

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

Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos
Tratados: Concepção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto

Vítor Pereira Faro

Porto Alegre
2014

Vítor Pereira Faro

**CARREGAMENTO LATERAL EM FUNDAÇÕES
PROFUNDAS ASSOCIADAS A SOLOS TRATADOS:
CONCEPÇÃO, PROVAS DE CARGA E DIRETRIZES DE
PROJETO**

Tese 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 Doutor em Engenharia.

Orientação: Prof. Ph.D. Nilo Cesar Consoli
Prof. Ph.D. Fernando Schnaid

Porto Alegre

2014

VÍTOR PEREIRA FARO

**CARREGAMENTO LATERAL EM FUNDAÇÕES
PROFUNDAS ASSOCIADAS A SOLOS TRATADOS:
CONCEPÇÃO, PROVAS DE CARGA E DIRETRIZES DE
PROJETO**

Porto Alegre, 07 de Março de 2014.

Prof. Nilo Cesar Consoli

Ph. D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Fernando Schnaid

Ph. D. pela University of Oxford, Reino Unido
Orientador

Prof. Armando Miguel Awruch

Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Krishna R. Reddy

Ph. D. pela Illinois Institute of Technology, USA

Prof. Antônio Thomé

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Samir Maghous

Ph. D. pela Université de Marne La Vallée, França

Prof. Lucas Festugato

Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Aos meus Pais, Irmão,
Esposa e Filha do Coração.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a possível realização deste trabalho a todos aqueles que, direta ou indiretamente, o tornaram possível.

Deixo ainda um especial agradecimento:

Aos prezados orientadores deste trabalho, Prof. Nilo Consoli e Prof. Fernando Schnaid, pela orientação séria, competente e motivante. Agradeço-lhes também a amizade, respeito, consideração, paciência e disponibilidade demonstradas ao longo de todo o desenvolvimento do trabalho. Muito obrigado por tudo o que fizeram e fazem por mim, são o meu maior exemplo profissional do que é ser um excelente Professor e Pesquisador!

À minha estimada família portuguesa e brasileira, especialmente, Alcindo Faro, Maria Helena Faro, João Faro, Tamara Sá, Miriane Pinto e Luiza, por tudo o que são e representam para mim. Muito obrigado pelo exemplo, incentivo, suporte emocional e compreensão.

Aos meus amigos que sempre estiveram presentes ao longo de todo o desenvolvimento do trabalho. Ricardo Rodrigues, Fábio Rodrigues, Carlos Videira, David Lourenço, Rovena Zanchet, Santiago Muñoz, Sérgio Marques, Rui Silveira, José Guilherme, Rui Pina, João Craveiro, Jorge Florez, Miguel Jorge e Javier Castro, Inês Caldeira, muito obrigado pelo apoio, amizade e momentos de descontração.

Aos amigos geotécnicos que estão ou passaram pelo PPGEC da UFRGS. Lucas Festugato, Rodrigo Caberlon, Francisco Dalla Rosa, Anderson Fonini, Márcio Floss, Luizmar Lopes Jr, José Rojas, Alisson Sachetti, Felipe Gobbi, Álvaro Pereira, Fabiano Nienov, Gracieli Dienstmann, Marina Corte, Amanda Dalla Rosa, muito obrigado pela amizade, parceria e momentos de descontração.

Aos Funcionários do PPGEC da UFRGS, pela sua competência e auxílio prestado. Ana Luiza e João Diniz, muito obrigado pela vossa disponibilidade e paciência.

Aos Doutores em Engenharia, Fernando Mantaras e Edgar Odebrecht, pela amizade e discussões técnicas levadas a cabo para a definição dos trabalhos a realizar em campo experimental.

Aos Professores, Funcionários e Alunos de investigação científica da UPF, que tão bem me receberam nesta instituição aquando da realização da pesquisa de campo. Prof. Pedro Prietto, Prof. Maciel Donato, Prof. Francisco Dalla Rosa, Prof. Márcio Floss, Prof. Aguida Abreu, muito obrigado pelo suporte dado ao longo de toda a pesquisa de campo. Leunir Freitas, Amilton Sartor, Lucas Dias, Newton Léia e Juliana Moraes, muito obrigado pelo auxílio prestado.

Especial agradecimento ao Prof. Antônio Thomé, pela sua amizade, dedicação, respeito e consideração para comigo e com o meu trabalho. Muito obrigado por tudo o que fez por mim aquando da minha estadia em Passo Fundo.

Ao Mateus Forcelini, Gregório Garbin, Paulo Marosin, Igor Rezende e Pedro Ferreira, futuros grandes engenheiros, meus parceiros de campo. Muito obrigado pela vossa amizade, ajuda, consideração e disponibilidade demonstradas, trabalhando até aos sábados e domingos, sob as mais diversas condições atmosféricas e trabalhos pesados! Do fundo do coração, agradeço por tudo o que fizeram por mim! Foram os elementos chave para a elaboração dos ensaios de campo. Sem vocês a pesquisa de campo ainda estaria a decorrer, este trabalho também é vosso!

Ao PPGEC da UFRGS, pela sua competência e auxílio financeiro prestado para a possível realização da minha pesquisa de campo.

Ao Prof. Luiz Bressani, pela cedência do aparelho de inclinômetro.

À Multisolos Engenharia Geotécnica Ltda., pela cortesia prestada para a execução das fundações profundas em campo experimental.

À Geoforma Engenharia Ltda., pela cortesia prestada para a realização dos ensaios (*in situ*) de caracterização geotécnica do campo experimental.

À Petrobrás, pelo suporte financeiro prestado para a realização da pesquisa de campo.

À CAPES e ao CNPq, pela concessão da bolsa de doutorado.

“ Uma árvore cuja copa você não pode alcançar, cresce de uma pequena semente;
Uma construção de mais de nove andares de altura, começa com um punhado de terra;
Uma viagem de mil milhas inicia-se com um único passo.”

Lao Tsé Tao Te Ching

RESUMO

FARO, V. P. Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados: Concepção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto. 2014. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

As obras de engenharia atuais envolvem unidades estruturais de grande porte cujo projeto e execução devem ser cuidadosamente observados. Devido à complexidade das cargas e solicitações estruturais, as metodologias de projeto devem atender a necessidades específicas. A variabilidade geotécnica associada à diversidade de carregamentos, impõe a necessidade de desenvolvimento de metodologias aplicadas especificamente a projetos de fundações que serão sujeitas a carregamentos laterais, tais como pontes, obras portuárias, torres de linhas de transmissão, aerogeradores (onshore e offshore) e plataformas (offshore e nearshore) de exploração de petróleo e gás natural. Existem alguns métodos relatados na literatura geotécnica para projeto de fundações submetidas a esforços horizontais. Nenhum destes métodos considera uma solução baseada no simples reforço, através de técnicas de cimentação, dos solos na sua camada superficial, radial à estaca. Dessa forma, procura-se na presente pesquisa estudar o comportamento de fundações profundas com reforço do solo na sua camada superficial, sujeitas a carregamentos horizontais. São apresentadas diretrizes de projeto, estabelecendo-se ainda um modelo de previsão da capacidade de carga de fundações profundas submetidas a este tipo de carregamentos. Ensaaios em campo experimental e simulações numéricas tridimensionais, usando o Método dos Elementos Finitos foram realizados, por forma a se obter uma melhor compreensão do comportamento de estacas carregadas lateralmente. Considerando o diâmetro da estaca (D) e a sua profundidade (L), no campo experimental, foram definidas razões L/D representando o comportamento de estacas rígidas e flexíveis. Diversos ensaios de carregamento horizontal foram realizados para estas relações L/D , em solo natural e com solo melhorado radial às estacas. As análises numéricas consistiram numa análise paramétrica onde foram variados parâmetros geométricos (da estaca e do solo tratado) e geotécnicos, necessários à caracterização dos materiais no modelo utilizado, o de Mohr-Coulomb. O modelo de previsão proposto foi obtido com base na análise dos resultados de simulações numéricas usando o software ABAQUS®, validados com provas de cargas no campo experimental. É também de salientar que nesta pesquisa apenas será considerada a ruptura geotécnica, pelo que é assumido que as estacas têm comportamento elástico. Do estudo realizado pode-se concluir que o uso de uma camada superficial de solo tratado radial à estaca melhora significativamente o desempenho do sistema, aumentando a sua capacidade de carga e diminuindo a sua deformação, mostrando ser uma ótima e promissora alternativa para fundações profundas sujeitas a carregamentos horizontais.

Palavras-chave: Fundações Profundas; Carregamento Horizontal; Melhoramento de Solos; Ensaaios de Campo; Simulações Numéricas.

ABSTRACT

FARO, V. P. Laterally Loaded Deep Foundations Associated with Treated Soils: Conception, Load Tests and Design Guidelines. 2014. D.Sc. Thesis – Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre, Brazil.

Current engineering works typically involve large structural units whose design and implementation should be closely observed. Due to the complexity of the loads and structural needs, the design methodologies should comply specific requirements. The geotechnical variability combined with the loads diversity imposes the need to develop methodologies applied specifically to projects whose foundations will be laterally loaded, like bridges, harbors, transmission line towers, onshore and offshore wind turbines, among others. There are several methods reported in geotechnical literature to design piles that will be subjected to horizontal loads. However, none of these methods consider a solution based on a simple soil reinforcement using cementation techniques, in a superficial layer, radial to pile. The main goal of this research is to study the behavior of deep foundations with a reinforced soil system, subjected to lateral loads. Design guidelines are presented, leading to a model that predicts the ultimate load capacity of deep foundations subjected to these types of efforts. Field tests and tridimensional numerical simulations using the Finite Element Method were performed in order to achieve a better understanding of the behaviour of laterally loaded piles. Considering the pile diameter (D) and its depth (L), different L/D ratio were defined, corresponding to rigid and flexible piles. Using these L/D ratios, in both natural and reinforced soils, numerical and field tests were performed to provide experimental evidences of its behaviour. Numerical tests consisted in a parametric analysis where different geometric (pile and treated soil) and geotechnical parameters, necessities to the Mohr-Coulomb model, have been modified. The proposed prediction model is based on the analysis of the numerical simulations results, using ABAQUS[®] software, validated with the field tests. It is important to point that in this study only geotechnical rupture is considered. Therefore it is assumed that piles have elastic behaviour. Has been concluded that the use of a superficial treated layer, radial to pile, considerably improves the system performance, increasing the lateral load capacity and decreasing their deformation, showing that this technique could be a promising solution to deep foundations subjected to horizontal loads.

Keywords: Deep Foundations; Horizontal Load; Cemented Soils; Field Tests; Numerical Modeling.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	31
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	31
1.2 OBJETIVOS	32
1.2.1 Objetivo Geral.....	32
1.2.2 Objetivos Específicos	32
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	33
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	35
2.1 CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS	35
2.1.1 Determinação da Capacidade de Carga Última de Sistema Solo-Estaca.....	36
2.1.1.1 Método de Broms.....	36
2.1.1.2 Método de Brinch Hansen	47
2.1.2 Determinação do Comportamento Tensão-Deflexão	52
2.1.2.1 Modelos de Reação do solo – Coeficientes de Reação Horizontal.....	53
2.1.2.2 Modelos de Tensão-Deflexão Baseados no Coeficiente de Reação Horizontal.....	57
2.1.2.3 Outras Metodologias para a Determinação do Comportamento Tensão-Deflexão	62
2.1.3 Técnicas para Aumentar a Resistência Lateral de Estacas Submetidas a Esforços Horizontais.....	65
2.1.4 Recomendações da Norma Brasileira 6122/10.....	66
2.2 SOLO CIMENTO.....	67
2.2.1 Propriedades Macroestruturais Afetadas pela Adição de Cimento	70
2.2.2 Propriedades Microestruturais Afetadas pela Adição de Cimento	72
2.2.3 Dosagem de Solo Cimento	74
2.2.4 Execução de Solo Cimento	78
2.3 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS E MODELOS CONSTITUTIVOS.....	79
2.3.1 Tópicos de Mecânica dos Meios Contínuos	82

2.3.1.1 Estado de Tensões e Equilíbrio.....	82
2.3.1.2 Estado de Deformações	85
2.3.1.3 Relações Elásticas Tensão-Deformação	86
2.3.2 Teoria Clássica da Plasticidade.....	87
2.3.2.1 Modelos de Função de Plastificação e Lei de Fluxo	91
3 PROGRAMA DE PESQUISA	94
3.1 INTRODUÇÃO	94
3.2 PROGRAMA DE PESQUISA NUMÉRICA.....	94
3.3 PROGRAMA DE PESQUISA DE LABORATÓRIO	96
3.4 PROGRAMA DE PESQUISA DE CAMPO.....	97
4 PESQUISA NUMÉRICA.....	100
4.1 O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	100
4.2 MODELO NUMÉRICO	103
4.2.1 Geometria do Modelo	103
4.2.2 Propriedades dos Materiais.....	106
4.2.3 Interação entre os Materiais	108
4.2.3.1 Propriedades de Contato	110
4.2.4 Condições de Contorno.....	112
4.2.5 Solicitações e Variáveis de Resposta.....	112
4.2.6 Malha de Elementos finitos	113
4.2.7 Calibração e Validação do Modelo Numérico.....	116
4.2.7.1 Variação nas Propriedades de Contato	116
4.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	121
4.3.1 Planejamento da Análise Paramétrica.....	121
4.3.2 Estacas em solo Natural <i>versus</i> Estacas em Solo Natural com Camada Cimentada	125
4.3.3 Resultados da Análise Paramétrica.....	133
4.3.3.1 Curvas de Capacidade de Carga Horizontal <i>versus</i> Deslocamento	134
4.3.3.2 Influência dos Parâmetros Geométricos e Geotécnicos do Solo Tratado.....	146

4.3.3.3	Influência dos Parâmetros Geométricos da Estaca	170
4.4	ANÁLISE MATEMÁTICA DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	185
4.4.1	$L/D=5$	187
4.4.2	$L/D=10$	194
4.4.3	Metodologia Proposta	196
4.4.3.1	Aplicação para Fundações Profundas em Solo Natural	201
4.5	CONCLUSÕES DA PESQUISA NUMÉRICA	203
5	PESQUISA DE LABORATÓRIO	206
5.1	PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS	206
5.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	207
5.2.1	Solo	207
5.2.2	Cimento Portland	211
5.2.3	Água	212
5.3	PROCEDIMENTOS DE LABORATÓRIO	212
5.4	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL	215
5.4.1	Resistência à Compressão Simples	215
5.4.2	Resistência à Compressão Diametral	219
5.4.3	Resistência à Compressão Simples <i>versus</i> Compressão Diametral	223
5.4.4	Resistência à Compressão Simples da Mistura Obtida em Laboratório <i>versus</i> Mistura Realizada em Campo Experimental	225
5.5	CONCLUSÕES DA PESQUISA DE LABORATÓRIO	227
6	PESQUISA DE CAMPO	228
6.1	CAMPO EXPERIMENTAL	228
6.1.1	Localização	228
6.1.2	Caracterização	230
6.1.2.1	Ensaio de Prospecção Geotécnica	230
6.1.2.2	Ensaio Complementares	235
6.2	PROCEDIMENTOS DE CAMPO	240

6.2.1 Planejamento.....	240
6.2.2 Fundações Utilizadas	243
6.2.2.1 Concreto.....	250
6.2.2.2 Calda de Cimento.....	254
6.2.3 Solo Cimento	256
6.2.3.1 Abertura das Cavas	256
6.2.3.2 Execução do Solo Cimento.....	257
6.2.3.3 Ensaios Complementares.....	263
6.3 INSTRUMENTAÇÃO E MÉTODOS.....	271
6.3.1 Sistema de Reação, Aplicação e Transmissão de Carga.....	271
6.3.2 Sistema de Aquisição de dados.....	273
6.3.2.1 Deformação ao Longo das Estacas Flexíveis	274
6.3.3 Execução dos Ensaios de Carregamento Lateral	276
6.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS	277
6.4.1 Resultados em Solo Natural.....	279
6.4.2 Resultados em Solo Tratado	283
6.4.2.1 Estacas Rígidas	283
6.4.2.2 Estacas Flexíveis.....	291
6.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS	301
6.5.1 Capacidade de Carga Horizontal Última	302
6.5.1.1 Estacas Rígidas	302
6.5.1.2 Estacas Flexíveis.....	307
6.5.1.3 Estacas Rígidas <i>versus</i> Estacas Flexíveis	310
6.5.2 Análise Mecânica.....	313
6.5.2.1 Estacas	313
6.4.2.2 Solo Natural	320

6.4.2.3 Solo Cimento	322
6.6 RESULTADOS DE CAMPO <i>VERSUS</i> METODOLOGIAS PROPOSTAS NA LITERATURA	325
6.7 CONCLUSÕES DA PESQUISA DE CAMPO.....	330
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	336
7.1 CONCLUSÕES	336
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	338
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	340

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Mecanismos de ruptura de estacas sob carregamento horizontal (adaptado de Broms, 1965)	37
Figura 2.2 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas curtas livres em argila	39
Figura 2.3 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas curtas fixas em argila	40
Figura 2.4 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas curtas livres em areia	41
Figura 2.5 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas curtas fixas em areia	42
Figura 2.6 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas longas livres em argila	43
Figura 2.7 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas longas fixas em argila	44
Figura 2.8 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas longas livres em areia	45
Figura 2.9 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas longas fixas em areia	46
Figura 2.10 – Mecanismo de mobilização da resistência de uma estaca sob carregamento lateral (Brinch Hansen, 1961).....	48
Figura 2.11 – Resistência última de estacas rígidas com topo livre (Adaptado de Poulos & Davis, 1980)	49
Figura 2.12 – Distribuição da resistência lateral em solos puramente coesivos (Adaptado de Poulos & Davis, 1980)	50
Figura 2.13 – Valores de K_c em função da razão b/d e d/b (adaptado de Poulos & Davis, 1980)	51
Figura 2.14 – Valores dos coeficientes K_q e K_c em função da razão Z/B e ângulo de atrito interno do solo, propostos por Brinch Hansen (1961) (Fonte: Poulos & Davis, 1980).....	52
Figura 2.15 – Modelos para a estaca submetida a esforço horizontal. (a) Solo como meio elástico contínuo. (b) Modelo de Winkler (Fonte: Velloso e Lopes, 2002).	53
Figura 2.16 – Estaca carregada horizontalmente no topo, coincidente com a superfície do terreno (Fonte: Velloso e Lopes, 2002).....	57
Figura 2.17 – Cálculo aproximado do momento fletor máximo (Velloso e Lopes, 2002).....	58
Figura 2.18 – Estaca submetida a uma força horizontal e momento no topo da estaca, coincidente com a superfície do terreno (Fonte: Velloso e Lopes, 2002).	60
Figura 2.19 – Gráficos com as curvas para obtenção dos valores dos coeficientes de deflexão (C_y) e de momento (C_m), para estacas longas (Fonte: Poulos & Davis, 1980).....	61
Figura 2.20 – Estaca flutuante: tensões atuantes (a) na estaca e (b) no solo (Poulos & Davis, 1980).....	63
Figura 2.21 – Soluções para melhorar a resistência lateral de estacas submetidas a carregamento horizontal, Broms, 1972 (Fonte: Poulos & Davis, 1980).	66
Figura 2.22 – Correlação entre a resistência à compressão simples (q_u) e relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}), para diferentes materiais (Cruz, 2008).....	76
Figura 2.23 – Correlação entre tensões de ruptura a diferentes tensões de confinamento (q_{RCS} e tensão de pico nos triaxiais, q_{pico}) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}) (Cruz, 2008).....	77

Figura 2.24 – Comportamento de uma material (a) elástico não linear e plástico; (b) elasto-perfeitamente plástico; (c) plástico com enrijecimento; (d) plástico com amolecimento (Potts & Zdravkovic, 1999 <i>apud</i> De Vos Wenham, 2005).....	81
Figura 2.25 – Modelo de superfície de plastificação em um plano, duas dimensões (Zienkiewicz & Taylor, 2000).....	88
Figura 2.26 – Comparação entre comportamentos elasto-plásticos de um solo.....	89
Figura 2.27 – Representação do avanço isotrópico (d) da superfície de plastificação do modelo de (a) Mohr-Coulomb e (b) Von Mises; (c) e (e) mostram o avanço da superfície cinemática de Von Mises (Adaptado de: De Vos & Wenham, 2005).....	90
Figura 2.28 – Representação das superfícies de ruptura dos modelos (a) Drucker-Prager e Huber – Von Mises, e (b) Mohr-Coulomb e Tresca (Zienkiewicz & Taylor, 2000).....	93
Figura 4.1 – Representação, em duas dimensões, dos parâmetros geométricos adotados para a definição do modelo numérico.	104
Figura 4.2 – Representação, em duas dimensões, da variação geométrica do solo cimentado.	105
Figura 4.3 – Exemplo de modelo geométrico tridimensional e respectivos limites, usado nas simulações numéricas.	106
Figura 4.4 – Quadro resumo com faixas de variação de parâmetros geotécnicos de solos gáuchos, em condição natural, compactada e artificialmente cimentada (Lautenschlager, 2010).	107
Figura 4.5 – Interação entre superfícies de contato (ABAQUS, 2009).....	109
Figura 4.6 – Método de contato direto – <i>Hard Contact</i> (Adaptado de ABAQUS, 2009).....	111
Figura 4.7 – Pontos de coleta de dados nas simulações numéricas.....	113
Figura 4.8 – Tipos de malha em elementos finitos.....	114
Figura 4.9 – Elementos finitos utilizados, (a) hexaédrico e (b) tetraédrico (Abaqus, 2009)..	115
Figura 4.10 – Exemplo de malha de elementos finitos usada para a realização das simulações numéricas.....	116
Figura 4.11 – Gráfico de carga horizontal <i>versus</i> deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=2D$ e $L_{cim}=0,1L$	118
Figura 4.12 – Gráfico de carga horizontal <i>versus</i> deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=2D$ e $L_{cim}=0,3L$	118
Figura 4.13 – Gráfico de carga horizontal <i>versus</i> deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=3D$ e $L_{cim}=0,1L$	119
Figura 4.14 – Gráfico de carga horizontal <i>versus</i> deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=3D$ e $L_{cim}=0,3L$	119
Figura 4.15 – Gráfico de carga horizontal <i>versus</i> deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=0,1L$	120
Figura 4.16 – Gráfico de carga horizontal <i>versus</i> deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=0,3L$	120
Figura 4.17 – Estacas em solo natural <i>versus</i> estacas com solo cimentado, para $L/D=5$	125
Figura 4.18 – Estacas em solo natural <i>versus</i> estacas com solo cimentado, para $L/D=10$	126
Figura 4.19 – Comparação, em solo natural, entre os resultados obtidos para $L/D=5$ e $L/D=10$	127
Figura 4.20 – Comportamento de uma estaca curta em solo natural, com os seus deslocamentos horizontais (a), vetores de deslocamento horizontal e (b), e deformada em profundidade (c), $L/D=5$	127
Figura 4.21 – Comportamento de uma estaca longa em solo natural, com os seus deslocamentos horizontais (a), vetores de deslocamento horizontal e (b), e deformada em profundidade (c), $L/D=10$	128

Figura 4.22 – Comparação entre os vetores de deslocamento horizontal para estacas longas (a) e curtas (b), e respectivas deformadas (c), em solo natural.	129
Figura 4.23 – Deslocamentos horizontais e deformadas para: estacas curtas em solo cimentado com menor (a) e maior (b) volume de solo cimentado; e para estacas longas em solo cimentado com baixo (c) e elevado (d) volume de tratamento.....	131
Figura 4.24 – Comparação, através dos vetores de deslocamento horizontal, para estacas curtas em solo natural (a), com baixo (b) e alto volume de tratamento (c), e estacas longas em solo natural (d), com menor (e) e maior volume de tratamento (f).	132
Figura 4.25 – Comparação entre as deformadas de estacas curtas em solo natural e solo cimentado, $L/D=5$	132
Figura 4.26 – Comparação entre as deformadas de estacas longas em solo natural e solo cimentado, $L/D=10$	133
Figura 4.27 – Variação da coesão de solo cimentado (c'_1).	134
Figura 4.28 – Variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) para todos os níveis de cimentação.	135
Figura 4.29 – Variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) para uma cimentação forte.....	135
Figura 4.30 – Variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) para uma cimentação média.	136
Figura 4.31 – Variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) para uma cimentação fraca.	136
Figura 4.32 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1) para todos os níveis de cimentação.....	137
Figura 4.33 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1) para uma cimentação forte.	137
Figura 4.34 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1) para uma cimentação média.	138
Figura 4.35 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1) para uma cimentação fraca.	138
Figura 4.36 – Variação da coesão do solo natural (c'_2) para todos os níveis de cimentação.	139
Figura 4.37 – Variação da coesão do solo natural (c'_2) para uma cimentação forte.	140
Figura 4.38 – Variação da coesão do solo natural (c'_2) para uma cimentação média.	140
Figura 4.39 – Variação da coesão do solo natural (c'_2) para uma cimentação fraca.....	141
Figura 4.40 – Variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para todos os níveis de cimentação.	141
Figura 4.41 – Variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para uma cimentação forte.	142
Figura 4.42 – Variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para uma cimentação média.	142
Figura 4.43 – Variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para uma cimentação fraca.	143
Figura 4.44 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) para todos os níveis de cimentação.....	144
Figura 4.45 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) para uma cimentação forte.	144
Figura 4.46 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) para uma cimentação média.	145
Figura 4.47 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) para uma cimentação fraca.....	145

Figura 4.48 – Variação da coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$	147
Figura 4.49 – Variação da coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).	148
Figura 4.50 – Variação da coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).	148
Figura 4.51 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$	149
Figura 4.52 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).	150
Figura 4.53 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).	150
Figura 4.54 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1), para as diferentes cimentações da camada tratada.....	151
Figura 4.55 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$	152
Figura 4.56 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).	152
Figura 4.57 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).	153
Figura 4.58 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), para as diferentes cimentações da camada tratada.	153
Figura 4.59 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$, com cimentações forte e média e cimentação fraca apresentados de forma separada.....	155
Figura 4.60 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para as diferentes cimentações da camada tratada.	155
Figura 4.61 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}); cimentações forte e média.	156
Figura 4.62 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}); cimentações forte e média.	156
Figura 4.63 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}); cimentação fraca.....	157
Figura 4.64 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}); cimentação fraca.....	157
Figura 4.65 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$	158
Figura 4.66 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).	158
Figura 4.67 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).	159
Figura 4.68 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2), para as diferentes cimentações da camada tratada.....	159
Figura 4.69 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$	160
Figura 4.70 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).	161
Figura 4.71 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).	161

Figura 4.72 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), para as diferentes cimentações da camada tratada.....	162
Figura 4.73 – Variação do diâmetro de solo tratado (D_{cim}), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$	163
Figura 4.74 – Variação do diâmetro de solo tratado (D_{cim}), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).....	163
Figura 4.75 – Variação do diâmetro de solo tratado (D_{cim}), para as diferentes cimentações da camada tratada.	164
Figura 4.76 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$	165
Figura 4.77 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}), $L/D=5$	165
Figura 4.78 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para as diferentes cimentações da camada tratada, $L/D=5$	166
Figura 4.79 – Variação do volume de solo tratado (V_{cim}), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$	167
Figura 4.80 – Variação do volume de solo tratado (V_{cim}), para as diferentes cimentações da camada tratada, $L/D=5$	167
Figura 4.81 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para todos os ensaios realizados com $L/D=10$	169
Figura 4.82 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}), $L/D=10$	170
Figura 4.83 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para as diferentes cimentações da camada tratada, $L/D=10$	170
Figura 4.84 – Curvas de carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para todos os L/D com $D=0,6m$, considerando menor tratamento.	174
Figura 4.85 – Curvas de carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para todos os L/D com $D=0,6m$, considerando maior tratamento.	174
Figura 4.86 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para $D=0,3m$	175
Figura 4.87 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para $D=0,6m$	176
Figura 4.88 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para $D=1,2m$	176
Figura 4.89 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para os diversos diâmetros da estaca (D); menor tratamento.....	177
Figura 4.90 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para os diversos diâmetros da estaca (D); maior tratamento.....	177
Figura 4.91 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de L/D , para os diversos diâmetros da estaca (D); menor tratamento.	178
Figura 4.92 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de L/D , para os diversos diâmetros da estaca (D); maior tratamento.....	179
Figura 4.93 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de L/D , para as diferentes geometrias de tratamento.....	180
Figura 4.94 – Deformada das estacas com $D=0,3m$, para as diversas razões L/D	181
Figura 4.95 – Deformada das estacas com $D=0,6m$, para as diversas razões L/D	181
Figura 4.96 – Deformada das estacas com $D=1,2m$, para as diversas razões L/D	182
Figura 4.97 – Normalização das deformadas da estaca para $L/D=5$	182
Figura 4.98 – Normalização das deformadas da estaca para $L/D=10$	183
Figura 4.99 – Normalização das deformadas da estaca para $L/D=20$	183

Figura 4.100 – Normalização das deformadas da estaca para $L/D=50$.	184
Figura 4.101 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(D_{cim})_k$.	188
Figura 4.102 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(L_{cim})_k$.	188
Figura 4.103 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(c'_1)_k$.	189
Figura 4.104 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(c'_2)_k$.	190
Figura 4.105 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(\phi'_2)_k$.	191
Figura 4.106 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(E_2)_k$.	191
Figura 4.107 – Relação entre a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) com o fator de parâmetros F, para $L/D=5$.	193
Figura 4.108 – Comparação entre os valores da capacidade de carga horizontal última obtidos nas simulações numéricas ($H_{ult\ numérico}$) com os obtidos analiticamente através das expressões semi-empíricas apresentadas ($H_{ult\ analítico}$), para $L/D=5$.	194
Figura 4.109 – Relação entre a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) com o fator de parâmetros F, para $L/D=10$.	195
Figura 4.110 – Comparação entre os valores da capacidade de carga horizontal última obtidos nas simulações numéricas ($H_{ult\ numérico}$) com os obtidos analiticamente através das expressões semi-empíricas apresentadas ($H_{ult\ analítico}$), para $L/D=10$.	196
Figura 4.111 – Relação entre a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) com o fator de parâmetros F, para $L/D=5$ e $L/D=10$.	197
Figura 4.112 – Relação entre a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) com o fator de parâmetros F, para todos L/D .	198
Figura 4.113 – Comparação entre os valores da capacidade de carga horizontal última obtidos nas simulações numéricas ($H_{ult\ numérico}$) com os obtidos analiticamente através das expressões semi-empíricas apresentadas ($H_{ult\ analítico}$), para todas as relações L/D .	201
Figura 4.114 – Comparação entre os valores da capacidade de carga horizontal última obtidos nas simulações numéricas ($H_{ult\ numérico}$) com os obtidos analiticamente através das expressões semi-empíricas apresentadas ($H_{ult\ analítico}$), para solo natural.	202
Figura 5.1 – Localização do município de Osório no Rio Grande do Sul/Brasil (http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:RioGrandedoSul_Municip_Osorio.svg , acessado em 20/01/2014).	208
Figura 5.2 – Fotografia da forma das partículas de areia (Consoli <i>et al</i> , 2012b).	208
Figura 5.3 – Curva da distribuição granulométrica da areia de Osório (Fonte: Cruz, 2008).	209
Figura 5.4 – Resultados dos ensaios triaxiais do tipo CD, realizados na areia de Osório; curvas (a) tensão desvio (q) versus deformação distorcional (ε_s), (b) deformação volumétrica (ε_v) versus deformação distorcional (ε_s) e (c) envoltória de ruptura e parâmetros de resistência (Fonte: Festugato, 2008).	210
Figura 5.5 – Evolução média da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).	212
Figura 5.6 – Molde utilizado na elaboração dos corpos de prova.	213
Figura 5.7 – Figura esquemática do corpo de prova e tipo de ruptura esperado nos ensaios de compressão diametral (Faro <i>et al</i> , 2011).	214
Figura 5.8 – Prensa utilizada para a realização dos ensaios.	215
Figura 5.9 – Resistência à compressão simples em função dos dias de cura.	216
Figura 5.10 – Resistência à compressão simples em função do índice de vazios (e).	217

Figura 5.11 – Resistência à compressão simples em função dos dias de cura, para 3% de cimento.	218
Figura 5.12 – Resistência à compressão simples em função do índice de vazios (e), para 3% de cimento.	218
Figura 5.13 – Resistência à compressão simples em função dos dias de cura, para 7% de cimento.	219
Figura 5.14 – Resistência à compressão simples em função do índice de vazios (e), para 7% de cimento.	219
Figura 5.15 – Resistência à compressão diametral em função dos dias de cura.	220
Figura 5.16 – Resistência à compressão diametral em função do índice de vazios (e).	221
Figura 5.17 – Resistência à compressão diametral em função dos dias de cura, para 3% de cimento.	222
Figura 5.18 – Resistência à compressão diametral em função do índice de vazios (e), para 3% de cimento.	222
Figura 5.19 – Resistência à compressão diametral em função dos dias de cura, para 7% de cimento.	223
Figura 5.20 – Resistência à compressão diametral em função do índice de vazios (e), para 7% de cimento.	223
Figura 5.21 – Resistência à compressão simples <i>versus</i> resistência à compressão diametral, em função dos dias de cura.	224
Figura 5.22 – Resistência à compressão simples <i>versus</i> resistência à compressão diametral, em função do índice de vazios (e).	224
Figura 5.23 – Resistência à compressão simples de misturas obtidas em campo <i>versus</i> resistência à compressão simples de misturas obtidas em laboratório, com $e=0,66$, para 3% de cimento.	226
Figura 5.24 – Resistência à compressão simples de misturas obtidas em campo <i>versus</i> resistência à compressão simples de misturas obtidas em laboratório, com $e=0,66$, para 7% de cimento.	226
Figura 6.1 – Localização do município de Passo Fundo no Rio Grande do Sul/Brasil (http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:RioGrandedoSul_Municip_PassoFundo.svg , acessado em 03/02/2014).	228
Figura 6.2 – Mapa de localização e acesso (a) à cidade de Passo Fundo e (b) à Universidade de Passo Fundo/RS (https://maps.google.com/ , acessado em 03/02/2014).	229
Figura 6.3 – Imagem de satélite com a localização do campo experimental (coordenadas: 28°13'34"S 52°23'11"O), visto a uma altitude de 1 km (software Google Earth, versão 7.1.2.2041, acessado em 03/02/2014).	229
Figura 6.4 – Fotografia do campo experimental.	230
Figura 6.5 – Resultados dos ensaios SPT realizados no campo experimental (a) com circulação de água e (b) sem circulação de água, com uso de trado mecânico (Lopes Jr. e Thomé, 2005).	231
Figura 6.6 – Aparato e execução dos ensaios de <i>Cone Penetration Test</i> (CPT).	232
Figura 6.7 – Equipamento utilizado para a execução dos ensaios de <i>Cone Penetration test</i> (CPT).	232
Figura 6.8 – Resultados dos 5 ensaios de <i>Cone Penetration Test</i> (CPT) realizados no campo experimental.	233
Figura 6.9 – Aparato e execução dos ensaios de <i>Flat Dilatometer Test</i> (DMT).	234
Figura 6.10 – Lâmina do <i>Flat Dilatometer Test</i> (DMT).	234
Figura 6.11 – Resultados dos 2 ensaios de <i>Flat Dilatometer Test</i> (DMT) realizados no campo experimental.	235

Figura 6.12 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade – (a) umidade natural, (b) peso específico real dos grãos e (c) limites de liquidez e plasticidade (Dalla Rosa <i>et al</i> , 2004a e 2004b).	236
Figura 6.13 – Distribuição granulométrica do solo do campo experimental (Ruver, 2011)..	237
Figura 6.14 – Curvas granulométricas do solo do campo experimental (Ruver, 2011).....	237
Figura 6.15 – Variação da distribuição granulométrica com a profundidade (Dalla Rosa <i>et al</i> , 2004a e 2004b).	238
Figura 6.16 – Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (tipo CD) realizados com o solo do campo experimental; curvas (a) tensão desvio x deformação axial, (b) deformação volumétrica x deformação axial, (c) tensão desvio x tensão efetiva média e (d) módulo de elasticidade secante x deformação axial (adaptado de Donato, 2005).	239
Figura 6.17 – Planta baixa com a distribuição e ocupação das estacas executadas em campo experimental.	242
Figura 6.18 – Perfil transversal com a geometria e distribuição da camada de solo cimento.	243
Figura 6.19 – Especificações técnicas dos trilhos de trem utilizados como armadura nas estacas rígidas (TR37) e nas estacas flexíveis (TR45).	244
Figura 6.20 – Seção transversal das estacas (a) em solo natural e (b) em solo natural com uma camada superficial de solo tratado à sua volta.	245
Figura 6.21 – Execução da escavação das estacas com trado rotativo.	246
Figura 6.22 – Inserção das armaduras dentro dos furos.	247
Figura 6.23 – Concretagem das estacas.	248
Figura 6.24 – Formas utilizadas para o concreto (a) e (b) nas estacas em solo natural, e (c) e (d) em estacas que iriam receber o solo cimentado.	248
Figura 6.25 – Pormenor da instalação dos tubos de inclinômetro, incluindo a calda de cimento.	249
Figura 6.26 – Campo experimental (a) durante e (b) após execução das estacas.....	250
Figura 6.27 – Procedimentos do ensaio de abatimento (slump-test), com (a) os materiais utilizados, (b) preenchimento do cone metálico, (c) aplicação dos golpes e (d) medição do abatimento do concreto.....	251
Figura 6.28 – Procedimentos para a amostragem e ensaio de resistência à compressão simples dos corpos de prova em concreto, desde a sua (a) moldagem em camadas, (b) aplicação dos golpes, (c) seu aspecto na forma e (d) após desmoldagem, até (e) e (f) à sua ruptura.	253
Figura 6.29 – Resistência à compressão simples do concreto proveniente de cada caminhão, em função dos dias de cura.....	253
Figura 6.30 – Procedimentos para a amostragem e ensaio de resistência à compressão simples dos corpos de prova de calda de cimento, desde a sua (a) moldagem e (b) colocação em água saturada de cal, até ao (c) ensaio de compressão simples e (d) aspecto após ruptura.	255
Figura 6.31 – Resistência à compressão simples da calda de cimento em função dos dias de cura.	255
Figura 6.32 – Abertura das cavas.	257
Figura 6.33 – Equipamentos e materiais utilizados para a execução da mistura de solo cimento em campo experimental, com (a) balança, extensão, baldes e areia, (b) betoneira, (c) computador e reservatório de água e (d) reservatório de cimento e conchas.	259
Figura 6.34 – Execução e transporte da mistura de solo cimento, sua (a) pesagem de materiais, (b) homogeneização, (c) transporte e (d) despejo na cava.	260
Figura 6.35 – Execução da compactação da mistura de solo cimento, com (a) o seu espalhamento e pré-compactação, (b) compactação com soquete manual, (c) escarificação e (d) aspecto final.	262
Figura 6.36 – Execução do ensaio da frigideira.	264

Figura 6.37 – Execução do ensaio de massa específica no solo cimento, com (a) a apresentação dos materiais, (b) cravação do cilindro, (c) cilindro totalmente cravado e (d) escavação para retirada do cilindro.	265
Figura 6.38 – Procedimentos do ensaio com sonda rotativa no solo cimento, com a (a) e (b) apresentação dos materiais, (c) extração dos testemunhos, (d) corpo de prova submetido a ensaio de compressão simples e (e) seu aspecto final após ruptura.	269
Figura 6.39 – Comparação entre os resultados de resistência à compressão simples (RCS) obtidos na pesquisa de laboratório (<i>_lab</i> e <i>_campo</i>) com os obtidos através do ensaio com sonda rotativa.....	271
Figura 6.40 – Vista geral do ensaio de carregamento horizontal em estacas.....	272
Figura 6.41 – Equipamentos constituintes do inclinômetro (a) e sua utilização em campo experimental (b), (c) e (d).....	275
Figura 6.42 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Nat_5_D0,6_L3</i>	279
Figura 6.43 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Nat_20_D0,3_L6</i>	280
Figura 6.44 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Nat_20_D0,4_L8</i>	280
Figura 6.45 – Comparação entre os resultados obtidos para estacas flexíveis $L/D=20$	281
Figura 6.46 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Nat_20_D0,3_L6</i>	282
Figura 6.47 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Nat_20_D0,4_L8_ESQ</i> ... 282	
Figura 6.48 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Nat_20_D0,4_L8_DIR</i> ... 283	
Figura 6.49 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_2D_0,1L</i>	284
Figura 6.50 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_3D_0,1L</i>	284
Figura 6.51 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_3D_0,2L</i>	285
Figura 6.52 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_4D_0,1L</i>	285
Figura 6.53 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_4D_0,2L</i>	286
Figura 6.54 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_4D_0,3L</i>	286
Figura 6.55 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_4D_0,1L-fraca</i> 287	
Figura 6.56 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_4D_0,3L-fraca</i> 287	
Figura 6.57 – Detalhe dos resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_5_4D_0,3L</i>	288
Figura 6.58 – Comparação entre os resultados obtidos para os diferentes tipos de cimentação (3% e 7%).	289
Figura 6.59 – Curvas carga horizontal (<i>H</i>) versus deslocamento horizontal (δ) para estaca rígida em solo natural e com camada tratada, $D_{cim}=4D$	290
Figura 6.60 – Curvas carga horizontal (<i>H</i>) versus deslocamento horizontal (δ) para estaca rígida em solo natural e com camada tratada, $L_{cim}=0,1L$	291
Figura 6.61 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_20_2D_0,1L</i>	292
Figura 6.62 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_20_3D_0,1L</i>	293
Figura 6.63 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_20_3D_0,2L</i>	293
Figura 6.64 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_20_4D_0,1L</i>	294
Figura 6.65 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_20_4D_0,2L</i>	294
Figura 6.66 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_20_4D_0,3L</i>	295
Figura 6.67 – Detalhe dos resultados de ensaio de carregamento lateral para <i>Cim_20_4D_0,1L</i>	295
Figura 6.68 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Cim_20_2D_0,1L</i>	296
Figura 6.69 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Cim_20_3D_0,1L</i>	297
Figura 6.70 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Cim_20_3D_0,2L</i>	297
Figura 6.71 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Cim_20_4D_0,1L</i>	298
Figura 6.72 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Cim_20_4D_0,2L</i>	298
Figura 6.73 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para <i>Cim_20_4D_0,3L</i>	299

Figura 6.74 – Curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para estaca flexível em solo natural e com camada tratada, $D_{cim}=4D$.	300
Figura 6.75 – Curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para estaca flexível em solo natural e com camada tratada, $L_{cim}=0,1L$.	300
Figura 6.76 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}), para as diferentes profundidades de tratamento (L_{cim}) com 7% de cimento, estacas rígidas ($L/D=5$).	303
Figura 6.77 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}), para os diferentes diâmetros de tratamento (D_{cim}) com 7% de cimento, estacas rígidas ($L/D=5$).	304
Figura 6.78 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do volume de solo tratado (V_{cim}), para estacas rígidas ($L/D=5$).	305
Figura 6.79 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}), para os dois tipos de cimentação utilizada nas estacas rígidas ($L/D=5$).	306
Figura 6.80 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da coesão efetiva (c') da camada tratada, para as diferentes profundidades de tratamento (L_{cim}) executadas nas estacas rígidas ($L/D=5$).	307
Figura 6.81 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}), para as diferentes profundidades de tratamento (L_{cim}), estacas flexíveis ($L/D=20$).	308
Figura 6.82 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}), para os diferentes diâmetros de tratamento (D_{cim}), estacas flexíveis ($L/D=20$).	309
Figura 6.83 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do volume de solo tratado (V_{cim}), para estacas flexíveis ($L/D=20$).	310
Figura 6.84 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}).	311
Figura 6.85 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}).	312
Figura 6.86 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do volume da camada tratada (V_{cim}).	313
Figura 6.87 – Imagens da exumação das estacas.	314
Figura 6.88 – Evolução da deformada de uma estaca flexível ($cim_20_3D_0,1L$) ao longo do ensaio de carregamento horizontal, com a aplicação dos ciclos de carga e descarga.	315
Figura 6.89 – Evolução da deformada de uma estaca flexível em solo natural ($nat_20_D0,3_L6$) com o aumento dos incrementos de carga horizontal.	316
Figura 6.90 – Evolução da deformada de uma estaca flexível em solo tratado ($cim_20_4D_0,2L$) com o aumento dos incrementos de carga horizontal.	317
Figura 6.91 – Comparação entre todas as deformadas obtidas para estacas flexíveis em solo natural (último incremento de carga lido).	319
Figura 6.92 – Comparação entre todas as deformadas obtidas para estacas flexíveis com $D=0,4$ m e $L=8$ m (último incremento de carga lido).	319
Figura 6.93 – Detalhe da comparação entre todas as deformadas obtidas para estacas flexíveis com $D=0,4$ m e $L=8$ m (último incremento de carga lido).	320
Figura 6.94 – Mecanismo de ruptura (fissuração) do solo natural: (a) desenhos ilustrativos e (b) fotos.	321
Figura 6.95 – Mecanismo de ruptura (fissuração) do solo cimento contendo 7% de cimento: (a) desenhos ilustrativos e (b) fotos.	323

Figura 6.96 – Mecanismo de ruptura (fissuração) do solo cimento contendo 3% de cimento: (a) desenhos ilustrativos e (b) fotos.....	325
Figura 6.97 – Comparação entre a capacidade de carga horizontal última obtida em campo ($H_{real\ campo}$) com a obtida através das diversas metodologias propostas na literatura ($H_{previsto}$), para estacas em solo natural.	327
Figura 6.98 – Detalhe da comparação entre a capacidade de carga horizontal última obtida em campo ($H_{real\ campo}$) com a obtida através das diversas metodologias propostas na literatura ($H_{previsto}$), para estacas em solo natural.	328
Figura 6.99 – Comparação entre a capacidade de carga horizontal última obtida em campo ($H_{real\ campo}$) com a obtida através das diversas metodologias propostas na literatura ($H_{previsto}$), para estacas em solo tratado.	330

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes de majoração de riscos (Broms, 1965)	47
Tabela 2.2 – Coeficientes de minoração de parâmetros (Broms, 1965).....	47
Tabela 2.3 – Valores de K_h (Terzaghi, 1955)	55
Tabela 2.4 – Valores para o fator n_h (Terzaghi, 1955)	56
Tabela 2.5 – Derivadas simplificadas da equação 2.93 para os diversos modelos.....	92
Tabela 4.1 – Parâmetros do concreto adotados para a estaca.....	106
Tabela 4.2 – Parâmetros do solo natural adotados nas simulações numéricas para comparação de contato.....	117
Tabela 4.3 – Parâmetros do solo cimentado adotados nas simulações numéricas para comparação de contato.	117
Tabela 4.4 – Parâmetros utilizados nas simulações numéricas para 2D_0,1L.....	123
Tabela 4.5 – Tabela resumo com a faixa de valores dos parâmetros variados nas simulações numéricas.....	124
Tabela 4.6 – Geometria da estaca e do solo tratado usada nas simulações numéricas.....	172
Tabela 4.7 – Coeficientes de correção para estacas curtas, com $L/D=5$	192
Tabela 4.8 – Coeficientes de correção para estacas longas, com $L/D=10$	195
Tabela 4.9 – Coeficientes de correção do fator de parâmetros F.	199
Tabela 4.10 – Tabela com a faixa de valores dos parâmetros geotécnicos.	200
Tabela 5.1 – Distribuição granulométrica da areia de Osório (Adaptado de: Cruz, 2008). ...	209
Tabela 5.2 – Índices físicos da areia de Osório (Adaptado de: Cruz, 2008).	210
Tabela 5.3 – Características do cimento Portland de alta resistência inicial, utilizado nesta pesquisa (ABCP, 2002).	211
Tabela 5.4 – Média dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples.	216
Tabela 5.5 – Média dos resultados obtidos nos ensaios de compressão diametral.	220
Tabela 6.1 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais (adaptado de Donato, 2005).....	239
Tabela 6.2 – Notação e geometria de cada ensaio de carregamento horizontal a ser executado em campo experimental.....	241
Tabela 6.3 – Resultados dos ensaios de abatimento (slump-test).....	251
Tabela 6.4 – Resultados obtidos através do ensaio de massa específica aparente <i>in situ</i> do solo cimento executado em campo experimental.....	266
Tabela 6.5 – Parâmetros representativos dos materiais utilizados nas simulações numéricas – <i>Previsão Classe A</i>	278
Tabela 6.6 – Capacidade de carga horizontal última obtida para cada ensaio realizado em campo experimental.....	302
Tabela 6.7 – Tabela resumo com a faixa de valores dos parâmetros do solo natural válidos para utilização na metodologia semi-empírica proposta (UFRGS).....	327

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI : *American Concrete Institute*

ASTM: *American Society for Testing and Materials*

CIGRE : *Conseil International des Grands Réseaux Électriques*

C_{i_v} : Quantidade de cimento em volume

C_a : Razão de adesão solo-estaca

C_c : Coeficiente de curvatura

c' : Coesão efetiva

D : Diâmetro da estaca; D_{estaca}

D_{cim} : Diâmetro do solo cimentado

ρ : Densidade

E : Módulo de deformabilidade de Young

e : Base do logaritmo neperiano (2,7183)

e_z : Excentricidade da estaca

ε : Deformação total

ε : Deformação axial

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: Deformações principais

ε^e : Deformação elástica

ε^p : Deformação plástica

ENVIRONGEO: Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental

F : Fator de parâmetros

f_{ck} : Resistência à compressão característica do concreto

ϕ' : Ângulo de atrito efetivo

ψ : Ângulo de dilatância

θ : Giro da estaca sob carregamento lateral

H : Carga horizontal

H_k : Carga horizontal adimensional

I_1, J_2, J_3 : Invariantes de tensões

K_0 : Coeficiente de empuxo ao repouso

κ : Coeficiente de enrijecimento

L : Profundidade da estaca, L_{estaca}

L_{cim} : Profundidade do solo cimentado

L/D : Fator de forma da estaca

LEGG: Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

P_a : Pressão atmosférica

ν : Coeficiente de Poisson

NBR: Norma Brasileira

PPGEC: Programa de Pós Graduação em engenharia Civil

γ : Peso específico do solo

Q : Função potencial de fluxo

q_u : Resistência à compressão simples

RCS: Resistência à compressão simples

R^2 : Coeficiente de determinação

r : Raio

S_u : Coesão não drenada

σ : Tensão total

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Tensões principais

σ^e : Tensão elástica

σ^p : Tensão plástica

SRAB: Solo Residual de Arenito Botucatu

SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UPF: Universidade de Passo Fundo

V_C : Volume de cimento

V_v : Volume de vazios (igual ao volume de água mais o volume de ar)

V_{cim} : Volume de solo cimentado

η : Porosidade

λ : Parâmetro de consistência plástica

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

As obras de engenharia atuais envolvem unidades estruturais de grande porte cujo projeto e execução devem ser cuidadosamente observados. Devido à complexidade das cargas e solicitações estruturais, as metodologias de projeto devem atender a necessidades específicas. A variabilidade geotécnica associada à diversidade de carregamentos, impõe a necessidade de desenvolvimento de metodologias aplicadas especificamente a projetos de fundações que serão sujeitas a carregamentos laterais, tais como pontes, obras portuárias, torres de linhas de transmissão, aerogeradores (onshore e offshore) e plataformas (offshore e nearshore) de exploração de petróleo e gás natural.

Existem diversos métodos relatados na literatura geotécnica para projeto de fundações submetidas a esforços horizontais. Alguns métodos de natureza empírica são expeditos, de fácil manuseio, porém de difícil compreensão física, acarretando incertezas de projeto. Métodos mais robustos apresentam maior rigor físico, porém têm seu uso dificultado pela complexidade das formulações apresentadas, exigindo a intervenção constante de um engenheiro especialista. Nenhum destes métodos considera uma solução baseada no simples reforço, através de técnicas de cimentação, dos solos na sua camada superficial, radial à estaca. O reforço por técnicas de cimentação aumenta a capacidade de suporte lateral das estacas, melhorando o seu desempenho e reduzindo os custos de implantação.

A técnica de tratamento de solos vem sendo usada com sucesso na engenharia geotécnica, melhorando as características dos solos que, devido à sua complexidade e variabilidade, nem sempre satisfazem as necessidades das obras a serem realizadas. No âmbito de fundações, vários trabalhos foram realizados considerando o melhoramento dos solos, nomeadamente Sales (1998), Thomé *et al* (2005), Consoli *et al* (2009a), Faro (2009) e Faro & Consoli (2013), contudo nestes trabalhos apenas foram consideradas fundações superficiais sobre solo tratado. Ruver (2011) e Consoli *et al* (2013) realizaram pesquisas onde mostraram outra aplicação para solos tratados, nomeadamente no arrancamento de fundações superficiais

embutidas em camadas de solo melhorado. Não há, na bibliografia, nenhum trabalho que considere a utilização conjunta de fundações profundas e solo tratado.

Com isto, nesta pesquisa procura-se estudar o comportamento de fundações profundas sujeitas a carregamentos horizontais, com e sem reforço do solo na sua camada superficial radial à estaca. Busca-se também ap a obtenção de uma metodologia de projeto para previsão da capacidade de carga de fundações profundas, com solo melhorado radial à estaca, submetidas a carregamentos horizontais.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é desenvolver um processo inovador de reforço de solos aplicado a fundações profundas, estabelecer suas diretrizes de projeto e, com base nesse processo, apresentar uma metodologia de projeto para a previsão da capacidade de carga de fundações profundas submetidas a carregamentos horizontais, com e sem reforço de solo melhorado radial a estas.

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

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar simulações numéricas tridimensionais de estacas rígidas e flexíveis, com e sem solo melhorado radial às estacas, sujeitas a carregamentos horizontais, usando o software de elementos finitos ABAQUS®.
- Efetuar uma análise paramétrica, variando os parâmetros geométricos e geotécnicos, que definem o modelo geométrico e constitutivo, respectivamente.
- Identificar os parâmetros geométricos (da estaca e do solo tratado) e geotécnicos (solo natural e solo tratado) significativos, isto é, aqueles que influem diretamente no comportamento de estacas sujeitas a carregamentos horizontais.
- Análise gráfica e matemática dos resultados das simulações numéricas, obtendo uma expressão que defina a capacidade de carga última de estacas, com e sem solo melhorado radial a estas, sujeitas a carregamentos horizontais.

- Efetuar uma pesquisa de laboratório para estudar o comportamento dos materiais a serem utilizados no campo experimental.
- Realizar, no campo experimental, ensaios de carregamento horizontal em estacas (rígidas e flexíveis), em solo natural e em solo natural reforçado com uma camada superficial de solo tratado radial às estacas.
- Análisar devidamente os resultados obtidos em campo experimental, nomeadamente as deformadas das estacas e respectiva capacidade de carga horizontal.
- Comparar, com sucesso, os resultados obtidos no campo experimental com os obtidos numericamente (*Previsão Classe A*) e através da metodologia proposta, validando-a.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está estruturado em sete capítulos. O capítulo 1 é o capítulo introdutório, onde são apresentados o problema e relevância da pesquisa e são definidos os objetivos gerais e específicos do trabalho.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica dos principais assuntos referentes a esta tese, proporcionando ao leitor uma visão geral sobre a técnica de solos artificialmente cimentados, métodos de previsão de carregamento lateral em estacas, assim como de previsão de deslocamentos, e também sobre teorias de elasticidade e plasticidade, nomeadamente sobre modelos constitutivos utilizados para representar o comportamento dos solos.

O capítulo 3 mostra a descrição do programa de pesquisa adotado, abordando as pesquisas de laboratório, de campo e numérica.

O capítulo 4 aborda aspetos referentes à pesquisa numérica. Nele são feitas referências acerca do software utilizado, do Método dos Elementos Finitos, do modelo constitutivo adotado e sua validação. São também apresentados os resultados das simulações numéricas efetuadas e consequente análise paramétrica, variando os parâmetros geométricos e geotécnicos. A análise matemática dos resultados obtidos é também apresentada neste capítulo, onde será proposta uma expressão preliminar de projeto para previsão da capacidade de carga última de estacas, com solo melhorado radial a estas, submetidas a carregamentos horizontais.

No capítulo 5 é apresentada a pesquisa de laboratório, onde são caracterizados os materiais empregados na execução do solo cimento utilizado no campo experimental.

A pesquisa em campo experimental encontra-se no capítulo 6. Nele encontram-se todos os estudos e ensaios realizados no campo experimental, desde a sua localização e caracterização, ao planejamento dos ensaios e análise dos resultados obtidos. É ainda feita uma comparação entre a metodologia obtida na pesquisa numérica, os resultados obtidos em campo e as metodologias clássicas (solo natural), conferindo a aplicabilidade da metodologia de projeto proposta, tanto para solo natural quanto para solo natural com uma camada superficial de solo melhorado radial à estaca.

O capítulo 7 exhibe as considerações finais da tese. As conclusões acerca do trabalho realizado assim como algumas sugestões para trabalhos futuros são apresentadas neste capítulo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados os principais conceitos necessários à presente pesquisa, revisando-se a bibliografia relativa ao carregamento lateral em estacas, tratamento de solos cimentados e comportamento de materiais e modelos constitutivos.

2.1 CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS

Quando o engenheiro projetista se depara com um projeto de fundações profundas sujeita a cargas verticais, horizontais e momentos, ele tem duas alternativas de projeto. A primeira é utilizando estacas inclinadas, fazendo com que estas trabalhem predominantemente sob forças axiais de compressão e tração, contudo esta solução não é recomendada devido às dificuldades inerentes à sua execução. A segunda alternativa de projeto consiste em absorver as cargas horizontais por flexão das estacas, dimensionando-se estacas verticais capazes de absorver solicitações de flexo-compressão e/ou flexo-tração. O foco do estudo realizado neste trabalho refere-se à segunda alternativa, estacas verticais.

Cada tipo de fundação tem diversos métodos de dimensionamento referenciados na literatura, variando de acordo com o tipo de solicitação e com as condições do solo onde serão executadas as fundações. Assim, no projeto de estacas sob carregamentos laterais devem ser avaliados três critérios: a resistência última do solo, a carga última do elemento estrutural e a deflexão máxima. Estes requisitos devem ser avaliados de forma conjunta, pois a falha de um deles irá provocar o colapso do conjunto.

Para definir a análise a realizar num problema de carregamento horizontal em estacas, é importante verificar as condições de rigidez do sistema. Um sistema é dito rígido quando as deflexões na estaca não representam o principal problema, mas sim a ruptura do solo. Nestes casos, o projeto de estacas sob carregamento horizontal é feito com base na carga limite de ruptura do solo ou do elemento estrutural, através de métodos analíticos, semi-empíricos ou

numéricos. Nos sistemas ditos flexíveis, aqueles em que as deflexões podem apresentar valores determinantes no comportamento da superestrutura, os projetos requerem análises elastoplásticas, quantificando os efeitos carga-deflexão sobre o sistema.

Salienta-se que no desenvolvimento deste estudo foi apenas considerada a ruptura geotécnica, pelo que foi assumido que as estacas têm comportamento elástico, tendo sido dimensionadas para suportar elasticamente as cargas de trabalho.

2.1.1 Determinação da Capacidade de Carga Última de Sistema Solo-Estaca

Nesta seção serão apresentados alguns métodos de determinação da capacidade de carga última em estacas sob carregamento lateral, baseados em formulações simplificadas cujo mecanismo de ruptura varia de acordo com as características do solo e da estaca.

Quando a rigidez relativa entre o solo e a estaca é alta, a resistência do conjunto será ditada pela capacidade de carga do solo. Se a rigidez relativa entre o solo e a estaca for baixa, a plastificação do elemento estrutural pode levar ao colapso do sistema, determinado pelo ponto de plastificação da estaca. Trata-se de um problema de interação solo-estrutura, devendo ser abordado com critério, uma vez que existem inúmeras metodologias para os diversos casos. Seguidamente serão apresentados alguns destes métodos.

2.1.1.1 Método de Broms

Broms (1964a, 1964b) apresentou dois trabalhos, respectivamente em solos coesivos e solos granulares, com os princípios de uma metodologia para carregamento horizontal em estacas. Posteriormente, Broms (1965) apresentou um critério para o cálculo de estacas carregadas transversalmente. O método foi desenvolvido com base na simplificação dos diagramas de distribuição de resistência do solo ao longo de estacas longas, intermédias e curtas, com topo livre e engastado.

Adotando a filosofia dos chamados métodos de ruptura, o método de Broms estabelece que o projeto de estacas ou grupo de estacas carregadas transversalmente é, em geral, comandado pelas exigências de que a ruptura completa não deve ocorrer mesmo para as condições mais adversas e que, as deformações para a carga de trabalho sejam de tal ordem que não prejudiquem o funcionamento da fundação ou da superestrutura. Desta forma, para uma estrutura que tolere apenas pequenas deformações, o projeto será definido pelos deslocamentos impostos pelas cargas de trabalho. No caso de estruturas que suportem

deslocamentos mais significativos, o projeto será definido pela plastificação estrutural das estacas. Sob carregamento horizontal, a ruptura de uma fundação profunda ocorre diante da formação de um mecanismo de ruptura. Exemplos desses mecanismos de ruptura podem ser observados na Figura 2.1, onde os pontos azuis representam rotação e os laranja indicam a formação de rótulas plásticas na estaca.

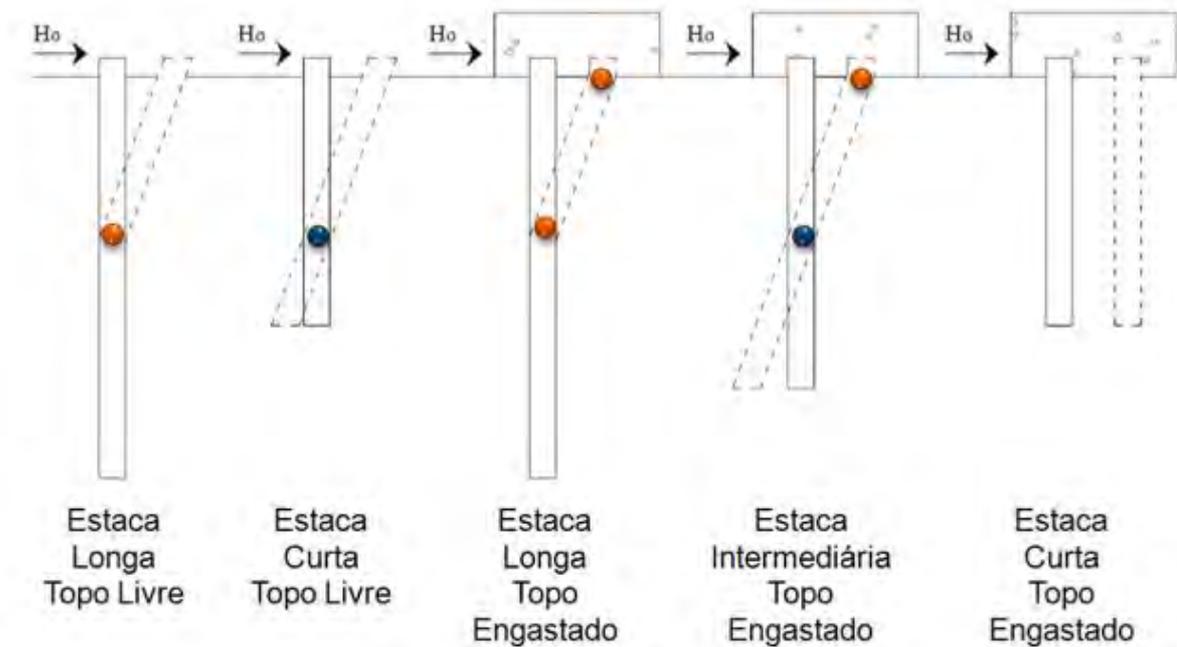


Figura 2.1 – Mecanismos de ruptura de estacas sob carregamento horizontal (adaptado de Broms, 1965)

Da Figura 2.1 observa-se que para as estacas com topo livre, o mecanismo de ruptura varia com o tipo de estaca. Nas estacas longas, a ruptura ocorre com a plastificação da estaca, enquanto que nas curtas ocorre com a rotação da mesma em relação a uma seção transversal crítica, a determinada profundidade, rompendo apenas quando a resistência do terreno é vencida.

Para estacas longas com topo engastado, a ruptura ocorre com a plastificação em duas seções, na base do bloco de coroamento, onde há um momento concentrado devido à restrição, e na seção transversal da estaca onde ocorre o momento fletor máximo, provocado pela distribuição de tensões devido à resistência da massa de solo ao longo do fuste. No caso de estacas intermediárias com topo engastado, ocorre simultaneamente a rotação em relação à

seção transversal, a determinada profundidade, e a plastificação na base do bloco de coroamento. Para estacas curtas com o topo engastado ocorre a translação de todo o sistema.

É também importante salientar que as relações entre a rigidez do terreno e o elemento estrutural, e entre o comprimento e o diâmetro da estaca irão definir se a estaca se comporta como flexível ou rígida, formando ou não rótulas plásticas. Na sequência serão apresentadas com mais detalhe as soluções propostas por Broms (1964a, 1964b).

Para **estacas curtas livres em argila**, o mecanismo de ruptura apresentado é a rotação da estaca em torno de uma seção transversal, em profundidade, provocando o colapso do solo na região superior ao ponto de rotação da estaca. As equações 2.1 e 2.2 conjuntamente com a geometria e os gráficos da Figura 2.2, permitem encontrar a carga de ruptura (H_u) por carregamento lateral nestas condições. Da Figura 2.2 observa-se que há uma inversão no sentido das reações do solo na rótula plástica, centro de rotação, e que o momento fletor máximo ($M_{máx}$) localiza-se no terço superior da estaca.

$$M_{máx} = H_u (e + 1,5B + 0,5z_0) \quad (2.1)$$

$$M_{máx} = 2,25BS_u (L - 1,5B - z_0)^2 \quad (2.2)$$

Onde,

$$z_0 = \frac{H_u}{9S_u B};$$

S_u = Resistência não drenada;

B = Diâmetro da estaca.

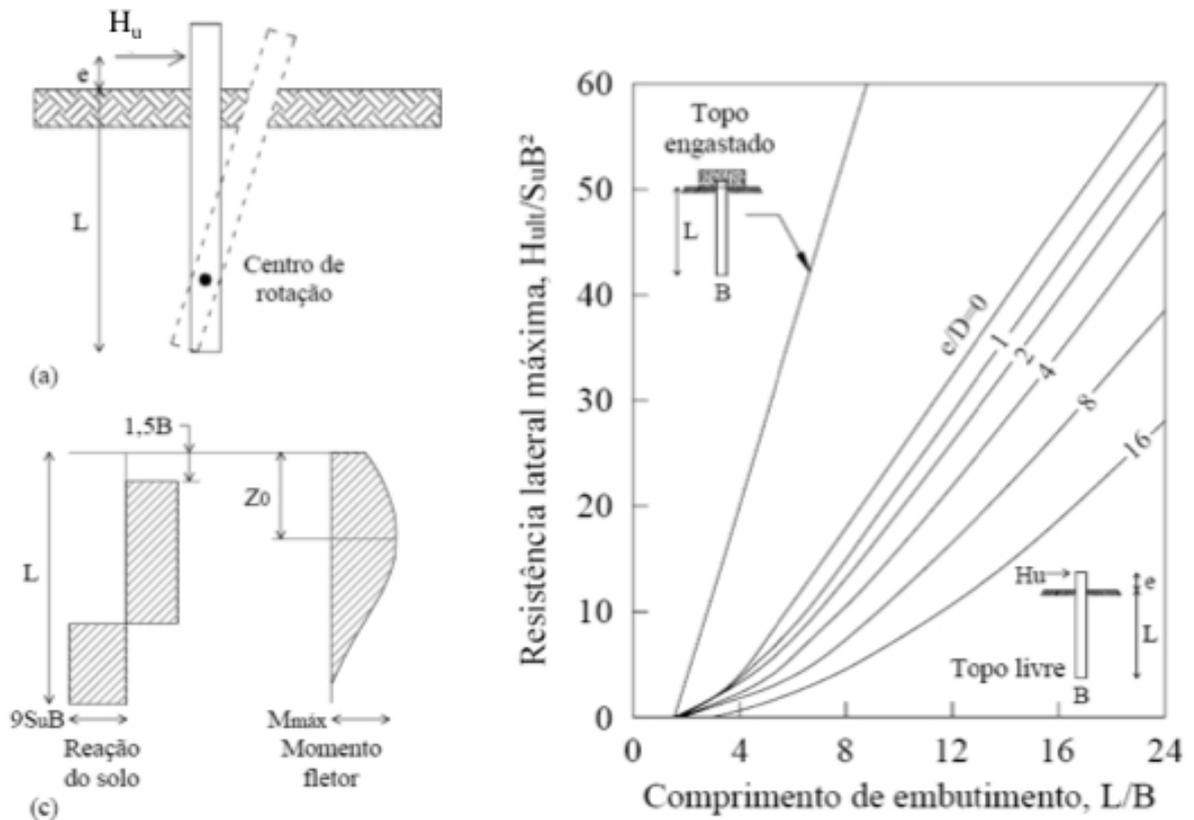


Figura 2.2 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas curtas livres em argila

As equações 2.3 e 2.4, juntamente com os gráficos da Figura 2.3, permitem encontrar a carga de ruptura por carregamento horizontal para **estacas curtas fixas em argila**. Nesta configuração verifica-se a ruptura do solo por translação do elemento estrutural. Da Figura 2.3 pode observar-se que o momento fletor máximo se localiza no engaste do topo da estaca, decrescendo com a profundidade.

$$H_u = 9 S_u B (L - 1,5B) \quad (2.3)$$

$$M_{m\acute{a}x} = H_u (0,5L + 0,75B) < M_u \quad (2.4)$$

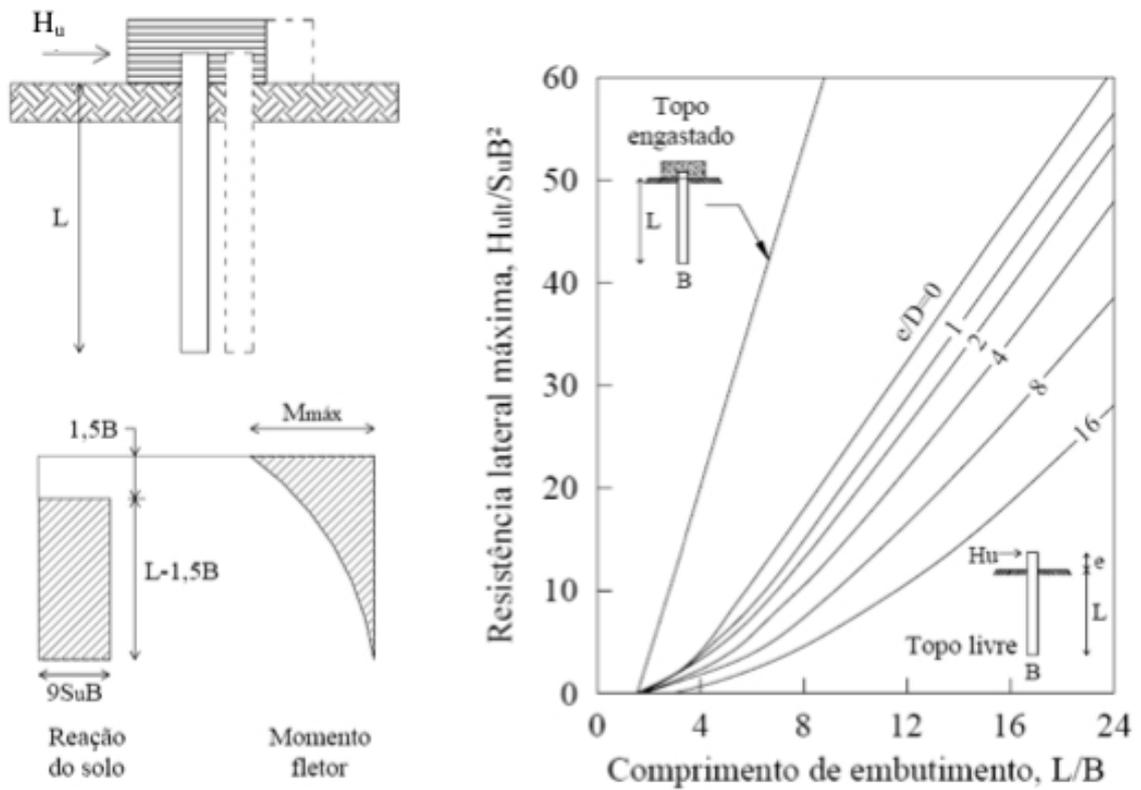


Figura 2.3 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas curtas fixas em argila

Para **estacas curtas livres em areia**, a carga de ruptura devido a carregamento horizontal pode ser encontrada através dos gráficos da Figura 2.4 juntamente com a equação 2.5, que é válida apenas se $M_{máx} < M_u$, sendo M_u o momento de plastificação da estaca, dado pelo tipo de material que a constitui. Assim, uma vez que não ocorre a plastificação do elemento estrutural, a ruptura do sistema da-se pela ruptura do solo.

$$H_u = \frac{0,5\gamma BL^3 K_p}{e + L} \quad (2.5)$$

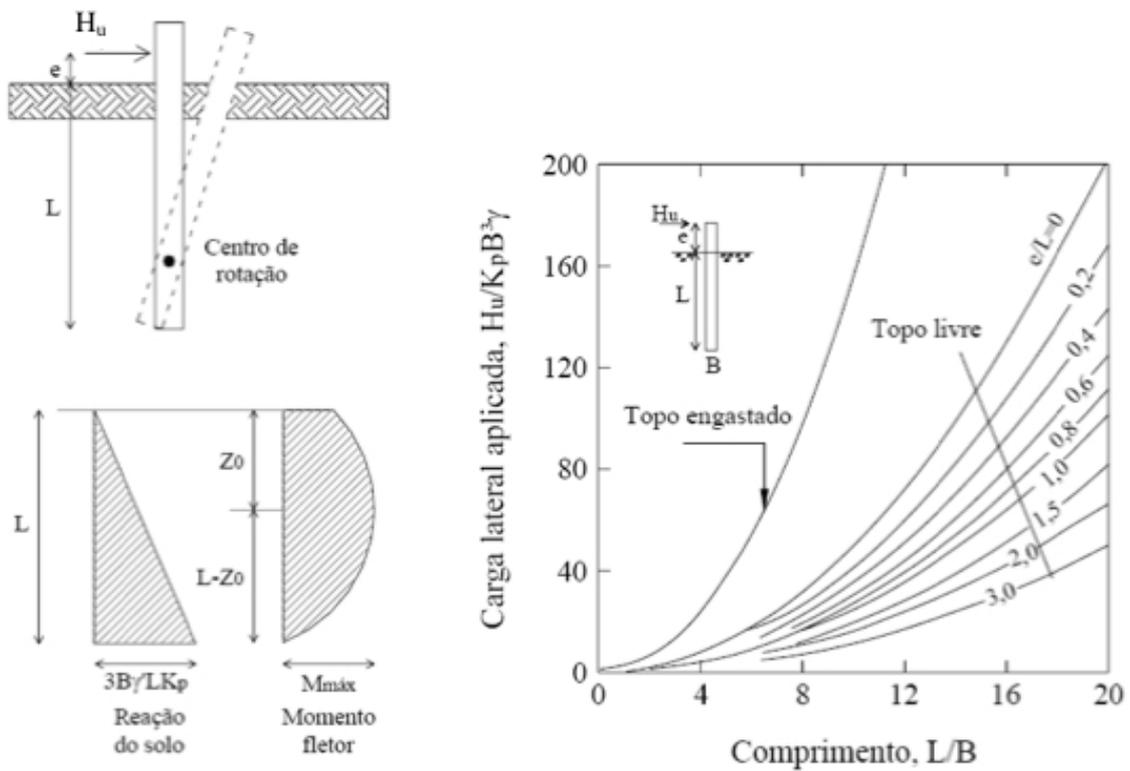


Figura 2.4 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas curtas livres em areia

Neste caso, em que o solo é puramente friccional, a distribuição de pressões no solo cresce linearmente com a profundidade, dependendo do seu valor máximo, entre outros fatores, do coeficiente de empuxo, K_p (equação 2.6). O momento fletor apresenta uma distribuição mais homogênea com a profundidade, contudo o seu valor máximo ainda se encontra na parte superior da estaca.

$$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.6)$$

Das equações 2.7 e 2.8, juntamente com os gráficos da Figura 2.5 consegue-se obter a capacidade de carga última por carregamento lateral, para **estacas curtas fixas em areia**. Para esta configuração ocorre a translação do elemento estrutural, havendo ruptura do solo. As reações do solo aumentam linearmente com a profundidade e há concentração de momentos na parte superior da estaca, devido ao encabeçamento da mesma.

$$H_u = 1,5L^2 B\gamma K_p \quad (2.7)$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{2}{3} H_u L \quad (2.8)$$

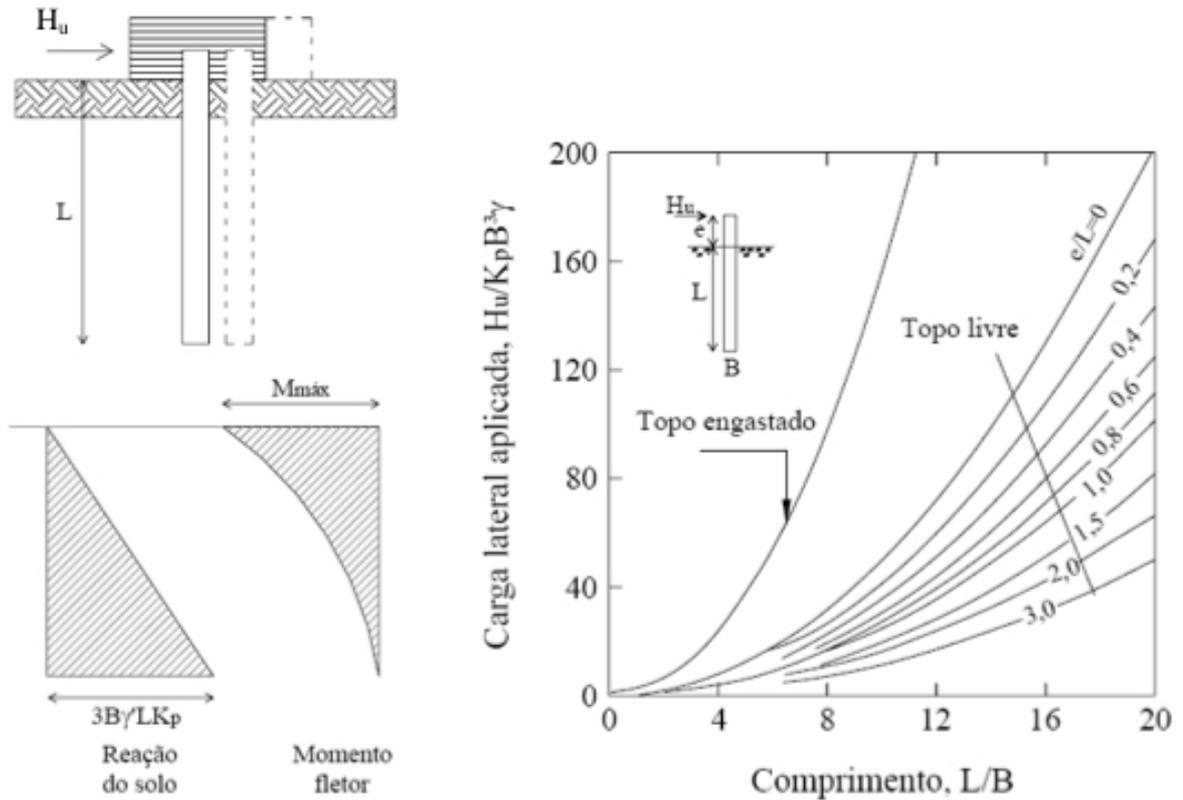


Figura 2.5 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas curtas fixas em areia

No caso de **estacas longas livres em argila**, a carga de ruptura é obtida a partir da equação 2.9 combinada com os gráficos da Figura 2.6. Nesta situação, $M_{m\acute{a}x} = M_u$ e a ruptura do sistema dá-se por plastificação do elemento estrutural. É igualmente admitido que os deslocamentos laterais são suficientemente grandes para mobilizar plenamente a resistência passiva do solo abaixo da profundidade em que ocorre o momento fletor máximo.

$$M_{m\acute{a}x} = 2,25BS_u(L - 1,5B - z_0)^2 \quad (2.9)$$

Onde, $z_0 = \frac{H_u}{9S_u B}$.

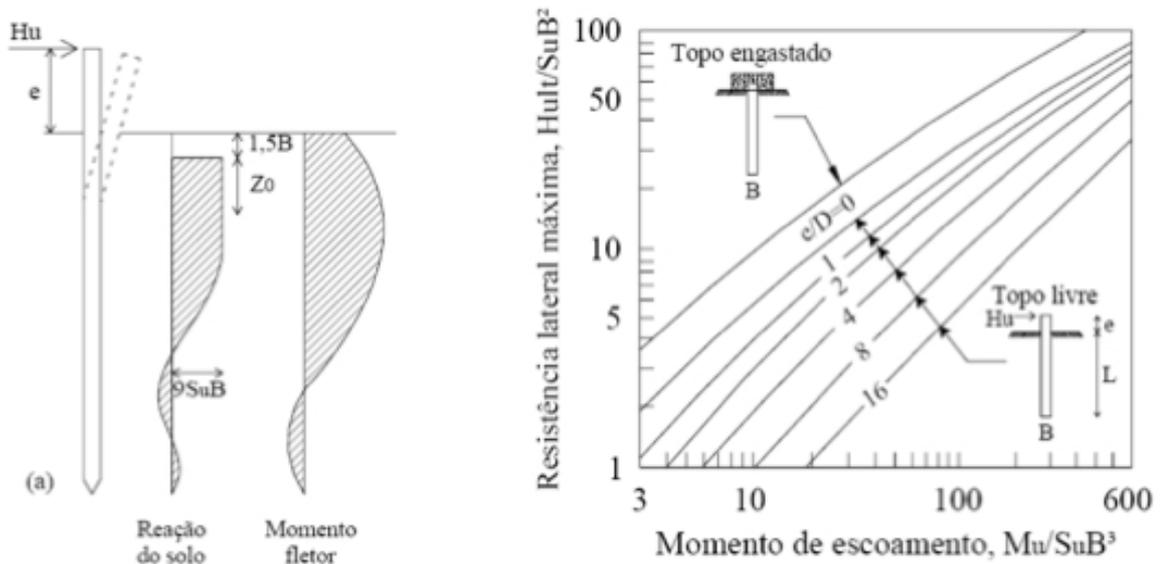


Figura 2.6 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas longas livres em argila

Com isso, a distribuição de tensões no solo na região abaixo da rótula plástica sofre um rearranjo, visível no diagrama da Figura 2.6. Tal como nos casos anteriores, os momentos máximos encontram-se na região superior da estaca, sendo o momento máximo coincidente com a seção onde ocorre a plastificação da estaca.

Da equação 2.10 e do ábaco da Figura 2.7, onde se encontra o mecanismo de ruptura para **estacas longas fixas em argila** sujeitas a carregamento lateral, a carga de ruptura H_u pode ser obtida a partir do momento de plastificação. Neste tipo de configuração, as reações do solo e os momentos máximos são semelhantes aos das estacas longas livres em argila, havendo apenas uma ligeira alteração no diagrama de momentos, devido ao coroamento da estaca.

$$H_u = \frac{2M_u}{1,5B + 0,5z_0} \quad (2.10)$$

Onde, $z_0 = \frac{H_u}{9S_u B}$.

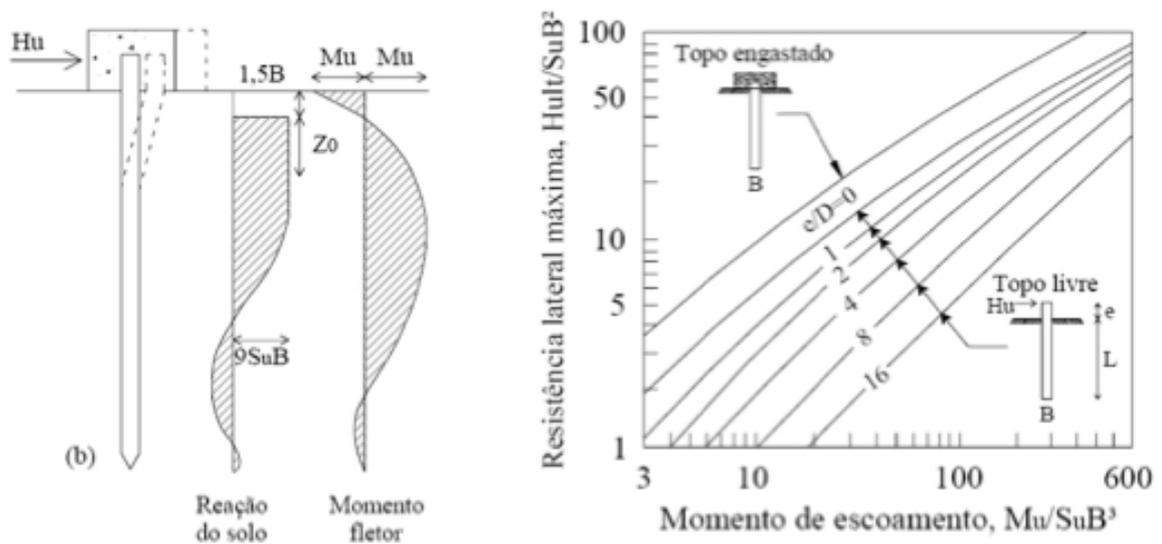


Figura 2.7 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas longas fixas em argila

Para **estacas longas livres em areia**, a carga de ruptura por carregamento lateral pode ser obtida através das equações 2.11 a 2.13 e dos gráficos da Figura 2.8. O momento máximo corresponde à seção onde ocorre a plastificação do elemento estrutural, levando ao colapso do sistema.

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad (2.11)$$

$$M_{máx} = H_u (e + 0,67 z_0) \quad (2.12)$$

$$z_0 = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}} \quad (2.13)$$

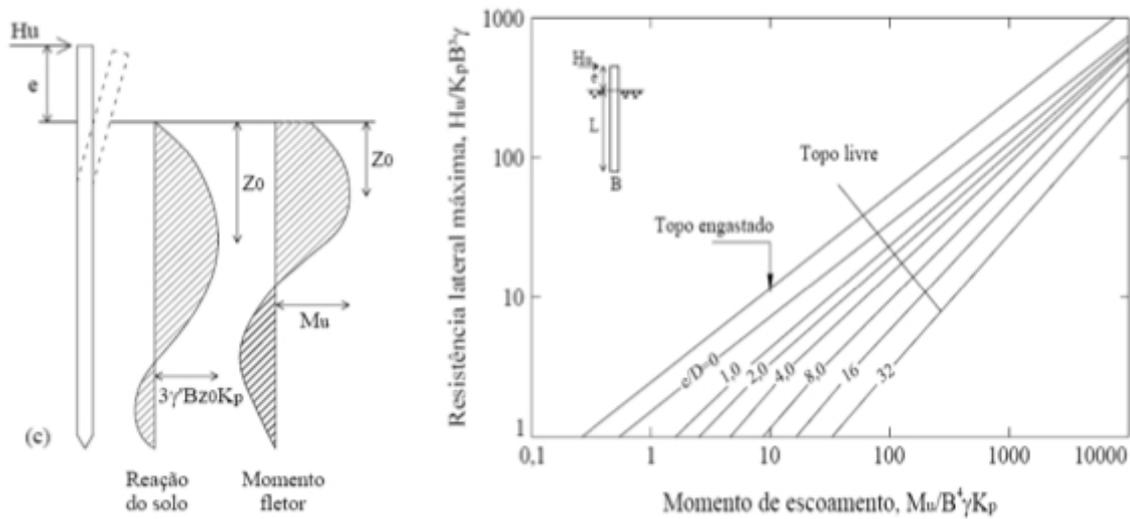


Figura 2.8 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas longas livres em areia

No caso de **estacas longas fixas em areia**, a carga de ruptura lateral pode ser obtida através dos gráficos da Figura 2.9, juntamente com as equações 2.14 e 2.15, para $M_{u+} \neq M_{u-}$ e $M_{u+} = M_{u-}$, respectivamente. A formação de duas rótulas plásticas no elemento estrutural origina tensões de reação no solo bastante diferenciadas, como se pode observar na Figura 2.9. O momento fletor máximo localiza-se no topo engastado da estaca e ao longo da mesma, em profundidade.

$$H_u = \frac{M_u^+ + M_u^-}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad (2.14)$$

$$H_u = \frac{2M_u}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad (2.15)$$

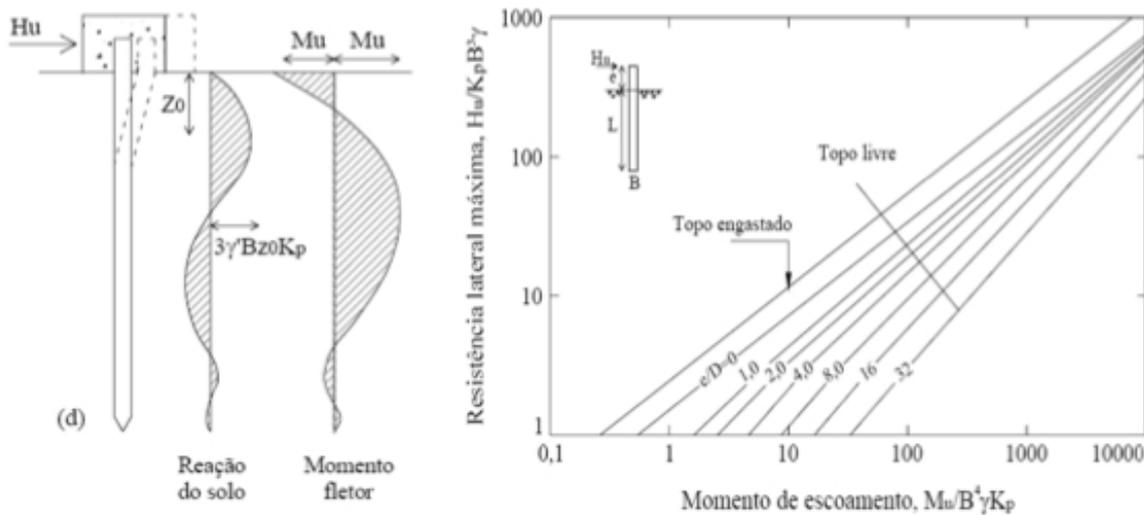


Figura 2.9 – Mecanismo de ruptura do sistema e solução gráfica para estacas longas fixas em areia

Segundo o autor, a ruptura de uma estaca isolada ou grupo de estacas carregadas lateralmente ocorre se:

- as cargas efetivamente atuantes ultrapassam significativamente as previstas no projeto;
- os parâmetros de resistência do solo ou da estaca forem sobrestimados no cálculo de dimensionamento;
- o método de cálculo sobredimensiona a resistência lateral da estaca.

Broms (1965) observou que as tensões na estaca não variam proporcionalmente com as cargas atuantes. Com isso, o uso do conceito de tensões admissíveis pode conduzir a um coeficiente de segurança variável de acordo com a carga aplicada, com a resistência ao cisalhamento do solo e com a resistência estrutural da estaca.

O autor recomenda que o projeto de estacas carregadas lateralmente seja feito com base no comportamento da fundação na ruptura, utilizando coeficientes de majoração das cargas e de redução da resistência, de modo a levar em conta as imprecisões na definição das cargas atuantes, na determinação das propriedades do solo e as inerentes ao método de cálculo. Os valores indicados para esses coeficientes estão apresentados nas Tabelas 2.1 e 2.2.

Tabela 2.1 – Coeficientes de majoração de riscos (Broms, 1965)

Majorações	
Cargas Permanentes	1,50
Cargas Acidentais	2,00
Profundidade de Erosão	1,25 a 1,50

Tabela 2.2 – Coeficientes de minoração de parâmetros (Broms, 1965)

Reduções	
Coesão	75% c'
Ângulo de Atrito	75% $\tan\phi'$

2.1.1.2 Método de Brinch Hansen

O método de Brinch Hansen, que tem a sua formulação baseada na teoria de empuxos de terras, considerado um dos métodos pioneiros na obtenção da capacidade de carga lateral em estacas. Por muitos, é considerado como um método simplista de determinação da resistência última de uma estaca que trabalha por fricção (*floating piles*).

Nas hipóteses do método, a estaca é tida como um elemento rígido de topo livre, onde o solo mobilizado ao seu redor, devido à aplicação da carga horizontal, gera um empuxo passivo sobre a estaca, conforme se pode observar na Figura 2.10.

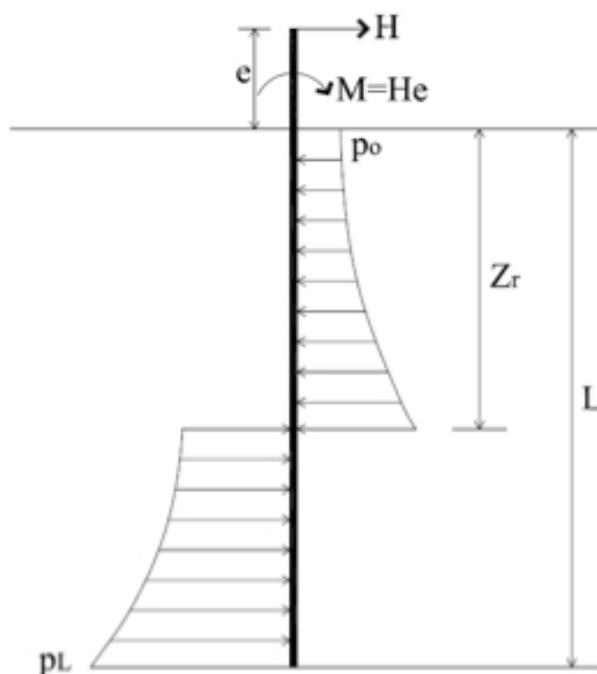


Figura 2.10 – Mecanismo de mobilização da resistência de uma estaca sob carregamento lateral (Brinch Hansen, 1961)

Onde,

p_u é a função que define o empuxo passivo ao longo da estaca;

B é o diâmetro da estaca;

L é o comprimento da estaca;

H é a carga horizontal aplicada no topo da estaca;

e é a excentricidade;

M é o momento causado pelo carregamento e pela excentricidade;

Z_r é a profundidade de rotação da estaca.

Fazendo-se o equilíbrio de forças e de momentos no sistema apresentado na Figura 2.10, são obtidas as equações apresentadas em baixo. O valor de Z_r adotado deve ser tal que satisfaça estas equações.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow H_u = \int_0^Z \rho_u B d_z - \int_{Z_r}^L \rho_u B d_z \quad (2.16)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_u = - \int_0^Z \rho_u B Z d_z + \int_{Z_r}^L \rho_u B Z d_z \quad (2.17)$$

Como se pode observar, estas equações mostram o somatório de momentos em relação ao nível do terreno, apresentando como incógnitas a própria carga horizontal limite, H_u , e o empuxo passivo ao longo da estaca, p_u , que depende do tipo de solo. Soluções gráficas foram desenvolvidas para determinar H_u em função da geometria da estaca, de acordo com as condições de distribuição de p_u , conforme se observa na Figura 2.11.

A curva superior refere-se a uma distribuição de empuxo passivo constante com a profundidade, enquanto que a inferior se refere a uma variação linear de p_u crescente com a profundidade. Cabe salientar que para a construção destes gráficos, o valor de Z_r deve ser previamente conhecido, caso contrário este deve ser arbitrado até que se satisfaçam as condições de equilíbrio, por tentativa e erro, com uma função p_u já estipulada.

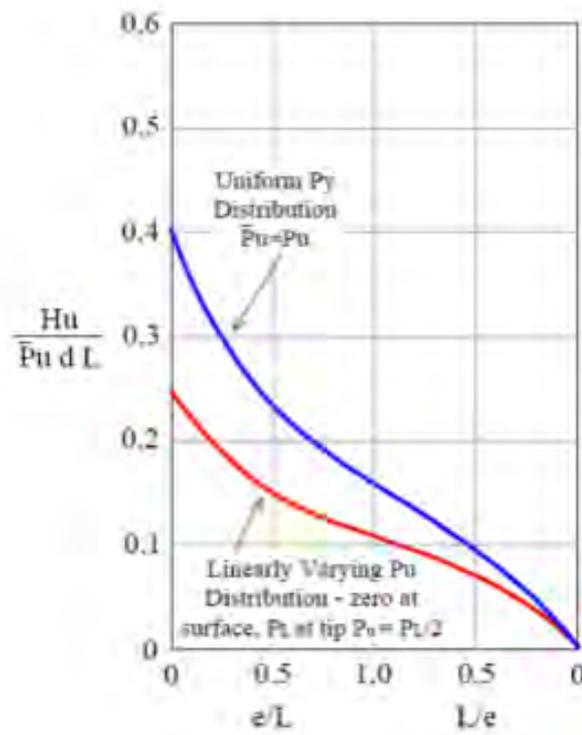


Figura 2.11 – Resistência última de estacas rígidas com topo livre (Adaptado de Poulos & Davis, 1980)

De acordo com o tipo de solo, p_u pode adquirir funções variadas. No caso de solos puramente coesivos, como as argilas moles, Brinch Hansen (1961) apresentou uma distribuição de empuxo passivo que cresce desde o dobro do valor de S_u , a partir da superfície do terreno, até oito ou doze vezes o valor de S_u , a uma profundidade de aproximadamente três vezes o diâmetro da estaca, como se pode observar na Figura 2.12.

A constância do valor de empuxo passivo a partir de certa profundidade deve-se à plastificação do solo naquela região, ou seja, a ruptura do solo dá-se quando o seu limite de plasticidade não drenado for alcançado.

