings in sand. *Proceedings of the Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*. Part 2, v. 2, n. 40, p. 1760–1773, 1994.

**FELT, E. J.** *Factors Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixtures - FELT .pdf*. 1955.

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

**FOPPA, D.** *Novo Método Para Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes sobre Camada de Reforço em Solo-Cimento*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.



**GARNIER, J. et al.** Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, v. 7, n. 3, p. 01-23, 2007.

**GIBSON, R. E.** Some Results Concerning displacements and stresses in a Non-Homogeneous Elastic Half-Space. *Géotechnique*, v. 17, n. 0, p. 58–67, 1967.

**HANSEN, J. B.** A general formula for bearing capacity. The Danish Geotechnical Institute, v. 11, n. 5, p. 38–46, 1961.

**HANSEN, J. B.** A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. The Danish Geotechnical Institute, v. 28, n. 8, 1970.

**HELWANY, S.** Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications.

**INGLES, O. G.; METCLAF, J. B.** Soil Stabilization: Principles and Practice. Sydney: Butterworths, 1972.

**KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z.** The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. *Géotechnique*, v. 47, n. 2, p. 339–345, 1997.

**LADE, B. P. V; OVERTON, D. D.; MEMBER, A.** Cementation Effects in Frictional Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 10, p. 1373–1387, 1989.

**LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V.** Soil Mechanics, SI Version. Jhon Wiley ed. Cambridge, Massachusetts.

**LIN, K. Q.; WONG, I. H.** Use Of Deep Cement Mixing To Reduce Settlements at Bridge Approaches. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 125, n. 4, p. 309–320, 1999.

**LOUKIDIS, D.; SALGADO, R.** Effect of relative density and stress level on the bearing capacity of footings on sand. *Géotechnique*, v. 61, n. 2, p. 107–119, 2011.

**MARTIN, C.** Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. *Proc. IACMAG*. Turin, n. January 2005, p. 441–450, 2005.

**MEYERHOF, G. G.** The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation*

Engineering, v. 1, n. 5, p. 440–445, 1953.

**MEYERHOF, G. G.** Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlaying Clay. Canadian Geotechnical Journal, v. 11, n. 2, p. 223–229, 1974.

**MEYERHOF, G. G.; HANNA, A. M.** Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. Canadian Geotechnical Journal, v. 15, p. 565–572, 1978.

**MOH, Z.-C. H. I. E. H.** Reactions of Soil Minerals With Cement and. p. 39–61, 1965.

**MUHUNTHAN, B.; SARIOSSEIRI, F.** Interpretation of Geotechnical Properties of Cement Treated Soils The Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation. Washington, USA.

**NUÑEZ, W. P.** Estabilização Físico-Química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991.

**PRIETTO, P. D. M.** Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996.

**SALES, L. F. P.** Estudo do comportamento de fundações. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.

**TERZAGHI, K.** Theoretical Soil Mechanics. 1ed. ed. New York.

**THOMÉ, A.** Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1999.

**THOMÉ, A. et al.** Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada. Solos e Rochas: Revista Latino-Americana de Geotecnia, v. 2, n. 26, p. 141–163, 2003.

**THOMÉ, A. et al.** Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil. Canadian Geotechnical Journal, v. 42, n. 6, p. 1569–1584, 2005.

**VELLOSO, D.; LOPES, F.** Fundações - Volume 1. 2ª edição ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

**VENDRUSCOLO, M. A.** Análise numérica e experimental do comportamento de fundações

superficiais assentes em solo melhorado. p. 141, 1996.

**VESIC, A. B.** Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. 1963.

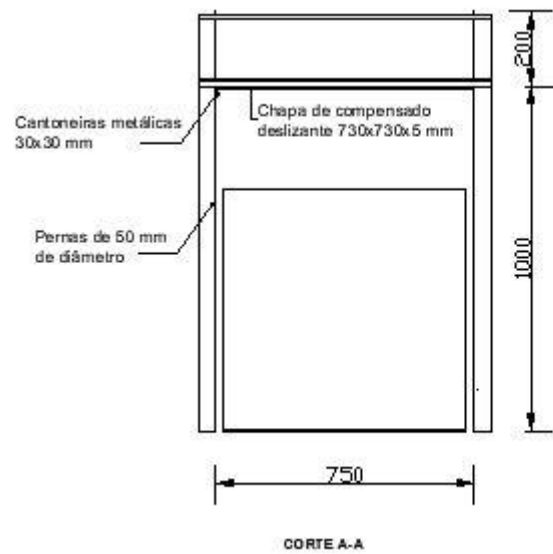
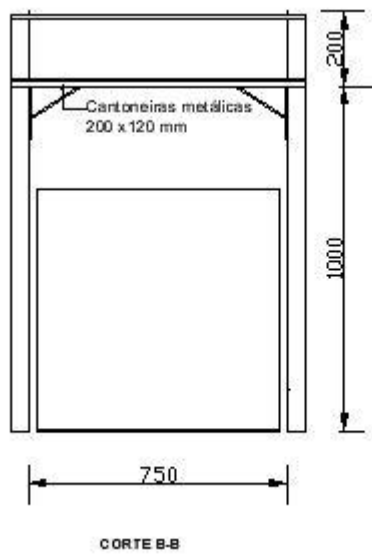
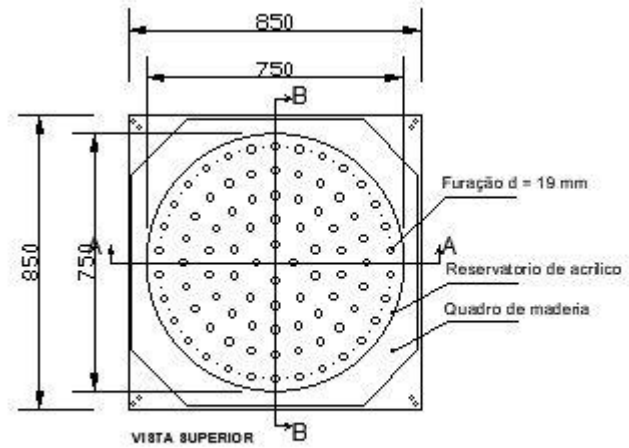
**VESIC, A. B.** Bearing Capacity of Shallow Foundations. Foundation Engineering Handbook, p. 121–145, 1975.