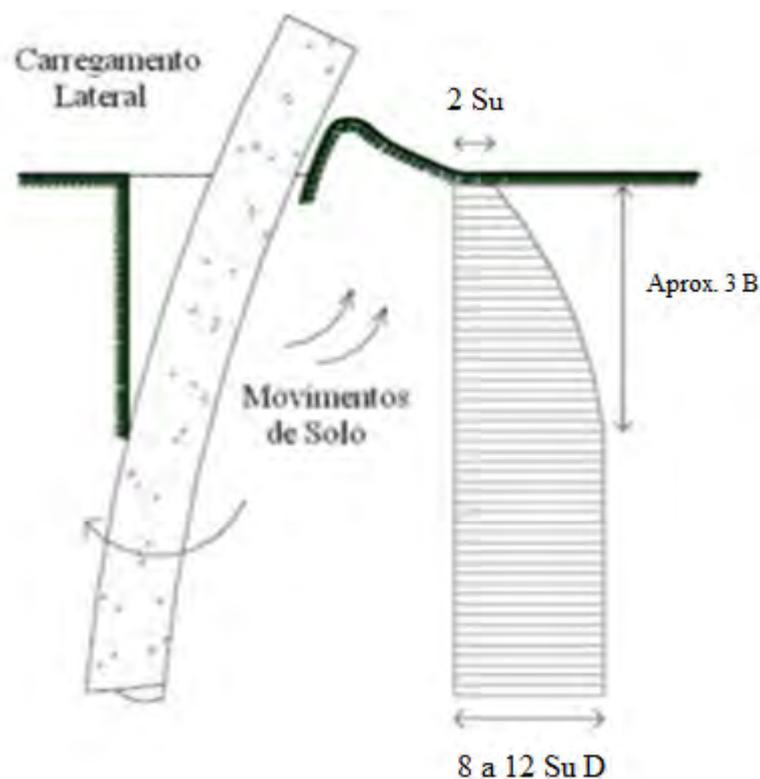


Figura 2.12 – Distribuição da resistência lateral em solos puramente coesivos (Adaptado de Poulos & Davis, 1980)

A tensão de ruptura lateral pode ser relacionada diretamente com S_u através de um coeficiente K_c , que é dependente da relação entre razão de adesão solo-estaca (C_a) – resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) e da forma da estaca, representada pelos índice aspecto b/d e d/b , conforme apresentado na Figura 2.13.

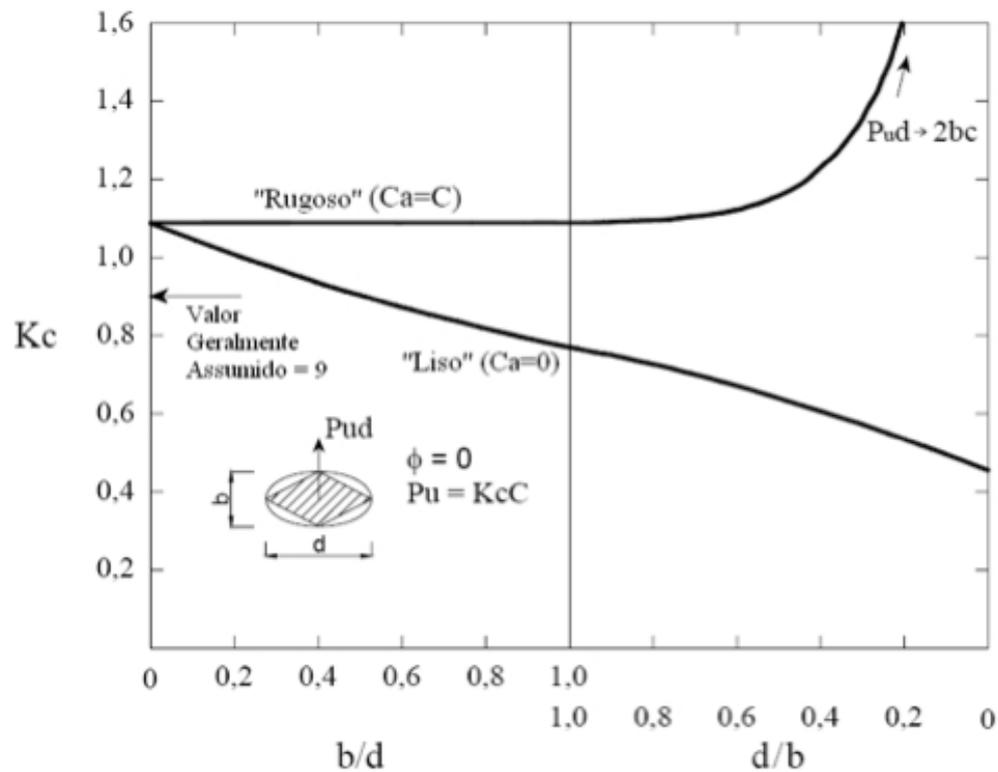


Figura 2.13 – Valores de K_c em função da razão b/d e d/b (adaptado de Poulos & Davis, 1980)

No caso de solos coesivo-friccionais, a distribuição do empuxo passivo pode ser obtida através da equação 2.18. Os fatores multiplicativos, dependentes da geometria e do ângulo de atrito interno do solo, propostos por Brinch Hansen (1961) sob a forma de ábaco, encontram-se na Figura 2.14.

$$p_u = qK_q + cK_c \quad (2.18)$$

Onde,

q é a sobrecarga de solo em z ;

c é a coesão do solo;

K_p e K_c são fatores em função de ϕ' e z/B (profundidade/diâmetro da estaca).

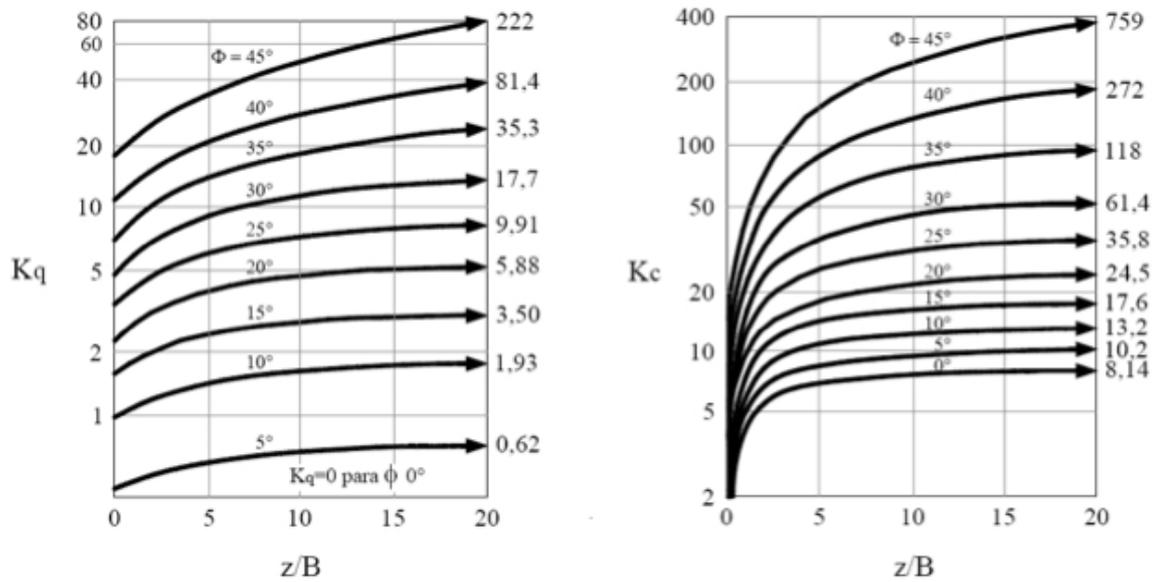


Figura 2.14 – Valores dos coeficientes K_q e K_c em função da razão Z/B e ângulo de atrito interno do solo, propostos por Brinch Hansen (1961) (Fonte: Poulos & Davis, 1980)

Este método apresenta como vantagens a possível aplicabilidade em solos coesivos e coesivo-friccionais, e também o fato de se poder considerar a estratificação do solo, com a segmentação dos limites dos integrais nas equações de equilíbrio (alterando devidamente a função p_u).

Uma das desvantagens é que este método é aplicado somente a estacas curtas (razão $L/B < 2$), pois considera rotações ao invés de considerar a formação de rótulas plásticas no elemento estrutural. Outra desvantagem é o fato de haver casos em que não existe uma solução aproximada conhecida e, uma vez que a solução nestes casos é feita por tentativa e erro, os resultados obtidos poderão não ser confiáveis.

2.1.2 Determinação do Comportamento Tensão-Deflexão

No dimensionamento de uma fundações, o critério de projeto não se pode limitar somente a carregamentos limites atingidos na plastificação das estaca ou na ruptura do solo, devendo ser expandido a limites de deslocamentos. Assim, é importante analisar-se a deformabilidade do conjunto solo-estrutura sob carregamento horizontal, uma vez que em diversos casos, a resposta da superestrutura a estes deslocamentos é determinante no desempenho das fundações.

Este ponto relata métodos de previsão de deslocamentos de estacas sob carregamentos horizontais, através de aproximações elásticas do comportamento real do solo, com ou sem uso de recursos analíticos.

2.1.2.1 Modelos de Reação do solo – Coeficientes de Reação Horizontal

O principal objetivo deste tipo de modelos é determinar como a estaca transfere a carga ao terreno. Sabe-se que esse processo depende de vários fatores, tais como a natureza do solo, o tipo de solicitação aplicada (estática ou dinâmica) e a geometria e rigidez da estaca. Nesse sentido, há duas maneiras de se considerar o solo (Figura 2.15):

- considerando-o como um meio contínuo elástico, caracterizado por um módulo de Young (E) e um coeficiente de Poisson(ν);
- através da Hipótese de Winkler (1867, *apud* Velloso, 2002), onde o solo é representado por molas horizontais independentes entre si.

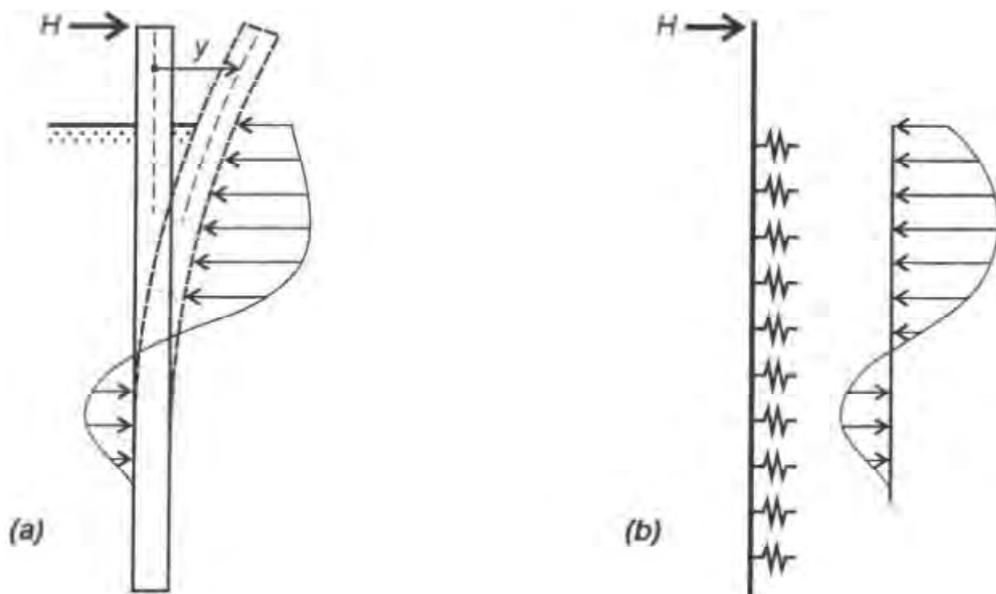


Figura 2.15 – Modelos para a estaca submetida a esforço horizontal. (a) Solo como meio elástico contínuo. (b) Modelo de Winkler (Fonte: Velloso e Lopes, 2002).

Considerar o solo como um meio contínuo elástico tem como vantagens o fato de ser uma hipótese mais realista, onde se podem fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e estratificação do solo, apresentando também bons resultados na análise de

grupos de estacas. No entanto é difícil determinar as deformações em profundidade e correspondente módulo de Young do solo, constituindo uma grande limitação do problema.

A segunda hipótese é relativamente simples, podendo incorporar não linearidades e variações do coeficiente de reação do solo com a profundidade, assim como estratificações. Segundo este modelo, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos da estrutura, considerando que o conjunto de molas (solo) tem resposta linear. Na prática é usada há algum tempo, existindo diversos coeficientes desenvolvidos na literatura. Contudo ela ignora a continuidade do solo e o fato de o coeficiente de reação não ser uma propriedade intrínseca, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.

Saliento que a ruptura do solo deve ser verificada num processo à parte, de forma mais elaborada, em que a reação é do tipo mola, porém não linear, conhecida como curvas “ p - y ”, onde o comportamento do solo é modelado até à ruptura. Ainda assim, a precisão dos resultados fornecidos através deste tipo de análise é altamente dependente do processo de escolha dos parâmetros do solo. Para este tipo de análise aconselha-se o recurso a estruturas computacionais, usando métodos numéricos tais como o Método dos Elementos Finitos.

O método de Winkler assume que numa estaca submetida a carregamento lateral, há resistência por tensões normais e cisalhantes. Tais tensões fornecem uma resultante p , por unidade de área perpendicular ao deslocamento y , podendo escrever-se a equação 2.19.

$$p = k_h \cdot y \quad (2.19)$$

Onde,

k_h é o coeficiente de reação horizontal (F/L^3);

p é a tensão normal à estaca (F/L^2);

y o deslocamento horizontal perpendicular ao eixo de deflexão da estaca (L).

Sendo que o coeficiente de reação horizontal pode ser constante ou variar com a profundidade z .

$$k_h = cte \quad \text{ou} \quad k_h = m_h \cdot z \quad (2.20)$$

Sendo,

m_h a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal (F/L^4);

z a profundidade em relação à superfície do terreno.

Incorporando a dimensão transversal da estaca (B) na equação que define o coeficiente de reação horizontal, ou seja $K_h = k_h \cdot B$ (F/L^2), a expressão da variação do coeficiente de reação horizontal com a profundidade toma a forma apresentada na equação 2.21.

$$k_h = n_h \cdot \left(\frac{z}{B} \right) \quad (2.21)$$

Onde,

$n_h = m_h \cdot B$ (F/L^3) é a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal, incluindo a dimensão transversal B ;

m_h é a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal (F/L^4);

k_h é o coeficiente de reação horizontal (F/L^3).

Terzaghi (1955) estudou o conceito de coeficiente de reação horizontal e sugeriu valores de acordo com o tipo de solo. Os valores são válidos para tensões até metade da tensão de ruptura do solo e também para comportamento drenado, onde os movimentos são a longo prazo. No caso de argilas pré-adensadas, considera o valor de K_h constante com a profundidade, sendo o seu valor correlacionado com a resistência à compressão simples (RCS), conforme se observa na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Valores de K_h (Terzaghi, 1955)

Valores de $K_h = k_h \cdot B$ para Argilas Pré-Adensadas			
Consistência	RCS (kPa)	Faixa de K_h (Mpa)	Valor provável (Mpa)
Média	20 a 40	0,7 – 4,0	0,8
Rija	100 a 200	3,0 – 6,5	5,0
Muito Rija	200 a 400	6,5 – 13,0	10,0
Dura	>400	>13,0	20,0

Para areias e argilas normalmente adensadas, o valor de K_h cresce com a profundidade, de acordo com um fator n_h , apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Valores para o fator n_h (Terzaghi, 1955)

Densidade	Acima do NA	Abaixo do NA
Fofa ($4 < N_{SPT} < 10$)	2,2	1,3
Med. Compacta ($10 < N_{SPT} < 30$)	6,6	4,4
Compacta ($30 < N_{SPT} < 50$)	18,0	11,0
Silte muito fofo	-	0,1 – 0,3
Argila mole	-	0,55

Os valores de n_h propostos por Terzaghi (1955) são tomados como um limite inferior. Para o limite superior de análises a curto prazo considera-se a sugestão de Reese *et al.* (1975), dependente da densidade relativa.

$$n_h = 0,19 Dr^{1,16} \left[MN/m^3 \right] \quad (2.22)$$

No caso de análises a longo prazo, como é o caso de argilas normalmente adensadas, Terzaghi indica a equação 2.23 para a obtenção de K_h .

$$K_h = 67 S_u \quad (2.23)$$

Para argilas normalmente adensadas, numa análise a curto prazo, isto é, na condição drenada, CIRIA (1984) propõe a seguinte relação entre K_h e S_u .

$$\frac{K_h}{S_u} = 200 \text{ a } 400 \quad (2.24)$$

No caso de haver um valor para o módulo de elasticidade do solo, e considerando que os deslocamentos a uma distância maior que $3B$ não têm influência sobre a flexão da estaca, Terzaghi (1955) propõe a seguinte expressão.

$$k_h = 0,74 \frac{E}{B} \quad (2.25)$$

Pyke & Beiake (1985) sugerem que o valor de E seja o módulo secante correspondente a metade da solicitação máxima de trabalho, determinando-se K_h através da equação 2.25.

$$K_h = 1,6E \quad a \quad 2,0E \quad (2.26)$$

Diversos autores que compararam o módulo de Young com o módulo de reação horizontal chegaram à relação:

$$K_h = 0,8E \quad a \quad 1,8E \quad (2.27)$$

Tanto K_h quanto n_h são de difícil previsão em profundidade, pois dependem de vários fatores além da própria natureza do solo que envolve a estaca. Erros na avaliação destes fatores têm pouco influência nos cálculos dos momentos, pois a equação para a sua determinação engloba uma raiz à quarta (no caso de $k_h = cte$) ou uma raiz à quinta ($k_h = m_h \cdot z$) (Terzaghi, 1955).

2.1.2.2 Modelos de Tensão-Deflexão Baseados no Coeficiente de Reação Horizontal

Miche (1930) foi o primeiro autor a resolver o problema da estaca em solo com um coeficiente de reação horizontal variando linearmente com a profundidade, adotando o tratamento da viga sobre base elástica, isto é, levando em consideração a deformabilidade da estaca, ao contrário de trabalhos mais antigos, como o de Dörr (1922), em que a estaca é considerada rígida. A Figura 2.16 mostra a hipótese de estudo.

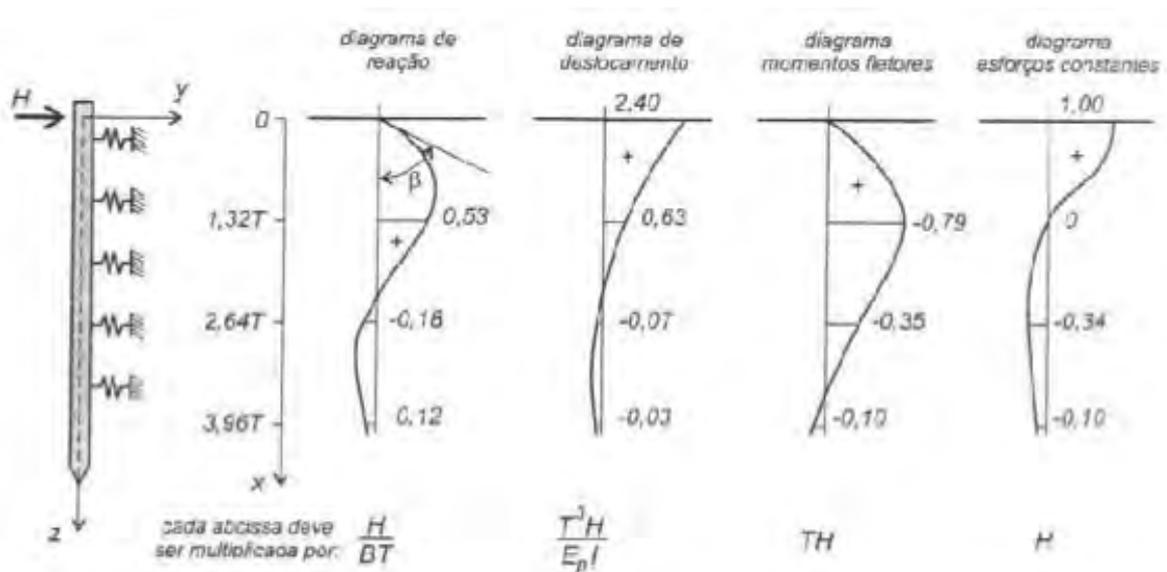


Figura 2.16 – Estaca carregada horizontalmente no topo, coincidente com a superfície do terreno (Fonte: Velloso e Lopes, 2002)

Desta forma, considerando a estaca de diâmetro ou largura B , o deslocamento horizontal no topo da estaca é dado pelas equações 2.28 a 2.30.

$$y_0 = 2,40 \frac{T^3 H}{E_p I_p} \quad (2.28)$$

Onde,

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (2.29)$$

O momento fletor máximo ocorre a uma profundidade de $1,32T$ e é dado por:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,79 HT \quad (2.30)$$

Segundo o autor, os momentos fletores e os esforços cortantes, a partir de uma profundidade na ordem de $4,0T$ podem ser desprezados. Se o comprimento da estaca for menor que $1,5T$, ela será calculada como rígida e o momento fletor máximo dado pela equação 2.31.

$$M_{m\acute{a}x} = 0,25 HT \quad (2.31)$$

Para uma estaca com um comprimento entre $1,5T$ e $4,0T$, o momento fletor máximo é obtido através da Figura 2.17.

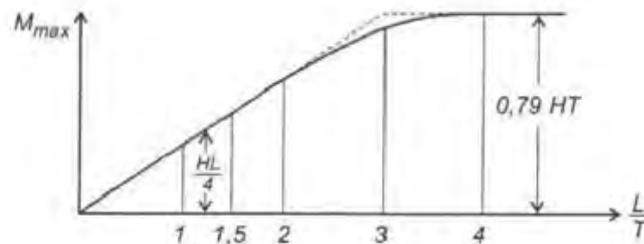


Figura 2.17 – Cálculo aproximado do momento fletor máximo (Velloso e Lopes, 2002)

O Método de Hetenyi (1946), descrito por Poulos & Davis (1980), é aplicado em estacas de topo livre, sujeitas a carregamento horizontal H , de comprimento L num solo que tenha k_h constante em profundidade. Este método considera que o comprimento da estaca é tal que se

recai no caso de uma viga de comprimento semi-infinito. Segundo Hetenyi (1946) tal acontece se:

$$\lambda L > 4 \quad (2.32)$$

Sendo a rigidez relativa solo-estaca descrita por:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4E_p I}} = \sqrt[4]{\frac{K_h}{4E_p I}} \quad (2.33)$$

Onde,

E_p = módulo de elasticidade da estaca;

I = momento de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo principal normal ao plano de flexão.

As equações 2.34 a 2.37 permitem obter a deflexão y , o giro θ , o momento M e o esforço cortante Q a determinada profundidade z .

$$y = \frac{2H\lambda}{K_h B} K_{yH} \quad (2.34)$$

$$\theta = \frac{2H\lambda^2}{K_h B} K_{\theta H} \quad (2.35)$$

$$M = \frac{H}{\lambda} K_{MH} \quad (2.36)$$

$$Q = HK_{QH} \quad (2.37)$$

Os valores dos coeficientes adimensionais, tais como K_{yH} , $K_{\theta H}$, K_{MH} e K_{QH} podem ser encontrados no trabalho de Poulos & Davis (1980).

Matlock & Reese (1961) propuseram um método para os casos em que k_h é variável com a profundidade. Os autores consideraram que o comportamento da estaca é elástico e que os deslocamentos são pequenos em relação ao diâmetro da estaca (Figura 2.18).

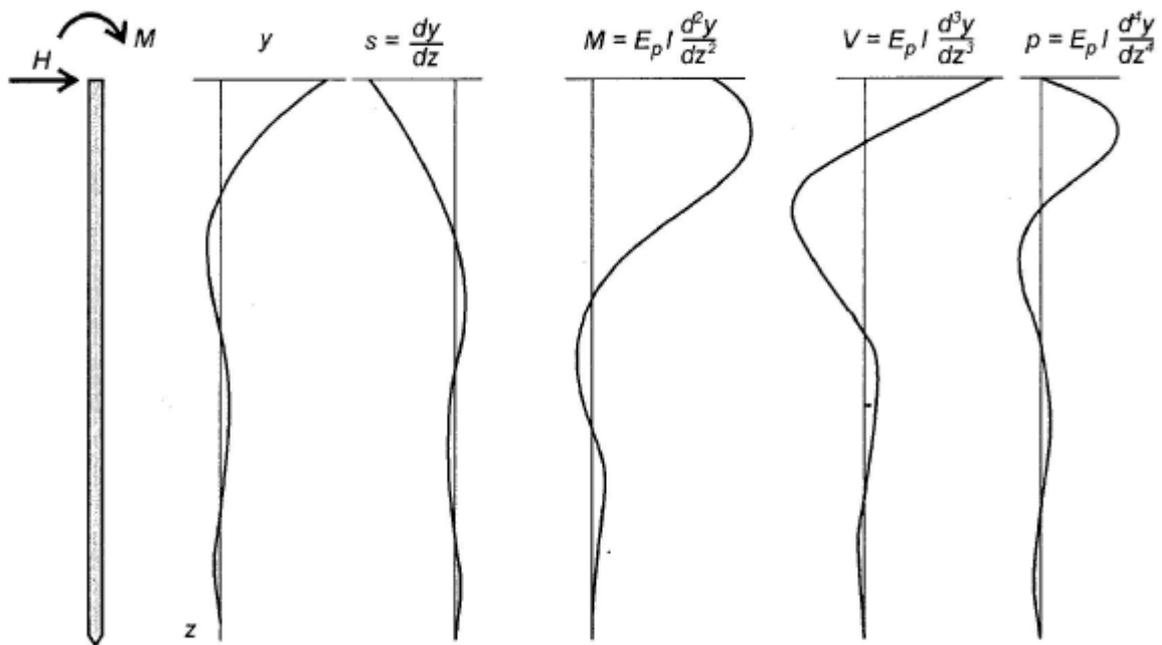


Figura 2.18 – Estaca submetida a uma força horizontal e momento no topo da estaca, coincidente com a superfície do terreno (Fonte: Velloso e Lopes, 2002).

A partir de diversos estudos, Reese e Matlock (1956) e Matlock e Reese (1956, 1960 e 1961) desenvolveram soluções através de ábacos e equações, onde é possível determinar deslocamentos e solicitações para estacas submetidas a carregamento horizontal e momento fletor no topo. Um detalhamento maior acerca das metodologias propostas pode ser observado no trabalhos de Poulos & Davis (1980) e Velloso e Lopes (2002).

No caso de estacas longas e topo livre, as equações 2.38 a 2.40 permitem obter as deflexões (y) e os momentos (M) ao longo da estaca.

$$y = C_y \frac{HT^3}{E_p I_p} \quad (2.38)$$

$$M_z = C_m HT \quad (2.39)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (2.40)$$

Valores de C_y e C_m podem ser obtidos através dos gráficos da Figura 2.19, onde $Z = z/T$ e T indica a rigidez relativa estaca-solo.

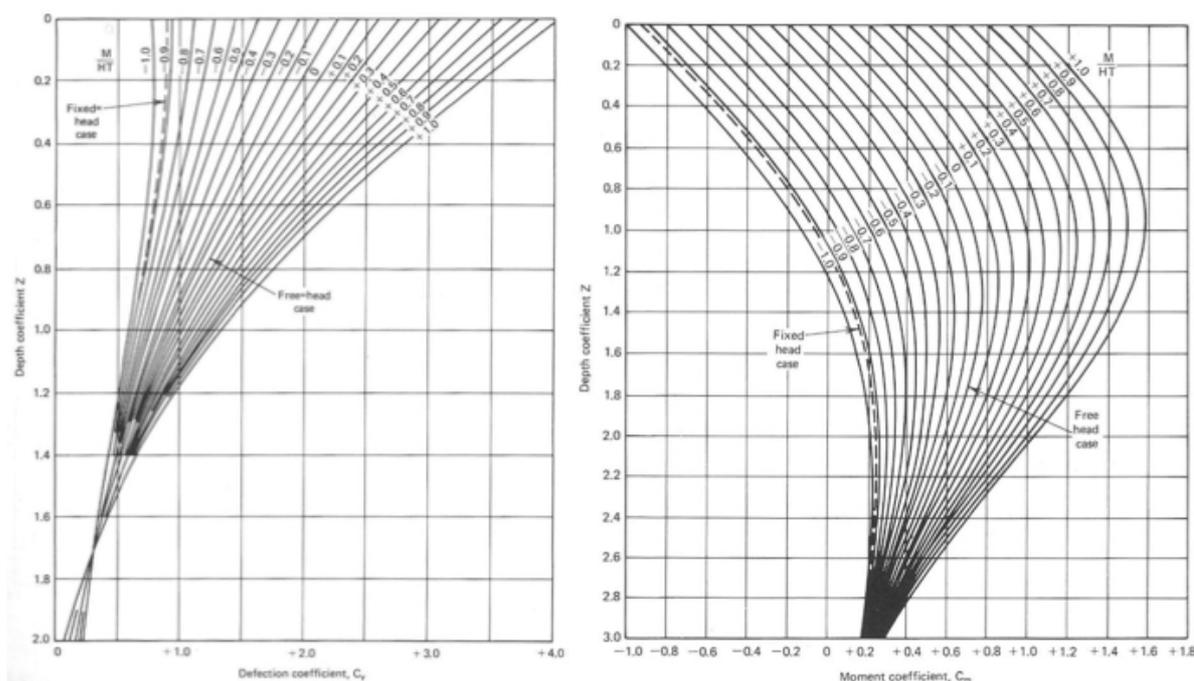


Figura 2.19 – Gráficos com as curvas para obtenção dos valores dos coeficientes de deflexão (C_y) e de momento (C_m), para estacas longas (Fonte: Poulos & Davis, 1980).

Davisson e Robinson (1965 *apud* Velloso e Lopes, 2002), fornecem um procedimento simplificado para determinar esforços transversais e verificação da flambagem em estacas parcialmente enterradas, submetidas a esforços horizontais e momento fletor atuantes no topo da estaca. O módulo de reação horizontal do solo foi admitido como sendo igual a zero desde o topo da estaca até à superfície do terreno. Abaixo da superfície do terreno, os autores consideraram o caso de K_h constante e K_h crescente em profundidade. Neste trabalho, os autores consideram os efeitos do momento, carga horizontal e carga axial separadamente.

Duncan, Evans e Ooi (1994) realizaram pesquisas para determinação das curvas $p-y$, mostrando que a reação do solo é não-linear desde o início da solicitação. Esta afirmação implica que o Princípio da Superposição não é aplicável. Concluíram ainda que o modelo das curvas $p-y$, que representa o solo por um sistema de molas de resposta não-linear, apresenta um comportamento mais realista, tendo uma melhor concordância com os resultados das provas de carga. A dificuldade de aplicar este método está no tempo requerido para preparar os dados de entrada e para a realização do cálculo.

Os autores citam também que os fatores contribuintes para o comportamento não-linear são o fato de o comportamento carga-deslocamento em torno da estaca ser não-linear (mesmo que o

comportamento da estaca como elemento estrutural seja linear, o comportamento do sistema solo-estaca não o é) e ainda o fato de que à medida que a resistência do solo é mobilizada na parte superior da estaca, acréscimos de carga devem ser transferidos para maiores profundidades, onde a resistência do solo não foi ainda totalmente mobilizada; isso faz com que, por exemplo, o momento fletor no topo da estaca cresça mais rapidamente que a força aplicada.

Duncan *et al* (1994) desenvolveram uma metodologia denominada *método da carga característica*, através da qual se pode determinar:

- os deslocamentos na superfície do terreno para uma força transversal com o topo da estaca livre, engastado ou acima da superfície do terreno;
- os deslocamentos na superfície do terreno decorrentes de momentos aí aplicados;
- momentos fletores máximos e respectiva posição, para estacas com topo livre, topo engastado e topo acima da superfície do terreno.

As limitações deste método são o fato de que apenas pode ser aplicado para estacas suficientemente longas, de modo que o seu comportamento não seja afetado pelo comprimento da estaca; e ainda o fato de o método supor que, pelo menos até uma profundidade de $8B$ (a partir da superfície do terreno) o solo seja uniforme. Procedimentos e considerações detalhadas acerca deste método podem ser encontradas na obra de Velloso e Lopes (2002).

2.1.2.3 Outras Metodologias para a Determinação do Comportamento Tensão-Deflexão

Além dos métodos apresentados, baseados no coeficiente de reação horizontal, neste item são resumidas outras metodologias através das quais é possível obter os deslocamentos horizontais e capacidade de carga horizontal de uma estaca carregada lateralmente.

O uso da Teoria da Elasticidade para o problema de estacas carregadas lateralmente foi estudado por Poulos e seus colaboradores, encontrando-se os seus resultados devidamente reunidos e detalhados na brilhante obra de Poulos & Davis (1980). Descrevendo aqui o caso de uma estaca flutuante (Figura 2.20), os autores assimilaram a estaca a uma viga de seção retangular de largura B , comprimento L e rigidez à flexão $E_p I_p$ constante (no caso de estacas de seção circular, B é o diâmetro da estaca). Desprezam as tensões cisalhantes que se podem

desenvolver entre o solo e a estaca. Esta é dividida em $n+1$ elementos iguais de comprimento δ , exceto os elementos do topo e da base, que têm comprimento $\delta/2$. Em cada elemento atuará uma pressão horizontal uniformemente distribuída p , que será admitida constante ao longo da largura da estaca. O solo é considerado como um material elástico linear, homogêneo, isotrópico, constituindo um espaço semi-infinito, de módulo de Elasticidade E e coeficiente de Poisson ν , e ainda que não se altera com a presença da estaca. Poulos & Davis (1980) admitem também que o solo junto à face de trás da estaca permanece aderido a esta.

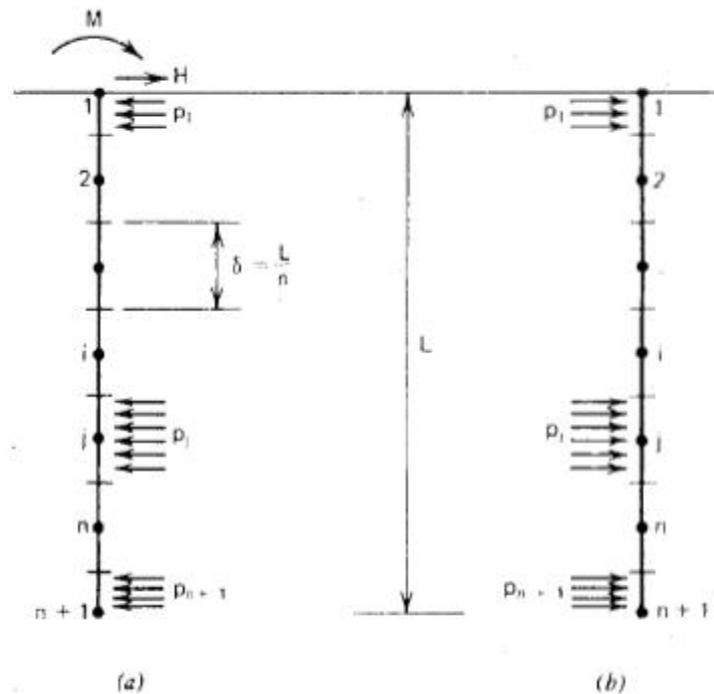


Figura 2.20 – Estaca flutuante: tensões atuantes (a) na estaca e (b) no solo (Poulos & Davis, 1980).

Em regime puramente elástico, os deslocamentos do solo e da estaca devem ser iguais. Assim, os deslocamentos nos centros dos elementos são igualados, com exceção dos dois elementos extremos, para os quais serão calculados os deslocamentos. Dessa forma, os deslocamentos do solo podem ser expressos pela equação matricial 2.41.

$$\{\delta_s\} = \frac{B}{E} [I_s] \{p\} \quad (2.41)$$

Onde,

$\{\delta_s\}$ e $\{p\}$: são os vetores coluna com $n+1$ elementos dos deslocamentos do solo e das pressões horizontais aplicadas pela estaca ao solo, respectivamente;

$[I_S]$: matriz quadrada $(n+1).(n+1)$ dos fatores de influência dos deslocamentos do solo.

Os elementos I_{ij} de $[I_S]$ são avaliados por integração sobre uma área retangular através das equações de Mindlin para o deslocamento horizontal de um ponto no maciço causado por uma força horizontal aplicada em outro ponto. Para determinação dos deslocamentos da estaca faz-se uso da equação diferencial de flexão de uma viga, equação essa que pode ser escrita em diferenças finitas para os pontos 2 a n , da Figura 2.20.

Dessa forma, e usando as condições de extremidade apropriadas no topo e na base da estaca para eliminar deslocamentos fictícios em pontos da estaca, Poulos & Davis (1980) apresentaram soluções através das quais se podem obter deslocamentos horizontais, carga horizontal e momento fletor em estacas com topo livre e topo engastado, em solo homogêneo e em solos com módulo crescente em profundidade.

Recentemente, Basu, Salgado e Prezzi (2013) desenvolveram um novo modelo para analisar estacas carregadas lateralmente. Através deste, é possível determinar a deformação, força horizontal e momento fletor de estacas carregadas lateralmente, em solos estratificados heterogêneos, assumindo para estes um comportamento elástico. A análise leva em consideração a variação espacial das propriedades do solo ao longo das direções vertical, radial e tangencial.

Segundo os autores, as equações diferenciais que regem as deformações das estacas ao longo das diferentes camadas de solo são obtidas usando o Princípio da Energia Potencial Mínima, depois de assumido um campo de deslocamentos racional no solo. Dessa forma, as deformações da estaca são obtidas analiticamente enquanto que os deslocamentos do solo se obtêm usando o método das diferenças finitas.

Os parâmetros de entrada do modelo proposto são as dimensões geométricas da estaca, perfil do solo e os parâmetros elásticos da estaca e dos solos. A vantagem do método proposto é conseguir representar a deformação da estaca ao longo da profundidade desta, comparável aos resultados obtidos a partir de análises *3D* em elementos finitos, requerindo para isso muito menos tempo computacional.

Após análise dos métodos de dimensionamento de estacas sob carregamento lateral, observou-se que certos parâmetros geométricos e geotécnicos controlam o desempenho das estacas, como comprimento e diâmetro da estaca, e coesão, ângulo de atrito e módulo e Young do solo. A influência de cada um destes parâmetros será devidamente comprovada, estudada e avaliada no capítulo 6 desta tese.

2.1.3 Técnicas para Aumentar a Resistência Lateral de Estacas Submetidas a Esforços Horizontais

Broms (1972 *apud* Poulos & Davis, 1980) discutiu algumas técnicas para melhorar a resistência lateral de estacas submetidas a carregamento horizontal (H), como se pode observar na Figura 2.21.

A maioria das técnicas apresentadas dependem do aumento de dimensões e/ou melhoramento da resistência da estaca próximo à superfície do terreno. A Figura 2.21 apresenta diversas soluções, desde o simples aumento de seção transversal da estaca no topo desta (c) e (d), aumentando o seu diâmetro efetivo; uso de vigas para travar a estaca (e) e inserção de estacas curtas do lado das estacas já existentes (f), de forma a bloquear os movimentos da estaca; e até o uso de abas metálicas no topo da estaca (b). O uso de areia ou cascalho para envolver o topo da estaca (a) é muito efetivo para argilas moles quando a estaca é submetida a cargas cíclicas. O preenchimento trabalha gradualmente penetrando dentro da argila, aumentando o diâmetro efetivo da estaca. O peso e tipo de preenchimento a utilizar dependem do tipo de solo e sua capacidade de carga sob cargas cíclicas.

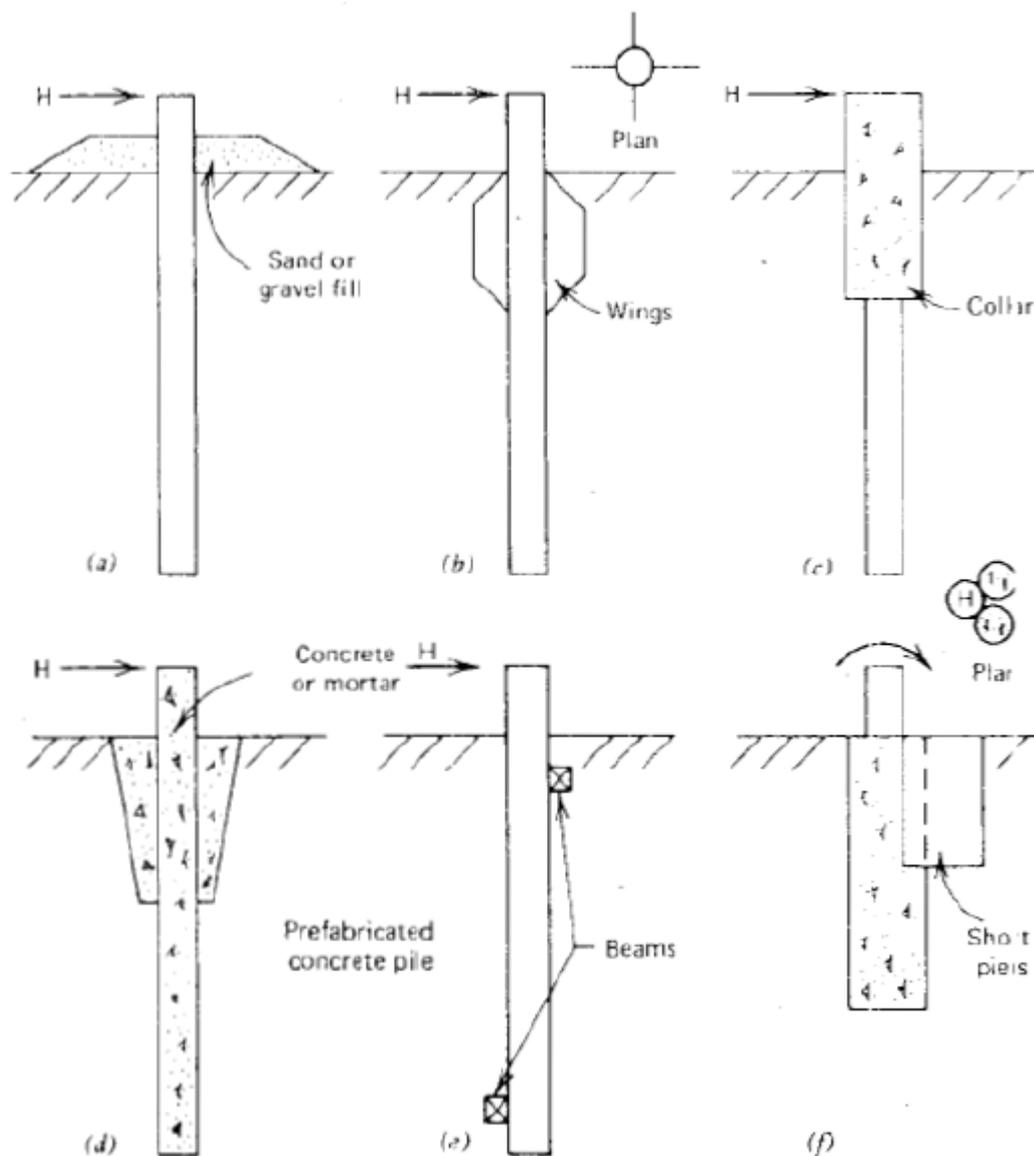


Figura 2.21 – Soluções para melhorar a resistência lateral de estacas submetidas a carregamento horizontal, Broms, 1972 (Fonte: Poulos & Davis, 1980).

2.1.4 Recomendações da Norma Brasileira 6122/10

A Norma Brasileira (NBR) 6122/10 – *Projeto e Execução de Fundações*, carece de conteúdo referente ao dimensionamento e respectivas limitações, de estacas sujeitas a esforços transversais.

Salienta apenas que “Quando uma estaca ou tubulão ou grupo de estacas está sujeito a esforços horizontais ou momentos, pode ocorrer a plastificação do solo ou do elemento

estrutural, o que deve ser considerado no projeto, levando-se em consideração as deformações respectivas”.

Referente à colocação da armadura, pode ler-se na norma: *“No caso de estacas submetidas a esforços de tração, horizontais ou momentos, a armadura deve ser colocada no furo antes da concretagem e presa na superfície de acordo com a cota de arrasamento”.*

2.2 SOLO CIMENTO

Segundo o Instituto Americano de Concreto (ACI), solo cimentado é *“a mistura de solo e uma quantidade medida de cimento e água, compactada a alta densidade”* (ACI, 2009). A ABNT (1990, 1992a, 1992b, 2006) define como um *“produto endurecido, resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem...”*.

Assim, o solo cimentado corresponde a uma mistura de solo/agregado, cimento Portland, água e adição ou não de outros materiais cimentícios, compactado devidamente e curado de forma a obter-se um material rígido com características técnicas relevantes para aplicação nas obras de engenharia. Semelhante ao concreto, a pasta de cimento une as partículas, contudo no solo cimentado as partículas não são totalmente envolvidas pela pasta de cimento (ACI, 2009).

Vendruscolo (2003) postulou que a mistura do solo com cimento é similar ao concreto, sendo que a diferença está no tipo de agregado. Enquanto que no concreto as partículas de cimento envolvem o agregado granular (pedra britada e areia) ligando suas partículas, no solo cimento as partículas de cimento envolvem grãos de solos finos, resultando assim em ligações de resistência inferior às do concreto.

De acordo com ACI (2009), o solo cimentado é ainda caracterizado como sendo um material capaz de satisfazer as características de durabilidade e/ou de resistência, por forma a resistir aos carregamentos impostos (tráfego, no caso de pavimentação de rodovias) ou aos fenómenos naturais, tais como ciclos de gelo/degelo, secagem/molhagem, erosão e abrasão. Este conceito é diferente do de solo melhorado com cimento, que tem por objetivo melhorar uma propriedade específica.

Do ponto de vista ambiental, a USAGE (1995) define que a avaliação da eficiência do solo cimento para aplicação em técnicas de estabilização e *liners* consiste na realização de uma

série de ensaios químicos (lixiviação, extração química, caracterização tóxica, entre outros) e físicos (RCS, permeabilidade, durabilidade, densidade, e outros). Tal eficiência significa manter o material estabilizado e íntegro ao longo dos anos. Assim, é necessária uma constante avaliação do material cimentado, realizando ensaios de durabilidade pós-tratamento, que consistem em submeter o material estabilizado a ciclos de molhagem/secagem e gelo/degelo.

Segundo a ACI (2009), o solo cimentado tem larga aplicação na engenharia geotécnica, podendo ser utilizado como base de pavimentos flexíveis ou rígidos de estruturas ferroviárias, rodoviárias, e pistas de aeroportos; proteção de taludes de barragens e margens de rios; revestimento de canais, reservatórios e lagoas; bases de diques; e estabilização de fundações. Também tem aplicação ambiental, tais como estabilização de solos contaminados e *liners* de fundo e cobertura (Knop, 2003; Cruz, 2004; Lemos, 2006).

Thomé (1998) postulou que a utilização de camadas artificialmente cimentadas sobre solos residuais pode ser uma boa alternativa para assentar fundações superficiais, ao invés da utilização de fundações profundas, para suportar cargas leves a moderadas.

O uso da técnica de solo cimentado para reforço de fundações também tem sido utilizado em construções que exigem capacidade de carga elevada. ACI (2009) cita como exemplos:

- as fundações da usina nuclear de Koeberg, África do Sul, onde uma camada de 5,5m de areia saturada foi estabilizada com 5% de cimento Portland, de modo a aumentar a coesão e prevenir a liquefação;
- em 1980, para a construção de 38 edifícios comerciais em Tampa, Flórida – EUA, em detrimento da execução de pilares e tubulões, foi feita a estabilização com cimento em uma camada de 3,7m de espessura de um depósito calcário pouco consistente, o que gerou uma economia na ordem de 400 mil dólares;
- na barragem de cochiti, Novo México – EUA, o reaterro de um bolsão de argila mole, com 10,7m de profundidade e um volume de 44 100m³, tratado com cimento, proporcionou um material com características semelhantes ao arenito que compõe o terreno;

- na barragem de Richland Creek, Texas – EUA, a substituição de concreto nas fundações (89 900m³) por solo cimentado (com 10% de cimento) proporcionou uma economia de 7,9 milhões de dólares.

O grupo de pesquisa da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), nomeadamente o LEGG e o ENVIRONGEO, sob a supervisão dos orientadores desta tese, desde os anos 90 que vêm estudando o comportamento do solo cimentado. Entre os diversos trabalhos realizados, exemplificam-se as dissertações e teses de Prietto (1996), Vendruscolo (1996), Garcia (1998), Heineck (1998), Sales (1998), Thomé (1998), Cruz (2004), Vendruscolo (2003), Prietto (2004), Foppa (2005), Medero (2005), Rotta (2005), Dalla Rosa (2006), Lemos (2006), Cruz (2008), Dalla Rosa (2009), Faro (2009), Festugato (2011) e Ruver (2011). Tais estudos foram direcionados para a investigação do comportamento destes materiais, tanto a nível de laboratório quanto ao nível da sua aplicação na prática da engenharia de fundações.

De acordo com a ACI (2009), quase todos os tipos de solos podem ser tratados com cimento, exceto os solos orgânicos, argilas altamente plásticas, solos com elevados índices de sulfatos e solos arenosos com baixíssima reação. Já os solos granulares são particularmente adequados uma vez que os seus grãos finos (entre 5% e 35% passante no peneiro nº 200 – abertura de 75 μm) são facilmente misturáveis e, geralmente também são mais económicos, pois requerem teores de cimento menores.

A Norma Brasileira – 12.253 (ABNT, 1992b) define que os solos que podem ser tratados com cimento são apenas aqueles em que a totalidade dos grãos passem no peneiro com abertura de 75mm, que no máximo 45% dos grãos fiquem retidos no peneiro com abertura de 4,8mm, e que se enquadrem nos grupos A1, A2, A3 e A4 da classificação da Norma Americana ASTM D 3282.

ACI (2009) postulou ainda que as propriedades do solo cimentado podem ser influenciadas por diferentes fatores tais como o tipo e composição do solo, teor de cimento e água, grau de compactação, tipo e homogeneização da mistura, e condições de cura. Clough *et al* (1981), através dos resultados de seus ensaios, concluíram que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pelo teor de agente cimentante, densidade da areia, pressão confinante e distribuição granulométrica.

Existem diversos e ótimos trabalhos de pesquisadores brasileiros na bibliografia internacional (Consoli *et al*, 2001, 2003, 2006, 2007, 2008, 2009b, 2010 e 2012a, 2012b), Schnaid *et al* (2001), Thomé *et al* (2003)), junto com os de pesquisadores estrangeiros (Saxena e Lastrico (1978) Clough *et al* (1981), Huang e Airey (1993), Coop e Atkinson (1992, 1993), Coop e Willson (2003)) que abordam o comportamento de solos cimentados (estruturados), onde são analisados aspectos característicos dos materiais tais como rigidez, granulometria, propriedades físicas, tensões atuantes, resistência e comportamento tensão-deformação.

Com base no que foi descrito anteriormente, conclui-se que o solo cimentado é uma técnica de tratamento de solo bastante promissora, tendo sido já utilizada em diversas áreas da geotecnia.

2.2.1 Propriedades Macroestruturais Afetadas pela Adição de Cimento

A análise macroestrutural é a que avalia o desempenho de um solo cimentado do ponto de vista do seu comportamento como um todo. A verificação do desempenho é feita através da caracterização física do material (ensaios de compactação, granulometria, entre outros), resistência mecânica (ensaios de compressão simples, compressão diametral e ensaios de flexão, etc.), permeabilidade, durabilidade (ciclos de molhagem/secagem, etc.), lixiviação, entre outros. Note-se que os ensaios citados anteriormente, do ponto de vista geotécnico, são de simples execução quando comparados com outros mais complexos, tais como compressão triaxial ou centrífuga.

Segundo ACI (2009), a adição de cimento causa mudanças na umidade ótima e no peso específico seco máximo do novo material, em relação ao solo natural. De forma geral, a flocculação tende a aumentar a umidade ótima e diminuir o peso específico seco, à exceção de solos com alta densidade, que têm tendência a aumentar o peso específico seco. Para determinado teor de cimento, quanto mais densa for a mistura, maior será a sua resistência à compressão, e quanto maior o tempo entre a mistura e a compactação, menores serão o peso específico máximo e a resistência à compressão.

O parâmetro mais utilizado para a caracterização do solo cimentado é a resistência à compressão simples, pois representa a eficiência da mistura (solo, cimento e água) e o grau de enrijecimento do novo material (ACI, 2009). A mesma fonte cita ainda que a resistência à compressão simples também é influenciada pelo tempo de cura e pelo tipo de solo, concluindo que a resistência para longos períodos de cura é maior em solos granulares.

Cruz (2008) verificou que, para uma areia fina, a resistência à compressão simples aumenta de forma exponencial com o aumento do teor de cimento. Concluiu ainda que quanto maior o índice de vazios e, conseqüentemente a porosidade, menor é a resistência à compressão simples.

De acordo com ACI (2009), a permeabilidade de um solo cimentado reduz com a adição de cimento, sendo que esta redução aumenta para maiores tempos de cura. A percolação nos meses frios pode ser até 10 vezes maior que nos meses quentes, em função do fechamento das trincas, expansão térmica e crescimento de algas entre as fissuras. Num sistema multicamadas, a percolação longitudinal à interface poderá ser até 20 vezes maior que a percolação transversal.

Cruz (2004) observou, para solo residual de arenito, que a permeabilidade é drasticamente afetada pela adição de cimento Portland. Através dos ensaios realizados, o autor verificou que para os mesmos peso específico e teor de umidade, a permeabilidade diminui de forma exponencial com o aumento de cimento.

Com a secagem, o solo cimentado retrai. Tal retração tem como consequência a fissuração, cujo grau está intimamente relacionado com o tipo de solo, teor de cimento, quantidade de água, compactação e tempo de cura. Por exemplo, um solo argiloso tem alto índice de retração, porém as suas fissuras apresentam uma abertura menor e mais próxima que as de um solo granular (ACI, 2009).

No caso de fundações sujeitas à compressão, Consoli *et al.* (2003) mostram que a utilização de camadas cimentadas como reforço de fundações superficiais, aumenta consideravelmente a capacidade de suporte do solo. Os autores verificaram ainda uma diminuição das deformações, apresentando este novo material cimentado um comportamento frágil. Consoli *et al.* (2007) concluem que a superfície de ruptura do material cimentado é drasticamente afetada pelo teor de cimentação.

Para fundações submetidas à tração, Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008), realizaram ensaios de arrancamento numa câmara centrífuga e verificaram um considerável aumento de resistência à tração, linear com o aumento do teor de cimento Portland. Os autores também observaram que o aumento do teor de cimento provoca, próxima à tensão de pico, uma diminuição na deformação.

2.2.2 Propriedades Microestruturais Afetadas pela Adição de Cimento

As propriedades microestruturais relacionadas com o solo cimentado são as que permitem entender como o agente cimentante age na estrutura do solo e, conseqüentemente, altera as suas propriedades. As análises destas propriedades podem ser de caracterização microestrutural, utilizando difração de raios-x e microscópio eletrônico, ou comportamental mecanicista, através de ensaios de compressão triaxial, *ring shear*, cisalhamento direto, entre outros.

As tensões confinantes têm forte influência nos solos cimentados. Baixas tensões confinantes conferem ao material uma característica de tensão de pico e grande expansão (dilatância), passando para um estágio de amolecimento (*softening*), semelhante às areias densas. O aumento da tensão confinante provoca um comportamento dúctil-compressivo de endurecimento (*hardening*) (Gens & Nova, 1993; Leroueil & Vaughan, 1990).

Nesse sentido, Coop & Atkinson (1993) estabelecem três tipos de comportamentos, em função da intensidade das tensões confinantes. No primeiro enquadram-se os solos cimentados cuja tensão confinante é tão elevada que mobiliza a tensão de plastificação na fase de carregamento isotrópico. O segundo tipo, para tensões confinantes intermediárias, a tensão de plastificação é atingida na fase de cisalhamento, preservando a matriz durante o carregamento isotrópico; a tensão de pico é governada pela parcela friccional, como nos solos não cimentados. Por último, para baixas tensões de confinamento, a resistência de pico obtida ocorre para baixas deformações, sendo esta resultante da parcela coesiva proporcionada pelo agente cimentante.

De acordo com Leroueil & Hight (2003), o fenômeno de plastificação é caracterizado pela quebra gradual da estrutura cimentícia, refletindo-se no comportamento, com a redução da rigidez e da resistência. É também caracterizado por deformações plásticas irreversíveis. Coop & Atkinson (1993) citam que o ponto de plastificação corresponde à fase inicial das tensões de plastificação, que provocam uma variação volumétrica significativa e um afastamento da trajetória de tensões em relação à trajetória linear.

Nos solos não coesivos, o comportamento mecânico é comandado pela fricção entre grãos e pela compacidade. Segundo Wood (1990), o comportamento friccional é constituído por dois parâmetros, o ângulo de atrito no estado crítico e o ângulo de dilatância. O autor salienta que este último é constante e o primeiro variável, dependendo do nível de tensões.

Apesar do comportamento friccional ser uma característica intrínseca dos solos não coesivos, Leroueil & Vaughan (1990) afirmaram que a dilatância observada nos solos cimentados é marcante sob baixas tensões de confinamento, uma vez que a taxa máxima de dilatação ocorre para deformações maiores.

Cuccovillo & Coop (1999) estudaram o comportamento de dois solos cimentados e verificaram comportamentos distintos. Num, a tensão de pico ocorreu próxima à tensão de plastificação, seguida de perda de carga e deformações de compressão. No outro, cisalhado a baixas tensões, a tensão de pico ocorreu após a plastificação, tendo-se verificado um comportamento de dilatação com deformações plásticas. Concluíram que no primeiro caso a resistência foi comandada pela parcela coesiva do solo e, no segundo caso, que a resistência foi comandada pela parcela friccional do solo.

Reforçando a ideia de que a parcela coesiva de um solo cimentado é determinante a baixas deformações, Saxena & Lastrico (1978) concluem ainda que para grandes deformações, caracterizadas pela quebra da estrutura cimentada, a resistência ao cisalhamento é controlada pelo ângulo de atrito do solo (parcela friccional).

No caso de solos não coesivos, a adição de um agente cimentante gera um componente extra de resistência, a coesão. Contudo, o ângulo de atrito permanece praticamente inalterado (Clough *et al.*, 1981). O agente cimentante, devido às suas características físicas, também proporciona uma melhoria na resistência, ao preencher os vazios da matriz, aumentando assim a densidade do material.

Akinmusuru (1987) também cita que a adição de cimento proporciona coesão a um material sem cimentação, contudo o ângulo de atrito é pouco afetado. O autor também verificou que a coesão aumenta com o tempo de cura e com o aumento do teor de cimento, permanecendo o ângulo de atrito praticamente inalterado com estas variações.

Ismail *et al.* (2002), utilizando diferentes agentes cimentantes dosados de forma a se obter a mesma resistência à compressão simples, verificaram comportamentos diferentes para cada agente cimentante. A título de exemplo, pode-se citar que o uso de cimento Portland proporcionou uma forte dilatância, seguindo um comportamento de *hardening* após a tensão de pico, enquanto que o uso de gesso apresentou um comportamento de *softening*.

Clough *et al.* (1981) postularam que os solos com alta cimentação apresentam elevada rigidez, ou seja, um comportamento frágil na ruptura, tanto para baixas quanto altas tensões confinantes. Nos solos com cimentação média ou fraca verificaram uma transição entre comportamento frágil e dúctil, de acordo com o aumento da tensão confinante.

Segundo Akinmusuru (1987), para solos não cimentados, a rigidez e a resistência de pico aumentam com a elevação da tensão confinante. Para um solo cimentado com as mesmas características, o aumento do teor de agente cimentante proporciona um compósito mais frágil na ruptura.

O mesmo autor também cita dois fatores importantes que geralmente são esquecidos, a quantidade de água e o tempo de cura. O primeiro pode ser um indicativo do grau de hidratação do cimento, enquanto que o segundo, juntamente com o teor de agente cimentante são fatores-chave na resistência de pico. O aumento do teor de cimento e do tempo de cura proporciona aumentos na rigidez e tensão de pico. O autor cita, a título de exemplo, que o valor do módulo de deformação após 28 dias de cura é aproximadamente o triplo do obtido para 7 dias de cura. O autor conclui que a tensão de confinamento, o tipo e teor de agente cimentante e o tempo de cura interferem significativamente na resistência e no módulo de deformação. Contudo, o comportamento mecânico mantém-se praticamente inalterado com a variação do teor de umidade, desde que haja água suficiente para a hidratação do cimento.

Huang & Airey (1993) citam que, apesar de densidades muito altas reduzirem a importância das ligações cimentícias, o aumento da densidade ou compactação da matriz de solo, também tem relevância na rigidez e resistência do material cimentado.

2.2.3 Dosagem de Solo Cimento

Devido ao fato de ser o material mais usado na engenharia civil, o concreto possui uma metodologia de dosagem consagrada desde o início do século XX, a qual considera que a resistência do concreto é determinada pelo teor de água/cimento.

Larnach (1960 *apud* Vendruscolo, 2003) realizou um dos primeiros trabalhos para obter parâmetros de dosagem para o solo cimentado. O autor relata que não é possível estabelecer uma relação entre as propriedades de resistência dependente do fator água/cimento, consagrada para o concreto, uma vez que na compactação do solo não é possível a eliminação total do ar. Nos seus estudos, verificou que existe uma correlação entre o teor total de vazios

(água + ar) do solo e a quantidade de cimento (V_V/V_C), com a resistência à compressão simples (RCS).

A NBR-12.253 (ABNT, 1992b) estabelece critérios de dosagem de solo cimentado para fins de pavimentação, sugerindo teores de cimento Portland para determinados tipos de solo. A dosagem consiste em, após uma boa caracterização física do solo em termos de granulometria, ensaios de compactação e limites de liquidez e plasticidade, realizar uma bateria de ensaios de compressão simples, no grau de compactação máximo, variando os teores de cimento. A dosagem a utilizar é a correspondente ao menor teor de cimento que apresentar uma resistência média de 2,1 MPa.

Estudos recentes da UFRGS, realizados por Foppa (2005), Bittencourt *et al.* (2006), Lopes Júnior (2007) e Cruz (2008), usando diferentes tipos de solo cimentado com cimento Portland, mostraram que a dosagem correta é alcançada quando a resistência à compressão simples é correlacionada com a relação entre a porosidade e a quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}), ao invés de ser obtida pela relação vazios/cimento, V_V/V_C . Foppa (2005) conclui que para o mesmo fator de vazios/cimento (V_V/V_C), ao se variar o teor de umidade da moldagem, as resistências obtidas são diferentes. Isso indica que a relação V_V/V_C somente tem validade para um mesmo teor de umidade.

A Figura 2.22 mostra a correlação entre a resistência à compressão simples e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}), proposta por Cruz (2008).

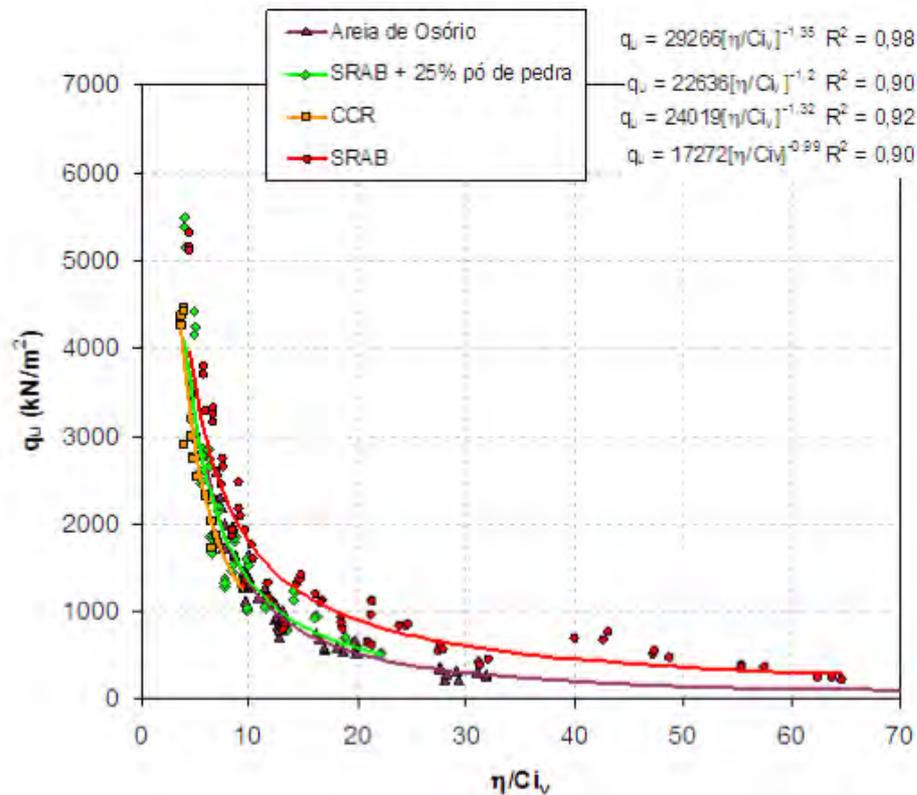


Figura 2.22 – Correlação entre a resistência à compressão simples (q_u) e relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}), para diferentes materiais (Cruz, 2008)

Na Figura 2.22,

- SRAB (Foppa, 2005) – solo residual de arenito Botucatu;
- CCR (Bittencourt *et al.*, 2006) – concreto compactado a rolo, mistura de pedra britada com areia fina;
- SRAB + 25% pó de pedra (Lopes Júnior, 2007) – solo residual de arenito Botucatu com 25% de pó de pedra;
- areia de Osório (Cruz, 2008).

Cruz (2008) estudou a areia fina de Osório/RS cimentada com diferentes teores de cimento Portland e com diversas porosidades, a fim de validar um método de dosagem a partir do qual fosse possível determinar os parâmetros de resistência e rigidez. Como pode ser observado na Figura 2.23, quanto maior for a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}), menor será a resistência do material, independentemente da tensão de confinamento.

Desta forma o autor mostra que para as diferentes tensões de confinamento, o material apresenta o mesmo comportamento, e que quanto maior for a tensão de confinamento maior será a resistência do material.

Cruz (2008) salienta ainda que, a partir de um dado valor de porosidade, quantidade de cimento e tensão confinante, é possível determinar-se a resistência do material. Com isto, une esforços para validar o uso da relação porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}) na dosagem de areia – cimento. Em seu trabalho, Cruz (2008) apresentou ainda equações a partir das quais é possível obter-se os parâmetros de resistência da areia cimentada (c' e ϕ') e do módulo cisalhante (G_0), em função da relação porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}).

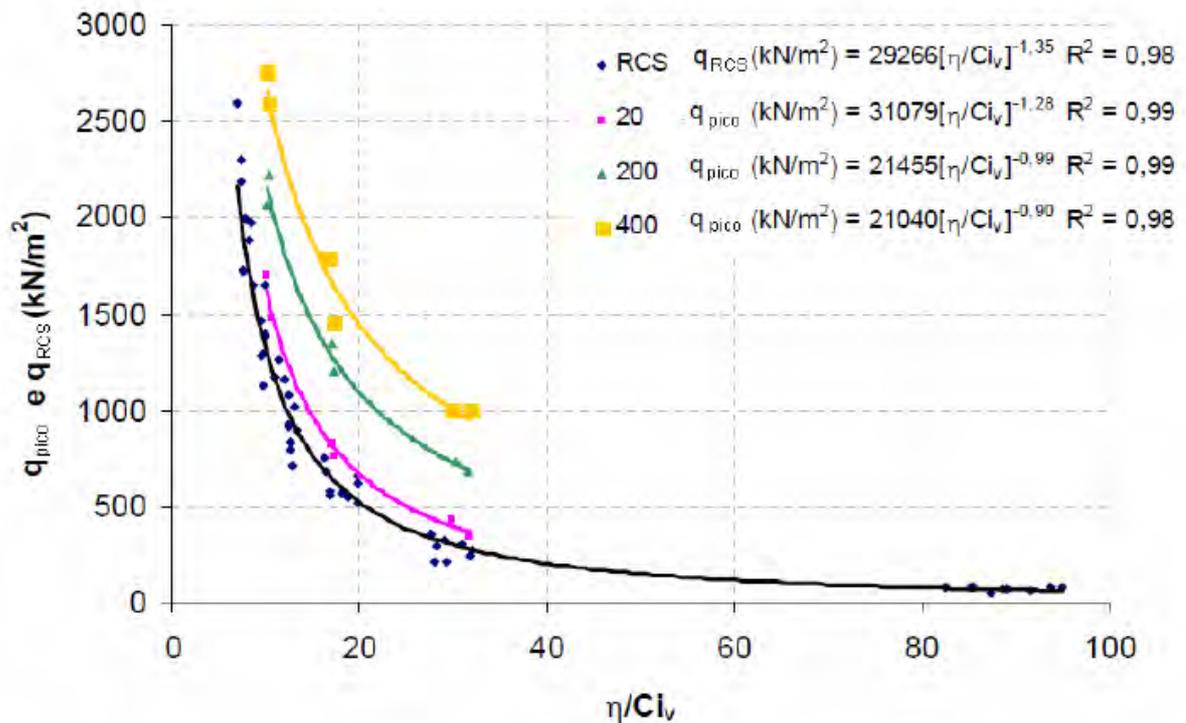


Figura 2.23 – Correlação entre tensões de ruptura a diferentes tensões de confinamento (q_{RCS} e tensão de pico nos triaxiais, q_{pico}) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{IV}) (Cruz, 2008)

Consoli *et al* (2010), ao estudar misturas de areia – cimento, concluíram que a razão entre a resistência à tração e à compressão simples é igual a 0,15, independente da relação vazios/cimento (η/C_{IV}). Como consequência dessa descoberta, as metodologias de dosagem

com base em critérios racionais podem concentrar-se, para este material, tanto em ensaios de tração quanto de compressão simples, conseguindo-se obter o resultado de um a partir do resultado do outro.

2.2.4 Execução de Solo Cimento

O Conselho Internacional de Grandes Sistemas Elétricos (CIGRE, 2006) propôs um caderno técnico enfatizando os principais cuidados a ter na execução de fundações de torres de transmissão de energia. Tal caderno técnico indica que deve haver interação entre o projeto e respectivas fases de construção, devendo o projeto de fundações proposto ser constantemente avaliado ao longo da sua execução. O solo cimento não deve fugir a esta regra.

Diversas entidades dos norte americanas (por exemplo, American Cement Portland, Federal Highway Administration, Federal Aviation Agency, Coal Promotion Ash Association, American Concrete Institute), entre outras, propõem metodologias para dimensionamento, execução e monitoramento do solo cimentado (ACI, 2009).

No Brasil, a ABNT (1990, 1992a) estabelece uma metodologia para verificação do desempenho mecânico, a partir de ensaios à compressão simples.

Segundo ACI (2009), a mistura pode ser feita de duas formas, no próprio local ou numa central, com misturador rotativo ou do tipo moinho. Quando a mistura é realizada no próprio local, o solo natural deve ser previamente escarificado e possuir umidade inferior à da mistura, por forma a evitar a formação de grumos. Recomenda-se um tempo máximo de 60 minutos entre a mistura e a compactação, devendo o tempo de transporte da mistura, quando produzida em central, ser inferior a 30 minutos.

De acordo com a mesma fonte, o primeiro cuidado na execução da mistura diz respeito à temperatura ambiente, não sendo recomendada uma temperatura inferior a 7°C, devendo serem tomadas medidas para evitar o congelamento do solo cimentado nos primeiros 7 dias de cura. Em caso de chuva, é recomendado interromper-se a execução e, ocorrendo este evento durante a compactação, esta deve ser concluída o mais rápido possível.

Na pesquisa desenvolvida nesta tese, foi utilizada a metodologia de dosagem proposta por Cruz (2008) e, na etapa de campo, a mistura foi elaborada no próprio local (campo experimental).

2.3 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS E MODELOS CONSTITUTIVOS

Para que se possa definir de forma mais realística o comportamento dos solos, torna-se necessário ter conhecimento das teorias que representam as suas condições em determinado estado, como as teorias da elasticidade e plasticidade.

Uma vez que os solos são materiais bastante complexos, repletos de variáveis e parâmetros para representar o seu comportamento sob diversos tipos de condicionantes, busca-se a adequação de teorias já desenvolvidas para materiais de comportamento bem definido, como os metais, para que se possa determinar as suas variáveis de influência.

De Vos & Wenham (2005) postularam que, devido à natureza extremamente complexa e variável dos solos naturais, nenhum modelo constitutivo é capaz de englobar integralmente o real comportamento do solo. Contudo, Krishna (2000) cita que os modelos computacionais oferecem ótimas aproximações, bem superiores às dos modelos analíticos consagrados na literatura.

Os modelos constitutivos que representam o comportamento dos solos, de uma forma generalizada, são divididos em dois grupos. De comportamento elástico, podendo ser lineares ou não lineares, e de comportamento plástico, onde se enquadram os modelos plásticos de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager e Cam-Clay (De Vos & Wenham, 2005).

Segundo Poulos & Davis (1978), o comportamento elástico é caracterizado pelo fato de a curva tensão-deformação ser a mesma no carregamento, descarregamento e recarregamento. Os autores apresentam um trabalho com uma compilação completa de soluções elásticas, isotrópicas e anisotrópicas para os mais diversos casos de obras geotécnicas.

Zienkiewicz & Taylor (2000) definiram que a não linearidade dos materiais pode ocorrer através de duas formas:

- comportamento físico não linear dos materiais, dependendo do modelo constitutivo a ser adotado;
- comportamento geométrico não linear, provocado por grandes deformações.

De acordo com Krishna (2000), ainda pode ocorrer uma terceira situação, referente à combinação das duas situações anteriores.

Simplificadamente, a não linearidade dos materiais é caracterizada pela desproporcionalidade entre tensão e deformação, podendo ser ou não elástica (Zienkiewicz & Taylor, 2000).

Conforme Zienkiewicz & Taylor (2000), nos materiais elasto-plásticos o comportamento na fase plástica é distinto no carregamento, descarregamento e recarregamento (Figura 2.24). Além disso, nos materiais plásticos, as deformações plásticas não são recuperadas com o descarregamento.

Segundo De Vos & Wenham (2005), modelos elasto-plásticos são os que melhor descrevem o comportamento dos solos. Nestes modelos, uma vez atingida a fase plástica, as deformações nunca mais são recuperadas, dependendo a relação tensão x deformação do histórico de carregamentos.

Nos materiais elasto-perfeitamente plásticos, o comportamento mecânico após se atingir a ruptura de plastificação deixa de ser dependente das deformações, como se pode observar na Figura 2.24(b). Diferenciados deste tipo de comportamento, os materiais geotécnicos apresentam um comportamento de enrijecimento ou amolecimento quando é atingido o ponto de plastificação. Assim, neste caso, o comportamento é comandado pelo acúmulo de deformações plásticas, ver Figuras 2.24 (c) e (d) (Zienkiewicz & Taylor, 2000).

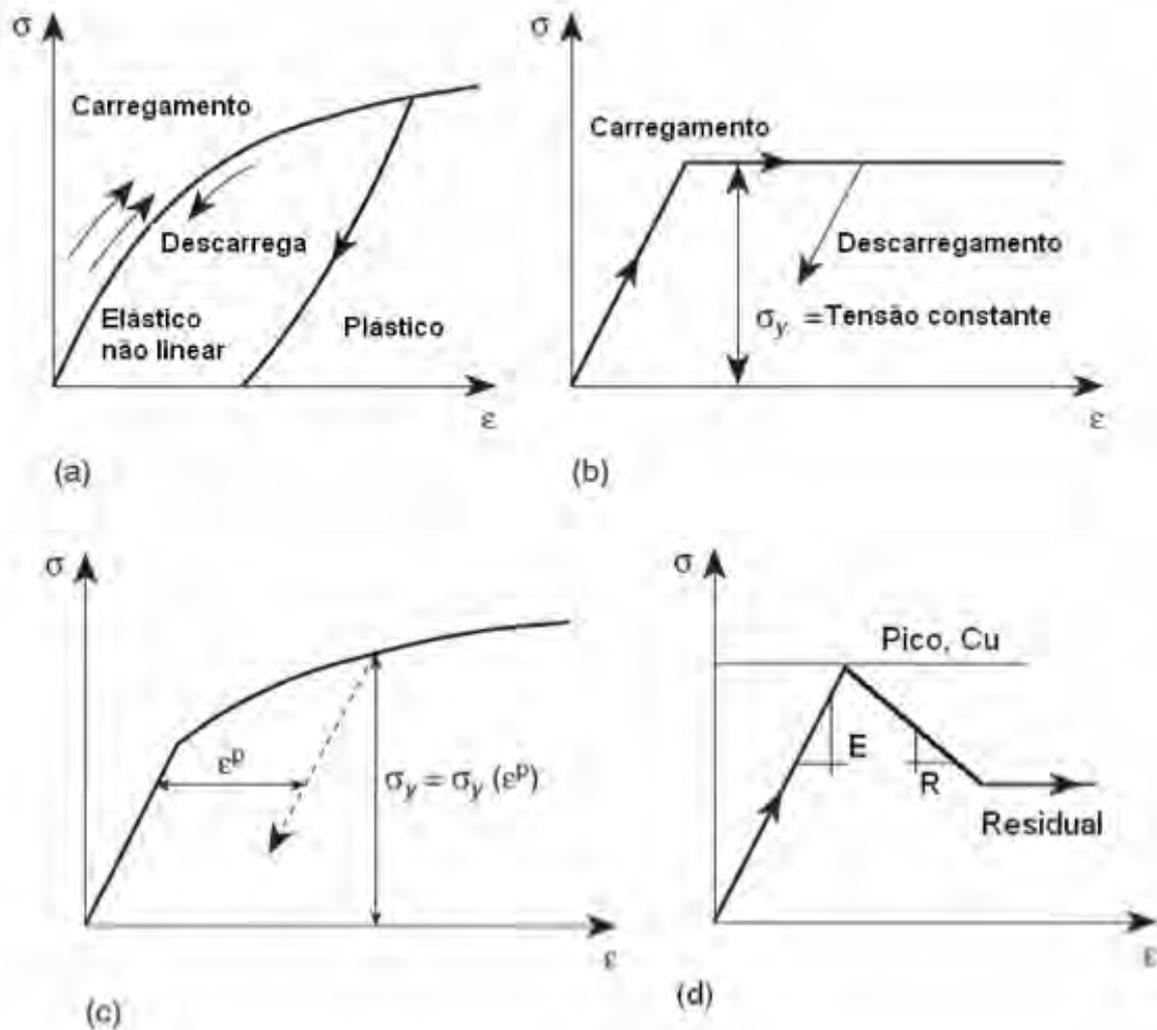


Figura 2.24 – Comportamento de uma material (a) elástico não linear e plástico; (b) elasto-perfeitamente plástico; (c) plástico com enrijecimento; (d) plástico com amolecimento (Potts & Zdravkovic, 1999 *apud* De Vos Wenham, 2005)

Para materiais elasto-plásticos, as deformações são compostas por uma parcela elástica e outra plástica, como se pode observar na equação seguinte (Zienkiewicz & Taylor, 2000; De Vos & Wenham, 2005).

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (2.42)$$

A parcela elástica da deformação é dada pela equação 2.43. A parcela plástica, de natureza incremental, será posteriormente apresentada, uma vez que para um melhor entendimento é previamente necessária a discussão de alguns conceitos básicos da teoria de plasticidade.

$$\epsilon^e = \{D^{-1}\} \cdot \sigma \quad (2.43)$$

Em que $\{D^{-1}\}$ é a matriz do módulo elástico.

2.3.1 Tópicos de Mecânica dos Meios Contínuos

Os elementos da mecânica do contínuo são essenciais ao entendimento e desenvolvimento das teorias da elasticidade e plasticidade. Na geotecnia, apesar da maioria dos problemas serem simplificados de três para duas dimensões, com análises em tensões ou deformações planas, a abordagem ideal deveria ser considerando o problema de forma tridimensional.

2.3.1.1 Estado de Tensões e Equilíbrio

O estado de tensões $3D$ em um ponto, pode ser definido por uma matriz contendo nove componentes, sendo três normais (σ_{ii}) e seis cisalhantes (σ_{ij}), de acordo com a equação 2.44.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \sigma_{ij} \quad (2.44)$$

Para se manter o equilíbrio de momentos, é necessário que as tensões cisalhantes complementares sejam iguais ($\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$), resultando assim em seis componentes de tensão independentes: três normais e três cisalhantes.

O estado de tensões $3D$ em um ponto pode ser definido através de três tensões principais: σ_1 , σ_2 e σ_3 . Estas tensões podem ser obtidas por uma equação cúbica, onde os coeficientes são chamados de invariantes de tensão, conforme equação 2.45.

$$\sigma^3 - I_1\sigma + I_2\sigma + I_3 = 0 \quad (2.45)$$

Onde,

I_1 : é o traço do tensor de tensões;

I_2 : é o somatório dos cofatores;

I_3 : é o determinante do tensor.

Em termos de tensões principais, as equações que definem os invariantes de tensão tomam a forma:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2.46)$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 \quad (2.47)$$

$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \quad (2.48)$$

A tensão média p de um ponto sob tensão pode ser definida pela média das tensões normais nas três dimensões:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) = \frac{1}{3}I_1 \quad (2.49)$$

As componentes de tensão desviadora são definidas segundo a equação:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij} \quad (2.50)$$

Onde δ_{ij} é o Delta de Kronecker, cuja forma é semelhante à da matriz identidade. Este artifício é utilizado para converter o tensor de tensões num tensor de tensões desviadoras. Os três invariantes de tensão desviadora são:

$$J_1 = 0 \quad (2.51)$$

$$J_2 = \frac{1}{3}(I_1^2 + 2I_3) \quad (2.52)$$

$$J_3 = \frac{1}{27}(2I_1^3 + 9I_1I_2 + 27I_3) \quad (2.53)$$

Note-se que na teoria da plasticidade aplicada a solos, os invariantes mais usados são I_1 , J_2 , J_3 , onde fisicamente I_1 indica o efeito da tensão média, J_2 a magnitude da tensão cisalhante, e J_3 determina a direção da tensão cisalhante. Desta forma, as tensões principais podem ser escritas em função destes três invariantes:

$$\sigma_1 = \frac{1}{3}I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2} \sin(\theta_1 + 120^\circ) \quad (2.54)$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{3}I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2} \sin(\theta_1) \quad (2.55)$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{3} I_1 + \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta_l - 120^\circ) \quad (2.56)$$

Onde θ_l é conhecido como Ângulo de Lode, variável entre -30° e 30° , definido por:

$$\theta_l = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \right] \quad (2.57)$$

Na mecânica dos solos, a tensão média, p , é frequentemente usada em conjunto com a tensão cisalhante, q :

$$q = \sqrt{3J_2} \quad (2.58)$$

No caso de carregamento triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), esta tensão cisalhante (q) toma a forma de:

$$q = \sigma_1 - \sigma_2 \quad (2.59)$$

Em termos de tensão cisalhante (q) e tensão média (p), as tensões principais podem ser reescritas:

$$\sigma_1 = p + \frac{2}{3} q \sin(\theta_l + 120^\circ) \quad (2.60)$$

$$\sigma_2 = p + \frac{2}{3} q \sin(\theta_l) \quad (2.61)$$

$$\sigma_3 = p + \frac{2}{3} q \sin(\theta_l - 120^\circ) \quad (2.62)$$

Considerando as forças de corpo, as condições de equilíbrio de tensões contidas nas equações 2.63 a 2.65 devem ser satisfeitas.

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} = X \quad (2.63)$$

$$\frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} = Y \quad (2.64)$$

$$\frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} = Z \quad (2.65)$$

2.3.1.2 Estado de Deformações

O estado de deformações $3D$ em um ponto, o tensor de deformações é expresso na equação 2.66.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = \varepsilon_{ij} \quad (2.66)$$

Onde, $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$.

Utilizando u , v e w para denotar as componentes de deslocamentos nas direções x , y e z , respectivamente, as componentes de deformação são expressas nas seguintes equações.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.67)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (2.68)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (2.69)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (2.70)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad (2.71)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \quad (2.72)$$

2.3.1.3 Relações Elásticas Tensão-Deformação

Este ponto reserva-se para uma breve revisão da Lei de Hooke em três dimensões (3D). Segundo esta lei, as relações tensão-deformação dependem de constantes elásticas como o Módulo de Young (E), Coeficiente de Poisson (ν), e Módulo Cisalhante (G).

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (2.73)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad (2.74)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad (2.75)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{2G} \quad (2.76)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{yz} = \frac{\sigma_{yz}}{2G} \quad (2.77)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xz} = \frac{\sigma_{xz}}{2G} \quad (2.78)$$

A relação entre tensão e deformação é bastante complexa e dependente dos tipos de materiais e condições de carregamento. Para um material elástico linear e isotrópico, essas relações são perfeitamente expressas pela Lei de Hooke. No caso da sua utilização para determinação do comportamento plástico (consideração de elasticidade incremental), é usual assumir-se a relação tensão-deformação da seguinte forma:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\nu}{E} \dot{\sigma}_{kk} \delta_{ij} \quad (2.79)$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \dot{\varepsilon}_{ij} + \frac{\nu E}{(1-\nu)(1+2\nu)} \dot{\varepsilon}_{kk} \delta_{ij} \quad (2.80)$$

Onde as parcelas de ε e σ são variáveis com o tempo (devido à aproximação por elasticidade incremental), sendo E é o módulo de Young e ν o coeficiente de Poisson.

2.3.2 Teoria Clássica da Plasticidade

A condição que define o limite entre o regime elástico e o início das deformações plásticas é denominada Critério de Plastificação. Na região elástica todas as deformações causadas por uma aplicação de carga são recuperáveis, ou seja, o material deformado retorna à sua condição original após o descarregamento. Entretanto, uma vez atingido o Critério de Plastificação, as deformações não são totalmente recuperáveis, ou seja, há uma parcela de deformação permanente.

No caso de carregamento unidimensional, o critério de Plastificação é definido graficamente por um ponto no espaço de tensões; bidimensionalmente, este critério representa uma curva neste espaço e; da mesma forma, no caso de carregamento tridimensional, o Critério de Plastificação será uma superfície. De forma geral, quando o estado de tensões está contido na superfície de plastificação, o comportamento do material é elástico, e quando está fora, o material apresenta comportamento plástico.

De acordo com De Vos & Wenham (2005), a natureza complexa dos modelos elasto-plásticos exige a definição de alguns parâmetros básicos:

- função ou ponto de plastificação (*yield function*), que define o nível de tensões em que se iniciam as deformações plásticas, ou seja, define o ponto onde ocorre a separação entre comportamento elástico e plástico;
- lei de fluxo (*flow rule*), que descreve a trajetória das deformações;
- lei de enrijecimento ou amolecimento (*hardening and softening rules*), descrevem o estado do material com as deformações plásticas subsequentes ao ponto de plastificação.

Apenas ocorre a plastificação de um material quando é satisfeita a função de plastificação ($F(\{\sigma\}, k_c, k_i) = 0$), a qual é dependente da matriz de tensão, constituída por nove tensores, e dos coeficientes de enrijecimento cinemático (k_c) e enrijecimento isotrópico (k_i) (Zienkiewicz & Taylor, 2000). A Figura 2.25 apresenta graficamente um modelo de superfície de plastificação em duas dimensões.

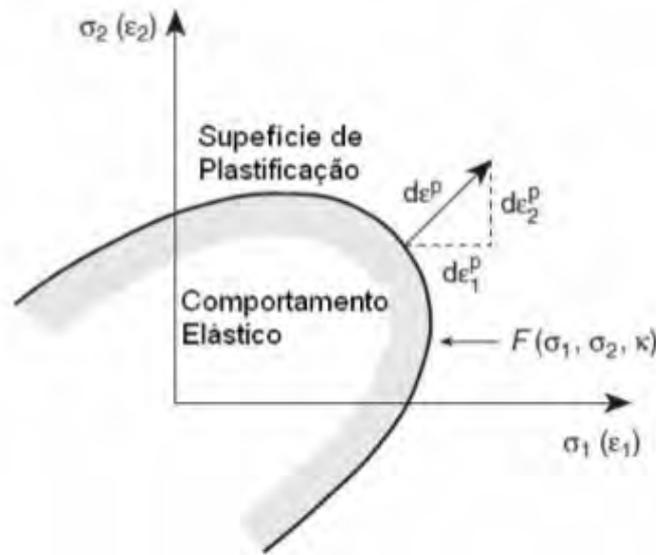


Figura 2.25 – Modelo de superfície de plastificação em um plano, duas dimensões (Zienkiewicz & Taylor, 2000)

A componente incremental de deformação plástica normal à superfície de plastificação é dada pela expressão 2.81, sendo que λ é um parâmetro de consistência plástica. Esta condição é conhecida como o Princípio da Normalidade (Zienkiewicz & Taylor, 2000).

$$d\varepsilon^p = \lambda \cdot F_\sigma \quad (2.81)$$

Onde a função que define a superfície de plastificação, $F_\sigma = \frac{\partial F}{\partial \sigma}$.

Durante a plastificação tem-se $F = 0$ e $\lambda > 0$. No tramo elástico é satisfeita a condição de $F \neq 0$ e $\lambda = 0$.

Após o ponto de plastificação, e à semelhança da equação 2.81, as deformações plásticas de um material seguem uma lei potencial de fluxo, dada pela equação 2.82.

$$d\varepsilon^p = \lambda \cdot Q_\sigma \quad (2.82)$$

Onde, $Q_\sigma = Q_\sigma(\sigma, k)$.

O potencial plástico (Q) pode ou não ser representado pela mesma função que define a superfície de plastificação (F). Zienkiewicz & Taylor (2000) salientam que quando $Q = F$ tem-se a plastificação associada ou fluxo associado, caso contrário tem-se um regime de fluxo não associado. Como exemplo, quando uma argila saturada é submetida a um carregamento

não drenado, seu volume permanece constante. Devido a este fato, considera-se adequada a adoção de lei de fluxo plástico associada, ou seja, a função potencial plástico é a mesma que representa a superfície de plastificação ($Q = F$).

Os autores citam ainda que se a lei potencial de fluxo obedecer ao princípio da normalidade (fluxo associado), também são atendidos os teoremas do limite superior (*upper bound*) e inferior (*lower bound*), traduzindo-se numa solução única. No caso de fluxo não associado, o teorema dos limites não ocorre, fazendo com que a solução não seja única.

A superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões, ou seja, a sua expansão (*hardening*) ou contração (*softening*) depende das deformações plásticas anteriores e do histórico de tensões. A figura 2.26 apresenta a comparação entre um modelo elástico-perfeitamente plástico com modelos tensão-deformação que levam em conta os efeitos de *hardening* e *softening*.

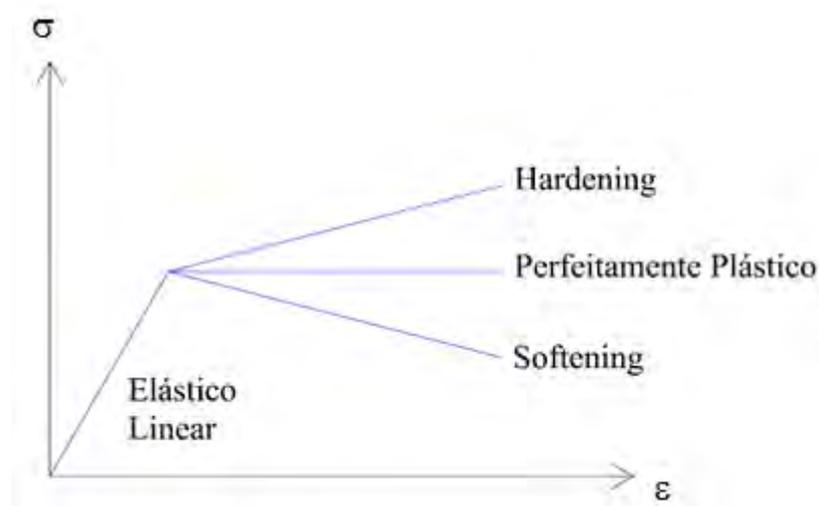


Figura 2.26 – Comparação entre comportamentos elasto-plásticos de um solo.

De Vos & Wenham (2005) citam que as deformações plásticas nos solos ocorrem sempre imediatamente antes da ruptura. Assim, os modelos que consideram os efeitos de enrijecimento e amolecimento levam em conta que as deformações plásticas alteram a superfície de plastificação. No enrijecimento, a superfície de plastificação é constantemente alterada com o avanço da plastificação. Assim, o enrijecimento é comandado pela lei de serviço ou isotrópico (*work* ou *isotropic hardening*) e lei cinemática (*kinematic hardening*). Na primeira, a superfície de plastificação expande-se a partir de uma geratriz (Figura 2.27(a) e

(b)); na segunda não há alteração do tamanho da superfície de plastificação, mas ocorre translação com o avanço da plastificação, como se pode observar na Figura 2.27(c).

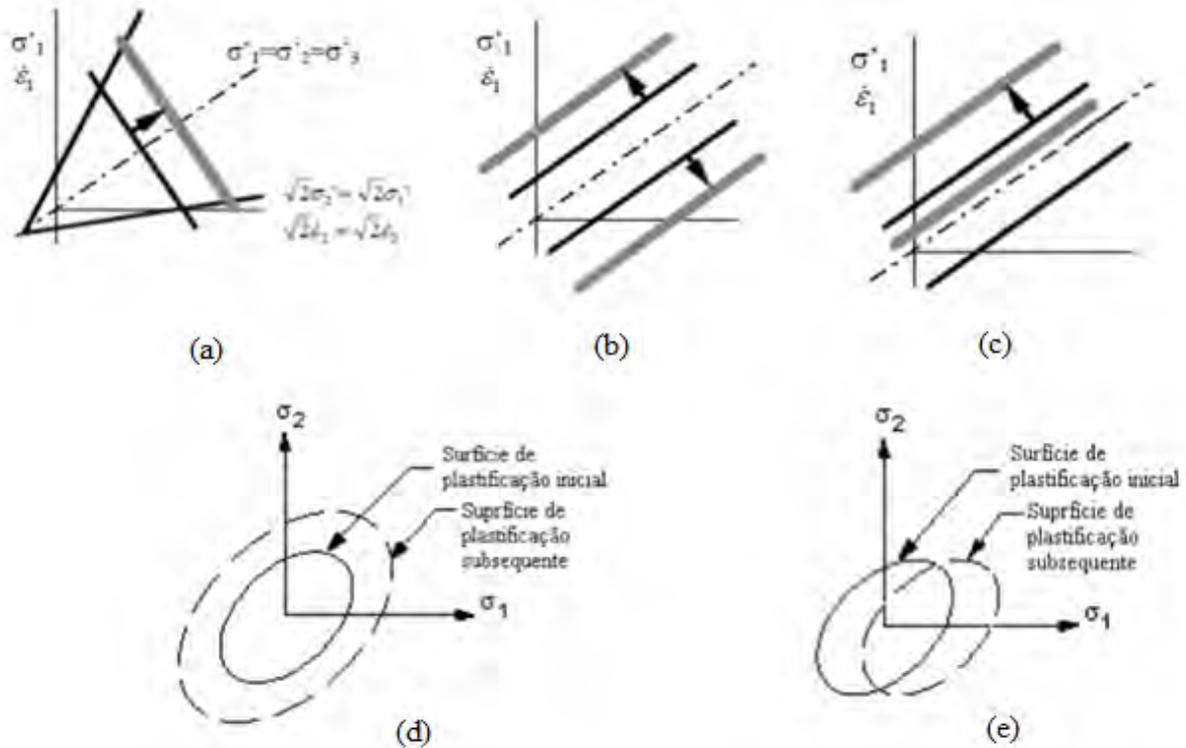


Figura 2.27 – Representação do avanço isotrópico (d) da superfície de plastificação do modelo de (a) Mohr-Coulomb e (b) Von Mises; (c) e (e) mostram o avanço da superfície cinemática de Von Mises (Adaptado de: De Vos & Wenham, 2005)

A partir dos conceitos descritos anteriormente, a deformação total de um material com comportamento elasto-plástico pode ser obtida somando (de modo incremental) a parcela elástica da deformação (equação 2.43) com a parcela plástica de deformação (equação 2.82), conforme mostra a equação 2.83.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \Leftrightarrow \varepsilon = \{D^{-1}\} \cdot \sigma + \lambda \cdot Q_\sigma \quad (2.83)$$

Mais uma vez é importante salientar que se a tensão for inferior à tensão de plastificação, somente ocorrerão deformações elásticas, mas se as tensões atingirem a superfície de plastificação, ocorrerão deformações plásticas irreversíveis.

2.3.2.1 Modelos de Função de Plastificação e Lei de Fluxo

De acordo com o apresentado por Zienkiewicz & Taylor (2000), para materiais isotrópicos, a função de plastificação é representada por três invariantes de tensão, I_1 , J_2 e J_3 (equações 2.84, 2.85 e 2.86).

$$I_1 = 3\sigma_{m\acute{e}dia} \quad (2.84)$$

Onde, $\sigma_{m\acute{e}dia} = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$.

$$\bar{\sigma} = \sqrt{J_2} \quad (2.85)$$

$$3\theta = \sin^{-1}\left(\frac{3 \cdot \sqrt{3} \cdot J_3^{1/3}}{2 \cdot \bar{\sigma}}\right) \text{ sendo } -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} \quad (2.86)$$

Com base nesta representação dos três invariantes de tensão, diversos autores propuseram modelos de superfície de plastificação, de entre os quais destacam-se:

O modelo de Tresca,

$$F = 2 \cdot \bar{\sigma} \cdot \cos(\theta) - Y(\kappa) \quad (2.87)$$

Onde, $Y(\kappa)$ é uma função de trabalho plástico.

O modelo de Huber – Von Mises:

$$F = \sqrt{2} \cdot \bar{\sigma} - \sqrt{\frac{3}{2}} \cdot Y(\kappa) = |\underline{s}| - \sqrt{\frac{3}{2}} \cdot Y(\kappa) \quad (2.88)$$

Modelo de Mohr – Coulomb:

$$F = \sigma_m \sin(\phi') + \bar{\sigma} \left(\cos(\theta) - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\phi')^2 \right) - c' \cos(\phi') \quad (2.89)$$

Modelo de Drucker – Prager,

$$F = 3\alpha'(\kappa)\sigma_m + \bar{\sigma} - K(\kappa) \quad (2.90)$$

Onde,

$$\alpha' = \frac{2 \sin(\phi')}{\sqrt{3}(3 - \sin(\phi'))} \quad (2.91)$$

$$K = \frac{6 \cos(\phi')}{\sqrt{3}(3 - \sin(\phi'))} \quad (2.92)$$

Zieckiewicz & Taylor (2000) salientam que o modelo de Tresca e Huber – Von Mises são os que melhor representam os metais (materiais não friccionais). Já os materiais friccionais, tais como os solos e o concreto, são melhor representados pelos modelos de Mohr – Coulomb e Drucker – Prager.

A função potencial de fluxo pode ser expressa através da equação 2.93.

$$F_\sigma \text{ (ou } Q_\sigma) = F_{\sigma_m} \cdot \frac{\partial \sigma_m}{\partial \sigma} + F_{J_2} \cdot \frac{\partial J_2}{\partial \sigma} + F_{J_3} \cdot \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} \quad (2.93)$$

A Tabela 2.5 apresenta uma derivação simplificada de cada um dos componentes da equação 2.93, para cada tipo de modelo. A título de curiosidade verifica-se que todos os autores citados usam apenas a segunda invariante de tensões.

Tabela 2.5 – Derivadas simplificadas da equação 2.93 para os diversos modelos

Modelo	F_{σ_m}	$\sqrt{J_2} \cdot F_{J_2}$	$J_2 \cdot F_{J_3}$
Tresca	0	$2 \cos(\theta) \cdot (1 + \tan(\theta) \tan(3\theta))$	$\frac{\sqrt{3} \sin(\theta)}{\cos(3\theta)}$
Huber – Von Mises	0	$\sqrt{3}$	0
Mohr - Coulomb	$\sin(\phi')$	$\frac{1}{2} \cos(\theta) \cdot [1 + \tan(\theta) \tan(3\theta) + \dots + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\phi') \cdot (\tan(3\theta) - \tan(\theta))]$	$\frac{\sqrt{3} \sin(\theta) + \sin(\phi') \cos(\theta)}{2 \cos(3\theta)}$
Drucker - Prager	$3\alpha'$	1	0

A Figura 2.28 mostra a superfície de plastificação para cada um dos modelos da função potencial de fluxo descritos anteriormente.

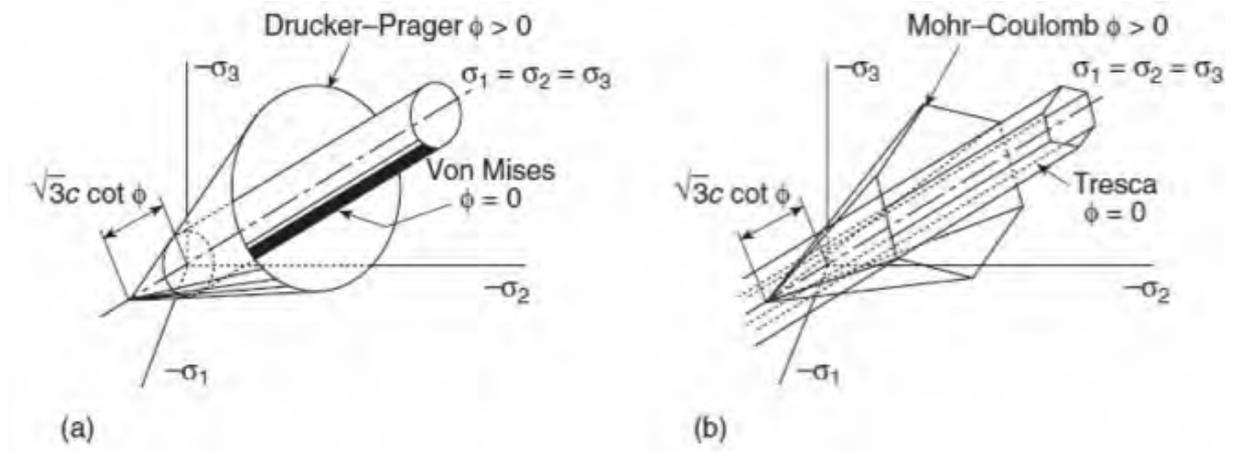


Figura 2.28 – Representação das superfícies de ruptura dos modelos (a) Drucker-Prager e Huber – Von Mises ,e (b) Mohr-Coulomb e Tresca (Zienkiewicz & Taylor, 2000)

De acordo com De Vos & Wenham (2005), os modelos de Tresca e Huber – Von Mises são em termos de tensões totais, podendo, no caso da geotecnia, ser apenas aplicados para representar o comportamento de solos não drenados. Os modelos de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager são em termos de tensões efetivas, sendo estes os mais adequados para os problemas geotécnicos convencionais.

Experiências mostram que o solo apresenta um comportamento intermediário entre a forma circular e a hexagonal, adotadas nos quatro modelos descritos. Salienta-se ainda que a mecânica dos solos clássica foi desenvolvida em função dos modelos de Tresca e Mohr-Coulomb, que devido à sua simplificação houve uma tendência natural para o seu uso.

De Vos & Wenham (2005) citam ainda que a maioria dos softwares de modelagem em elementos finitos é compatível com a teoria da mecânica dos solos clássica, contudo têm a desvantagem de processar os cantos das superfícies de ruptura.

3 PROGRAMA DE PESQUISA

3.1 INTRODUÇÃO

Como se pode observar na revisão bibliográfica apresentada no capítulo anterior, acerca dos mecanismos de ruptura e diagramas de solicitações, pode-se concluir que a região mais solicitada do solo, quando uma fundação profunda é submetida a carregamentos laterais, encontra-se no terço superior da mesma, ou seja, na região onde o elemento estrutural apresenta os maiores momentos e o solo os maiores deslocamentos. Para melhorar as propriedades do solo nessa região e, conseqüentemente melhorar o desempenho do sistema solo – estaca, sugere-se efetuar um tratamento com adição de agentes cimentantes, resultando em um material mais rígido e resistente, com melhor capacidade para absorver as solicitações que lhe serão impostas.

Nesse sentido, o programa de pesquisa desta tese foi desenvolvido de forma a se elaborarem os estudos e trabalhos necessários para cumprir com o objetivo geral deste trabalho, que é desenvolver um processo inovador de reforço de solos aplicado a fundações profundas e, com base nesse processo, estabelecer uma metodologia de projeto para a previsão de capacidade de carga de fundações profundas, com solo melhorado, submetidas a carregamentos horizontais. Para se alcançar o objetivo geral, a pesquisa foi dividida em três fases, numérica, laboratório e campo.

3.2 PROGRAMA DE PESQUISA NUMÉRICA

Através do Métodos dos Elementos Finitos, usando o programa comercial ABAQUS®, foram realizadas simulações numéricas tridimensionais de estacas, com e sem solo melhorado radial a estas, sujeitas a carregamentos horizontais.

Nas simulações numéricas, o referido carregamento horizontal correspondeu na prática a uma imposição de deslocamento no topo da estaca correspondente a 3% do diâmetro da mesma,

obtendo-se assim a força de reação (na estaca) correspondente ao deslocamento induzido. Desta forma, foi considerado que a capacidade de carga horizontal última de uma estaca sujeita a carregamentos horizontais é a correspondente a um valor de deslocamento de 3% do seu diâmetro. Este nível de deslocamentos foi adotado porque, da bibliografia, é o que mais se aproxima da ruptura total do sistema.

Ao longo de toda a pesquisa será apenas considerada a ruptura geotécnica, pois as estacas foram dimensionadas para trabalhar na faixa de comportamento elástico, isto é, considera-se que estas são constituídas de material e dimensões capazes de suportar as cargas transversais que lhes serão impostas.

O modelo constitutivo adotado para representar o comportamento dos solos natural e cimentado foi o de Mohr-Coulomb, cujos parâmetros de entrada são a coesão efetiva (c'), o ângulo de atrito efetivo (ϕ'), o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e o ângulo de dilatação (ψ). Para representar o comportamento das estacas foi usado um modelo elástico cujos parâmetros são o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

À semelhança do que foi feito na pesquisa de campo, foram definidas duas razões L/D , representando o comportamento de uma estaca curta (rígida – $L/D=5$) e longa (flexível – $L/D=10$). Para cada configuração L/D adotada, foram feitas variações geométricas das dimensões da camada de solo tratado à volta da estaca, nomeadamente o seu diâmetro (D_{cim}) e a sua profundidade (L_{cim}).

Para cada uma destas variações geométricas de solo cimentado foi feita uma análise paramétrica variando os parâmetros dos materiais, nomeadamente a coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1), módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), coesão do solo natural (c'_2), ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) e módulo de deformabilidade do solo natural (E_2).

Após a realização das cerca de 650 simulações numéricas foram tratados os resultados obtidos, estabelecendo-se várias comparações entre os mesmos, identificando-se os parâmetros geométricos (da estaca e do solo tratado) e geotécnicos significativos, isto é, aqueles que influem diretamente no comportamento de estacas, com solo cimentado radial à estaca, sujeitas a carregamentos horizontais.

Com base nas deformadas das estacas obtidas para cada relação L/D , foi feito um pequeno estudo acerca do comportamento mecânico de estacas, com solo melhorado radial a estas, sujeitas a carregamentos horizontais. Desta análise mecânica também fizeram parte algumas simulações numéricas realizadas para um $L/D=50$, provando que este tipo de estacas se comporta de forma semelhante às que possuem uma relação $L/D=10$.

Concluindo, também foi feita uma análise matemática com os resultados das simulações numéricas, para obtenção de uma expressão que define a capacidade de carga última de estacas, com e sem solo melhorado radialmente, sujeitas a carregamentos horizontais.

Salienta-se que a expressão engloba todas as simulações numéricas realizadas, com as suas diversas variações geométricas e geotécnicas, provando assim que é possível, através dos parâmetros geométricos e geotécnicos que caracterizam o sistema, obter-se uma relação destes com a capacidade de carga horizontal última.

3.3 PROGRAMA DE PESQUISA DE LABORATÓRIO

Na pesquisa de laboratório foram realizados os ensaios necessários à caracterização do solo cimento a ser utilizado no campo experimental. Através da caracterização do solo cimento, de acordo com as equações propostas por Cruz (2008), é possível a obtenção dos parâmetros de resistência do mesmo, a serem usados como dados de entrada no modelo numérico para a obtenção das *Previsões Classe A* apresentadas na pesquisa de campo.

O solo cimento foi composto por uma mistura de areia de Osório, cimento Portland do tipo CPV-ARI e água, misturados nas devidas proporções. Após a caracterização, moldaram-se corpos de prova de solo cimento, dosados com 3% e 7% de cimento, areia de Osório e umidade de 10%. Para cada tipo de mistura (3% e 7% de cimento) foram moldados corpos de prova com índices de vazios (e) de 0,60, 0,66 e 0,72 para 7, 14, 28 e 56 dias de cura.

A escolha dos tempos de cura deve-se ao fato de, em campo experimental, haver inúmeras variáveis que controlam a duração dos trabalhos, não sendo possível estabelecer-se com precisão o dia em que se iria realizar o ensaio de campo para cada tipo de mistura.

A variação no índice de vazios deveu-se ao fato de, em campo experimental, nem sempre é possível satisfazer condições de compactação ($e=0,66$), havendo sempre alguma variabilidade deste parâmetro.

Uma vez que no campo experimental foram utilizadas duas porcentagens de cimento para o solo cimento, definidas pela razão entre a massa de cimento e a massa de solo seco, houve também a necessidade de, em laboratório, se estudarem misturas com estas duas porcentagens de cimento.

Foram realizadas 3 repetições para cada tipo de mistura e dia de cura, por forma de obtenção de resultados mais consistentes e coerentes. Para cada uma das misturas obtidas foram realizados ensaios de compressão simples e de compressão diametral, em um total de 144 corpos de prova moldados e rompidos.

Os resultados foram plotados e comparados sob a forma de gráficos, em função das respectivas variações: cimentação, índice de vazios e dias de cura.

Aquando da realização da mistura de solo cimento no campo experimental, foram retiradas amostras da mistura “à saída” da betoneira, para 3% e 7% de cimento. Estas amostras de solo cimento foram levadas para o laboratório, onde foram preparados corpos de prova com um índice de vazios de 0,66 para 7, 14, 28 e 56 dias de cura (3 repetições para cada dia de cura). Estes 24 corpos de prova, obtidos através das misturas de campo, foram submetidos a ensaios de compressão simples e seus resultados comparados aos seus semelhantes ($e=0,66$), provenientes das misturas realizadas anteriormente durante a fase de caracterização em laboratório.

3.4 PROGRAMA DE PESQUISA DE CAMPO

Na pesquisa de campo foram realizadas provas de carga horizontais em estacas executadas em solo natural, com e sem melhoramento do solo radial à estaca.

O objetivo da realização destas provas de carga foi o de proporcionar um melhor conhecimento acerca de estacas sujeitas a carregamentos horizontais, com e sem melhoramento de solo radialmente às estas, comparando-os com o modelo numérico proposto. Esse conhecimento traduz-se no estudo das curvas carga x deslocamento e capacidade de carga última obtida para cada estaca, além de um melhor entendimento acerca do comportamento mecânico do sistema (solo cimento e estacas).

Um outro objetivo desta pesquisa de campo é o de validar a metodologia proposta na pesquisa numérica, onde serão apresentadas equações para a obtenção da capacidade de carga horizontal última de estacas, com e sem solo melhorado.

Os ensaios foram realizados no campo experimental da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado na cidade de Passo Fundo, Rio Grande do Sul (RS). A devida caracterização do campo experimental, através de ensaios SPT, CPT, DMT, Análise Granulométrica, Triaxiais e outros, foi considerada como parte da pesquisa de campo, uma vez que os ensaios de caracterização em laboratório não foram realizados pelo autor deste trabalho.

As estacas, de concreto e com perfil metálico (trilho) de armadura, foram dimensionadas para terem um comportamento elástico, de modo a que quando do carregamento se obtenha a ruptura geotécnica e não a ruptura do elemento estrutural (estaca).

Sendo D o diâmetro da estaca e L a sua profundidade, foram definidas duas razões L/D , representando o comportamento de uma estaca curta (rígida – $L/D=5$) e longa (flexível – $L/D=20$). Para cada configuração L/D adotada, além do ensaio em solo natural, foram realizados ensaios onde se variaram os parâmetros geométricos do solo cimentado, em 2, 3 e 4 vezes o diâmetro da estaca, com 10%, 20% e 30% da profundidade da estaca, com o solo cimentado contendo 7% de cimento em massa.

Para as estacas curtas ($L/D=5$), houve ainda uma variação nas propriedades do solo cimento, executando-se alguns ensaios para solo cimento com 3% de cimento, nomeadamente para solo cimento com 4 vezes o diâmetro da estaca e 10% e 30% da sua profundidade. Nos ensaios em solo natural, foi ainda realizada a comparação entre dois ensaios com a mesma relação L/D (no caso $L/D=20$), mas com diâmetro e profundidade diferentes.

Para cada configuração de estaca (com ou sem solo melhorado), foram executadas duas estacas iguais, pois uma estaca serve de reação à outra. Dessa forma, monitorando devidamente cada estaca, obtiveram-se dois resultados para cada configuração de estaca, havendo sempre repetibilidade de resultados.

Nas estacas longas e flexíveis ($L/D=20$), foi ainda inserido um tubo de inclinômetro dentro de uma estaca de cada prova de carga para se obter, com elevada precisão, a sua deformada em profundidade.

Assim, de acordo com o planejamento, foram realizados 17 ensaios de carga horizontal em estacas, tendo-se executado 34 estacas, sendo que 28 delas continham solo cimentado radial a estas.

Antes da realização de cada ensaio, com base nos parâmetros geométricos e geotécnicos, foi feita uma simulação numérica *3D – Previsão Classe A*, prevendo a curva carga – deslocamento para cada estaca. Embora se trate de uma análise numérica, os resultados são apresentados na pesquisa de campo, junto com os resultados dos ensaios de campo, para fins de comparação.

A descrição da execução do solo cimento em campo experimental, assim como respectivos ensaios auxiliares, como os ensaios de umidade da areia, umidade de solo cimento e ensaios de densidade (após compactação da mistura) também são descritos e apresentados na pesquisa de campo.

Após a execução de cada ensaio, através do uso de uma sonda rotativa, foram retirados corpos de prova 10cm x 20cm do solo cimento. Esses corpos de prova foram levados para laboratório onde foram executados ensaios de compressão simples, comparando-se os seus resultados aos obtidos na fase de caracterização.

Todos os resultados obtidos na pesquisa de campo foram tratados e comparados entre si, efetuando-se comparações entre os resultados com as características do solo cimento (ensaio de densidade e RCS), entre os resultados de cada estaca da mesma prova de carga, diferentes geometrias de solo cimentado para a mesma relação L/D , diferentes porcentagens de cimento do solo cimentado para o mesmo L/D , comparações entre as diferentes relações L/D , e ainda comparações entre as estacas em solo natural com as que contêm solo cimentado radial a estas.

4 PESQUISA NUMÉRICA

4.1 O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Do ponto de vista matemático, o Método dos Elementos Finitos (MEF) pode ser descrito como uma técnica que permite aproximar as equações diferenciais não lineares que controlam o comportamento de um meio contínuo num sistema de equações algébricas que relacionam um número finito de variáveis (Zienkiewicz, 1977 *apud* Mántaras, 1995). O macro domínio em estudo é discretizado num número finito de subdomínios (elementos finitos, que podem ser de forma hexaédrica ou tetraédrica), escolhendo-se, para cada subdomínio, esquemas apropriados de interpolação entre os valores das variáveis de campo, e o valor das mesmas variáveis em pontos específicos (pontos nodais).

Para se solucionar um problema deste tipo, devem ser satisfeitas três condições, tanto a nível global (todo o corpo de elementos) quanto a nível local (cada elemento):

- equilíbrio de forças;
- compatibilidade dos deslocamentos;
- relações tensão x deformação do material.

A estrutura é aproximada por variáveis primárias compostas por forças ou deslocamentos, que após serem determinadas, as variáveis secundárias, por exemplo deformações ou tensões, serão calculadas no interior de cada elemento. Através da formulação de equilíbrio de forças, os pontos nodais são submetidos a deslocamentos conhecidos e calculam-se as forças nesses pontos através de um sistema de equações algébricas. Pela formulação de compatibilidade de deslocamentos, com o conhecimento das forças nos pontos nodais obtém-se os deslocamentos nesses pontos.

Por forma a se ter uma melhor compreensão acerca do funcionamento do Método dos Elementos Finitos, na curta explicação apresentada a seguir, será considerado um material de comportamento elástico não linear. O algoritmo utilizado consiste em resolver a equação 4.1, mediante formulação de compatibilidade de deslocamentos.

$$[R] = [K] \cdot [\delta] \quad (4.1)$$

Onde,

$[R]$: vetor de cargas nodais aplicadas;

$[K]$: matriz de rigidez global;

$[\delta]$: vetor de deslocamentos nodais dos elementos.

A matriz de rigidez $[K]$ é composta pela integração das matrizes de rigidez de cada elemento $[K_i]$, conforme apresenta o integral, sobre o domínio V , da equação 4.2.

$$\int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dV \quad (4.2)$$

Onde,

$[D]$: matriz de constantes elásticas do material;

$[B]$: matriz que relaciona deslocamentos nodais com deformações, sendo que todos os seus elementos são função das coordenadas dos nós do elemento.

Através da inversão da matriz de rigidez, os deslocamentos nodais podem ser obtidos através da equação 4.3.

$$[\delta] = [K]^{-1} \cdot [R] \quad (4.3)$$

Por fim, através das equações 4.4 e 4.5, as deformações $[\varepsilon]$ e as tensões $[\sigma]$ podem ser obtidas nos pontos de integração do elemento. Salienta-se que o número de pontos de integração dentro de cada elemento irá determinar a precisão dos resultados obtidos e o tempo computacional necessário ao cálculo, tornando-se de grande importância o devido refinamento da malha de elementos finitos a utilizar.

$$[\varepsilon] = [B] \cdot [\delta] \quad (4.4)$$

$$[\sigma] = [D] \cdot [\varepsilon] \quad (4.5)$$

Quando $[D]$ é dependente de $[\delta]$, o modelo apresenta comportamento tensão-deformação não linear. Os problemas não lineares podem ser resolvidos através da utilização de métodos numéricos que, por exemplo, desdobrem o sistema não linear em outros sistemas lineares, que podem ser resolvidos de forma direta ou iterativa.

Uma descrição detalhada e respectivas deduções das equações intrínsecas ao Método dos Elementos Finitos podem ser encontradas nas obras de Zienkiewicz (1977), Assan (2003) e Bortoli et al. (2001).

Neste trabalho, foram estudados problemas não lineares utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para representar a plasticidade do solo. Para a resolução dos sistemas de equações não lineares, foi usado o Método iterativo de Newton, implementado no software ABAQUS[®]. Este método converge para a solução a partir da aplicação da derivada da função num ponto qualquer, partindo da determinação da interseção desta reta tangente com o eixo das abcissas, obtendo um novo valor para a ordenada a partir do qual será calculada uma nova inclinação para esta reta, repetindo-se este processo até que haja convergência. Da diferenciação da função não linear resultam funções lineares que são resolvidas pelo ABAQUS[®] utilizando o Método de Eliminação de Gauss (método direto).

O software ABAQUS[®] é um programa de simulação numérica do comportamento de materiais através do uso de elementos finitos. Considerado de grande versatilidade, é frequentemente utilizado em várias áreas da engenharia, apresentando um uso crescente na Geotecnia, como pode ser observado na obra de Helwany (2007), onde existem diversas aplicações desta ferramenta na resolução de problemas geotécnicos.

A simulação numérica de solos é diferenciada da simulação numérica de estruturas compostas de materiais convencionais como o aço e o concreto, uma vez que na maioria das situações a resposta real do solo não pode ser aproximada por leis constitutivas lineares elásticas, já que a resistência e deformabilidade deste também são dependentes de variáveis plásticas.

Assim, por forma a se efetuarem simulações numéricas mais realistas, é de extrema importância a construção de um modelo numérico apropriado, com uma criteriosa seleção de parâmetros representativos do comportamento dos materiais.

4.2 MODELO NUMÉRICO

4.2.1 Geometria do Modelo

O modelo geométrico usado nas simulações numéricas tem as mesmas dimensões que as utilizadas em obras de fundações, considerando-se um modelo 1:1 (modelo:protótipo), não havendo assim a necessidade de se realizar um ajuste escalar ou comportamental. No carregamento lateral de estacas com e sem solo cimentado radial à superfície destas, salientam-se alguns parâmetros geométricos de maior relevância, de entre os quais:

- diâmetro da estaca – D ;
- profundidade da estaca, considerada desde a superfície do terreno – L ;
- excentricidade da estaca, que é a porção da estaca que não fica embutida no solo, na qual será aplicado o carregamento – e_z ;
- relação de forma da estaca – L/D ;
- diâmetro da camada de solo cimentado, circular à estaca, com eixo coincidente com o da estaca – D_{cim} ;
- profundidade da camada cimentada, medida desde a superfície do terreno – L_{cim} .

A Figura 4.1 representa, em duas dimensões, os parâmetros geométricos levados em consideração para a definição do modelo numérico.

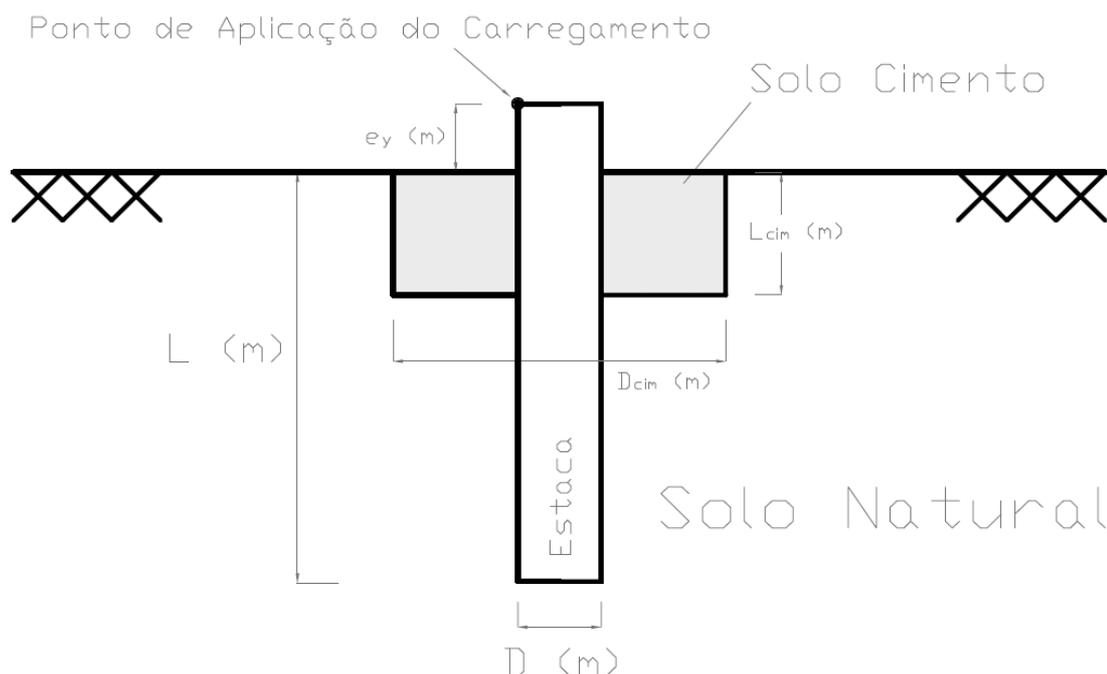


Figura 4.1 – Representação, em duas dimensões, dos parâmetros geométricos adotados para a definição do modelo numérico.

Foram realizadas simulações numéricas para duas relações de forma da estaca, $L/D=5$ e $L/D=10$. Em ambas as relações L/D foi usado um diâmetro de estaca (D) igual a 0,6m e, para a profundidade desta (L), valores de 3m e 6m respectivamente.

Para cada relação L/D adotada, foram feitas variações geométricas nas dimensões da camada de solo tratado circundante à estaca, nomeadamente o seu diâmetro (D_{cim}) e sua profundidade (L_{cim}). Para D_{cim} utilizaram-se 3 diâmetros diferentes, $2D$ (duas vezes o diâmetro da estaca), $3D$ e $4D$. Em cada um destes diâmetros foram consideradas três profundidades diferentes para L_{cim} , $0,1L$ (10% do comprimento da estaca), $0,2L$ e $0,3L$.

Com isto, a configuração de cada simulação efetuada fica, por exemplo, $4D_{-}0,3L$ (D_{cim} - L_{cim}), quer isto dizer que o diâmetro do solo cimentado (D_{cim}) é quatro vezes o diâmetro da estaca e a profundidade do mesmo (L_{cim}) é 30% do comprimento da estaca. A Figura 4.2 mostra, em duas dimensões, as diversas variações geométricas do solo cimentado.

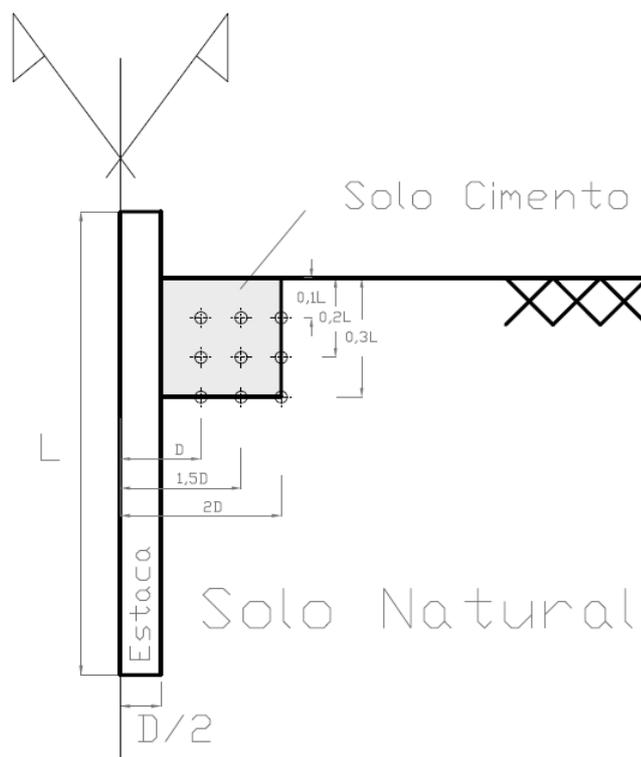


Figura 4.2 – Representação, em duas dimensões, da variação geométrica do solo cimentado.

O modelo geométrico tridimensional usado nas simulações numéricas é referente a metade do conjunto solo estaca, considerando que o problema de carregamento horizontal é simétrico em relação ao plano seccional.

O tamanho do modelo deve ser suficientemente grande, de forma a que os seus extremos ou bordas não influenciem no desempenho do cálculo numérico, mesmo para as piores condições de solo. Isto é, os seus limites não devem influenciar nas cargas e deslocamentos aplicados, nem na definição da zona de plastificação.

O modelo geométrico tridimensional utilizado nas simulações numéricas é representado na Figura 4.3, onde também estão representadas as dimensões dos limites do mesmo; D é o diâmetro da estaca e L a sua profundidade desde a superfície do terreno.

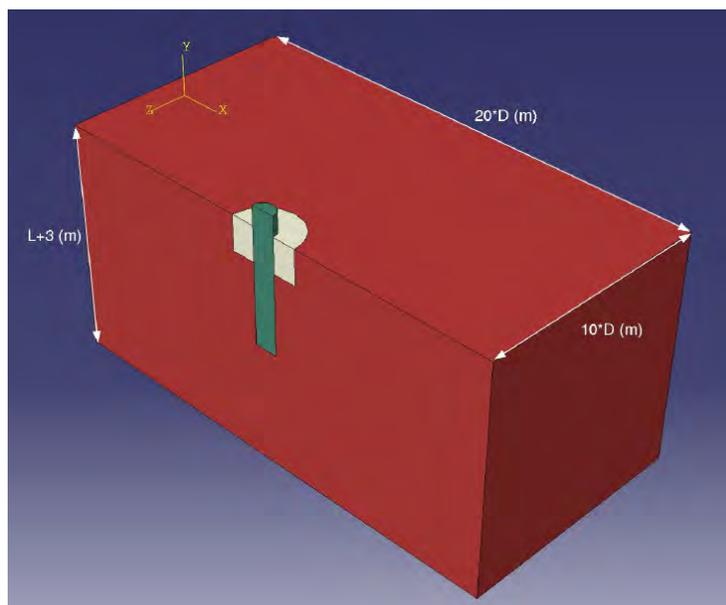


Figura 4.3 – Exemplo de modelo geométrico tridimensional e respectivos limites, usado nas simulações numéricas.

4.2.2 Propriedades dos Materiais

Quanto aos materiais envolvidos, definiu-se um comportamento elástico linear para a estaca. Para os solos natural e cimentado foi adotado o modelo elasto-perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Para a estaca, representada pelo modelo elástico linear, os parâmetros de entrada do modelo são o Módulo de Young (E) e o Coeficiente de Poisson (ν), conforme o descrito na capítulo 2. Há ainda a consideração do peso próprio da mesma, que devido à aplicação de um campo gravitacional em todo o modelo, torna-se obrigatório atribuir um valor de peso específico (γ) aos materiais utilizados. De salientar que o valor destes parâmetros, apresentados na Tabela 4.1, são os mesmos em todas as simulações numéricas efetuadas, de modo a se conseguir estudar melhor o comportamento do solo, alvo desta pesquisa. Tais parâmetros, para uma estaca de concreto com $f_{ck} = 25,0$ MPa, foram calculados de acordo com Metha *et al* (1994).

Tabela 4.1 – Parâmetros do concreto adotados para a estaca.

Parâmetro	Valor
Módulo de Young (MPa) – E	21000
Coeficiente de Poisson - ν	0,15
Peso específico (kN/m^3) - γ	25,0

Para representar o comportamento dos solos natural e cimentado foi usado o modelo elasto-perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este modelo depende, além dos parâmetros elásticos E e ν , da coesão efetiva (c'), do ângulo de atrito efetivo (ϕ') e do ângulo de dilatação (ψ). Para uma melhor representação da realidade, há também a consideração do peso próprio dos solos, sendo-lhes atribuída um peso específico (γ).

O valor dos parâmetros que definem o comportamento dos solos natural e cimentados foram os obtidos através de trabalhos desenvolvidos no PPGE/UFGRS. Lautenschlager (2010), no seu trabalho, definiu um quadro resumo onde apresenta as faixas de parâmetros geotécnicos obtidas para os solos do Rio Grande do Sul, em condição natural, compactados e artificialmente cimentados (Figura 4.4).

Segundo Lautenschlager (2010), os valores apresentados para os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, referem-se a valores de pico. As faixas de valores para módulos de deformabilidade (E) foram restritas a estados de tensão mais baixos, ou seja, os módulos foram extraídos de ensaios com tensão de confinamento efetivo de até 400 kPa. Refere ainda que para alguns tipos de solo, na condição compactada e cimentada, não foram encontrados módulos de deformabilidade (módulo de Young) e ângulo de atrito interno.

Solo		Parâmetros Geotécnicos			
Categoria	Condição	Ângulo de Atrito Interno (°)	Coesão (kPa)	Módulo de Young (MPa)	Coefficiente de Poisson
Areia	Natural	32,5 – 37,0	0	50 – 150	0,20 – 0,4
	Compactado	32,5 – 37,0	0	50 – 150	0,20 – 0,4
	Cimentado	27,3 – 38,3	102,7 – 346,0	700 – 6000	0,20 – 0,4
Areia – Silte	Natural	24,0 – 38,7	7,0 – 68,5	17 – 180	0,2 – 0,3
	Compactado	28,7 – 35,0	3,5 – 9,9	15 – 80	0,2 – 0,3
	Cimentado	35,7 – 46,5	123 – 390	300 – 2500	0,2 – 0,3
Silte	Natural	26,0 – 37,0	0 – 15	-	0,3 – 0,35
	Compactado	26,0 – 46,0	0 – 15	-	0,3 – 0,35
	Cimentado	-	-	-	0,3 – 0,35
Silte – Argila	Natural	26 – 36,9	3,6 – 17	36 – 53	0,20
	Compactado	25,8 – 36,9	0 – 13,9	32 – 60	0,20
	Cimentado	27	47,9	131 – 231	0,20
Argila	Natural	18,3 – 29	47 – 56,5	1,3 – 19	0,1 – 0,4
	Compactado	32,5	36,7	-	0,1 – 0,5
	Cimentado	48,4	135,6	-	0,1 – 0,5

Figura 4.4 – Quadro resumo com faixas de variação de parâmetros geotécnicos de solos gaúchos, em condição natural, compactada e artificialmente cimentada (Lautenschlager, 2010).

Cabe salientar que, à exceção dos restantes parâmetros geotécnicos, o coeficiente de Poisson (ν) será mantido de valor constante ($\nu = 0,25$) em todas as simulações numéricas realizadas, tanto para o solo natural quanto para o cimentado. Este valor é considerado representativo de todos os tipos de solos apresentados no quadro da Figura 4.4. Trata-se de um valor usualmente utilizado em simulações numéricas para representar o comportamento drenado dos solos em geral.

Com um coeficiente de Poisson (ν) constante e de valor igual 0,25, de acordo com a equação 4.6, em elasticidade, o coeficiente de empuxo ao repouso nos solos é, $K_0=0,33$.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4.6)$$

De acordo com Lautenschlager (2010), a variação do ângulo de dilatância (ψ) não provoca variações significativas no comportamento solo – estrutura de fundações profundas sujeitas a carregamento horizontal.

Posteriormente, no subcapítulo 4.3 desta tese, será apresentada a análise paramétrica realizada, mostrando-se a variação dos valores geotécnicos usada em todas as simulações numéricas.

4.2.3 Interação entre os Materiais

A lógica de definição do contato no ABAQUS[®] consiste em identificar as superfícies dos corpos que estão ou estarão em contato num determinado momento da simulação numérica, criar uma interação entre as duas superfícies e atribuir as respectivas propriedades de contato (normal e/ou tangencial), a serem usadas ao longo da interação. Uma vez definidas todas estas etapas, o software é capaz de reconhecer quando dois corpos estão ou não em contato e, de acordo com as propriedades de interação pré-estabelecidas, o sistema irá reagir de forma conjunta aos estímulos externos.

No ABAQUS[®] existem duas técnicas de discretização de superfícies para consideração do contato: *Nó-Superfície (N-S)* e *Superfície-Superfície (S-S)*. Em ambos os casos se deve adotar uma superfície como *Mestre* e a outra como *Escrava*, conforme ilustrado na Figura 4.5. Esta definição é bastante importante, pois cada superfície será avaliada de modo diferente pelo programa, dependendo da técnica de discretização adotada. De forma geral, pode-se dizer que

a superfície *Mestre* é aquela que irá governar a aplicação do contato, pois irá ditar o comportamento da superfície *Escrava* durante a interação solo – estrutura.

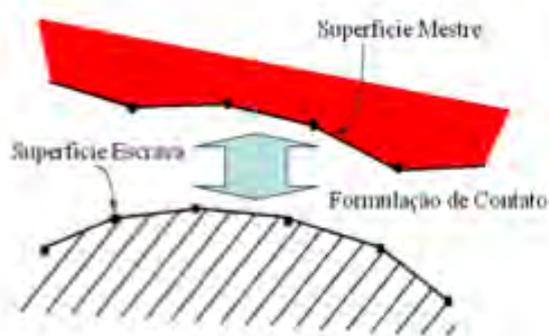


Figura 4.5 – Interação entre superfícies de contato (ABAQUS, 2009).

A discretização *N-S* consiste na interação entre os nós dos elementos da superfície *Escrava* com a superfície *Mestre*. Quando se fala de superfície, refere-se ao conjunto de áreas formado pela superfície externa dos elementos que compõe a malha da região onde se irá realizar o contato. Através desta técnica, a aplicação do contato é considerada como uma operação discretizada que ocorre de forma individual e isolada em cada nó da superfície *Escrava*. Um dos problemas da técnica *N-S* é a maior possibilidade de penetração da superfície *Mestre* na superfície *Escrava* em regiões de refinamento crítico desta última, o que pode causar uma transmissão de pressão de contato não realística, pois nem toda área de contato está sendo contemplada. Para evitar este problema, deve-se refinar satisfatoriamente a malha da região de contato nodal de modo a que não hajam regiões muito “abertas” na superfície *Escrava*, que permitiria tais penetrações. Esta técnica requer uma malha de elementos finitos da superfície *Escrava* mais refinada que a da superfície *Mestre*. É ainda recomendável que o corpo mais rígido possua a superfície *Mestre*, pois os elementos da *Escrava*, menos rígidos, irão se deformar segundo a superfície mais rígida (ABAQUS, 2009).

A discretização *S-S* considera ambas as superfícies de contato de forma contínua, com isso, a probabilidade de penetração da superfície *Mestre* na *Escrava* é menor que a da discretização *N-S*. Na discretização *S-S*, o refinamento da malha não é tão relevante na convergência da pressão de contato quanto para *N-S*. Ainda assim, é necessário um refinamento maior na malha da superfície *Escrava* por forma a evitar aumentos no tempo de cálculo. As aberturas (distância entre superfícies que estão em contato) ou penetrações (sobreposição das

superfícies de contato) são medidas de acordo com a direção normal da superfície *Escrava*. Esta superfície é também a que governa a direção da aplicação das leis de reação normal e tangencial.

Por considerar as superfícies de forma não-discretizada, a técnica *S-S* apresenta melhores resultados na transmissão da pressão de contato, pois esta ocorre de forma mais uniforme (ABAQUS, 2009).

No presente trabalho, pelas vantagens apresentadas, foi usada a técnica de discretização *Superfície-Superfície (S-S)*, usando como superfície *Mestre* a estaca e como *Escrava* os solos natural e cimentado.

4.2.3.1 Propriedades de Contato

De forma geral, o contato entre dois corpos pode ser visto como uma condição de contorno flutuante no modelo que, ora está ativa (quando os elementos se tocam), ora está inativa (elementos separados). Uma vez em contato, as propriedades de contato pré-estabelecidas são acionadas e aplicadas através do método de restrição selecionado. Definidas as tolerâncias de penetração para atingir o objetivo físico especificado, deve-se escolher o método de restrição que relacione a penetração com a pressão de contato. A função que define tal relação (penetração *versus* pressão de contato) é o que diferencia os métodos.

Nesta pesquisa foram atribuídas propriedades de contato normais e tangenciais. As propriedades de contato normais foram implementadas através do método direto (utilizando o multiplicador de Lagrange) denominado *Hard Contact*, e as tangenciais através do método da penalidade (*Penalty Method*).

O método direto (*Hard Contact*) não utiliza uma função suave que defina penetração x pressão de contato. A partir do instante em que há contato, a pressão é imediatamente aplicada, o que se traduz numa penetração praticamente nula. A pressão aplicada é a necessária para que a superfície *Escrava* atinja a posição especificada através do valor de penetração limite estabelecido (ABAQUS, 2009). A Figura 4.6 apresenta, graficamente, o significado deste método.

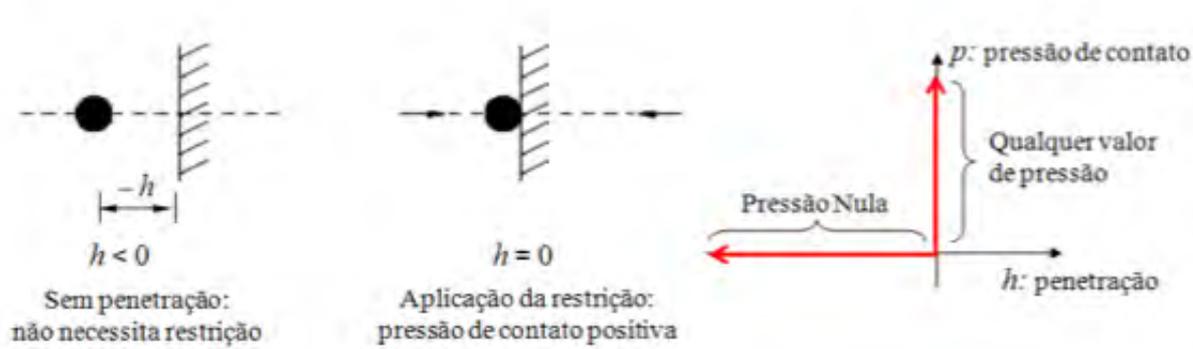


Figura 4.6 – Método de contato direto – *Hard Contact* (Adaptado de ABAQUS, 2009).

Além do método direto, existem outros tipos de *Hard Contact*, porém com certo grau de penetração admissível. Essa penetração admissível (penalidade) torna a convergência mais rápida, pois exige menor esforço computacional para cada incremento de carregamento. Contudo, neste trabalho, visando uma representação mais realista do comportamento solo-estaca, adotou-se a situação de penetração nula (método direto).

O ABAQUS® oferece diversos métodos para a representação do comportamento tangencial entre materiais, desde a rugosidade perfeita até à ausência de fricção. Para representação do comportamento tangencial entre os solos e a estaca foi usado o modelo de fricção isotrópica de Coulomb (equação 4.7), sem definição da tensão tangencial máxima (penalidade zero) e com coeficiente de fricção igual a 0,15, de acordo com o trabalho de Lautenschlager (2010). No presente trabalho foi ainda feita uma variação neste coeficiente de fricção por forma a avaliar a sua importância no modelo de cálculo; os resultados desta avaliação serão apresentados mais à frente, na parte de calibração do modelo.

$$\tau_{crit} = \mu \cdot P_c \quad (4.7)$$

Onde,

τ_{crit} – tensão tangencial crítica;

μ – coeficiente de fricção;

P_c – pressão de contato.

Nas simulações numéricas realizadas, foi utilizada a técnica de discretização *Superfície-Superfície (S-S)*, usando como superfície *Mestre* a estaca e como *Escrava* os solos natural e cimentado; as propriedades de contato normais foram implementadas através do método direto (*Hard Contact*), e as tangenciais através do método da penalidade (*Penalty Method*), usando o modelo de fricção isotrópica de Coulomb, sem definição da tensão tangencial máxima (penalidade zero) e com coeficiente de fricção igual a 0,15.

4.2.4 Condições de Contorno

Uma vez que o modelo numérico é a representação de uma parte de uma massa infinita, as suas fronteiras ou limites devem apresentar continuidade. Tal continuidade é representada no modelo através das chamadas condições de contorno. Assim, no modelo numérico, as condições de contorno foram aplicadas nas superfícies externas do bloco de solo (representado anteriormente na Figura 4.3 e posteriormente na Figura 4.7) de acordo com a seguinte especificação:

- na superfície inferior do bloco foram aplicadas restrições totais (engaste) de deslocamento e rotação;
- nas superfícies laterais externas foi autorizado o movimento somente na direção segundo y , de forma a evitar distorções do modelo aquando da aplicação do campo gravitacional;
- na superfície frontal (plano de simetria do modelo) foram permitidos movimentos na direção segundo x e y , e rotação em torno do eixo z , garantindo que o modelo parcial está de acordo com o que seria o modelo completo.

4.2.5 Solicitações e Variáveis de Resposta

Diversas vezes, o desempenho de uma estrutura não está relacionado diretamente à carga máxima de ruptura do solo ou elemento estrutural mas sim aos deslocamentos máximos admissíveis, usados como critério de projeto. Havendo um valor para o deslocamento máximo, é desejável conhecer a resistência do conjunto para essa configuração.

As análises numéricas foram conduzidas através da imposição de deformações controladas. Tais deformações corresponderam a um deslocamento de 3% do diâmetro da estaca, aplicado no topo desta, a uma distância e_z da superfície do terreno. Desta forma, é considerado que a

capacidade de carga última de uma estaca com solo cimentado radial a esta sujeita a carregamentos horizontais, é a correspondente a um valor de 3% do seu diâmetro.

A força de reação horizontal será obtida no mesmo nó onde foi imposto o deslocamento (Ponto 1), e o deslocamento horizontal do solo será obtido no Ponto 2, correspondente à porção de solo cimentado mais superficial e próxima da estaca, como mostra a Figura 4.7.

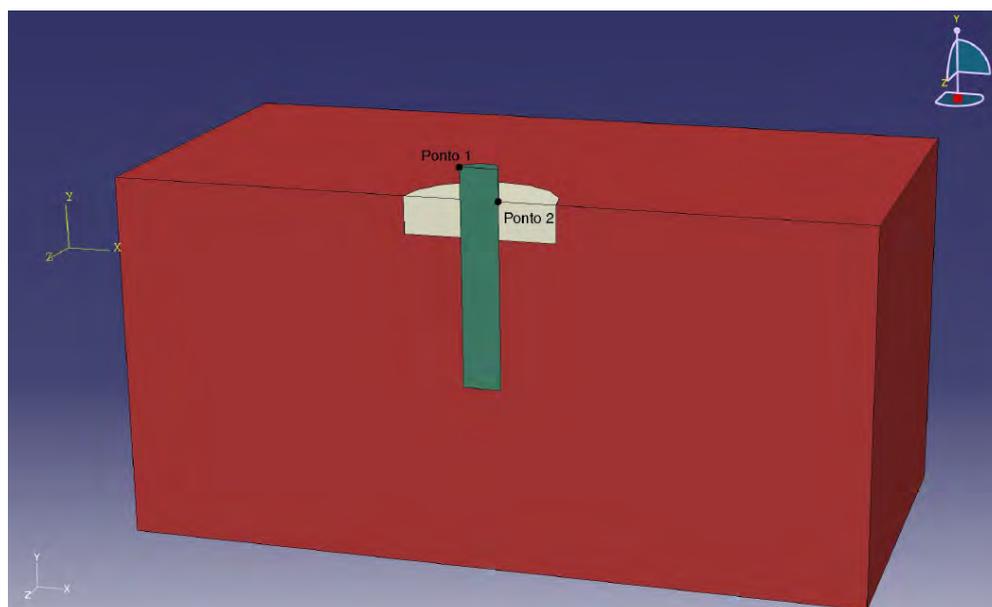


Figura 4.7 – Pontos de coleta de dados nas simulações numéricas.

4.2.6 Malha de Elementos finitos

A elaboração da malha de elementos finitos para a realização do cálculo numérico é de extrema importância, pois os resultados obtidos são fortemente influenciados por esta. Usualmente, as malhas são classificadas em três grupos principais, os quais são: estruturadas, não estruturadas e as híbridas. Contudo, não há um consenso quanto à definição de cada tipo. Uma das sugestões é fazer a diferenciação baseada na topologia da vizinhança dos elementos.

As malhas estruturadas são caracterizadas por seus nós internos terem um número constante de elementos adjacentes (Figura 4.8 (a)). Já as malhas não estruturadas não apresentam uma constância no número de elementos adjacentes aos nós internos (Figura 4.8 (b)). As malhas híbridas, como o próprio nome indica, apresentam em algumas regiões do seu domínio características das malhas estruturadas e em outras partes, características das malhas não-estruturadas (Figura 4.8 (c)).

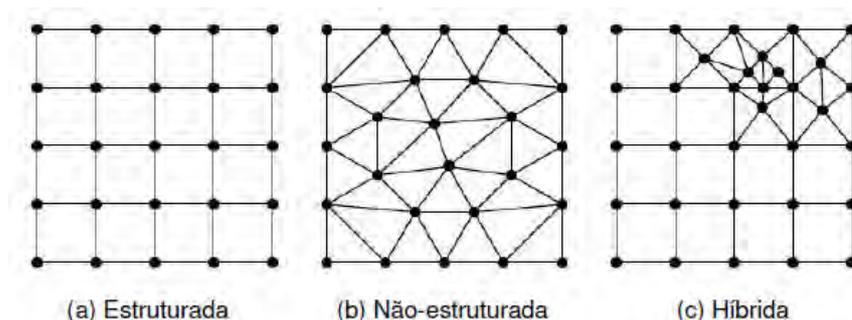


Figura 4.8 – Tipos de malha em elementos finitos.

Malhas estruturadas discretizam o domínio em elementos possuindo conectividade implícita, ou seja, precisa-se apenas das coordenadas dos nós dos elementos para determinar todas as relações de conectividade existentes, facilitando o processo de geração da malha e localização de elementos constituintes. Já nas malhas não-estruturadas, as relações de conectividade entre os elementos têm que ser obtidas explicitamente através de uma tabela que especifique claramente a conectividade de cada elemento. Nas malhas híbridas a conectividade dependerá da combinação final entre as malhas estruturadas e as não-estruturadas.

As malhas não-estruturadas são preferíveis quando se trata de discretização de domínios que apresentem geometrias arbitrárias (complexas), pois este tipo de malha se ajusta melhor ao contorno; permitem também a aplicação de refinamento local e adaptativo, o que é impossível em malhas estruturadas e muito difícil nas híbridas.

As malhas híbridas também são usadas em domínios com geometria arbitrária, mas o processo de geração de malhas é mais complicado que o processo que usa malhas não-estruturadas.

Os elementos mais frequentes em malhas estruturadas são quadriláteros ($2D$) e hexaedros ($3D$). Nas malhas não-estruturadas são os triângulos e tetraedros, apesar de também poderem ser utilizados elementos do tipo quadriláteros, prismas, pirâmides e hexaedros. Já nas malhas híbridas, podem ser usados elementos de formas variadas.

O uso preferencial de triângulos e tetraedros nas malhas não-estruturadas é justificado pelo fato de que estes elementos são capazes de se adaptar a contornos de domínios complexos, e permitem suave transição de tamanho entre os elementos. Porém, a quantidade de elementos necessários para discretizar um domínio qualquer usando triângulos e tetraedros é maior quando comparado ao uso de quadriláteros e hexaedros.

Para a realização das simulações numéricas foi adotada uma malha de elementos finitos, gerada no programa ABAQUS[®], diferente para a modelação da estaca e do solos natural e cimentado. Tal diferença de malha está relacionada com a geometria e características dos materiais, por forma a se obter um melhor desempenho do conjunto. Na estaca foram usados elementos finitos hexaédricos (malha estruturada) “C3D8R”, de oito nós, com um ponto de integração e interpolação linear. No bloco de solo (considerados os solos natural e cimentado), optou-se pelo uso de uma malha não-estruturada, com elementos tetraédricos “C3D4”, de quatro nós e interpolação linear. A Figura 4.9 mostra esquematicamente os elementos finitos utilizados.

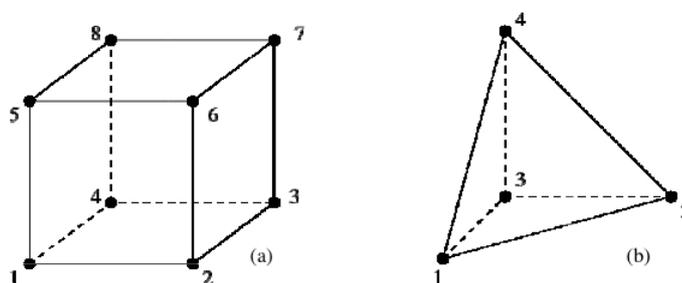


Figura 4.9 – Elementos finitos utilizados, (a) hexaédrico e (b) tetraédrico (Abaqus, 2009).

Optou-se pela interpolação linear e integração reduzida (um único ponto de integração), pois reduz significativamente o tempo de cálculo. Assim, e por forma a se manter uma boa qualidade dos resultados, a malha dos solos cimentado e natural, tetraédrica, foi refinada nas regiões de maior solicitação. O refinamento traduz-se pela maior concentração de elementos junto à parte superior do elemento estrutural, assim como ao redor deste. Desta forma, nas cerca de 700 simulações realizadas, o número de elementos tetraédricos no solo geral variou na faixa de 110 000 a 180 000 e, na estaca (elementos hexaédricos) ficou entre 1300 e 2000

O ABAQUS[®] apresenta ferramentas para a verificação de malha de elementos finitos, por exemplo quanto à distorção e tamanho mínimo de arestas de elementos. Todas as malhas utilizadas nas simulações numéricas foram verificadas e aprovadas.

A Figura 4.10 mostra um exemplo de malha de elementos finitos usada para a realização das simulações numéricas.

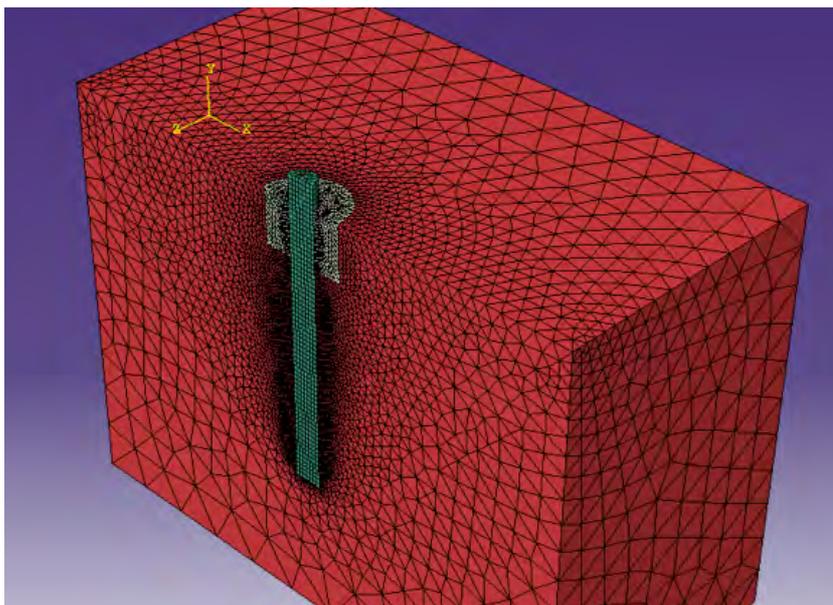


Figura 4.10 – Exemplo de malha de elementos finitos usada para a realização das simulações numéricas.

4.2.7 Calibração e Validação do Modelo Numérico

O modelo numérico usado nesta pesquisa teve como base o modelo utilizado por Lautenschlager (2010) que, em seu trabalho, validou o modelo numérico para a condução do programa de simulações numéricas. O autor confirmou os esforços geostáticos no modelo e ainda realizou ensaios triaxiais numéricos (a diferentes níveis de confinamento) de areia de Osório e de solo residual de arenito de Botucatu, comparando com sucesso, os resultados das simulações numéricas com os obtidos experimentalmente por Casagrande (2005) e Martins (2001), respectivamente.

4.2.7.1 Variação nas Propriedades de Contato

De forma a avaliar a importância do contato no modelo numérico de cálculo, foi feita uma variação no coeficiente de fricção (μ) usado para definir o contato tangencial entre a estaca e os solos natural e cimentado.

Sob a forma de gráficos de carga horizontal última *versus* deslocamento horizontal do solo, foram comparados os resultados obtidos a partir de simulações com $\mu = 0,15$ e $\mu = 0,70$. As referidas simulações foram feitas para as configurações geométricas: $2D_{0,1L}$, $2D_{0,3L}$, $3D_{0,1L}$, $3D_{0,3L}$, $4D_{0,1L}$ e $4D_{0,3L}$, que com a variação do coeficiente de fricção (μ), ficam $D_{cim_L_{cim_}\mu$. Isto é, o diâmetro do solo cimentado (D_{cim}) foi variado desde duas até

quatro vezes o valor do diâmetro da estaca (D) e a sua profundidade (L_{cim}) com valores extremos de 10% e 30% da profundidade da estaca (L).

Nestas simulações numéricas para variação de contato, foram apenas consideradas estacas com $D=0,6\text{m}$ e $L=3\text{m}$, tratando-se de estacas curtas ($L/D=5$). Para a excentricidade de carregamento (e_z), foi usado um valor constante de $0,5\text{m}$. Os parâmetros geotécnicos utilizados podem ser observados nas Tabelas 4.2 e 4.3.

Tabela 4.2 – Parâmetros do solo natural adotados nas simulações numéricas para comparação de contato.

Parâmetro	Valor
Módulo de Young (MPa) – E	50
Coefficiente de Poisson - ν	0,25
Peso específico (kN/m^3) - γ	18
Coesão efetiva (kPa) – c'	10
Ângulo de atrito efetivo ($^\circ$) – ϕ'	25
Ângulo de dilatância ($^\circ$) – ψ	0

Tabela 4.3 – Parâmetros do solo cimentado adotados nas simulações numéricas para comparação de contato.

Parâmetro	Valor
Módulo de Young (MPa) – E	2000
Coefficiente de Poisson - ν	0,25
Peso específico (kN/m^3) - γ	18
Coesão efetiva (kPa) – c'	300
Ângulo de atrito efetivo ($^\circ$) – ϕ'	40
Ângulo de dilatância ($^\circ$) – ψ	10

Nas Figuras 4.11 a 4.16 apresentam-se os gráficos de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do solo (δ), para todas as configurações efetuadas. É possível observar-se que apesar de para menores profundidades de solo cimentado (L_{cim}) haver uma pequena (desprezível) diferença no comportamento, esta diminui com o aumento do diâmetro de solo cimentado (D_{cim}). Esta ligeira diferença é desprezável, uma vez que a faixa de variação do coeficiente de fricção (μ) é bastante elevada e a profundidade do solo cimentado bastante

baixa ($L_{cim}=0,30m$). Para L_{cim} mais elevados pode-se considerar que a variação do coeficiente de fricção (μ) não tem qualquer influência nos resultados.

Assim, conclui-se que a variação do coeficiente de fricção (μ), usado para definir o contato tangencial entre a estaca e os solos natural e cimentado, não influi na capacidade de carga horizontal de fundações profundas, com solo melhorado radial a estas.

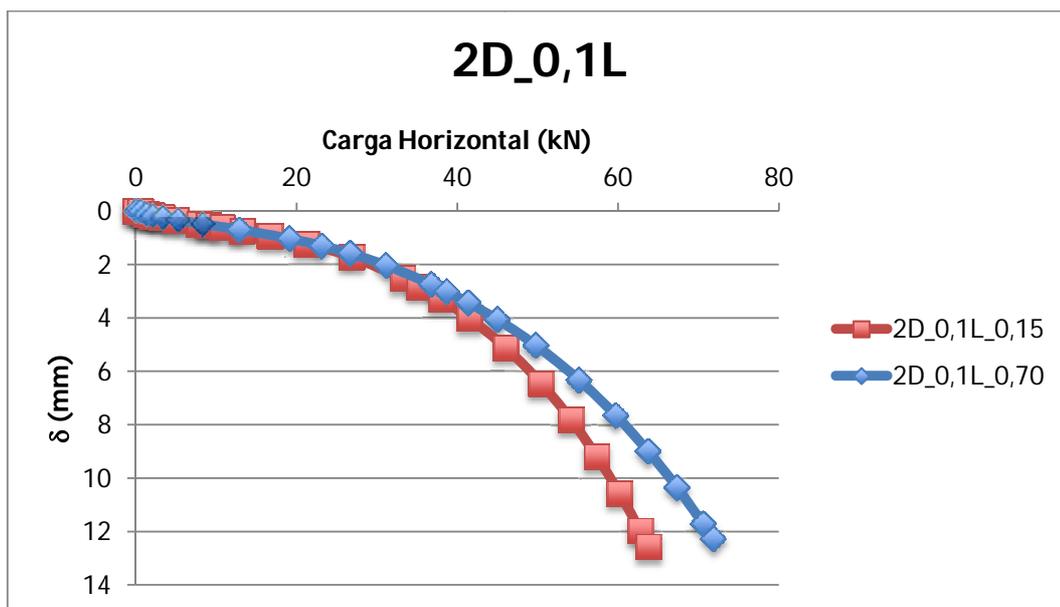


Figura 4.11 – Gráfico de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=2D$ e $L_{cim}=0,1L$.

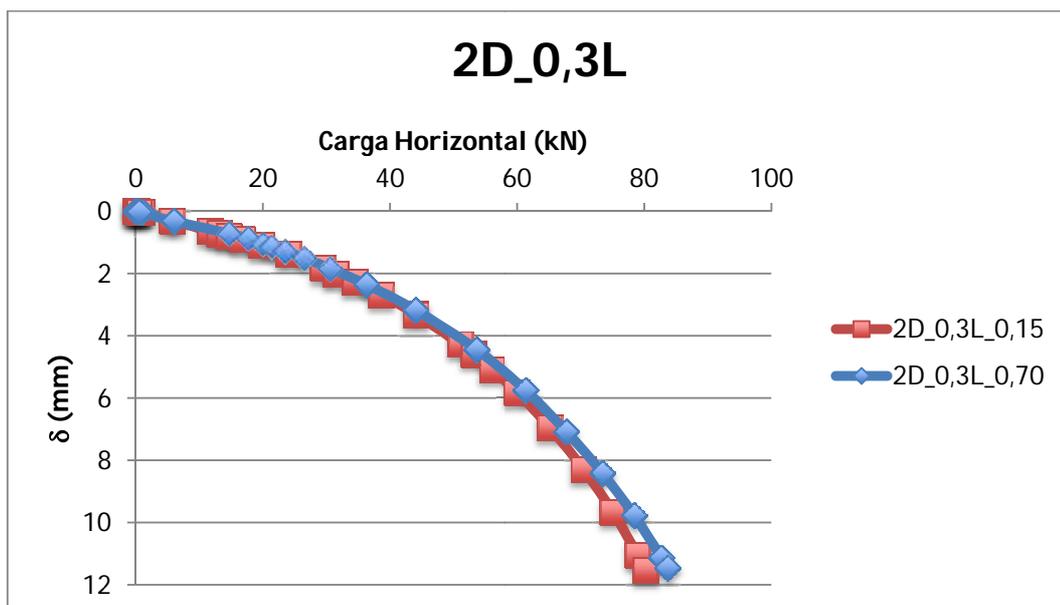


Figura 4.12 – Gráfico de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=2D$ e $L_{cim}=0,3L$.

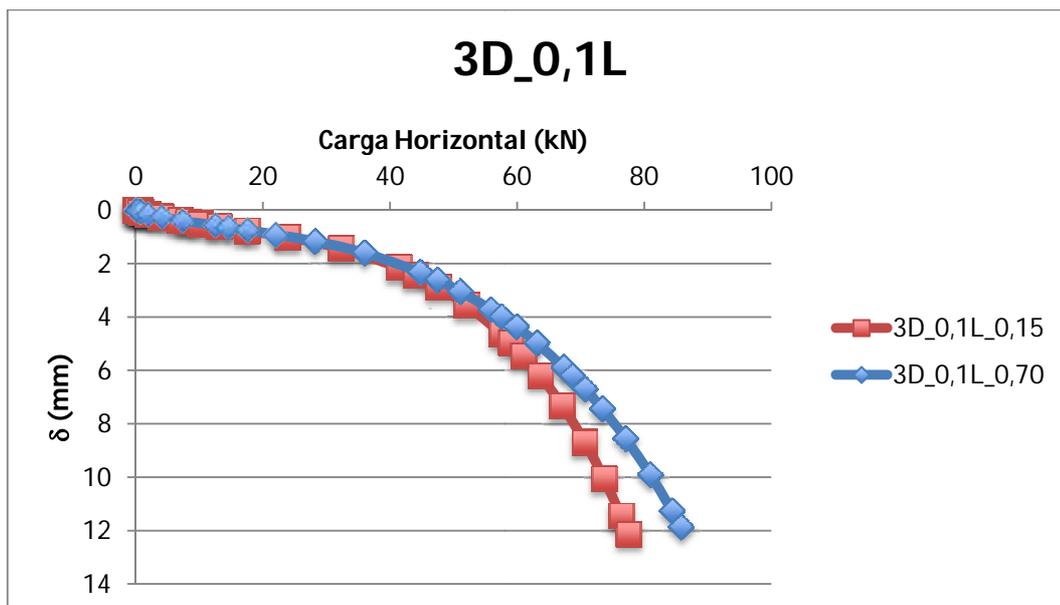


Figura 4.13 – Gráfico de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=3D$ e $L_{cim}=0,1L$.

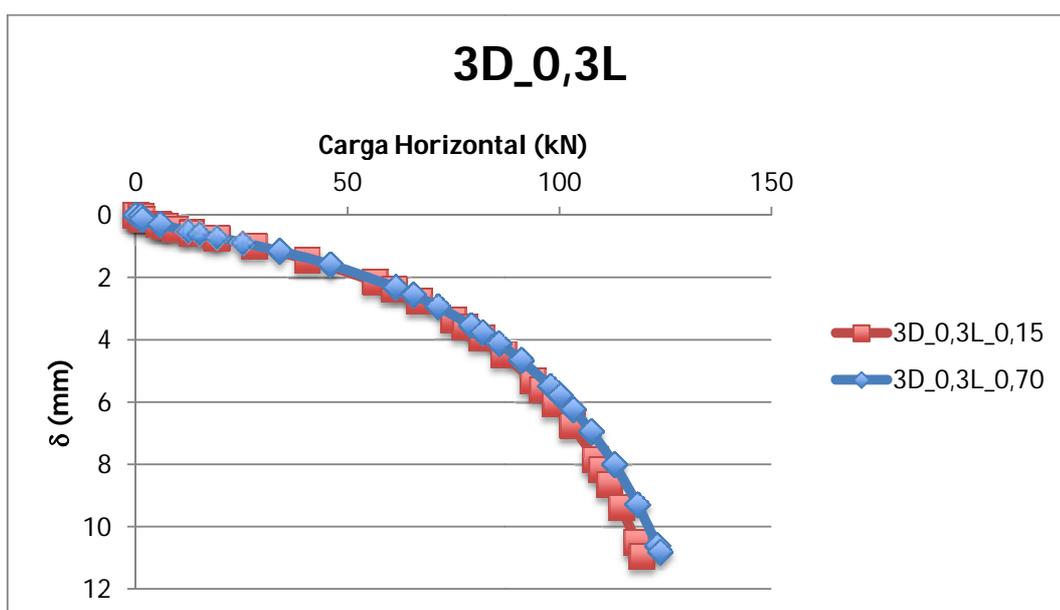


Figura 4.14 – Gráfico de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=3D$ e $L_{cim}=0,3L$.

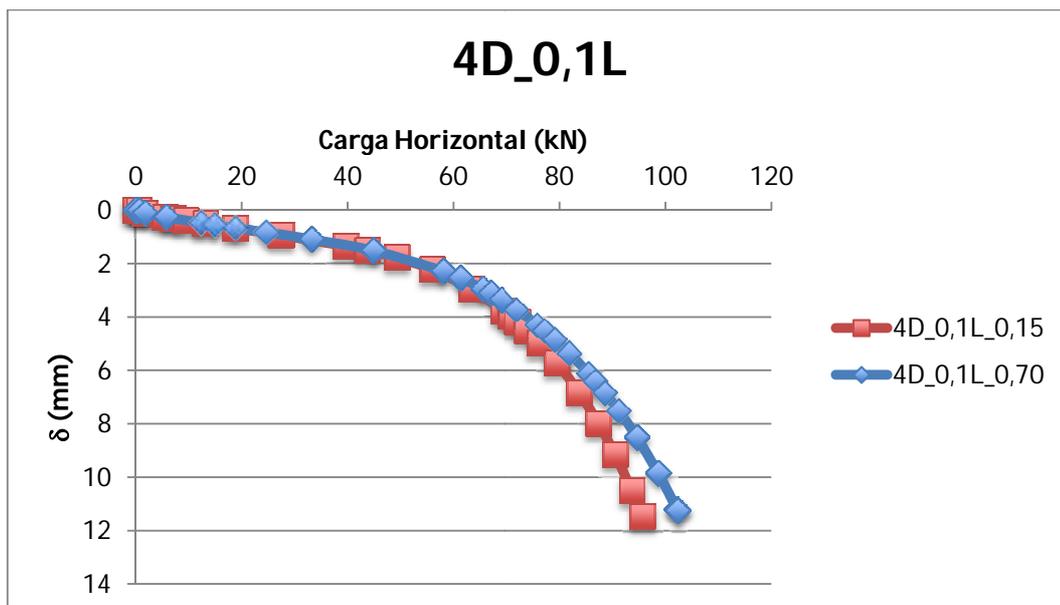


Figura 4.15 – Gráfico de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=0,1L$.

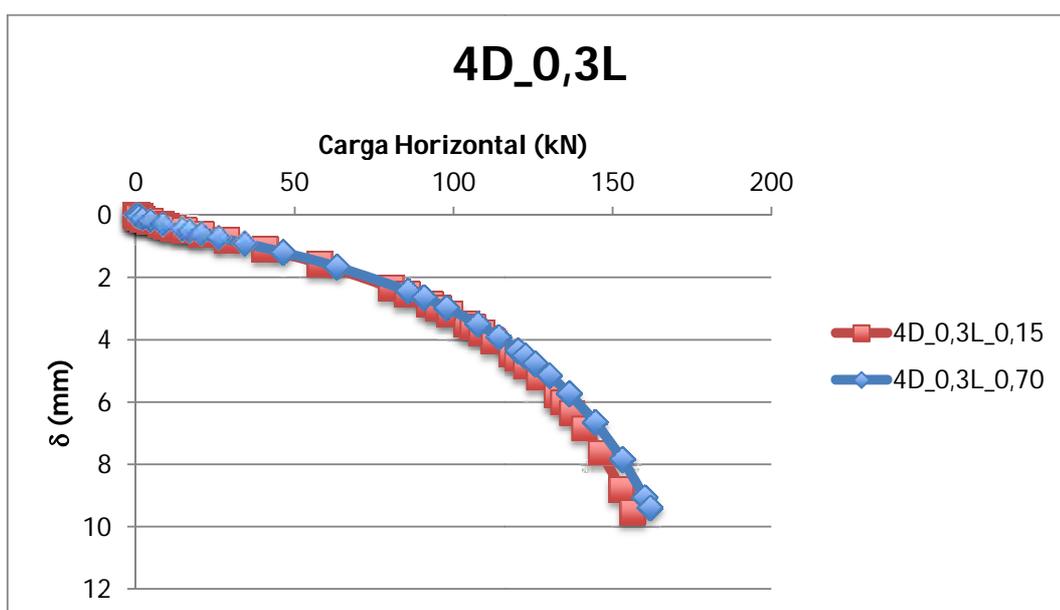


Figura 4.16 – Gráfico de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do solo para $D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=0,3L$.

Na análise paramétrica apresentada a seguir, será usado um coeficiente de fricção $\mu=0,15$, o mesmo valor que Lautenschlager (2010) utilizou no seu trabalho.

4.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

4.3.1 Planejamento da Análise Paramétrica

Após a definição do modelo numérico e sua devida calibração, realizaram-se diversas simulações numéricas variando os parâmetros geométricos e geotécnicos que o compõem. A variação destes parâmetros no modelo numérico tem como objetivo identificar aqueles que têm maior relevância na capacidade de carga lateral de estacas, com solo melhorado radial a estas.

Nesse sentido foram definidas duas relações de forma para a estaca, $L/D=5$ e $L/D=10$. Em ambas as relações L/D foi usado um diâmetro (D) igual a 0,6m e, para a profundidade desta (L), valores de 3m e 6m respectivamente.

Para cada relação L/D adotada, foram feitas variações geométricas nas dimensões da camada de solo tratado circundante à estaca, nomeadamente o seu diâmetro (D_{cim}) e sua profundidade (L_{cim}). Para D_{cim} utilizaram-se três diâmetros diferentes, $2D$ (duas vezes o diâmetro da estaca), $3D$ e $4D$. Em cada um destes diâmetros foram consideradas três profundidades diferentes para L_{cim} : $0,1L$, $0,2L$ e $0,3L$, correspondendo respectivamente a 10%, 20% e 30% da profundidade da estaca.

Com isto, em cada relação L/D , a configuração das simulações fica, por exemplo, $4D_{0,3L}$ ($D_{cim}L_{cim}$), quer isto dizer que o diâmetro do solo cimentado (D_{cim}) é quatro vezes o diâmetro da estaca e a profundidade do mesmo (L_{cim}) é 30% do comprimento da estaca. Tais variações geométricas perfazem um total de, em cada relação L/D , seis geometrias distintas para o solo cimentado.

Para cada uma destas geometrias de solo cimentado foi feita uma análise paramétrica, variando os parâmetros dos materiais (solo cimentado e solo natural) que caracterizam o modelo constitutivo utilizado, nomeadamente a coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1), módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), coesão do solo natural (c'_2), ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) e módulo de deformabilidade do solo natural (E_2). Não foi feita uma variação do ângulo de dilatancia (ψ), pois Lautenschlager (2010) concluiu que este parâmetro não tem influência na capacidade de carga de fundações profundas sujeitas a carregamentos horizontais. O coeficiente de Poisson (ν) também foi tido

como constante, de valor igual a 0,25, uma vez que é o que melhor representa o comportamento drenado dos solos em geral.

Foram consideradas três cimentações diferentes para o solo cimentado, forte (F), média (M) e fraca (f). O nível de cimentação foi correlacionado com a coesão efetiva da camada cimentada (c'_1). Com isto foram fixados três valores de c'_1 , simulou-se um exemplo chamado de base e nos demais variaram-se os parâmetros ϕ'_1 (fi1x), E_1 (E1x), c'_2 (c2x), ϕ'_2 (fi2x) e E_2 (E2x), onde x varia entre 1 e 2, corresponde ao número de vezes que o parâmetro foi variado.

A Tabela 4.4 representa, para o caso de $L/D=5$, a configuração de cada simulação numérica realizada, com as respectivas variações geométricas e de parâmetros geotécnicos, para o caso de $D_{cim}=2D$ e $L_{cim}=0,1L$. Nas restantes configurações $D_{cim}-L_{cim}$ realizadas para este fator de forma da estaca (L/D), a variação geométrica e dos parâmetros dos solos foi similar. Para a relação de forma da estaca $L/D=10$ foram feitas semelhantes variações de parâmetros.

Note-se que variação de c'_2 para as cimentações (c'_1) forte e média foi diferente da realizada para a cimentação fraca, uma vez que nesta última o valor de c'_1 é muito baixo e, mantendo a mesma variação de c'_2 realizada nas outras cimentações, este seria maior que c'_1 , o que não faria sentido.

Tabela 4.4 – Parâmetros utilizados nas simulações numéricas para 2D_0,1L.

nome	geometria solo cimentado			solo cimentado (1)			solo natural (2)		
	D _{cim} (m)	L _{cim} (m)	L _{cim} /D _{cim}	c' ₁ (kPa)	E ₁ (MPa)	φ' ₁ (°)	c' ₂ (kPa)	E ₂ (MPa)	φ' ₂ (°)
2D_0,1L_BaseF	1,2	0,3	0,25	300	2000	40	10	50	25
2D_0,1L_fi11F	1,2	0,3	0,25	300	2000	30	10	50	25
2D_0,1L_fi12F	1,2	0,3	0,25	300	2000	50	10	50	25
2D_0,1L_E11F	1,2	0,3	0,25	300	300	40	10	50	25
2D_0,1L_E12F	1,2	0,3	0,25	300	6000	40	10	50	25
2D_0,1L_c21F	1,2	0,3	0,25	300	2000	40	25	50	25
2D_0,1L_c22F	1,2	0,3	0,25	300	2000	40	50	50	25
2D_0,1L_fi21F	1,2	0,3	0,25	300	2000	40	10	50	20
2D_0,1L_fi22F	1,2	0,3	0,25	300	2000	40	10	50	30
2D_0,1L_E21F	1,2	0,3	0,25	300	2000	40	10	10	25
2D_0,1L_E22F	1,2	0,3	0,25	300	2000	40	10	100	25
2D_0,1L_BaseM	1,2	0,3	0,25	100	2000	40	10	50	25
2D_0,1L_fi11M	1,2	0,3	0,25	100	2000	30	10	50	25
2D_0,1L_fi12M	1,2	0,3	0,25	100	2000	50	10	50	25
2D_0,1L_E11M	1,2	0,3	0,25	100	300	40	10	50	25
2D_0,1L_E12M	1,2	0,3	0,25	100	6000	40	10	50	25
2D_0,1L_c21M	1,2	0,3	0,25	100	2000	40	25	50	25
2D_0,1L_c22M	1,2	0,3	0,25	100	2000	40	50	50	25
2D_0,1L_fi21M	1,2	0,3	0,25	100	2000	40	10	50	20
2D_0,1L_fi22M	1,2	0,3	0,25	100	2000	40	10	50	30
2D_0,1L_E21M	1,2	0,3	0,25	100	2000	40	10	10	25
2D_0,1L_E22M	1,2	0,3	0,25	100	2000	40	10	100	25
2D_0,1L_Basef	1,2	0,3	0,25	30	2000	40	10	50	25
2D_0,1L_fi11f	1,2	0,3	0,25	30	2000	30	10	50	25
2D_0,1L_fi12f	1,2	0,3	0,25	30	2000	50	10	50	25
2D_0,1L_E11f	1,2	0,3	0,25	30	300	40	10	50	25
2D_0,1L_E12f	1,2	0,3	0,25	30	6000	40	10	50	25
2D_0,1L_c21f	1,2	0,3	0,25	30	2000	40	3	50	25
2D_0,1L_c22f	1,2	0,3	0,25	30	2000	40	20	50	25
2D_0,1L_fi21f	1,2	0,3	0,25	30	2000	40	10	50	20
2D_0,1L_fi22f	1,2	0,3	0,25	30	2000	40	10	50	30
2D_0,1L_E21f	1,2	0,3	0,25	30	2000	40	10	10	25
2D_0,1L_E22f	1,2	0,3	0,25	30	2000	40	10	100	25

De modo a se identificarem os parâmetros geotécnicos significativos no comportamento de estacas sujeitas a carregamentos laterais, com solo cimentado radial a estas, tentou-se utilizar uma faixa de valores bem abrangente para estes parâmetros, resumida na Tabela 4.5. Dessa

forma, obteve-se a capacidade de carga última para situações consideradas extremas, avaliando-se assim a influência de cada parâmetro no desempenho do sistema.

A variação dos parâmetros geotécnicos para os solos natural e cimentado, apresentada na Tabela 4.5, foi feita levando em consideração a faixa de valores proposta no quadro da Figura 4.4, previamente apresentada, que contém a variação dos parâmetros geotécnicos de solos gaúchos, em condição natural, compactada e artificialmente cimentada.

Tabela 4.5 – Tabela resumo com a faixa de valores dos parâmetros variados nas simulações numéricas.

Tipo de Solo	Limite Inferior	Parâmetro	Limite Superior
Solo Cimentado	30	c'_1 (kPa)	300
	30	ϕ'_1 (°)	50
	300	E_1 (Mpa)	6000
Solo Natural	3	c'_2 (kPa)	50
	20	ϕ'_2 (°)	30
	10	E_2 (MPa)	100

Em todas as simulações, tanto para o solo natural quanto para o solo cimentado, foi usado um peso específico (γ) de 18 kN/m³ e um coeficiente de Poisson (ν) de 0,25. Para o ângulo de dilatação (ψ), de valor nulo para o solo natural, foi usado para o solo cimentado um valor correspondente a 25% do ângulo de atrito do mesmo (ϕ'_1).

Os parâmetros representativos do comportamento elástico da estaca, previamente apresentados na Tabela 4.1, mantiveram-se inalterados ao longo das simulações numéricas efetuadas.

Mais uma vez salienta-se que o carregamento horizontal aplicado à estaca correspondeu na prática a uma imposição de deslocamento no topo desta correspondente a 3% do seu diâmetro. Sendo que todas as simulações foram realizadas para um diâmetro de estaca igual a 0,6m, o referido deslocamento foi de 0,018mm.

Apesar de ter sido feita a variação do fator de forma da estaca ($L/D=5$ e $L/D=10$), o carregamento nesta foi sempre imposto a uma altura $e_z=0,5$ m acima da superfície do solo, somada à profundidade da estaca (L).

4.3.2 Estacas em solo Natural *versus* Estacas em Solo Natural com Camada Cimentada

Antes dos resultados da análise numérica propriamente dita, será apresentada uma comparação entre os resultados numéricos obtidos para estacas em solo natural e estacas onde foi cimentada uma camada superficial de solo à sua volta. Esta comparação serve para se ter uma ideia do aumento do desempenho do sistema com o simples fato de se cimentar uma camada superficial de solo envolvente à estaca.

As Figuras 4.17 e 4.18, respectivamente para $L/D=5$ e $L/D=10$, através das curvas de carga horizontal (H) *versus* deslocamento horizontal (δ), mostram a comparação entre os resultados obtidos para estacas em solo natural e estacas onde foi cimentada uma camada superficial de solo à sua volta. A comparação com o solo natural ($c'_2=10$ kPa; $E_2=50$ Mpa; $\phi'_2=25^\circ$) foi feita para duas geometrias diferentes de solo tratado, a de menor e a de maior volume consideradas na análise paramétrica; ambas com uma cimentação intermédia para o solo tratado ($c'_1=100$ kPa; $E_1=2000$ MPa; $\phi'_1=40^\circ$).

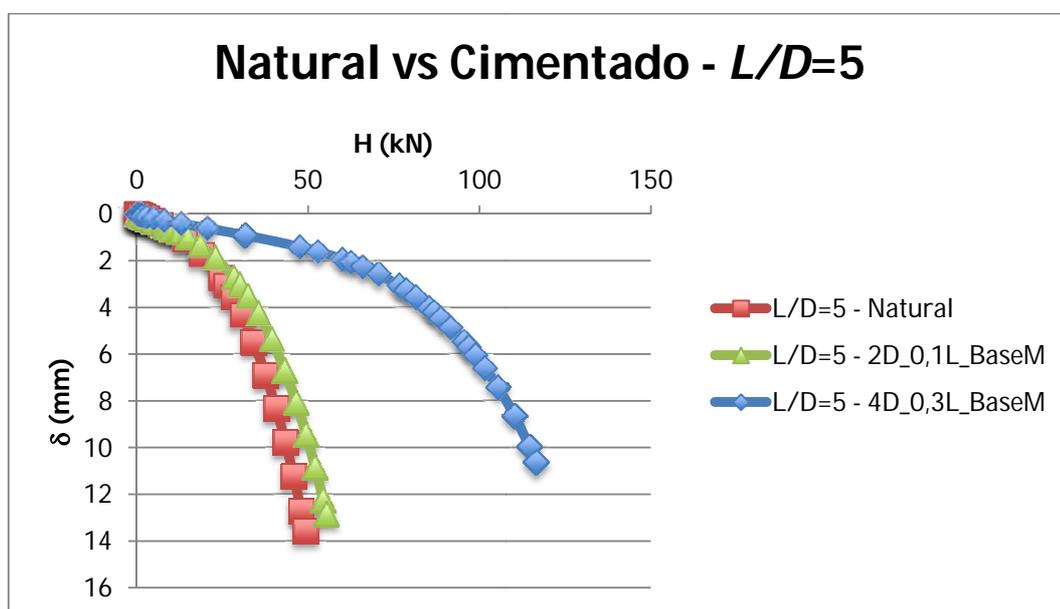


Figura 4.17 – Estacas em solo natural *versus* estacas com solo cimentado, para $L/D=5$.

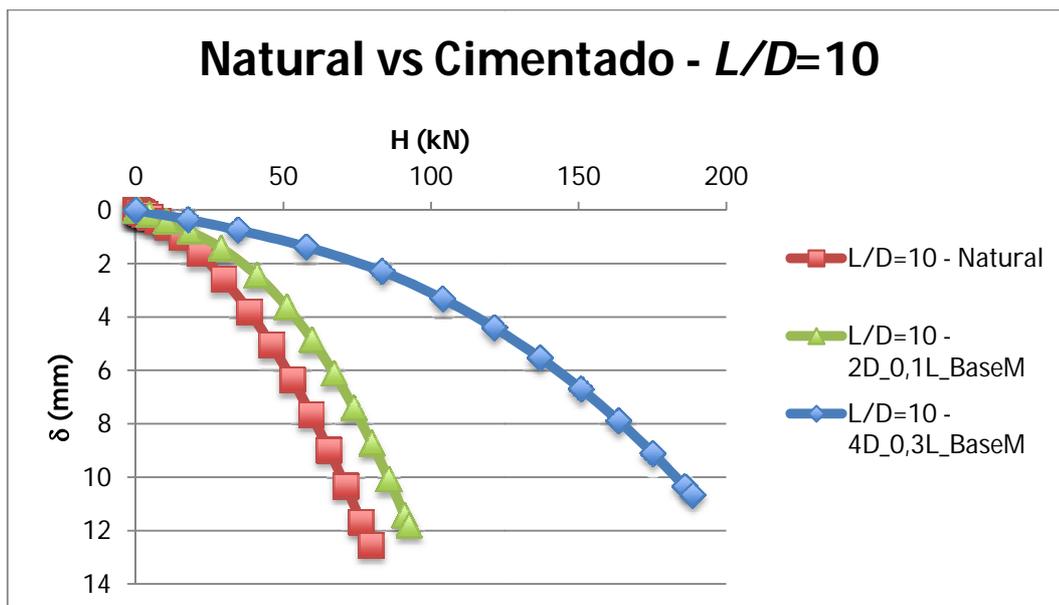


Figura 4.18 – Estacas em solo natural *versus* estacas com solo cimentado, para $L/D=10$.

Como se pode observar, o simples reforço do solo natural na sua camada superficial, radial à estaca, aumenta significativamente a capacidade de carga última destas quando sujeitas a carregamento horizontal, quase triplicando o seu valor. O deslocamento do sistema também diminui com a inserção desta camada tratada. O desempenho do sistema, tanto em relação à capacidade de carga quanto aos deslocamentos, aumenta com o aumento de volume da camada tratada.

Levando em consideração que em ambas as relações de forma (L/D) foi utilizado o mesmo diâmetro da estaca ($D=0,6\text{m}$), variando apenas o seu comprimento, podemos concluir que (Figura 4.19), em solo natural, o desempenho de uma estaca longa ($L/D=10$, com $L=6\text{m}$) é superior ao obtido para uma estaca curta ($L/D=5$, com $L=3\text{m}$).

A diferença deve-se ao fato de uma se comportar como rígida (curta), rodando completamente em relação à sua posição inicial (Figura 4.20), e a outra, uma vez que é longa e não consegue rodar, forma uma espécie de alavanca que reage junto com o solo contra o carregamento imposto, aumentando a sua capacidade de carga e diminuindo o seu deslocamento (Figura 4.21).

Para reforçar esta ideia, a Figura 4.22 mostra a comparação entre as deformadas e isovalores de deslocamento horizontal, para as estacas curta e longa em solo natural, obtidas através dos resultados das simulações numéricas.

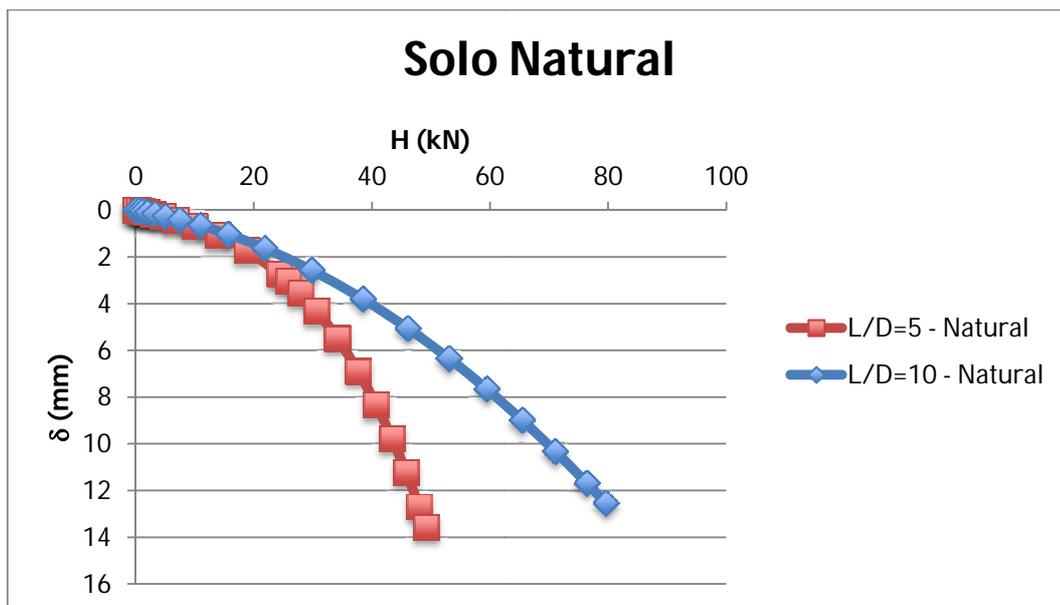


Figura 4.19 – Comparação, em solo natural, entre os resultados obtidos para $L/D=5$ e $L/D=10$.

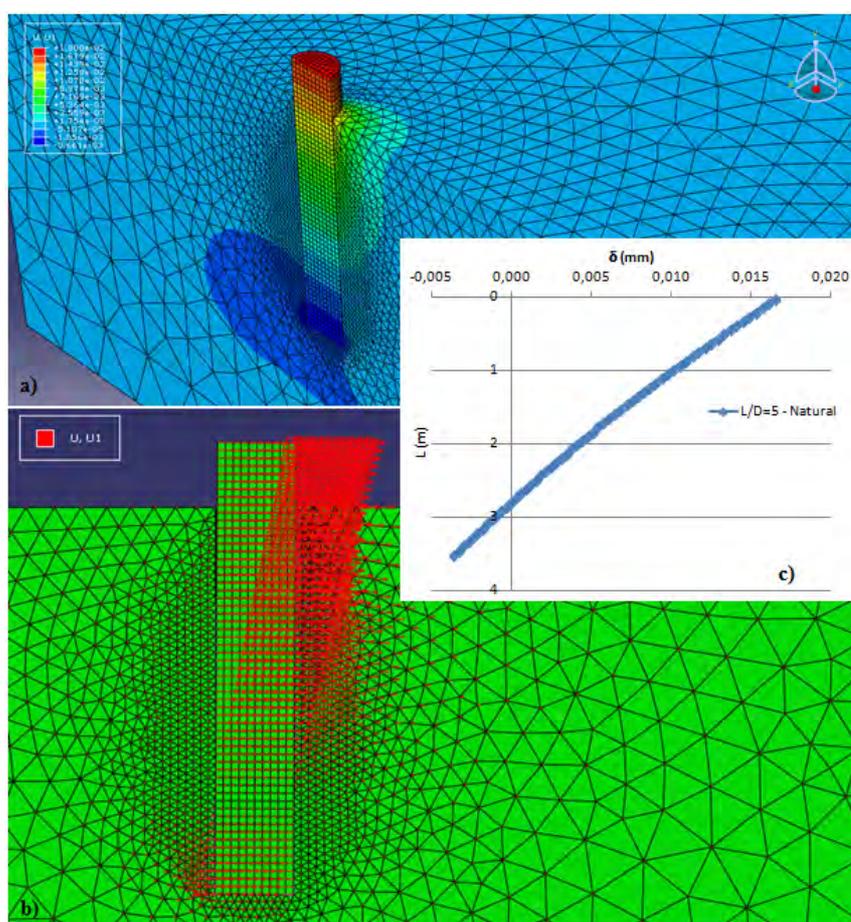


Figura 4.20 – Comportamento de uma estaca curta em solo natural, com os seus deslocamentos horizontais (a), vetores de deslocamento horizontal e (b), e deformada em profundidade (c), $L/D=5$.

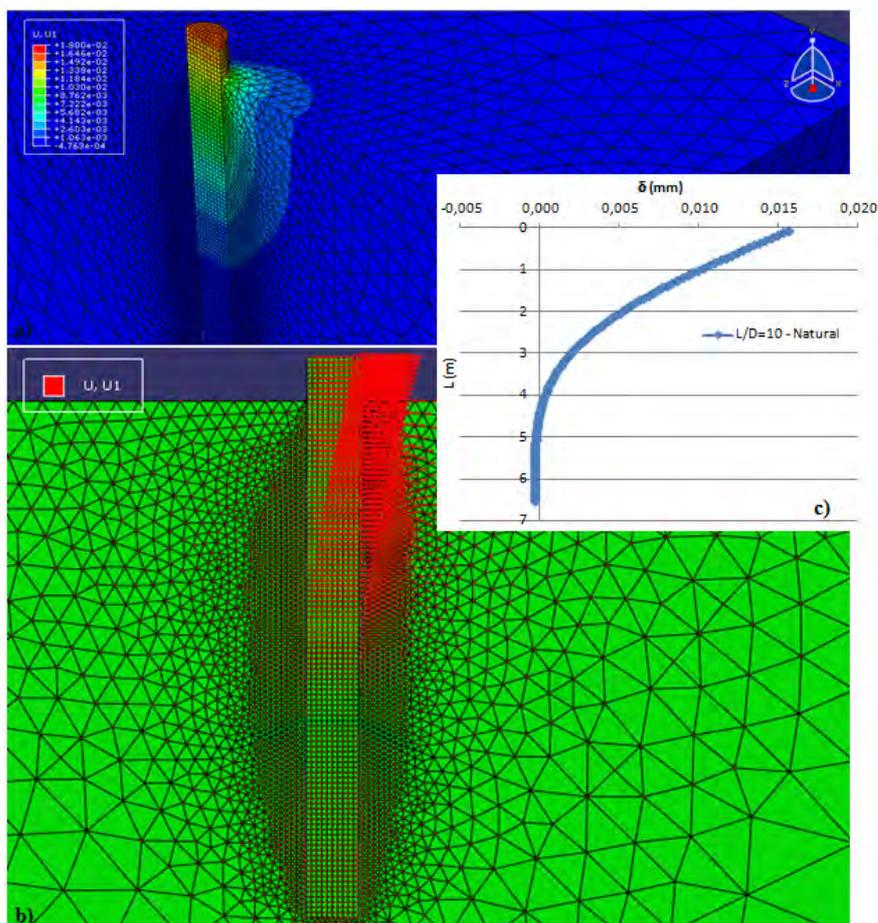


Figura 4.21 – Comportamento de uma estaca longa em solo natural, com os seus deslocamentos horizontais (a), vetores de deslocamento horizontal e (b), e deformada em profundidade (c), $L/D=10$.

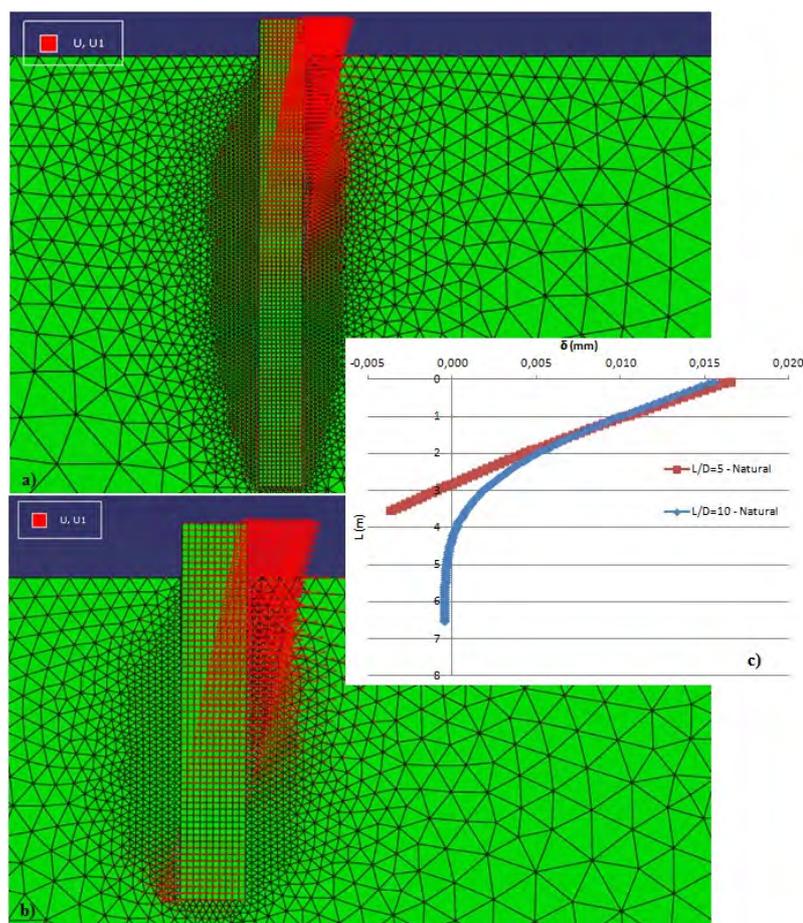


Figura 4.22 – Comparação entre os vetores de deslocamento horizontal para estacas longas (a) e curtas (b), e respectivas deformadas (c), em solo natural.