**WOOD, D. M.** Geotechnical Modelling. 1 ed. ed. Great Britain: Spoon Press, 2004.

## **APÊNDICE A – ESQUEMA DO PLUVIADOR**

## APÊNDICE A

### Pluviador



## **APÊNDICE B – RESULTADOS DE ENSAIOS MCPT**

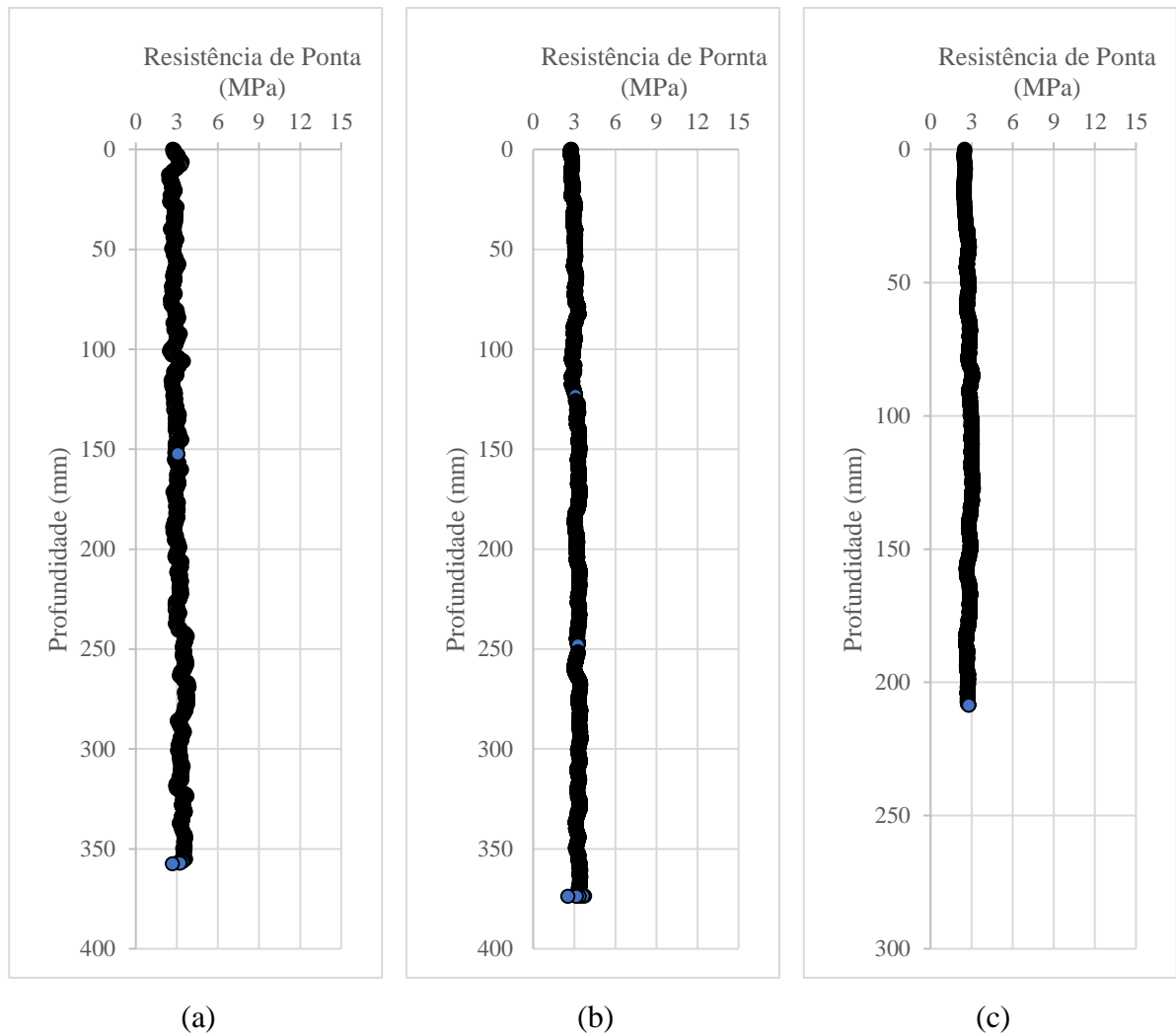


Figura A1: resultados de ensaios MCPT: (a) E2; (b) E3; (c) E4