No caso de estacas em solo natural com uma camada superficial de solo cimentado radial a estas, a Figura 4.23 mostra a comparação entre os deslocamentos horizontais e deformadas, para estacas curtas e longas. Nos resultados apresentados, provenientes das simulações numéricas realizadas, considera-se novamente para a comparação, o caso de menor e maior volume de solo cimentado para cada relação L/D .

Como se pode observar, as estacas com solo cimentado têm uma deformada semelhante às estacas em solo natural, tanto as estacas longas quanto as curtas. Com o carregamento, observa-se também o movimento solidário de todo o bloco de solo cimento, independentemente do seu volume de tratamento.

A Figura 4.24, através dos vetores de deslocamento horizontal, faz a comparação entre estacas em solo natural e solo tratado. De acordo com o observado anteriormente, tanto para as estacas curtas quanto para as longas, verifica-se novamente que o solo cimentado se

movimenta como um bloco, pois há movimento deste no lado que não reage contra o carregamento imposto. Esta situação não se verifica nas estacas em solo natural e deve-se ao aumento considerável dos parâmetros geotécnicos de resistência que caracterizam o solo cimentado. Na realidade, esta considerável melhoria dos parâmetros de resistência geotécnicos deve-se à adição de cimento, elaborando-se uma mistura de solo cimento.

Nas Figuras 4.25 e 4.26 é possível observar-se a comparação entre as deformadas do solo natural e dos solos cimentados, para estacas curtas e longas, respectivamente. O comportamento das estacas não muda com a adição da camada de solo cimento. Mesmo com a adição desta camada, as estacas curtas mantém o comportamento rotacional, enquanto que as longas mantém a deflexão, independentemente do volume de solo tratado. A única diferença é referente ao nível de deslocamentos obtido, sendo que com a inclusão e aumento da camada de solo tratado, o nível de deslocamentos diminui significativamente. Contudo, o seu comportamento em profundidade é semelhante.

As deformadas das estacas longas e curtas em solo natural com solo cimentado radial a estas, mantiveram a mesma tendência de comportamento que as estacas em solo natural, mostrando que o desempenho do elemento estrutural (estaca) é fortemente dependente da sua relação de forma (L/D) e não do tipo de solo envolvente.

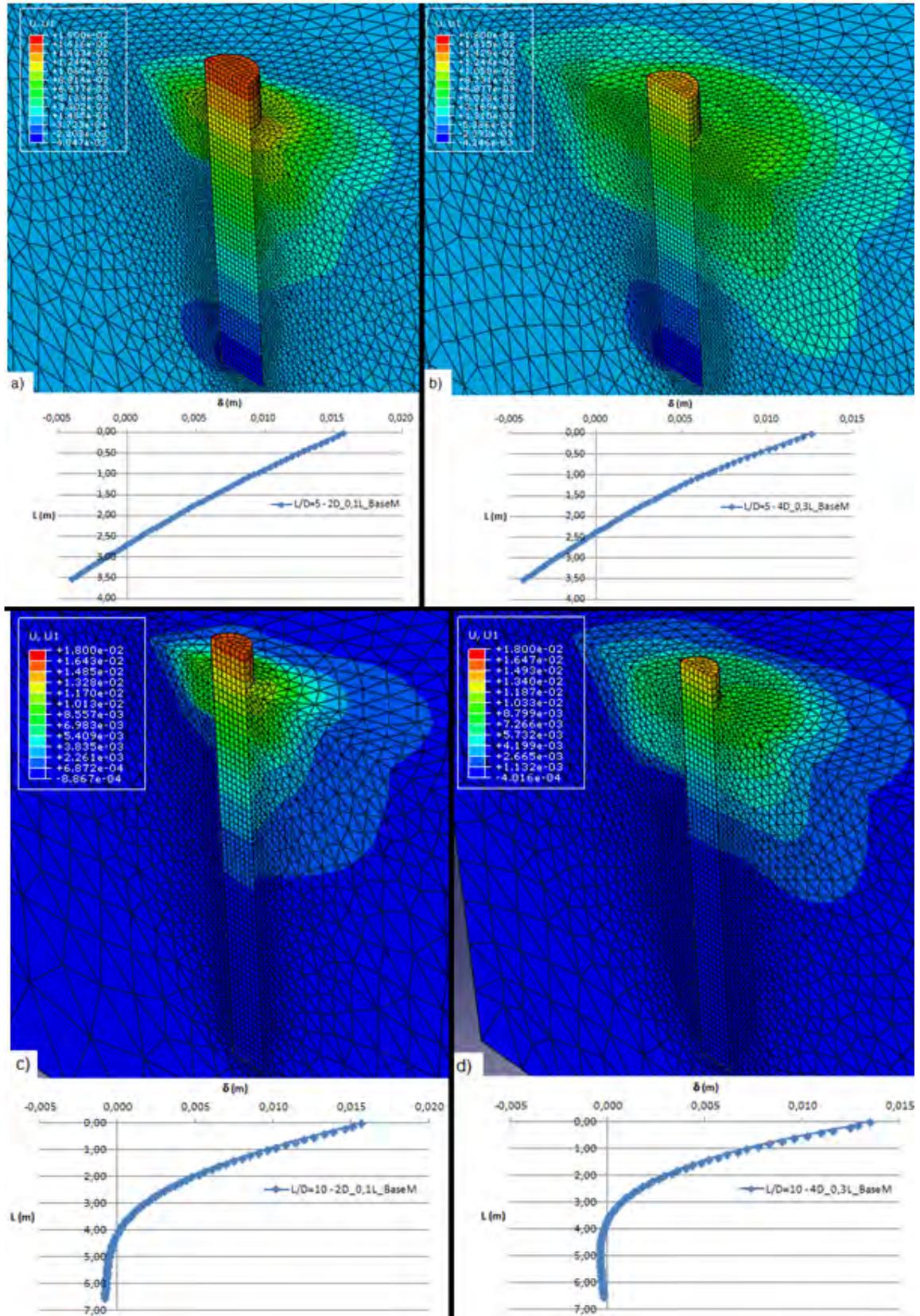


Figura 4.23 – Deslocamentos horizontais e deformadas para: estacas curtas em solo cimentado com menor (a) e maior (b) volume de solo cimentado; e para estacas longas em solo cimentado com baixo (c) e elevado (d) volume de tratamento.

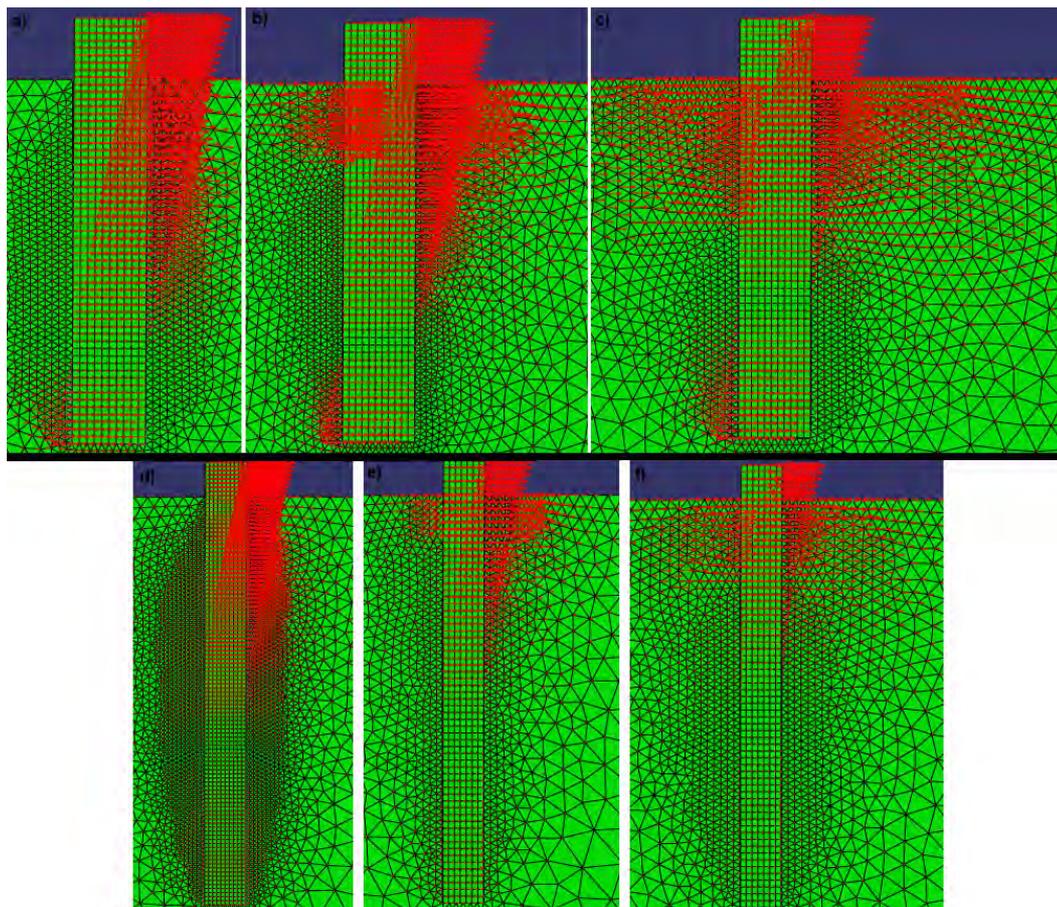


Figura 4.24 – Comparação, através dos vetores de deslocamento horizontal, para estacas curtas em solo natural (a), com baixo (b) e alto volume de tratamento (c), e estacas longas em solo natural (d), com menor (e) e maior volume de tratamento (f).

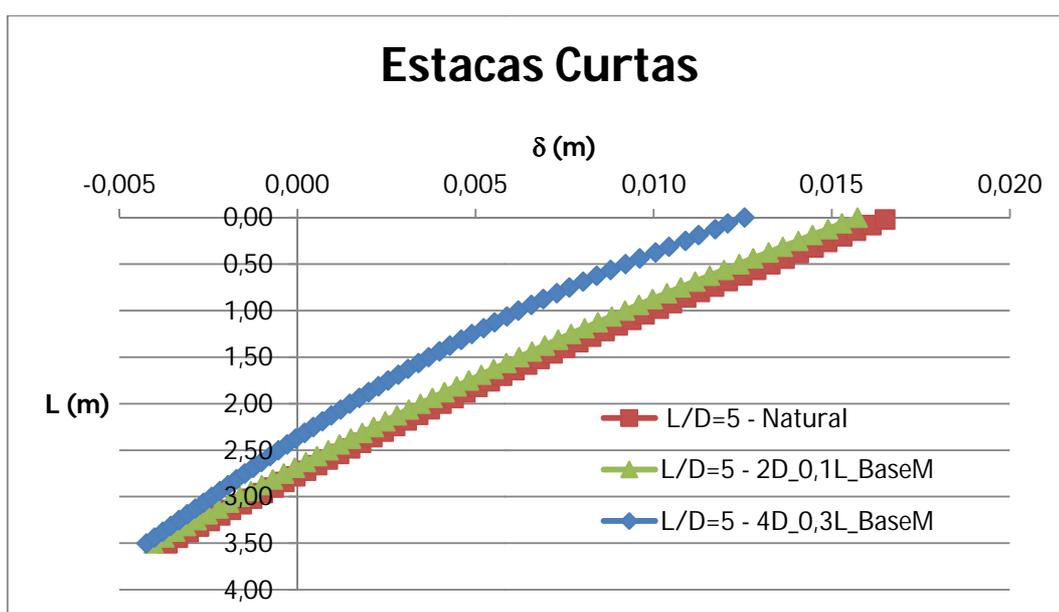


Figura 4.25 – Comparação entre as deformadas de estacas curtas em solo natural e solo cimentado, $L/D=5$.

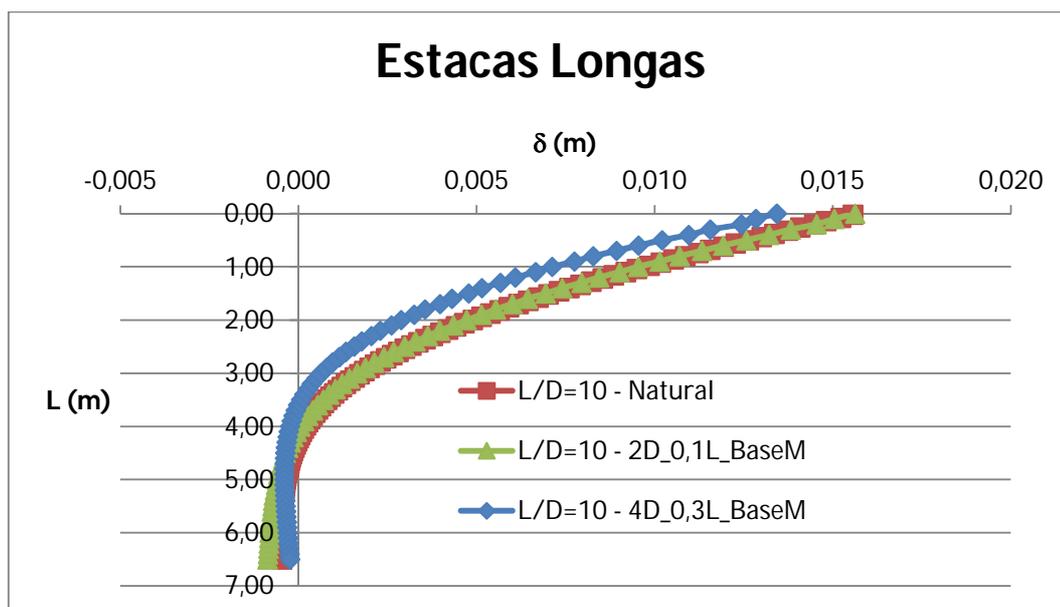


Figura 4.26 – Comparação entre as deformadas de estacas longas em solo natural e solo cimentado, $L/D=10$.

4.3.3 Resultados da Análise Paramétrica

A apresentação dos resultados foi dividida em três partes. Na primeira parte será apresentado, sob a forma de gráficos de capacidade de carga horizontal *versus* deslocamento, o comportamento do sistema solo-estaca. Este tipo de apresentação de resultados só será mostrada para o caso de $2D_0,1L$ em uma estaca curta ($L/D=5$). Através da análise destes resultados é possível indicar quais os parâmetros geotécnicos de maior relevância para a obtenção da capacidade de carga horizontal em estacas. Para as restantes configurações $D_{cim_L_{cim}}$, tanto nas estacas curtas quanto nas estacas longas, as curvas obtidas e respectivas conclusões foram semelhantes.

Posteriormente, os resultados das simulações numéricas serão comparados de acordo com a sua geometria e parâmetros geotécnicos, tentando-se correlacionar ao máximo todos os parâmetros que constituem o modelo. Para $L/D=5$ e $L/D=10$, serão plotados gráficos usando apenas o valor último da capacidade de carga horizontal obtida em cada simulação numérica realizada, mostrando a influência de cada um dos parâmetros geométricos e geotécnicos do solo tratado no comportamento de estacas curtas e longas, respectivamente, em solo tratado sujeitas a carregamento horizontal.

Por último será apresentado o estudo realizado para verificar a influência dos parâmetros geométricos da estaca, sujeita a carregamento horizontal, com uma camada de solo tratado

radial a esta. Será feita uma comparação entre os resultados obtidos para os diversos fatores de forma (L/D) estudados, tentando estabelecer relações entre eles. De modo a reforçar esta comparação, foram realizadas algumas simulações numéricas complementares, para $L/D=5$, $L/D=10$, $L/D=20$ e $L/D=50$, variando também o diâmetro e profundidade da estaca, para a mesma relação L/D .

4.3.3.1 Curvas de Capacidade de Carga Horizontal *versus* Deslocamento

De acordo com o que havia sido referido anteriormente, aqui apenas serão expostos os resultados obtidos para o caso de menor volume de solo tratado em uma estaca curta, $2D_0,1L$, $L/D=5$. A Figura 4.27 mostra a variação das curvas carga horizontal (H) x deslocamento (δ) com a variação da coesão do solo cimentado (c'_1), correlacionada com o nível de cimentação. Dos gráficos é possível observar-se que o nível de cimentação tem forte influência no comportamento da estaca carregada horizontalmente. Maiores cimentações (Base F) produzem menores deslocamentos, suportando cargas mais elevadas.

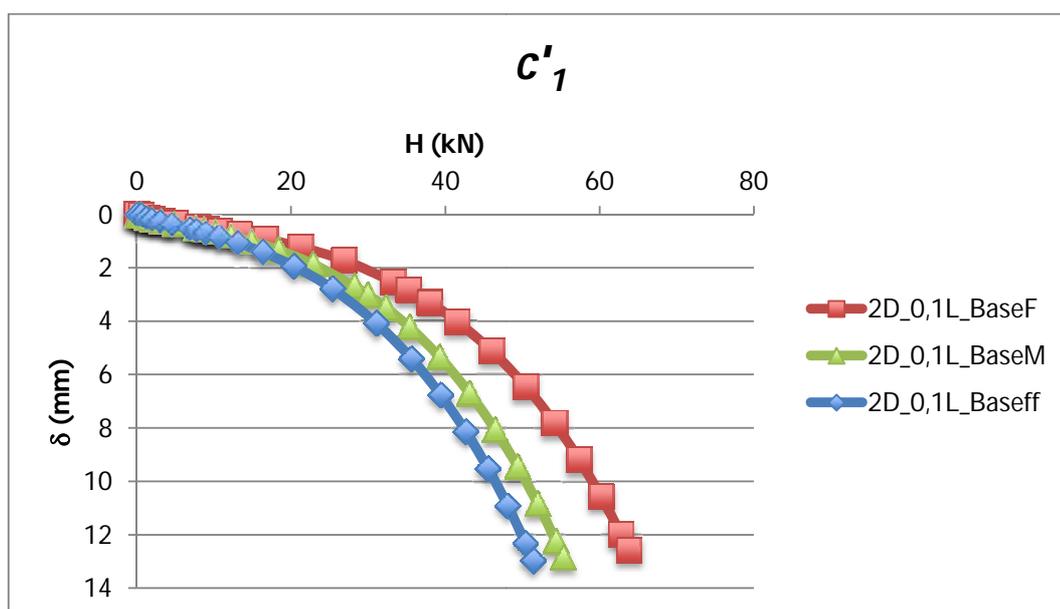


Figura 4.27 – Variação da coesão de solo cimentado (c'_1).

Uma vez que se fixaram três valores para a coesão do solo cimentado, c'_1 , simulou-se um exemplo chamado de base e nos demais variaram-se os restantes parâmetros geotécnicos. Assim, os resultados seguintes terão como diferença de base o seu valor de c'_1 , correspondendo a uma cimentação forte, média e fraca. As Figuras 4.28 a 4.31 mostram a influência da variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1). É possível verificar-se que a variação do ângulo de atrito do solo cimentado não tem qualquer influência no

comportamento de fundações profundas sujeitas a carregamento horizontal. A única diferença que se observa, na Figura 4.28, é devida à coesão do solo cimentado (c'_1), onde é perfeitamente visível a separação das curvas em três grupos, os que têm cimentação forte, média e fraca.

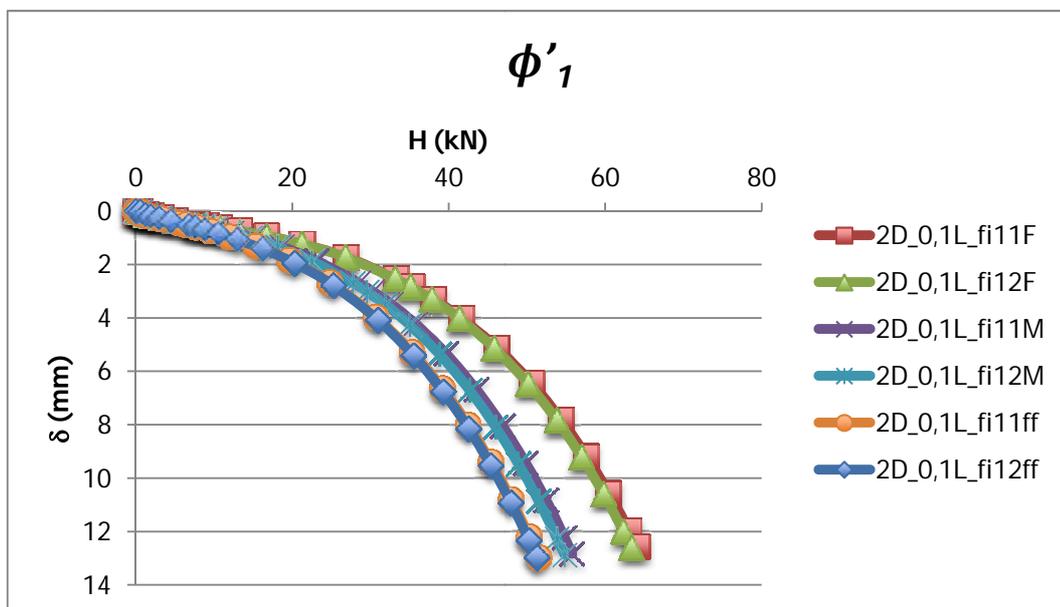


Figura 4.28 – Variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) para todos os níveis de cimentação.

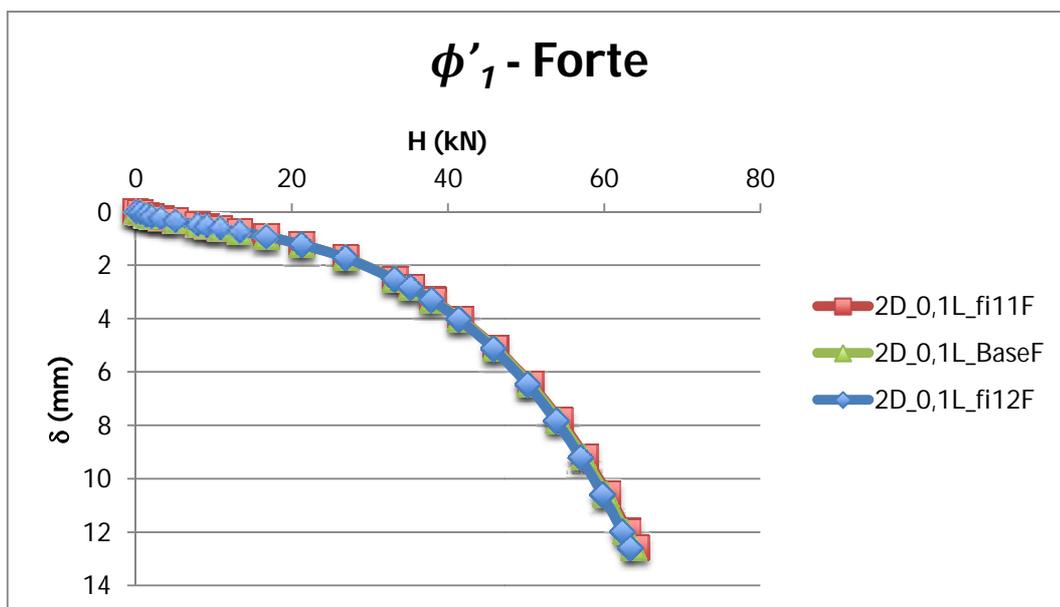


Figura 4.29 – Variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) para uma cimentação forte.

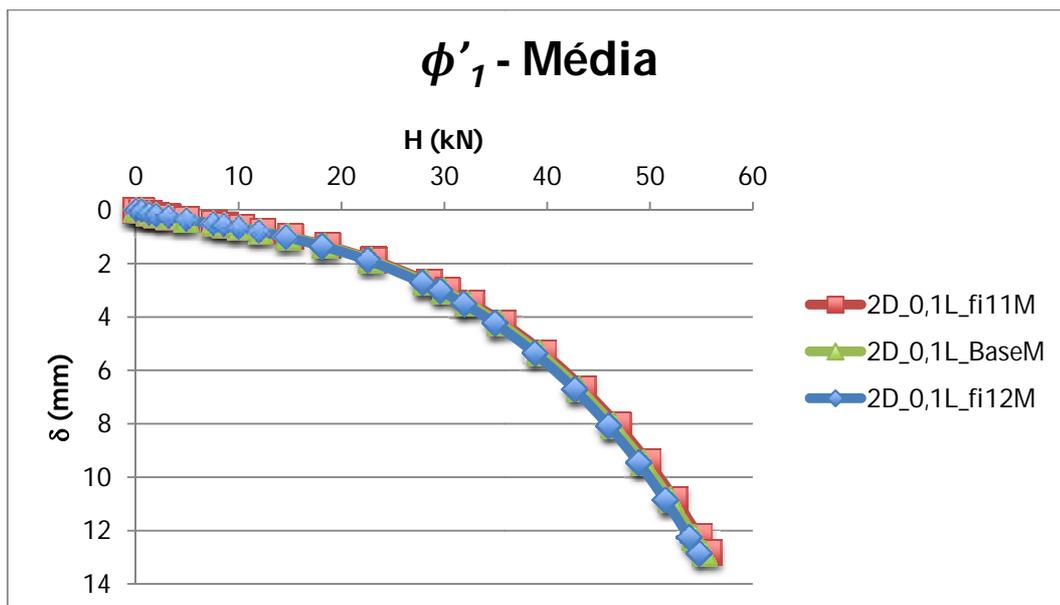


Figura 4.30 – Variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) para uma cimentação média.

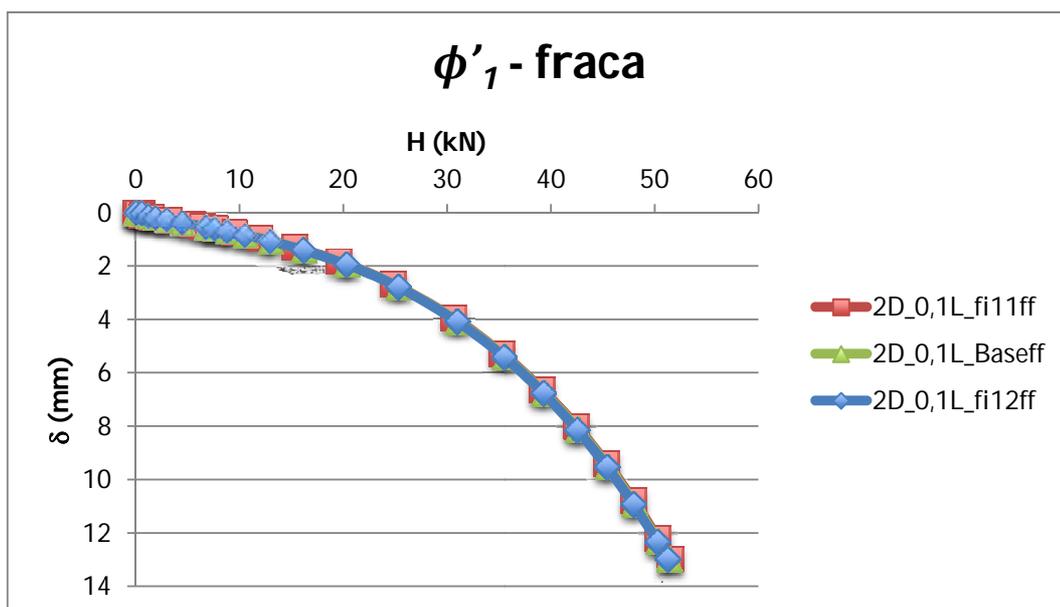


Figura 4.31 – Variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) para uma cimentação fraca.

Segue-se, Figuras 4.32 a 4.35, a variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1).

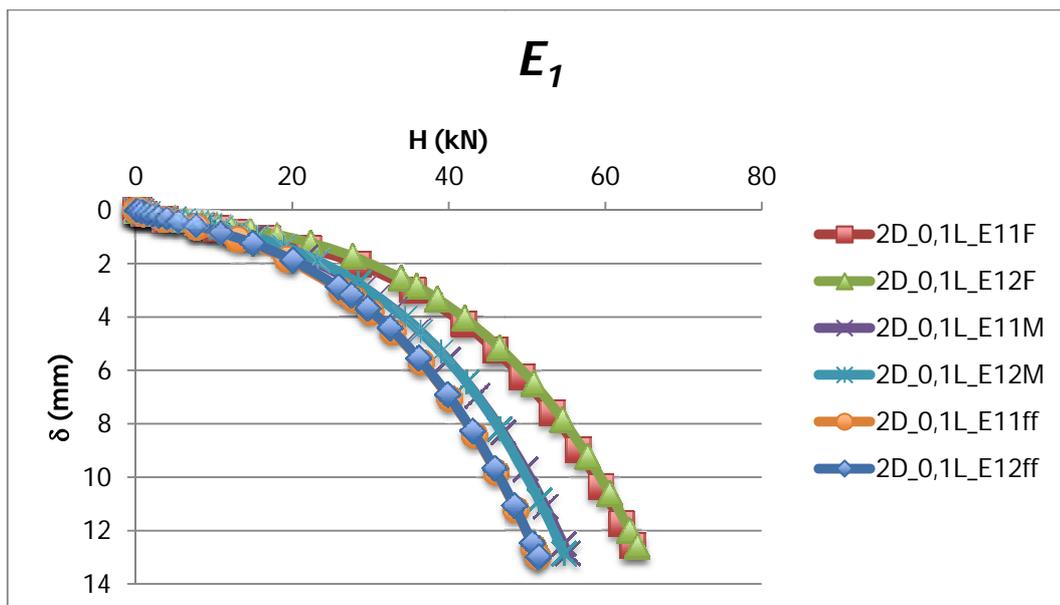


Figura 4.32 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1) para todos os níveis de cimentação.

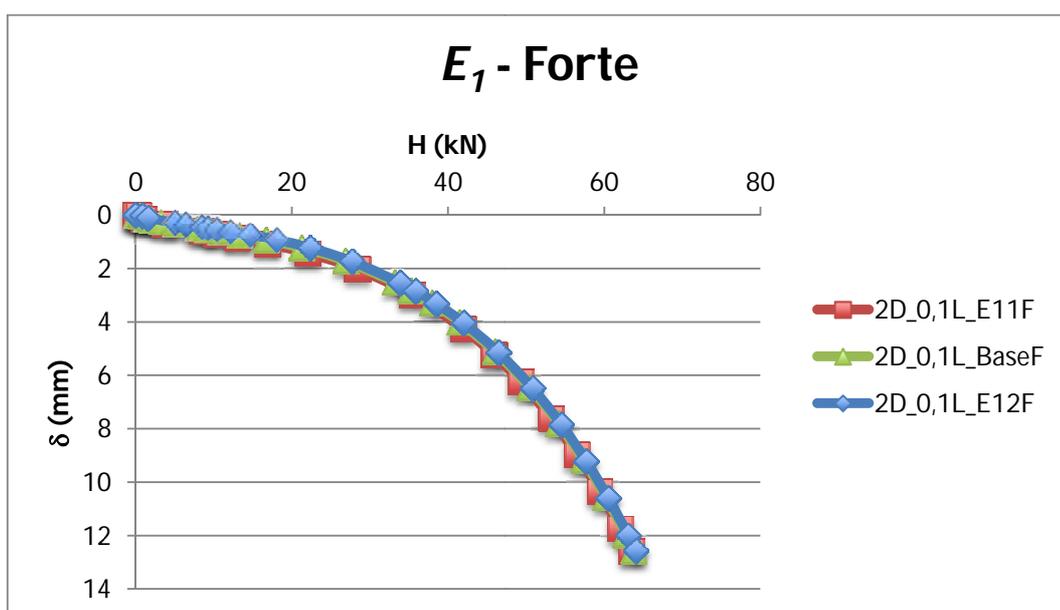


Figura 4.33 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1) para uma cimentação forte.

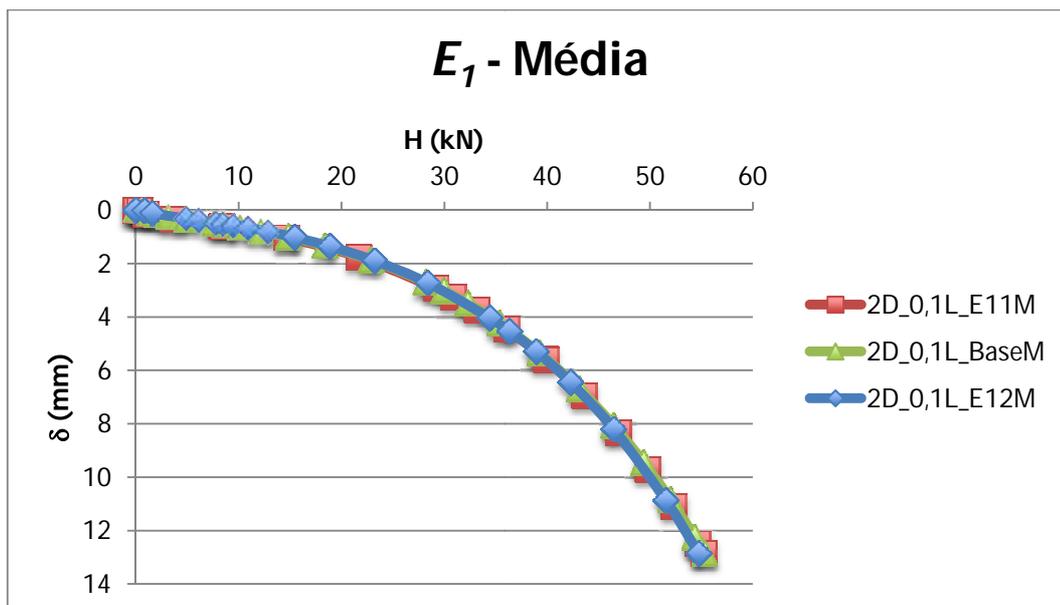


Figura 4.34 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_I) para uma cimentação média.

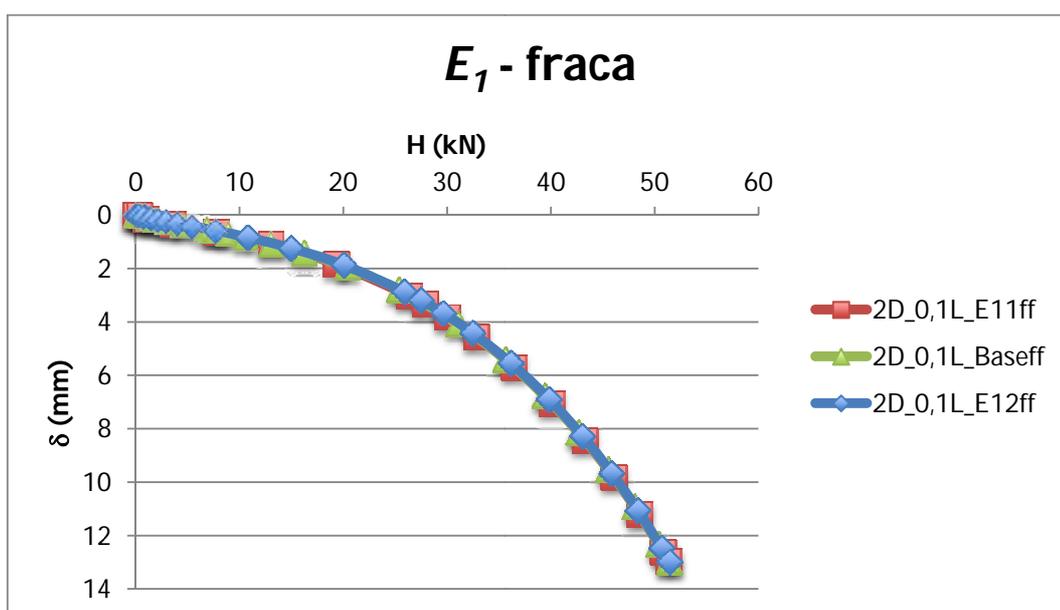


Figura 4.35 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_I) para uma cimentação fraca.

Conclui-se que, à semelhança do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_I), a variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_I), também não tem influência na capacidade de carga horizontal da estaca e respectivos deslocamentos. A única diferença é, novamente, devido à cimentação da camada tratada (c'_I), que provoca a formação dos três grupos de curvas observados na Figura 4.32. Mais uma vez é possível comprovar-se a importância da

coesão do solo cimentado (c_1'), pois quanto maior o seu valor, maior é a capacidade de carga da estaca.

As Figuras 4.36 a 4.39 contêm os resultados para a variação da coesão do solo natural (c_2'). Verifica-se que este parâmetro tem uma influência bastante significativa na capacidade de carga horizontal da fundação, assim como nos seus deslocamentos.

Com o aumento da coesão do solo natural (c_2'), o valor da capacidade de carga horizontal aumenta e os deslocamentos na estaca diminuem. Esta melhoria é independente da coesão do solo cimentado (c_1'), pois a proporção de alteração nos deslocamentos e na capacidade de carga com a variação de c_2' é a mesma, independentemente do valor da coesão efetiva do solo tratado (c_1').

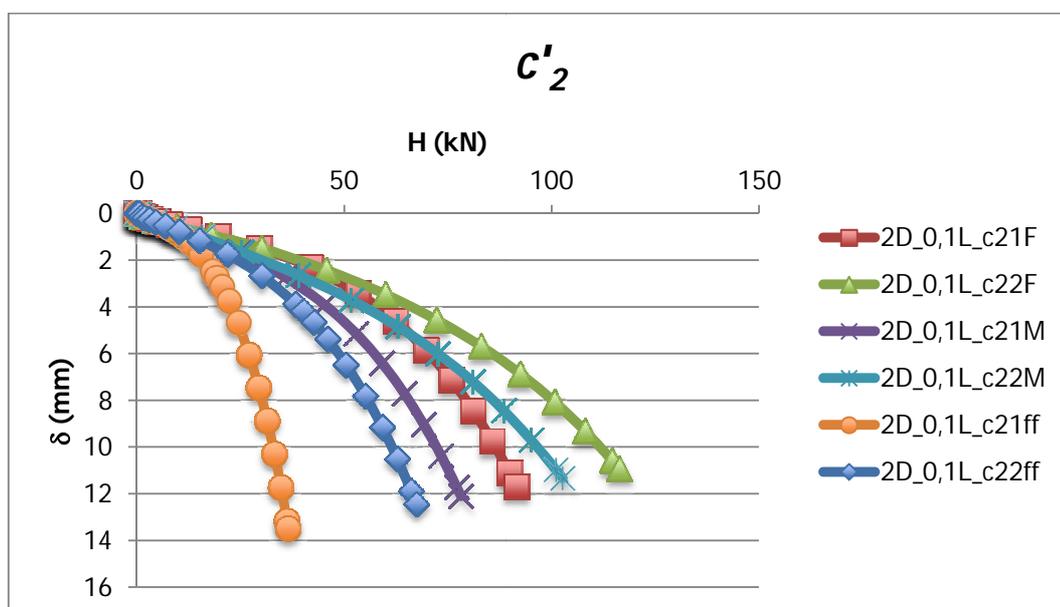


Figura 4.36 – Variação da coesão do solo natural (c_2') para todos os níveis de cimentação.

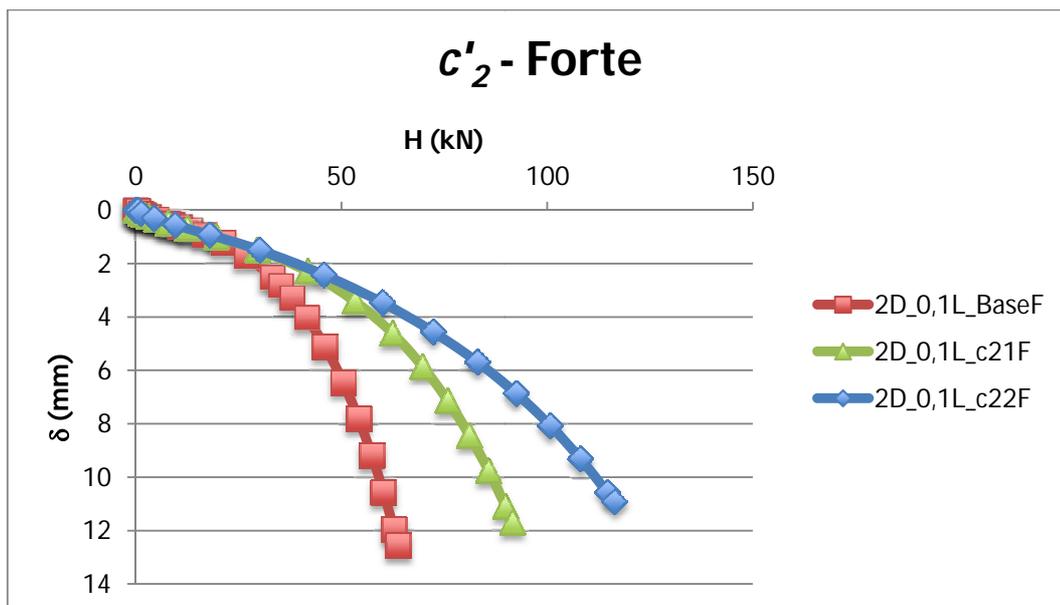


Figura 4.37 – Variação da coesão do solo natural (c'_2) para uma cimentação forte.

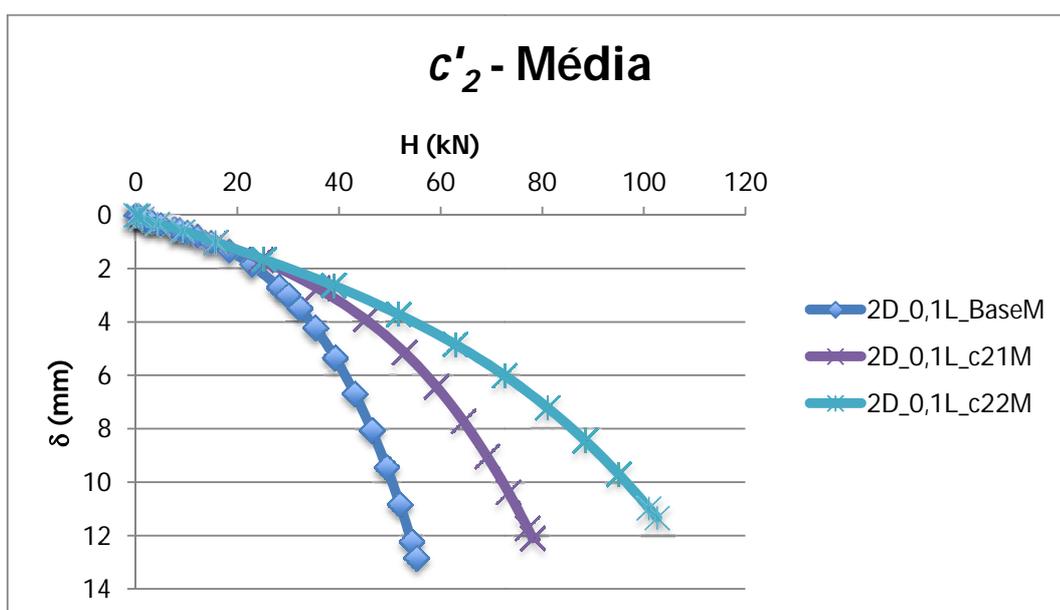


Figura 4.38 – Variação da coesão do solo natural (c'_2) para uma cimentação média.

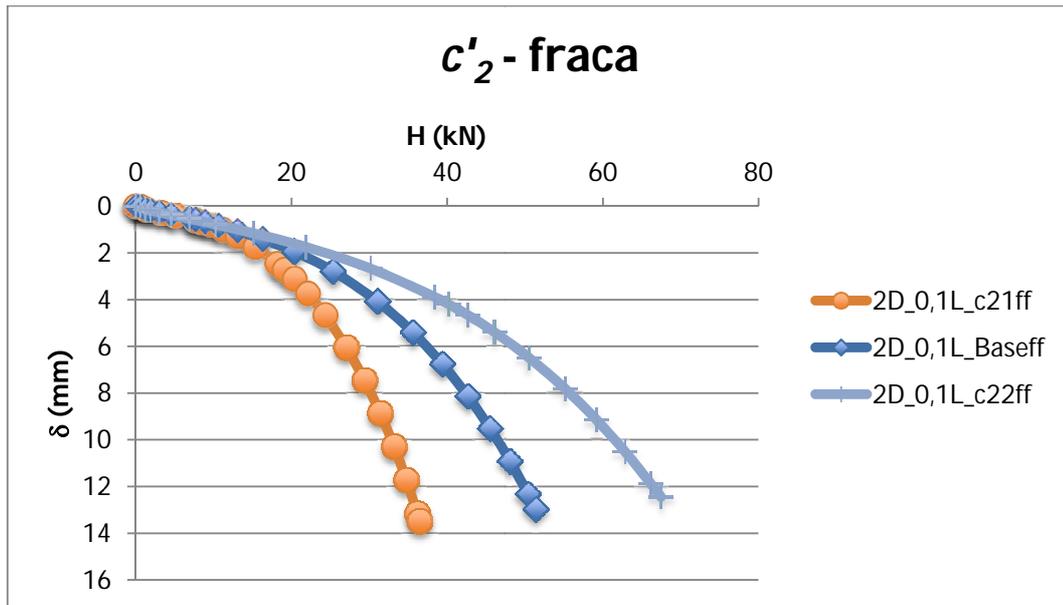


Figura 4.39 – Variação da coesão do solo natural (c'_2) para uma cimentação fraca.

As Figuras 4.40 a 4.43 mostram a variação do ângulo de atrito interno do solo natural (ϕ'_2).

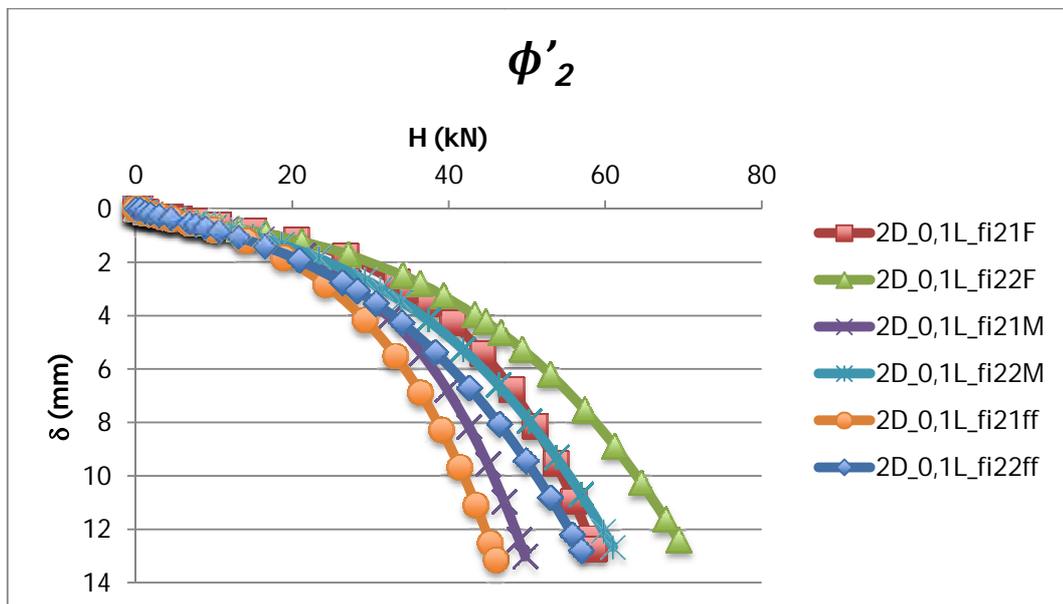


Figura 4.40 – Variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para todos os níveis de cimentação.

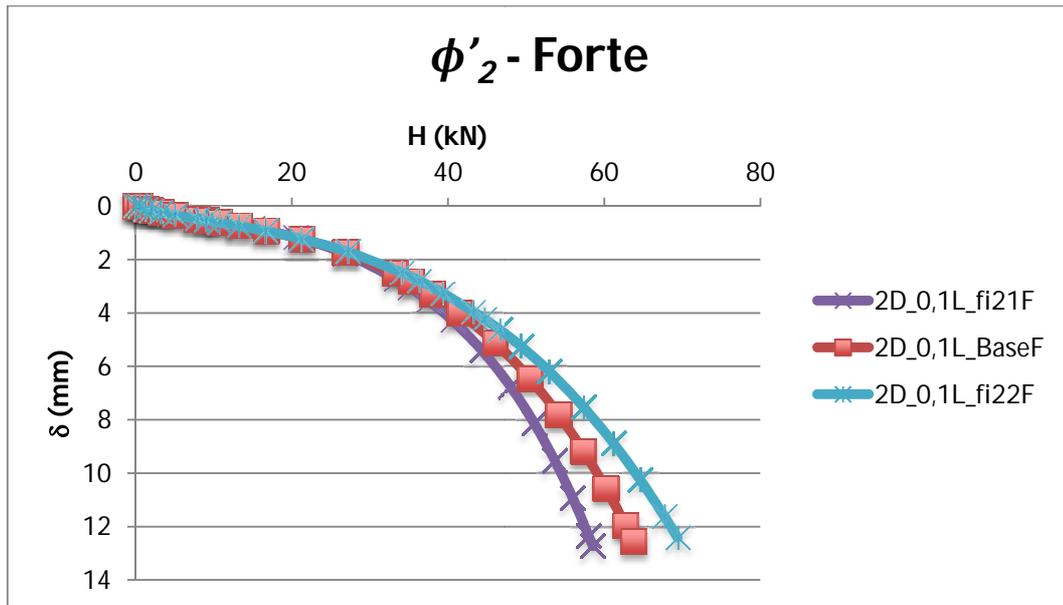


Figura 4.41 – Variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para uma cimentação forte.

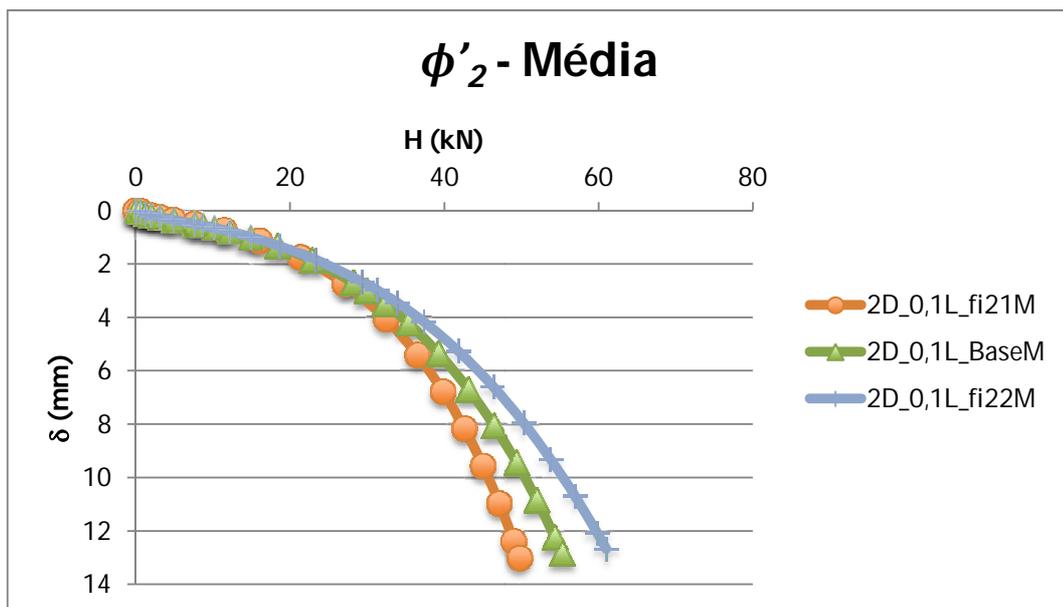


Figura 4.42 – Variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para uma cimentação média.

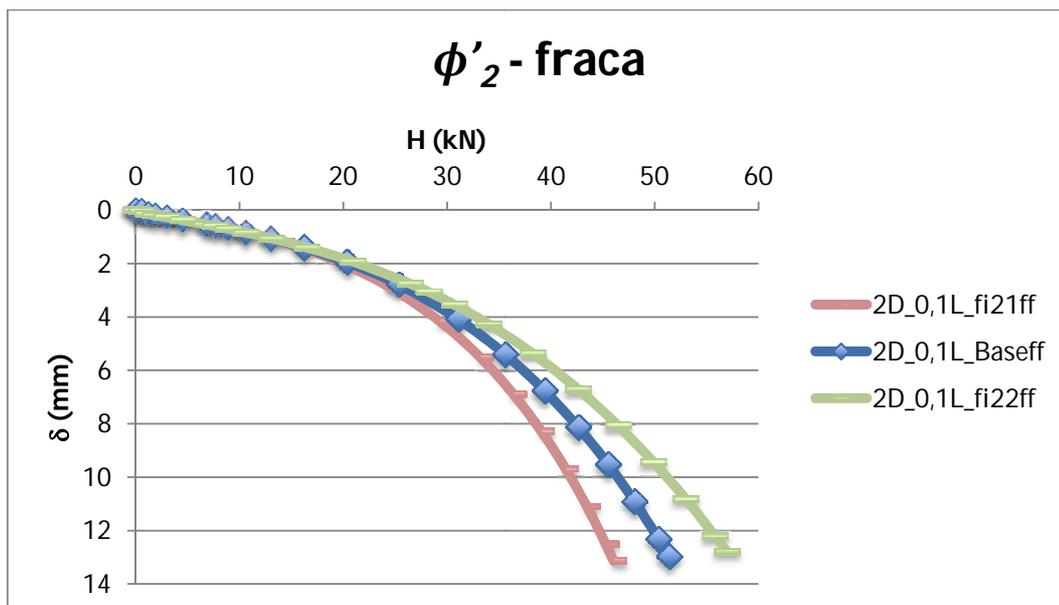


Figura 4.43 – Variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para uma cimentação fraca.

O ângulo de atrito do solo natural influi na capacidade de carga horizontal de estacas com solo tratado radial a estas. Não sendo tão significativo quanto no caso das coesões dos solos natural (c'_2) e cimentado (c'_1), o aumento do ângulo de atrito efetivo do solo natural conduz a um aumento na força de reação horizontal (H), independentemente do nível de cimentação da camada tratada.

Seguem, nas Figuras 4.44 a 4.47, os gráficos com a variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2). Através deles é possível verificar-se a importância que este parâmetro tem para o desempenho do sistema. Devido ao fato de se ter optado por uma faixa de valores (E_2) bastante abrangente, é possível observar-se uma grande diferença entre os resultados com valores de E_2 mais elevados (E22) e aqueles em que o seu valor era mais reduzido (E21). Nesse sentido, a Figura 4.44 mostra perfeitamente dois grupos de curvas, distinguidos pelo valor do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) utilizado.

A variação do comportamento do sistema com o aumento do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), semelhante ao que acontece com os parâmetros de solo natural anteriormente apresentados, é independente da cimentação do solo tratado.

O aumento do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) melhora significativamente a capacidade de carga horizontal da estaca, sendo esta melhoria bem mais significativa que a observada em relação aos deslocamentos.

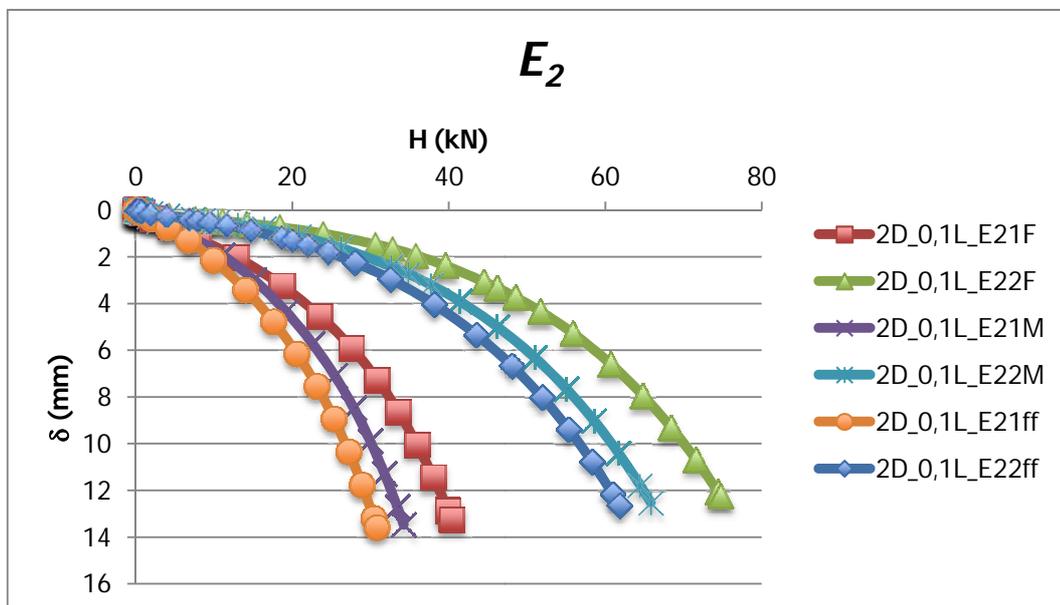


Figura 4.44 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) para todos os níveis de cimentação.

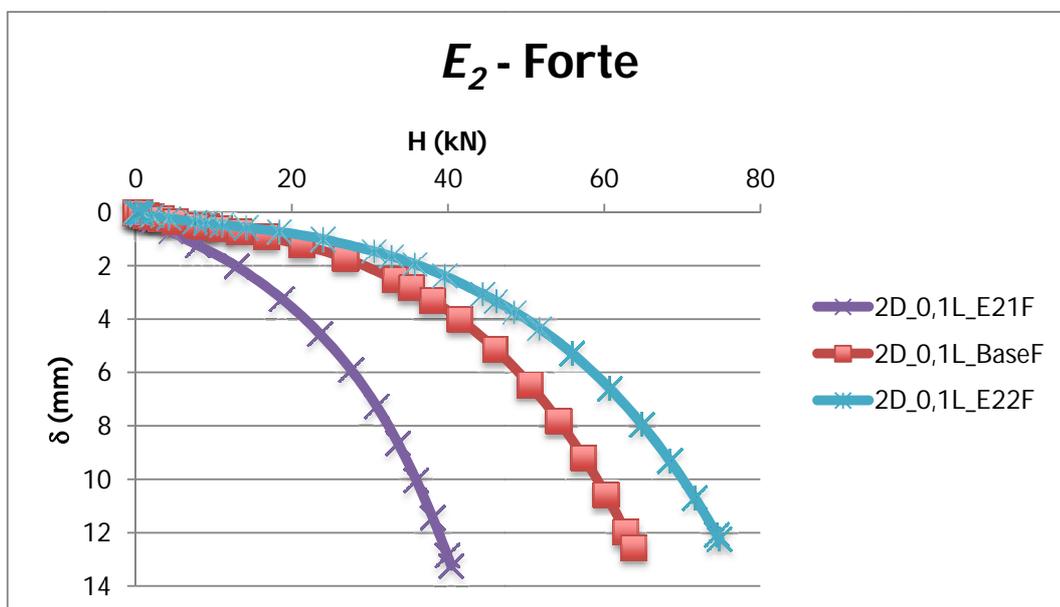


Figura 4.45 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) para uma cimentação forte.

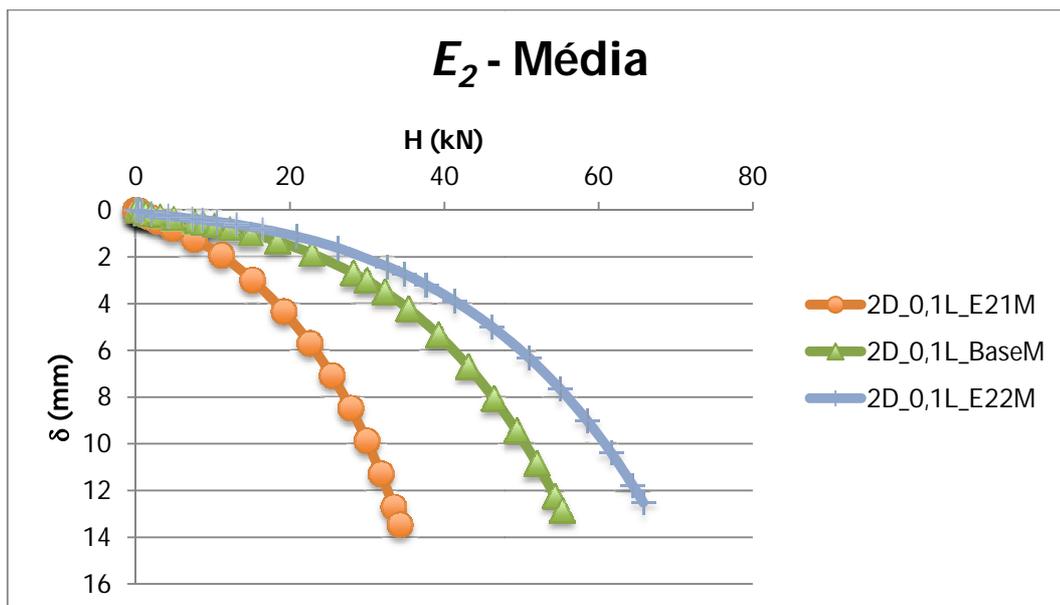


Figura 4.46 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) para uma cimentação média.

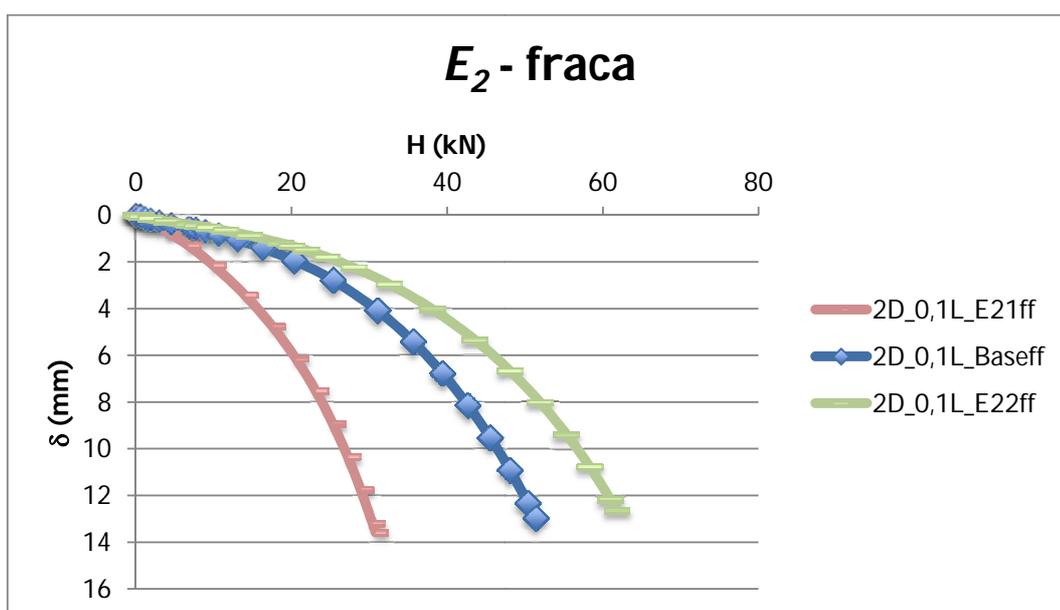


Figura 4.47 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2) para uma cimentação fraca.

Dos resultados apresentados, é possível concluir que os parâmetros geotécnicos que influenciam o comportamento de estacas, com solo cimentado radial a estas, sujeitas a carregamentos horizontais são a coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), a coesão do solo natural (c'_2), o ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) e o módulo de deformabilidade do solo natural (E_2).

Dentro da abrangente faixa de valores estudados, a variação do ângulo de atrito do solo cimentado (ϕ'_1) e módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), não tem qualquer influência no desempenho de estacas carregadas horizontalmente, com uma camada superficial de solo tratado radial a estas.

Resumidamente, dos parâmetros do solo tratado, apenas a coesão efetiva (c'_1) tem influência no comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal.

Conclusões semelhantes podem ser retiradas para todas as configurações D_{cim} - L_{cim} realizadas, tanto para $L/D=5$ quanto para $L/D=10$.

Nos pontos seguintes será feito um estudo mais detalhado acerca do comportamento de cada parâmetro geotécnico e geométrico.

4.3.3.2 Influência dos Parâmetros Geométricos e Geotécnicos do Solo Tratado

Para $L/D=5$ e $L/D=10$, serão plotados gráficos usando apenas o valor último da capacidade de carga horizontal obtida em cada simulação numérica realizada, mostrando a influência de cada um dos parâmetros geométricos e geotécnicos no comportamento de estacas curtas e longas em solo tratado, sujeitas a carregamento horizontal.

Salienta-se, novamente, que para cada relação L/D estudada, D_{cim} foi variado nos valores de duas ($2D$), três ($3D$) e quatro ($4D$) vezes o diâmetro da estaca (D); e para L_{cim} foram fixados os valores de 10% ($0,1L$), 20% ($0,2L$) e 30% ($0,3L$) da profundidade da estaca (L).

Os resultados das simulações numéricas serão comparados de acordo com a sua geometria e parâmetros geotécnicos, tentando-se correlacionar ao máximo todos os parâmetros que constituem o modelo. A influência de cada um destes parâmetros será observada com base em gráficos que mostram a evolução da capacidade de carga última (H_{ult}) com a variação do parâmetro em estudo.

A variação de cada parâmetro geométrico e geotécnico foi feita com base na média do valor da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) obtida em todos os ensaios realizados com esse valor de parâmetro em estudo, seja ele geométrico ou geotécnico, para cada relação L/D . Optou-se pelo uso da média dos ensaios realizados com cada valor de parâmetro pois, apesar de haver distintas simulações realizadas com esse mesmo valor de parâmetro, variando-se outros, essas diferentes simulações ocorreram de forma similar para cada valor do parâmetro

em estudo. Desta forma, elimina-se o erro que poderia estar associado à variação de outros parâmetros, geométricos e/ou geotécnicos, nas simulações realizadas com o valor do parâmetro em estudo.

- $L/D=5$

A Figura 4.48 mostra a variação, e conseqüente influência no comportamento do sistema, da coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), considerando todos os ensaios realizados para $L/D=5$. As Figuras 4.49 e 4.50 mostram, respectivamente, a variação deste parâmetro para cada diâmetro (D_{cim}) e profundidade (L_{cim}) de solo tratado.

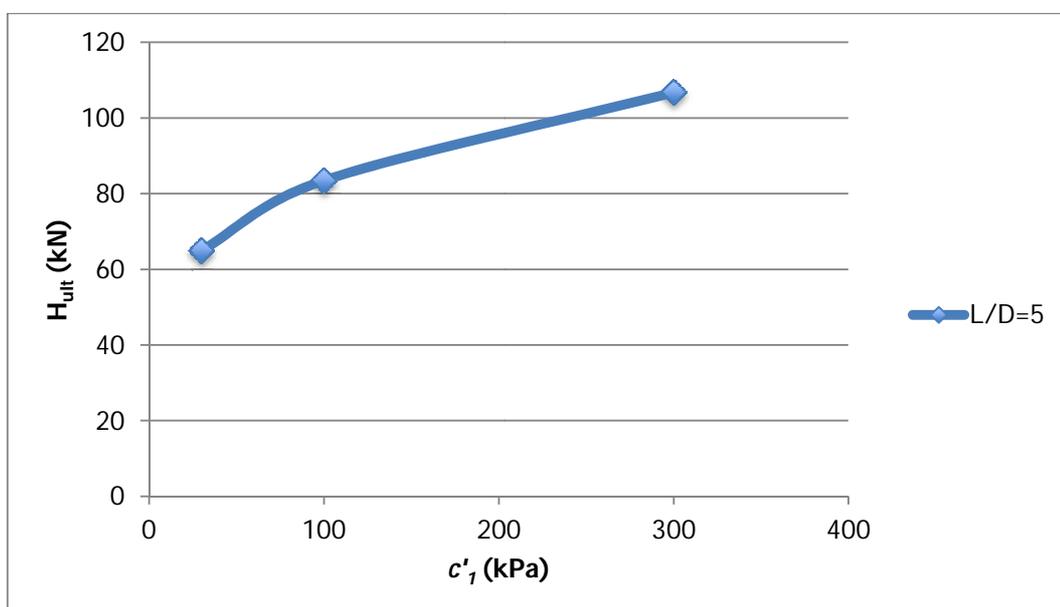


Figura 4.48 – Variação da coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$.

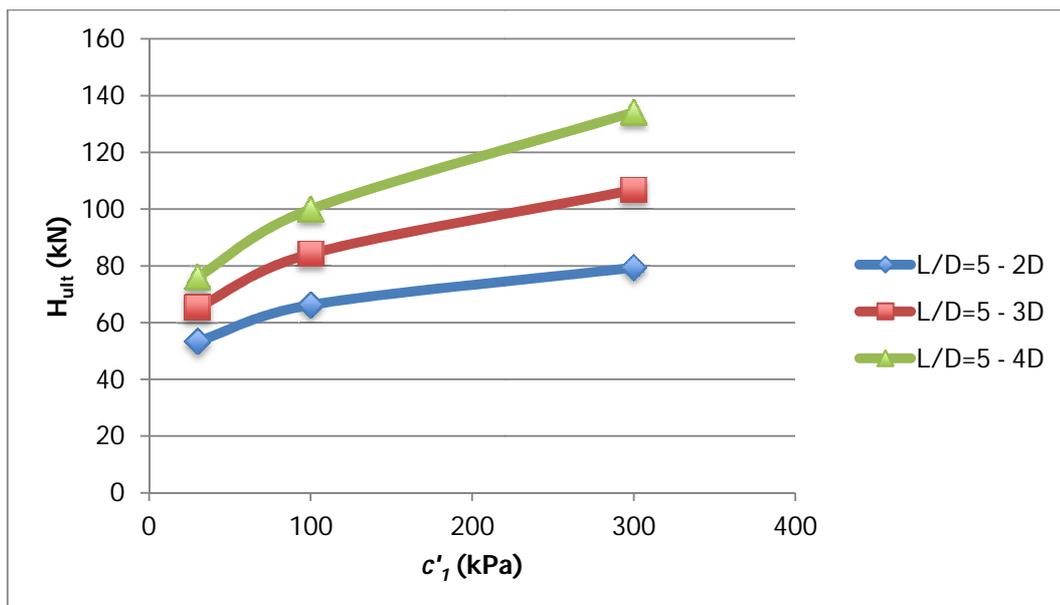


Figura 4.49 – Variação da coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).

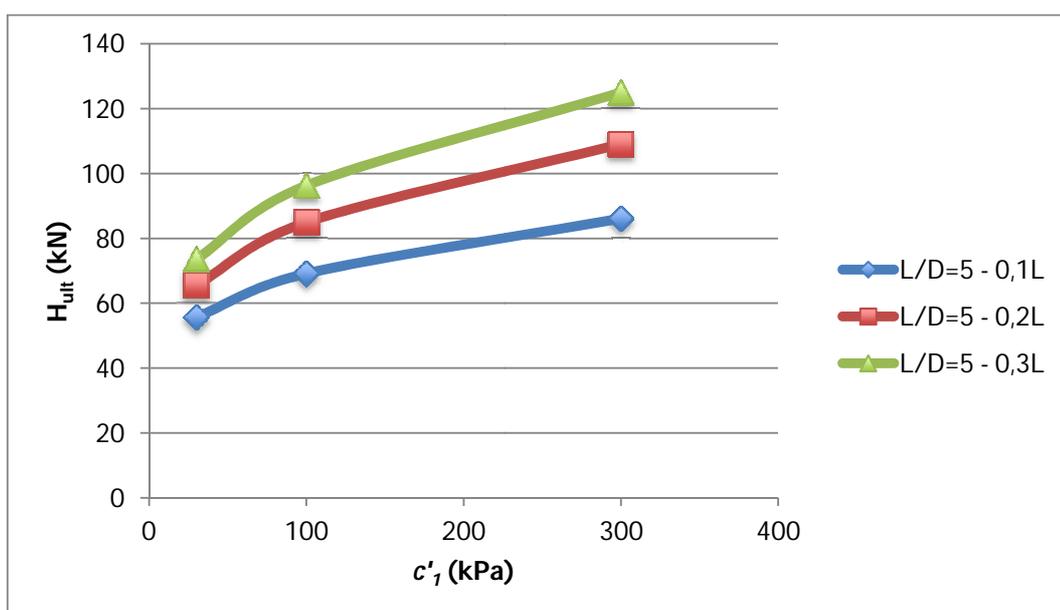


Figura 4.50 – Variação da coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).

Dos gráficos observa-se que a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento da coesão efetiva do solo cimentado, c'_1 . Observa-se ainda que essa melhoria é proporcionalmente mais significativa para valores menores de c'_1 , pois o aumento deste de 30 kPa para 100 kPa produz uma variação maior em H_{ult} que o verificado com a variação de c'_1 de 100 kPa para 300 kPa, independentemente da geometria de solo tratado.

Para valores menores de c'_1 , a influência da variação de D_{cim} e L_{cim} é menor, aumentando esta influência com o aumento de c'_1 , isto é, quanto maior for o valor de c'_1 , maior vai ser o melhoramento do sistema provocado pelo aumento de D_{cim} e L_{cim} .

As Figuras 4.51 a 4.54 contém os gráficos com a variação de ϕ'_1 para todas as simulações realizadas com $L/D=5$, e a variação deste parâmetro para cada tipo de cimentação, diâmetro e profundidade do solo tratado. Através delas pode-se provar, de acordo com o que já havia sido dito, que o ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1) não tem qualquer influência no comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal, com uma camada superficial de solo tratado radial a estas.

A capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) mantém-se inalterada com o aumento do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1). Ainda, através das figuras, é possível comprovar-se novamente a influência da coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), diâmetro do solo cimentado (D_{cim}) e profundidade deste (L_{cim}), no comportamento de estacas, em solo tratado, sujeitas a carregamento horizontal.

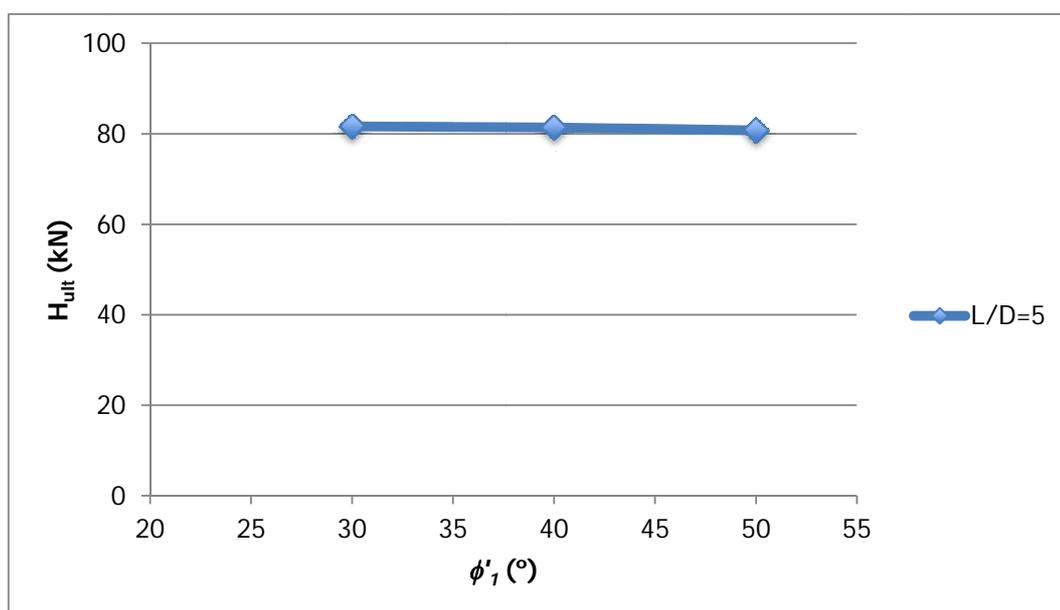


Figura 4.51 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$.

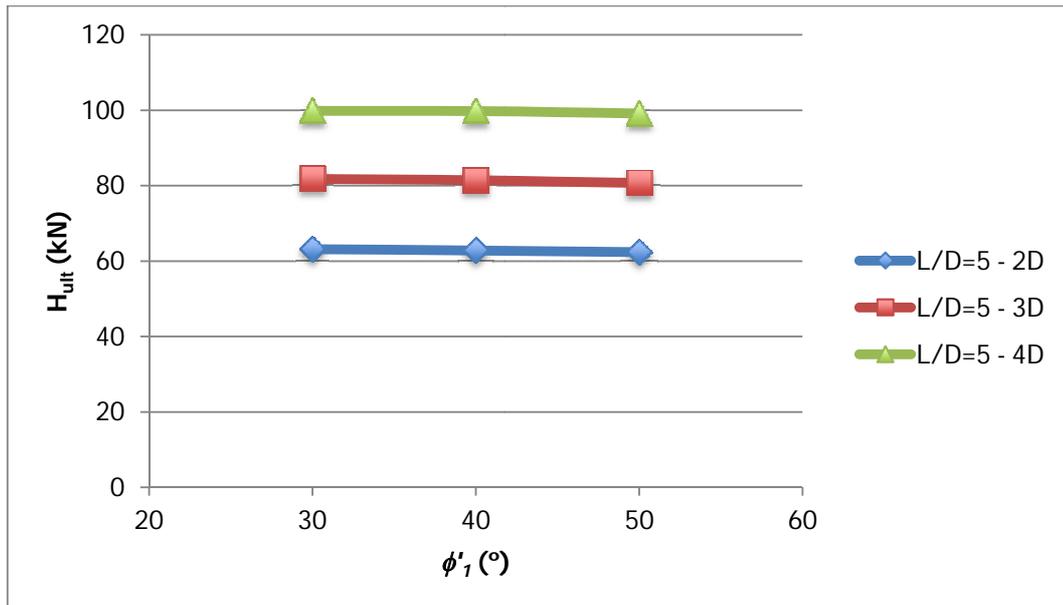


Figura 4.52 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).

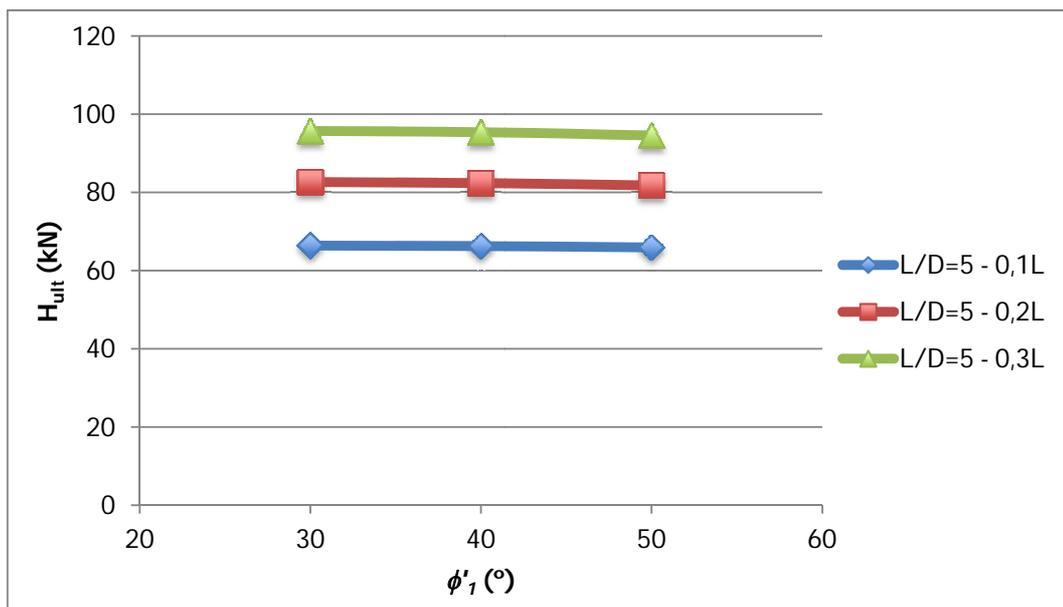


Figura 4.53 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).

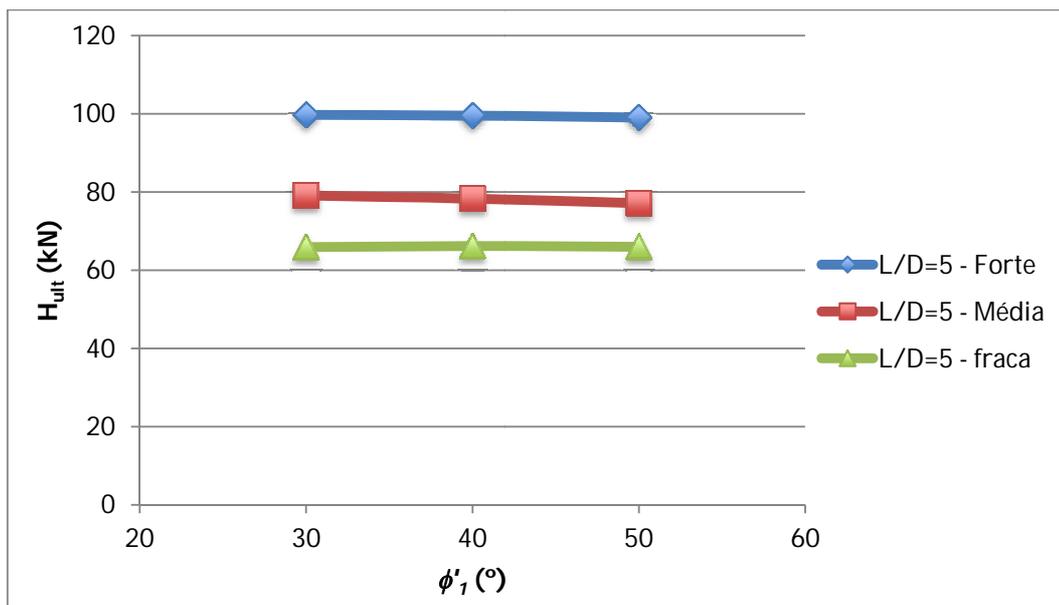


Figura 4.54 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo cimentado (ϕ'_1), para as diferentes cimentações da camada tratada.

Semelhante ao ângulo de atrito efetivo do solo cimentado, as Figuras 4.55 a 4.58 comprovam que o módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_I) também não tem qualquer influência no comportamento de estacas em solo tratado sujeitas a carregamento horizontal, pois a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) não se altera com o aumento do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_I).

Tanto no caso da consideração de todas as simulações numéricas realizadas, quanto nos casos em que se apresentam os resultados de acordo com a geometria (D_{cim} e L_{cim}) e cimentação (c'_1) do solo tratado, o valor de H_{ult} permanece inalterável.

Independentemente do valor de E_I , é possível comprovar-se mais uma vez a influência da cimentação (c'_1), diâmetro (D_{cim}) e profundidade (L_{cim}) da camada de solo tratado, para o comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal.

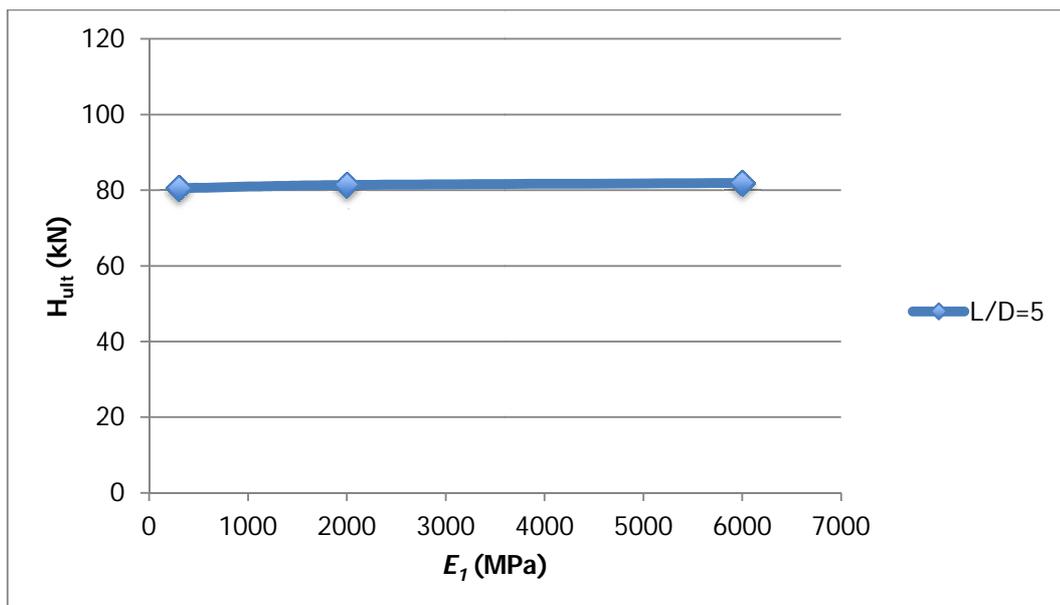


Figura 4.55 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$.

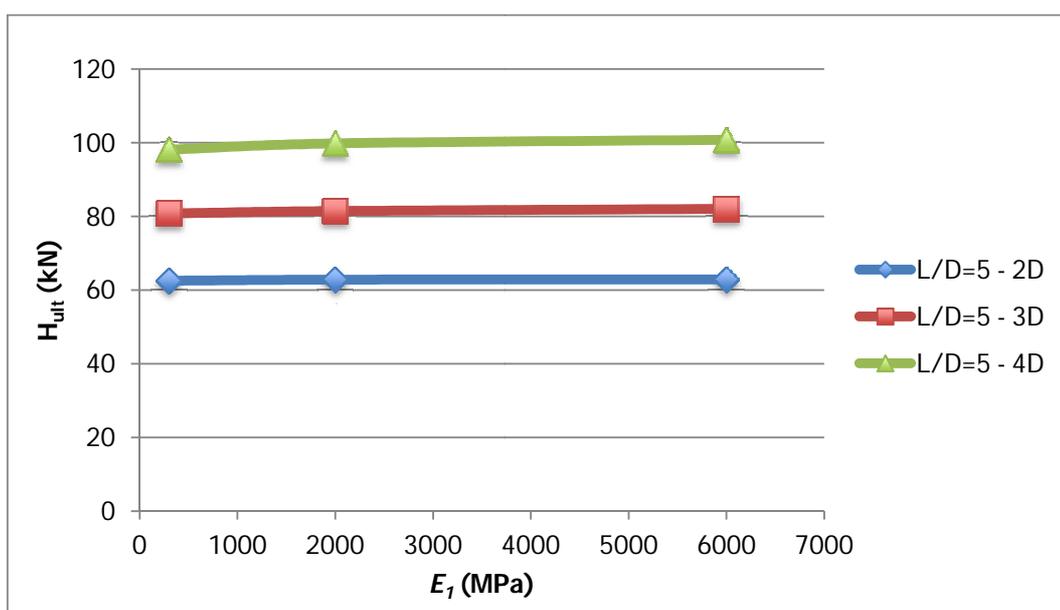


Figura 4.56 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).

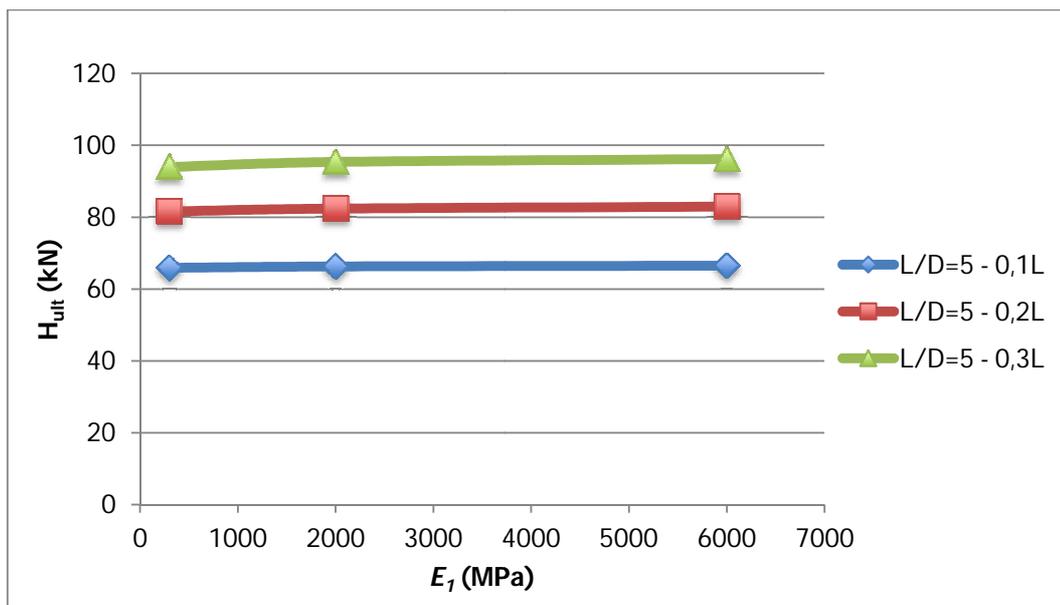


Figura 4.57 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).

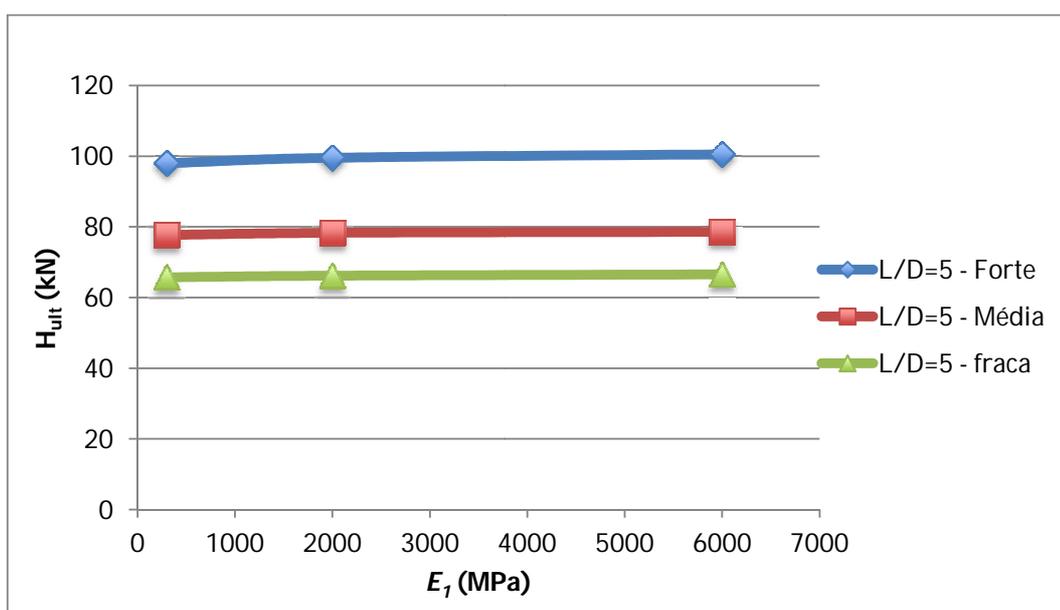


Figura 4.58 – Variação do módulo de deformabilidade do solo cimentado (E_1), para as diferentes cimentações da camada tratada.

A influência da coesão efetiva do solo natural (c'_2) no comportamento de fundações profundas com uma camada superficial de solo tratado radial a estas, submetidas a carregamento horizontal, pode ser observada nas Figuras 4.59 a 4.64.

Note-se que a variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2) para as cimentações (c'_1) forte e média foi diferente da realizada para a cimentação fraca (Figura 4.59 e 4.60). Uma vez que

nesta última o valor considerado para representar o tipo de cimentação (c'_1) é muito baixo, mantendo a mesma variação de c'_2 realizada para as outras cimentações, este valor de c'_2 seria maior que c'_1 , o que não faria sentido.

Assim, os resultados com a variação da coesão efetiva do solo cimentado (c'_2) serão apresentados de forma separada, diferenciando aqueles que foram obtidos através das simulações realizadas com as cimentações forte e média (Figuras 4.61 e 4.62), dos obtidos para uma cimentação fraca (Figuras 4.63 e 4.64). Com base nesta diferenciação e de acordo com o que vem sendo apresentado, foram feitas as respectivas variações de c'_2 para cada diâmetro (D_{cim}) e profundidade (L_{cim}) de solo tratado.

Através dos gráficos é possível confirmar que a coesão efetiva do solo natural (c'_2) tem bastante influência na capacidade de carga horizontal (H), pois é bem visível a variação do comportamento do sistema com a variação deste parâmetro.

Quanto maior for o valor de c'_2 , maior será a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}). Essa evolução é praticamente linear para cimentações fracas da camada tratada, onde foram considerados valores mais baixos para c'_2 . No entanto, no caso das cimentações forte e média, onde a variação de c'_2 foi realizada com valores mais elevados, a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) parece tender a estabilizar com o aumento de c'_2 (Figura 4.59).

Ainda, como mostra a Figura 4.60, até um valor de $c'_2=25$ kPa, quanto maior for a coesão efetiva do solo natural (c'_2), maior será a influência da cimentação do solo tratado (c'_1), aumentando-se a capacidade de carga horizontal última com o aumento deste.

Na Figura 4.62 observa-se que, independentemente da coesão efetiva do solo natural (c'_2), quando se consideram apenas os resultados com cimentação forte e média, o aumento de H_{ult} é mais significativo com a variação de $L_{cim}=0,1L=0,3m$ para $L_{cim}=0,2L=0,6m$, que com a variação deste de $0,2L$ para $0,3L$ ($L_{cim}=0,9m$).

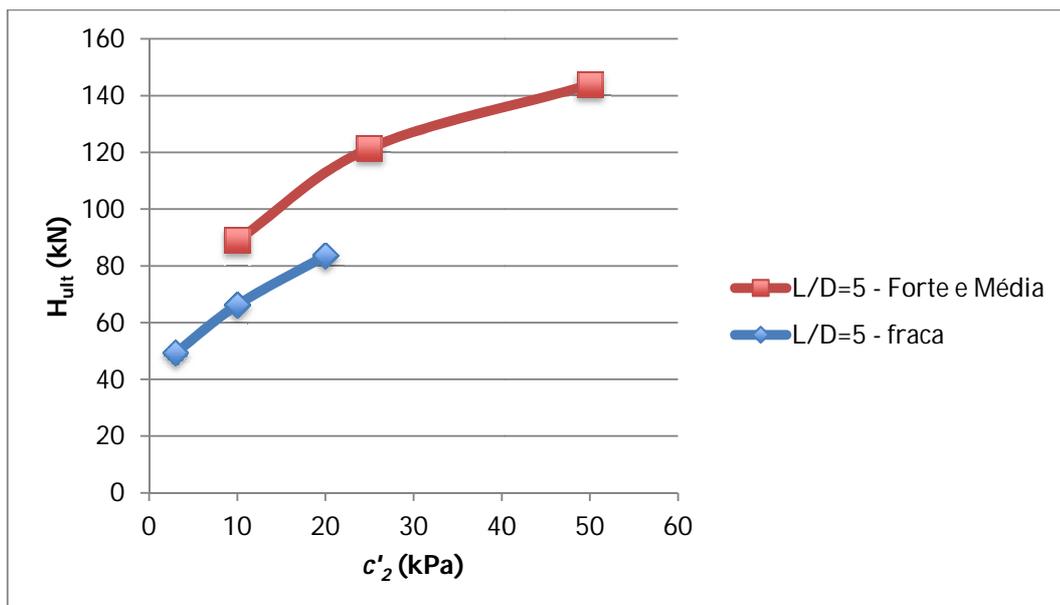


Figura 4.59 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$, com cimentações forte e média e cimentação fraca apresentados de forma separada.

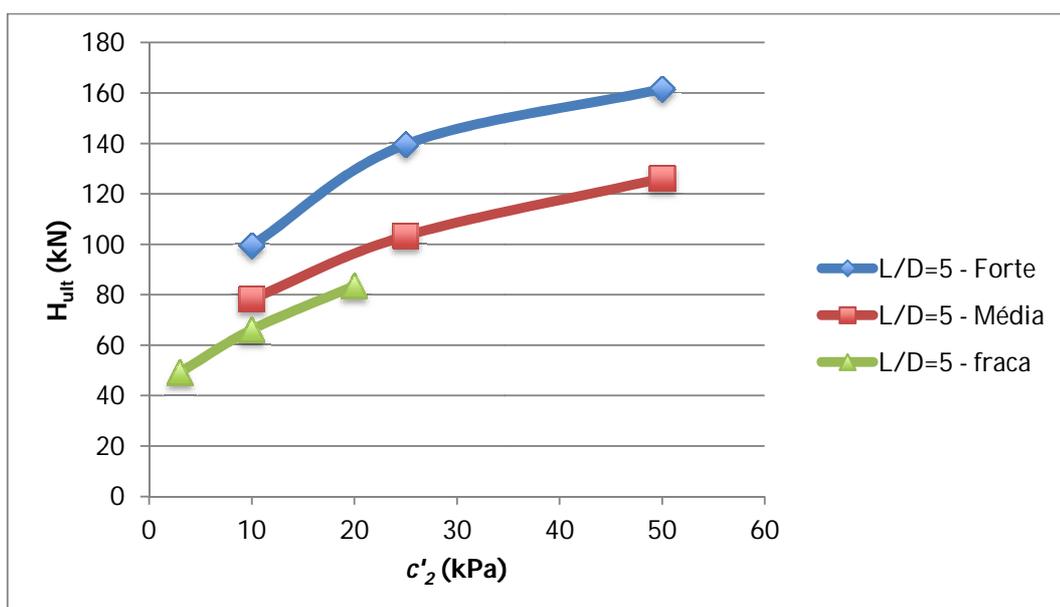


Figura 4.60 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para as diferentes cimentações da camada tratada.

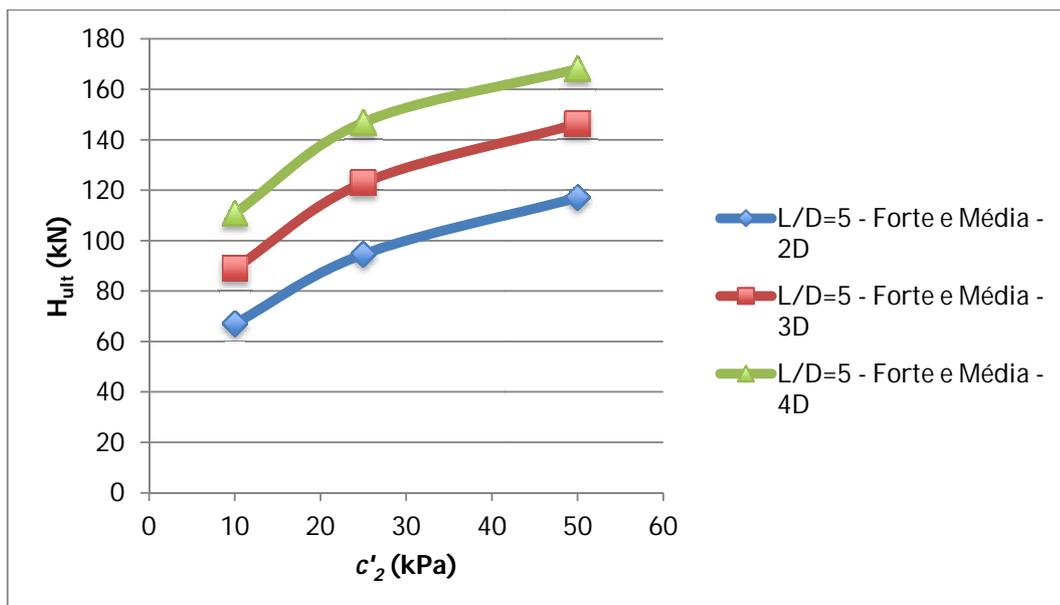


Figura 4.61 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}); cimentações forte e média.

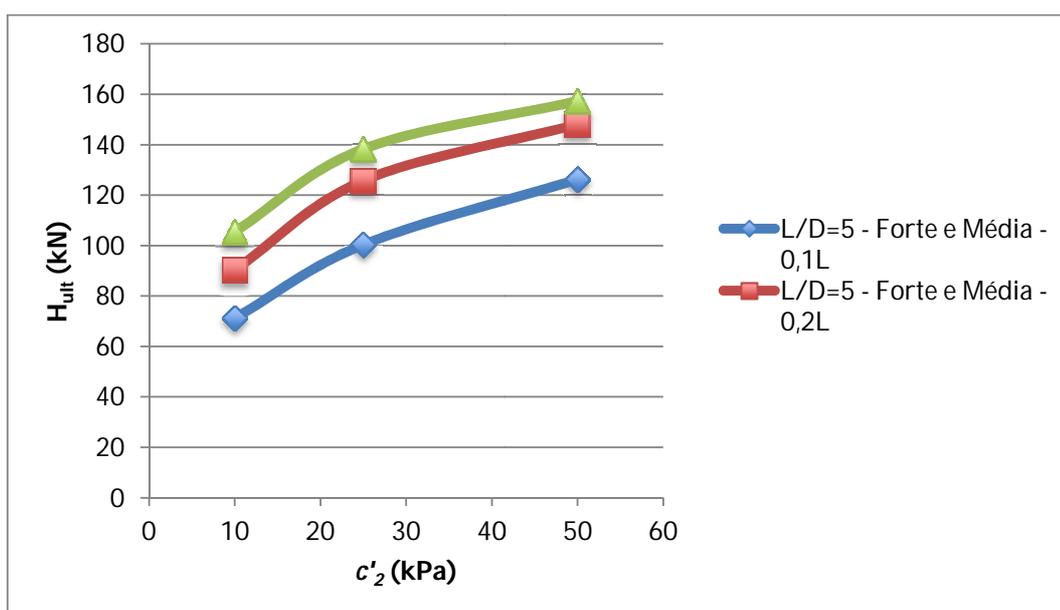


Figura 4.62 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}); cimentações forte e média.

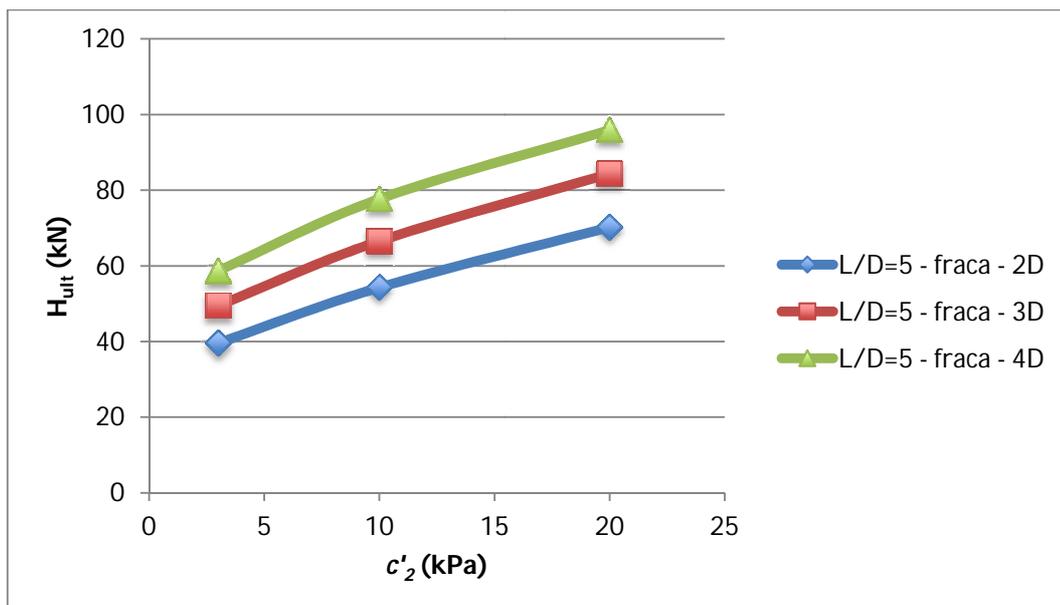


Figura 4.63 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}); cimentação fraca.

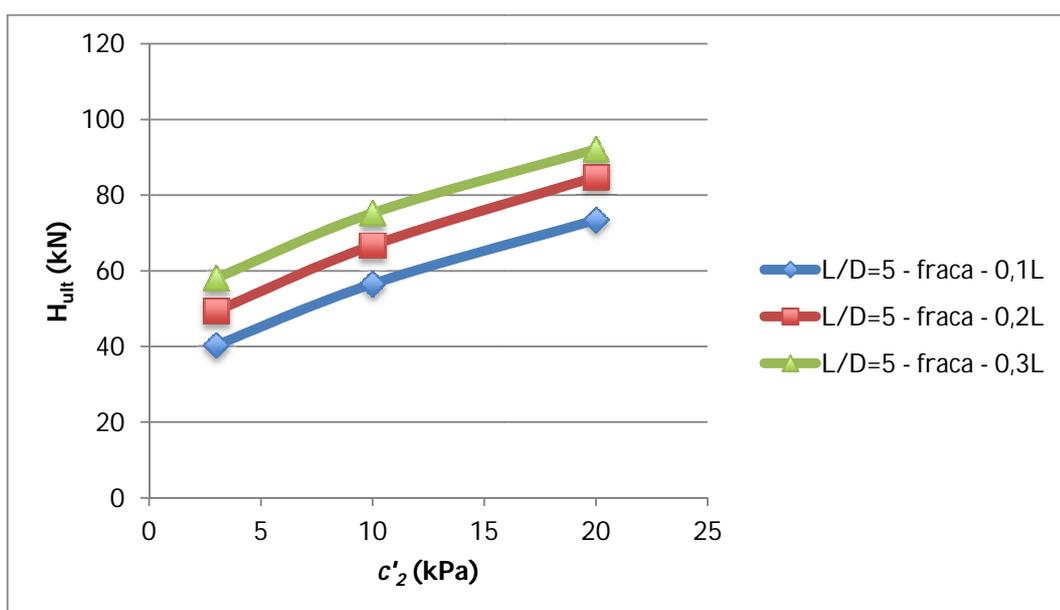


Figura 4.64 – Variação da coesão efetiva do solo natural (c'_2), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}); cimentação fraca.

As Figuras 4.65 a 4.68 contém os gráficos com a variação do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) para todas as simulações realizadas com $L/D=5$. Como se pode verificar, o ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2) influi na capacidade de carga horizontal (H) de estacas com uma camada superficial de solo tratado radial a estas. Embora a sua influência não seja tão significativa quanto a coesão efetiva dos solo cimentado (c'_1) e natural (c'_2), nos gráficos é

visível o aumento da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2).

Devido ao perfeito paralelismo existente entre as curvas plotadas nos gráficos das Figuras 4.66 a 4.68, conclui-se ainda que a influência deste parâmetro (ϕ'_2) é independente do tipo de cimentação (c'_1) e geometria (D_{cim} e L_{cim}) da camada de solo tratado.

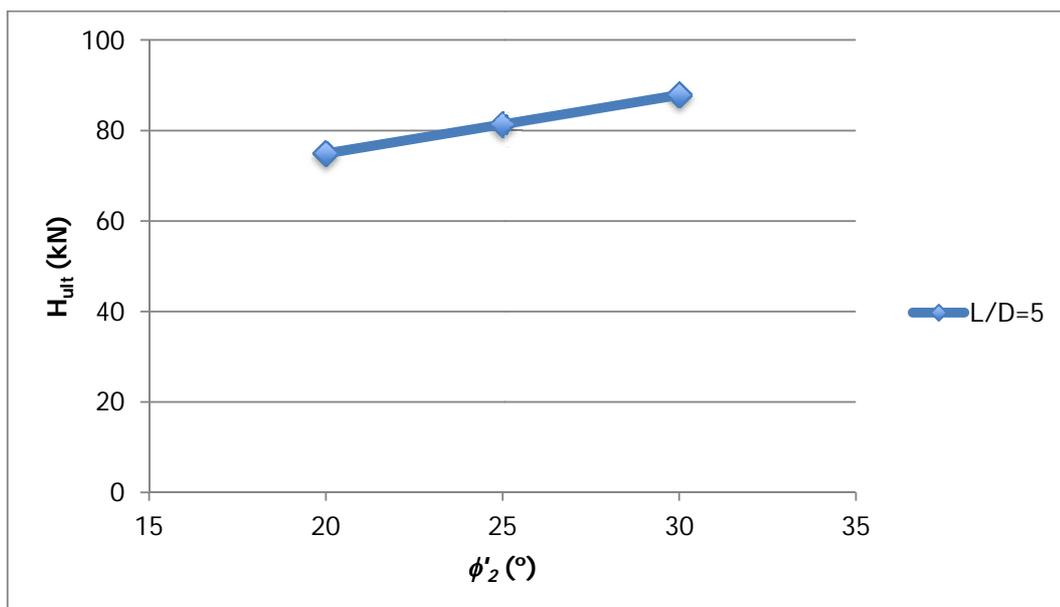


Figura 4.65 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$.

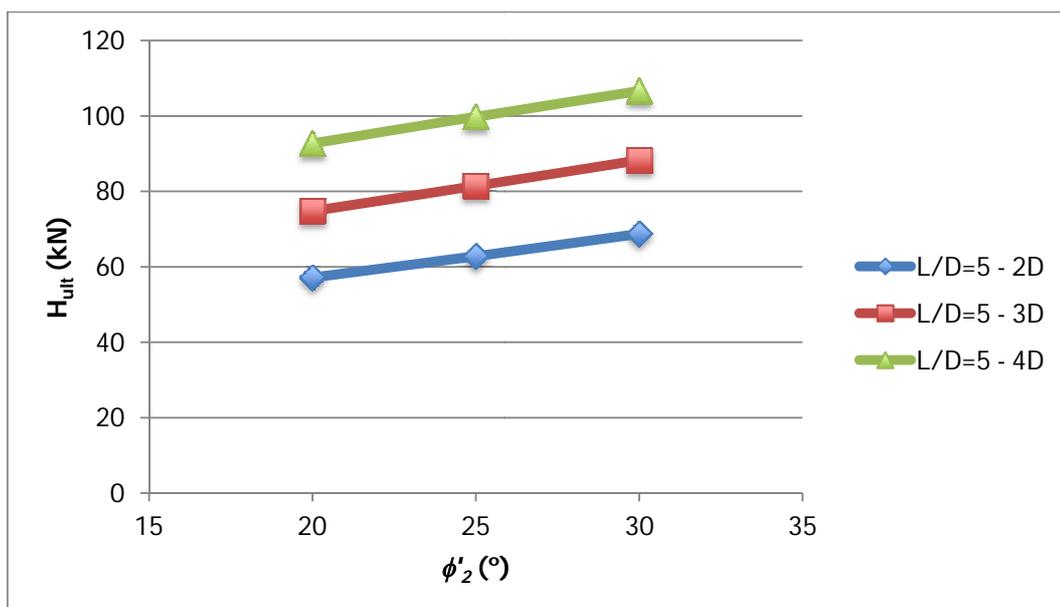


Figura 4.66 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).

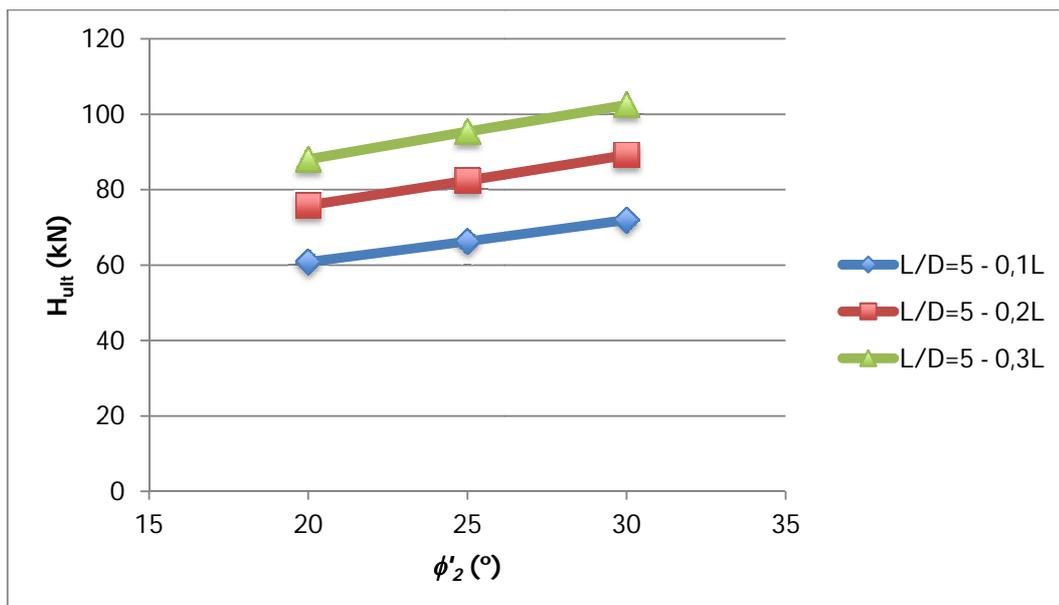


Figura 4.67 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).

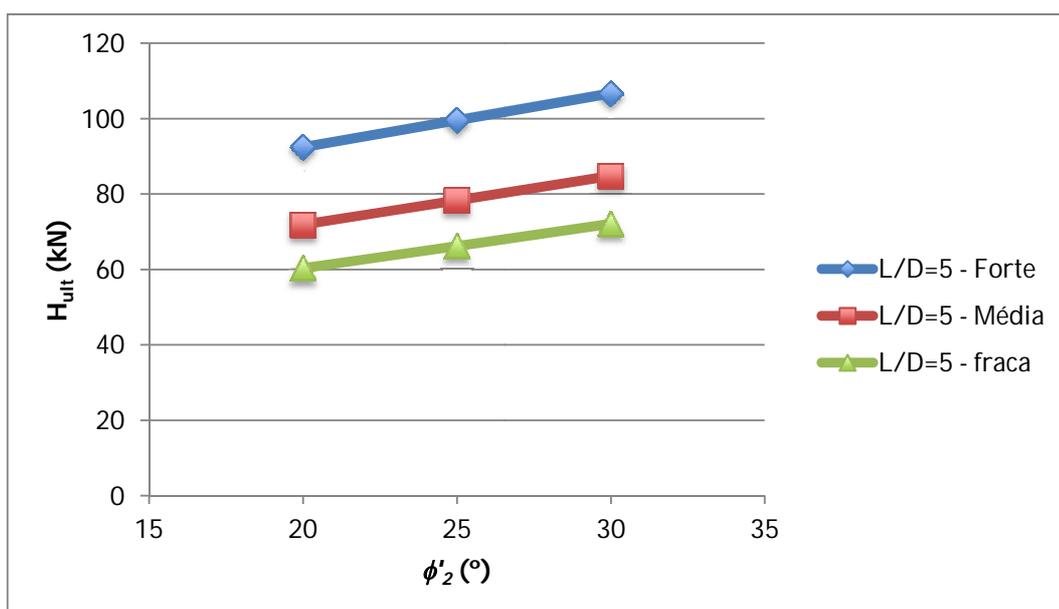


Figura 4.68 – Variação do ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2), para as diferentes cimentações da camada tratada.

As Figuras 4.69 a 4.72 contêm, para todos os ensaios realizados com $L/D=5$ e respectivas alterações das propriedades geométricas (D_{cim} e L_{cim}) e de cimentação (c'_1) da camada de solo tratado, a variação da capacidade de carga última (H_{ult}) com a variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2). Da análise dos gráficos, conclui-se que o módulo de

deformabilidade do solo natural (E_2) tem bastante influência na capacidade de carga horizontal (H) de fundações profundas em solos tratados.

É possível observar-se que a capacidade de carga horizontal última, H_{ult} , aumenta com o aumento de E_2 . Contudo, esse aumento de H_{ult} parece tender a estabilizar para maiores valores do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2). Isto é, a variação de H_{ult} com a alteração do valor de E_2 de 10 MPa para 50 MPa é bem mais significativa no desempenho do sistema que a variação de 50 MPa para 100 MPa.

Note-se (Figura 4.71), que para o valor mais baixo do módulo de deformabilidade do solo natural ($E_2=10\text{MPa}$), parece haver uma ligeira influência da profundidade da camada de solo tratado (L_{cim}). O aumento da profundidade do solo cimentado de 20% para 30% da profundidade da estaca não é tão influente na capacidade de carga última quanto a mesma variação de L_{cim} realizada para valores de E_2 mais elevados.

Observa-se ainda (Figura 4.72), que quanto maior for o módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), maior é a influência da cimentação (c'_1) da camada tratada. Isto é, quanto maior for E_2 , maior será a melhoria de H_{ult} com o aumento da cimentação da camada tratada (c'_1).

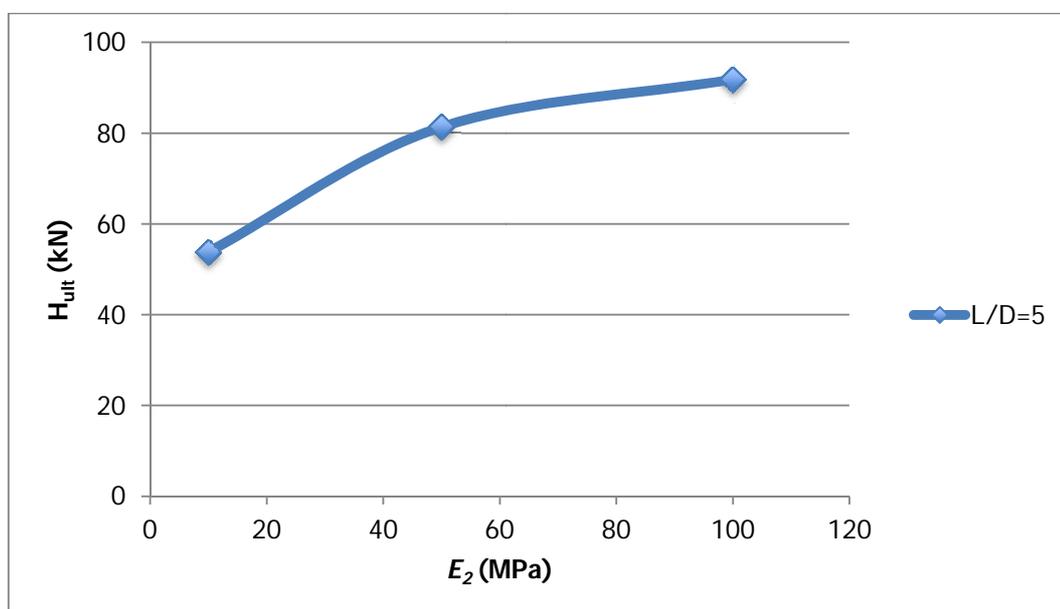


Figura 4.69 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$.

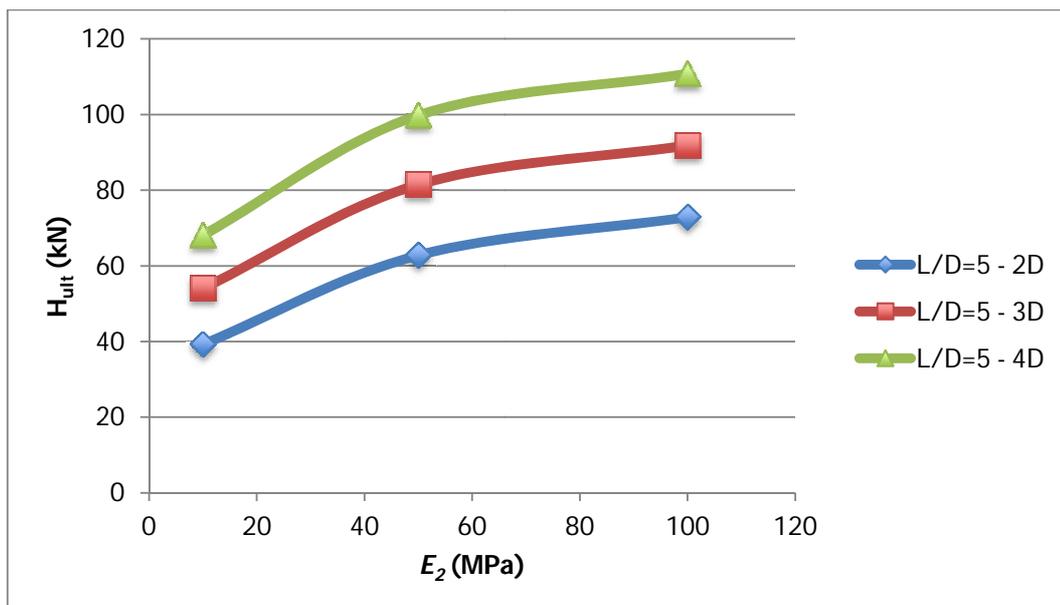


Figura 4.70 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}).

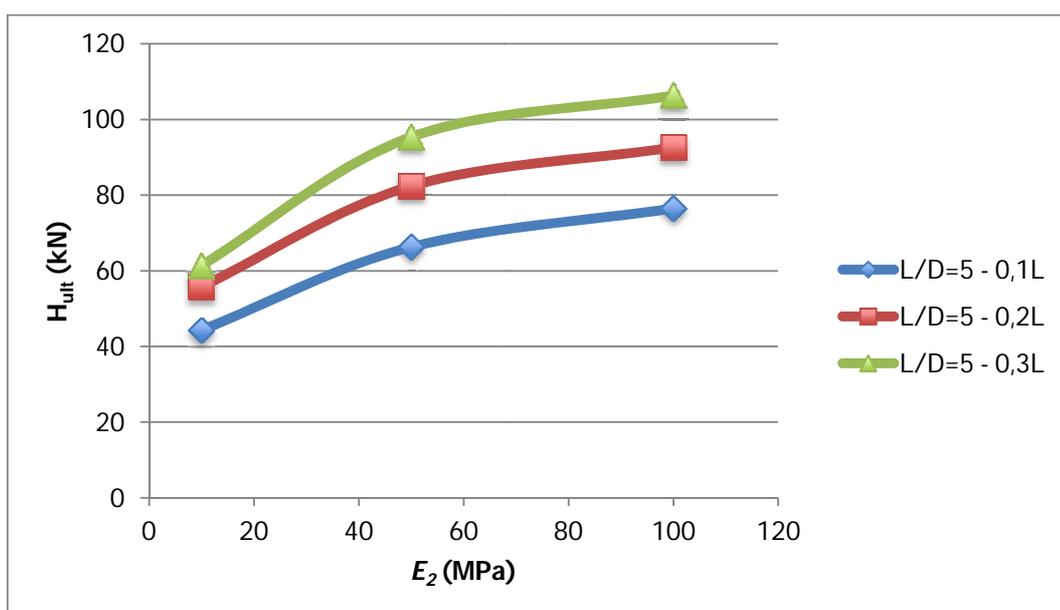


Figura 4.71 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).

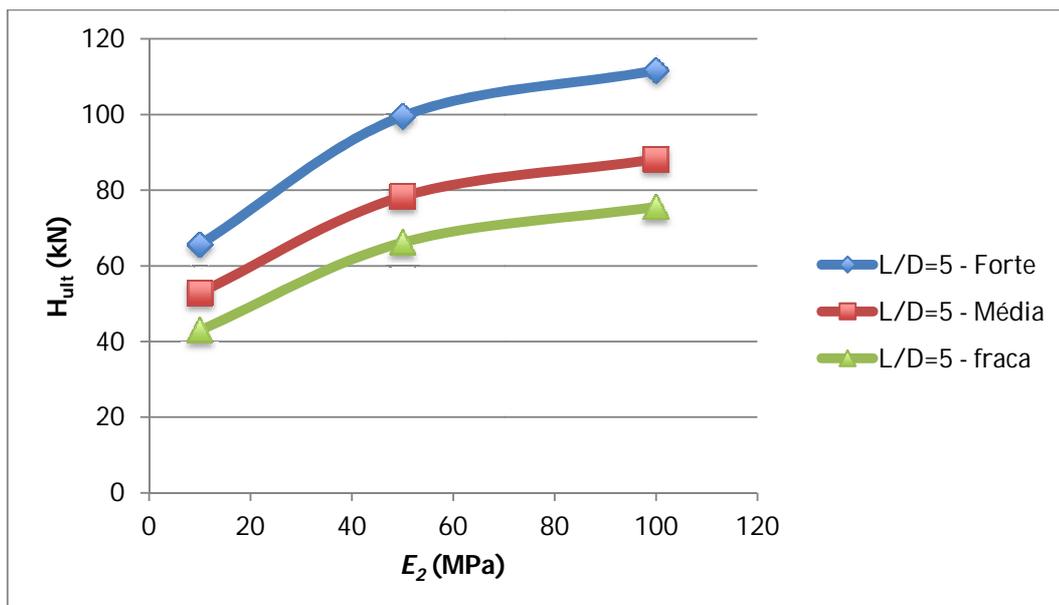


Figura 4.72 – Variação do módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), para as diferentes cimentações da camada tratada.

Terminada a variação dos parâmetros geotécnicos que constituem o modelo numérico, para $L/D=5$, podemos concluir que aqueles que têm influência no comportamento de estacas em solos tratados submetidas a carregamento horizontal são, a coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), coesão efetiva do solo natural (c'_2), ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2) e o módulo de deformabilidade do solo natural (E_2).

Repare-se, que dos parâmetros do solo cimentado, apenas a sua coesão efetiva (c'_1) é relevante para o desempenho de fundações profundas submetidas a carregamento horizontal. Em relação ao solo natural, todos os parâmetros estudados influem no comportamento de estacas, com solo tratado radial a estas, sujeitas a carregamento horizontal.

Seguidamente, será apresentada a influência dos parâmetros geométricos do solo cimentado no comportamento de fundações profundas, com a razão de forma $L/D=5$, em solo tratado submetidas a carregamento horizontal. As Figuras 4.73 a 4.75 mostram a variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do diâmetro do solo cimentado (D_{cim}). Como se pode observar, a capacidade de carga horizontal última de estacas com solo melhorado radial a estas, aumenta linearmente com o aumento do diâmetro da camada tratada.

Da Figura 4.74 conclui-se que, quanto maior for o diâmetro da camada tratada (D_{cim}), maior será a influência do aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}), melhorando a capacidade de carga horizontal última do sistema (H_{ult}). Para o caso do menor valor de D_{cim}

estudado ($D_{cim}=2D=1,2m$), o aumento de L_{cim} de 20% para 30% da profundidade da estaca (L) não provocou qualquer influência na capacidade de carga horizontal última. Observa-se ainda (Figura 4.75), que quanto maior for o diâmetro da camada tratada (D_{cim}), maior é a influência da cimentação (c'_{j}) desta camada. O aumento destes dois parâmetros traduz-se num aumento da capacidade de carga horizontal última de estacas.

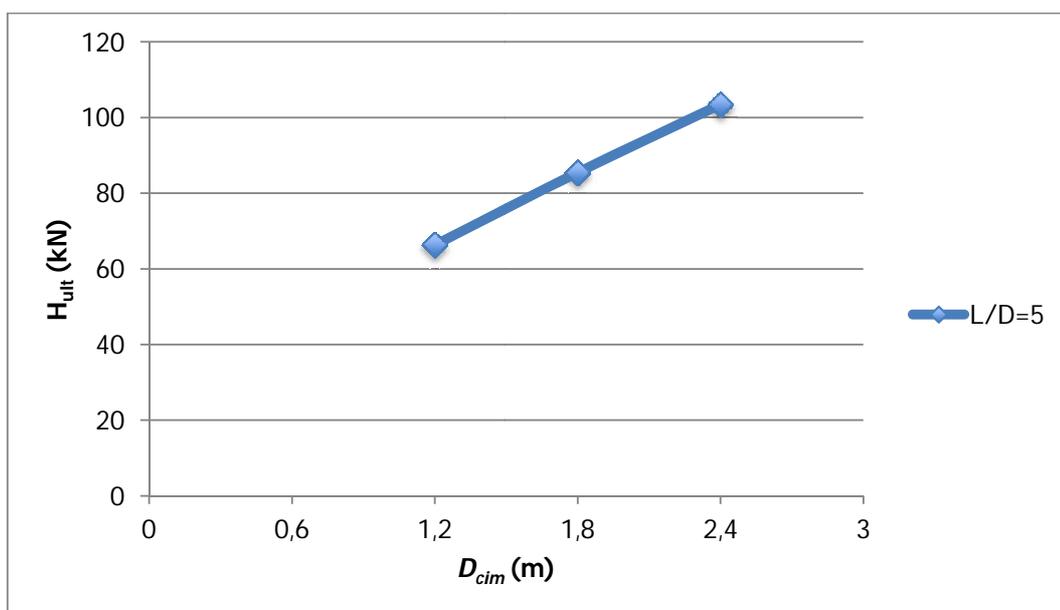


Figura 4.73 – Variação do diâmetro de solo tratado (D_{cim}), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$.

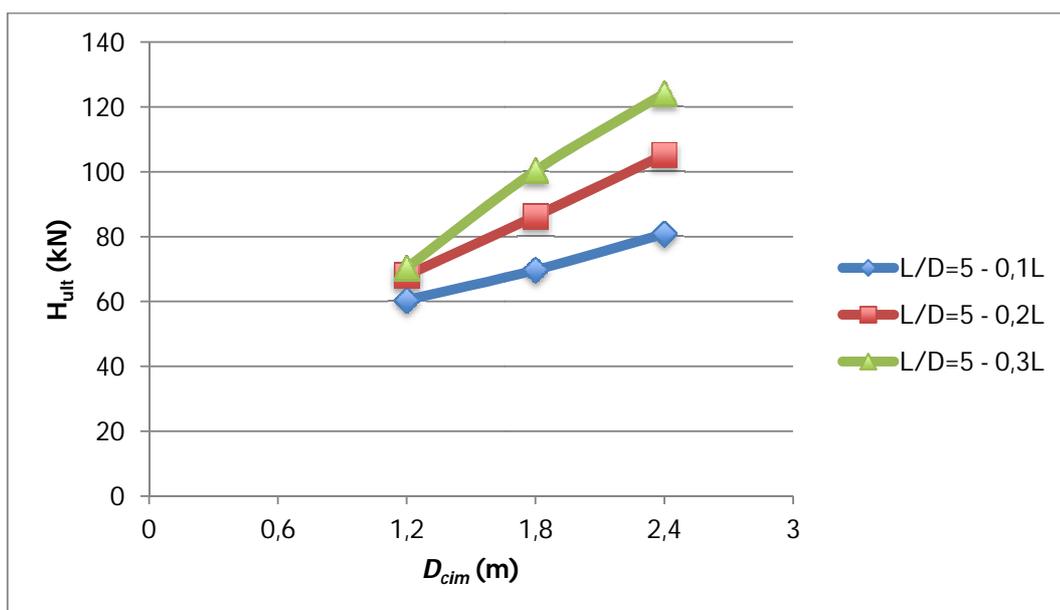


Figura 4.74 – Variação do diâmetro de solo tratado (D_{cim}), para as diferentes profundidades de solo tratado (L_{cim}).

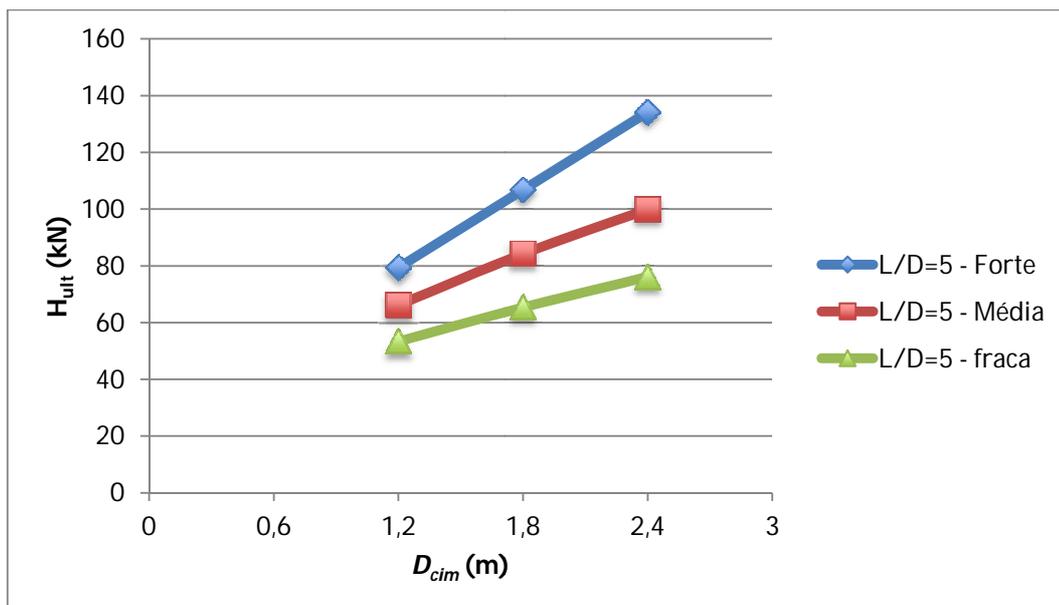


Figura 4.75 – Variação do diâmetro de solo tratado (D_{cim}), para as diferentes cimentações da camada tratada.

A influência da profundidade da camada de solo tratado (L_{cim}), no desempenho de estacas sujeitas a carregamentos horizontais, é apresentada nas Figuras 4.76 a 4.78, que mostram a variação da capacidade de carga última (H_{ult}) com o aumento de (L_{cim}). Como se pode observar, a capacidade de carga horizontal última de estacas com solo melhorado radial a estas, aumenta linearmente com o aumento da profundidade da camada tratada.

Da Figura 4.77 observa-se que quanto maior for a profundidade da camada de solo tratado (L_{cim}), maior será a influência do diâmetro desta camada (D_{cim}), aumentando a capacidade de carga horizontal última de fundações profundas (H_{ult}).

Contudo, em sintonia com o que foi observado na avaliação da influência de D_{cim} , a Figura 4.77 mostra ainda que, para o menor diâmetro da camada tratada ($D_{cim}=2D=1,2m$), o aumento da profundidade desta (L_{cim}) não apresenta significativas melhorias na capacidade de carga horizontal última (H_{ult}). Considerando o caso do aumento de L_{cim} de 20% ($L_{cim}=0,6m$) para 30% ($L_{cim}=0,9m$) da profundidade da estaca, para $D_{cim}=2D$, esta variação não provocou qualquer influência na capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) de estacas.

A Figura 4.78 mostra que quanto maior for a profundidade da camada tratada (L_{cim}), maior é a influência da cimentação (c'_1) desta camada. O aumento destes dois parâmetros traduz-se num aumento da capacidade de carga horizontal última de estacas.

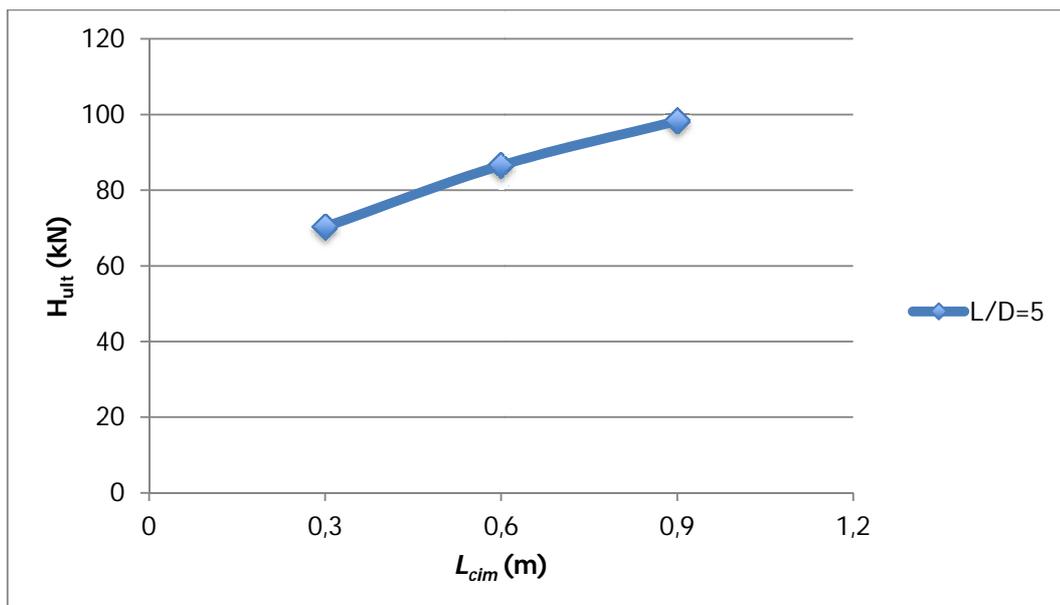


Figura 4.76 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$.

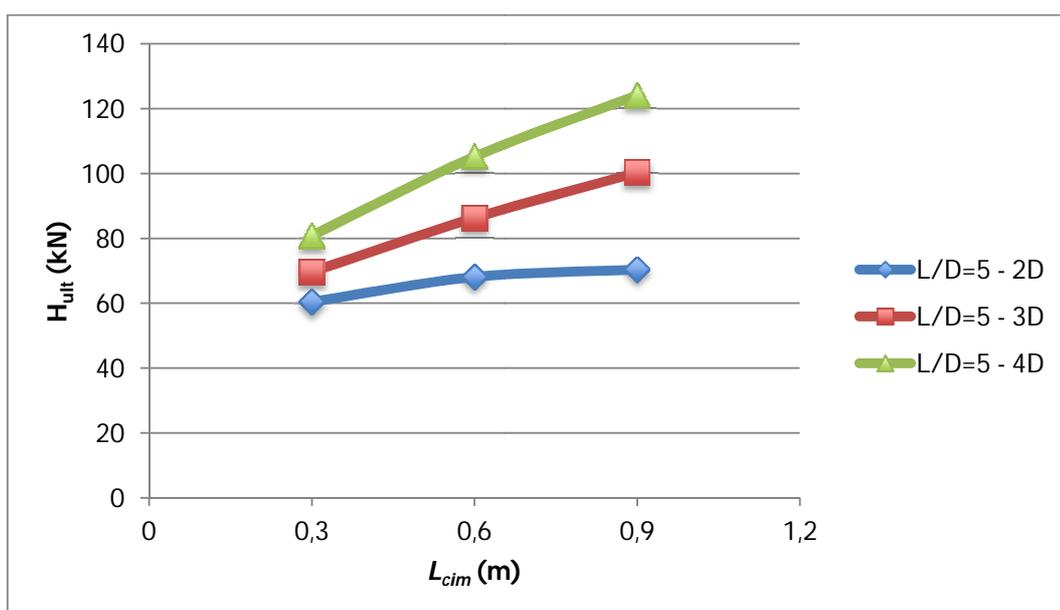


Figura 4.77 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}), $L/D=5$.

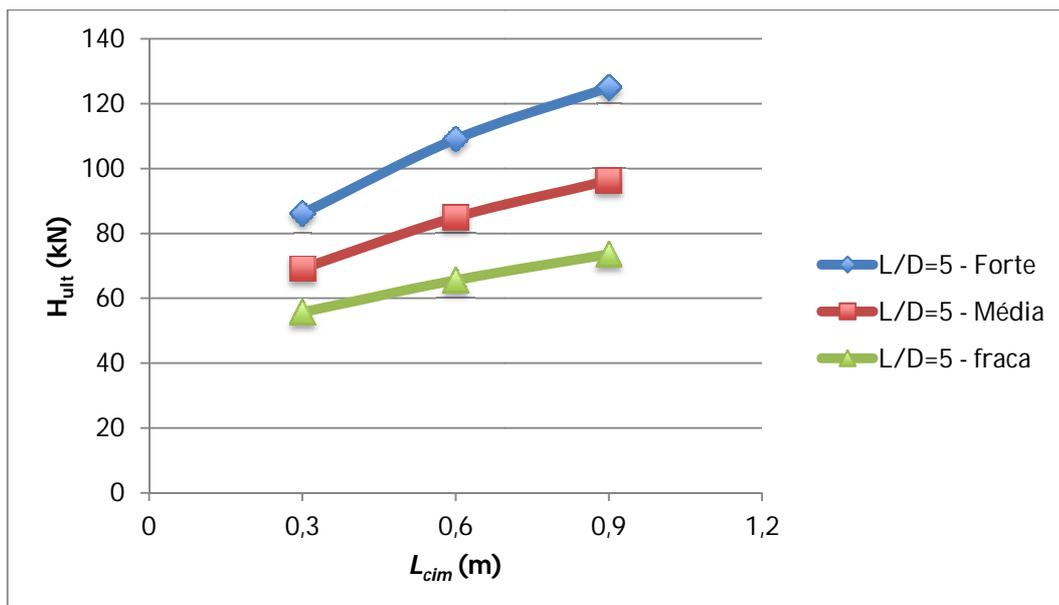


Figura 4.78 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para as diferentes cimentações da camada tratada, $L/D=5$.

As Figuras 4.79 e 4.80 mostram a variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do volume de solo cimentado (V_{cim}). Como se pode observar, a capacidade de carga horizontal última de estacas com uma camada de solo tratado radial a estas, aumenta com o aumento do volume da camada tratada (V_{cim}). Contudo, esse aumento, apesar de seguir uma tendência linear, não é contínuo, pois contém ligeiros patamares ao longo da sua evolução. Essas ligeiras diferenças (patamares) ocorrem devido à distribuição do volume de solo tratado, em função do seu diâmetro (D_{cim}) e profundidade (L_{cim}) que, como vimos anteriormente, a influência de um destes parâmetros está relacionada com o valor do outro.

Observa-se ainda (Figura 4.80), que quanto maior for o volume da camada tratada (V_{cim}), maior é a influência da cimentação (c'_1) desta camada no valor de H_{ult} . De acordo com o observado para os outros parâmetros geométricos estudados, quanto maiores forem o volume e cimentação do solo tratado, maior a capacidade de carga horizontal última de fundações profundas.

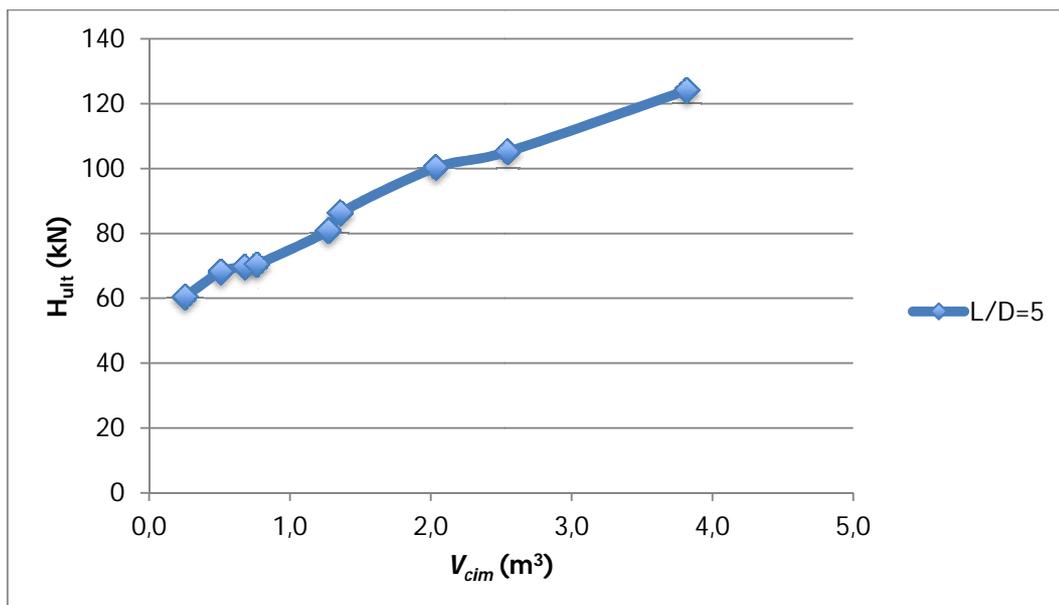


Figura 4.79 – Variação do volume de solo tratado (V_{cim}), para todos os ensaios realizados com $L/D=5$.

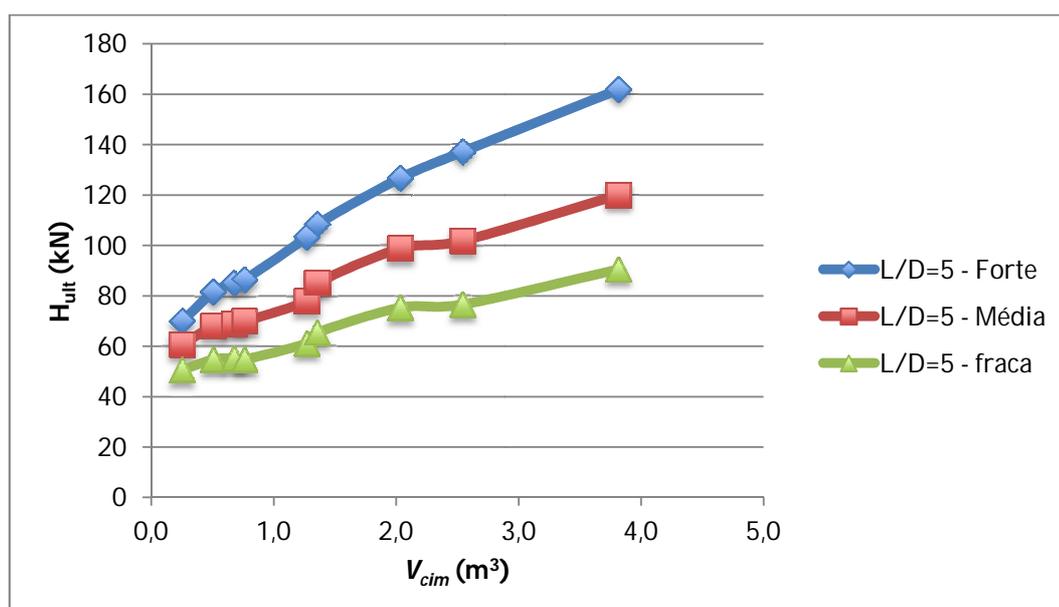


Figura 4.80 – Variação do volume de solo tratado (V_{cim}), para as diferentes cimentações da camada tratada, $L/D=5$.

Como seria de esperar, as dimensões geométricas do solo tratado têm forte influência no comportamento de fundações profundas sujeitas a carregamento horizontal.

Generalizando, para estacas curtas ($L/D=5$), quanto maiores as dimensões do solo tratado, melhor será o desempenho destas quando submetidas a carregamentos horizontais. Sendo esta

conclusão válida para profundidades (L_{cim}) e diâmetros (D_{cim}) de solo tratado de até 0,9m e 2,4m, respectivamente.

Para estacas curtas ($L/D=5$), cujo comportamento sob carga horizontal é rotacional em relação à sua posição inicial (comportamento rígido), os valores de capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) mais elevados foram obtidos para os casos de maiores dimensões (L_{cim} e D_{cim}) e maior cimentação (c'_l correspondente a uma cimentação forte) do solo tratado. De acordo com a configuração adotada nas simulações numéricas, $4D_{0,3L_Forte}$.

Saliento ainda que, para pequenos diâmetros de solo tratado, parece haver uma profundidade de solo tratado crítica, a partir da qual o sistema (estaca carregada horizontalmente com solo tratado radial a esta) não apresenta melhorias com o seu aumento.

Seguidamente, para $L/D=10$, será apresentado um estudo semelhante, desta vez para estacas longas (flexíveis).

- **$L/D=10$**

Para o caso da relação de forma $L/D=10$, os resultados foram semelhantes aos obtidos para $L/D=5$. Apenas se verifica uma significativa diferença na evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada de solo tratado (L_{cim}).

A influência da profundidade da camada de solo tratado (L_{cim}), no desempenho de estacas sujeitas a carregamentos horizontais, é apresentada nas Figuras 4.81 a 4.83, que mostram a variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de (L_{cim}).

Como se pode observar, a capacidade de carga horizontal última de estacas com solo melhorado radial a estas, aumenta com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}). Contudo, esse aumento apenas é válido até uma profundidade de 1,2m (Figura 4.81). Para L_{cim} superiores a 1,2m a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) permanece constante.

Da Figura 4.82 observa-se que quanto maior for a profundidade da camada de solo tratado (L_{cim}), maior será a influência do diâmetro desta camada (D_{cim}), aumentando a capacidade de carga horizontal última de fundações profundas (H_{ult}). Porém, para L_{cim} superiores a 1,2m, a capacidade de carga horizontal última aumenta apenas com o aumento do diâmetro da camada tratada.

A Figura 4.83 mostra que quanto maior for a profundidade da camada tratada (L_{cim}), maior é a influência da cimentação (c'_1) desta camada. No entanto, para L_{cim} superiores a 1,2m, a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta apenas com o aumento da cimentação (c'_1) da camada tratada

Repare-se que o valor limite (crítico) para a influência da profundidade da camada de solo tratado, descrito até então em função da profundidade da estaca, $L_{cim}=0,2L=1,2m$, coincidentemente é o valor correspondente a duas vezes o diâmetro da estaca, isto é, $L_{cim}=2D=1,2m$. No entanto, não dá para afirmar que a profundidade limite para a camada de solo cimentado é correspondente a $2D$ para todos os diâmetros de estaca (D). Contudo, após a pesquisa de campo que será posteriormente apresentada, provou-se que esta suposição é verdadeira, isto é, a profundidade limite (crítica) a partir da qual o seu aumento não revela melhorias para fundações profundas em solos tratados submetidas a carregamento horizontal, é a correspondente a duas vezes o diâmetro da estaca: $L_{cim\ crítico}=2D$.

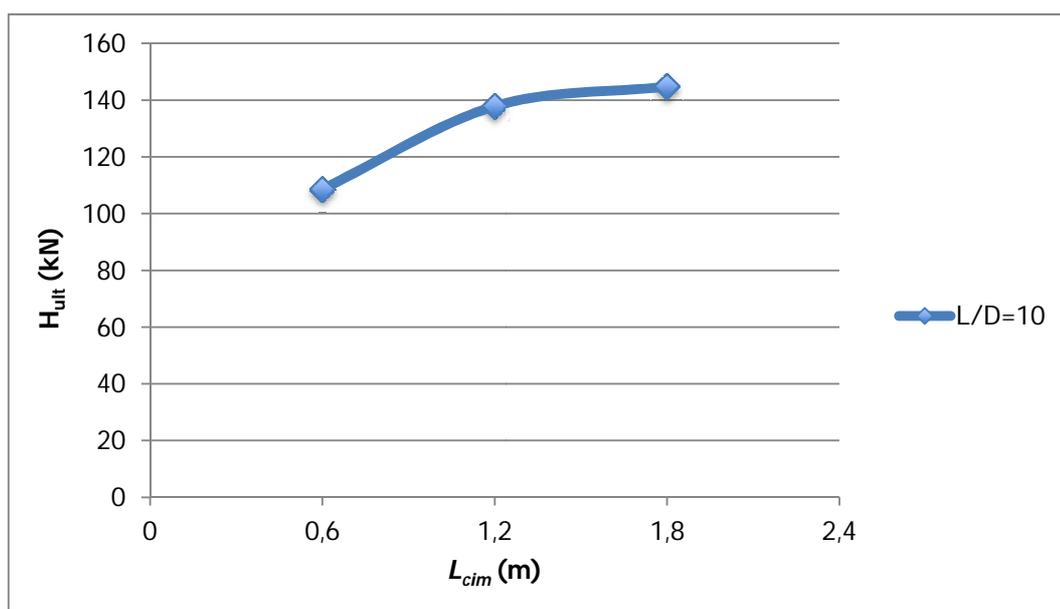


Figura 4.81 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para todos os ensaios realizados com $L/D=10$.

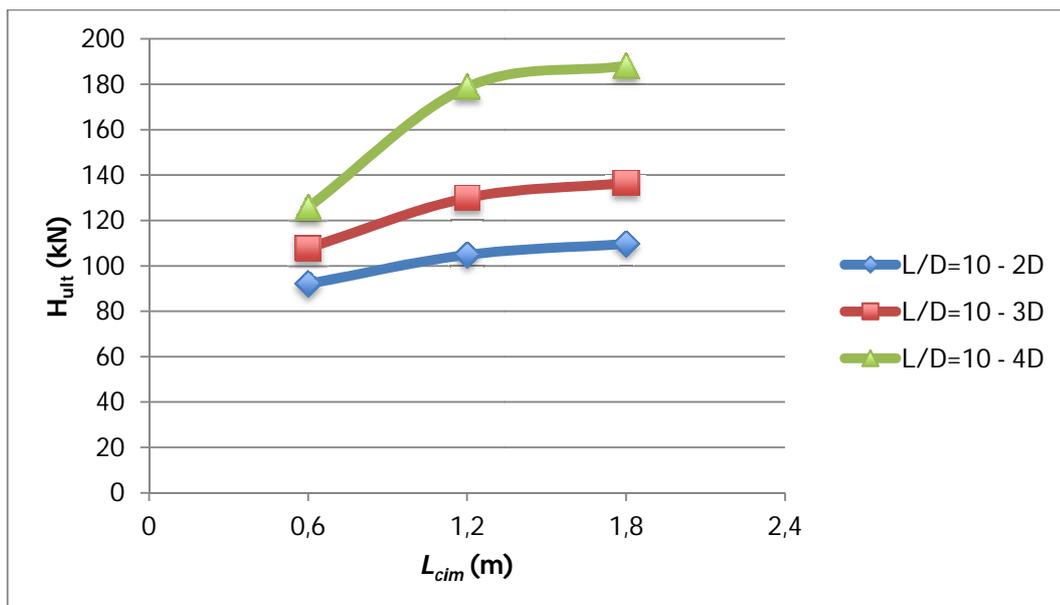


Figura 4.82 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para os diferentes diâmetros de solo tratado (D_{cim}), $L/D=10$.

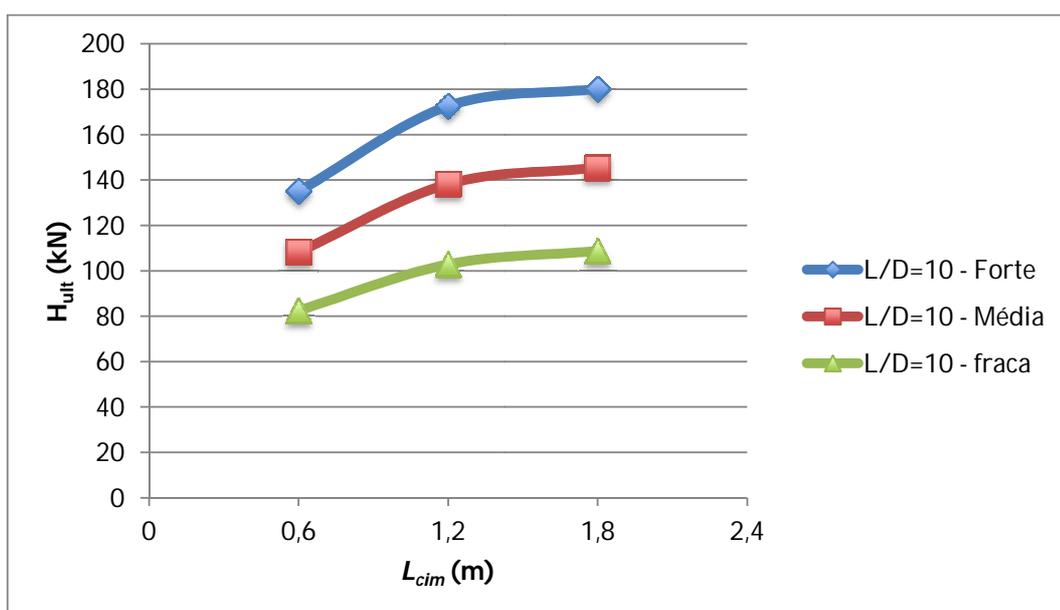


Figura 4.83 – Variação da profundidade de solo tratado (L_{cim}), para as diferentes cimentações da camada tratada, $L/D=10$.

4.3.3.3 Influência dos Parâmetros Geométricos da Estaca

Uma vez estudada a influência dos parâmetros geométricos e geotécnicos da camada superficial de solo tratado radial a estacas submetidas a carregamento horizontal, neste ponto será apresentado um estudo onde se mostra a influência dos parâmetros geométricos da

estaca, nomeadamente o seu diâmetro (D), profundidade (L) e conseqüente razão de forma L/D .

Além da consideração dos resultados de algumas simulações numéricas apresentadas anteriormente na verificação da influência das propriedades geométricas e geotécnicas da camada tratada ($L/D=5$ e $L/D=10$), ambos com um diâmetro da estaca $D=0,6\text{m}$, foram realizadas novas simulações numéricas complementares, para $L/D=5$, $L/D=10$, $L/D=20$ e $L/D=50$, variando ainda o diâmetro (D) e conseqüente profundidade (L) da estaca para a mesma relação L/D .

Tendo como premissa que uma estaca com $L/D=5$ se comporta como rígida e uma com $L/D=10$ tem um comportamento flexível, formando uma “alavanca”, decidiu-se considerar mais duas razões de forma da estaca (L/D) superiores a esta última, avaliando-se assim de forma mais abrangente, a influência desta razão na capacidade de carga horizontal de fundações profundas. Resumidamente, partiu-se da dúvida de que uma estaca com razão $L/D=10$ seria totalmente representativa do comportamento de estacas flexíveis (longas).

Assim, foram adotados 3 diâmetros diferentes para a estaca, $D=0,3\text{m}$, $D=0,6\text{m}$ e $D=1,2\text{m}$, considerados bastante abrangentes do que é usual na prática da engenharia de fundações. Para cada diâmetro considerado, a profundidade da estaca (L) variou de acordo com a razão L/D a obter, nomeadamente $L/D=5$, $L/D=10$, $L/D=20$ e $L/D=50$.

Ainda, para cada geometria da estaca, consideraram-se duas condições geométricas diferentes para o solo tratado, uma de menor tratamento ($D_{cim}=2D$ e $L_{cim}=D$) e outra, com maior tratamento, $D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=2D$. Note-se que a profundidade da camada tratada (L_{cim}) foi planejada de acordo com o L_{cim} crítico obtido anteriormente, de valor igual a duas vezes o diâmetro da estaca ($L_{cim\text{ crítico}}=2D$).

A Tabela 4.6 mostra as diferentes configurações geométricas da estaca e do solo tratado, usadas nas simulações numéricas realizadas para verificar a influência das propriedades geométricas das estacas.

Tabela 4.6 – Geometria da estaca e do solo tratado usada nas simulações numéricas.

	D (m)	L (m)	L/D	D_{cim} (m)	L_{cim} (m)
Menor Tratamento ($D_{cim}=2D$ e $L_{cim}=D$)	0,3	1,5	5	0,6	0,3
		3	10		
		6	20		
		15	50		
	0,6	3	5	1,2	0,6
		6	10		
		12	20		
		30	50		
	1,2	6	5	2,4	1,2
		12	10		
		24	20		
		60	50		
Maior Tratamento ($D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=2D$)	0,3	1,5	5	1,2	0,6
		3	10		
		6	20		
		15	50		
	0,6	3	5	2,4	1,2
		6	10		
		12	20		
		30	50		
	1,2	6	5	4,8	2,4
		12	10		
		24	20		
		60	50		

Visto que o foco destas simulações é a avaliação da influência dos parâmetros geométricos da estaca, para esta e para o solos natural e cimentado, os parâmetros que caracterizam o comportamento destes no modelo numérico, mantiveram-se inalterados em todas as simulações realizadas.

Para a estaca, com comportamento elástico linear, os parâmetros de resistência utilizados encontram-se na Tabela 4.1, apresentada anteriormente. Para as propriedades geotécnicas dos solos natural e cimentado, foram considerados os mesmos valores usados para a verificação da influência do contato solo-estaca, previamente apresentados nas Tabelas 4.2 e 4.3, respectivamente.

Novamente, o carregamento horizontal aplicado à estaca, correspondeu na prática a uma imposição de deslocamento no topo desta, de valor igual a 3% do seu diâmetro. Com isto, devido aos diferentes diâmetros de estaca, podemos considerar que o carregamento aplicado é proporcionalmente o mesmo em todas as estacas estudadas.

Ainda, de acordo com o realizado em todas as simulações numéricas apresentadas, independentemente do diâmetro da estaca, o carregamento horizontal foi imposta a uma distância $e_z=0,5\text{m}$ da superfície do terreno, somada à profundidade da estaca (L).

Após a realização de todas as simulações numéricas, os resultados foram comparados através do valor da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) e respectiva deformada, obtidas para cada simulação numérica.

- **Capacidade de Carga Horizontal Última (H_{ult})**

Para cada valor do diâmetro da estaca, $D=0,3\text{m}$, $D=0,6\text{m}$ e $D=1,2\text{m}$ e respectivos tratamentos de solo cimentado (menor e maior), será apresentada a variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da razão de forma da estaca L/D .

No caso de $D=0,6\text{m}$, a título de exceção, são ainda apresentadas as curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para todos os L/D (Figuras 4.84 e 4.85). Através destas, pode-se concluir que, independentemente da camada de solo tratado (menor ou maior) o comportamento das estacas com $L/D=5$ é totalmente diferenciado do obtido para $L/D=10$, $L/D=20$ e $L/D=50$, cujas curvas coincidem perfeitamente entre elas. Isto é, a curva carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) é a mesma para relações L/D iguais ou superiores a 10.

Ainda, das curvas das Figuras 4.84 e 4.85, é perfeitamente visível o ponto, a partir do qual a profundidade da estaca passa a ter influência no desempenho do sistema. Repare-se que o comportamento das curvas é praticamente o mesmo até determinado ponto, a partir do qual, devido ao aumento da profundidade da estaca, esta passa a comportar-se como uma estaca flexível, solicitando mais as propriedades de resistência mecânica da estaca, que somadas à normal reação do solo, provocam maiores valores de H , quando comparado com as estacas curtas (rígidas, com comportamento rotacional em relação à sua posição inicial). Estas curvas não serão apresentadas para os restantes diâmetros de estaca considerados neste estudo ($D=0,3\text{m}$ e $D=1,2\text{m}$), pois o seu comportamento é igual ao obtido para $D=0,6\text{m}$. De acordo

com o supracitado, os resultados serão apresentados através de gráficos contendo a variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da razão de forma da estaca L/D .

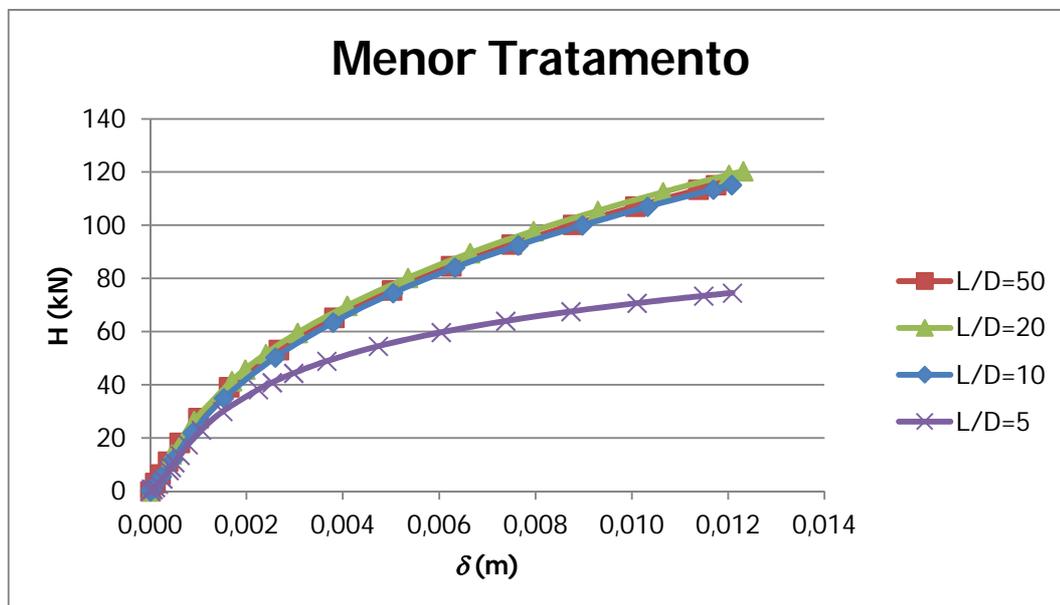


Figura 4.84 – Curvas de carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para todos os L/D com $D=0,6\text{m}$, considerando menor tratamento.

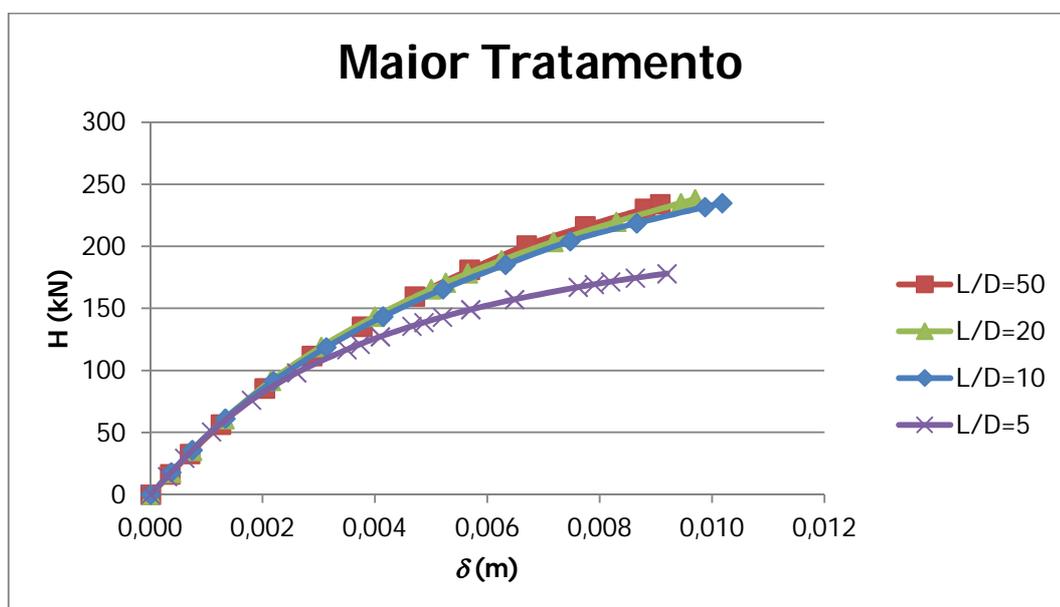


Figura 4.85 – Curvas de carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para todos os L/D com $D=0,6\text{m}$, considerando maior tratamento.

As Figuras 4.86, 4.87 e 4.88 mostram a variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da razão de forma da estaca L/D para, respectivamente, diâmetro de estaca igual a 0,3m ($D=0,3m$), $D=0,6m$ e $D=1,2m$. Saliento que, para o mesmo diâmetro, o aumento no valor de L/D se deve ao aumento da profundidade da estaca.

Das Figuras, podemos concluir que independentemente do diâmetro da estaca e da quantidade de solo tratado (menor ou maior tratamento), a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) do sistema é a mesma para relações L/D iguais ou superiores a 10. A única diferença deve-se ao seu valor de H_{ult} , que como havíamos provado anteriormente, é mais elevado para camadas maiores do que para camadas menores de solo tratado.

Resumindo, o aumento da profundidade da estaca, traduzido para o mesmo diâmetro através da relação L/D , deixa de ter influência na capacidade de carga horizontal para L/D iguais ou superiores a 10.

Ainda, podemos concluir que, independentemente do seu diâmetro, uma estaca com razão $L/D=10$ já é perfeitamente representativa do comportamento de uma estaca flexível (longa), quando sujeita a carregamento horizontal.

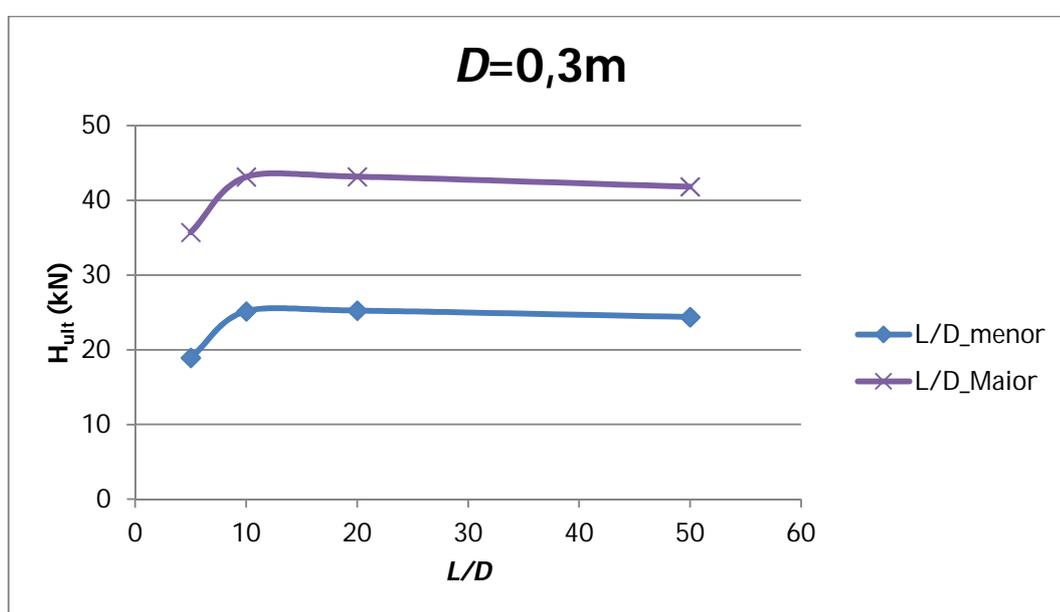


Figura 4.86 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para $D=0,3m$.

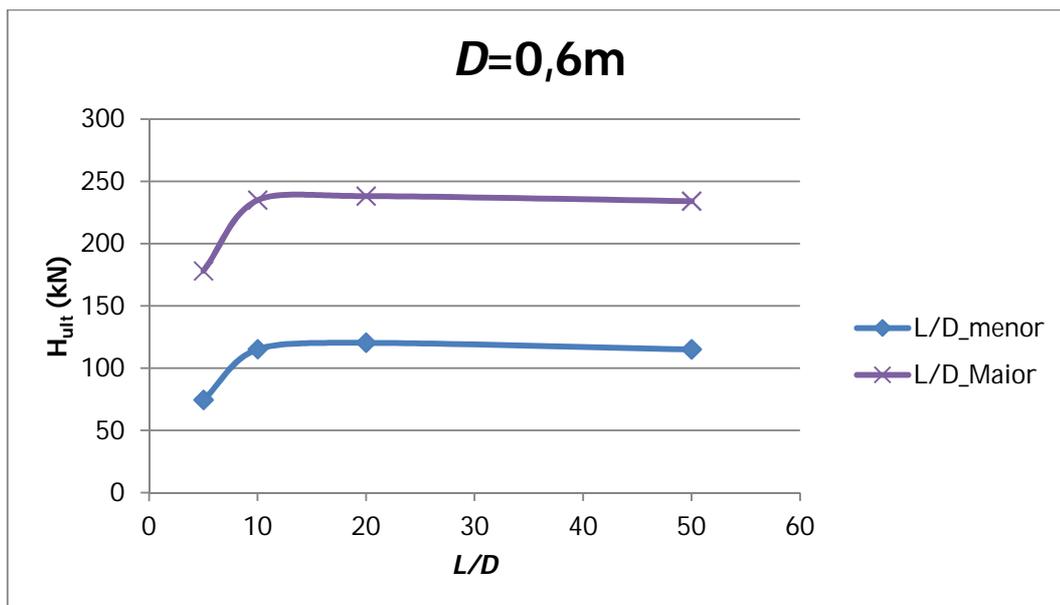


Figura 4.87 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para $D=0,6m$.

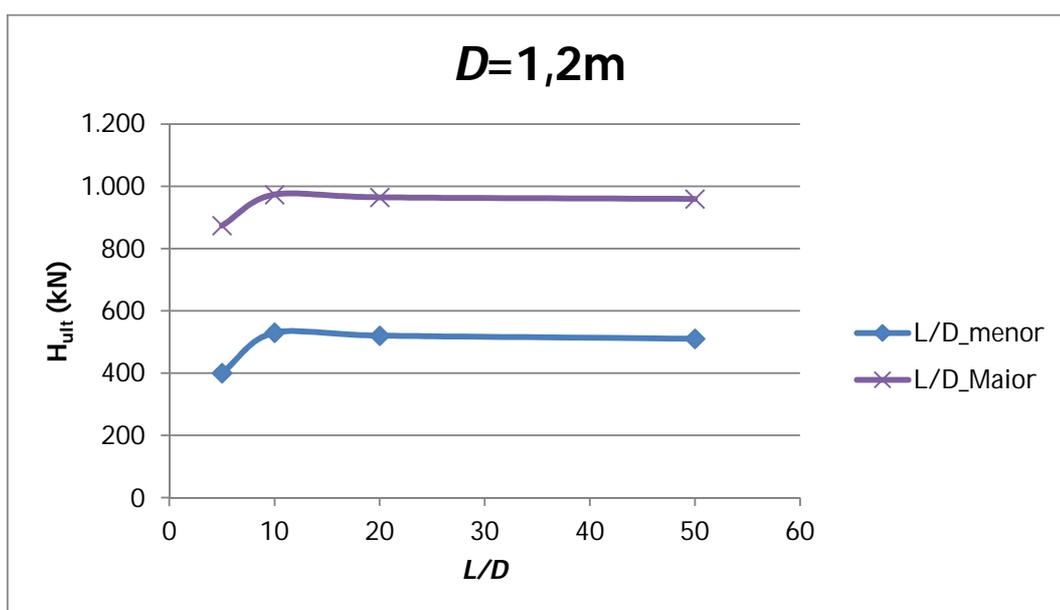


Figura 4.88 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para $D=1,2m$.

Uma vez concluído e provado que, até $L/D=10$, o comportamento de uma estaca sujeita a carregamento horizontal depende da sua relação de forma, isto é, se se comporta como uma estaca rígida ou flexível, precisamos verificar se, para a mesma relação L/D , a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) vai ser igual, independentemente do diâmetro da estaca. As Figuras 4.89 e 4.90, para os casos de menor e maior tratamento respectivamente, dão-nos essa resposta, mostrando que o diâmetro da estaca é bastante significativo para o desempenho

destas quando sujeitas a carregamento horizontal. Semelhante nos dois casos de volume de tratamento (maior e menor), quanto maior for o diâmetro da estaca (D), maior vai ser a sua capacidade de carga horizontal última (H_{ult}), independentemente do seu valor de L/D .

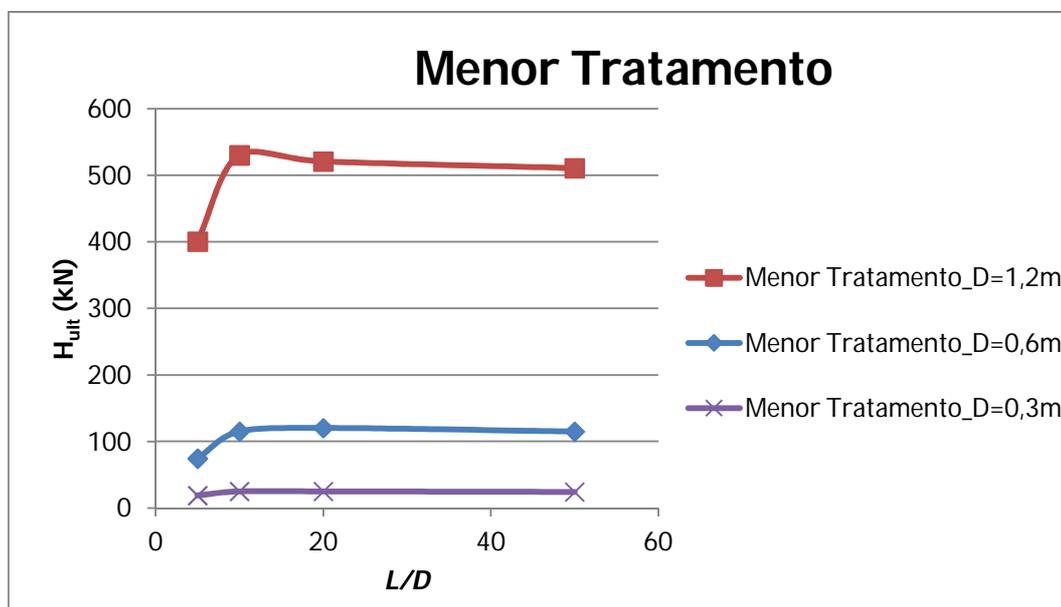


Figura 4.89 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para os diversos diâmetros da estaca (D); menor tratamento.

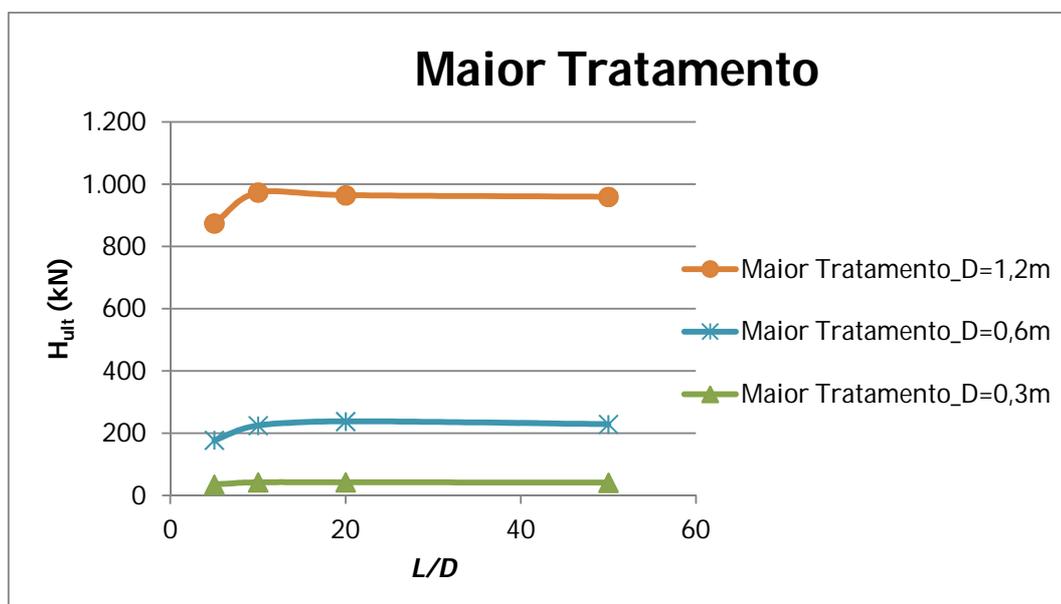


Figura 4.90 – Variação da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento de L/D , para os diversos diâmetros da estaca (D); maior tratamento.

Uma vez verificado que, para a mesma relação L/D , o diâmetro da estaca (D) influencia na capacidade de carga horizontal última (H_{ult}), tentou-se, por forma a controlar essa diferença, normalizar o valor da capacidade de carga horizontal última de modo a que as curvas apresentadas anteriormente se ajustassem em uma só.

Assim, se escrevermos a capacidade de carga horizontal última sob a forma de uma capacidade de carga horizontal característica, H_k , obtida de acordo com a equação 4.8, as curvas para a variação desta com o aumento de L/D ajustam-se numa só, como se pode observar nas Figuras 4.91 e 4.92.

$$H_k = \frac{H_{ult}}{2\pi * r * L} \quad (4.8)$$

Onde H_{ult} é a capacidade de carga horizontal última (kN), r o raio da estaca (m) e L a sua profundidade (m).

Repare-se que as unidades de H_k surgem sob a forma de pressão (kN/m²), pois o valor de H_{ult} (kN) foi dividido pela área do fuste da estaca (perímetro da circunferência vezes a profundidade), em m².

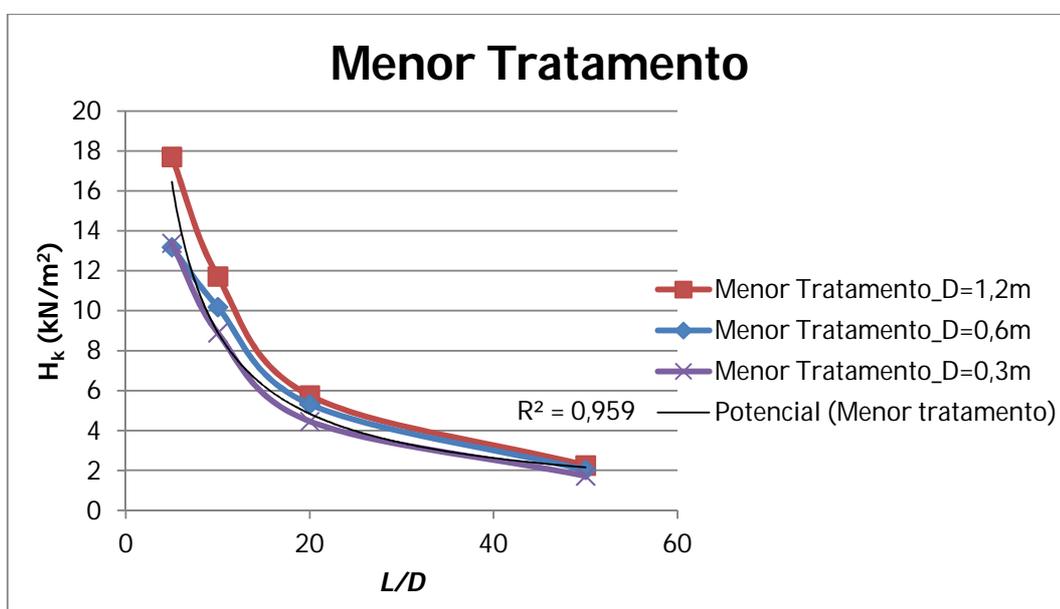


Figura 4.91 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de L/D , para os diversos diâmetros da estaca (D); menor tratamento.

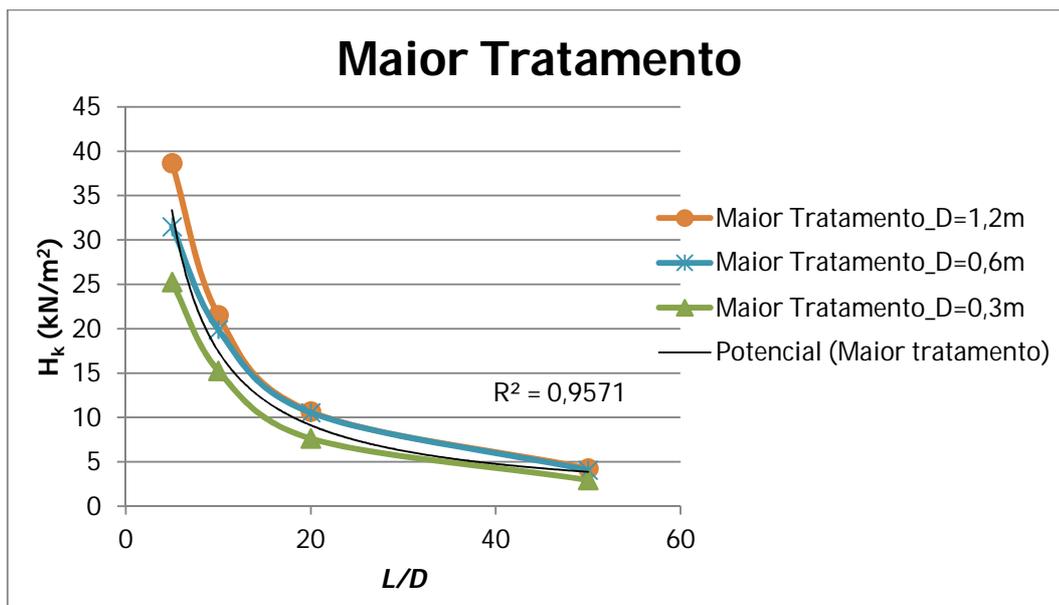


Figura 4.92 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de L/D , para os diversos diâmetros da estaca (D); maior tratamento.

Podemos observar que, tanto no caso de menor tratamento (Figura 4.91) quanto no caso de maior tratamento (Figura 4.92), as curvas podem ser ajustadas numa só, através de uma regressão potencial com coeficientes de determinação (R^2) bastante satisfatórios.

Com esta normalização da capacidade de carga horizontal, o efeito do diâmetro da estaca para o mesmo L/D fica oculto podendo-se, através de H_k , generalizar o comportamento das estacas de acordo com o seu L/D . Em outras palavras, comparando os resultados em função de H_k ao invés de os comparar em função de H_{ult} , estamos a representar qualquer diâmetro da estaca para aquela relação L/D . Esta conclusão será de importância maior quando, como se pode observar no subcapítulo seguinte (4.4), for feita a análise matemática dos resultados das simulações numéricas, para estacas curtas e longas.

Plotando a curva para o menor tratamento junto com a de maior tratamento (Figura 4.93), podemos ainda verificar que o seu comportamento é semelhante, dependendo apenas, para os mesmos parâmetros geotécnicos, das dimensões da camada de solo tratado (D_{cim} e L_{cim}), por isso a formação das duas curvas.

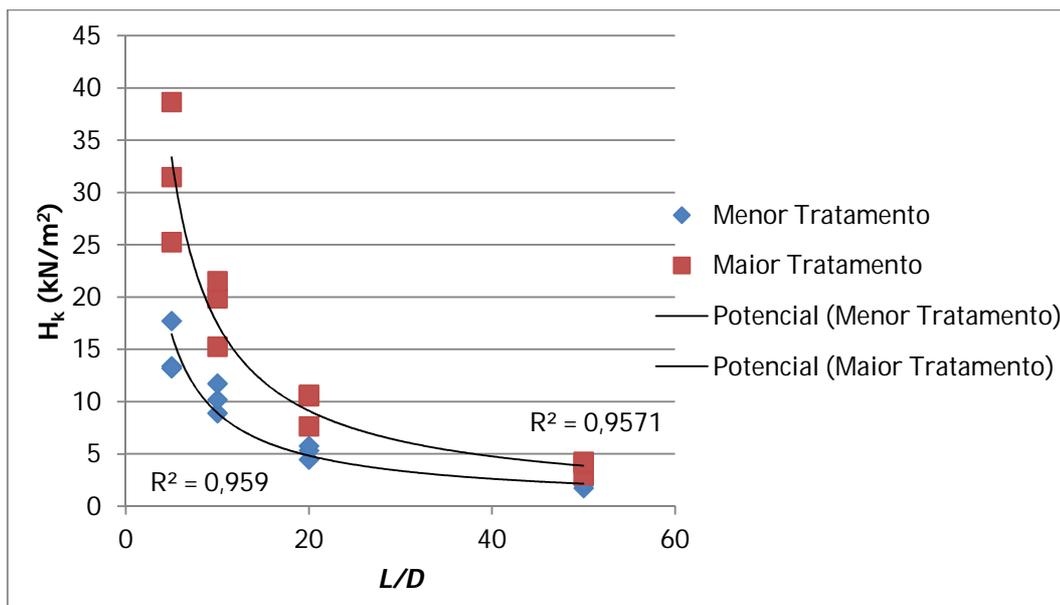


Figura 4.93 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de L/D , para as diferentes geometrias de tratamento.

- **Deformadas**

Relembro que anteriormente foi comprovado que as deformadas das estacas longas e curtas com solo tratado radial a estas, mantêm a mesma tendência de comportamento que as estacas em solo natural, e ainda, que a variação desta camada tratada também não afeta o seu comportamento, não dependendo a deformada das dimensões da camada tratada mas sim da sua relação L/D (estaca rígida ou flexível).

A única diferença entre estas é referente ao nível de deslocamentos horizontais (δ), sendo que com a inclusão e aumento da camada de solo tratado o nível de deslocamentos diminui. Contudo o seu comportamento em profundidade é semelhante, independentemente da existência da camada tratada e suas respectivas variações.

Esta semelhança de comportamento, independente da camada tratada, verificou-se para todos os diâmetros considerados neste estudo, $D=0,3m$, $D=0,6m$ e $D=1,2m$. Contudo, neste estudo apenas serão apresentadas as deformadas obtidas nas simulações numéricas realizadas para a menor camada de tratamento (maiores deslocamentos).

As Figuras 4.94, 4.95 e 4.96 mostram, respectivamente, as deformadas das estacas com diâmetro (D) igual a 0,3m, 0,6m e 1,2m para todas relações L/D . Independentemente do

diâmetro da estaca, observa-se a perfeita deflexão das estacas longas e a nítida rigidez obtida para as estacas curtas ($L/D=5$). Verifica-se ainda que a deformada de uma estaca com razão de forma $L/D=10$ é totalmente representativa do comportamento de uma estaca flexível (longa), pois o comportamento desta é exatamente igual ao obtido para as relações de forma da estaca superiores, nomeadamente $L/D=20$ e $L/D=50$.

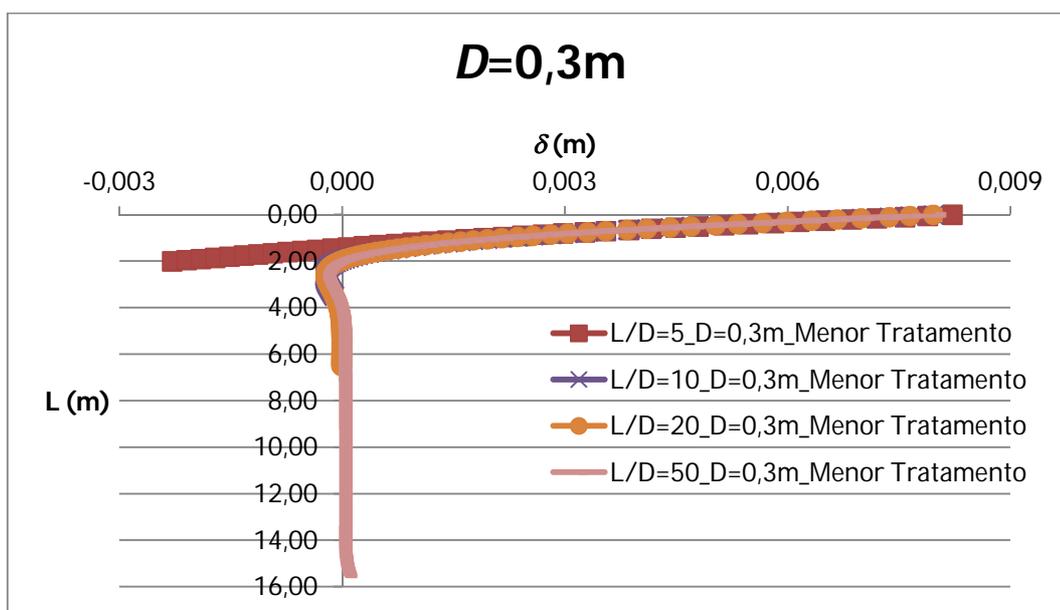


Figura 4.94 – Deformada das estacas com $D=0,3\text{m}$, para as diversas razões L/D .

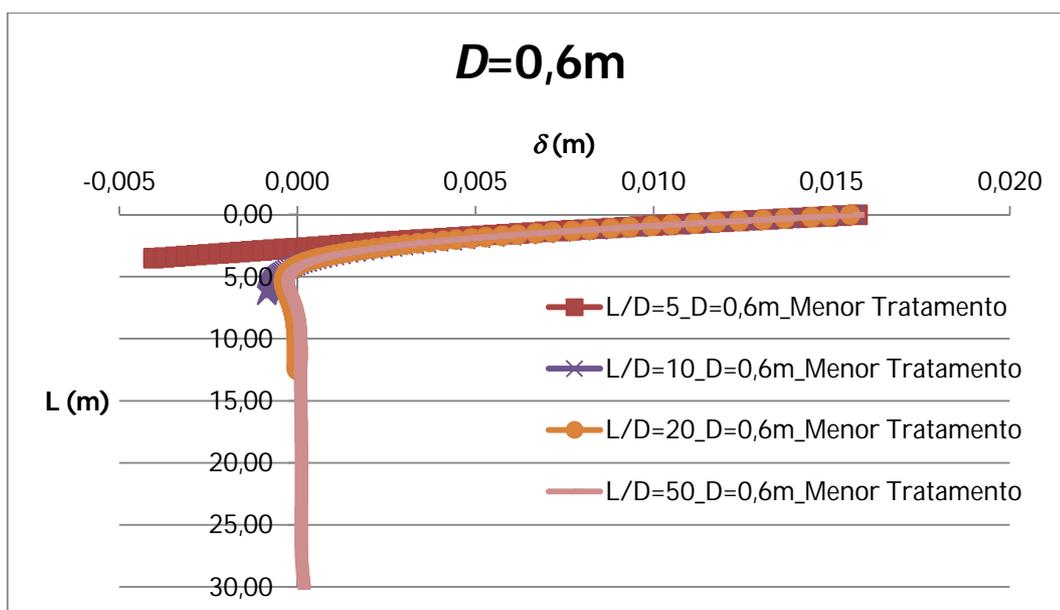


Figura 4.95 – Deformada das estacas com $D=0,6\text{m}$, para as diversas razões L/D .

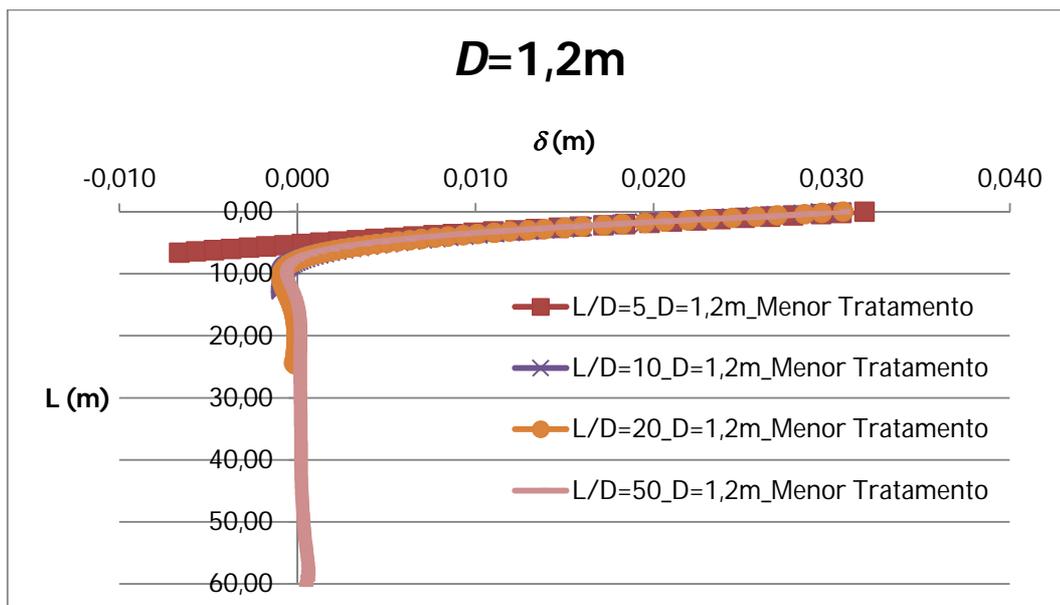


Figura 4.96 – Deformada das estacas com $D=1,2m$, para as diversas razões L/D .