## **APÊNDICE C – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS**



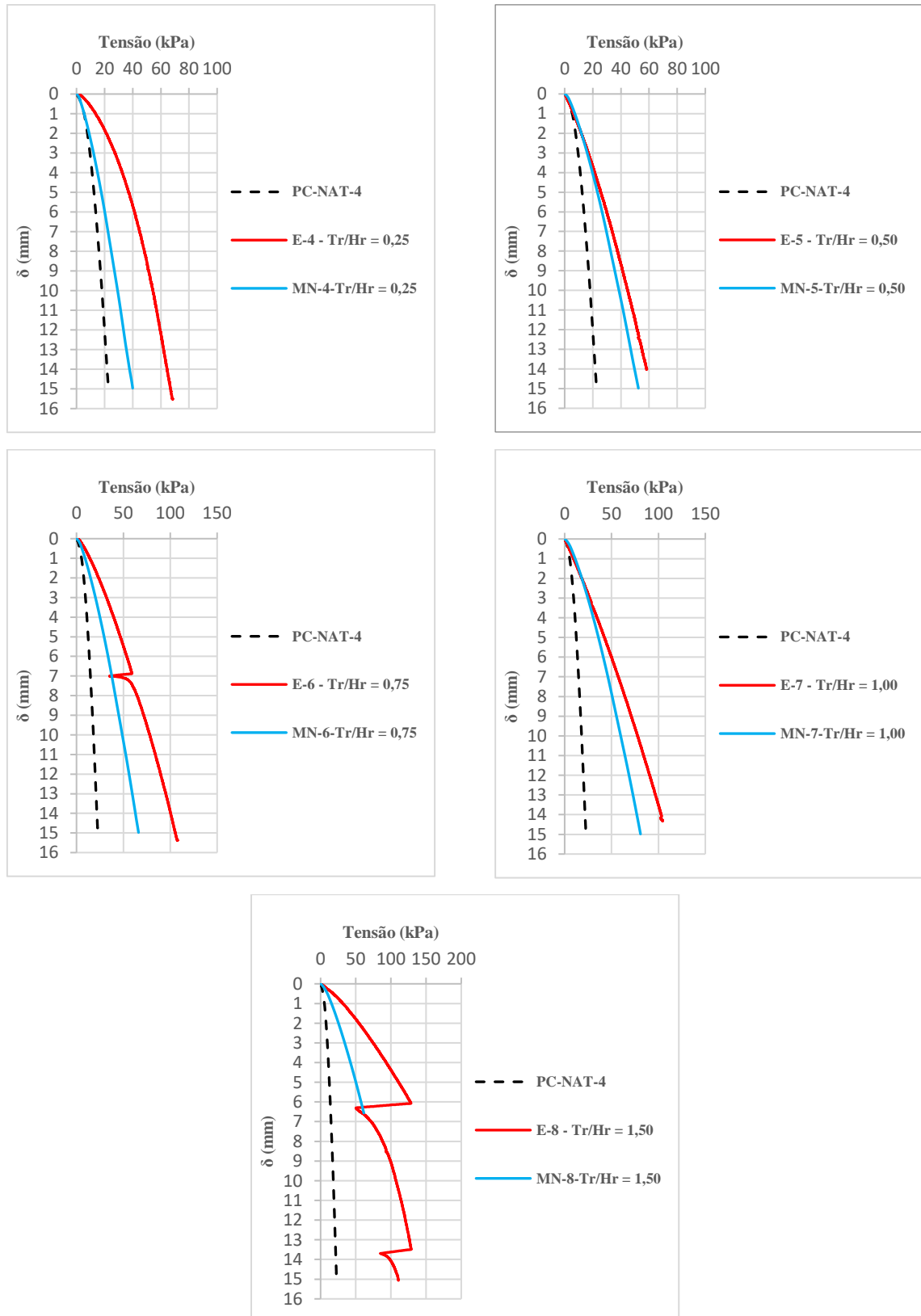


Figura C1: comparativo entre as curvas tensão *versus* recalque experimentais e numéricas ( $H_r/D = 0,50$ ;  $\eta/C_{iv}=17$ )

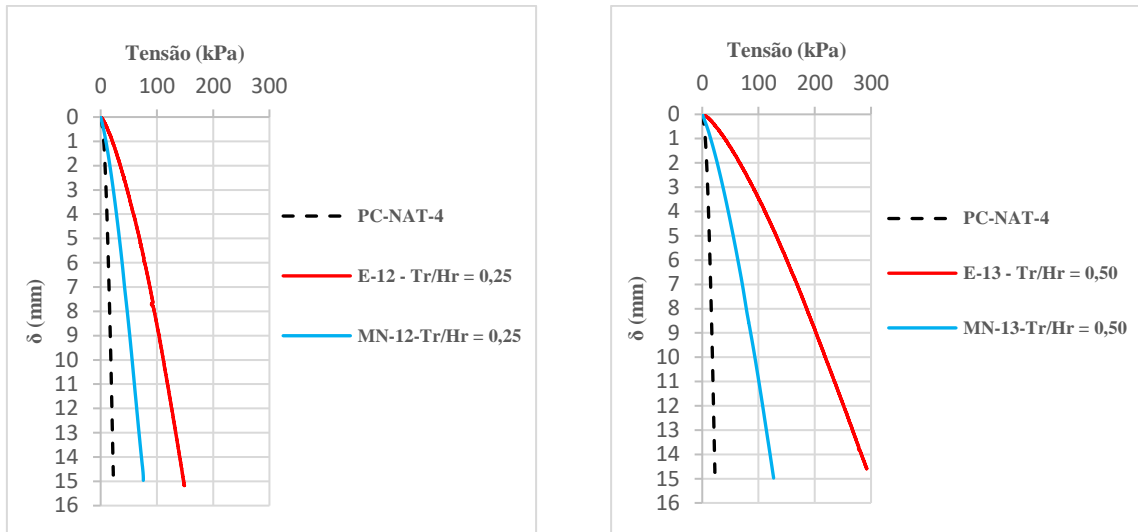


Figura C2: comparativo entre as curvas tensão *versus* recalque experimental e numéricas ( $H_r/D = 1,50$ ;  $\eta/C_{iv}=17$ )