As Figuras 4.97 a 4.100 mostram que, para cada relação L/D , a deformada da estaca pode ser normalizada de acordo com a sua profundidade e diâmetro, isto é, L_z/L versus δ/D . Assim, sabendo a deformada de uma estaca com determinada razão L/D , podemos estimar a deformada de outra, com dimensões diferentes, desde que se mantenha a mesma relação L/D .

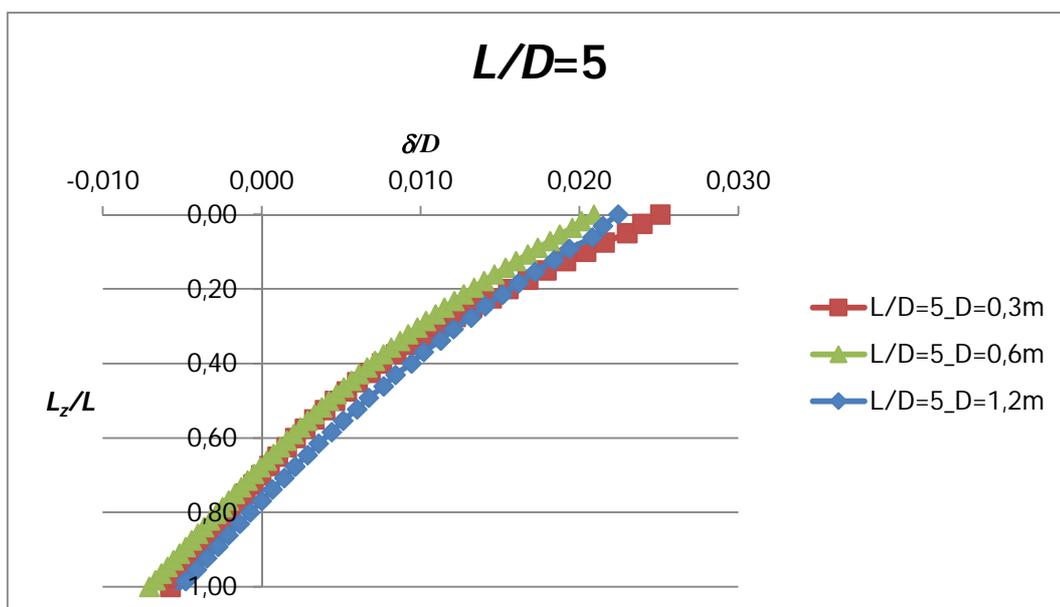


Figura 4.97 – Normalização das deformadas da estaca para $L/D=5$.

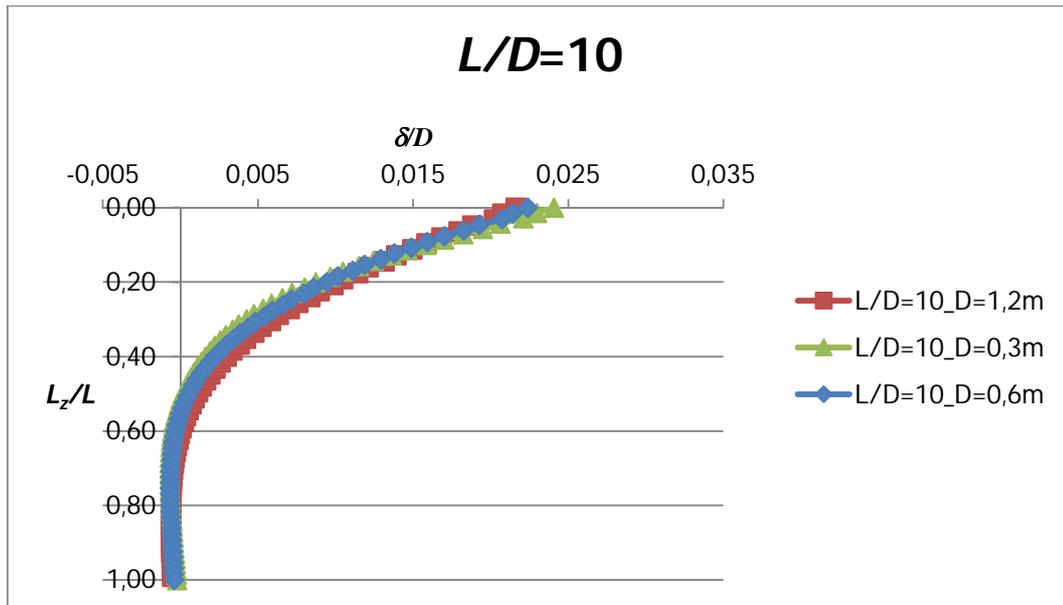


Figura 4.98 – Normalização das deformadas da estaca para $L/D=10$.

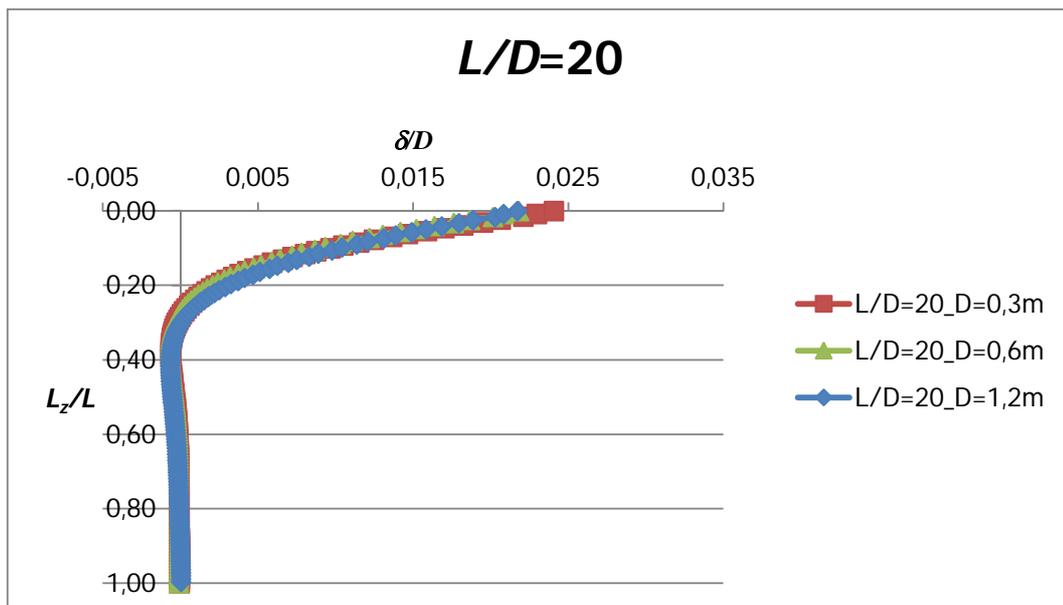


Figura 4.99 – Normalização das deformadas da estaca para $L/D=20$.

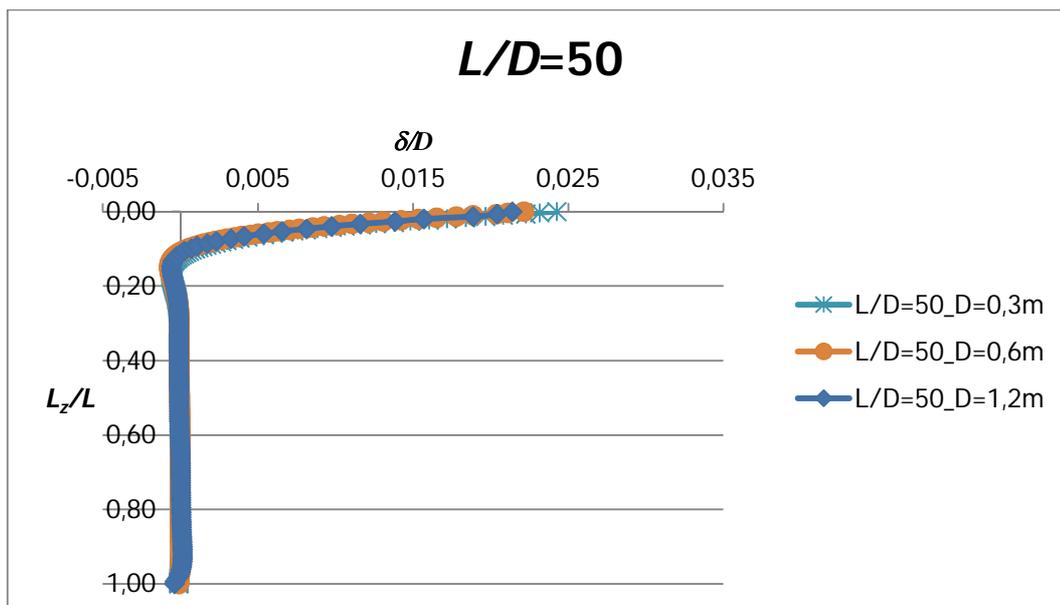


Figura 4.100 – Normalização das deformadas da estaca para $L/D=50$.

Analisando as Figuras 4.94 a 4.100, podemos concluir que no caso de estacas flexíveis, independentemente do diâmetro da estaca, a profundidade limite para os deslocamentos na estaca, provocada pela deflexão desta sob carregamento horizontal, é a correspondente a sete vezes o diâmetro da estaca ($L_{crítico}=7D$), medidos a partir do ponto de aplicação do carregamento. Isto é, estacas com profundidade superior a $7D$ comportam-se como estacas flexíveis infinitamente longas em que os deslocamentos e esforços deixam de ser dependentes da profundidade da estaca.

Esta conclusão vai contra o que foi consagrado por Terzaghi (1955), que considera que os deslocamentos a uma distância maior que $3D$ não têm influência sobre a flexão da estaca. Analisando esta proposição, considerar esta profundidade igual a $3D$ é o mesmo que dizer que a partir de $L/D=3$ a estaca tem um comportamento flexível, cujos deslocamentos não influenciam na deflexão desta. Como se viu anteriormente, estacas com $L/D=5$ têm comportamento rígido.

Hetenyi (1946) propôs que a partir da relação $\lambda L > 4$ (ver equações 2.32 e 2.33), todas as estacas têm o mesmo comportamento de flexão. Desta forma, para estacas com $D=0,3\text{m}$ a profundidade crítica seria aproximadamente 4,7m, para $D=0,6\text{m}$ seria 6,7m e para $D=1,2\text{m}$ aproximadamente 9,6m. Estes resultados são próximos daqueles que se propõem nesta tese, com $L_{crítico}=7D$, nomeadamente 2,1m, 4,2m e 8,4m para estacas com $D=0,3\text{m}$, $D=0,6\text{m}$ e

$D=1,2\text{m}$, respectivamente. Essa proximidade entre os valores de $L_{crítico}$, considerando a metodologia proposta e a consagrada, é maior quanto maior for o diâmetro da estaca.

Com isto, concluo que o $L_{crítico}$ proposto nesta tese é válido para estacas submetidas a carregamento horizontal, pois os valores obtidos estão de acordo com as diversas simulações numéricas realizadas, e encontram-se próximos aos valores obtidos através da consagrada metodologia proposta por Hetenyi (1946).

A grande diferença entre o $L_{crítico}$ proposto nesta tese e o obtido através de Hetenyi (1946), é que este último fornece o valor de $L_{crítico}$ através de equações bem mais complexas, e os resultados obtidos através destas equações sobredimensionam os valores de $L_{crítico}$ observados nas deformadas das diversas simulações numéricas realizadas.

No caso de estacas curtas, independentemente do diâmetro da estaca, o ponto de rotação da estaca é o correspondente a aproximadamente 4 vezes o diâmetro da estaca, $4D$, medidos a partir do ponto de aplicação do carregamento.

4.4 ANÁLISE MATEMÁTICA DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Após a realização e análise dos resultados de cerca de 700 simulações numéricas, concluiu-se que o comportamento de fundações profundas em solo tratado submetidas a carregamento horizontal depende da geometria da estaca, geometria do solo tratado e parâmetros geotécnicos que caracterizam os solos natural e cimentado (camada tratada).

Os parâmetros referentes à geometria da estaca são a sua profundidade (L), o seu diâmetro (D) e conseqüente razão de forma L/D , que nos indica se se trata de uma estaca curta (rígida) ou longa (flexível). Ao longo desta tese foi concluído que as razões de forma $L/D=5$ e $L/D=10$, são perfeitamente representativas do comportamento de uma estaca curta (rígida) e longa (flexível), respectivamente, submetidas a carregamento horizontal.

Em relação à camada de solo tratado, os parâmetros geométricos que influenciam no comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal são a sua profundidade (L_{cim}) e o seu diâmetro (D_{cim}).

Os parâmetros geotécnicos que têm influência sobre a capacidade de carga horizontal última de fundações profundas em solo tratado são, a coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), coesão

efetiva do solo natural (c'_2), ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2) e o módulo de deformabilidade do solo natural (E_2).

Saliento que a capacidade de carga horizontal última é a correspondente a um deslocamento no topo da estaca de valor igual a 3% do diâmetro da estaca. Assim, de forma totalmente empírica e contra os princípios da Teoria do Equilíbrio Limite, para a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) de fundações profundas em solo tratado, podemos escrever a seguinte expressão.

$$H_{ult} = f\{L, D, L_{cim}, D_{cim}, c'_1, c'_2, \phi'_2, E_2\} \quad (4.9)$$

A razão existente entre o primeiro (L) e o segundo parâmetro (D) mostrou-se determinante para o comportamento de estacas submetidas a carregamento horizontal, indicando se esta terá um comportamento rígido ou flexível, para cada valor de L/D estudado na análise paramétrica ($L/D=5$ e $L/D=10$), será feita a adimensionalização dos restantes parâmetros apresentados na equação 4.9 de forma a se obter uma variação linear para cada um deles.

De acordo com uma das conclusões obtidas no subcapítulo anterior, comparando os resultados em função de H_k (equação 4.8 e 4.10), estamos a representar qualquer diâmetro da estaca para a relação L/D em estudo. Com isto, a análise matemática aqui apresentada será feita com base no valor de H_k .

$$H_k = \frac{H_{ult}}{2\pi * r * L} \quad (4.10)$$

Desta forma, para cada relação L/D , a capacidade de carga horizontal última de estacas pode ser escrita em função de um fator de parâmetros (F).

$$H_k = f\{F\} \quad (4.11)$$

Onde F é função dos parâmetros do solo tratado (F_1) e do solo natural (F_2):

$$F = F_1 + F_2 \quad (4.12)$$

$$F_1 = f\{D_{cim}, L_{cim}, c'_1\} \quad (4.13)$$

$$F_2 = f\{c'_2, \phi'_2, E_2\} \quad (4.14)$$

De salientar que as equações 4.12 a 4.14 apenas são válidas quando o solo tratado se encontra sobre o solo natural, com parâmetros de resistência e deformabilidade dentro da faixa de variação estudada, previamente apresentada na Tabela 4.5.

O objetivo deste fator de parâmetros (F) é, com base nele, chegar ao melhor ajuste matemático que represente todas as simulações numéricas realizadas, estabelecendo-se assim uma metodologia de projeto para fundações profundas em solo tratado submetidas a carregamento horizontal.

Considerando o valor da capacidade de carga horizontal última (H_k) no eixo das ordenadas, para cada parâmetro que compõe o fator de parâmetros (F), a sua análise consistiu na obtenção do melhor artifício matemático a inserir no eixo das abcissas, de modo a tornar esse parâmetro adimensional, de variação linear e ainda compatível com a ordem de grandeza dos restantes parâmetros constituintes de F.

Saliento que não foi feito qualquer estudo estatístico, apenas foram feitas tentativas, através de funções matemáticas, por forma a se obter a melhor variação linear e adimensional para cada parâmetro e, que correlacionasse o fator de parâmetros F com H_k da melhor maneira possível.

4.4.1 $L/D=5$

Com base nos valores das simulações numéricas para $L/D=5$, considerando a média de todos os ensaios realizados para cada valor de parâmetro a estudar, obtiveram-se as seguintes funções matemáticas características.

Para o diâmetro do solo cimentado (D_{cim}), a função matemática (adimensional) mais adequada para representar este parâmetro é dada pela equação 4.15. O seu comportamento linear é apresentado na Figura 4.101, onde se observa um coeficiente de determinação próximo da unidade.

$$(D_{cim})_k = \left[\ln \left(\frac{D_{cim}}{D} \right) \right]^2 \quad (4.15)$$

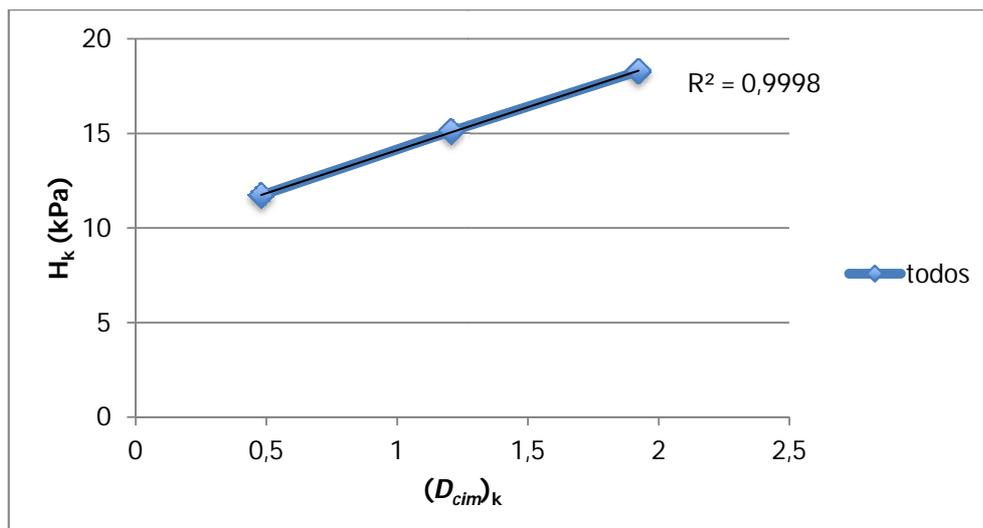


Figura 4.101 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(D_{cim})_k$.

No caso da profundidade de solo tratado (L_{cim}), a função matemática que melhor representa este parâmetro no fator de parâmetros é apresentada na equação 4.16. A Figura 4.102 mostra o seu comportamento linear com um coeficiente de determinação próximo da unidade. Repare-se que com a função logarítmica utilizada, o seu valor fica negativo, contudo esta é a função matemática linear e adimensional de maior compatibilidade com a ordem de grandeza dos restantes parâmetros constituintes de F.

$$(L_{cim})_k = \ln\left(\frac{L_{cim}}{L}\right) \quad (4.16)$$

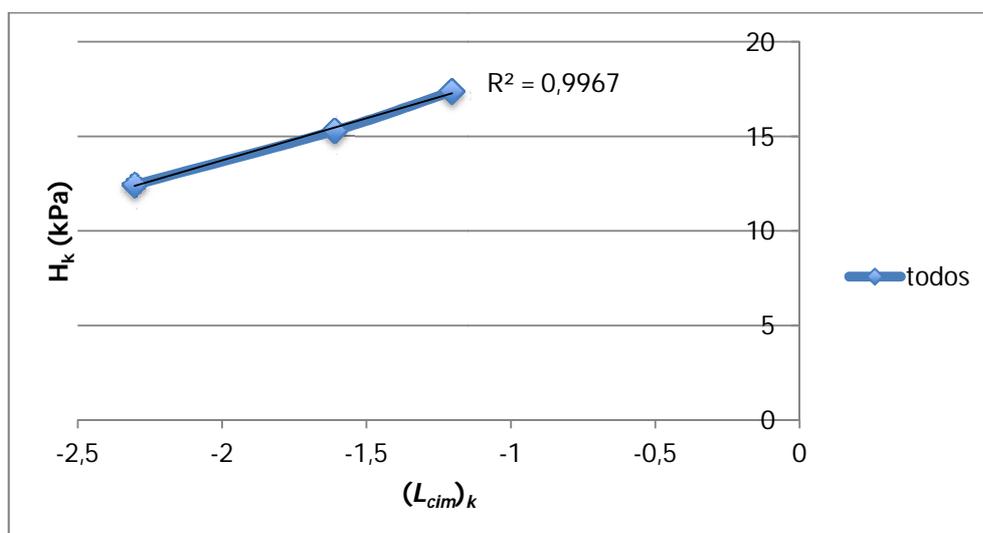


Figura 4.102 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(L_{cim})_k$.

O último parâmetro de F_1 , a coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), é representada pela função matemática adimensional contida na equação 4.17, onde γ_1 é o peso específico do solo cimentado (kN/m^3). O seu comportamento linear pode ser observado na Figura 4.103, onde também se verifica um ótimo coeficiente de determinação (R^2).

$$(c'_1)_k = \sqrt{\frac{c'_1}{\gamma_1 * D}} \quad (4.17)$$

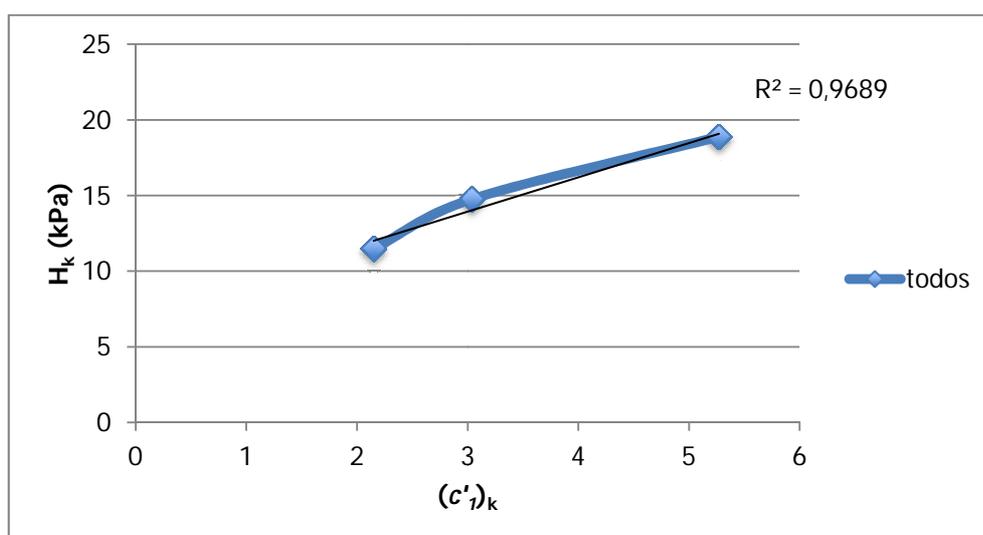


Figura 4.103 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(c'_1)_k$.

Terminada a análise dos parâmetros que constituem F_1 , podemos escrever este de acordo com as equações:

$$F_1 = a(D_{cim})_k + b(L_{cim})_k + c(c'_1)_k \quad (4.18)$$

$$F_1 = a \left[\ln \left(\frac{D_{cim}}{D} \right) \right]^2 + b \ln \left(\frac{L_{cim}}{L} \right) + c \sqrt{\frac{c'_1}{\gamma_1 * D}} \quad (4.19)$$

Onde a , b e c são coeficientes de correção para um melhor ajuste do fator de parâmetros F . Os respectivos valores destes coeficientes serão apresentados posteriormente.

Completando o fator de parâmetros para F_2 , a função matemática adimensional e linear mais adequada para representar a coesão efetiva do solo natural (c'_2) é dada pela equação 4.20, onde γ_2 é o peso específico do solo natural (kN/m^3). O seu comportamento linear é verificado

na Figura 4.104, onde se observa um coeficiente de determinação bem próximo da unidade. Note-se que, pelos mesmos motivos justificadas anteriormente, para este parâmetro são apresentadas duas curvas, uma para as cimentações (c'_1) forte e média e outra para a cimentação fraca.

$$(c'_2)_k = \ln\left(\frac{c'_2}{\gamma_2 * D}\right) \quad (4.20)$$

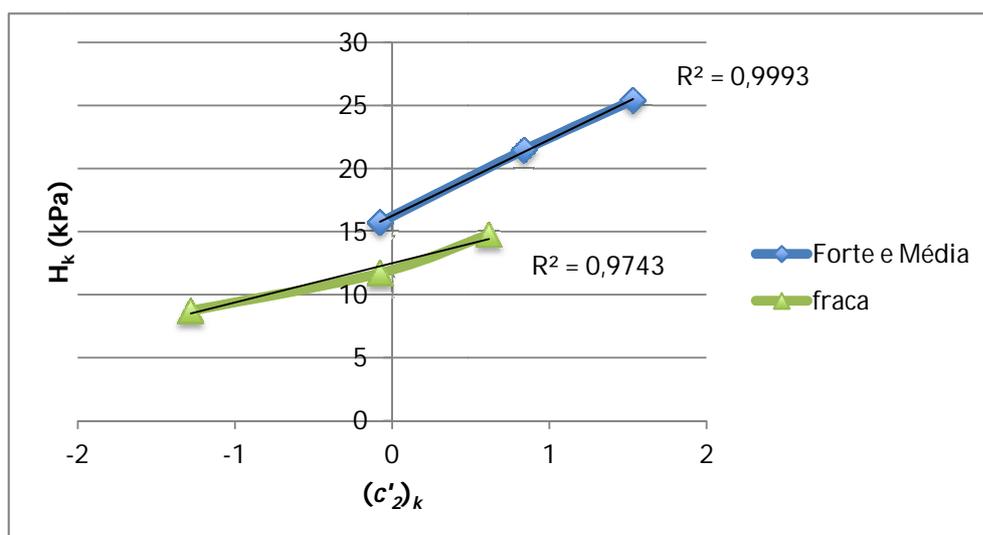


Figura 4.104 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(c'_2)_k$.

No caso do ângulo de atrito do solo natural (ϕ'_2), a função matemática que melhor representa este parâmetro no fator de parâmetros F é apresentada na equação 4.21. A Figura 4.105 mostra o seu comportamento linear com um elevado coeficiente de determinação.

$$(\phi'_2)_k = \frac{1}{\cos(\phi'_2)^4} \quad (4.21)$$

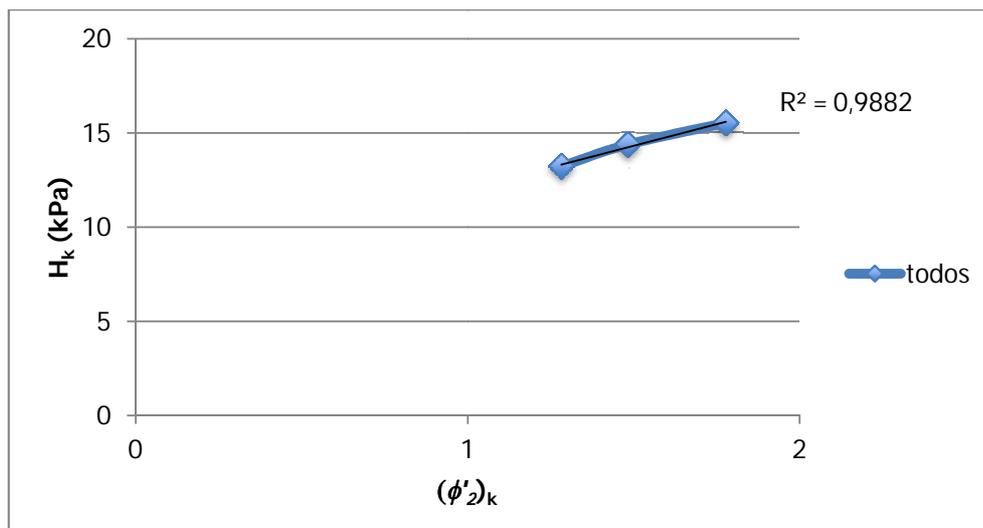


Figura 4.105 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(\phi'_2)_k$.

Para o último parâmetro de F_2 , o módulo de deformabilidade do solo natural (E_2), a função matemática que melhor o representa no fator de parâmetros F, está descrita na equação 4.22, onde γ_2 é o peso específico do solo natural (kN/m^3). O seu comportamento linear encontra-se representado na Figura 4.106, onde também se observa um coeficiente de determinação (R^2) próximo à unidade.

$$(E_2)_k = \ln\left(\frac{E_2}{\gamma_2 * D}\right) \quad (4.22)$$

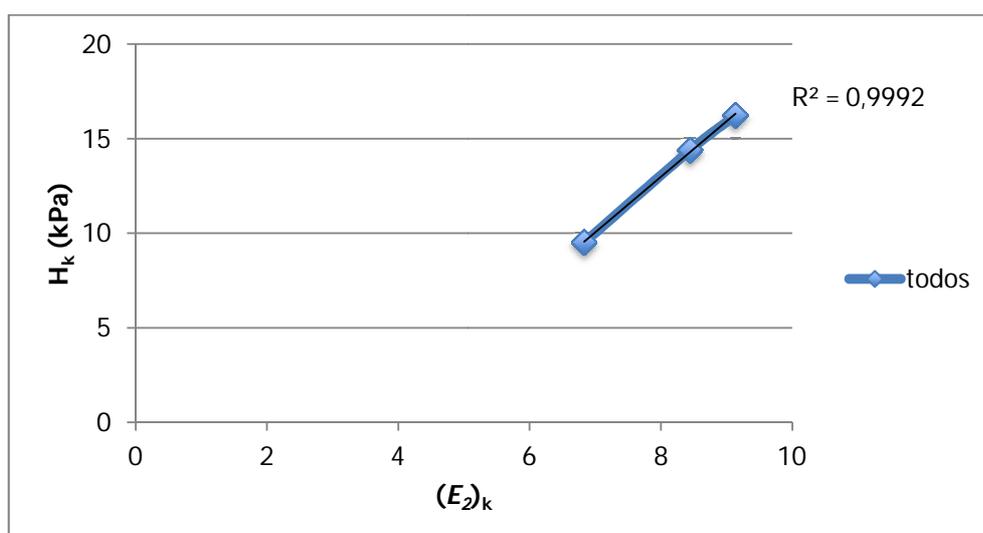


Figura 4.106 – Variação da capacidade de carga horizontal característica (H_k) com o aumento de $(E_2)_k$.

Terminada a análise dos parâmetros que constituem F_2 , podemos escrever este de acordo com as seguintes equações:

$$F_2 = d(c'_2)_k + e(\phi'_2)_k + f(E_2)_k \quad (4.23)$$

$$F_2 = d \ln\left(\frac{c'_2}{\gamma_2 * D}\right) + e \frac{1}{\cos(\phi'_2)^4} + f \ln\left(\frac{E_2}{\gamma_2 * D}\right) \quad (4.24)$$

Onde d , e e f são coeficientes de correção para um melhor ajuste do fator de parâmetros.

Assim, para estacas curtas (rígidas) com $L/D=5$, o fator de parâmetros F , representado pela soma de F_1 e F_2 , é escrito de acordo com a equação 4.25.

$$F = a \left[\ln\left(\frac{D_{cim}}{D}\right) \right]^2 + b \ln\left(\frac{L_{cim}}{L}\right) + c \sqrt{\frac{c'_1}{\gamma_1 * D}} + d \ln\left(\frac{c'_2}{\gamma_2 * D}\right) + e \frac{1}{\cos(\phi'_2)^4} + f \ln\left(\frac{E_2}{\gamma_2 * D}\right) \quad (4.25)$$

Cujos coeficientes de correção são apresentados na Tabela 4.7. Note-se que apenas foi necessário o uso dos coeficientes de correção para ajustar as funções de $(c'_1)_k$, $(c'_2)_k$ e $(E_2)_k$.

Tabela 4.7 – Coeficientes de correção para estacas curtas, com $L/D=5$.

<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>
1	1	2/5	7/6	1	5/6

A Figura 4.107 apresenta o gráfico da capacidade de carga última característica (H_k) em função do fator de parâmetros F (equação 4.25), para todas as simulações numéricas realizadas na análise paramétrica com $L/D=5$.

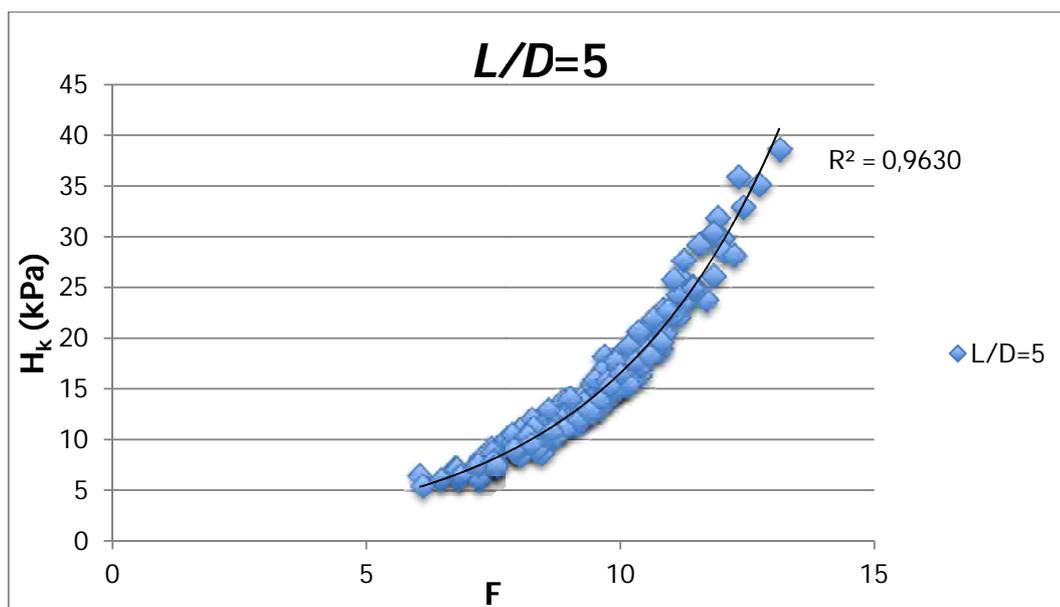


Figura 4.107 – Relação entre a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) com o fator de parâmetros F , para $L/D=5$.

Como se pode observar na Figura 4.107, a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) pode ser escrita em função do fator de parâmetros F , através de um ajuste exponencial com coeficiente de determinação bastante satisfatório.

Desta forma, para estacas com comportamento rígido ($L/D=5$), a expressão que nos dá a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) em função do fator de parâmetros F é dada pela equação 4.26.

$$H_k = 0,9383e^{0,287F} \quad (4.26)$$

Os resultados da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) obtidos analiticamente através das equações 4.10, 4.25 e 4.26, foram comparados com os obtidos em todas as simulações numéricas realizadas com $L/D=5$ (Figura 4.108). Como se pode verificar, a relação entre os valores é ótima, o que leva a concluir que através das expressões semi empríricas propostas, podemos estimar a capacidade de carga horizontal última de fundações profundas em solo tratados submetidas a carregamento horizontal, com $L/D=5$.

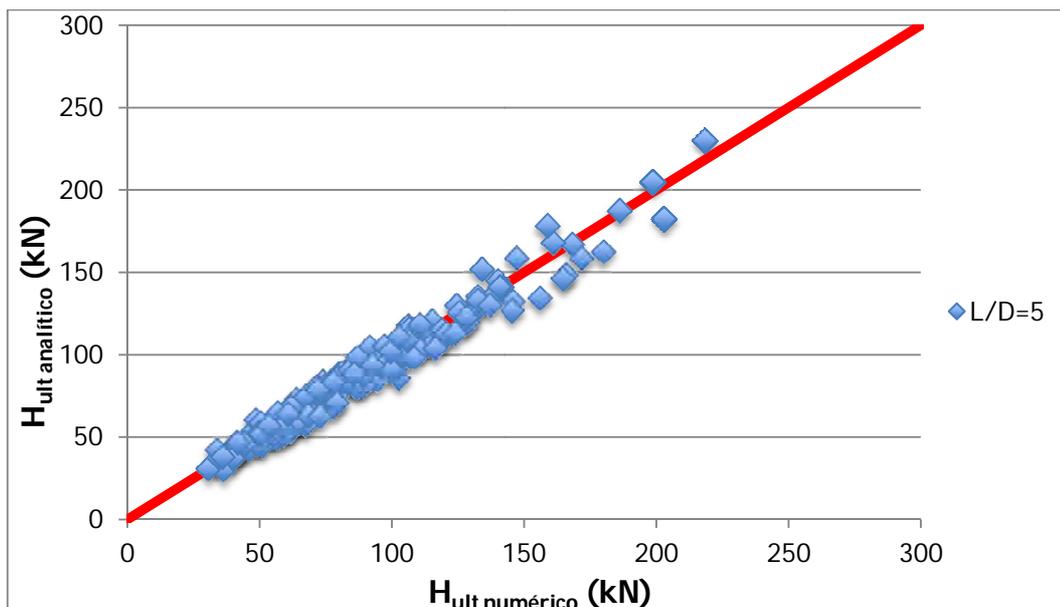


Figura 4.108 – Comparação entre os valores da capacidade de carga horizontal última obtidos nas simulações numéricas ($H_{ult\ numérico}$) com os obtidos analiticamente através das expressões semi-empíricas apresentadas ($H_{ult\ analítico}$), para $L/D=5$.

4.4.2 $L/D=10$

Com base nos valores das simulações numéricas para estacas longas (flexíveis) com $L/D=10$, foi feito um estudo semelhante ao apresentado anteriormente, contudo, aqui não serão apresentados os gráficos com a variação linear e respectivos coeficientes de determinação para cada parâmetro.

Considerando a média de todas as simulações numéricas realizadas com cada valor de parâmetro a estudar, para $L/D=10$ obtiveram-se, com coeficientes de determinação (R^2) próximos à unidade, as mesmas funções matemáticas características de cada parâmetro, que as obtidas anteriormente para $L/D=5$ (equações 4.15 a 4.17 e 4.20 a 4.21).

Assim, para $L/D=10$, podemos escrever o fator de parâmetros ($F=F_1+F_2$) da seguinte forma:

$$F_1 = g(D_{cim})_k + h(L_{cim})_k + i(c'_1)_k \quad (4.27)$$

$$F_2 = j(c'_2)_k + k(\phi'_2)_k + l(E_2)_k \quad (4.28)$$

$$F = g \left[\ln \left(\frac{D_{cim}}{D} \right) \right]^2 + h \ln \left(\frac{L_{cim}}{L} \right) + i \sqrt{\frac{c'_1}{\gamma_1 * D}} + j \ln \left(\frac{c'_2}{\gamma_2 * D} \right) + k \frac{1}{\cos(\phi'_2)^4} + l \ln \left(\frac{E_2}{\gamma_2 * D} \right) \quad (4.29)$$

Onde g, h, i, j, k e l , cujos valores se encontram na Tabela 4.8, são os coeficientes de correção para um melhor ajuste do fator de parâmetros F , para $L/D=10$. Novamente, semelhante com o ocorrido para $L/D=5$, só houve necessidade de ajuste para as funções que contêm os parâmetros: c'_1, c'_2 e E_2 .

Tabela 4.8 – Coeficientes de correção para estacas longas, com $L/D=10$.

g	h	i	j	k	l
1	1	0,4	0,7	1	0,9

A Figura 4.109 apresenta o gráfico da capacidade de carga horizontal última característica (H_k) em função do fator de parâmetros F (equação 4.29), para todas as simulações numéricas realizadas na análise paramétrica com $L/D=10$.

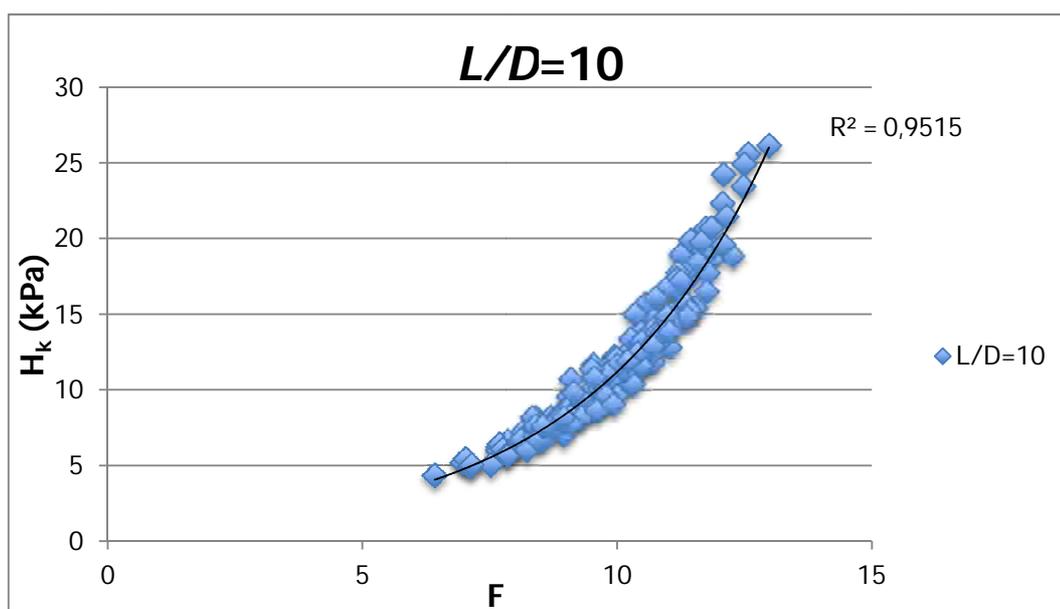


Figura 4.109 – Relação entre a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) com o fator de parâmetros F , para $L/D=10$.

Semelhante ao ocorrido para $L/D=5$, podemos observar que a capacidade de carga horizontal última característica (H_k), para $L/D=10$ (Figura 4.109), também pode ser escrita em função do fator de parâmetros F , através de um ajuste exponencial com coeficiente de determinação igualmente satisfatório.

Desta forma, para estacas com comportamento flexível ($L/D=10$), a equação exponencial que nos dá a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) em função do fator de parâmetros F é dada pela equação 4.30.

$$H_k = 0,658e^{0,2833F} \quad (4.30)$$

Os resultados da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) obtidos analiticamente através das equações 4.10, 4.29 e 4.30, foram comparados com os obtidos para todas as simulações numéricas realizadas com $L/D=10$ (Figura 4.110). Como se pode verificar, a relação entre os valores é muito boa, o que leva a concluir que através das expressões semi empíricas apresentadas, podemos estimar a capacidade de carga horizontal última de fundações profundas em solo tratadas submetidas a carregamento horizontal, com $L/D=10$.

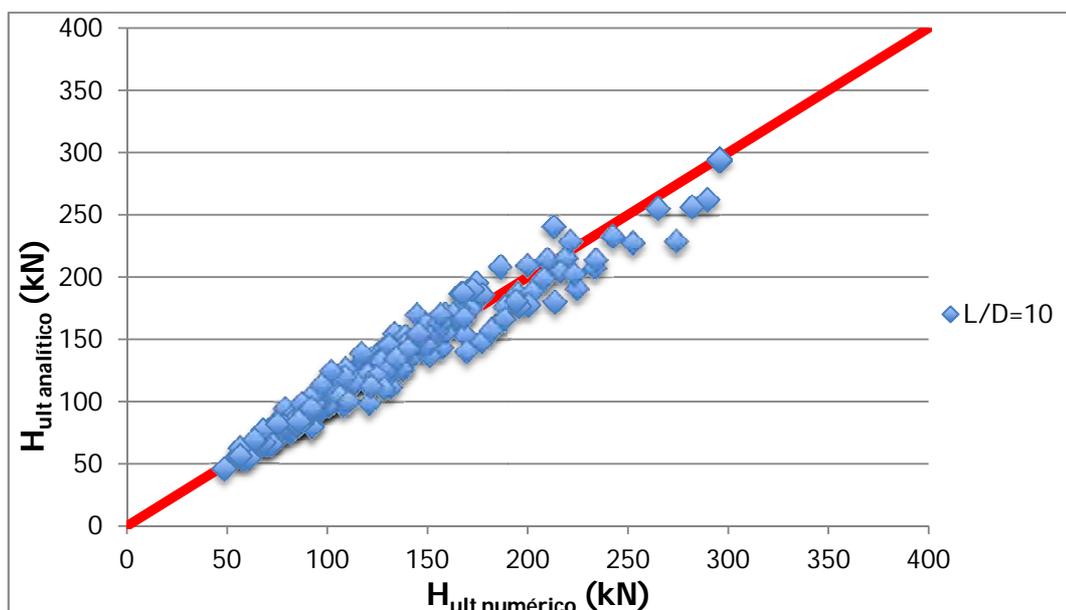


Figura 4.110 – Comparação entre os valores da capacidade de carga horizontal última obtidos nas simulações numéricas ($H_{ult\ numérico}$) com os obtidos analiticamente através das expressões semi-empíricas apresentadas ($H_{ult\ analítico}$), para $L/D=10$.

4.4.3 Metodologia Proposta

Com o objectivo de se conseguir apresentar uma metodologia (semi-empírica) de projeto para fundações profundas em solo tratadas submetidas a carregamento horizontal, que contemplasse quaisquer relações L/D , fez-se uma comparação entre os gráficos H_k versus F obtidos para cada uma das relações L/D estudadas anteriormente, como mostra a Figura 4.111.

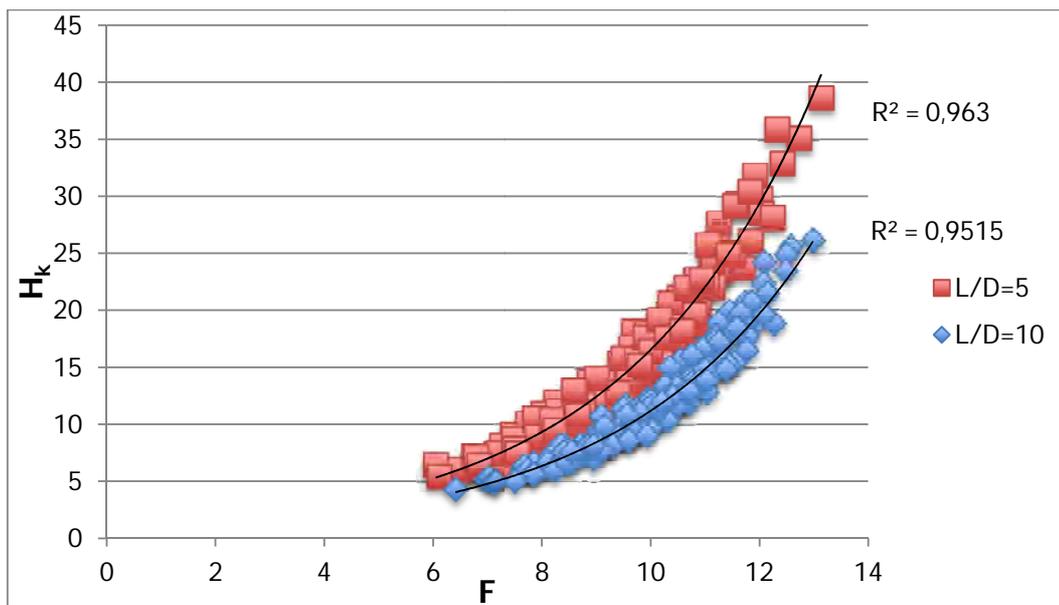


Figura 4.111 – Relação entre a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) com o fator de parâmetros F , para $L/D=5$ e $L/D=10$.

Verifica-se uma perfeita distinção entre as curvas com $L/D=5$ e $L/D=10$, sugerindo que haveriam curvas similares para outras relações L/D . Em outras palavras, cada relação de forma de estaca (L/D) iria produzir uma curva distinta.

No sentido de eliminar essa diferença imposta pelas características geométricas da estaca, alterou-se a equação da capacidade de carga horizontal última característica (H_k), de modo a que fosse obtida uma curva H_k versus F única, independente das propriedades geométricas da estaca, pois estas já estariam contempladas na nova equação de H_k .

Posto isto, a nova capacidade de carga horizontal última característica (H_k), escreve-se de acordo com a expressão seguinte:

$$H_k = \frac{H_{ult}}{2\pi * r * L} * \ln\left(\frac{L}{D}\right) \quad (4.31)$$

A qual, através dela, estamos a representar qualquer diâmetro da estaca para quaisquer relações L/D .

Desta forma, a Figura 4.112 mostra como fica a relação H_k versus F com a alteração de H_k de acordo com a equação 4.31. Verifica-se o perfeito entrosamento entre as relações $L/D=5$ e $L/D=10$, representativas de estacas rígidas e flexíveis, respectivamente.

Com a alteração feita na equação de H_k , observa-se ainda a formação de uma curva única, sugerindo que esta será a mesma independentemente da relação de forma da estaca L/D .

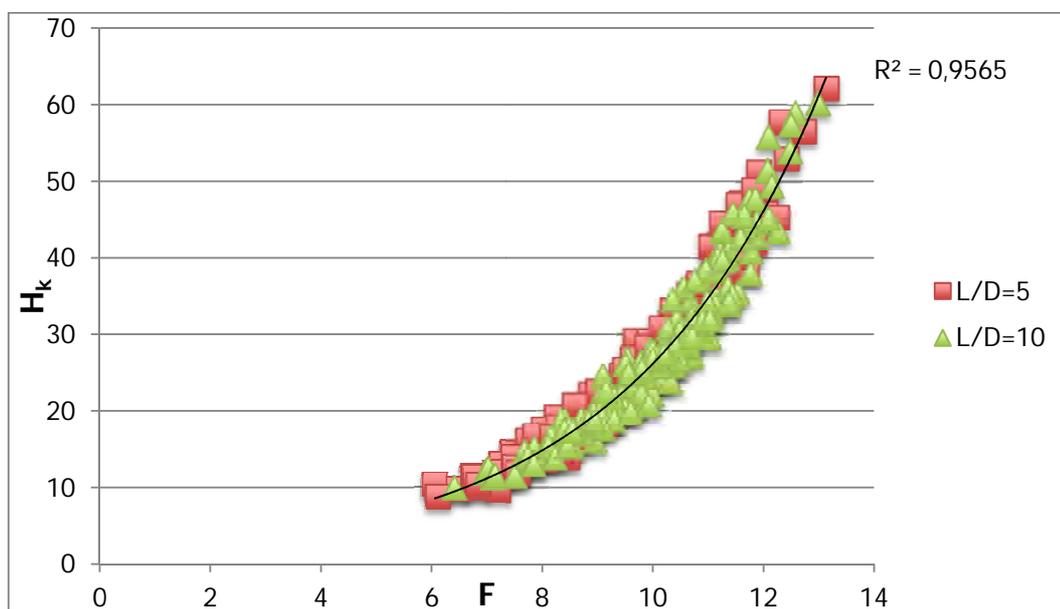


Figura 4.112 – Relação entre a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) com o fator de parâmetros F , para todos L/D .

Esta curva única, representativa de todas as relações L/D , pode ser traduzida através de um ajuste exponencial com um ótimo coeficiente de determinação, próximo à unidade. Assim, a capacidade de carga horizontal última característica (H_k), escreve-se em função do fator de parâmetros F , para qualquer valor da profundidade (L) e diâmetro (D) da estaca, de acordo com a equação 4.32.

$$H_k = 1,5385e^{0,2834F} \quad (4.32)$$

Levando em consideração as equações 4.31 e 4.32, onde a capacidade de carga horizontal última característica (H_k) é, respectivamente, função da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) e do fator de parâmetros F , podemos escrever a equação 4.33.

Assim, a capacidade de carga horizontal última (em kN) de fundações profundas em solo tratado, independentemente da sua relação L/D , vem:

$$H_{ult} = \frac{2\pi * r * L * 1,5385e^{0,2834F}}{\ln\left(\frac{L}{D}\right)} \quad (4.33)$$

Com,

$$F = \left[\ln \left(\frac{D_{cim}}{D} \right) \right]^2 + \ln \left(\frac{L_{cim}}{L} \right) + v \sqrt{\frac{c'_1}{\gamma_1 * D}} + p \ln \left(\frac{c'_2}{\gamma_2 * D} \right) + \frac{1}{\cos(\phi'_2)^4} + f \ln \left(\frac{E_2}{\gamma_2 * D} \right) \quad (4.34)$$

Onde,

L – profundidade da estaca (m);

D – diâmetro da estaca (m);

r – raio da estaca (m);

L_{cim} – profundidade da camada de solo tratado (m);

D_{cim} – diâmetro da camada de solo tratado (m);

c'_1 – coesão efetiva do solo tratado (kPa);

c'_2 – coesão efetiva do solo natural (kPa);

ϕ'_2 – ângulo de atrito do solo natural (°);

E_2 – módulo de deformabilidade do solo natural (kPa);

γ_1 e γ_2 – peso específico dos solos cimentado e natural, respectivamente (kN/m^3);

v , p e f – coeficientes de correção (ver Tabela 4.9).

A Tabela 4.9 apresenta os valores para estes coeficientes de correção, diferenciando-os consoante se tratar de uma estaca rígida (curta) ou flexível (longa). Saliento que uma estaca carregada horizontalmente é considerada flexível (longa) quando a sua relação de forma L/D for maior ou igual a 7 ($L/D \geq 7$).

Tabela 4.9 – Coeficientes de correção do fator de parâmetros F.

Tipo de Estaca	v	p	f
Rígida	2/5	7/6	5/6
Flexível	0,4	0,7	0,9

Estas expressões semi-empíricas, obtidas através de resultados de simulações numéricas tridimensionais, são válidas para qualquer razão de forma da estaca (L/D) e, para parâmetros geotécnicos dos solo natural e cimentado que se encontrem dentro da faixa de valores apresentada na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Tabela com a faixa de valores dos parâmetros geotécnicos.

Tipo de Solo	Limite Inferior	Parâmetro	Limite Superior
Solo Tratado	30	c'_1 (kPa)	300
Solo Natural	3	c'_2 (kPa)	50
	20	ϕ'_2 (°)	30
	10	E_2 (MPa)	100

A capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) obtida através desta metodologia é a correspondente a uma deformação de 3% do diâmetro da estaca, na ponta (superficial) desta, esteja ela com a ponta livre ou engastada.

Na metodologia proposta é considerada a ruptura geotécnica e não a ruptura do elemento estrutural. Independentemente do ponto de aplicação da carga, considera-se que a ruptura geotécnica se verifica para deslocamentos horizontais correspondentes a 3% do diâmetro da estaca, ocorridos até 0,5 m acima da superfície do solo.

A metodologia proposta considera ainda que a estaca não plastifica, isto é, ela será dimensionada estruturalmente por forma a corresponder elasticamente às solicitações que lhe serão impostas.

Os resultados da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) obtidos analiticamente através da metodologia semi-empírica proposta foram comparados com os obtidos em todas as simulações numéricas realizadas (Figura 4.113).

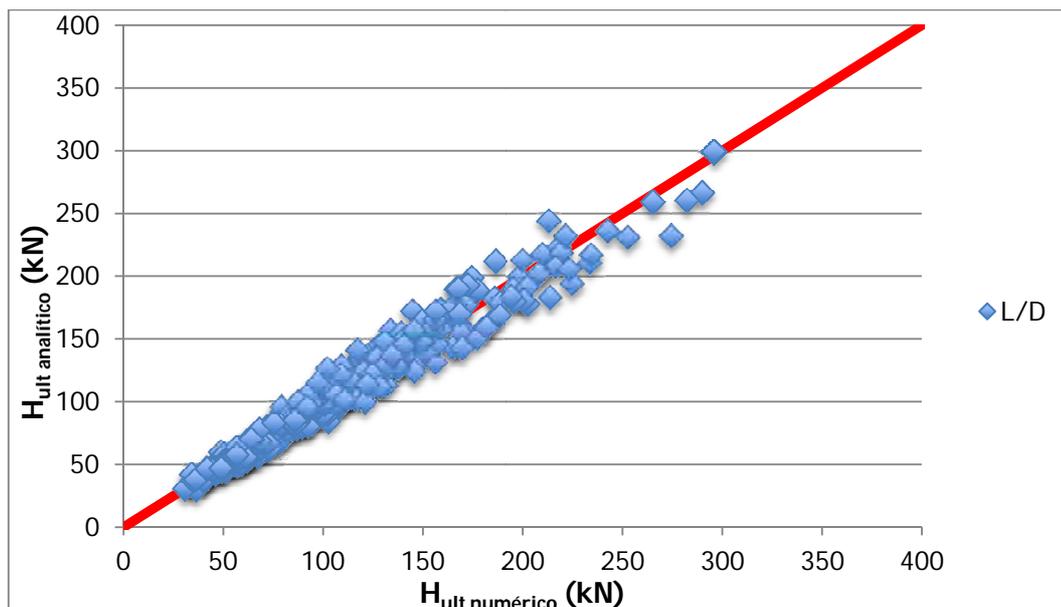


Figura 4.113 – Comparação entre os valores da capacidade de carga horizontal última obtidos nas simulações numéricas ($H_{ult\ numérico}$) com os obtidos analiticamente através das expressões semi-empíricas apresentadas ($H_{ult\ analítico}$), para todas as relações L/D .

Como se pode verificar, a relação entre os valores é quase perfeita, o que leva a concluir que através da metodologia semi-empírica proposta, podemos estimar a capacidade de carga horizontal última de fundações profundas em solo tratadas submetidas a carregamento horizontal, para qualquer razão de forma de estaca (L/D).

4.4.3.1 Aplicação para Fundações Profundas em Solo Natural

Uma vez obtida e apresentada uma metodologia de projeto para dimensionamento de fundações profundas em solos tratados submetidas a carregamento horizontal, tentou-se a simplificação desta por forma a se obter a capacidade de carga horizontal última para fundações profundas em solo natural.

Relembrando o que foi apresentado anteriormente, a capacidade de carga horizontal última de fundações profundas pode ser escrita em função de um fator de parâmetros (F).

$$F = F_1 + F_2 \quad (4.35)$$

Onde F é função dos parâmetros do solo tratado (F_1) e do solo natural (F_2). No caso de fundações profundas em solo natural, podemos dispensar F_1 , ficando o fator de parâmetros F apenas em função de F_2 , como mostra a equação 4.36 (simplificação da equação 4.34).

$$F = F_2 = p \ln\left(\frac{c'_2}{\gamma_2 * D}\right) + \frac{1}{\cos(\phi'_2)^4} + f \ln\left(\frac{E_2}{\gamma_2 * D}\right) \quad (4.36)$$

Onde p e f mantêm os mesmos valores que os apresentados anteriormente na Tabela 4.9.

Utilizando este fator de parâmetros F na equação 4.33, obtém-se a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) para fundações profundas em solo natural. A comparação entre esta capacidade de carga horizontal última (analítica), e a obtida nas simulações numéricas realizadas em solo natural pode ser observada na Figura 4.114.

Como se pode verificar, a relação entre os valores numérico e analítico é bastante aceitável, o que leva a concluir que a metodologia semi-empírica proposta para fundações profundas em solo tratado também é válida para fundações profundas em solo natural. Para isso basta, na equação do fator de parâmetros F (equação 4.34), eliminar as parcelas referentes ao solo tratado.

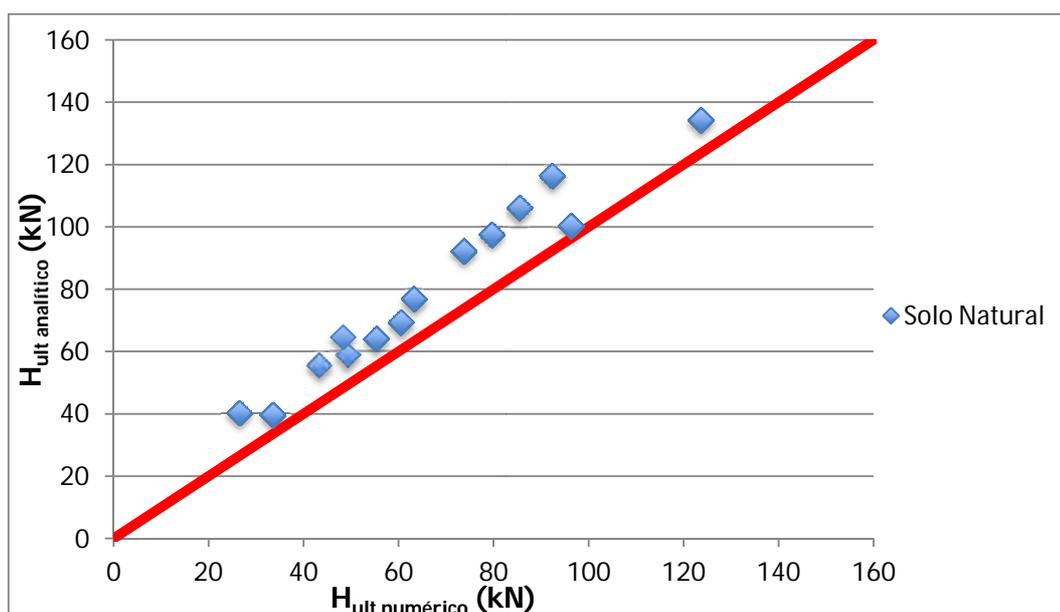


Figura 4.114 – Comparação entre os valores da capacidade de carga horizontal última obtidos nas simulações numéricas ($H_{ult \text{ numérico}}$) com os obtidos analiticamente através das expressões semi-empíricas apresentadas ($H_{ult \text{ analítico}}$), para solo natural.

4.5 CONCLUSÕES DA PESQUISA NUMÉRICA

Após a realização da pesquisa numérica, algumas conclusões podem ser retiradas:

- O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb é adequado para simular o comportamento dos solos em geral;
- O ABAQUS[®] é uma ótima ferramenta para realizar simulações numéricas usando o Método dos Elementos Finitos;
- A variação do coeficiente de fricção no modelo de fricção isotrópica de Coulomb, usado para caracterizar o contato tangencial, não altera significativamente os resultados obtidos para estacas carregadas horizontalmente;
- O uso de uma camada de solo tratado radial à estaca, melhora significativamente o desempenho desta quando sujeita a carregamento horizontal;
- Os parâmetros que controlam a capacidade de carga de estacas, com solo cimentado, sujeitas a carregamentos horizontais são a coesão efetiva do solo cimentado (c'_1), coesão efetiva do solo natural (c'_2), ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ'_2) e módulo de deformabilidade do solo natural (E_2);
- Os parâmetros geométricos do solo tratado, nomeadamente a sua profundidade (L_{cim}) e diâmetro (D_{cim}), são de grande importância para o desempenho de fundações profundas em solo tratado submetidas a carregamento horizontal;
- Para uma profundidade de solo tratado (L_{cim}) superior a $2D$, o aumento desta não vai ter influência no desempenho de fundações profundas sujeitas a carregamento horizontal;
- O aumento do diâmetro da estaca e conseqüente diâmetro da camada tratada, até $D_{cim}=4D$, aumenta significativamente o desempenho de fundações profundas sob carregamento horizontal;
- A razão de forma das estacas (L/D) é determinante para o comportamento destas quando submetidas a carregamento horizontal;

- Para o mesmo diâmetro (D), uma estaca flexível é mais resistente a carga horizontal que uma estaca rígida;
- Estacas com razão de forma inferior a $7D$ comportam-se como estacas rígidas (curtas), apresentando comportamento rotacional quando sujeitas a carregamento horizontal;
- O ponto de rotação de estacas com comportamento rotacional ($L/D < 7$) sob carregamento horizontal, é o correspondente a aproximadamente 4 vezes o diâmetro da estaca, $4D$, medidos a partir do ponto de aplicação do carregamento, independentemente do seu diâmetro e de esta ter uma camada tratada radial ou não;
- Estacas com uma razão de forma $L/D \geq 7$ são representativas de estacas flexíveis (longas), quando submetidas a carregamento horizontal;
- Para o mesmo diâmetro de estaca, o aumento da sua relação L/D para relações superiores a $L/D > 7$, não vai ter influência no seu desempenho sob carregamento horizontal, obtendo-se os mesmos deslocamentos e capacidade de carga horizontal última que os obtidos para $L/D = 7$;
- Sob carregamento horizontal, a inclusão e aumento de uma camada de solo tratado radial à estaca, em relação ao solo natural, não altera o comportamento da sua deformada em profundidade;
- A deformada, em profundidade, de estacas com carregamento horizontal pode ser normalizada com base na sua profundidade (L) e diâmetro (D);
- Com base nos parâmetros geométricos e geotécnicos que definem as fundações profundas em solo tratado submetidas a carregamento horizontal, é possível estabelecer-se um fator de parâmetros F que unifica o comportamento destas;
- A partir deste fator de parâmetros F pode-se estabelecer uma metodologia semi-empírica para o dimensionamento de fundações profundas em solos tratados submetidas a carregamento horizontal, que garante excelentes aproximações quando comparada com os resultados das simulações numéricas;

- A metodologia semi-empírica proposta é ainda válida para quaisquer relações L/D , independentemente do diâmetro da estaca (D);
- A utilização da metodologia semi-empírica proposta para fundações profundas em solo tratado também é válida e pode ser considerada no caso de fundações profundas em solo natural.

5 PESQUISA DE LABORATÓRIO

5.1 PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS

A pesquisa de laboratório consistiu na realização de ensaios de resistência à compressão simples e diametral, essenciais para a caracterização do solo tratado a ser executado em campo experimental onde, relembra-se, serão executados ensaios de carregamento horizontal em estacas com uma camada superficial de solo tratado radial a estas.

Este solo tratado consistiu em uma mistura de solo, água e cimento, portanto poder-se-à chamar de solo cimento. A escolha do tratamento do solo através do uso deste agente cimentante provoca significativas melhorias nas propriedades de resistência do solo. Neste âmbito, diversos trabalhos foram realizados e apresentados pelo grupo de pesquisa da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), nomeadamente o LEGG e o ENVIRONGEO. Citando: Prietto (2004), Thomé *et al* (2005), Lopes Júnior (2007), Cruz (2008), Dalla Rosa (2009), Consoli *et al* (2009a, 2009b, 2010, 2012a, 2012b, 2013), Ruver (2011), Floss (2012), Fonini (2012).

Uma vez que no campo experimental foram utilizadas duas porcentagens de cimento para o solo cimento (3% e 7%), definidas pela razão entre a massa de cimento e a massa da mistura seca, houve também a necessidade de, em laboratório, se estudarem misturas com estas duas porcentagens de cimento.

Assim, moldaram-se corpos de prova de solo cimento, dosados com 3% e 7% de cimento contendo uma umidade de 10%. Para cada tipo de mistura foram moldados corpos de prova com índices de vazios (e) de 0,60, 0,66 e 0,72 para 7, 14, 28 e 56 dias de cura.

O uso destes dias de cura deve-se ao fato de, em campo experimental haverem inúmeras variáveis que controlam a duração dos trabalhos, não sendo possível estabelecer-se com clareza o dia em que se iria realizar o ensaio de campo contendo determinado tipo de mistura. Compreendendo a evolução da resistência do solo cimento ao longo dos dias, é possível

estimar a sua influência no desempenho do ensaio de campo realizado com determinados dias de cura para o solo cimento.

A variação no índice de vazios deveu-se ao fato de, em campo experimental, nem sempre ser possível satisfazerem-se as condições de compactação adequadas ($e=0,66$), traduzindo-se em determinada variabilidade deste parâmetro.

Por forma a se obterem resultados mais consistentes e coerentes, foram elaboradas 3 repetições para cada tipo de corpo de prova sujeito aos ensaios de compressão simples e diametral, fazendo um total de 144 corpos de prova moldados e rompidos.

5.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Nos itens seguintes serão apresentadas as informações básicas a respeito dos materiais constituintes da mistura de solo cimento, nomeadamente o solo (areia de Osório), cimento Portland do tipo CP V-ARI e água.

5.2.1 Solo

O solo utilizado para a realização do solo cimento foi a areia, proveniente do município de Osório, localizado no litoral norte do estado do Rio Grande do Sul (Figura 5.1). Pedologicamente, o solo de onde a areia foi extraída, é classificado como um Neossolo Quartzarênico Órtico Hidromórfico Típico, pertencente à unidade de Osório, sendo típico da região costeira gaúcha (Streck *et al*, 2002).

Segundo Spinelli (1999), o quartzo é o material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. A presença de matéria orgânica não é observada.

Trata-se de uma areia quartzosa, de partículas arredondadas (Figura 5.2), granulometria fina (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993), limpa, uniforme, não plástica e desprovida de matéria orgânica, tendo já sido amplamente estudada e divulgada internacionalmente pelos pesquisadores do LEGG e ENVIRONGEO da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

A curva granulométrica da areia de Osório, realizada por peneiramento de acordo com a NBR 7181 ABNT (1984), apresenta-se na Tabela 5.1 e Figura 5.3.



Figura 5.1 – Localização do município de Osório no Rio Grande do Sul/Brasil

(http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:RioGrandedoSul_Municip_Osor_io.svg, acessado em 20/01/2014).

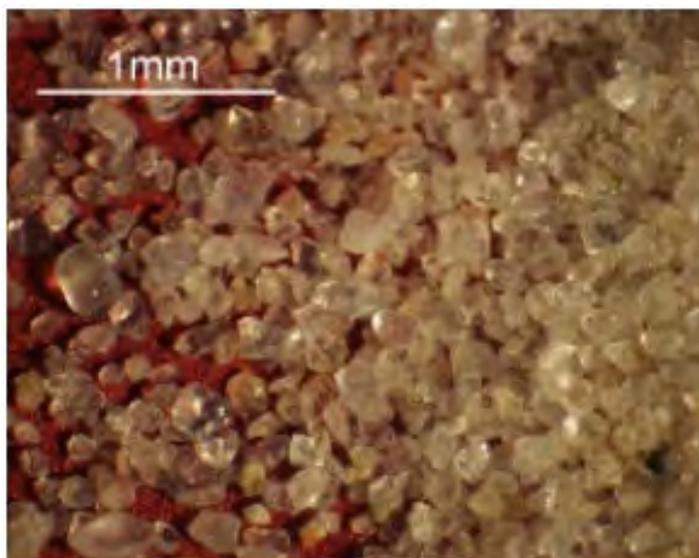
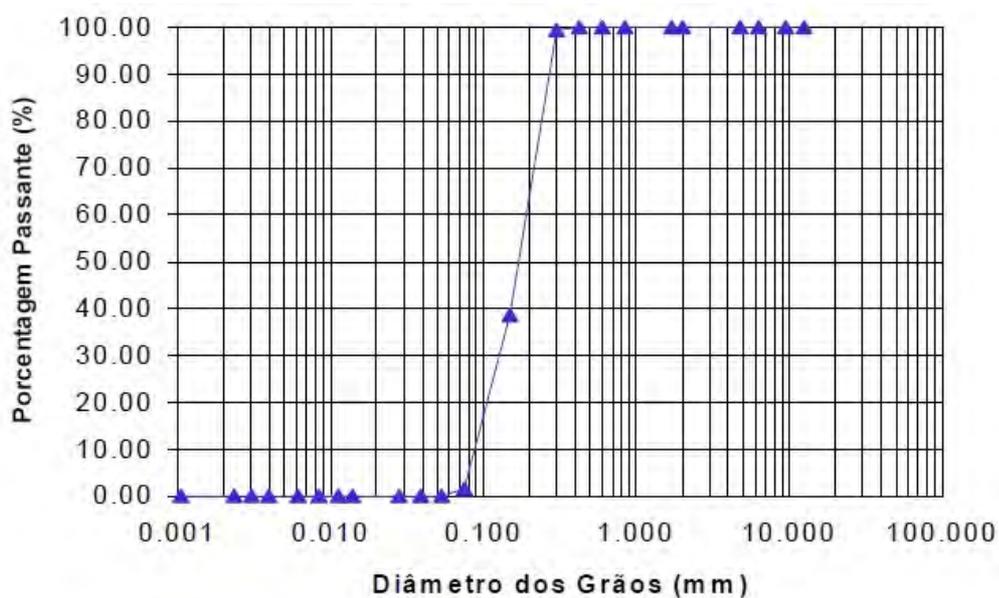


Figura 5.2 – Fotografia da forma das partículas de areia (Consoli *et al*, 2012b).

Tabela 5.1 – Distribuição granulométrica da areia de Osório (Adaptado de: Cruz, 2008).

Abertura da Peneira (mm)	% Passante
0,60	100,00
0,425	99,97
0,30	99,47
0,15	38,50
0,075	1,55
0,0534	0,00



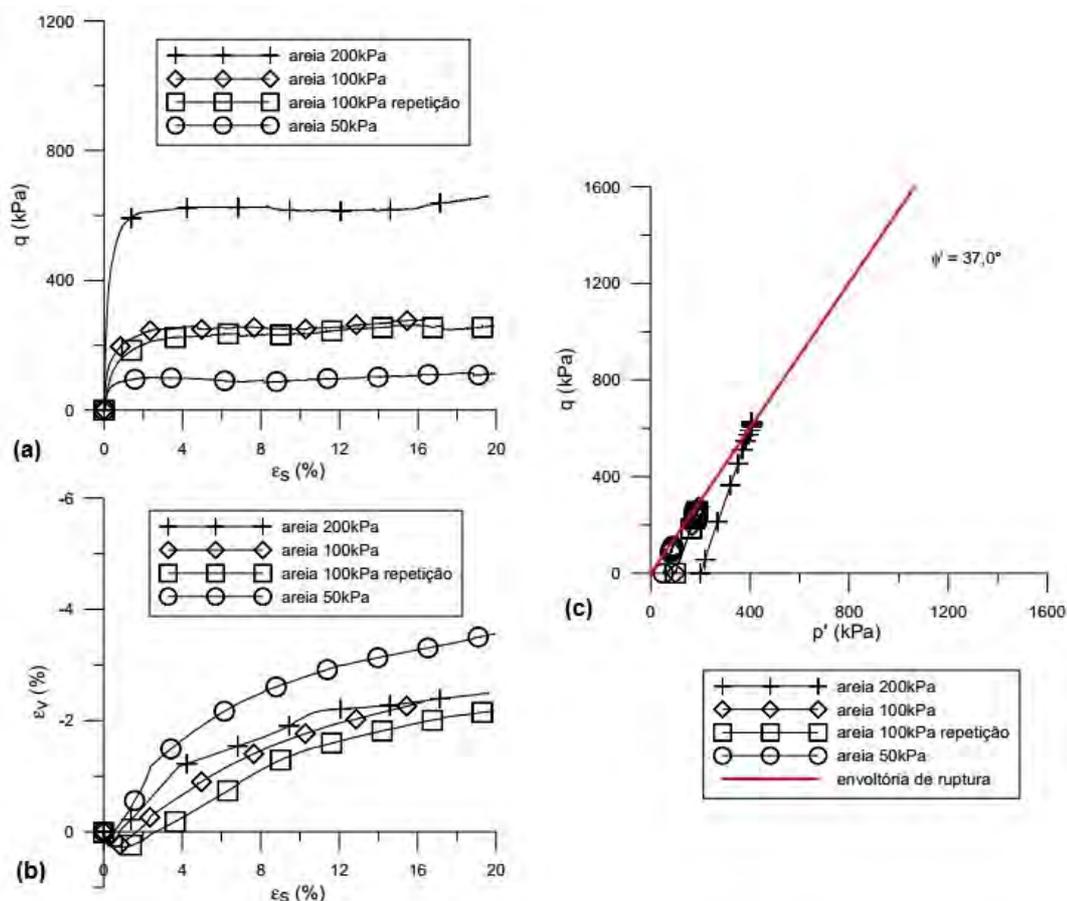


Figura 5.4 – Resultados dos ensaios triaxiais do tipo CD, realizados na areia de Osório; curvas (a) tensão desvio (q) versus deformação distorcional (ϵ_s), (b) deformação volumétrica (ϵ_v) versus deformação distorcional (ϵ_s) e (c) envoltória de ruptura e parâmetros de resistência (Fonte: Festugato, 2008).

Tabela 5.2 – Índices físicos da areia de Osório (Adaptado de: Cruz, 2008).

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos (γ_s)	26,5 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade (C_u)	2,11
Coefficiente de curvatura (C_c)	1,15
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,09 mm
Diâmetro médio (D_{50})	0,17 mm
Índice de vazios mínimo ($e_{\text{mínimo}}$)	0,60
Índice de vazios máximo ($e_{\text{máximo}}$)	0,85

5.2.2 Cimento Portland

O cimento utilizado nesta pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI, normalizado pela NBR 5733 ABNT (1991).

De acordo com ABCP (2002), as componentes essenciais do cimento Portland são o calcário (constituído por óxido de cálcio – CaO) e a argila caulínica (composta basicamente por sílica – SiO_2 e alumina – Al_2O_3 , que poderá conter uma pequena parcela de óxido férrico – Fe_2O_3). O calcário e a argila, nas suas devidas proporções (dependentes do tipo de cimento), são moídos, misturados via seca ou úmida, e queimados a temperaturas de até $1450^{\circ}C$, em longos fornos rotativos. Neste processo de queima, a água (H_2O) e o gás carbônico (CO_2) são eliminados, formando-se o clínquer, que são grumos vítrios do tamanho de “bolas de gude”. Assim que o clínquer sai do forno (ainda incandescente) é resfriado rapidamente e, após isso, é adicionado a este cerca de 3% de gesso ($CaSO_4.2H_2O$), sendo o conjunto finamente moído para constituir o cimento.

As características que tornam o cimento de alta resistência inicial (CP V-ARI) são conseguidas graças a uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como a moagem mais fina do cimento produzido. Assim, ao reagir com a água, o cimento adquire uma resistência maior nos primeiros dias de cura que em relação aos demais tipos de cimento. Diferentemente dos outros tipos de cimentos, que levam a adição de altos teores de materiais pozolânicos (cinza de casca de arroz, entre outros), escória de alto forno e/ou material carbonático, o cimento CP V-ARI somente admite um teor máximo de 5% de material carbonático. Na Tabela 5.3 são apresentadas as principais características do cimento de alta resistência inicial. A Figura 5.5 apresenta, para os diferentes tipos de cimento, a resistência à compressão simples com o avanço do tempo de cura.

Tabela 5.3 – Características do cimento Portland de alta resistência inicial, utilizado nesta pesquisa (ABCP, 2002).

Tipo de Cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Tempo de Pega (h)	Norma Brasileira
		Clínquer + Gesso	Material Carbonático		
Alta Resistência Inicial	CP V-ARI	100 - 95	0 - 5	1 - 10	NBR 5733

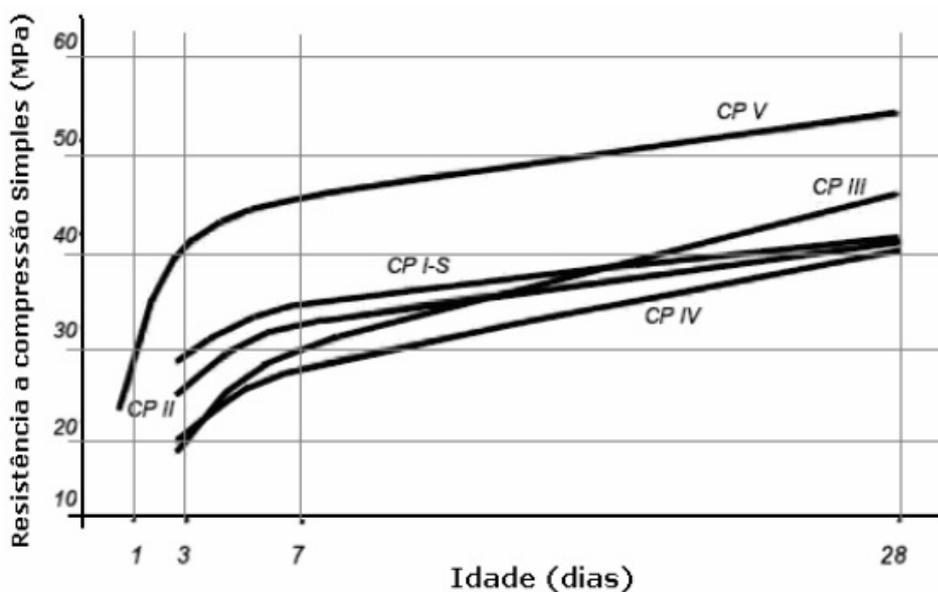


Figura 5.5 – Evolução média da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

Uma vez que se usou a mesma dosagem que a realizada por Cruz (2008), é natural que se utilize o mesmo tipo de cimento. A utilização do cimento Portland CP V-ARI é justificada pelo autor de acordo com a Figura 5.5, onde se observa que: com três dias de cura a resistência deste cimento é a equivalente ao cimento Portland CP IV para 28 dias de cura; ainda, para sete dias de cura com CP V-ARI, a resistência à compressão simples é a equivalente ao cimento Portland CP III com 28 dias de cura.

5.2.3 Água

Foi utilizada água proveniente de um poço artesiano localizado na Universidade de Passo Fundo. Mesmo podendo conter algumas impurezas, esta foi a água utilizada nos ensaios em campo experimental.

5.3 PROCEDIMENTOS DE LABORATÓRIO

Com a finalidade de se realizarem ensaios de compressão simples e diametral na mistura de solo cimento, foram moldados 144 corpos de prova cilíndricos (50mm x 100mm). Os procedimentos de moldagem dos corpos de prova foram realizados de acordo com a norma NBR 12024 ABNT (2012) – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos - procedimento.

Quanto à dosagem, utilizou-se a metodologia apresentada por Cruz (2008), que realizou seu trabalho de laboratório com a mesma areia e tipo de cimento utilizados na presente pesquisa. Para determinar o teor de umidade da mistura, seguiu-se o procedimento descrito no anexo da norma NBR 6457 ABNT (1986). O teor de umidade estabelecido foi de 10%, tendo ocorrido a sua variação até $\pm 0,7\%$. A mistura dos materiais foi iniciada com areia e cimento (materiais secos), seguida pela adição de água até a completa homogeneização visual.

Para a elaboração dos corpos de prova foram utilizados moldes de policroreto de vinila (PVC) bipartidos, com dimensões suficientes para confecção de amostras com 50mm de diâmetro e 100mm de altura. De modo a unir estas partes do molde e ainda para resistir aos esforços laterais provocados pela compactação, foram utilizadas braçadeiras metálicas. A Figura 5.6 mostra um exemplo de molde utilizado na preparação dos corpos de prova.



Figura 5.6 – Molde utilizado na elaboração dos corpos de prova.

Para obtenção de amostras homogêneas que permitam a análise paramétrica dos resultados, foi adotada a metodologia de compactação proposta por Ladd (1978). O material (solo cimento) foi compactado em três camadas iguais. Para a realização da compactação utilizou-se um soquete de madeira com uma altura padrão para cada camada. Na interface da primeira para a segunda camada e da segunda para a terceira, foi feita a escarificação da camada inferior por forma a promover a boa aderência entre estas. O índice de vazios desejado em cada corpo de prova foi obtido de acordo com a massa da mistura correspondente a cada camada.

As amostras preparadas foram embaladas em sacos plásticos lacrados para evitar a troca de umidade com o ar. Assim permaneceram durante todo o tempo de cura estipulado, sendo retiradas com 24 horas de antecedência ao ensaio de compressão e imersas em água, visando aproximar a condição de saturação, a qual representa a situação mais desfavorável.

Aquando da sua retirada dos sacos plásticos, antes da sua imersão em água, os corpos de prova foram medidos e pesados. Desta forma tornou-se possível a comparação entre o peso específico real e o desejado teoricamente, tendo sido esta diferença inferior a 5%. Quanto às dimensões dos corpos de prova, foram considerados válidos os que tinham $50 \pm 0,1$ mm de diâmetro e $100 \pm 0,5$ mm de altura.

A realização dos ensaios de compressão simples foi realizada de acordo com a norma NBR 12025 ABNT (2012). No caso dos ensaios de compressão diametral, não havendo uma norma específica para o seu uso em solo cimento, foi seguida a norma NBR 7222 ABNT (2011), que se refere à determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndrico de argamassa e concreto (Figura 5.7).

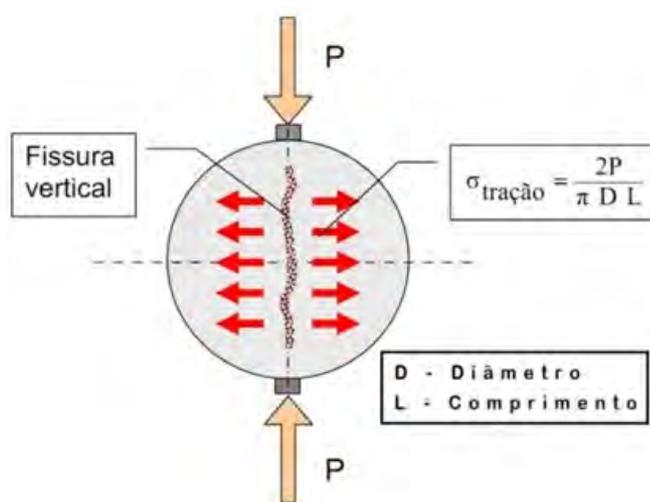


Figura 5.7 – Figura esquemática do corpo de prova e tipo de ruptura esperado nos ensaios de compressão diametral (Faro *et al*, 2011).

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma prensa de compressão uniaxial automática (Figura 5.8), com capacidade máxima de 100 kN e velocidade de 1,14 mm/min. A leitura da resistência dos corpos de prova foi realizada através de uma célula de carga com capacidade de 10000 Kgf e uma resolução de 1 Kgf.



Figura 5.8 – Prensa utilizada para a realização dos ensaios.

Como critério de aceitação para os resultados dos ensaios de compressão simples e diametral, estipulou-se que a resistência última individual de cada um dos três corpos de prova considerados iguais, não se devesse afastar mais de 10% da média destes.

5.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL

Após a realização dos ensaios de compressão simples e diametral para as porcentagens de cimento estudadas, a análise dos resultados será feita expondo os valores de resistência última em função dos dias de cura e índice de vazios (e). Uma vez que estes resultados servem para entender melhor o comportamento do solo cimento executado em campo experimental, esta foi considerada a forma mais adequada de os representar.

5.4.1 Resistência à Compressão Simples

Dado que para cada tipo de corpo de prova foram realizadas 3 repetições, depois de rompidos os corpos de prova à compressão simples obteve-se a média da resistência última para cada tipo de mistura, apresentado-se os seus resultados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Média dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples.

% Cimento	Índice de Vazios (e)	Resistência à Compressão Simples (MPa)			
		7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
3%	0,60	0,59	0,67	0,69	0,70
	0,66	0,52	0,59	0,63	0,65
	0,72	0,36	0,49	0,52	0,54
7%	0,60	2,39	2,44	2,51	2,51
	0,66	1,82	1,87	1,87	1,93
	0,72	1,48	1,46	1,48	1,51

As Figuras 5.9 e 5.10 mostram os mesmos resultados de forma gráfica, em função dos dias de cura e índice de vazios, respectivamente. É possível observar-se o significativo aumento do valor da resistência à compressão simples com o aumento da porcentagem de cimento de 3% para 7%. Embora graficamente não o pareça, verifica-se ainda que a variação da resistência à compressão simples com a alteração do índice de vazios e dias de cura, proporcionalmente é a mesma, independentemente da quantidade de cimento.

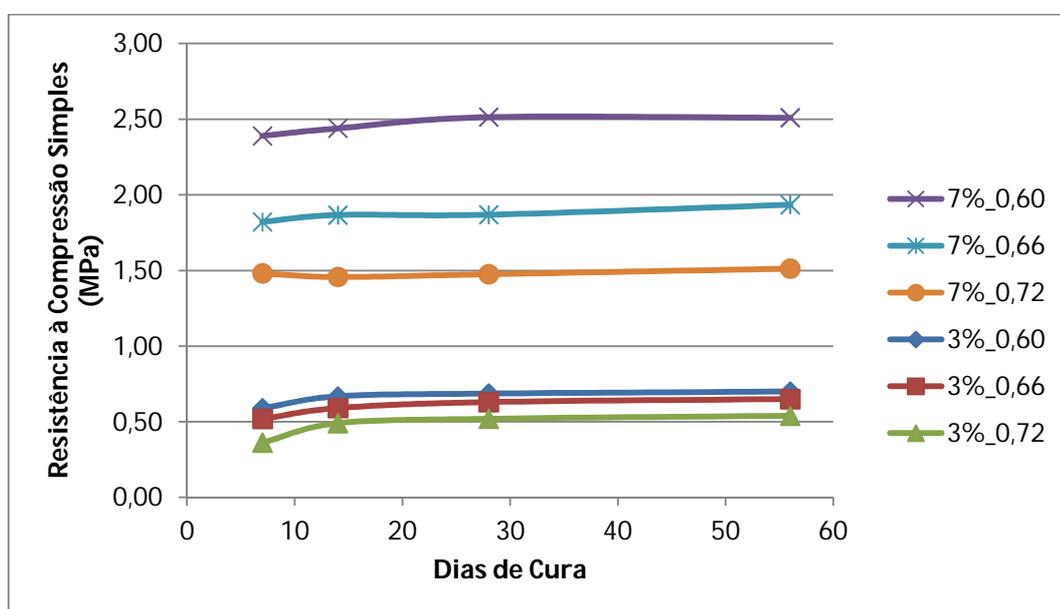


Figura 5.9 – Resistência à compressão simples em função dos dias de cura.

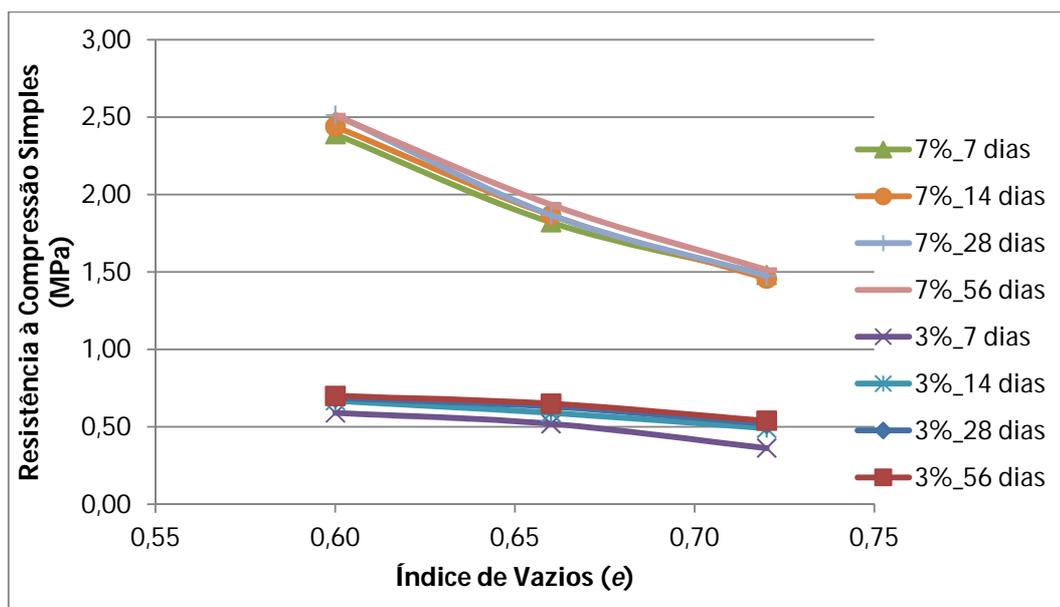


Figura 5.10 – Resistência à compressão simples em função do índice de vazios (e).

Analisando os resultados de acordo com a sua porcentagem de cimento, para 3% de cimento, as Figuras 5.11 e 5.12 mostram que a resistência à compressão simples estabiliza para tempos de cura superiores a 14 dias. Como seria de esperar, o índice de vazios da mistura tem significativa influência para o comportamento do solo cimento sob compressão simples, sendo que quanto maior for o seu valor, menor será a resistência à compressão simples.

Para os ensaios de compressão simples realizados com 7% de cimento, as Figuras 5.13 e 5.14 mostram a variação da resistência última com a variação dos dias de cura e índice de vazios, respectivamente. Dos gráficos, podem-se tirar as mesmas conclusões que para 3% de cimento. A grande diferença é que, para 7% de cimento, a resistência à compressão simples parece estabilizar já para dias de cura superiores a 7 dias.

Em ambas as porcentagens de cimento estudadas verifica-se a forte influência do índice de vazios, sendo que quanto maior o seu valor, menor vai ser a resistência da mistura à compressão simples. Esta conclusão alerta-nos para os cuidados a ter na compactação do solo cimento em campo experimental.

Em campo experimental, realizando os ensaios de carregamento horizontal de fundações profundas em solo tratado com tempo de cura superior a 14 dias, os resultados poderão ser comparados com os demais realizados para a mesma porcentagem de cimento, uma vez que a

resistência da mistura à compressão simples não altera significativamente o seu valor a partir de 14 dias de cura.

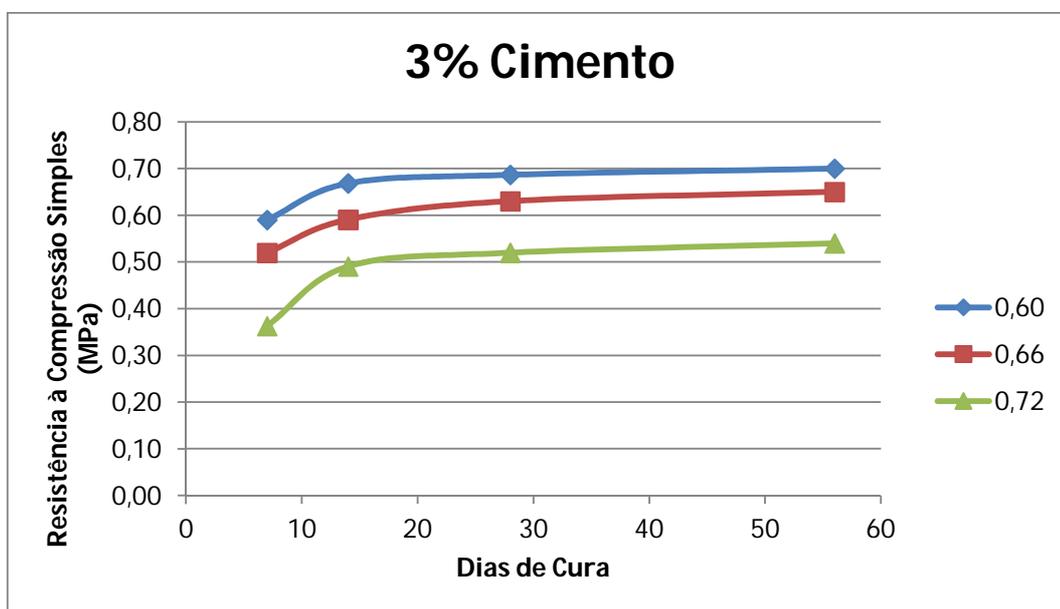


Figura 5.11 – Resistência à compressão simples em função dos dias de cura, para 3% de cimento.

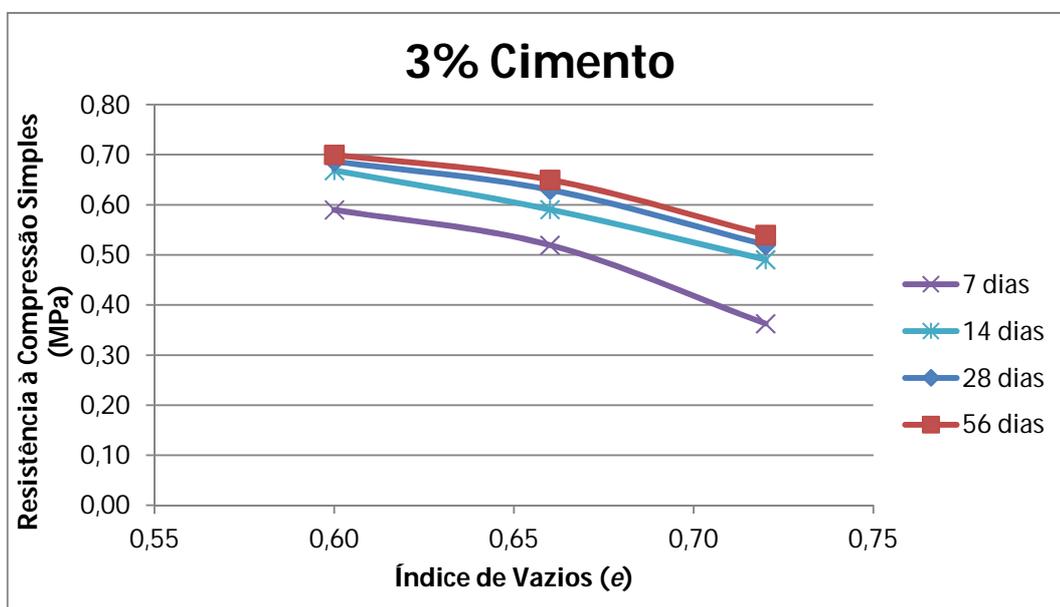


Figura 5.12 – Resistência à compressão simples em função do índice de vazios (e), para 3% de cimento.

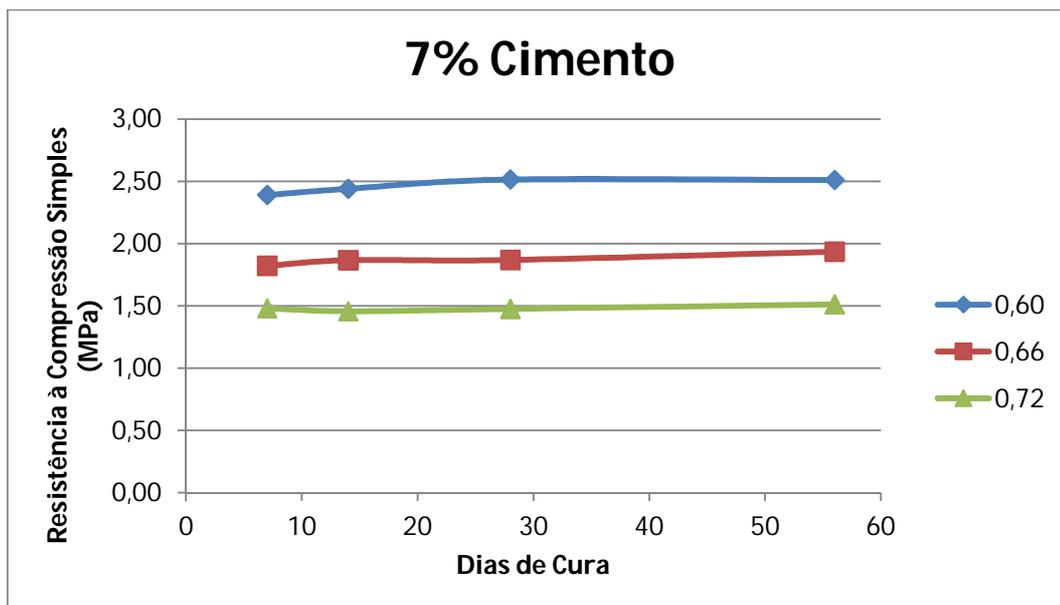


Figura 5.13 – Resistência à compressão simples em função dos dias de cura, para 7% de cimento.