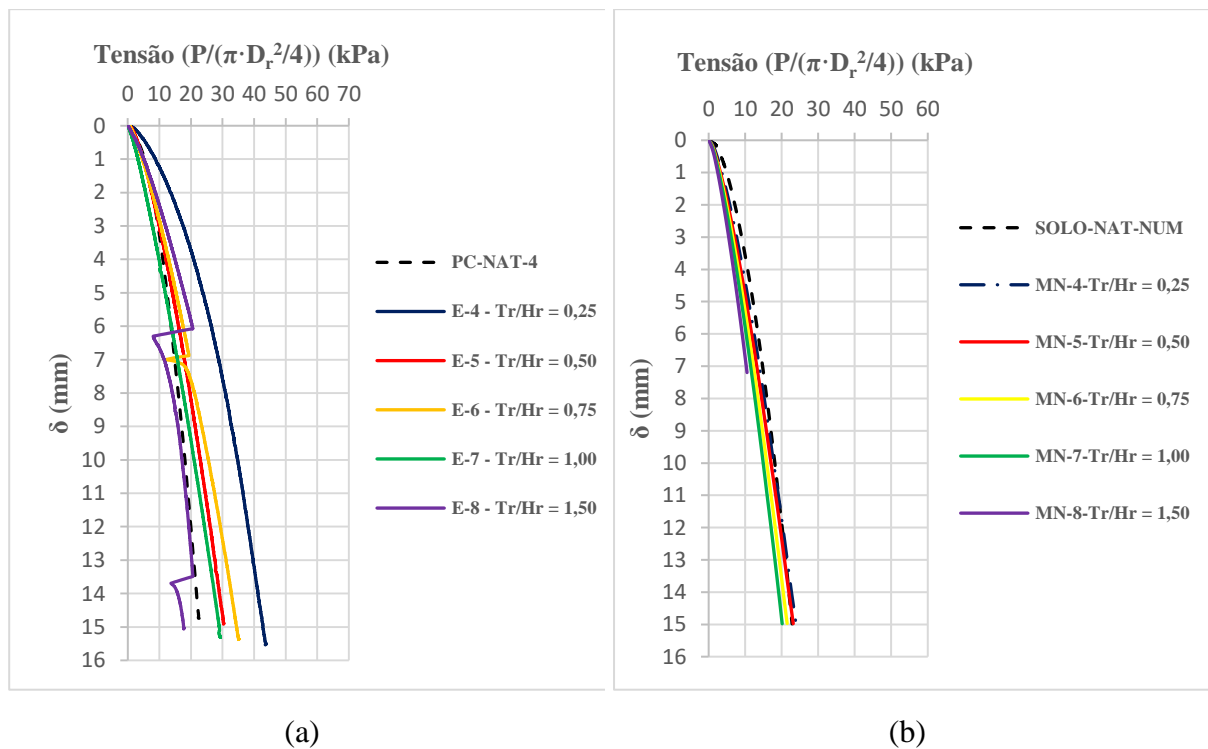


Figura C3: curva tensão *versus* recalque normalizada: (a) experimental, (b) numérico ( $H_r/D = 0,50$ ;  $\eta/C_{iv} = 17$ )

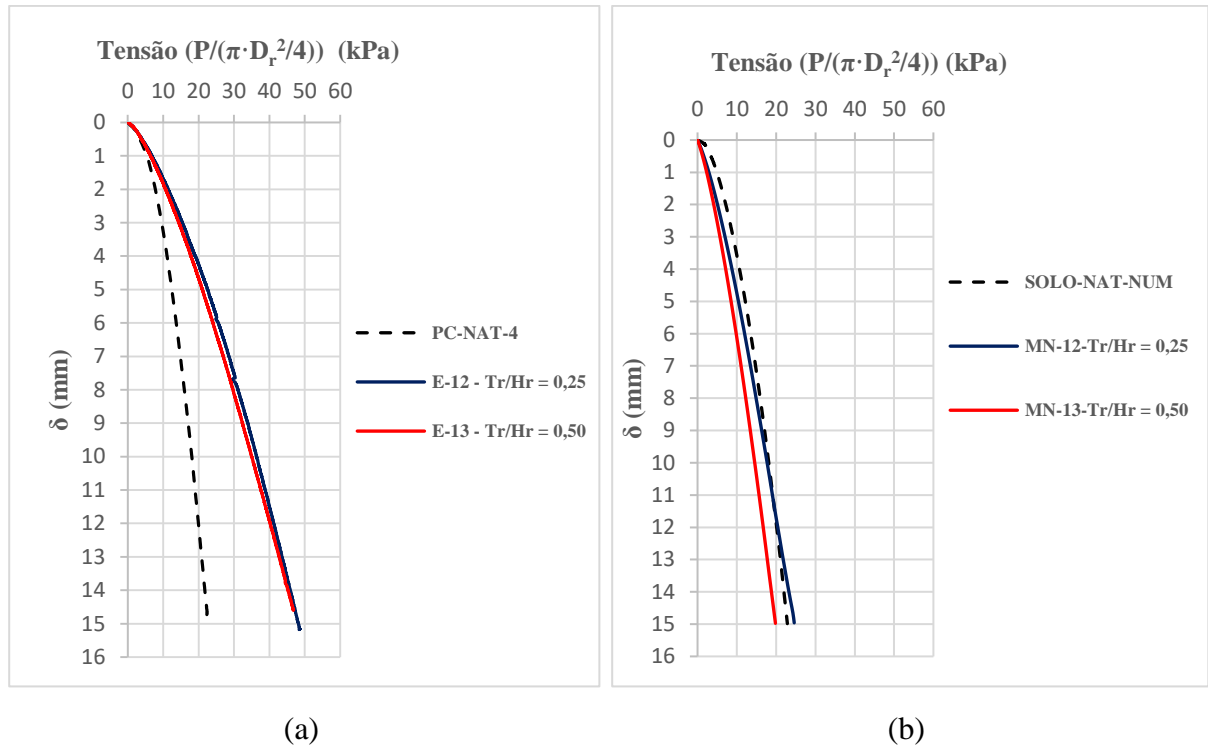


Figura C4: curva tensão *versus* recalque normalizada: (a) experimental, (b) numérico ( $H_r/D = 1,50$ ;  $\eta/C_{iv} = 17$ )