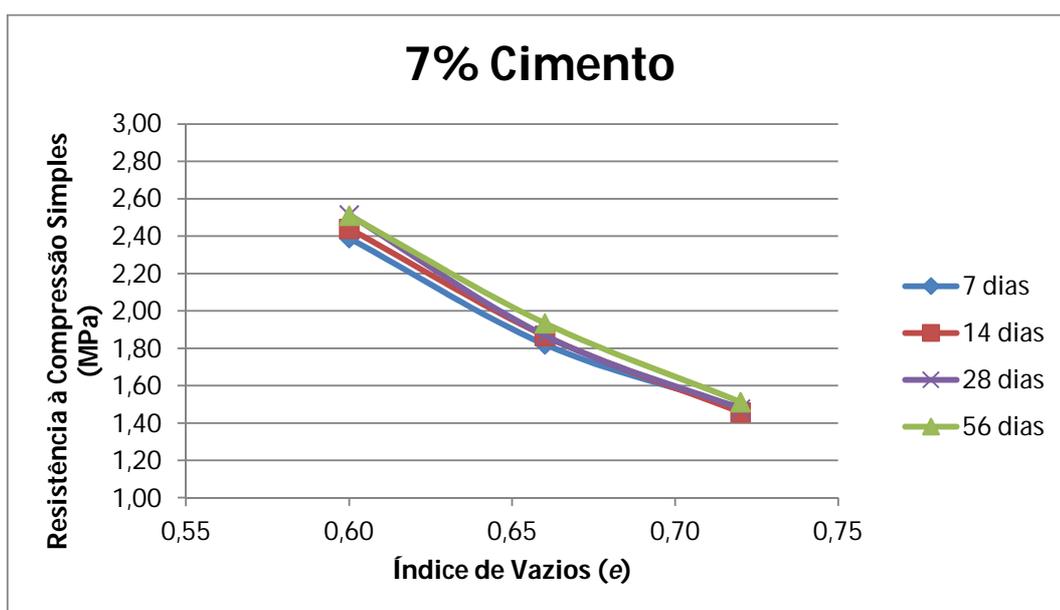


Figura 5.14 – Resistência à compressão simples em função do índice de vazios (e), para 7% de cimento.

5.4.2 Resistência à Compressão Diametral

Uma vez que para cada tipo de corpo de prova foram realizadas 3 repetições, depois de rompidos os corpos de prova à compressão diametral obteve-se a média da resistência última para cada tipo de mistura, apresentado-se os seus resultados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Média dos resultados obtidos nos ensaios de compressão diametral.

% Cimento	Índice de Vazios (<i>e</i>)	Resistência à Compressão Diametral (MPa)			
		7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
3%	0,60	0,07	0,08	0,08	0,09
	0,66	0,06	0,07	0,07	0,07
	0,72	0,05	0,06	0,06	0,06
7%	0,60	0,23	0,24	0,25	0,25
	0,66	0,19	0,20	0,21	0,21
	0,72	0,16	0,16	0,17	0,16

As Figuras 5.15 e 5.16 mostram os mesmos resultados de forma gráfica, em função dos dias de cura e índice de vazios, respectivamente. É possível observar-se o significativo aumento do valor da resistência à compressão diametral (tração) com o aumento da porcentagem de cimento de 3% para 7%.

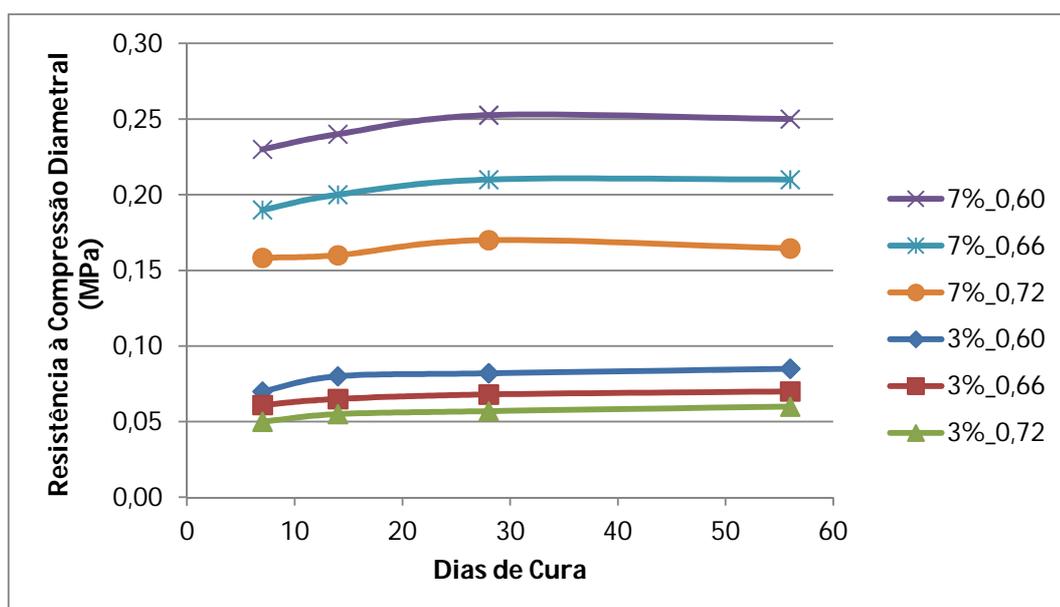


Figura 5.15 – Resistência à compressão diametral em função dos dias de cura.

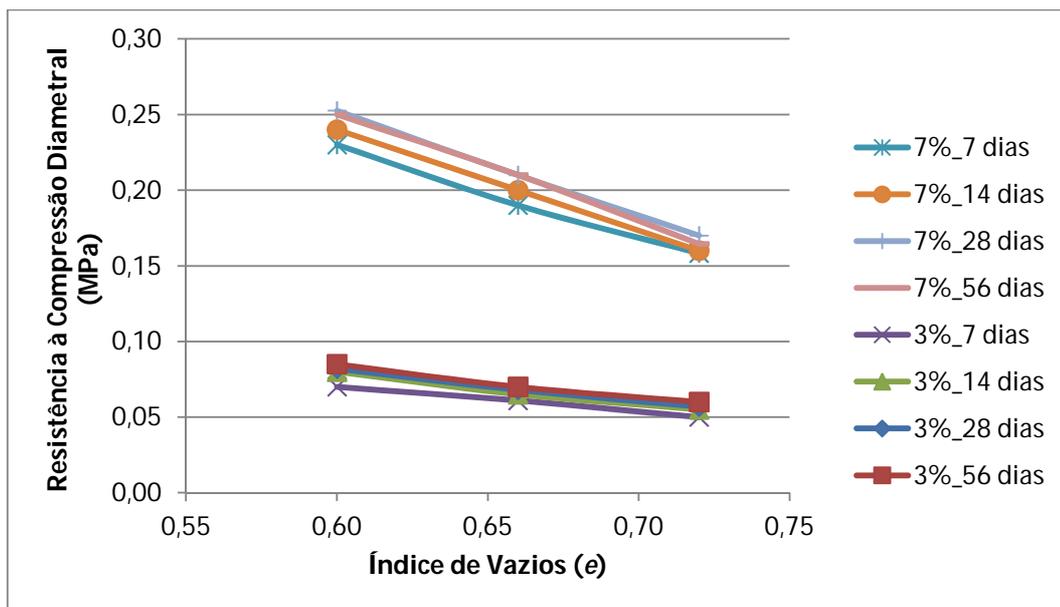


Figura 5.16 – Resistência à compressão diametral em função do índice de vazios (e).

Analisando os resultados de acordo com a sua porcentagem de cimento, para 3% de cimento, as Figuras 5.17 e 5.18 mostram que a resistência à compressão diametral estabiliza para tempos de cura superiores a 14 dias. Novamente, e como seria de esperar, o índice de vazios da mistura tem significativa influência no comportamento do solo cimento sob compressão diametral (tração), sendo que quanto maior for o seu valor, menor será a sua resistência.

Para os ensaios de compressão diametral realizados com 7% de cimento, as Figuras 5.19 e 5.20 mostram a variação da resistência última com a variação dos dias de cura e índice de vazios, respectivamente. Dos gráficos, podem-se tirar as mesmas conclusões que para 3% de cimento.

Semelhante ao ocorrido para a compressão simples, em ambas as porcentagens de cimento estudadas verifica-se a forte influência do índice de vazios, sendo que quanto maior o seu valor, menor vai ser a resistência da mistura à compressão diametral. Esta conclusão alerta-nos mais uma vez para os cuidados a ter na compactação do solo cimento em campo experimental.

Novamente, em campo experimental, realizando os ensaios de carregamento horizontal de fundações profundas em solo cimento com tempo de cura superior a 14 dias, os resultados poderão ser comparados com os demais realizados para a mesma porcentagem de cimento,

uma vez que a resistência da mistura à compressão diametral não altera significativamente o seu valor a partir de 14 dias de cura.

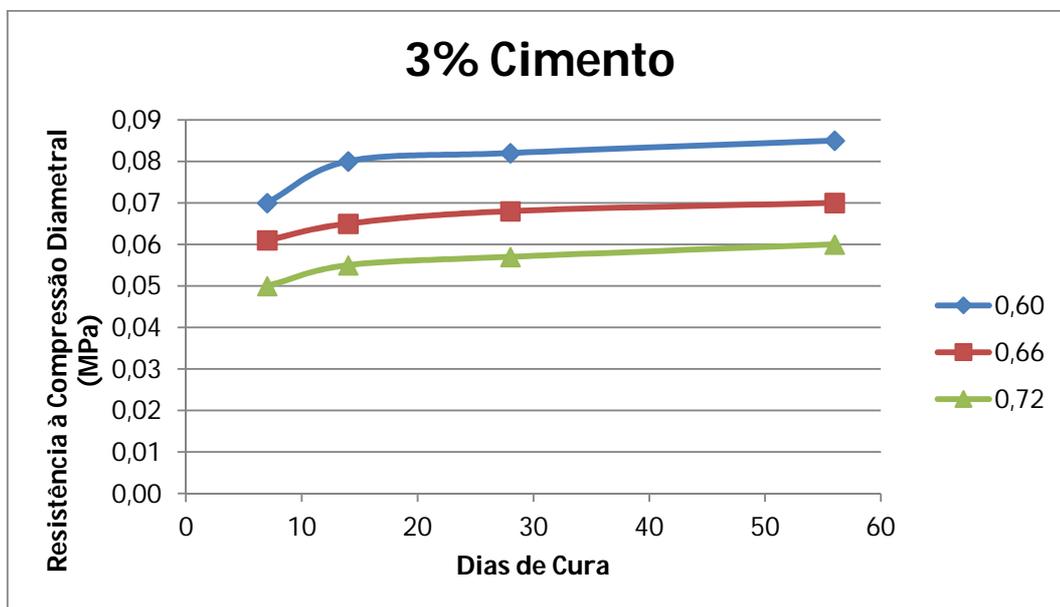


Figura 5.17 – Resistência à compressão diametral em função dos dias de cura, para 3% de cimento.

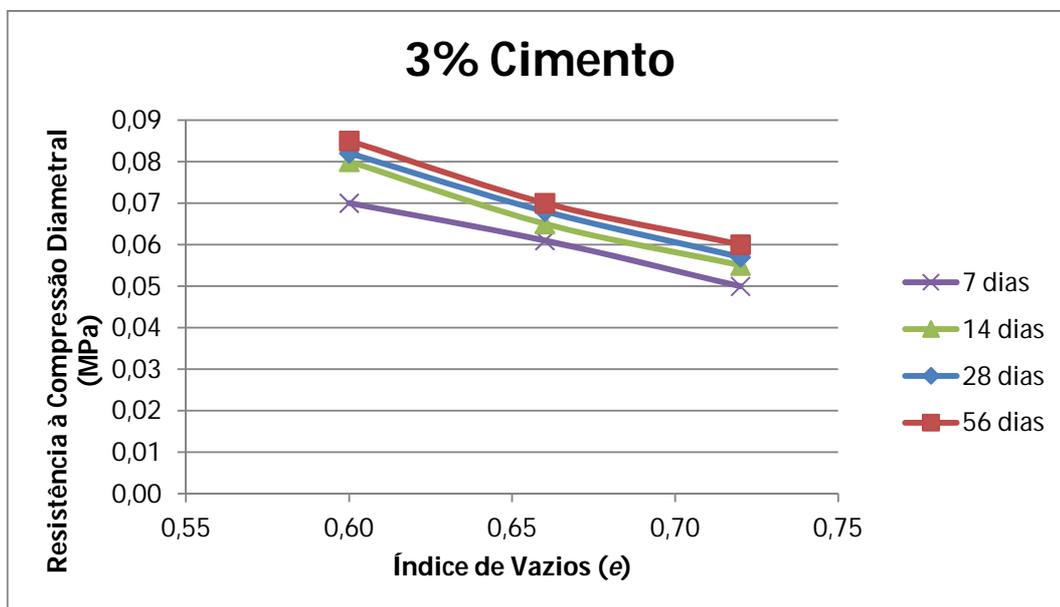


Figura 5.18 – Resistência à compressão diametral em função do índice de vazios (e), para 3% de cimento.

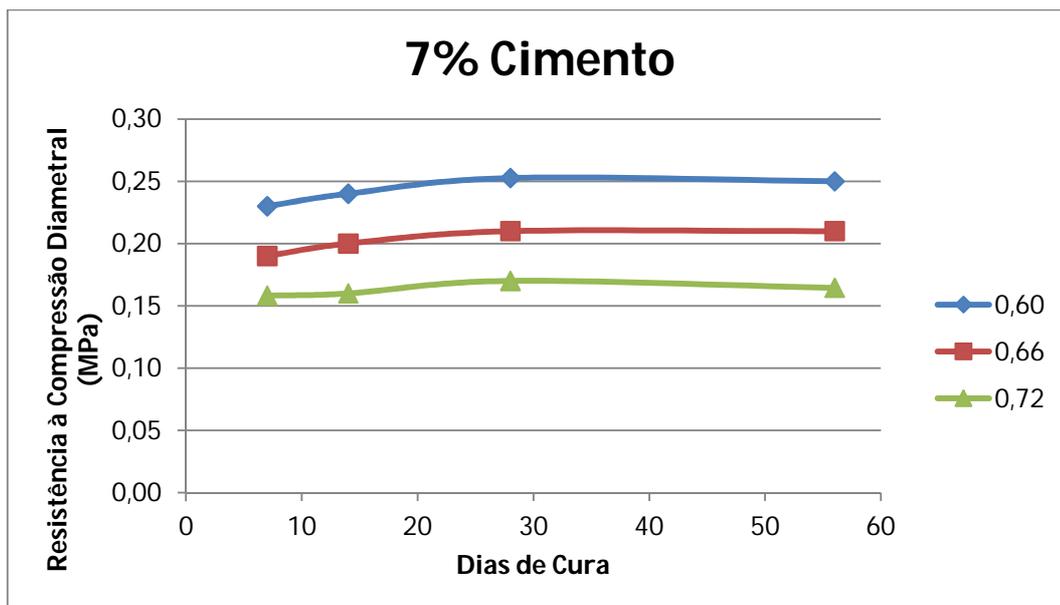


Figura 5.19 – Resistência à compressão diametral em função dos dias de cura, para 7% de cimento.

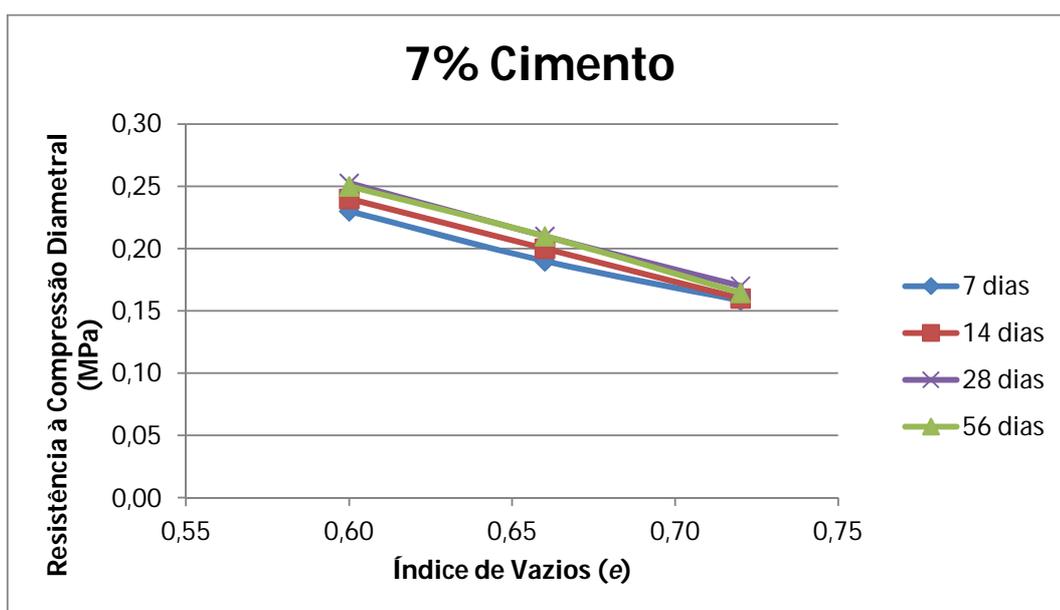


Figura 5.20 – Resistência à compressão diametral em função do índice de vazios (e), para 7% de cimento.

5.4.3 Resistência à Compressão Simples *versus* Compressão Diametral

Separados pelo tipo de cimentação, fazendo a média de todos os resultados obtidos com determinado dia de cura e índice de vazios, as Figuras 5.21 e 5.22 mostram a comparação entre a resistência à compressão simples e a compressão diametral. Analisando os gráficos, tanto em função dos dias de cura (Figura 5.21) quanto em função do índice de vazios (Figura

5.22), podemos concluir que independentemente da porcentagem de cimento, a resistência à tração (compressão diametral) é sensivelmente 11% da sua resistência à compressão simples. Esta conclusão está em conformidade com o postulado por Consoli *et al* (2010), que em seu trabalho concluíram que para misturas de areia com cimento, a resistência à tração é aproximadamente 15% da resistência à compressão.

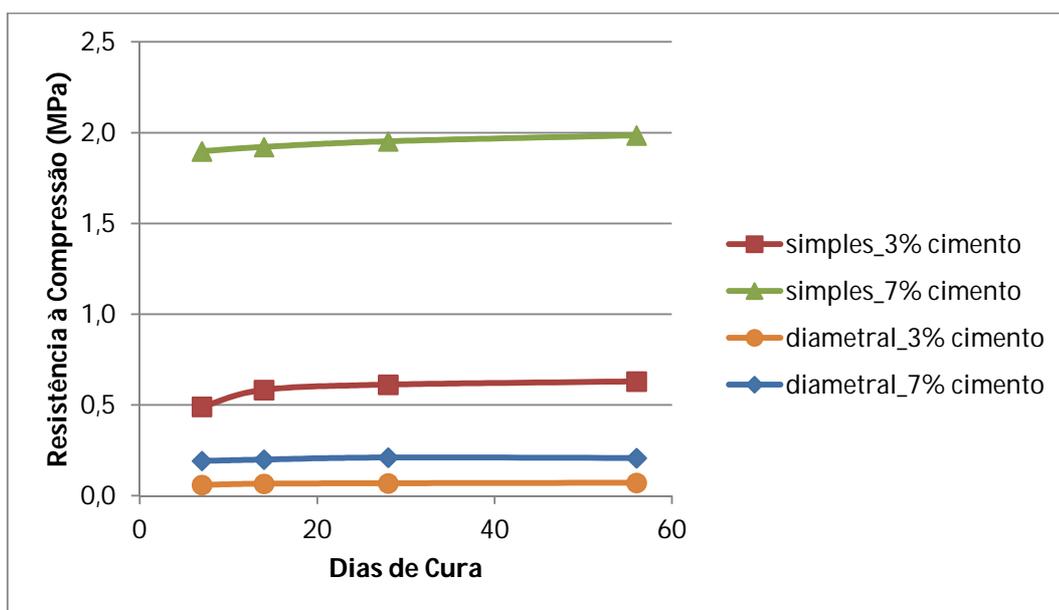


Figura 5.21 – Resistência à compressão simples *versus* resistência à compressão diametral, em função dos dias de cura.

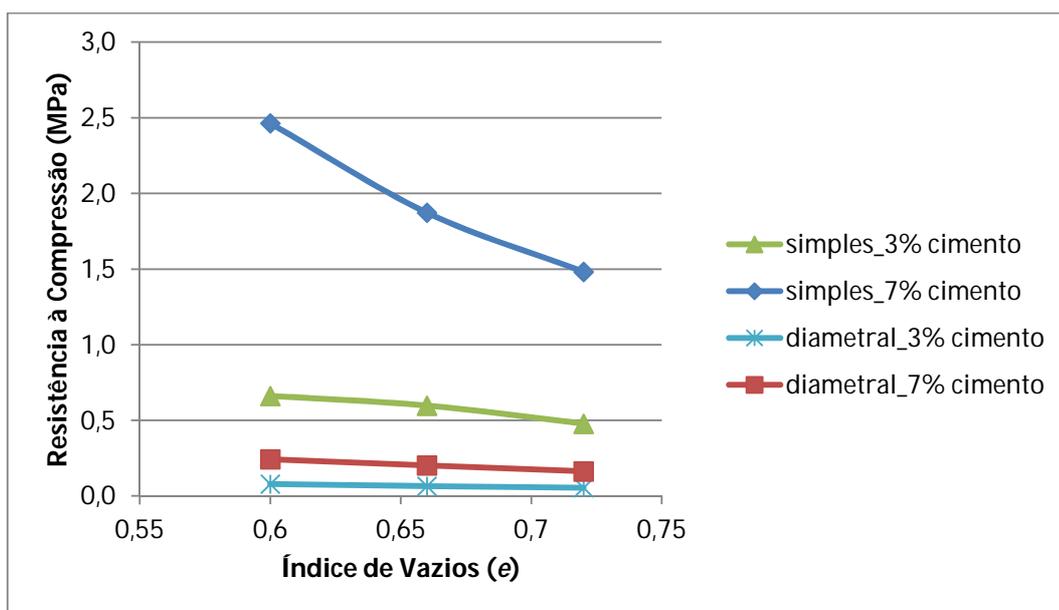


Figura 5.22 – Resistência à compressão simples *versus* resistência à compressão diametral, em função do índice de vazios (e).

5.4.4 Resistência à Compressão Simples da Mistura Obtida em Laboratório *versus* Mistura Realizada em Campo Experimental

Aquando da elaboração do solo cimento em campo experimental, foram retiradas amostras da mistura obtida para 3% e 7% de cimento. Essas amostras foram levadas para laboratório e, de acordo com os procedimentos de laboratório descritos anteriormente, foram preparados corpos de prova com um índice de vazios de 0,66 para 7, 14, 28 e 56 dias de cura (3 repetições para cada dia de cura).

Optou-se pela realização de corpos de prova com um índice de vazios de 0,66 pois este foi o valor definido para as misturas de solo cimento executadas em campo experimental. O teor de umidade definido para as misturas de campo foi igual ao das misturas de laboratório, correspondente a 10%.

Estes 24 corpos de prova, obtidos através das misturas elaboradas em campo experimental, foram submetidos a ensaios de compressão simples e seus resultados comparados aos seus semelhantes ($e=0,66$), provenientes das misturas realizadas no laboratório.

Esta comparação deve-se ao facto de a mistura em campo experimental ter sido realizada com proporções de material bem maiores que a executada em laboratório. Ainda, ao invés da mistura em laboratório que foi feita manualmente e com um nível de rigor bem maior, em campo experimental esta foi feita com o auxílio de uma betoneira.

As figuras 5.23 e 5.24 mostram, respectivamente, o valor da resistência à compressão simples em função dos dias de cura para misturas com 3% e 7% de cimento. É possível observar-se que, tanto para misturas com 3% quanto para 7% de cimento, o valor da resistência à compressão simples é inferior nas misturas obtidas em campo experimental, sendo o seu valor aproximadamente 65% da resistência obtida para as misturas realizadas no laboratório.

Esta diferença deve-se ao enorme rigor que se consegue obter em laboratório, quando comparado ao obtido em campo experimental. A quantidade de material a misturar em campo (através de uma betoneira) é bem superior à de laboratório (manualmente), o que consequentemente provoca a obtenção de misturas mais homogêneas em laboratório. Ainda, a areia utilizada em laboratório foi limpa e desprovida de impurezas, ao contrário da areia utilizada na mistura de campo que, embora tenha sido a mesma, devido à quantidade de material usado não foi possível ter total controle sobre ela. O teor de umidade apresentado

pelos dois tipos de mistura (laboratório e campo), foi aproximadamente o mesmo, $10\% \pm 0,7\%$ para as misturas de laboratório e $10\% \pm 1,5\%$ para as misturas de campo.

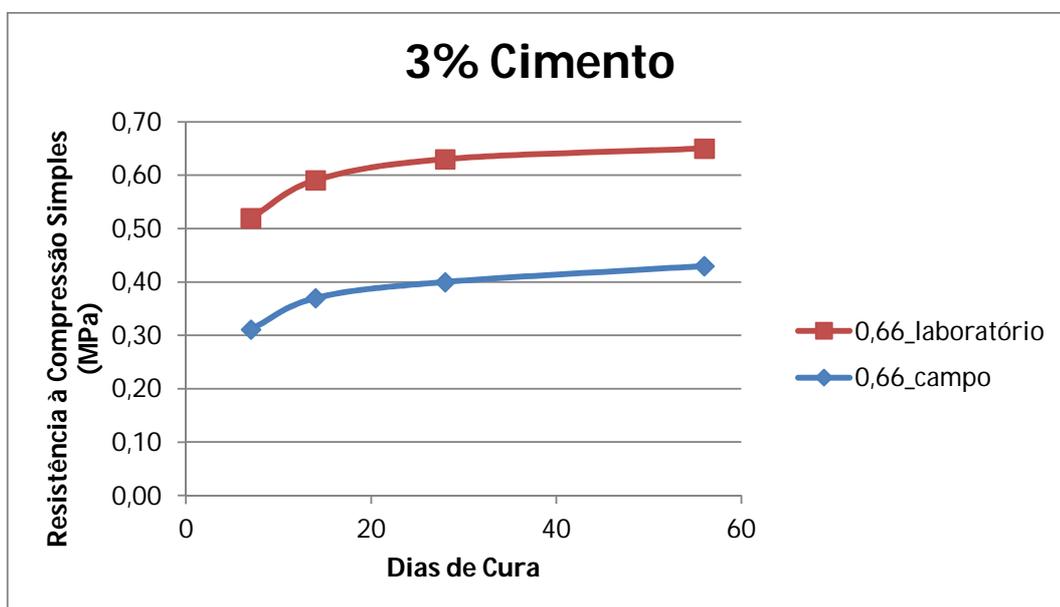


Figura 5.23 – Resistência à compressão simples de misturas obtidas em campo *versus* resistência à compressão simples de misturas obtidas em laboratório, com $e=0,66$, para 3% de cimento.

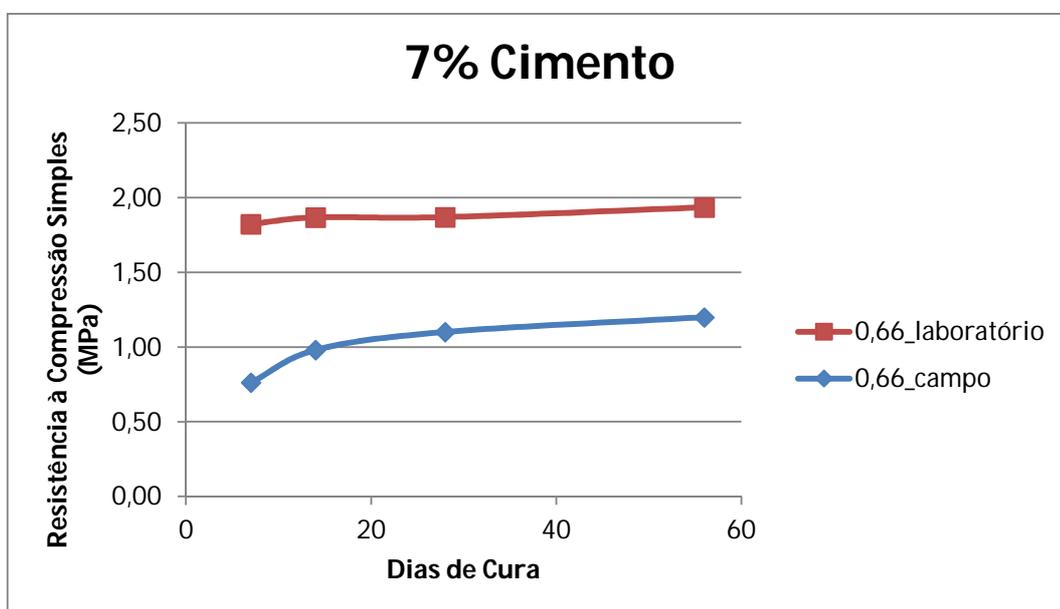


Figura 5.24 – Resistência à compressão simples de misturas obtidas em campo *versus* resistência à compressão simples de misturas obtidas em laboratório, com $e=0,66$, para 7% de cimento.

5.5 CONCLUSÕES DA PESQUISA DE LABORATÓRIO

Após a realização da pesquisa de laboratório, que serviu para a caracterização e compreensão do solo cimento a ser executado em campo, algumas conclusões podem ser retiradas:

- Para os casos de misturas de solo (areia) cimentado com 3% e 7% de cimento, quanto maior for a porcentagem de cimento, maior será a resistência à compressão simples e diametral (tração);
- Independentemente da porcentagem de cimento, tanto a resistência à compressão simples quanto à compressão diametral, é inversamente proporcional ao aumento do índice de vazios (e);
- Aquando da execução do solo cimento em campo experimental, é necessária bastante cautela na sua compactação, pois o índice de vazios (e) influencia significativamente na sua resistência, tanto de tração quanto de compressão;
- Tanto para as misturas submetidas a compressão simples quanto para as submetidas a compressão diametral, independentemente da quantidade de cimento, a resistência destas estabiliza para tempos de cura superiores a 14 dias;
- Independentemente dos dias de cura e índice de vazios (e), a relação obtida entre a resistência à compressão diametral (tração) e a resistência à compressão simples das misturas realizadas foi de 11% (tração/compressão=0,11);
- O valor da resistência à compressão simples de misturas realizadas em campo experimental é aproximadamente 65% do valor das suas semelhantes realizadas em laboratório.

6 PESQUISA DE CAMPO

6.1 CAMPO EXPERIMENTAL

Para a realização da pesquisa de campo, que contemplava a execução de ensaios de carregamento horizontal em estacas com e sem uma camada superficial de solo tratado radial à estaca, foi necessário recorrer à utilização de um campo experimental em geotecnia.

6.1.1 Localização

O campo experimental, pertencente ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado no Campus de Passo Fundo junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, na cidade de Passo Fundo, região norte do estado do Rio Grande do Sul (Figuras 6.1 e 6.2).



Figura 6.1 – Localização do município de Passo Fundo no Rio Grande do Sul/Brasil

(http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:RioGrandedoSul_Municip_PassoFundo.svg, acessado em 03/02/2014).

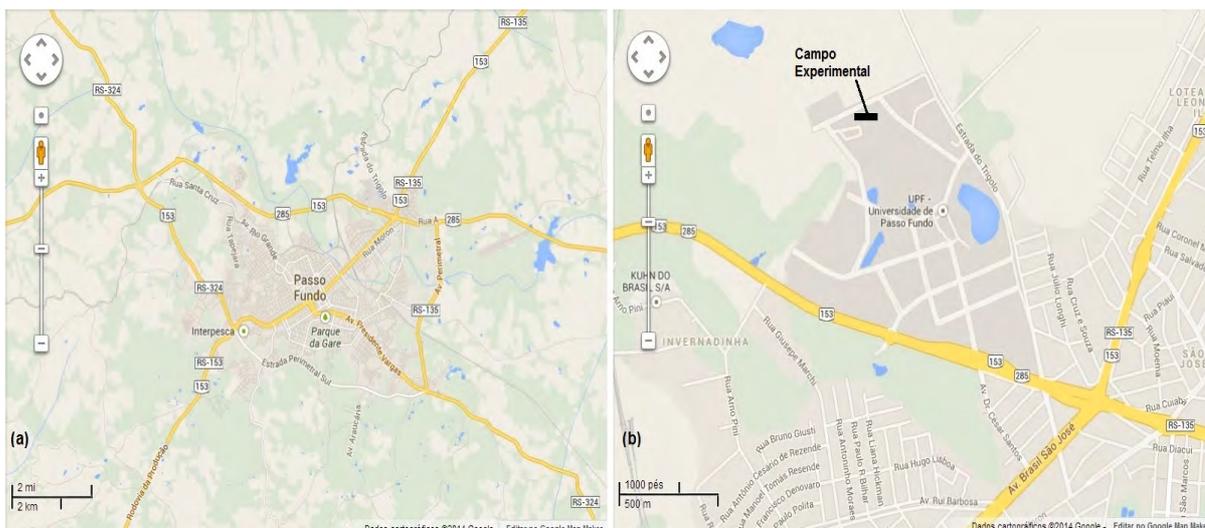


Figura 6.2 – Mapa de localização e acesso (a) à cidade de Passo Fundo e (b) à Universidade de Passo Fundo/RS (<https://maps.google.com/>, acessado em 03/02/2014).

Na Figura 6.3 encontra-se uma imagem de satélite atualizada com a localização do campo experimental, onde se pode observar a área ocupada pelos trabalhos de campo. A Figura 6.4 mostra uma fotografia do campo experimental após a realização da nivelção do terreno.

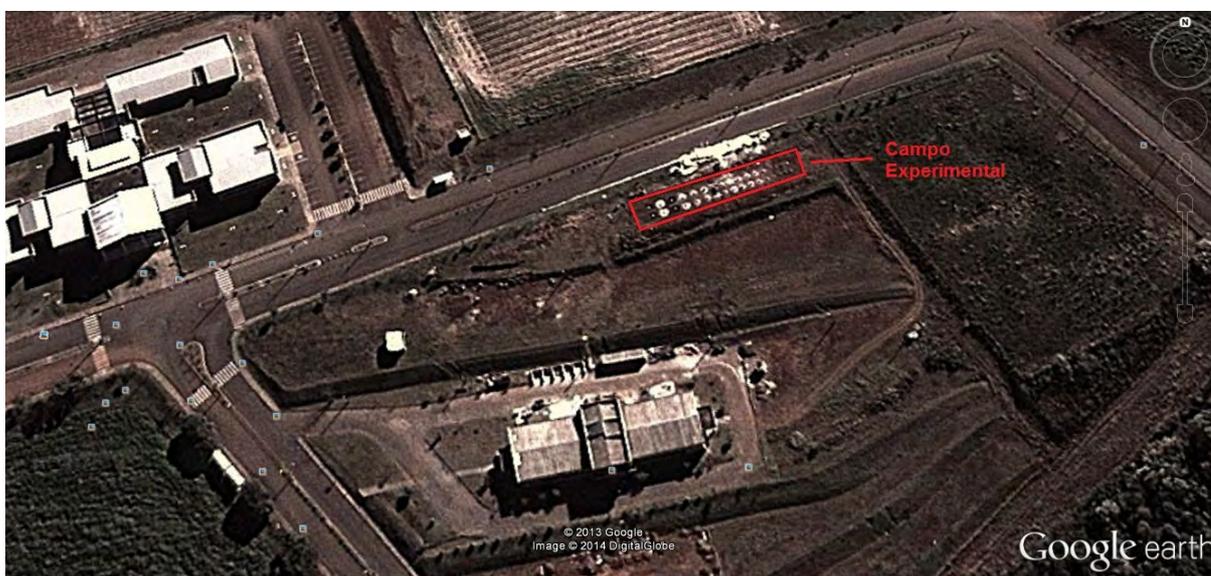


Figura 6.3 – Imagem de satélite com a localização do campo experimental (coordenadas: $28^{\circ}13'34''\text{S}$ $52^{\circ}23'11''\text{O}$), visto a uma altitude de 1 km (software Google Earth, versão 7.1.2.2041, acessado em 03/02/2014).



Figura 6.4 – Fotografia do campo experimental.

6.1.2 Caracterização

O solo característico do campo experimental onde se realizaram as provas de carga lateral em estacas com solo tratado radial a estas, é do tipo residual homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar).

Do ponto de vista pedológico, o solo da região de Passo Fundo (onde se localiza o campo experimental) é caracterizado como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, pertencente à unidade de Passo Fundo (Streck *et al*, 2002). Segundo os autores, este tipo de solo caracteriza-se por ser bem drenado e profundo, possuindo um perfil homogêneo devido à transição gradual entre os horizontes. É um tipo de solo muito intemperizado, com predominância de caulinita e óxido de ferro (responsável pela cor vermelha), apresentando baixa CTC (atividade de argila menor que 17 cmol/Kg), acentuada acidez, baixa reserva de nutrientes e toxicidade por alumínio para as plantas.

6.1.2.1 Ensaios de Prospecção Geotécnica

Para uma melhor compreensão do solo natural do campo experimental, alguns ensaios de prospecção geotécnica foram realizados.

- **Standard Penetration Test - SPT**

A Figura 6.5 apresenta os resultados de duas sondagens (com e sem lavagem) à percussão (SPT) realizadas por Lopes Jr. e Thomé (2005) no campo experimental. Dos resultados das sondagens percebe-se que o solo do campo experimental apresenta um perfil homogêneo ao longo da sua profundidade, até 15m. Até esta profundidade de sondagem, não foi encontrado o nível de água.

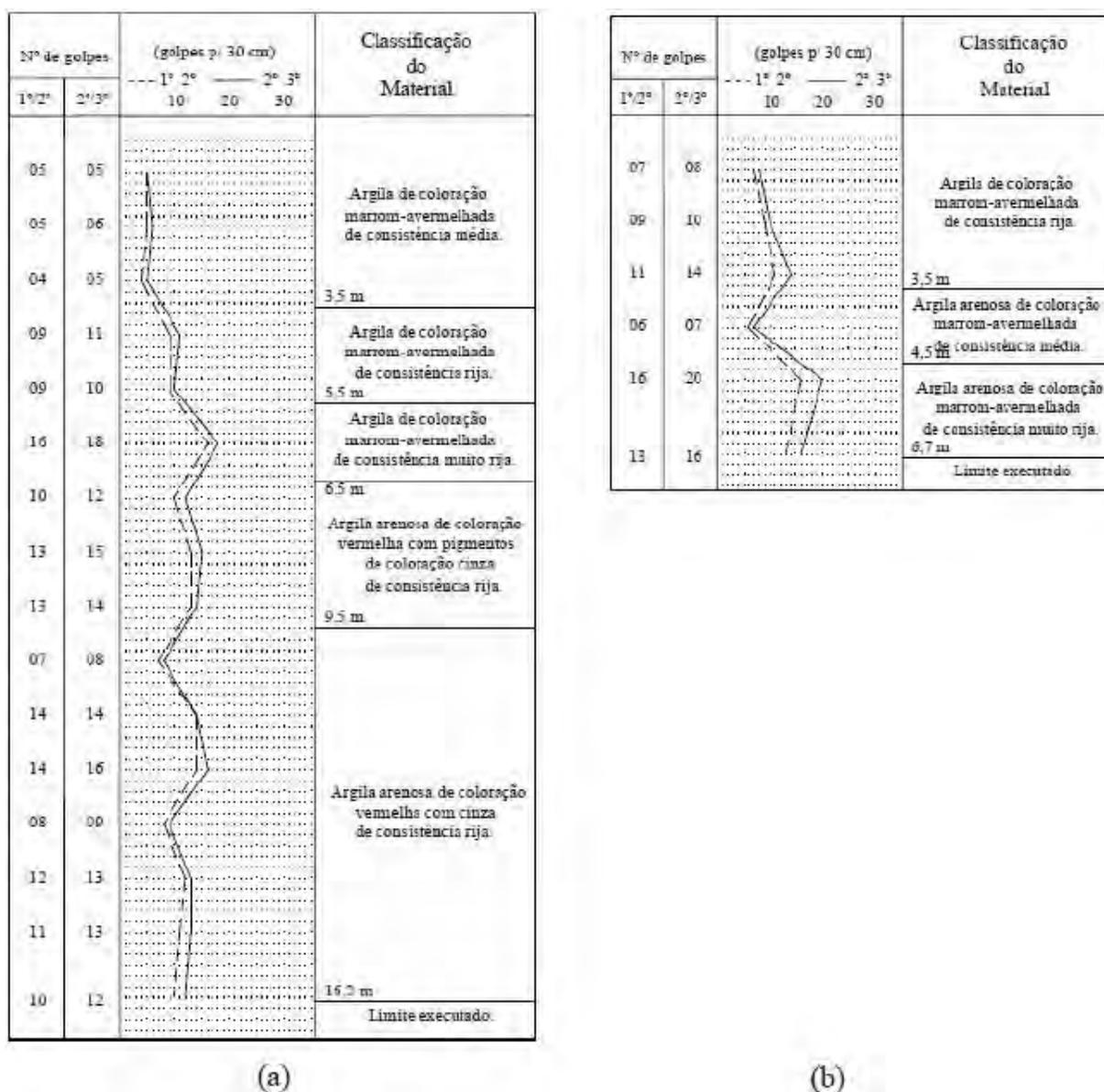


Figura 6.5 – Resultados dos ensaios SPT realizados no campo experimental (a) com circulação de água e (b) sem circulação de água, com uso de trado mecânico (Lopes Jr. e Thomé, 2005).

- **Cone Penetration Test - CPT**

A realização de ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT) para uma melhor caracterização do campo experimental, só foi possível graças à cortesia da empresa de engenharia geotécnica, Geoforma Engenharia Ltda. (Figuras 6.6 e 6.7).



Figura 6.6 – Aparato e execução dos ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT).



Figura 6.7 – Equipamento utilizado para a execução dos ensaios de *Cone Penetration test* (CPT).

Os ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT) foram executados de acordo com a norma NBR 12069/MB-3406 (ABNT, 1991). A Figura 6.8 apresenta os resultados dos 5 ensaios CPT realizados em diversos pontos do campo experimental. Dos resultados percebe-se que o solo do campo experimental apresenta um perfil relativamente homogêneo ao longo da sua profundidade, pelo menos até 15m de profundidade. A variação entre os resultados dos diversos ensaios de CPT é muito baixa, o que leva a concluir que o solo do campo experimental é bastante homogêneo.

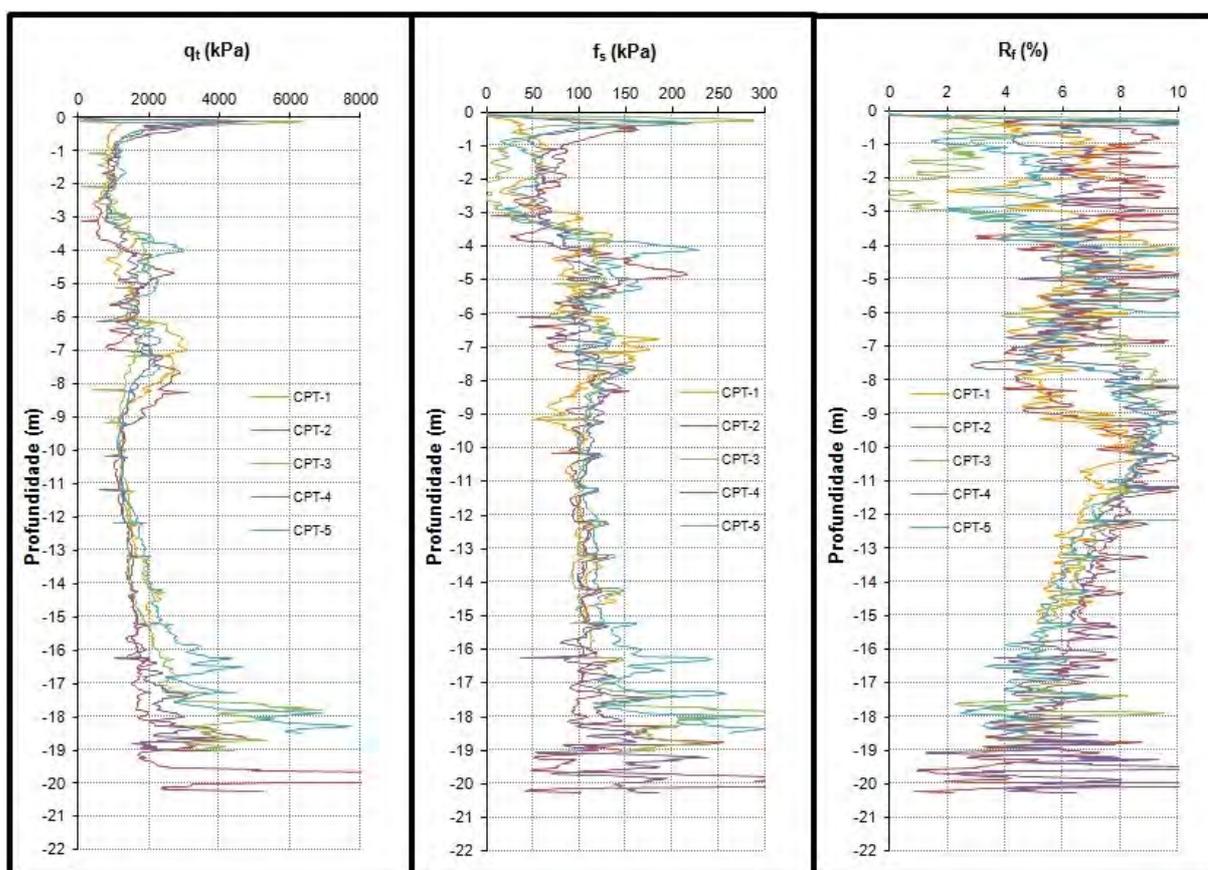


Figura 6.8 – Resultados dos 5 ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT) realizados no campo experimental.

- **Flat Dilatometer Test - DMT**

Semelhante aos ensaios de CPT, a realização dos ensaios de *Flat Dilatometer Test* (DMT) também só foi possível graças à cortesia da empresa de engenharia geotécnica, Geofoma Engenharia Ltda. (Figuras 6.9 e 6.10).



Figura 6.9 – Aparato e execução dos ensaios de *Flat Dilatometer Test* (DMT).



Figura 6.10 – Lâmina do *Flat Dilatometer Test* (DMT).

Foram realizados dois ensaios de Flat Dilatometer Test (DMT), executados de acordo com ASTM D6635 (2007). A Figura 6.11 apresenta os resultados dos dois ensaios DMT realizados no campo experimental. Tendo como premissa que choveu bastante na madrugada que

antecedeu os ensaios de DMT, o nível freático foi encontrado a aproximadamente 9m de profundidade. A variação entre os resultados dos dois ensaios de DMT realizados é muito baixa, podendo-se considerar praticamente nula, o que mais uma vez permite concluir que o solo do campo experimental é bastante homogêneo.

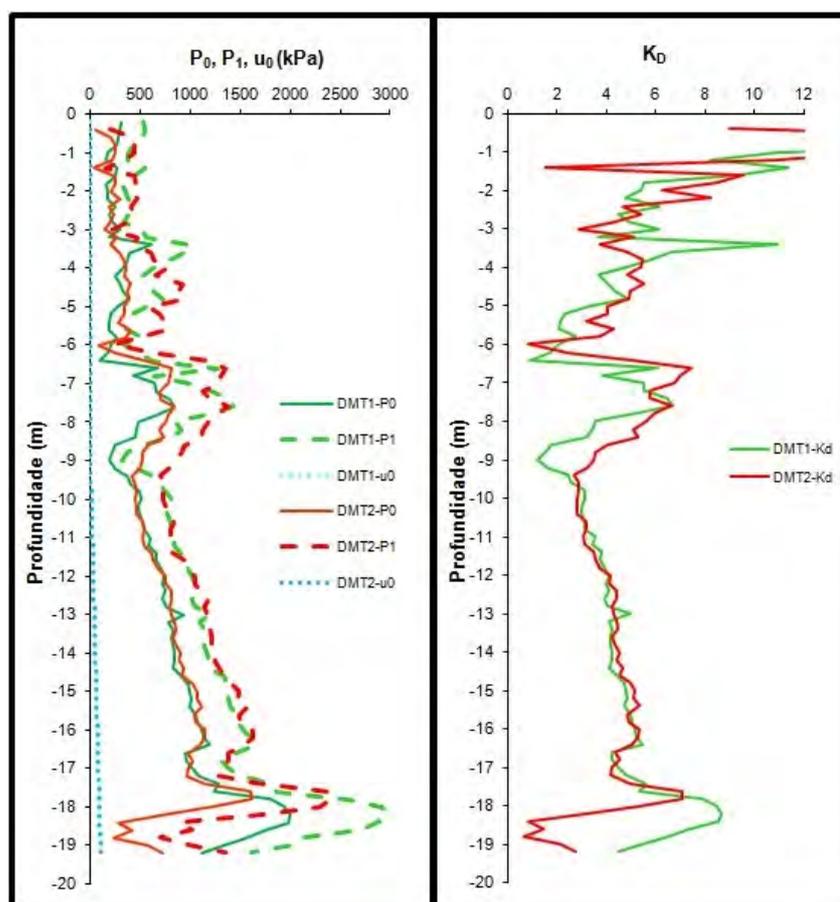


Figura 6.11 – Resultados dos 2 ensaios de *Flat Dilatometer Test* (DMT) realizados no campo experimental.

6.1.2.2 Ensaios Complementares

Para melhorar o entendimento acerca do solo do campo experimental, apresentam-se aqui alguns resultados de ensaios complementares realizados por outros autores.

- **Determinação da Umidade, Peso Específico e Limites de Consistência**

Dalla Rosa *et al* (2004a, 2004b) realizaram uma investigação geotécnica no campo experimental, ao longo do seu perfil até 5m de profundidade. A partir de amostras coletadas com o auxílio de um trado manual, os autores apresentaram a variação da umidade, peso específico real dos grãos e limites de consistência com a profundidade, Figura 6.12.

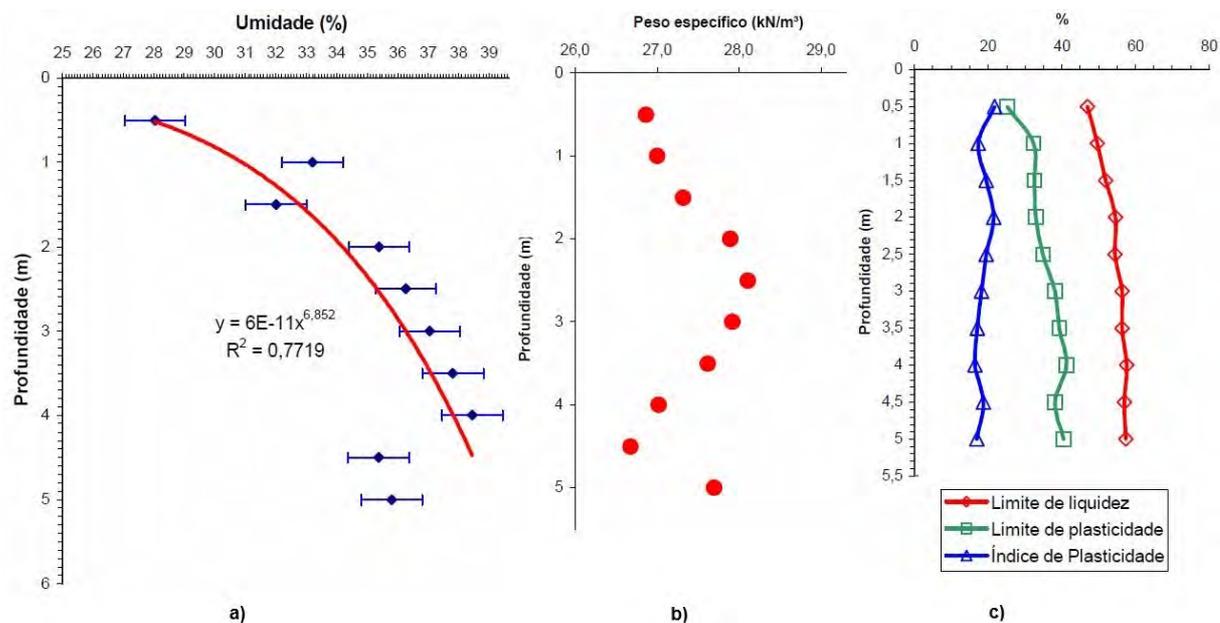


Figura 6.12 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade – (a) umidade natural, (b) peso específico real dos grãos e (c) limites de liquidez e plasticidade (Dalla Rosa *et al*, 2004a e 2004b).

- **Análise granulométrica**

Ruver (2011) realizou ensaios de granulometria em duas amostras de solo natural do campo experimental, sendo uma lavada após o processo de sedimentação (com uso de defloculante) e a outra imediatamente após secagem em estufa (sem uso de defloculante). A Figura 6.13 apresenta a tabela com os resultados obtidos por Ruver (2011) nas análises granulométricas por peneiramento, e a Figura 6.14 as respectivas curvas granulométricas.

Das Figuras 6.13 e 6.14 e de acordo com Ruver (2011), é possível verificar que o processo de lavagem sem a utilização de defloculante foi suficiente para desagregar os finos, por isso as duas curvas granulométricas se encontram sobrepostas.

Segundo Ruver (2011), o solo é basicamente composto, conforme NBR 6502 (ABNT, 1995), por 0,45% de areia grossa, 2,06% de areia média, 18,57% de areia fina e 78,91% de material pulverulento (argila e silte). Através de sedimentação, o solo é composto por 59% de argila e 19,9% de silte.

Dalla Rosa *et al* (2004a, 2004b), em seu estudo, mostrou que a distribuição granulométrica do solo é uniforme ao longo da sua profundidade, pelo menos até 5m de profundidade, contendo

aproximadamente 2% de areia média, 25% de areia fina, 8% de silte e 65% de argila (Figura 6.15).

Peneiras		Retido (%)				Passante (%)	
		Parcial		Acumulado		Acumulado	
Abertura (mm)	Classif. ASTM	Com Defloc.	Sem Defloc.	Com Defloc.	Sem Defloc.	Com Defloc.	Sem Defloc.
2,000	10	0,11%	0,01%	0,11%	0,01%	99,89%	99,99%
1,180	16	0,16%	0,24%	0,27%	0,25%	99,73%	99,75%
0,850	20	0,16%	0,21%	0,43%	0,46%	99,57%	99,54%
0,600	30	0,15%	0,17%	0,58%	0,63%	99,42%	99,37%
0,425	40	0,36%	0,36%	0,94%	0,99%	99,06%	99,01%
0,300	50	1,60%	1,49%	2,54%	2,49%	97,46%	97,51%
0,250	60	1,86%	2,00%	4,39%	4,49%	95,61%	95,51%
0,180	80	3,28%	3,41%	7,68%	7,90%	92,32%	92,10%
0,150	100	2,11%	1,97%	9,79%	9,86%	90,21%	90,14%
0,160	140	8,04%	7,93%	17,83%	17,80%	82,17%	82,20%
0,075	200	3,32%	3,21%	21,16%	21,01%	78,84%	78,99%
		78,84%	78,99%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%

Observação: a hachura separa os materiais pela classificação granulométrica da NBR 6502 (ABNT, 1995)

Figura 6.13 – Distribuição granulométrica do solo do campo experimental (Ruver, 2011).

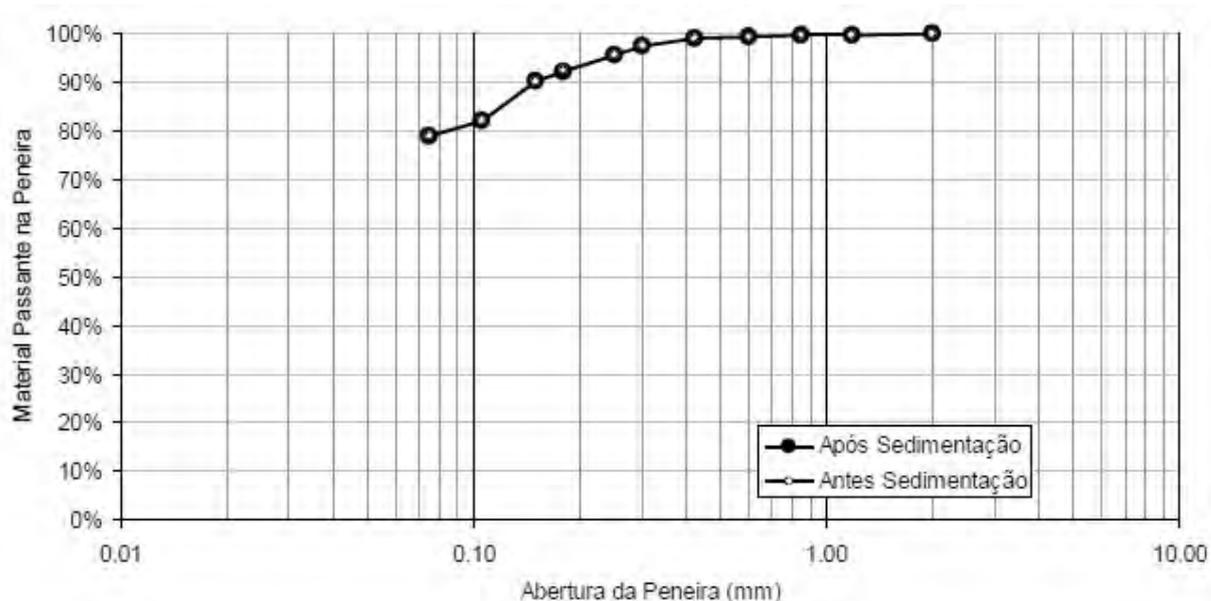


Figura 6.14 – Curvas granulométricas do solo do campo experimental (Ruver, 2011).

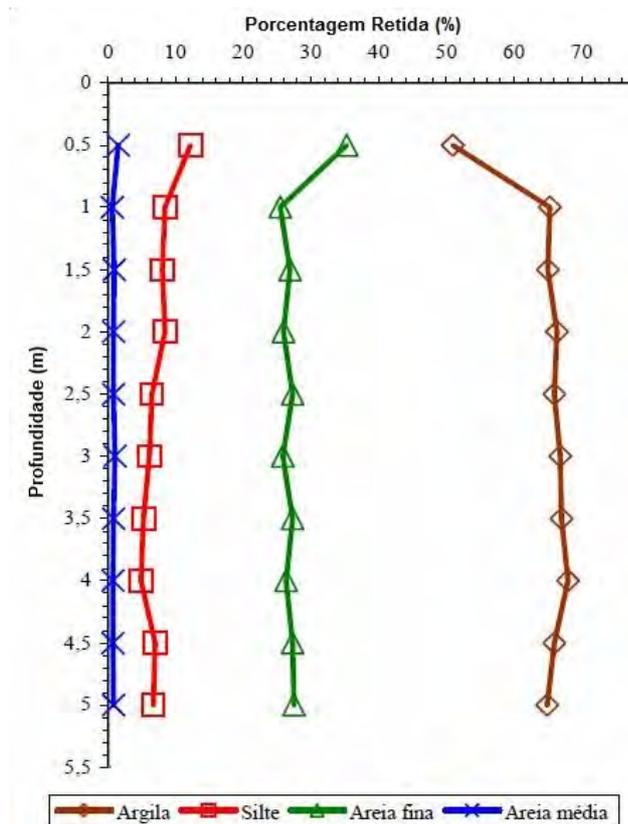


Figura 6.15 – Variação da distribuição granulométrica com a profundidade (Dalla Rosa *et al*, 2004a e 2004b).

Considerando os resultados da análise granulométrica e dos limites de consistência, o solo do campo experimental pode ser classificado como um solo A-5-7 (solo silto-argiloso) pelo sistema da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e CL (argila de baixa a alta liquidez) pelo sistema unificado de classificação de solos (SUCS).

- **Ensaio Triaxiais**

Donato (2005) realizou, com amostras do solo do campo experimental, ensaios triaxiais do tipo consolidados drenados (CD). A Tabela 6.1 mostra os índices físicos iniciais dos corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas, obtidas a cerca de 1m de profundidade. Repare-se que o peso específico (γ) do solo na sua condição natural é aproximadamente 15,8 kN/m³. A Figura 6.16 apresenta os resultados dos três ensaios triaxiais realizados pelo autor, com tensões confinantes (σ_3) de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa.

Tabela 6.1 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais (adaptado de Donato, 2005).

σ_3 (kPa)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	e	γ_a (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_r (kN/m ³)	w (%)
20	50,4	100,13	1,26	11,94	15,77	27,00	32,07
60	49,9	100,30	1,24	11,95	15,64	26,70	30,89
100	50,1	101,90	1,14	12,48	16,01	26,70	28,36

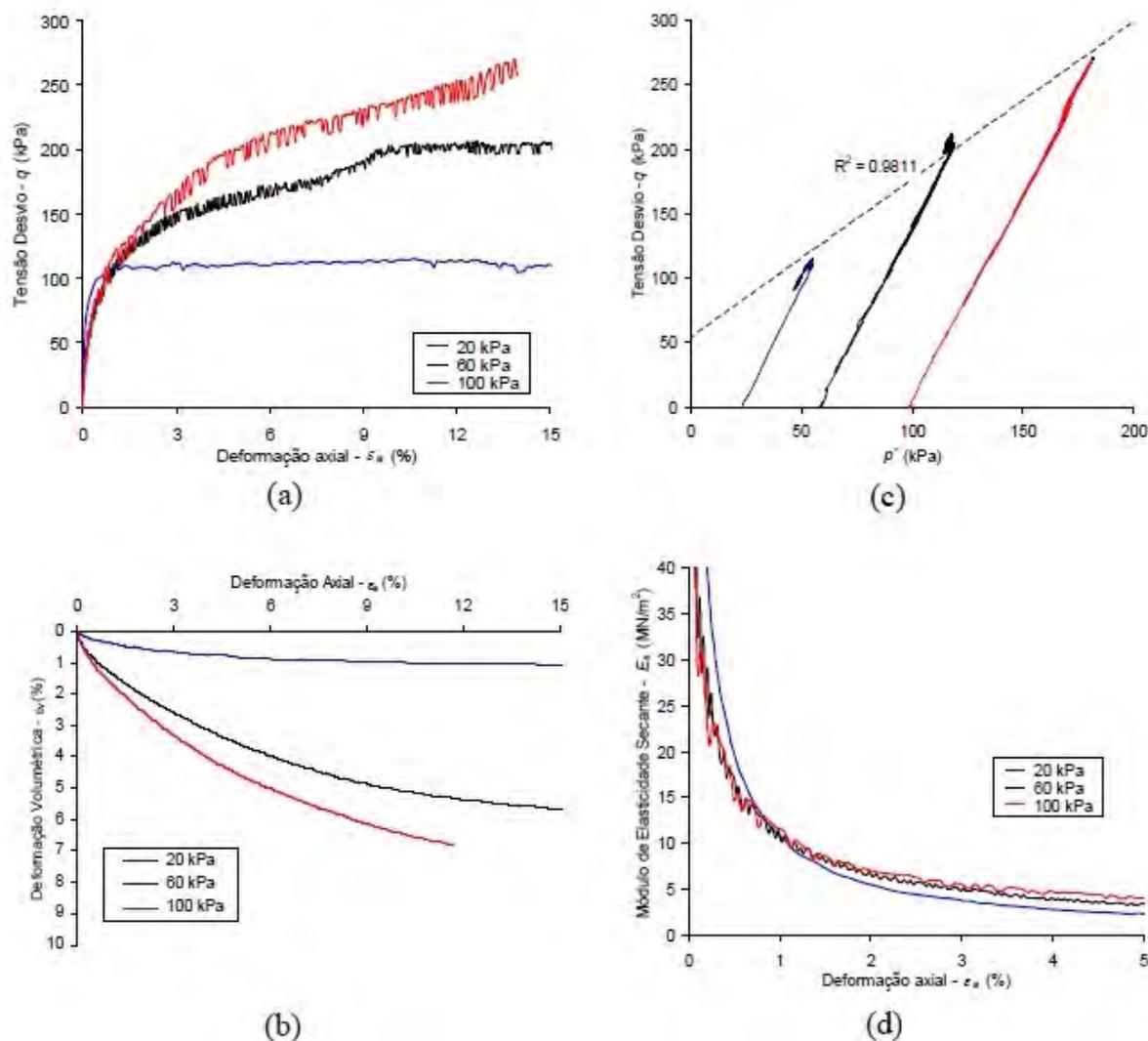


Figura 6.16 – Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (tipo CD) realizados com o solo do campo experimental; curvas (a) tensão desvio x deformação axial, (b) deformação volumétrica x deformação axial, (c) tensão desvio x tensão efetiva média e (d) módulo de elasticidade secante x deformação axial (adaptado de Donato, 2005).

A partir dos ensaios triaxiais, é possível verificar-se que o solo sofre compressão, aumentando esta com o aumento da tensão confinante (Figura 6.16b). Da envoltória de ruptura (Figura

6.16c), os parâmetros de resistência obtidos são uma coesão efetiva (c') de 23,8 kPa e ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 31,84°. O módulo de elasticidade secante (Figura 6.16d) parte de valores na ordem de 100 MPa no início do ensaio (a baixíssimas deformações), passando para valores de 15 MPa a 20 MPa para deformações de 0,5%, baixando até 10 MPa para 1% de deformação, até atingir um valor assintótico na ordem de 5 MPa para 5% de deformação.

- **Outros Ensaiois**

Dalla Rosa *et al* (2004a, 2004b) realizaram ensaios oedométricos na condição natural e inundada, através dos quais definiram uma tensão de pré-adensamento virtual de (σ_{vm}) de 150 kN/m² (devido à cimentação natural do solo), e coeficientes de compressão (C_{co}) e recompressão (C_r) de 0,39 e 0,029, respectivamente. Através de ensaios de resistência à compressão simples (RCS) em amostras indeformadas, coletadas próximas à superfície, obtiveram uma resistência média à compressão simples de 54 kPa para um nível de deformação de 0,7%. Os autores verificaram ainda que o solo do campo experimental não tem um comportamento colapsível.

Dalla Rosa *et al* (2004a) realizaram ainda provas de carga à compressão, com placas de aço de 30 cm, 60 cm e 90 cm de diâmetro, assentes a uma profundidade de 0,8 m. Das provas de carga realizadas, considerando o critério da NBR 6122 (ABNT, 1996), os autores verificaram que a tensão de ruptura do solo é aproximadamente 120 kPa.

Lopes Jr e Thomé (2005) realizaram, no campo experimental, seis provas de carga estática em estacas escavadas (sendo que em três destas a ponta foi isolada com isopor) com diâmetro de 0,25 m e com ponta entre profundidades de 3,86 m e 4,70 m. Os autores obtiveram uma carga de ruptura média de 90 kPa e 119,5 kPa, pelos critérios estabelecidos à época na NBR 12131 (ABNT 1992) e pela prática inglesa, respectivamente.

6.2 PROCEDIMENTOS DE CAMPO

6.2.1 Planejamento

De modo a otimizar o orçamento, tempo disponível e objetivos em estudo, foi feito um planejamento dos experimentos a cumprir em campo experimental, onde se pretendia realizar provas de carga horizontais em estacas executadas em solo natural, com e sem melhoramento

do solo radial à estaca. A Tabela 6.2 mostra a configuração dos 17 ensaios de carregamento lateral em fundações profundas (estacas) a serem executados em campo experimental.

Tabela 6.2 – Notação e geometria de cada ensaio de carregamento horizontal a ser executado em campo experimental.

Notação	Cim (%)	L (m)	D (m)	L/D	L _{cim} (m)	D _{cim} (m)	L _{cim} /L	D _{cim} /D	Vol _{cim} (m ³)
Nat_5_D0,6_L3	-	3	0,6	5	-	-	-	-	-
Nat_20_D0,4_L8	-	8	0,4	20	-	-	-	-	-
Nat_20_D0,3_L6	-	6	0,3	20	-	-	-	-	-
Cim_20_2D_0,1L	7	8	0,4	20	0,8	0,8	0,1	2	0,3
Cim_20_3D_0,1L	7	8	0,4	20	0,8	1,2	0,1	3	0,8
Cim_20_3D_0,2L	7	8	0,4	20	1,6	1,2	0,2	3	1,6
Cim_20_4D_0,1L	7	8	0,4	20	0,8	1,6	0,1	4	1,5
Cim_20_4D_0,2L	7	8	0,4	20	1,6	1,6	0,2	4	3,0
Cim_20_4D_0,3L	7	8	0,4	20	2,4	1,6	0,3	4	4,5
Cim_5_2D_0,1L	7	3	0,6	5	0,3	1,2	0,1	2	0,3
Cim_5_3D_0,1L	7	3	0,6	5	0,3	1,8	0,1	3	0,7
Cim_5_3D_0,2L	7	3	0,6	5	0,6	1,8	0,2	3	1,4
Cim_5_4D_0,1L	7	3	0,6	5	0,3	2,4	0,1	4	1,3
Cim_5_4D_0,2L	7	3	0,6	5	0,6	2,4	0,2	4	2,5
Cim_5_4D_0,3L	7	3	0,6	5	0,9	2,4	0,3	4	3,8
Cim_5_4D_0,1L-fraca	3	3	0,6	5	0,3	2,4	0,1	4	1,3
Cim_5_4D_0,3L-fraca	3	3	0,6	5	0,9	2,4	0,3	4	3,8

Sendo D o diâmetro da estaca e L a sua profundidade, foram definidas duas razões L/D , representando o comportamento de uma estaca curta (rígida – $L/D=5$) e longa (flexível – $L/D=20$). Para cada configuração L/D adotada, além de ensaios em solo natural, foram realizados ensaios onde se variaram os parâmetros geométricos do solo cimentado, em 2, 3 e 4 vezes o diâmetro da estaca, com 10%, 20% e 30% da profundidade da estaca, com o solo cimentado contendo 7% de cimento em massa.

Para as estacas curtas ($L/D=5$), houve ainda uma variação nas propriedades do solo cimento, executando-se dois ensaios com solo cimento composto por 3% de cimento, nomeadamente para uma geometria de solo cimento com 4 vezes o diâmetro da estaca e 10% e 30% da sua profundidade.

Nos ensaios em solo natural, foi ainda realizada a comparação entre dois ensaios com a mesma relação L/D (no caso $L/D=20$), mas com diâmetro e profundidade diferentes.

Para cada configuração de estaca (com ou sem solo tratado), foram executadas duas estacas iguais, reagindo uma estaca contra a outra. Dessa forma, e monitorando devidamente as estacas, foi possível obter-se simultaneamente a reação para uma estaca e repetibilidade nos resultados. A Figura 6.17 mostra a planta baixa com as estacas executadas em campo experimental. Na Figura 6.18 encontra-se o perfil transversal com a geometria e distribuição da camada de solo tratado com solo cimento.

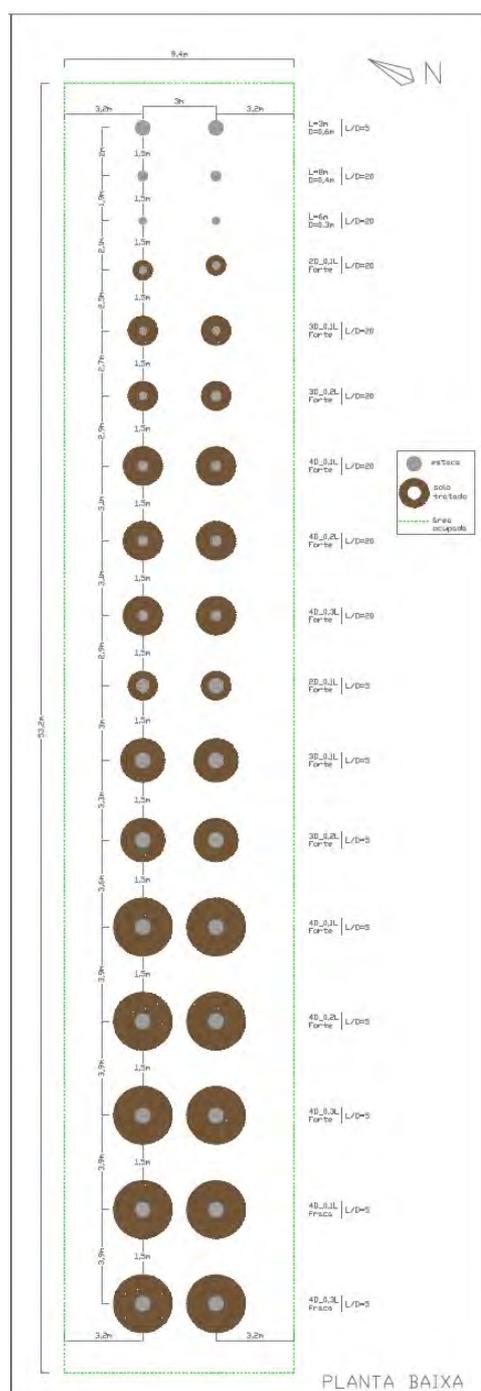


Figura 6.17 – Planta baixa com a distribuição e ocupação das estacas executadas em campo experimental.

Os perfis metálicos inseridos nas estacas para servir de armadura foram distintos, consoante a geometria da estaca e o nível de esforços a que esta estaria submetida. Para as estacas em solo natural foi inserido um tubo circular oco de aço carbono (ABNT NBR 5580, 2013), com $D_{ext}=101,60$ mm e 2,65 mm de espessura. Nas estacas que iriam suportar cargas mais elevadas, nomeadamente aquelas que continham uma camada superficial de solo cimentado na sua volta, trilhos de trem (reutilizados) foram usados como armadura.

De acordo com o estudo previamente apresentado no capítulo de pesquisa numérica, previa-se que as estacas com $L/D=5$ (curtas) tivessem um comportamento rígido, rotacional na direção da carga, ao longo da sua extensão; já as estacas com $L/D=20$ (longas) previa-se um comportamento flexível, formando estas uma espécie de alavanca contra o carregamento imposto.

Assim, para as estacas rígidas ($L/D=5$) usaram-se trilhos de trem TR 37 (ASCE 75), e para as estacas flexíveis trilhos TR 45 (90 ARA-A). A Figura 6.19 mostra as especificações técnicas de cada um destes trilhos de trem.

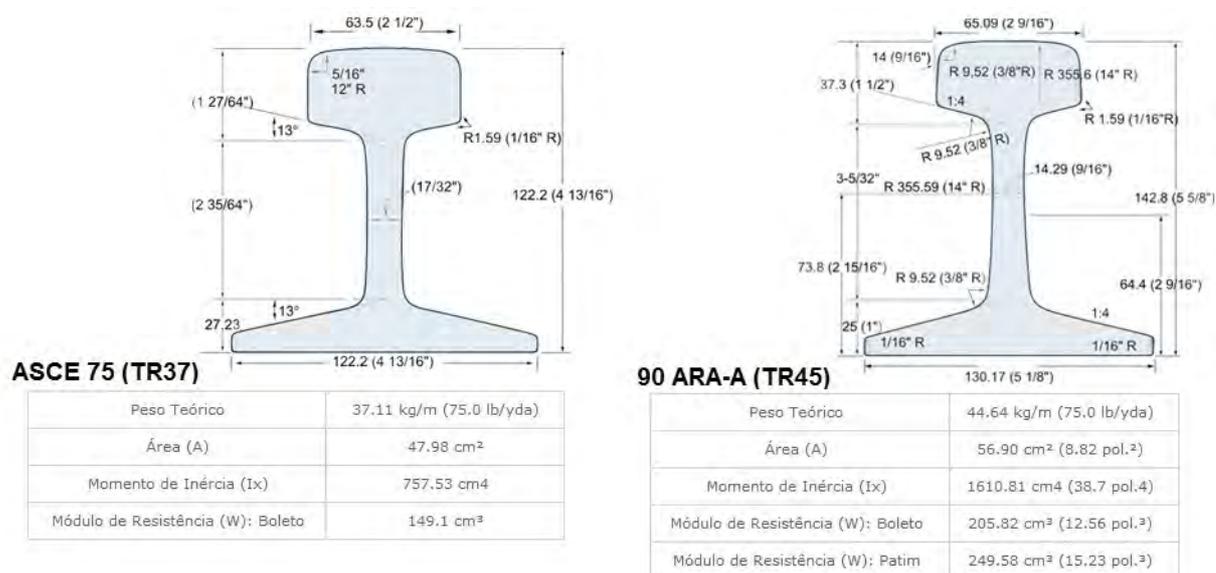


Figura 6.19 – Especificações técnicas dos trilhos de trem utilizados como armadura nas estacas rígidas (TR37) e nas estacas flexíveis (TR45).

Nas estacas longas e flexíveis ($L/D=20$) em solo tratado, além do trilho de trem utilizado como armadura, em uma estaca do par, foi ainda inserido um tubo circular oco de aço carbono (ABNT NBR 5580, 2013), com $D_{ext}=101,60$ mm e 1,50 mm de espessura, para posteriormente receber um tubo de inclinômetro (de PVC). A inserção deste tubo metálico em apenas uma

estaca do par, não é significativa para o desempenho do elemento estrutural (estaca) sob carga horizontal, pois a alteração de rigidez não é relevante para o nível de cargas imposto e comportamento (elástico) esperado. Nestes casos, a rigidez da seção transversal da estaca era garantida pelo trilho de trem.

No caso das estacas flexíveis em solo natural, o próprio tubo circular oco de aço carbono ($D_{ext}=101,60$ mm e 2,65 mm de espessura) que serve de armadura foi utilizado como revestimento e proteção para mais tarde receber o tubo de inclinômetro. A Figura 6.20 mostra a seção das estacas executadas em campo experimental, para solo natural (Figura 6.20a), e solo cimentado com e sem tubo circular oco de aço carbono para receber tubo de inclinômetro (Figura 6.20b).

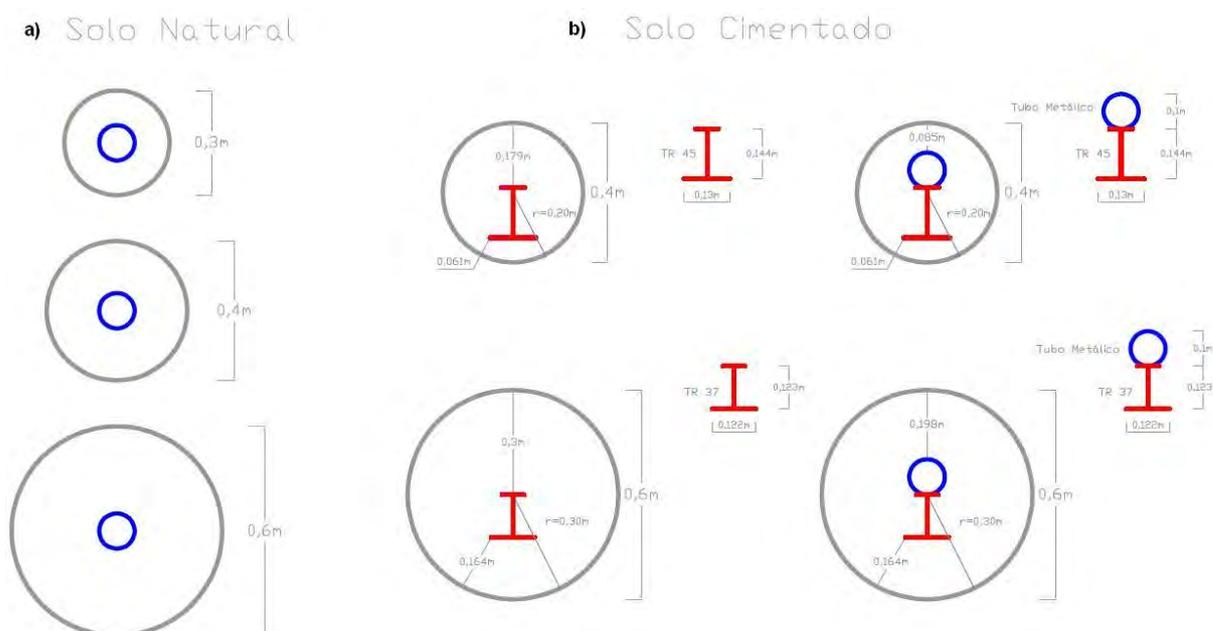


Figura 6.20 – Seção transversal das estacas (a) em solo natural e (b) em solo natural com uma camada superficial de solo tratado à sua volta.

Graças à cortesia da Multisolos Engenharia Geotécnica Ltda., foi possível a execução das 34 estacas em campo experimental. Devido às características do solo, estas foram do tipo escavadas com trado rotativo. A Figura 6.21 mostra a execução da escavação das estacas, com trado rotativo. Uma vez que algumas estacas iriam conter uma camada de solo cimento à sua volta, usou-se o trado rotativo para escavar um diâmetro maior que o da estaca, até à profundidade a que se iria chegar com a camada tratada, reduzindo assim o tempo e dificuldades posteriores na escavação das cavas para inserção do solo tratado.



Figura 6.21 – Execução da escavação das estacas com trado rotativo.

Após a escavação, e uma vez que as estacas foram dimensionadas para ter um comportamento elástico, as armaduras foram inseridas dentro do furo previamente executado pela Multisolos Engenharia Geotécnica Ltda. (Figura 6.22).



Figura 6.22 – Inserção das armaduras dentro dos furos.

Com as armaduras inseridas dentro dos furos, procedeu-se à sua concretagem com concreto $f_{ck}=15$ MPa, convencional, Brita 0 (pedrisco) e slump test 120 ± 20 mm (Figura 6.23). Saliento que, uma vez que as estacas são circulares, acima do nível do terreno e até cerca de 0,5m de altura houve a necessidade de se criar uma forma para o concreto. Forma essa que deveria conter uma superfície plana, para nela se poder assentar uma chapa metálica para distribuir o carregamento sem haver esmagamento do concreto. Assim, nas estacas em solo natural foram usadas formas de madeira quadradas (Figuras 6.24a e 6.24b). Uma vez que nas estacas que iriam receber uma camada superficial de solo tratado foi feito (até à profundidade de tratamento) um furo maior que o da estaca, foram usados tubos de concreto convencionais (ABNT NBR 8890, 2008), com diâmetro interno compatível com os diâmetros das estacas, para fazer a forma das estacas na concretagem (Figuras 6.24c e 6.24d). Na extremidade destes tubos de concreto foi inserida uma chapa de madeira, dimensionada de forma a que a estaca apresentasse uma superfície plana.



Figura 6.23 – Concretagem das estacas.



Figura 6.24 – Formas utilizadas para o concreto (a) e (b) nas estacas em solo natural, e (c) e (d) em estacas que iriam receber o solo cimentado.

Depois de concretadas as estacas, em uma estaca do par de ensaio (estacas flexíveis) os tubos de inclinômetro foram inseridos dentro do tubo circular oco de aço carbono (ABNT NBR 5580, 2013). Os tubos de inclinômetro são de PVC, com 75 mm de diâmetro externo e 64 mm de diâmetro interno. São produzidos em peças de 1575 mm de comprimento com encaixes do tipo macho e fêmea, de alta precisão, produzidos em torno programável. Após o encaixe (feito com a ajuda de cola de PVC), cada peça acrescenta exatos 1500 mm ao comprimento total da tubulação. As quatro ranhuras internas, diametralmente opostas, são produzidas em vincadeira automática, apresentando seção constante e alinhamento perfeito.

Uma vez que o tubo de inclinômetro tem 75 mm de diâmetro externo e o diâmetro interno dos tubos de aço carbono são 98,60 mm e 96,30 mm para, respectivamente, tubos com 1,5 mm e 2,65 mm de espessura, foi usada calda de cimento para preencher o espaço vazio existente entre os tubos (Figura 6.25). O preenchimento deste espaço com calda de cimento faz com que o tubo de inclinômetro permaneça imóvel dentro da estaca, protegido mecanicamente do esmagamento do concreto e deformação das armaduras, sendo solidário com o movimento desta durante carregamento, permitindo assim uma melhor precisão nas leituras a realizar com o inclinômetro.



Figura 6.25 – Pormenor da instalação dos tubos de inclinômetro, incluindo a calda de cimento.

A Figura 6.26 mostra o aspecto do campo experimental durante e após a execução das estacas, pronto para o processo de execução do solo cimento.



Figura 6.26 – Campo experimental (a) durante e (b) após execução das estacas.

6.2.2.1 Concreto

Para a concretagem das 34 estacas foram solicitados 37 m^3 de concreto, do tipo convencional, com $f_{ck}=15 \text{ MPa}$, Brita 0 (pedrisco) e slump test $120\pm 20 \text{ mm}$. O concreto foi produzido em central, normalizado pelas NBR 6118 (ABNT, 2007), NBR 7212 (ABNT, 2012), NBR 12654 (ABNT, 2000), NBR 12655 (ABNT, 2006) e NBR 8953 (ABNT, 2011), e recebidos em campo experimental de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2006).

Para verificar se o concreto que chegou ao campo experimental era compatível com o pedido efetuado, antes da descarga de cada caminhão (7 no total) no campo experimental, procedeu-se à avaliação da quantidade de água existente no concreto, através do ensaio de abatimento (slump-test), de acordo com a NBR 10342 (ABNT, 2012).

A simplicidade deste ensaio consagrou-o como o principal controle de recebimento do concreto na obra. Descarregados cerca de $0,5 \text{ m}^3$ de concreto do caminhão, em um volume aproximado de 30 litros, colocou-se um cone metálico sobre uma placa metálica bem nivelada e, apoiando os pés sobre as abas inferiores do cone preencheu-se este em três camadas iguais, aplicando-se 25 golpes uniformemente distribuídos em cada camada. Após a compactação da última camada, retirou-se o excesso de de concreto e alisou-se a superfície com uma régua metálica. O cone foi cuidadosamente retirado, içando-o na direção vertical. Depois de retirado

o cone, colocou-se a haste sobre o cone invertido e mediu-se a distância entre a parte inferior da haste e o ponto médio do concreto. A Figura 6.27 mostra os procedimentos deste ensaio.



Figura 6.27 – Procedimentos do ensaio de abatimento (slump-test), com (a) os materiais utilizados, (b) preenchimento do cone metálico, (c) aplicação dos golpes e (d) medição do abatimento do concreto.

A Tabela 6.3 apresenta os resultados dos ensaios de abatimento (slump-test) obtidos para cada caminhão que descarregou concreto no campo experimental. Como se verifica, estes foram de acordo com o que havia sido solicitado (120 ± 20 mm). Na Tabela 6.3 pode observar-se ainda o peso específico do concreto, obtido através dos corpos de prova retirados em cada caminhão de concreto, para posterior submissão a ensaios de compressão simples, conforme será apresentado de seguida.

Tabela 6.3 – Resultados dos ensaios de abatimento (slump-test).

Dia da Concretagem	Abatimento (mm)	γ (kN/m ³)
27/nov	125	22,4
30/nov	120	22,5
01/dez	125	22,6
03/dez - I	120	22,6
03/dez - II	140	22,3

Depois de o concreto ser aceito por meio do ensaio de abatimento, coletaram-se amostras representativas para a realização dos ensaios de compressão simples de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007). Uma vez que, para este tipo de ensaio, não se devem retirar amostras tanto no princípio quanto no final da descarga da betoneira, estas foram colhidas no terço médio do caminhão-betoneira. Parou-se o fluxo de descarga e, em cada caminhão que descarregou concreto para os furos, foram retiradas amostras para a elaboração de 9 corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm).

A moldagem dos corpos de prova deve ser o mais homogênea possível. Para isso, foram elaboradas duas camadas iguais e sucessivas de 100 mm, aplicando-se 12 golpes uniformes em cada camada. Os corpos de prova permaneceram nos moldes, sem perturbações e à temperatura ambiente por aproximadamente 24 horas. Após esse período, foram desmoldados, identificados, pesados, medidos e transferidos para o laboratório. Ali, tentando buscar a sua condição mais desfavorável, os corpos de prova foram colocados em água saturada de cal (ABNT NBR 9479, 2006), ficando a curar até o dia do ensaio de resistência à compressão simples.

Para o concreto de cada caminhão, foram rompidos 3 corpos de prova para cada dia de cura, nomeadamente 7, 14 e 28 dias, perfazendo um total de 45 corpos de prova de concreto rompidos à compressão simples. A Figura 6.28 apresenta os procedimentos para a amostragem do concreto, desde a sua confecção até à ruptura dos corpos de prova.

A Figura 6.29 mostra a média dos resultados dos ensaios à compressão simples (RCS) realizados para os corpos de prova de concreto utilizado em campo experimental. É possível observar-se que os mesmos encontram-se com os valores de resistência esperados, cerca de 15 MPa. Verifica-se ainda a ótima aproximação entre os resultados dos diversos caminhões-betoneira, traduzidos aqui sob a forma de dias de concretagem. Isto é, o concreto proveniente dos diversos caminhões-betoneira (diferentes dias de concretagem) pode ser considerado como igual, não havendo significativas diferenças entre os seus resultados à compressão simples. Como seria de esperar, o valor da resistência à compressão simples aumenta com o aumento dos dias de cura.



Figura 6.28 – Procedimentos para a amostragem e ensaio de resistência à compressão simples dos corpos de prova em concreto, desde a sua (a) moldagem em camadas, (b) aplicação dos golpes, (c) seu aspecto na forma e (d) após desmoldagem, até (e) e (f) à sua ruptura.

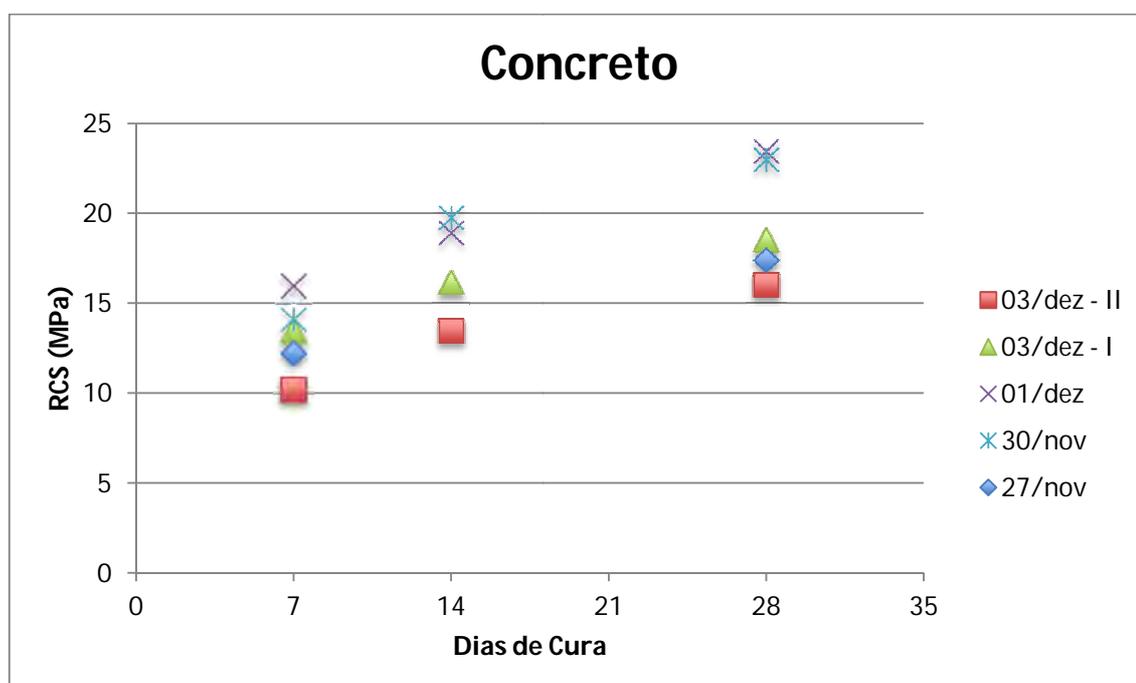


Figura 6.29 – Resistência à compressão simples do concreto proveniente de cada caminhão, em função dos dias de cura.

6.2.2.2 Calda de Cimento

A calda de cimento utilizada para o preenchimento do espaço entre o tubo de inclinômetro e o tubo de aço carbono, tornando o tubo de inclinômetro solidário com o movimento da estaca aquando do carregamento e protegido mecanicamente do possível esmagamento do concreto e deformação das armaduras, foi elaborada de acordo com a NBR 7681 (ABNT, 2013).

Para a mistura de calda de cimento, a razão de água/cimento utilizada foi de 0,45, de acordo com a norma NBR 7681 (ABNT, 2013). Após a realização da mistura e de água e cimento nas devidas proporções, a calda de cimento foi inserida entre os tubos. Paralelo a isso, foram elaborados 12 corpos de prova cilíndricos (50 mm x 100 mm), para posterior submissão a ensaio de resistência à compressão simples (RCS) para 7, 14, 28 e 56 dias de cura. Semelhante ao realizado para o concreto, para cada dia de cura da calda de cimento foram realizadas 3 repetições, de modo a se obterem resultados mais consistentes. Após 24 horas dentro dos moldes de PVC, os corpos de prova de calda de cimento foram desmoldados, identificados, pesados e medidos, para posteriormente serem colocados em água saturada de cal (ABNT NBR 9479, 2006), ficando a curar até ao dia do ensaio de resistência à compressão simples (ABNT NBR 7681-4, 2013).

O peso específico obtido para a calda de cimento utilizada foi de aproximadamente 19 kN/m^3 . Na Figura 6.30 podem ser observados os procedimentos para a amostragem da calda de cimento, desde a sua confecção até à ruptura dos corpos de prova sob compressão simples.

A Figura 6.31 mostra a média dos resultados dos ensaios à compressão simples (RCS) realizados para os corpos de prova de calda de cimento. É possível observar-se que a calda de cimento atingiu valores de resistência à compressão simples semelhantes aos do concreto, aproximadamente 15 MPa. O seu valor aumenta com o aumento dos dias de cura, parecendo tender a estabilizar a partir de 14 dias de cura. Esta estabilização seria de esperar, uma vez que o cimento utilizado na calda de cimento foi o mesmo que o utilizado para as misturas de solo cimento, do tipo Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI, normalizado pela NBR 5733 ABNT (1991), previamente detalhado.



Figura 6.30 – Procedimentos para a amostragem e ensaio de resistência à compressão simples dos corpos de prova de calda de cimento, desde a sua (a) moldagem e (b) colocação em água saturada de cal, até ao (c) ensaio de compressão simples e (d) aspecto após ruptura.

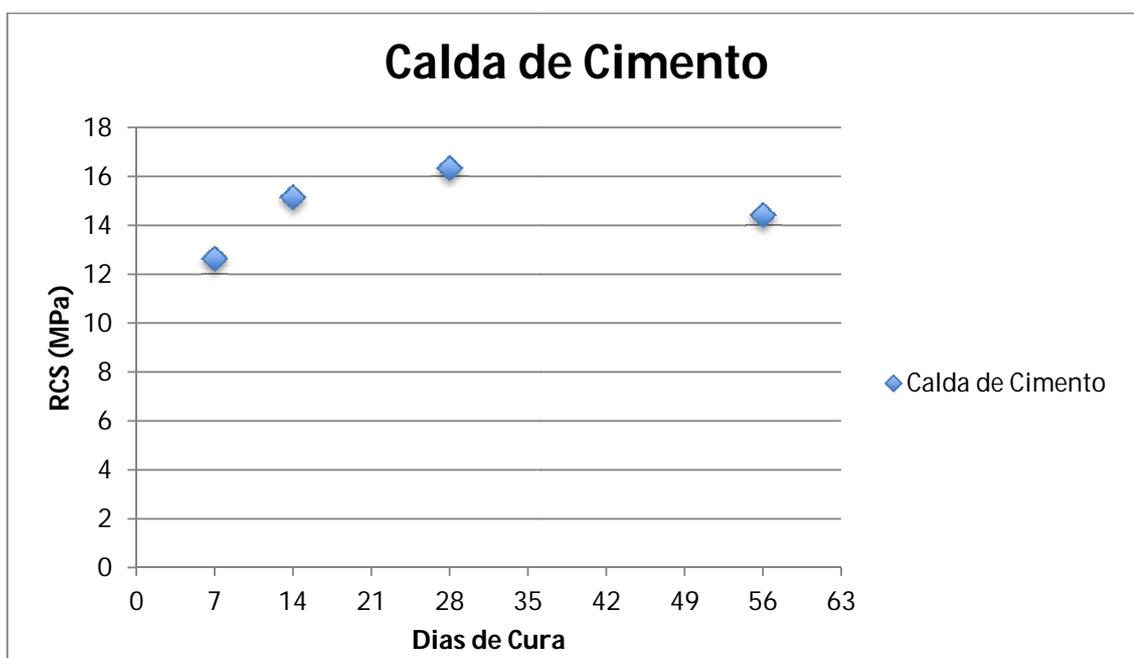


Figura 6.31 – Resistência à compressão simples da calda de cimento em função dos dias de cura.

6.2.3 Solo Cimento

Neste ponto serão referidos todos os processos necessários à preparação e execução do solo cimento a ser utilizado em campo experimental. Serão abordados os trabalhos desde a abertura das cavas, passando pela mistura do solo cimento, até à compactação do mesmo no devido lugar, de acordo com o planejamento previamente apresentado.