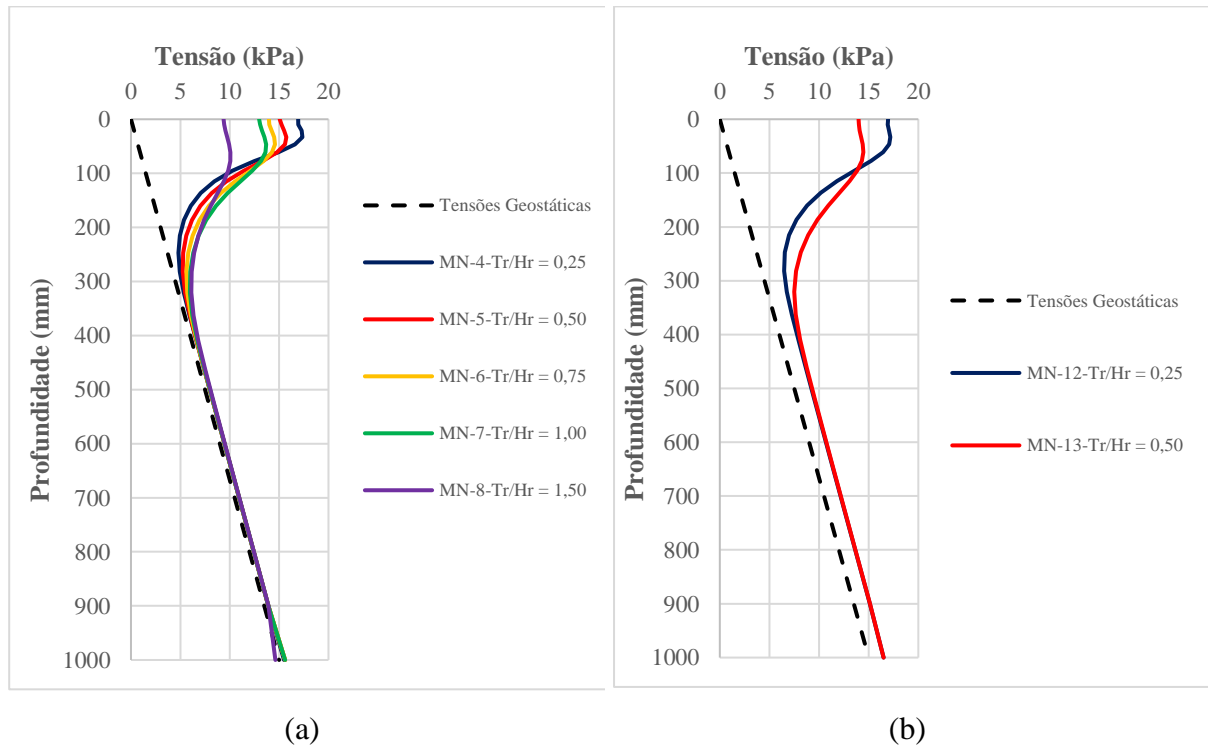
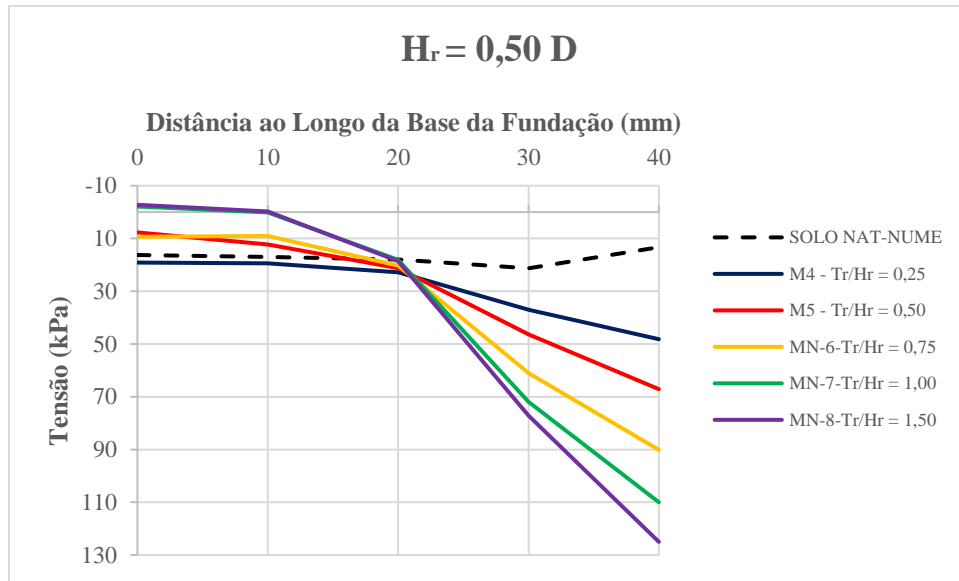
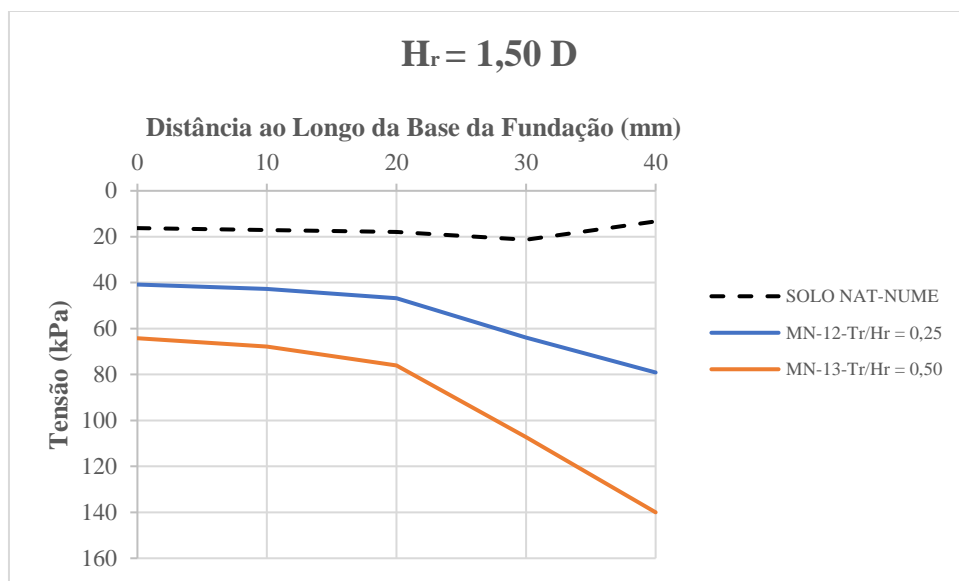


Figura C5: tensões verticais ao longo do eixo da fundação: (a)  $H_r/D = 0,50$  (b)  $H_r/D = 1,50$  ( $\eta/C_{iv} = 17$ )

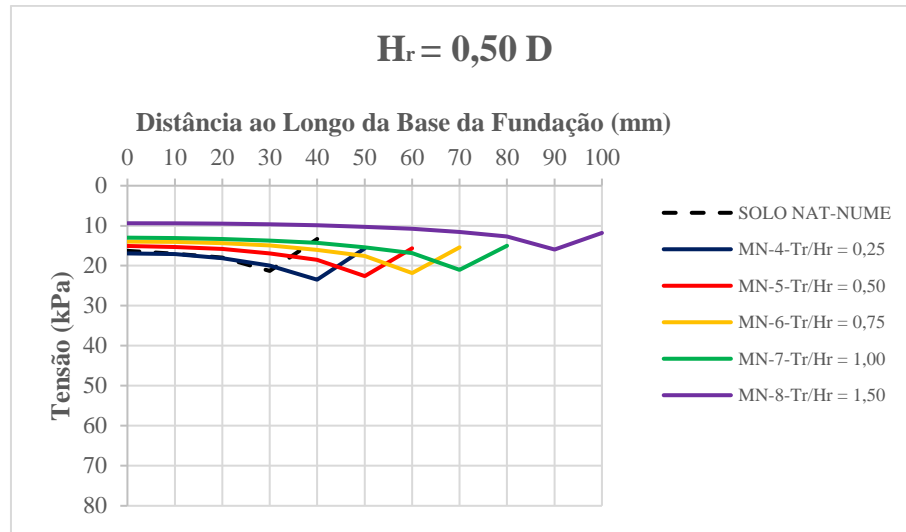


(a)

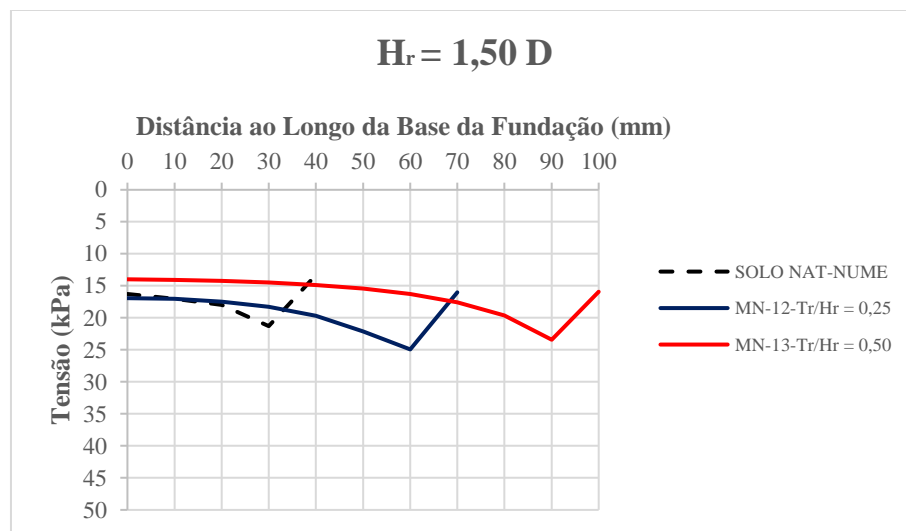


(b)

Figura C6: tensões verticais sob a base da fundação ao longo do seu semi-diâmetro: (a)  $H_r/D = 0,50$  (b)  $H_r/D = 1,50$  ( $\eta/C_{iv}=17$ )



(a)



(b)

Figura C7: tensões verticais sob a base do reforço ao longo do seu semi-diâmetro: (a)  $H_r/D = 0,50$  (b)  $H_r/D = 1,50$  ( $\eta/C_{iv}=17$ )

**APÊNDICE D – EXEMPLO DE CÁLCULO DA CAPACIDADE DE  
CARGA DE UMA FUNDAÇÃO CIRCULAR ASSENTE NUMA  
CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO COM A  
METODOLOGIA PROPOSTA**

Com motivo do entendimento da metodologia proposta se apresenta um exemplo de aplicação do método.

Deseja-se dimensionar uma camada de reforço em solo-cimento para uma fundação circular de 1 m de diâmetro assente sobre um solo arenoso ( $c' = 0$ ;  $\phi' = 32^\circ$ ;  $\gamma' = 15 \text{ kN/m}^3$ ) para que esta suporte o dobro da sua capacidade de carga atual. A profundidade de assentamento da fundação deve ser  $h = 0,50 \text{ m}$ . A resistência à tração da camada de solo-cimento é  $q_t = 100 \text{ kPa}$ .

Inicia-se verificando a capacidade de carga desta fundação assente sobre o solo natural.

$$Q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma'DN_\gamma 0,6$$

$$\phi_{reduzido} = \text{atan}\left(\frac{2}{3}\tan 32\right) = 22^\circ$$

$$q = \gamma'h = 15 * 0,50 = 7,5 \text{ kPa}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = e^{\pi \tan 22} \tan^2 \left(45 + \frac{22}{2}\right) = 7,82$$

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \tan(1,33\phi) = (7,82 - 0,6) \tan(1,33 * 22) = 4,04$$

$$Q_u = 7,5 * 7,82 + \frac{1}{2} * 15 * 1 * 4,04 * 0,6 = 77 \text{ kPa}$$

$$P_u = 77 \left(\pi * \frac{1^2}{4}\right) = 60 \text{ kN}$$

Pretende-se dobrar a capacidade de carga atual, ou seja, obter 120 kN utilizando um reforço em solo-cimento.

A capacidade de carga da camada de reforço deve ser calculada considerando que reforço e fundação são um elemento único apoiado na profundidade de assentamento do reforço. Porém, como não se sabe a priori o diâmetro  $D_c$  e espessura  $H_r$  do reforço, não é possível determinar sua capacidade de carga. Este é um processo que deve ser resolvido iterativamente.

Assim, estipula-se valores iniciais para  $D_c$  e  $H_r$  e se verifica a capacidade de carga  $Q_{ur(n)}$ . Com o valor de  $Q_{ur(n)}$ , calcula-se a tensão máxima  $\sigma_{\text{máx}}$  e, então, verificar se a condição  $\sigma_{\text{máx}} \leq q_t/FS$  é satisfeita.

Estimando inicialmente  $D_c = 1,30$  e  $H_r = 0,25$ , tem-se:

$$Q_{ur(n)} = qN_q + \frac{1}{2} \gamma' D N_{\gamma} 0,6$$

$$Q_{ur(n)} = (0,5 + 0,25) * 15 * 7,82 + \frac{1}{2} * 15 * 1,30 * 4,04 * 0,6 = 112 \text{ kPa}$$

$$P_u = Q_{ur(n)} \left( \pi * \frac{D_c^2}{4} \right) = 112 * \left( \pi * \frac{1,30^2}{4} \right) = 149 \text{ kN}$$

Com as dimensões arbitradas, observa-se que foi obtida a carga requerida de 120 kN. Agora é necessário verificar se as tensões de tração estão dentro do limite da resistência da camada de reforço. A resistência à tração da camada de reforço deve ser dividida por um fator de segurança que leve em conta as dificuldades construtivas e diferença entre o comportamento do corpo de prova e do elemento real. Neste exemplo utilizaremos  $FS = 2,00$ .

$$\frac{q_t}{FS} = \frac{100}{2} = 50 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 5,21 Q_{ur(n)} \left( \frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \leq \frac{q_t}{FS}$$

$$T_r = \frac{(1,30-1)}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 5,21 * 112 \left( \frac{0,15}{0,25} \right)^{1,61} = 256 \text{ kPa}$$

Observa-se que  $\sigma_{tm\acute{a}x} \geq q_t/FS$ . Neste caso se deve reduzir a relação  $T_r/H_r$ . Nesta nova tentativa será utilizado  $D_c = 1,10$  m e  $H_r = 0,45$  m.

$$Q_{ur(n)} = (0,5 + 0,45) * 15 * 7,82 + \frac{1}{2} * 15 * 1,10 * 4,04 * 0,6 = 131 \text{ kPa}$$

$$P_u = Q_{ur(n)} \left( \pi * \frac{D_c^2}{4} \right) = 131 * \left( \pi * \frac{1,10^2}{4} \right) = 124 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 5,21 * 131 \left( \frac{0,05}{0,45} \right)^{1,61} = 20 \text{ kPa} < 50 \text{ kPa} \rightarrow \text{OK}$$



Ou seja, para dobrar a capacidade de carga inicial da fundação com  $D = 1,00$  m, pode-se utilizar um reforço em solo-cimento com diâmetro total de 1,10 m, espessura de 0,45 m e resistência à tração  $q_t = 100$  kPa.

Entretanto, não existe uma solução única para este problema. Pode-se manipular as variáveis  $D_c$ ,  $H_r$  e  $q_t$  de modo a obter a solução que melhor atenda econômica e executivamente ao problema em questão.

Para efeito de comparação, para obtenção da mesma capacidade de carga apenas aumentando a área da base da fundação, seria necessário aumentar o seu diâmetro para  $D = 1,4$  m. Assim, caberá ao projetista avaliar a solução mais adequada ao caso em questão.

Quanto ao valor do fator de segurança a ser aplicado sobre a resistência à tração, o projetista deve considerar principalmente como será a execução e controle em campo. Ainda não há uma base de dados para definição deste fator.

**APÊNDICE E – APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA EM  
PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM ESCALA REAL**

Nesta parte, mostra-se a aplicação da metodologia proposta em provas de carga em escala real executadas sobre camadas de reforço em solo-cimento realizadas por GIRIBONI (2019).

Os ensaios foram realizados no campo experimental da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado na cidade de Passo Fundo, Rio Grande do Sul, que apresenta um solo coesivo friccional que se caracteriza por ser um solo profundo e bem drenado, muito intemperizado, com predominância de caulinita e óxido de ferro, acentuada acidez e baixa CTC (capacidade de troca catiônica), ou seja, atividade de argila menor.

As camadas de reforço avaliadas aqui são quadradas e têm uma largura de 45 e 90 cm, e ambas uma espessura de 30 cm (figura E1). O reforço foi feito com uma mistura de areia de Osório e cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI).

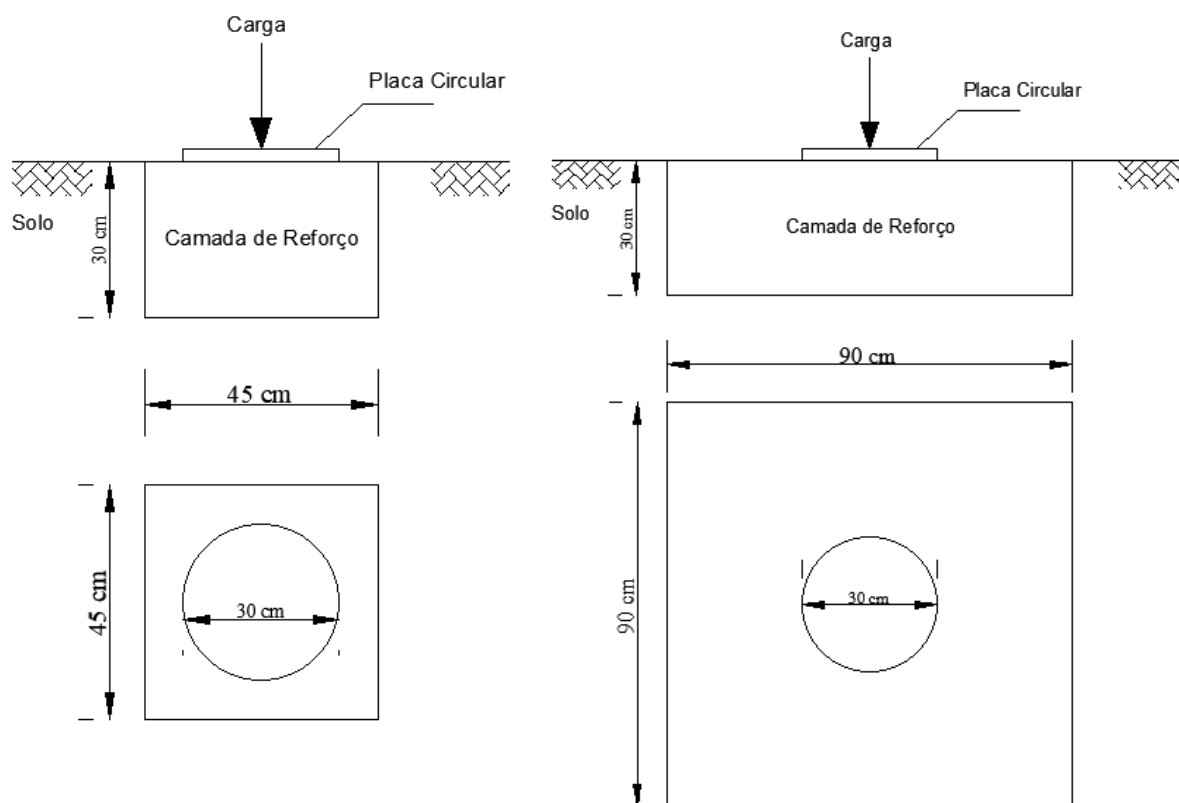


Figura E1: esquema das provas de carga realizadas no campo experimental de Passo Fundo

A primeira parte consiste no cálculo da capacidade de carga com respeito a profundidade de assentamento da camada de reforço ( $Q_{ur(n)}$ ). Para isto foi utilizada a equação de HANSEN (1970).

$$\frac{P_u}{A} = c' N_c S_c + \gamma H N_q S_q + \frac{B_r}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma$$

Onde:

$P_u$ : Carga de ruptura

A: área carregada

$c'$ : coesão do solo

$\gamma$ : peso específico do solo

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

$B_r$ : largura da camada de reforço

$N_c, N_q, N_\gamma$ : fatores de capacidade de carga

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

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

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

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_q = 1$$

$$S_\gamma = 0,8$$

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

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

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

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

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

Os fatores de capacidade de carga e forma calculados segundo os valores de parâmetros reduzidos considerados anteriormente são os seguintes:

$$N_c = 15,81$$

$$N_\gamma = 6,20$$

$$N_q = 7,07$$

$$S_c = 1,45$$

$$S_q = 1$$

$$S_\gamma = 0,8$$

Na tabela 1E se mostra os resultados de capacidade de carga obtidos analiticamente com a equação de HANSEN (1970) para cada camada e as obtidas diretamente nas provas de carga.

Tabela 1E: resumo das capacidades de carga obtidas analiticamente e em provas de carga executadas no campo

<b>Tensão na base da camada (Analítico)</b>	
<b>CAMADA DE 45 CM</b>  $Q_{ur(n)} = 266 \text{ kPa}$	<b>CAMADA DE 90 CM</b>  $Q_{ur(n)} = 275 \text{ kPa}$
<b>Tensão na base da camada (Prova de Carga)</b>	
<b>CAMADA DE 45 CM</b>  $Q_{ur(n)} = 267 \text{ kPa}$	<b>CAMADA DE 90 CM</b>  $Q_{ur(n)} = 160 \text{ kPa}$

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

Como segunda parte da aplicação da metodologia se tem o cálculo das tensões de tração máximas nas camadas de reforço com a equação obtida neste trabalho e se compara com a resistência à tração do reforço.

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

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

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c - \sigma_c \sin \phi'}{2}$$

Onde:

$\sigma_c$ : resistência a compressão simples

$\sigma_t$ : resistência à tração por compressão diametral

$c'$ : coesão do reforço em solo-cimento

$\phi'$ : ângulo de atrito do reforço em solo-cimento

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

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

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

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

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

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

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

### CAMADA DE 45 CM DE LARGURA

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

*NÃO ROMPE*

### CAMADA DE 90 CM DE LARGURA

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

*ROMPE*

Na figura E2 se apresenta o ocorrido no campo com as camadas de reforço, verifica-se que a previsão obtida analiticamente com a equação conseguida neste trabalho corresponde com o sucedido no campo nas provas de carga.



Camada de 45 cm de largura



Camada de 90 cm de largura

Figura E2: resultados das camadas de reforço após ensaios de provas de carga (GIRIBONI, 2019)

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

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

Onde:

$P_{ur}$ : carga de ruptura da fundação

A: área da sapata

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

H: espessura da camada de reforço

D: diâmetro da fundação

$c'1$ : coesão do reforço

$\phi'1$ : ângulo de atrito do reforço

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

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