6.2.3.1 Abertura das Cavas

De acordo com o planejamento de experimentos efetuado para a pesquisa em campo experimental, houve a necessidade de abrir 28 cavas radiais às estacas, para posteriormente receberem o solo cimento. As cavas foram abertas à medida que a execução do solo cimento ia avançando, isto é, abriam-se algumas cavas, parava-se o trabalho de escavação e procedia-se à execução do solo cimento, e assim por diante até ao término dos trabalhos.

Apesar da preciosa ajuda da Multisolos Engenharia Geotécnica Ltda., que aquando da execução dos furos das estacas, removeu boa parte (com um trado de maior diâmetro) do solo necessário à escavação, houve ainda a necessidade de remoção de bastante solo natural, tanto em diâmetro quanto em profundidade.

Assim, após a marcação do gabarito com as dimensões em planta das cavas, procedeu-se à sua escavação manual, com o uso de pá, enxada, cravador, picareta, pá cortante, etc., de modo a que estas ficassem o mais perfeitas e semelhantes (em relação ao seu par) possível, com paredes verticais e fundo nivelado (Figura 6.32).

Note-se que o diâmetro das cavas variou desde 0,80 m até 2,40 m, e a sua profundidade desde 0,30 m até 2,40 m, tendo havido um grande volume de solo removido manualmente ($\sim 40 \text{ m}^3$), com o auxílio de baldes (içados manualmente com cordas) e carrinhos de mão. De modo a não influir no desempenho das estacas carregadas lateralmente (com e sem solo cimentado), o solo natural removido das cavas foi depositado fora da área de influência do campo de experimentos.



Figura 6.32 – Abertura das cavas.

6.2.3.2 Execução do Solo Cimento

Após a abertura das cavas correspondentes, procedeu-se à execução do solo cimento. O solo cimento foi composto, em suas devidas proporções, por uma mistura de areia de Osório, cimento Portland do tipo CPV-ARI e água, materiais previamente detalhados no capítulo de pesquisa de laboratório. Após a definição da sua dosagem, procedeu-se à sua mistura, transporte e compactação.

A título de curiosidade, foram executados aproximadamente 50 m^3 (~85 tons) de solo cimento, traduzindo-se em 60 m^3 de areia, 120 sacos de cimento de 50 Kg e cerca de 4000 dm^3 de água proveniente de um poço artesiano localizado na Universidade de Passo Fundo.

- **Dosagem**

A dosagem do solo cimento foi feita de acordo com a metodologia apresentada por Cruz (2008), que realizou seu trabalho de laboratório com a mesma areia e tipo de cimento utilizados na presente pesquisa.

Foram realizadas duas dosagens diferentes, uma contendo 3% de cimento e a outra com 7% de cimento, definidos pela razão entre a massa de cimento e a massa da mistura seca.

Foi estabelecido um teor de umidade para a mistura de 10% e um índice de vazios (após compactação) de 0,66.

Conhecendo toda a massa de material necessário para fechar devidamente uma cava com solo cimento, procedeu-se à sua divisão em função da capacidade da betoneira e da geometria da camada de solo cimento a vencer, variando esta consoante as dimensões da cava previamente escavada.

- **Mistura e Transporte**

Inicialmente, a umidade da areia era verificada pois, diferente do ambiente de laboratório onde a areia era seca, a areia depositada no campo experimental sempre apresentava umidade, variável com as condições atmosféricas. No campo experimental ainda se tentou cobrir a areia mas, infelizmente, esta absorvia a umidade do solo por capilaridade e do próprio ar, que em determinados períodos apresentava elevada saturação.

Com o conhecimento da umidade da areia *in situ*, executavam-se os cálculos necessários para descontar esta umidade na massa de quantidade de água a pesar e ainda na massa de cimento, dosado em função da massa de areia seca.

Antes do início da mistura, era necessário o transporte dos materiais (cimento, água, pás, baldes¹, enxadas, carrinhos de mão², concha, soquete para compactação e materiais para realização dos ensaios de densidade) e equipamentos (balança³, computador e extensões) para

¹ Baldes de aço com capacidade para 10 dm³;

² Carrinhos de mão com capacidade para 40 dm³;

³ Balança elétrica, marca: Marte, modelo: AS 5500C, série: 278396, capacidade de 150 Kg, resolução de 0,1Kg;

o campo experimental, instalação do cabeamento elétrico monofásico, ligação dos equipamentos (betoneira⁴, balança e computador), nivelamento e taragem da balanças. A Figura 6.33 mostra os equipamentos e materiais utilizados para a execução da mistura de solo cimento em campo experimental.



Figura 6.33 – Equipamentos e materiais utilizados para a execução da mistura de solo cimento em campo experimental, com (a) balança, extensão, baldes e areia, (b) betoneira, (c) computador e reservatório de água e (d) reservatório de cimento e conchas.

Depois de instalado todo o aparato e ligação dos equipamentos (betoneira, balança e computador), procedeu-se à mistura dos materiais (areia, cimento e água): a areia, no estado de umidade em que se encontrava, foi pesada (Figura 6.34a) e colocada na betoneira; após a acomodação da areia, procedeu-se à pesagem e colocação do cimento na betoneira; esperou-se

⁴ Betoneira elétrica, marca: Menegotti, capacidade de mistura de 310 dm³, motor monofásico de 220 Volts com 2,0 cv, 30 rpm;

uns instantes até uma boa homogeneização da areia com o cimento e posteriormente foi pesada a água e juntou-se esta à mistura; aguarda-se até uma completa homogeneização visual da mistura final (Figura 6.34b).

Uma vez homogeneizada a mistura de solo cimento, esta era cuidadosamente despejada para carrinhos de mão que transportavam (Figura 6.34c) e despejavam a mistura na cava pretendida (Figura 6.34d).



Figura 6.34 – Execução e transporte da mistura de solo cimento, sua (a) pesagem de materiais, (b) homogeneização, (c) transporte e (d) despejo na cava.

- **Compactação**

Antes do despejo da mistura na cava, previamente à execução da mistura, em cada cava foi definida a altura de camada de solo cimento a ser vencida com aquela betonada, de modo a

facilitar e orientar o processo de compactação para atingir o valor de índice de vazios desejado.

A altura das camadas, dependendo das dimensões da cava, variou de 0,05 m até 0,2 m de altura. Desta forma, respeitando as distintas dimensões das cavas, foram realizadas de 3 a 24 betonadas para o devido preenchimento de uma cava. Saliento que todas estas betonadas para preenchimento de uma vala teriam que ser realizadas no mesmo dia. Dependendo das condições atmosféricas e, embora na pesquisa de laboratório se tenha provado que com o uso de cimento Portland do tipo CPV-ARI não haja diferença na resistência das misturas de solo cimento após 14 dias de cura, tentou-se manter no máximo 3 dias de diferença entre a execução do solo cimento em uma cava e o seu par correspondente no ensaio.

Após o despejo da mistura de solo cimento na cava, o espalhamento e a uniformização da mistura era realizado com o auxílio de uma enxada (Figura 6.35a). Com os pés, fazia-se uma pré compactação para posteriormente, após o despejo da quantidade de mistura correspondente à camada, e em caso de necessidade, se finalizar o processo de compactação da camada com o auxílio de um soquete manual (Figura 6.35b). Uma vez que a betonada correspondente à camada de solo cimento era despejada gradualmente na cava, e em alguns casos a altura da camada a vencer era baixa, nem sempre foi necessário recorrer ao uso do soquete manual para a compactação, fazendo-se esta com os pés e auxílio de uma enxada.

Após o término de uma camada, e antes de receber a camada superior, procedeu-se à escarificação da camada inferior por forma a promover a boa aderência entre estas (Figura 6.35c). Aquando da compactação, houve especial atenção junto às extremidades das cavas, tanto na sua parede quanto junto à estaca, tentando-se sempre manter a camada da mistura perfeitamente horizontal e uniforme (Figura 6.35d).



Figura 6.35 – Execução da compactação da mistura de solo cimento, com (a) o seu espalhamento e pré-compactação, (b) compactação com soquete manual, (c) escarificação e (d) aspecto final.

A compactação é um processo muito importante para o desempenho da mistura de solo cimento. Huang & Airey (1993) postularam que o aumento da densidade ou compactação do solo tem significativa relevância na rigidez e resistência do material cimentado.

Finalizada a compactação da camada, era feita a verificação da massa específica aparente *in situ*, através do ensaio do cilindro de cravação (ABNT NBR 9813, 1987), posteriormente descrito. Após a pesagem da amostra da mistura de solo cimento retirada com o cilindro de cravação, desta foram coletadas pequenas amostras para determinação da umidade da mistura em laboratório (ABNT NBR 6457, 1986). Os teores de umidade obtidos para as misturas de solo cimento foram de $10 \pm 2\%$, estando em conformidade com o valor teórico pretendido (10%).

Akinmusuru (1987), em seu estudo, concluiu que a umidade do solo cimento não afeta as suas propriedades mecânicas, desde que haja água suficiente para a sua hidratação.

Assim, executado o solo cimento, a cura deste realizou-se sob as condições climáticas locais até ao dia de execução do ensaio, pelo menos 14 dias após a execução do solo cimento.

6.2.3.3 Ensaio Complementares

Este ponto tem como objetivo descrever os ensaios complementares realizados para o controle e execução do solo cimento, tais como a determinação da umidade da areia, massa específica aparente *in situ* do solo cimento e ensaios com sonda rotativa para extração de corpos de prova de solo cimento.

- **Determinação da Umidade da Areia**

A determinação da umidade *in situ* da areia foi realizada através do chamado “ensaio da frigideira”, ou “método do fogareiro”, não normalizado pela ABNT. Apesar de ser um método expedito, é largamente utilizado na área da pavimentação, principalmente para controle tecnológico da compactação e produção de pedra britada. Diversos Departamentos de Estradas de Rodagem Estaduais (DER) têm normalizado os procedimentos de execução deste ensaio. Por exemplo, pode citar-se o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, que em 1961 publicou a norma DER M 28-61, intitulada “*Determinação do teor de umidade de solos pelo fogareiro*” (DER, 1961), tendo sido esta norma aceite pelo Instituto Nacional de Meteorologia, Normalização e Qualidade Industrial (INMETRO, 2006).

Desta forma, adotou-se este ensaio para a verificação da umidade *in situ* da areia. Os procedimentos para a execução do ensaio foram a coleta de uma pequena amostra de areia com aproximadamente 100 g (retirada a cerca de 30 cm abaixo da superfície do depósito de areia), pesagem em uma balança de resolução apropriada a areia úmida mais a frigideira, colocação da frigideira sobre a chama de um fogareiro a gás liquefeito de petróleo (GLP), mexendo o solo em círculos com o auxílio de uma espátula de alumínio até a secagem; depois de seca, procede-se à pesagem do conjunto da areia seca mais a frigideira, obtendo-se consequente umidade. Este procedimento foi repetido três vezes, considerando como umidade da areia *in situ* a média dos três valores obtidos. A Figura 6.36 apresenta uma foto ilustrativa da execução do ensaio da frigideira.



Figura 6.36 – Execução do ensaio da frigideira.

Paralelo a este ensaio, a umidade *in situ* da areia também determinada em laboratório, de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 1986). A grande vantagem do uso do ensaio da frigideira é a de se obterem resultados imediatos, processo que em laboratório leva aproximadamente 24 horas, dependendo da temperatura da estufa.

Após a conclusão dos dois tipos diferentes de determinação de umidade, os seus resultados foram comparados, tendo o ensaio de frigideira fornecido valores de umidade ligeiramente superiores aos obtidos em laboratório. Para valores de umidade *in situ* da areia entre 4% e 7%, o ensaio de frigideira forneceu valores cerca de 120% superiores aos obtidos em laboratório. Contudo essa diferença não foi significativa, pois as misturas de solo cimento apresentaram valores de umidade esperados ($10 \pm 2\%$).

- **Massa Específica Aparente *In Situ* do Solo Cimento**

A determinação da massa específica aparente úmida do solo cimento foi verificada em campo através do ensaio do cilindro de cravação, normalizado pela NBR 9813 (ABNT, 1987). Os ensaios foram executados da seguinte forma: definido o local para o ensaio, assenta-se levemente o cilindro de corte sobre a superfície do solo cimento; cuidadosamente, monta-se o conjunto constituído pelo colarinho (tampa), haste guia e soquete de cravação, aplicando-se um pequeno golpe inicial para fixação do cilindro (Figura 6.37b), empregando-se posteriormente golpes sucessivos até à cravação total do cilindro e colarinho (Figura 6.37c); retira-se o soquete e a haste guia, e escava-se o solo cimento na volta do cilindro, cortando o solo logo abaixo da base cortante do cilindro com o auxílio de uma colher de pedreiro; retira-se o colarinho e arrasa-se o topo com a colher de pedreiro, deixando o cilindro completo com

solo cimento perfeitamente nivelado (Figura 6.37d); o solo cimento contido dentro do cilindro despeja-se cuidadosamente para dentro de uma sacola plástica e é pesado, obtendo-se assim uma massa para o solo cimento contido no cilindro, de volume previamente conhecido; repõe-se o solo cimento na cava e determina-se a massa específica do material compactado. A Figura 6.37 apresenta os materiais utilizados para a execução do ensaio de massa específica e respectiva execução.



Figura 6.37 – Execução do ensaio de massa específica no solo cimento, com (a) a apresentação dos materiais, (b) cravação do cilindro, (c) cilindro totalmente cravado e (d) escavação para retirada do cilindro.

Conhecendo a massa específica do solo cimentado ao longo da sua profundidade (uma vez que este ensaio foi feito ao longo da profundidade da cava, aproximadamente de 20 cm em 20 cm), foi feita uma comparação utilizando a média da massa específica obtida para cada cava, com o valor teórico esperado. Esta comparação apresenta-se na Tabela 6.4, juntamente com o índice de vazios e índice η/C_{iv} obtido para cada cava com solo cimento. Dos resultados, podemos concluir que a compactação do solo cimento em campo experimental foi realizada com altos índices de sucesso, pois a diferença entre a massa específica aparente real e a teoria é inferior 10%.

Tabela 6.4 – Resultados obtidos através do ensaio de massa específica aparente *in situ* do solo cimento executado em campo experimental.

Solo Cimento	$\gamma_{\text{úmido real}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\gamma_{\text{úmido teórico}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\gamma_{\text{real}}/\gamma_{\text{teórico}}$	e	η/C_{iv}
Cim_20_2D_0,1L_ESQ	1,78	1,76	1,01	0,72	13,02
Cim_20_2D_0,1L_DIR	1,81	1,76	1,03	0,69	12,48
Cim_20_3D_0,1L_ESQ	1,78	1,76	1,01	0,72	13,00
Cim_20_3D_0,1L_DIR	1,80	1,76	1,03	0,69	12,43
Cim_20_3D_0,2L_ESQ	1,89	1,76	1,08	0,60	10,86
Cim_20_3D_0,2L_DIR	1,81	1,76	1,03	0,66	11,94
Cim_20_4D_0,1L_ESQ	1,92	1,76	1,09	0,60	10,66
Cim_20_4D_0,1L_DIR	1,89	1,76	1,08	0,62	11,13
Cim_20_4D_0,2L_ESQ	1,74	1,76	0,99	0,69	12,39
Cim_20_4D_0,2L_DIR	1,85	1,76	1,05	0,60	10,83
Cim_20_4D_0,3L_ESQ	1,81	1,76	1,03	0,63	11,39
Cim_20_4D_0,3L_DIR	1,73	1,76	0,99	0,69	12,39
Cim_5_2D_0,1L_ESQ	1,85	1,76	1,06	0,63	11,34
Cim_5_2D_0,1L_DIR	1,78	1,76	1,02	0,64	11,44
Cim_5_3D_0,1L_ESQ	1,86	1,76	1,06	0,60	10,68
Cim_5_3D_0,1L_DIR	1,81	1,76	1,03	0,63	11,29
Cim_5_3D_0,2L_ESQ	1,79	1,76	1,02	0,64	11,59
Cim_5_3D_0,2L_DIR	1,79	1,76	1,02	0,65	11,68
Cim_5_4D_0,1L_ESQ	1,74	1,76	0,99	0,68	12,21
Cim_5_4D_0,1L_DIR	1,79	1,76	1,02	0,64	11,53
Cim_5_4D_0,2L_ESQ	1,78	1,76	1,01	0,65	11,62
Cim_5_4D_0,2L_DIR	1,77	1,76	1,01	0,64	11,51
Cim_5_4D_0,3L_ESQ	1,78	1,76	1,01	0,66	11,82
Cim_5_4D_0,3L_DIR	1,77	1,76	1,01	0,65	11,71
Cim_5_4D_0,1L-fraca_ESQ	1,75	1,76	0,99	0,70	28,55
Cim_5_4D_0,1L-fraca_DIR	1,73	1,76	0,98	0,69	28,01
Cim_5_4D_0,3L-fraca_ESQ	1,75	1,76	1,00	0,68	27,72
Cim_5_4D_0,3L-fraca_DIR	1,72	1,76	0,98	0,71	28,67

Como se pode observar, obteve-se um índice de vazios com valores entre 0,60 e 0,72, diferente do valor de 0,66 pretendido. Esta normal variabilidade, previamente esperada e estudada na pesquisa de laboratório, ocorre devido ao fato de em campo experimental nem sempre ser possível satisfazerem-se as condições de compactação adequadas. Contudo, esta variação, quando traduzida sob a forma de parâmetros de resistência (c' , ϕ') e deformabilidade (E) através das equações propostas por Cruz (2008), em função do índice η/C_{iv} , não é assim tão significativa.

A execução deste ensaio de massa específica foi de extrema importância para este trabalho, pois além de controlar a compactação, permitiu que se obtivesse o índice η/C_{iv} , através do qual juntamente com as equações 6.1 a 6.3, propostas por Cruz (2008), foi possível a determinação dos parâmetros de resistência (c' , ϕ') e deformabilidade (E) do solo cimento, a serem usados como dados de entrada no modelo numérico para a obtenção das *Previsões Classe A* dos ensaios de carregamento horizontal a realizar em campo experimental.

$$c' = 4430,4 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,10} \quad [kN / m^2] \quad (6.1)$$

$$\phi' = 78,966 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-0,31} \quad [^\circ] \quad (6.2)$$

$$E = 20908 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-0,71} \quad [MN / m^2] \quad (6.3)$$

Com,

$$\frac{\eta}{C_{iv}} = \frac{G_{cimento} G_{solo} V_{CP} - G_{cimento} M_{CP} - G_{solo} \lambda M_{CP} + G_{cimento} G_{solo} \lambda V_{CP} + G_{cimento} G_{solo} w V_{CP} + G_{cimento} G_{solo} w V_{CP} \lambda}{G_{solo} \lambda M_{CP}} \quad (6.4)$$

Onde,

η é a porosidade;

C_{iv} é a porcentagem volumétrica de cimento;

$G_{cimento}$ é a densidade real do cimento;

G_{solo} é a densidade real do solo;

M_{CP} é a massa do corpo de prova;

V_{CP} é o volume do corpo de prova;

w é a umidade em porcentagem;

λ é a porcentagem de cimento.

- **Ensaio com Sonda Rotativa**

Após a execução de cada ensaio de carregamento horizontal em estacas que continham uma camada de solo cimentado à sua volta, através do uso de uma sonda rotativa⁵, foram retirados testemunhos do solo cimento envolvente a cada estaca. Esses corpos de prova foram levados para laboratório onde foram cortados (corpos de prova cilíndricos 100 mm x 200 mm), pesados, medidos e submetidos a ensaios de resistência à compressão simples. Este tipo de ensaio foi realizado de modo a se ter um melhor conhecimento físico e visual do solo cimento executado em campo experimental.

Uma vez que não se trata de um procedimento comum, não há norma técnica específica para a extração de testemunhos de solo cimento, tendo para isso sendo adotados alguns procedimentos fixados nas normas NBR 7680 (ABNT, 2007) e NBR 12024 (ABNT, 2012).

A norma NBR 7680 (ABNT, 2007) estabelece procedimentos para a extração de testemunhos cilíndricos de concreto por meio de sonda, para posterior submissão a ensaios de compressão simples, desde que o concreto tenha resistência superior a 5 MPa. Mesmo sabendo que a resistência do solo cimento é consideravelmente inferior à do concreto, procedeu-se à extração de testemunhos de solo cimento com o uso de sonda rotativa. O uso desta técnica para o solo cimento acabou por se provar que é bastante eficiente.

Assim, depois de realizados os ensaios de carregamento horizontal em estacas com solo cimento à sua volta, escolheu-se uma região de solo cimento isenta de fissuração, posicionou-se a sonda rotativa e procedeu-se à extração dos testemunhos (corpos de prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e até 400 mm de altura; a extração dos testemunhos com a sonda rotativa foi feita com o auxílio de água corrente, que resfria a ponteira/serra da sonda rotativa; extraídos os testemunhos, estes foram levados para laboratório onde, com a ajuda de uma serra, foram cortados em cilindros com 200 mm de altura (basicamente, cada testemunho de 400 mm dava origem a apenas um corpo de prova com 200 mm); com as faces superiores e

⁵ Sonda rotativa elétrica, marca: Tyrolit, modelo: DRU 160, cálice com $D_{int} = 4 \frac{1}{4}''$, coroa diamantada, motor monofásico de 220 Volts com três velocidades;

inferiores perfeitamente niveladas, os corpos de prova (100 mm x 200 mm) foram pesados e medidos com um paquímetro, conseguindo obter-se assim a sua massa específica aparente úmida; após este processo, os corpos de prova foram submetidos a ensaio de compressão simples.

A Figura 6.38 apresenta o equipamento utilizado e os procedimentos do ensaio com sonda rotativa até à ruptura dos corpos de prova extraídos.



Figura 6.38 – Procedimentos do ensaio com sonda rotativa no solo cimento, com a (a) e (b) apresentação dos materiais, (c) extração dos testemunhos, (d) corpo de prova submetido a ensaio de compressão simples e (e) seu aspecto final após ruptura.

Como mostra a Figura 6.38e, foram encontradas algumas impurezas nos corpos de prova de solo cimento executado em campo experimental. Trata-se de um material com características plásticas que se encontrava juntamente com a areia de Osório utilizada na mistura. Infelizmente, devido ao grande volume usado em campo experimental, não foi possível garantir a sua total limpeza antes de a inserir na betoneira. Além da presença dessas impurezas, é possível observar-se que o solo cimento apresenta um aspecto perfeitamente

homogêneo, o que leva a concluir que a mistura realizada em campo experimental foi bem executada.

A massa específica aparente úmida obtida para os testemunhos de solo cimento foi de aproximadamente $19,0 \text{ kN/m}^3$. Os valores de resistência à compressão simples obtidos para os corpos de prova extraídos foi de aproximadamente 0,30 MPa e 0,97 MPa para porcentagens de cimento de 3% e 7%, respectivamente.

A Figura 6.39 mostra a comparação entre os resultados obtidos para os corpos de prova extraídos através do uso da sonda rotativa, com os moldados em laboratório para um índice de vazios de 0,66 ($e=0,66$), com misturas executadas em laboratório (*_lab*) e provenientes da betoneira (*_campo*), tendo sido estes procedimentos previamente detalhados na pesquisa de laboratório.

Saliento ainda que os corpos de prova elaborados em laboratório (tanto para misturas de laboratório quanto para as misturas provenientes da betoneira) foram cilíndricos 50 mm x 100 mm, e os corpos de prova obtidos através do ensaio com sonda rotativa, também cilíndricos mas com dimensões 100 mm x 200 mm. Assim, a comparação efetuada em unidades de pressão (MPa) mostra que os resultados obtidos com a sonda são semelhantes aos obtidos através da mistura proveniente da betoneira, tanto para 3% quanto para 7% de cimento.

Este resultado mostra, mais uma vez, que a compactação efetuada em campo foi bem realizada, atingindo-se os níveis de compactação semelhantes aos da mesma mistura compactada em laboratório, esta com um nível de rigor bem maior. Ainda, em nenhum dos testemunhos de solo cimento retirados com a sonda rotativa se observou a divisão entre as camadas de compactação, comprovando a ótima compactação efetuada em campo experimental.

Novamente, e de acordo com o que havia sido concluído na pesquisa de laboratório, é possível observar-se a diferença existente entre as misturas realizadas no laboratório (*_lab*) com as realizadas através do uso de betoneira (*_campo*). Além da utilização de diferentes métodos de mistura, uma das causas pode dever-se à areia, que em campo experimental, devido à grande quantidade de material utilizado, não foi possível garantir o seu total desprovemento de impurezas, algo que impreterivelmente tem que ser realizado em laboratório.

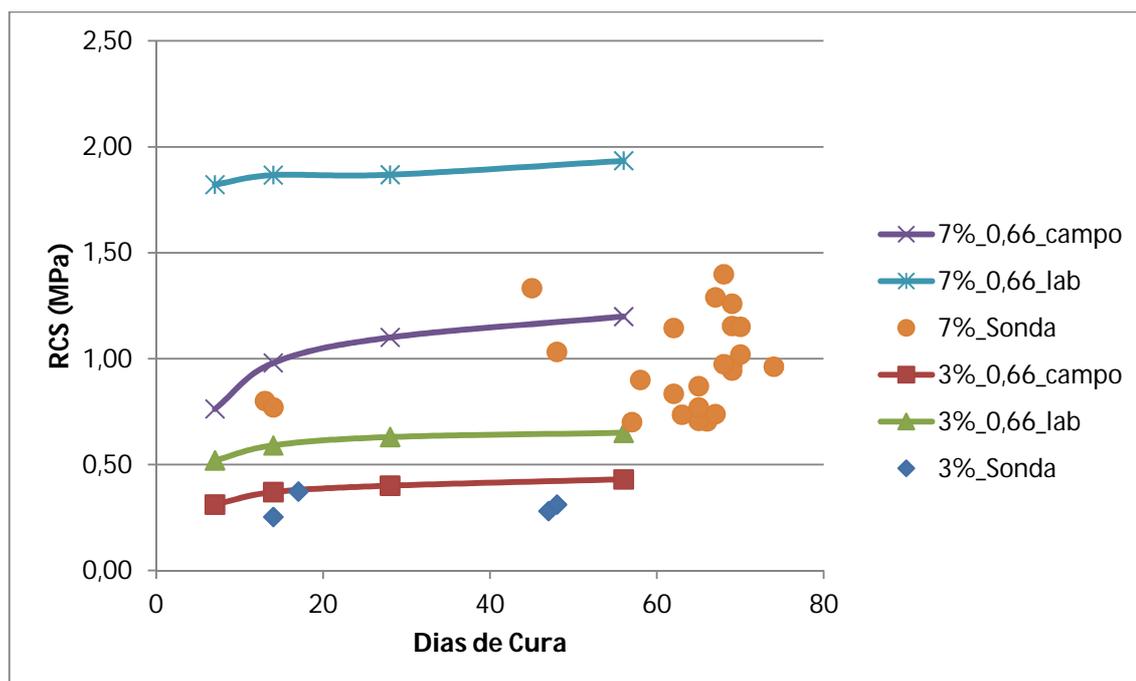


Figura 6.39 – Comparação entre os resultados de resistência à compressão simples (RCS) obtidos na pesquisa de laboratório (*_lab* e *_campo*) com os obtidos através do ensaio com sonda rotativa.

6.3 INSTRUMENTAÇÃO E MÉTODOS

6.3.1 Sistema de Reação, Aplicação e Transmissão de Carga

Os ensaios de carregamento horizontal em estacas, foram sempre efetuados com duas estacas idênticas, em um sistema de reação adequado onde uma estaca reagia contra a outra. Desta forma, foi possível a obtenção da reação para o ensaio e ainda, com ambas estacas devidamente monitoradas, repetibilidade nos resultados.

A aplicação da carga foi efetuada através de um macaco hidráulico⁶ conectado a uma bomba hidráulica manual⁷ (com válvula de retenção), a partir da qual se controlava a carga imposta.

Aplicada a carga ao macaco hidráulico, a sua transmissão (uniformemente distribuída) para as estacas era realizada através de dois tubos mecânicos⁸ (devidamente dimensionados para

⁶ Macaco hidráulico, marca: Enerpac, modelo: RC-1006, com capacidade de 100 tons, diâmetro externo de 177 mm e 357 mm de altura fechada, curso: 168 mm;

⁷ Bomba hidráulica manual, marca: Enerpac, modelo: P-801, com válvula de retenção e manômetro com capacidade até 700 bar;

suportar até 123 tons de carga axial sem flambagem), chapas de aço com 2,54 mm de espessura e duas células de carga⁹, que além de efetuarem a leitura da carga imposta, eram rígidas o suficiente para transmitirem a carga aplicada.

A carga aplicada foi transmitida até ser distribuída na cabeça da estaca (em ponto logo acima da superfície do solo) por meio de uma placa metálica quadrada com 150 mm de largura e 2,54 mm de espessura, evitando assim o esmagamento do concreto.

A Figura 6.40 mostra uma vista geral do ensaio de carregamento horizontal em estacas, onde se pode observar o macaco hidráulico, a bomba hidráulica, os tubos mecânicos (com rótula em uma das extremidades), as células de carga e as chapas de aço.

Não havendo uma norma brasileira para os ensaios de carregamento lateral em estacas, o procedimento de instalação para a realização dos ensaio de carregamento lateral em estacas foi efetuado de acordo com a ASTM D 3966 (2007).



Figura 6.40 – Vista geral do ensaio de carregamento horizontal em estacas.

⁸ Tubos mecânicos, 810 mm de comprimento, com $D_{ext} = 101,60$ mm e 24,8 mm de espessura, capacidade de compressão simples sem flambagem: 123 tons;

⁹ Células de carga cilíndrica (coluna), marca: Alfa Instrumentos, modelo: C-100t, com capacidade de 100 tons, 121 mm de diâmetro externo e 145 mm de altura;

6.3.2 Sistema de Aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados do carregamento lateral em estacas, foi planeado da melhor forma possível, de modo a se obter o maior número de variáveis de resposta. Assim, aquando da realização dos ensaios de carregamento lateral, cada estaca foi monitorada com um transdutor de deslocamento¹⁰, um deflectômetro digital¹¹ e uma célula de carga (a mesma usada como transmissão de carga), para leitura do seu deslocamento e nível de carga imposta, respectivamente. Tanto os transdutores de deslocamento quanto as células de carga foram devidamente calibradas antes do início da realização dos ensaios de carregamento lateral.

A presença de dois equipamentos para medição de deslocamento em cada estaca deveu-se ao facto de um deles (transdutor de deslocamento, sem mostrador) estar conectado ao computador (que lia, apresentava e gravava as leituras), e o outro (deflectômetro, com mostrador digital), ser usado como reserva caso algo desse errado com o computador.

Com as células de carga posicionadas entre as estacas, transmitindo e lendo as cargas impostas, os transdutores e deflectômetros posicionaram-se no lado oposto da estaca, em um sistema independente, estático, não influenciado pelas deformações ocorrentes na estaca, solo natural e cimentado.

Os transdutores de deslocamento e deflectômetros foram fixados respectivamente a cerca de 100 mm e 150 mm da superfície do solo, por meio de bases magnéticas em uma viga metálica com 3 m de comprimento, assente sobre calços de madeira de tal forma que ficasse acima do nível do solo, imóvel e fora da área de influência do ensaio. O posicionamento dos deflectômetros e transdutores (medidores de deslocamento) pode ser observado na Figura 6.40, previamente apresentada.

Em todos os ensaios realizados, tanto as células de carga (excitadas por condicionadores de sinal¹² alimentados por uma bateria de 12 Volts) quanto os transdutores de deslocamento

¹⁰ Transdutor de deslocamento, marca: Gefran, código: PY2, curso máximo de 50 mm e resolução infinita;

¹¹ Deflectômetro Digital com amostrador, marca: Mitutoyo, código: 575-121, curso máximo de 25,4 mm, resolução de 0,01 mm; ou Deflectômetro Digital com amostrador, marca: Digimess, código: 121.337, curso máximo de 50 mm, resolução de 0,01 mm;

¹² Condicionador de sinal, marca: Alfa Instrumentos, modelo: 2710-M;

estavam conectados a um *data logger* (da marca MEASUREMENT COMPUTING), estando este conectado a um computador que, através de uma rotina criada no software LabVIEW®, lia os resultados correspondentes a cada equipamento, produzia e apresentava as leituras sob a forma de indicadores e gráficos em tempo real com as leituras de cada estaca (carga e deslocamento), e ainda armazenava a cada 5 segundos os dados em ficheiros de dados.

O uso destes equipamentos devidamente conectados a um computador com uma rotina capaz de fornecer ao operador do ensaio leituras gráficas em tempo real, revelou-se de extrema utilidade para o desenrolar dos ensaios, ajudando o operador a controlar devidamente as cargas impostas e consequentes deslocamentos.

6.3.2.1 Deformação ao Longo das Estacas Flexíveis

Nos ensaios de carregamento horizontal realizados com estacas flexíveis, visto que se tinha previamente instalado o tubo de inclinômetro em uma das estacas de cada ensaio, foi ainda utilizado um inclinômetro para se poder obter, com elevada precisão, a sua deformada em profundidade.

O uso de um inclinômetro para medição dos deslocamentos horizontais em estacas é um processo pioneiro e inovador, não se tendo encontrado na literatura nenhuma citação ao seu uso dentro de estacas. Usualmente é utilizado para mensurar os deslocamentos horizontais de aterros, encostas, taludes, barragens, escavações, nunca os deslocamentos horizontais de estacas sujeitas a carregamentos laterais.

O inclinômetro utilizado nos ensaios (Digitilt Classic Inclinometer System), da marca Slope Indicator, é constituído por um sensor torpedo (dotado de um servo-acelerômetro) conectado a uma unidade de leitura (Digitilt DataMate) que registra, apresenta e armazena os dados da leitura com o sensor. A conexão entre o sensor torpedo e a unidade de leitura é efetuada através de um cabo, com marcações de 0,50 m em 0,50 m, de modo a se conseguir saber com relativa precisão a profundidade a que o torpedo se encontra no furo.

Durante a sua operação, o torpedo foi lançado até à base da tubulação e erguido lentamente, efetuando-se leituras do deslocamento angular a cada 0,50 m. Com o deslocamento angular e conhecida a profundidade do torpedo, a inclinação do torpedo é convertida em deslocamento horizontal pelo próprio software da Slope Indicator (DigiPro2) e comparado com as leituras previamente realizadas (quando aplicável).

Montados os equipamentos constituintes do inclinômetro, introduziu-se um torpedo teste para verificar se o tubo de inclinômetro estava totalmente desimpedido. Confirmado o seu desimpedimento, efetuou-se uma leitura inicial, antes da aplicação de qualquer tipo de carga. Uma vez que a aplicação da carga lateral nas estacas foi realizada através de ciclos de carga e descarga, após cada um desses ciclos, com a devida estabilização da carga e deslocamentos, lançou-se o torpedo para efetuar nova leitura. Os dados das leituras foram registados na unidade de leitura (Digitilt DataMate) e posteriormente transferidos para um computador com o software necessário (DigiPro2) para a sua extração da unidade de leitura, geração de tabelas e gráficos comparativos.

Por razões de segurança, e na impossibilidade de estabilização dos deslocamentos impostos pelo nível de carga, não foi lançado o sensor torpedo para o último incremento de carga, tendo sido efetuado o normal lançamento após a sua descarga.

A Figura 6.41 apresenta os equipamentos constituíntes do inclinômetro e sua utilização em campo experimental (dentro da estaca).

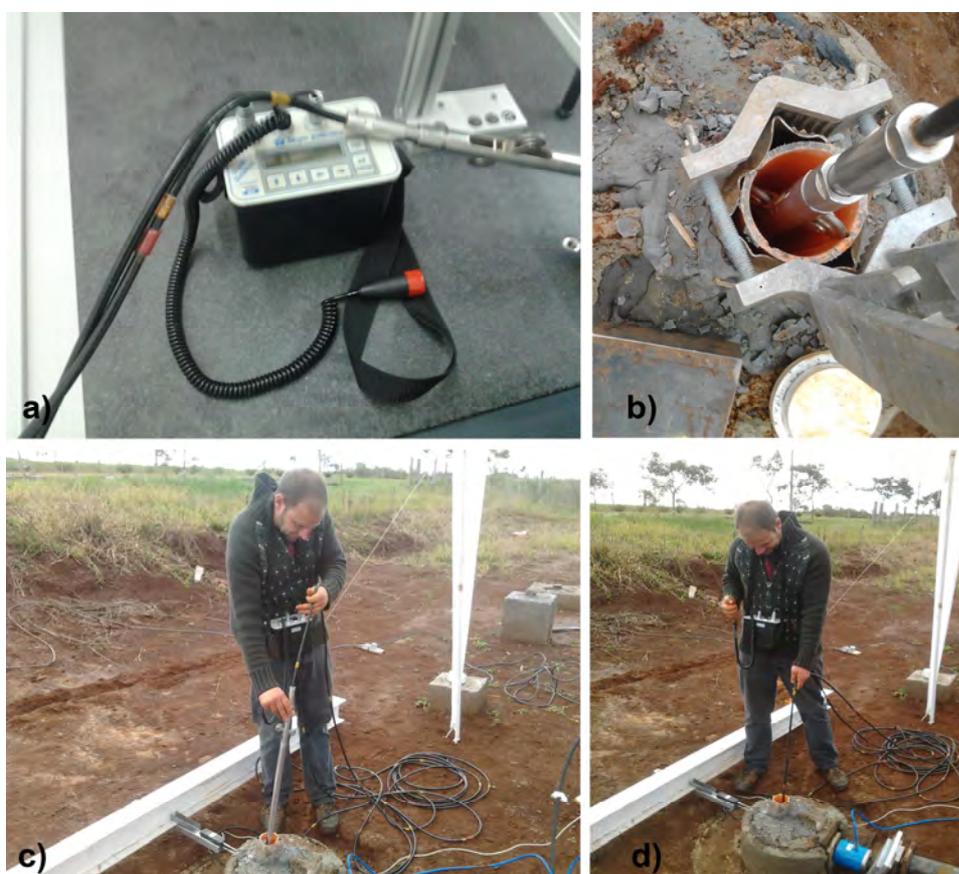


Figura 6.41 – Equipamentos constituíntes do inclinômetro (a) e sua utilização em campo experimental (b), (c) e (d).

6.3.3 Execução dos Ensaios de Carregamento Lateral

Não havendo uma norma brasileira correspondente, os ensaios de carregamento horizontal em estacas, com e sem camada de solo tratado, foram realizados de acordo com os procedimentos descritos na ASTM D 3966 (2007).

A realização dos ensaios foi feita respeitando, no mínimo, 14 dias de cura para o solo cimento (quando aplicável) e 60 dias de cura para o concreto das estacas.

Os ensaios de carregamento lateral consistiram na aplicação de pequenos incrementos de carga na cabeça da estaca. Após cada incremento de carga horizontal, esperava-se o tempo necessário para a estabilização dos deslocamentos. De acordo com a norma NBR 12131 ABNT (2006), cada incremento foi mantido por um período mínimo de 30 minutos, até que o seguinte critério fosse alcançado:

$$L_n - L_{n-1} \leq 0,05(L_n - L_1) \quad (6.5)$$

Onde L_n é a leitura média do transdutor de deslocamento em um determinado intervalo de tempo t , L_{n-1} é a média da leitura do transdutor de deslocamento imediatamente antes de L_n , e L_1 é a primeira leitura da fase de carregamento, obtida logo após o início do estágio de carregamento.

Após a aplicação e estabilização de cada incremento de carga, efetuava-se a sua descarga até alívio total da carga. Após a estabilização de cada incremento de carga e descarga, procedia-se ainda ao lançamento da sonda torpedo (inclinômetro), obtendo-se assim a deformada da estaca em profundidade para todos os níveis (patamares) de carga experimentados.

Cada ensaio de carregamento horizontal em estacas foi realizado com pelo menos 5 incrementos de carga e descarga, até à ruptura total do solo (natural e/ou cimentado). Uma vez ocorrida a ruptura, a tentativa de estabilização da carga traduzia-se em deslocamentos ainda maiores, sendo necessária a sua descarga final, finalizando-se assim o ensaio. Todos os ensaios foram executados até à ruptura.

6.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS

Antes da realização de cada ensaio, com base nos parâmetros geométricos e geotécnicos alcançados em campo experimental, usando o ABAQUS[®], foi feita uma simulação numérica 3D – *Previsão Classe A*, prevendo a curva carga x deslocamento para cada estaca.

O ângulo de atrito efetivo (ϕ'), coesão efetiva (c'), módulo de elasticidade (E) e massa específica aparente úmida (γ) do solo natural, a serem inseridos no modelo numérico, foram obtidos a partir dos ensaios de caracterização realizados em campo experimental, de acordo com Schnaid (2000, 2009) e Schnaid e Odebrecht (2012), que apresentam detalhadamente os diversos processos e metodologias propostas para a obtenção dos parâmetros de resistência dos solos a partir de ensaios de caracterização.

Conhecendo o valor do índice η/C_{iv} , obtido a partir dos ensaios de massa específica realizados após a compactação de cada camada de solo cimento, de acordo com as equações 6.1 a 6.3 previamente apresentadas (Cruz, 2008), foram obtidos o ângulo de atrito efetivo (ϕ'), coesão efetiva (c'), módulo de elasticidade (E) do solo cimentado. A massa específica aparente úmida (γ) do solo cimentado foi obtida diretamente a partir dos ensaios de massa específica.

A massa específica aparente do concreto (γ), foi obtida a partir dos corpos de prova moldados com o concreto proveniente de cada caminhão e consequente estaca (furo) onde este foi depositado.

A Tabela 6.5 apresenta os parâmetros de resistência e caracterização do concreto, solo natural e cimentado, utilizados nas simulações numéricas (*Previsão Classe A*). Os parâmetros geométricos do modelo numérico utilizado em cada *Previsão Classe A* realizada foram os previamente apresentada na Tabela 6.2.

Tabela 6.5 – Parâmetros representativos dos materiais utilizados nas simulações numéricas – *Previsão Classe A*.

Identificação	Estaca		Solo Natural				Solo Cimento			
	γ (kN/m ³)	E (MPa)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	E (MPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	E (MPa)	ϕ' (°)
Nat_5_D0,6_L3	22,4	21000	16	23,8	21	28,9	-	-	-	-
Nat_20_D0,3_L6	22,4	21000	16	23,8	21	28,9	-	-	-	-
Nat_20_D0,4_L8	22,4	21000	16	23,8	21	28,9	-	-	-	-
Cim_5_2D_0,1L	22,6	21000	16	23,8	21	28,9	18,2	305,1	3717,5	37,1
Cim_5_3D_0,1L	22,6	21000	16	23,8	21	28,9	18,4	317,4	3813,7	37,6
Cim_5_3D_0,2L	22,3	21000	16	23,8	21	28,9	17,9	297,8	3660,0	36,9
Cim_5_4D_0,1L	22,6	21000	16	23,8	21	28,9	17,7	291,4	3609,5	36,7
Cim_5_4D_0,2L	22,3	21000	16	23,8	21	28,9	17,8	299,9	3676,9	37,0
Cim_5_4D_0,3L	22,6	21000	16	23,8	21	28,9	17,8	292,3	3616,0	36,7
Cim_5_4D_0,1L - fraca	22,6	21000	16	23,8	21	28,9	17,4	112,2	1948,8	28,0
Cim_5_4D_0,3L - fraca	22,6	21000	16	23,8	21	28,9	17,4	113,8	1967,1	28,1
Cim_20_2D_0,1L	22,4	21000	16	23,8	21	28,9	18,0	279,0	3507,0	36,2
Cim_20_3D_0,1L	22,5	21000	16	23,8	21	28,9	17,9	288,0	3582,0	36,5
Cim_20_3D_0,2L	22,5	21000	16	23,8	21	28,9	18,5	330,1	3909,8	38,0
Cim_20_4D_0,1L	22,5	21000	16	23,8	21	28,9	19,1	357,7	4119,6	38,9
Cim_20_4D_0,2L	22,6	21000	16	23,8	21	28,9	18,0	301,7	3688,6	37,0
Cim_20_4D_0,3L	22,3	21000	16	23,8	21	28,9	17,7	291,0	3605,7	36,7

O coeficiente de Poisson (ν) utilizado para o concreto foi $\nu=0,15$ e para os solos natural e cimentado, $\nu=0,25$. O ângulo de dilatância do solo natural foi igual a zero e o do solo cimentado correspondente a 25% do valor do ângulo de atrito, semelhante ao efetuado na pesquisa numérica.

Assim, juntamente com os resultados dos ensaios de carregamento lateral em estacas realizados em campo experimental, apresentados sob a forma de curvas carga x deslocamento, é também apresentada a sua *Previsão Classe A*.

Para identificar cada ensaio de carga lateral, foi utilizada a seguinte notação: “*cim_f_xD_yL*” e “*nat_f_Dd_Ll*”, onde “*cem*” se refere a um ensaio com camada de solo tratado e “*nat*” a ensaios em solo natural; “*f*” é a razão L/D da estaca, “*x*” a razão entre D_{cim}/D ; “*y*” a razão entre L_{cim}/L ; “*d*” o diâmetro da estaca e “*l*” a sua profundidade.

Uma vez que uma estacas reagia contra a outra, ambas devidamente monitoradas, obtiveram-se duas curvas de carga horizontal (H) em função do deslocamento horizontal (δ) para cada ensaio, diferenciadas com a terminação “*_ESQ*” ou “*_DIR*”.

6.4.1 Resultados em Solo Natural

As Figuras 6.42 a 6.44 mostram os resultados dos ensaios de carregamento horizontal efetuado para estacas em solo natural. Para cada ensaio, é possível observar-se a boa similaridade entre as curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) das duas estacas idênticas, mostrando ótima semelhança durante todo o ensaio. Para o mesmo ensaio, a diferença entre os resultados de cada estaca deve-se ao facto de uma reagir contra a outra. Assim, uma delas necessariamente teria que ceder antes da outra, provocando ligeira diferença no valor do seu deslocamento horizontal.

Mesmo com a grande quantidade de variáveis inerentes à boa caracterização dos materiais e execução dos ensaios de carregamento horizontal realizados em campo experimental, podemos concluir que o modelo numérico utilizado foi bem calibrado, apresentando *Previsões Classe A* bem representativas do que seria o seu comportamento aquando do ensaio. Apesar de as curvas previstas serem sempre menos rígidas que as obtidas no ensaio, essa diferença é devida apenas ao modo conservador de como os parâmetros geotécnicos (a inserir no modelo numérico) foram obtidos, traduzindo-se em uma boa prática de engenharia. Desta forma, pode-se concluir que o modelo numérico utilizado é válido para representar o comportamento de estacas submetidas a carregamento horizontal.

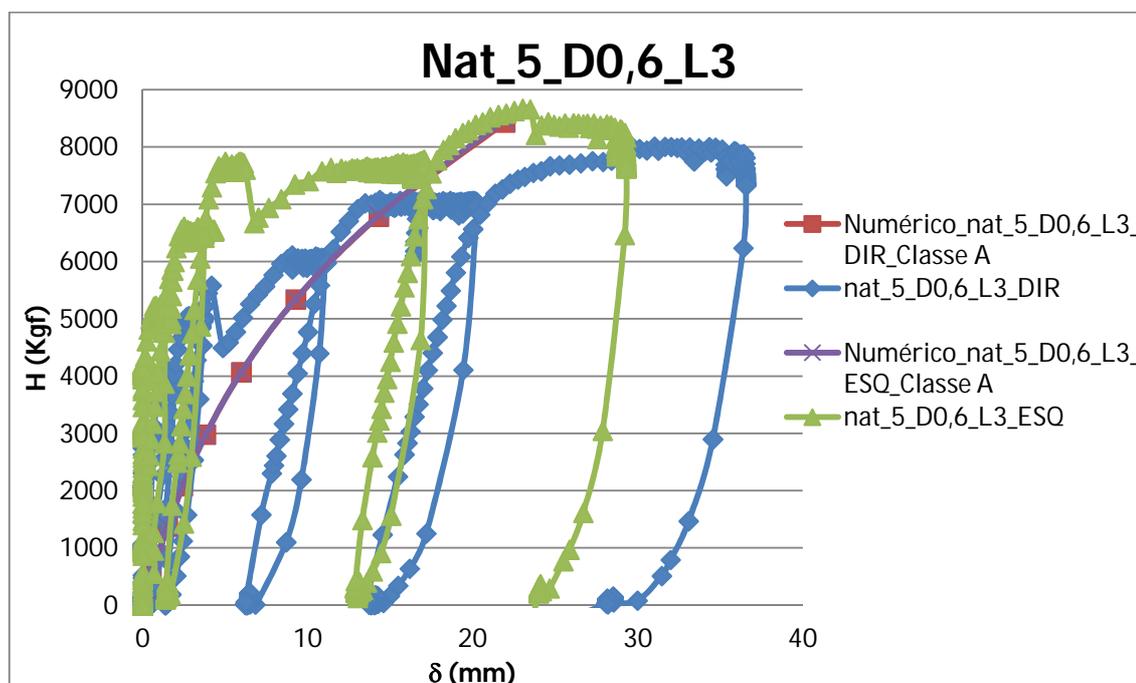


Figura 6.42 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Nat_5_D0,6_L3*.

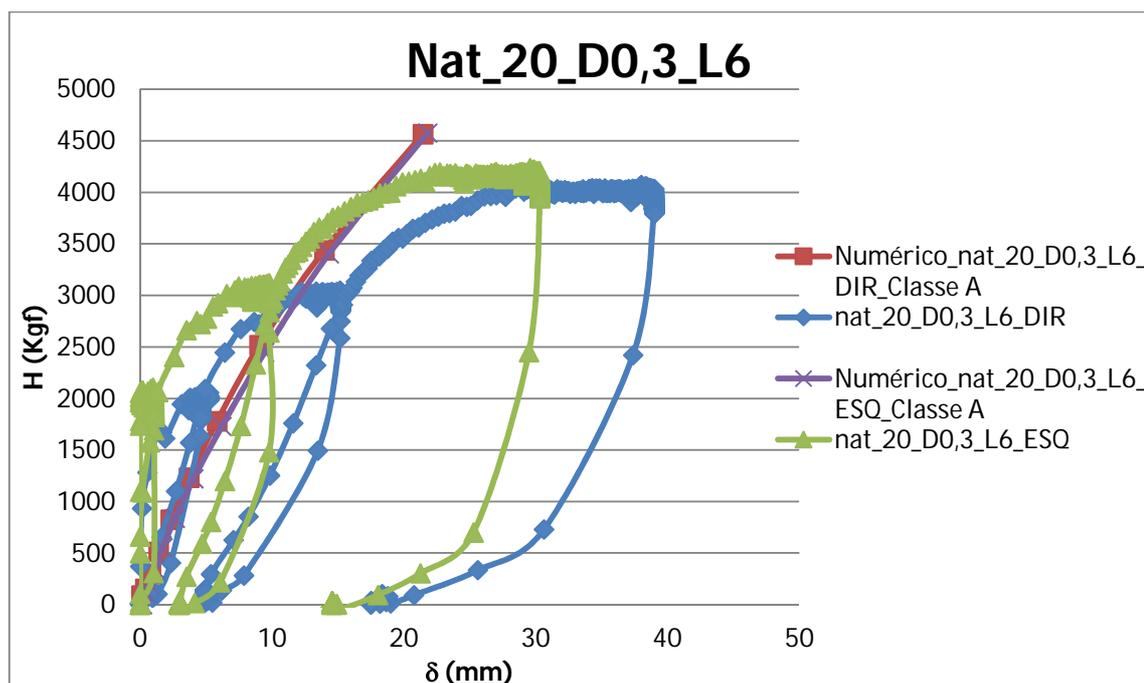


Figura 6.43 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Nat_20_D0,3_L6*.

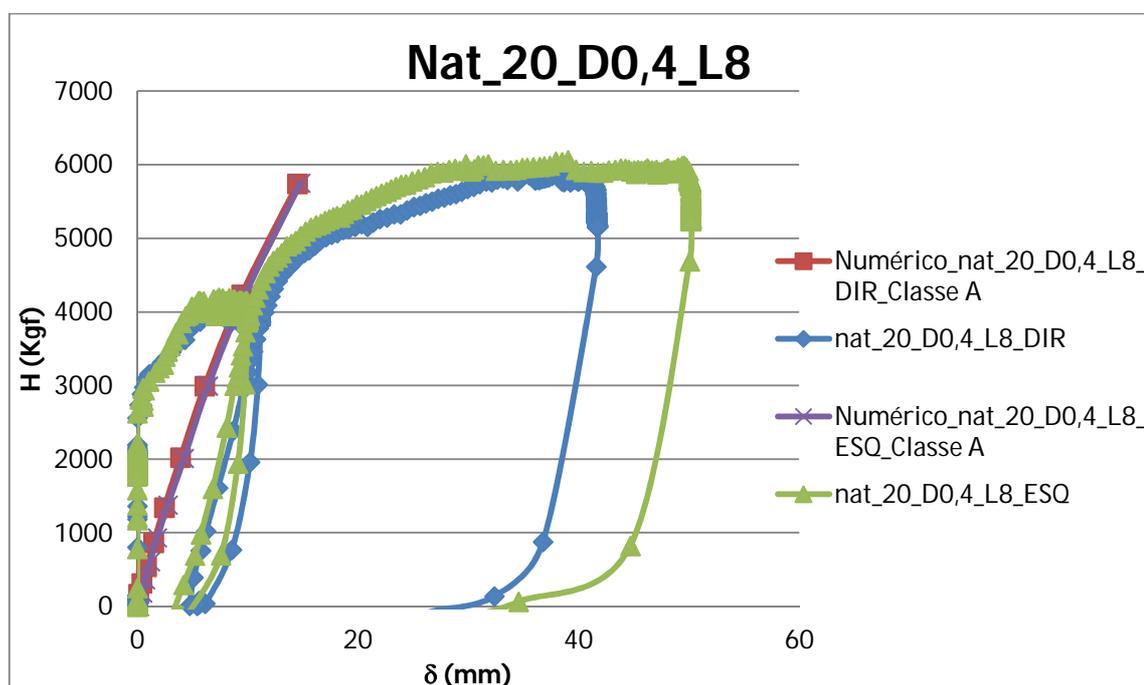


Figura 6.44 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Nat_20_D0,4_L8*.

Das Figuras 6.42 a 6.44 verifica-se ainda que as estacas com $D=0,6$ m, apesar de rígidas, fornecem uma capacidade de carga horizontal última mais elevada que a obtida para estacas flexíveis com diâmetros menores ($D=0,3$ m e $D=0,4$ m). Este facto traduz-se na forte

influência do diâmetro da estaca para o desempenho de estacas submetidas a carregamento horizontal.

Comparando os resultados dos ensaios realizados para as estacas flexíveis ($L/D=20$) em solo natural (Figura 6.45), é possível concluir-se que o aumento do diâmetro da estaca traduz-se em um aumento da rigidez e capacidade de carga horizontal (H) do sistema, reforçando a sua importância para o desempenho de fundações profundas sob carregamento lateral.

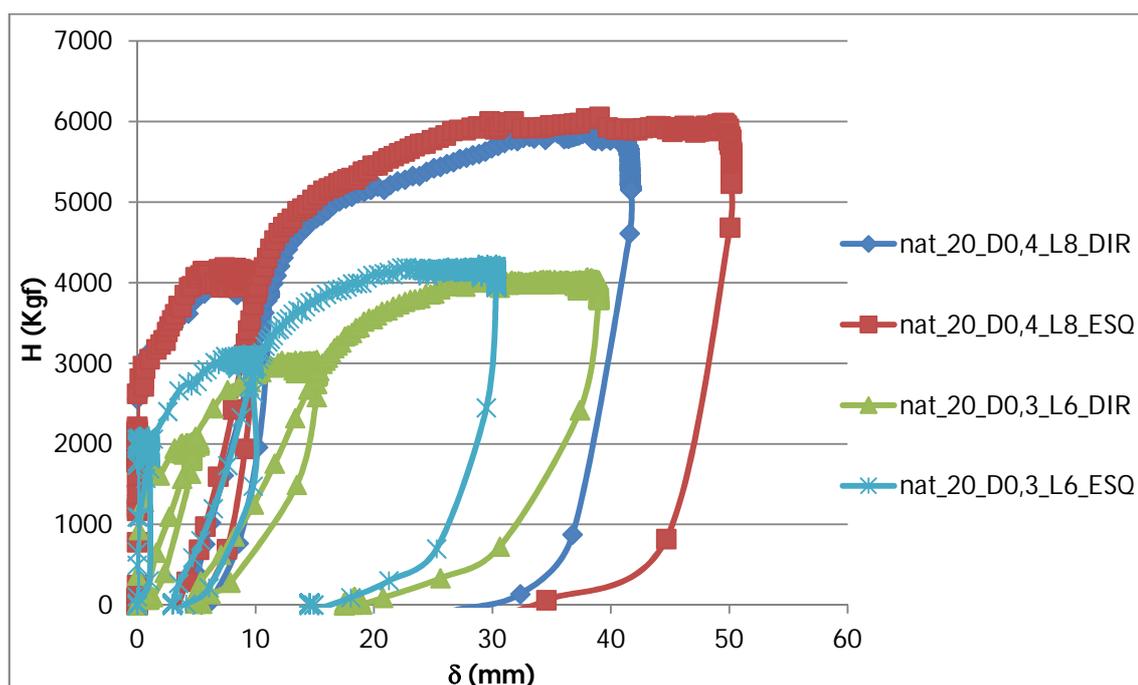


Figura 6.45 – Comparação entre os resultados obtidos para estacas flexíveis $L/D=20$.

Nas Figuras 6.46 a 6.48, para as estacas flexíveis ($L/D=20$), apresenta-se o deslocamento horizontal das estacas em profundidade, obtido em campo para o último incremento de carga lido (com inclinômetro), comparado com a respectiva *Previsão Classe A*. Novamente, graças à semelhança entre as deformadas previstas e as realmente obtidas, verifica-se a ótima previsão numérica efetuada, comprovando que o modelo numérico é representativo do comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal.

Devido ao facto de os ensaios em solo cimento se terem realizado para $D=0,4$ m, o ensaio desta estaca para solo natural foi o único onde as duas estacas estavam preparadas para receber a leitura com o inclinômetro.

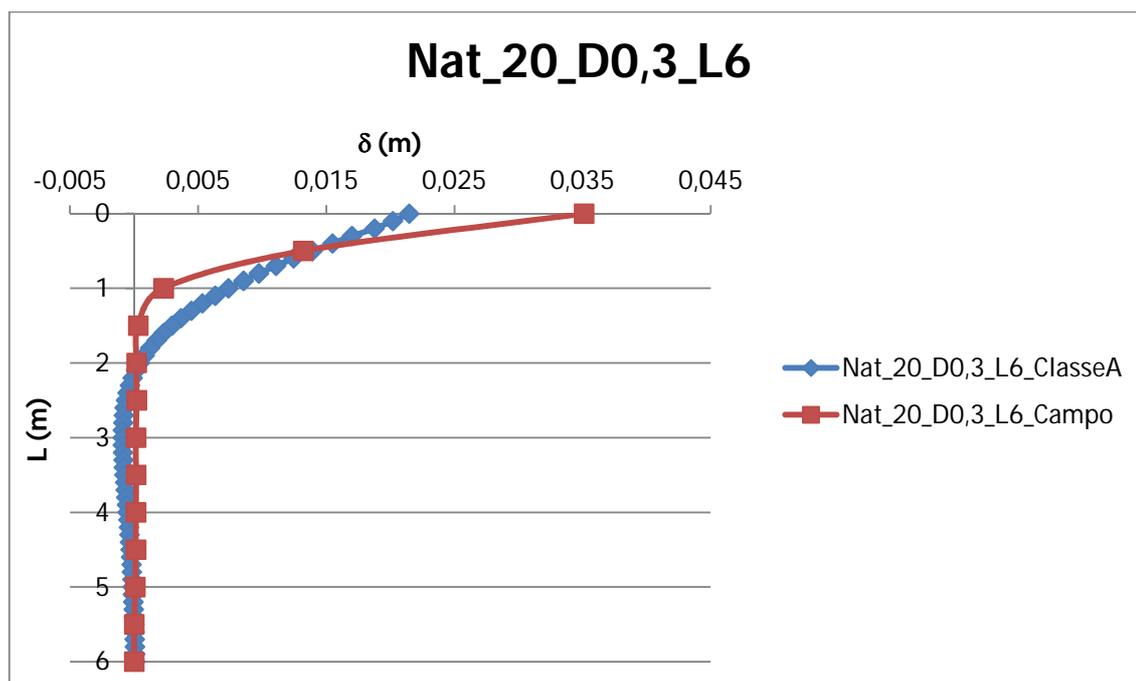


Figura 6.46 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Nat_20_D0,3_L6*.

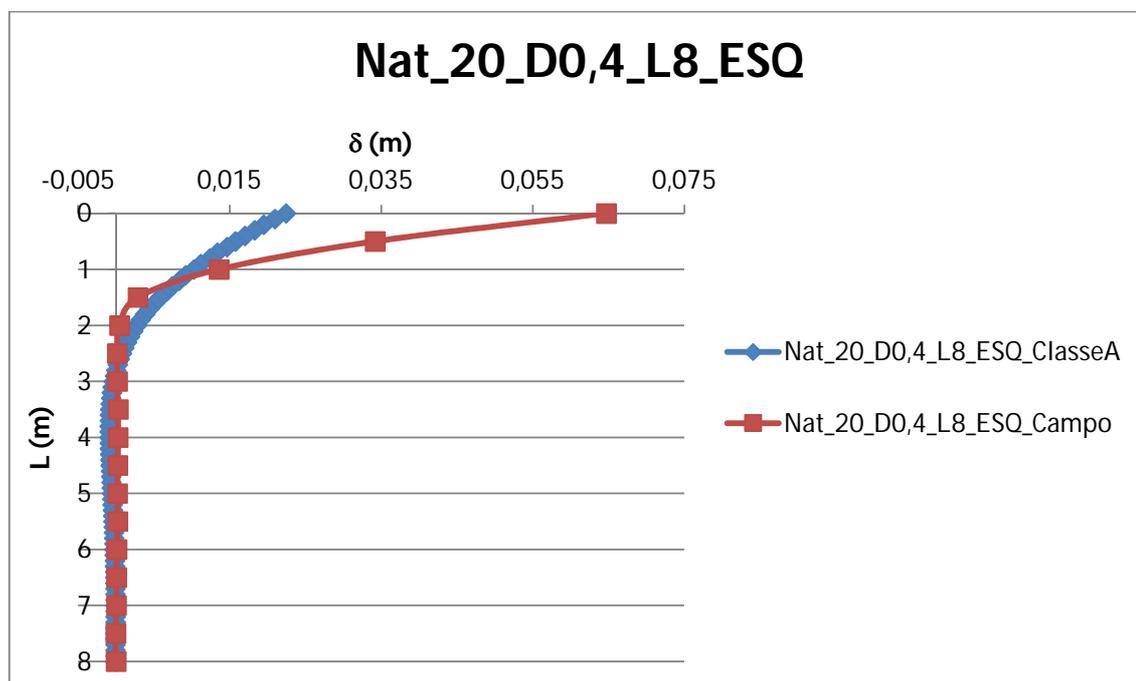


Figura 6.47 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Nat_20_D0,4_L8_ESQ*.

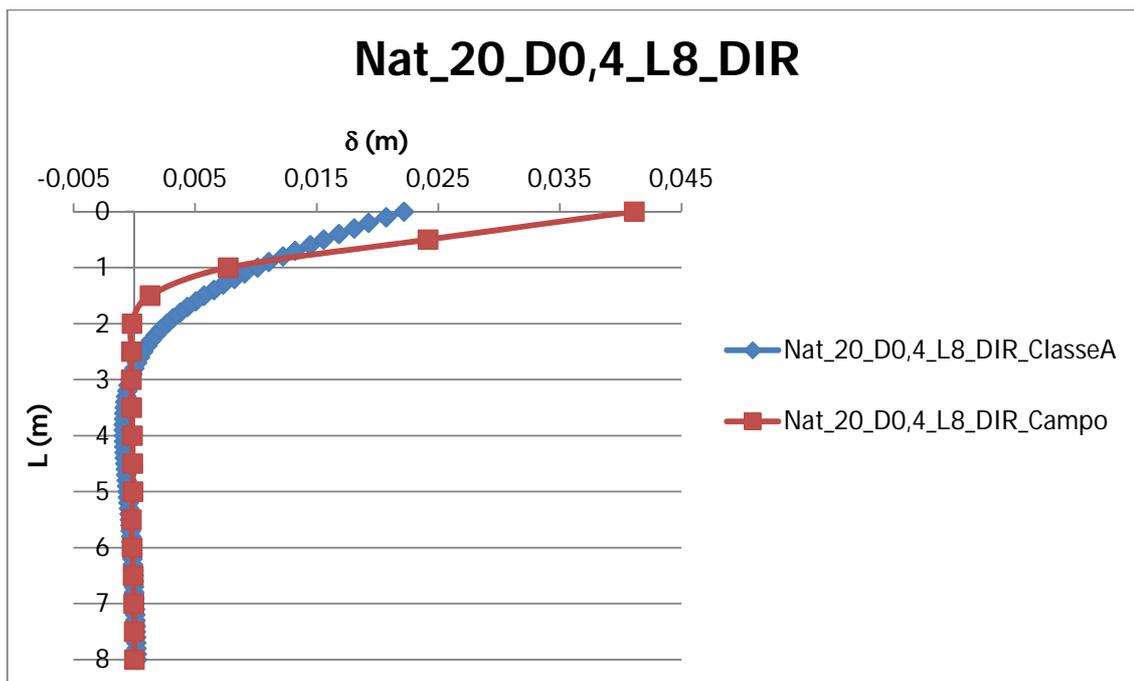


Figura 6.48 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Nat_20_D0,4_L8_DIR*.

6.4.2 Resultados em Solo Tratado

6.4.2.1 Estacas Rígidas

As Figuras 6.49 a 6.56 mostram, para estacas rígidas ($L/D=5$) os resultados dos ensaios de carregamento horizontal realizados em estacas com uma camada superficial de solo cimentado radial a estas (com 7% e 3% de cimento - *fraca*). Dos resultados, com perfeita visualização dos ciclos de carga e descarga, verifica-se novamente uma ótima similaridade entre as curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) das duas estacas de cada ensaio.

Em alguns ensaios, esta semelhança apenas se verificou até determinado nível de carga, onde se deu a ruptura total do solo cimento em uma das estacas, traduzida em significativos deslocamentos que levaram à finalização do ensaio.

Mais uma vez se verifica que as curvas numéricas têm uma menor rigidez que as obtidas em campo, dando-se essa diferença ao modo conservador de como foram obtidos os parâmetros do solo natural para inserir no modelo numérico. Contudo, de um modo geral, é novamente verificada a ótima previsão numérica *Classe A*, podendo-se concluir que o modelo numérico

utilizado é válido para representar o comportamento de estacas, com solo melhorado radial a estas, submetidas a carregamento horizontal.

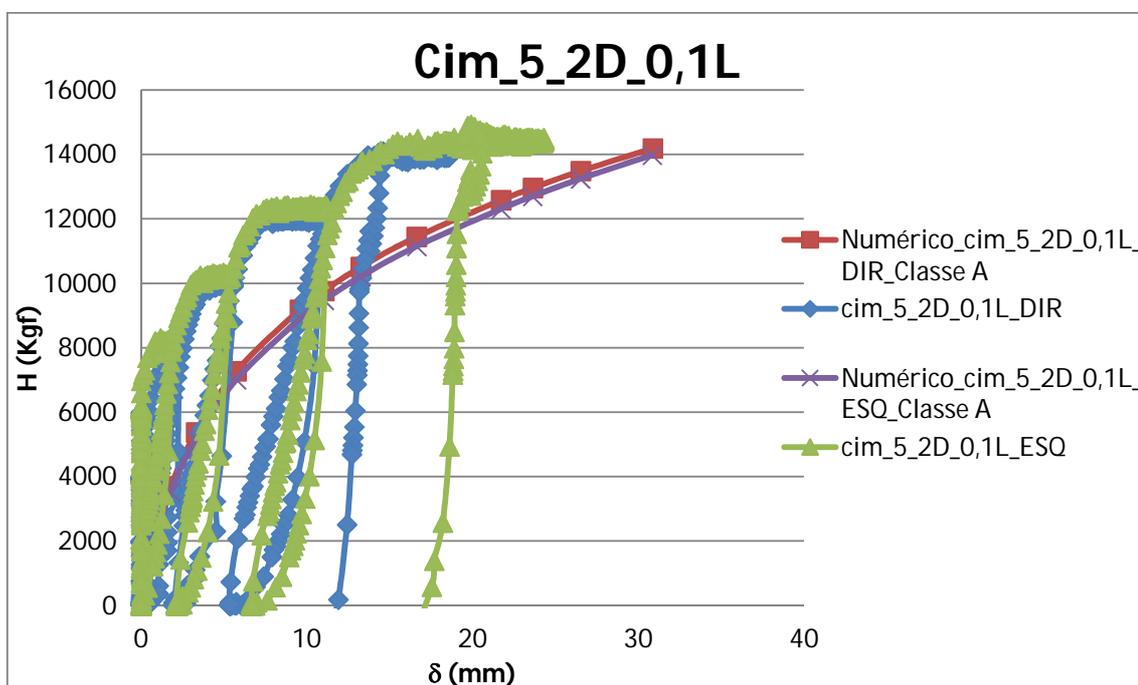


Figura 6.49 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_2D_0,1L*.

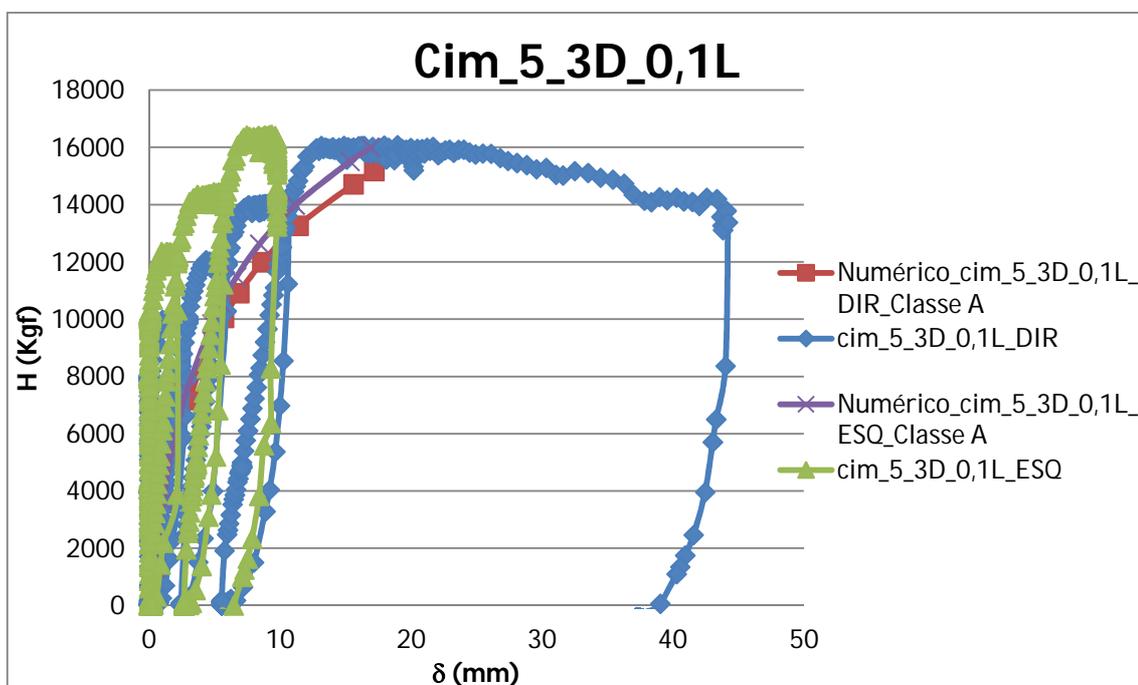


Figura 6.50 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_3D_0,1L*.

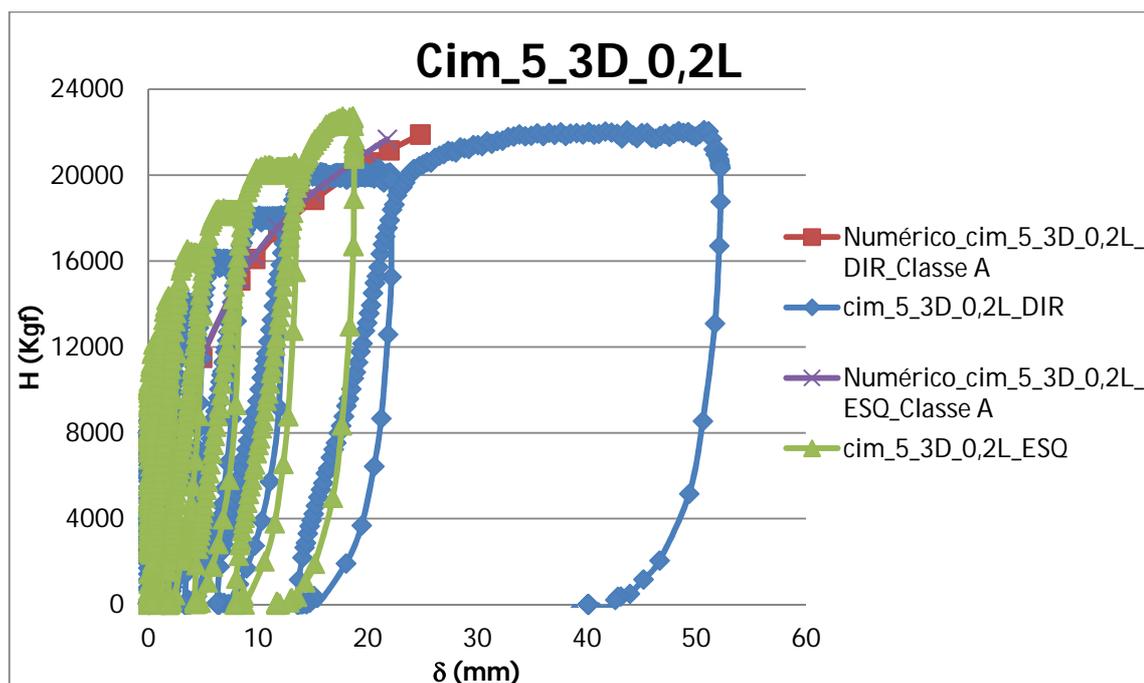


Figura 6.51 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_3D_0,2L*.

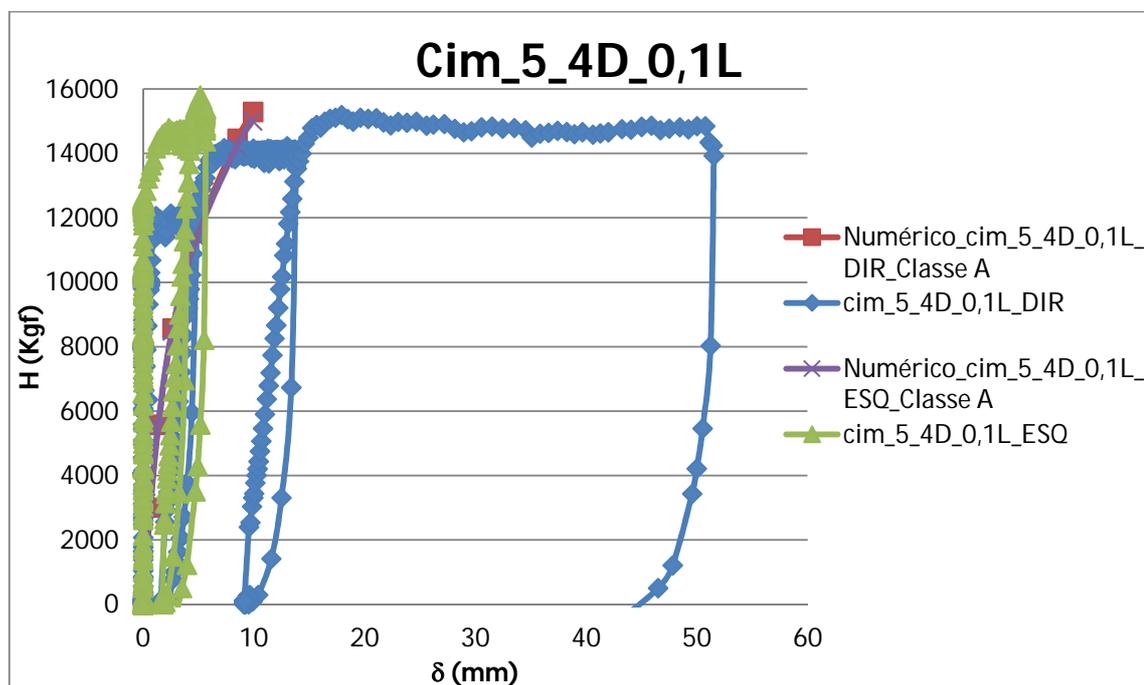


Figura 6.52 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_4D_0,1L*.

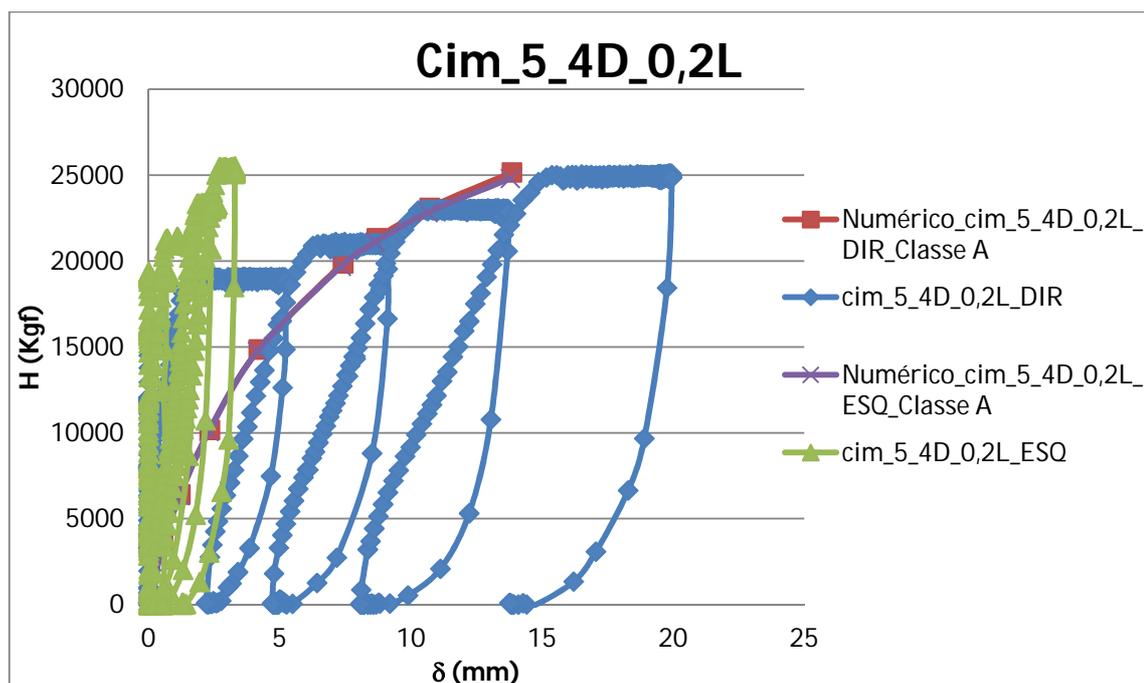


Figura 6.53 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_4D_0,2L*.

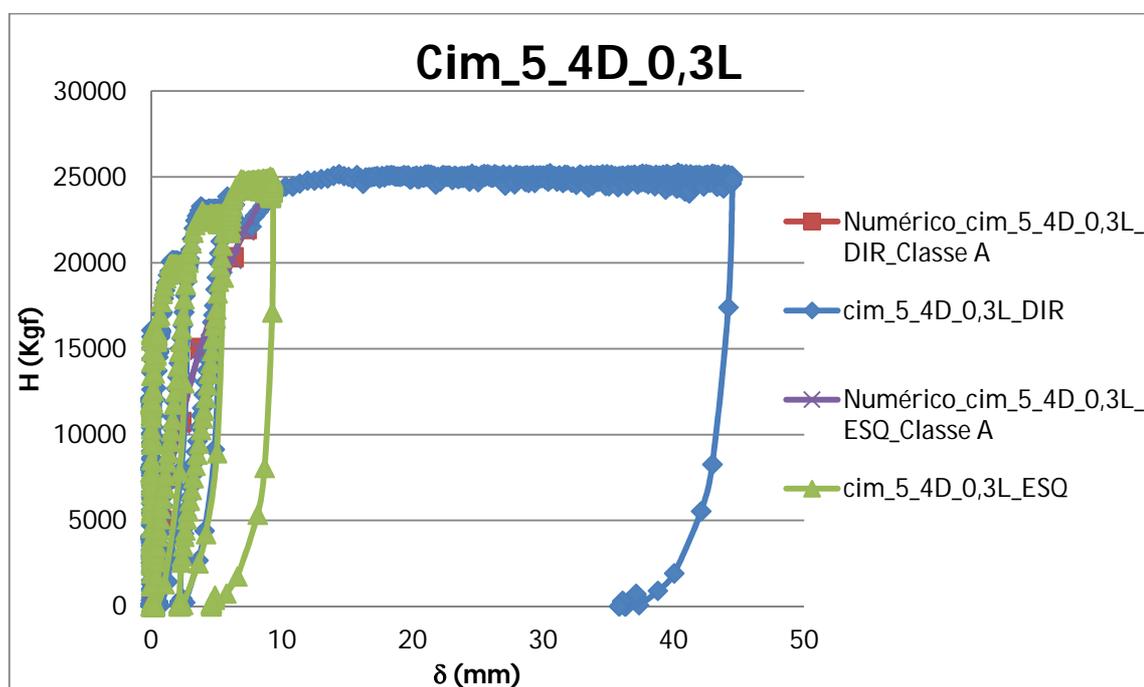


Figura 6.54 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_4D_0,3L*.

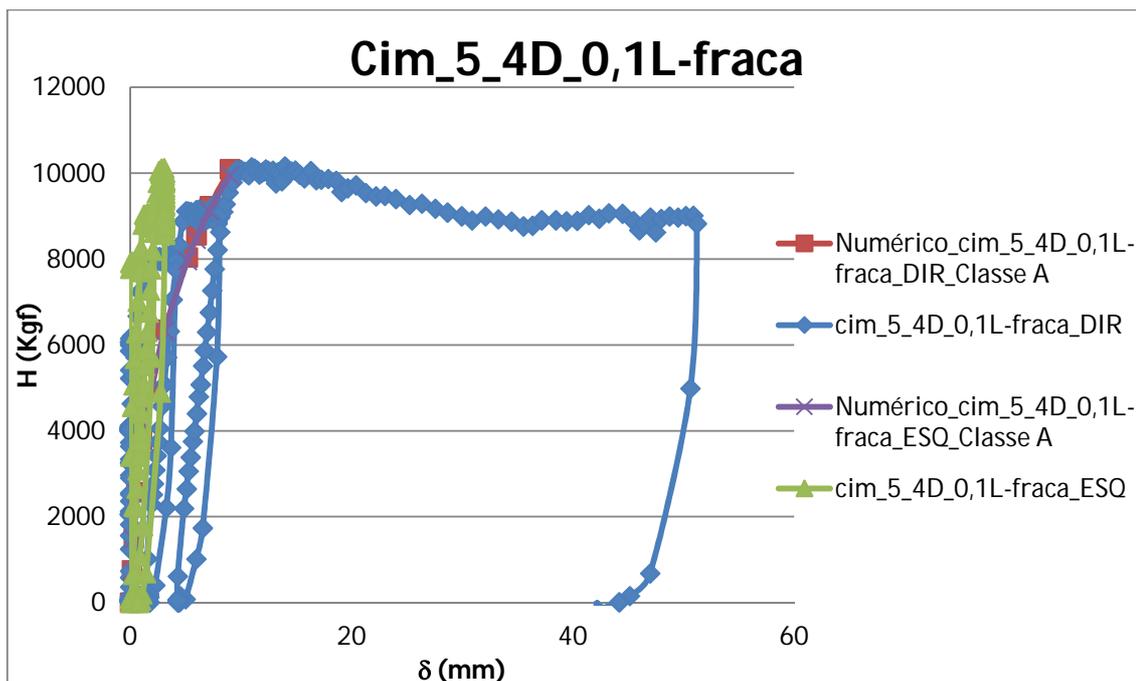


Figura 6.55 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_4D_0,1L-fracas*.

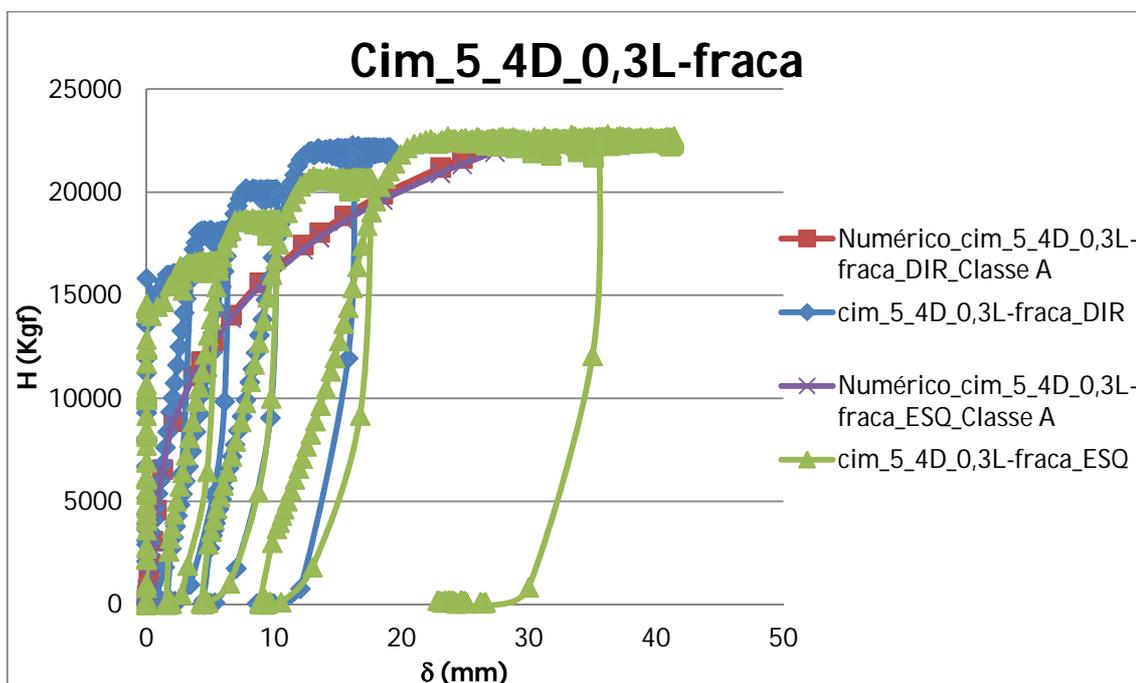


Figura 6.56 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_4D_0,3L-fracas*.

O resultado do ensaio de carregamento horizontal com a configuração *Cim_5_4D_0,3L* é apresentado em detalhe na Figura 6.57, onde se pode confirmar a perfeita semelhança entre as

curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) das duas estacas constituintes do ensaio. Observa-se ainda a total recuperação elástica das deformações do sistema até cerca de 20 tons de carregamento horizontal.

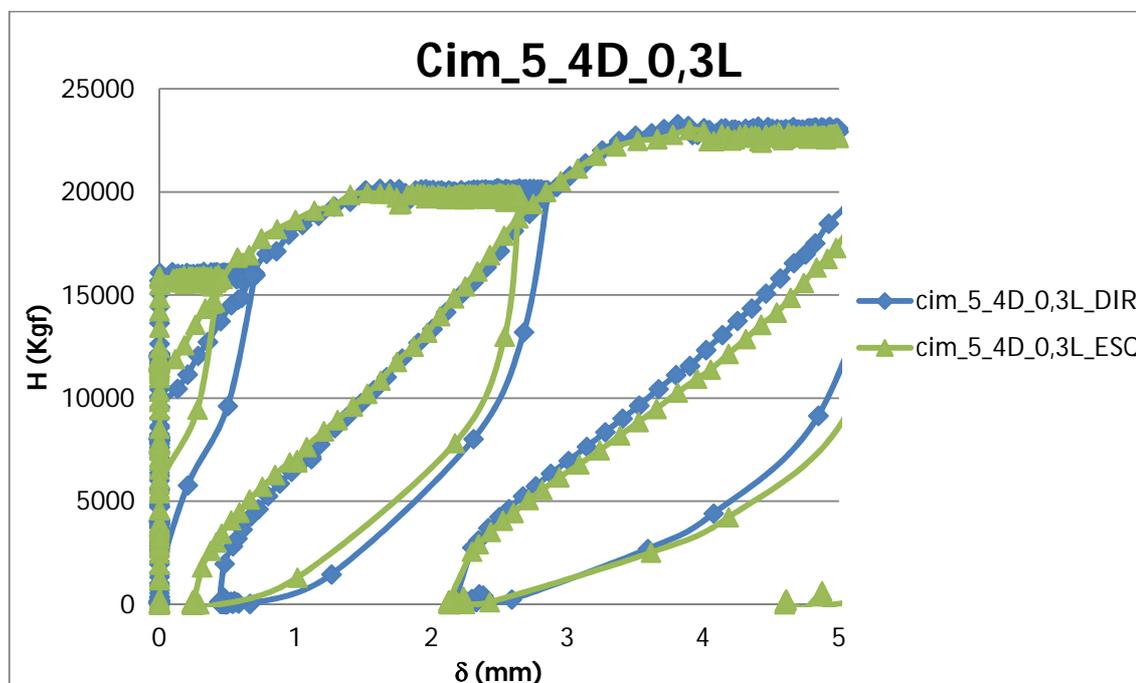


Figura 6.57 – Detalhe dos resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_5_4D_0,3L*.

Para os casos de maior diâmetro de solo tratado com menor e maior profundidade de tratamento (*Cim_5_4D_0,1L* e *Cim_5_4D_0,3L*), além dos ensaios em solo tratado com 7% de cimento (Figuras 6.52 e 6.54), também foram realizados ensaios para uma camada tratada mais fraca, com apenas 3% de cimento (Figuras 6.55 e 6.56).

A comparação entre os resultados obtidos para estas configurações geométricas com diferentes tipos de solo cimento é apresentada na Figura 6.58. Esta comparação é realizada com os resultados de apenas uma das estacas de cada ensaio, a de maior deformação, mais fraca e com melhor representatividade do ensaio (segurança). De forma a se ter uma noção da melhoria do desempenho da estaca com a inserção de uma camada tratada à sua volta, é também apresentado o seu resultado obtido para solo natural.

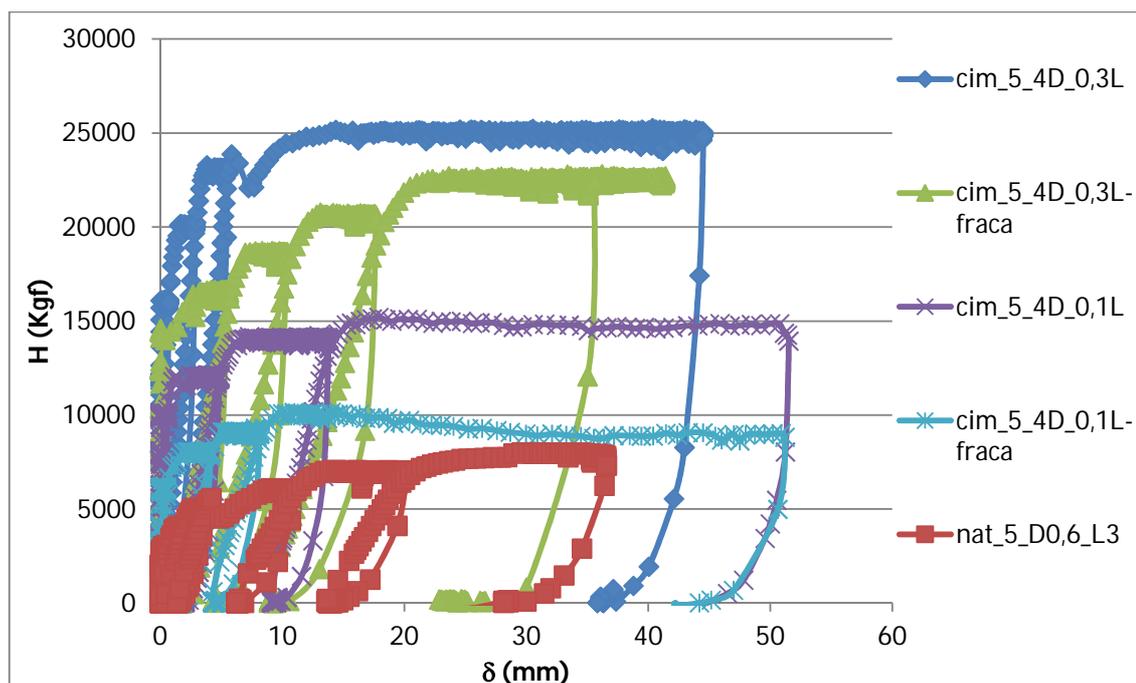


Figura 6.58 – Comparação entre os resultados obtidos para os diferentes tipos de cimentação (3% e 7%).

Da Figura 6.58 observa-se a importância da adição de uma camada de solo tratado radial à estaca, melhorando significativamente o desempenho destas quando sujeitas a carregamentos horizontais. Mesmo para cimentações mais fracas da camada tratada, o aumento do desempenho do sistema sob carregamento horizontal é bastante significativo, sendo que quanto maior for a cimentação, maior será a rigidez e sua resistência a cargas laterais. A rigidez do sistema aumenta consideravelmente com a utilização de uma camada superficial de solo tratado, mesmo que esta seja constituída por uma material com uma cimentação mais fraca. Com a adição desta camada, a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) da estaca aumenta em até ~310%, passando de 8 tons para 25 tons.

As Figuras 6.59 e 6.60, sob a forma de curvas de carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ), mostram respectivamente para $D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=0,1L$, a evolução do sistema com o aumento da profundidade e diâmetro de solo tratado. Analisando os gráficos das figuras, é possível observar-se que para um simples tratamento (7% de cimento) superficial do solo radial à estaca, a capacidade de carga horizontal praticamente dobra o seu valor em relação ao solo natural.

Com a inserção de uma camada tratada radial à estaca, esta tem um comportamento perfeitamente elástico até aproximadamente 10 tons de carga horizontal, aumentando este

valor com o aumento da camada de solo tratado, podendo o sistema suportar até aproximadamente 16 tons com comportamento perfeitamente elástico.

Para camadas tratadas com $D_{cim}=4D$ (Figura 6.59), tanto a rigidez do sistema quanto a capacidade de carga horizontal (H) aumenta com o aumento da profundidade de tratamento. No entanto, este aumento não é tão significativo quando a profundidade de solo tratado aumenta de $L_{cim}=0,2L$ para $L_{cim}=0,3L$.

Para $L_{cim}=0,1L$ (Figura 6.60), a menor profundidade de tratamento executada em campo experimental, o aumento do diâmetro do solo tratado parece não ter grande influência na capacidade de carga horizontal da estaca, pois a profundidade da camada é bastante baixa ($L_{cim}=0,30$ m). Contudo, com o aumento do diâmetro da camada tratada, aumenta-se ligeiramente a rigidez do sistema sob carregamento horizontal.

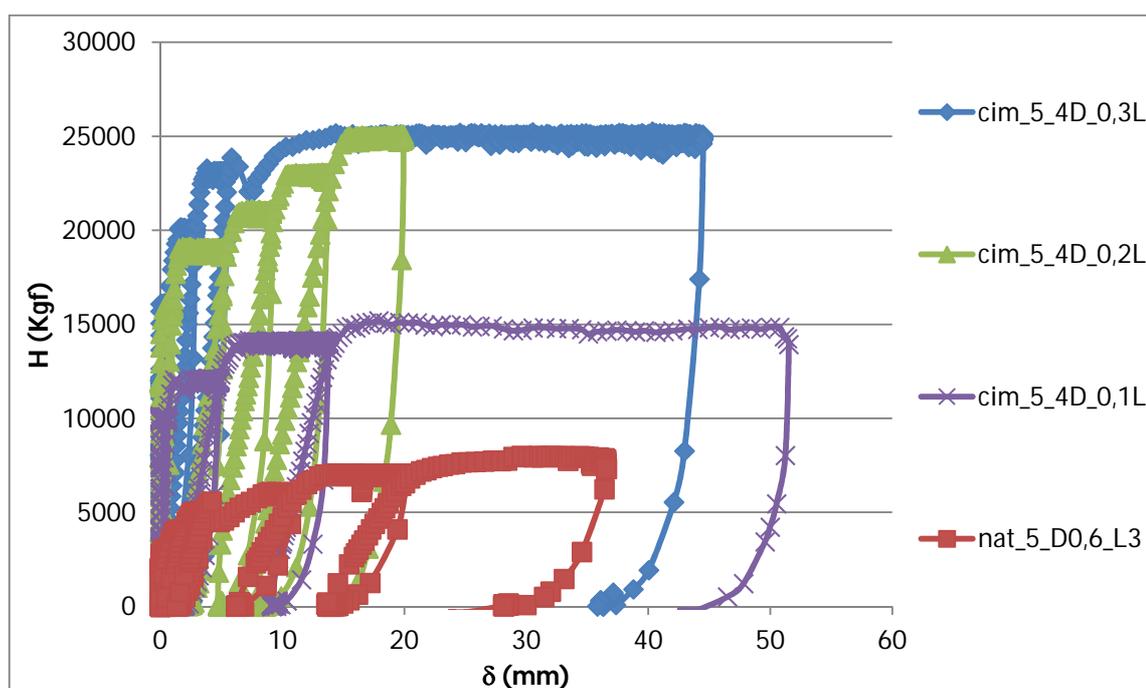


Figura 6.59 – Curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para estaca rígida em solo natural e com camada tratada, $D_{cim}=4D$.

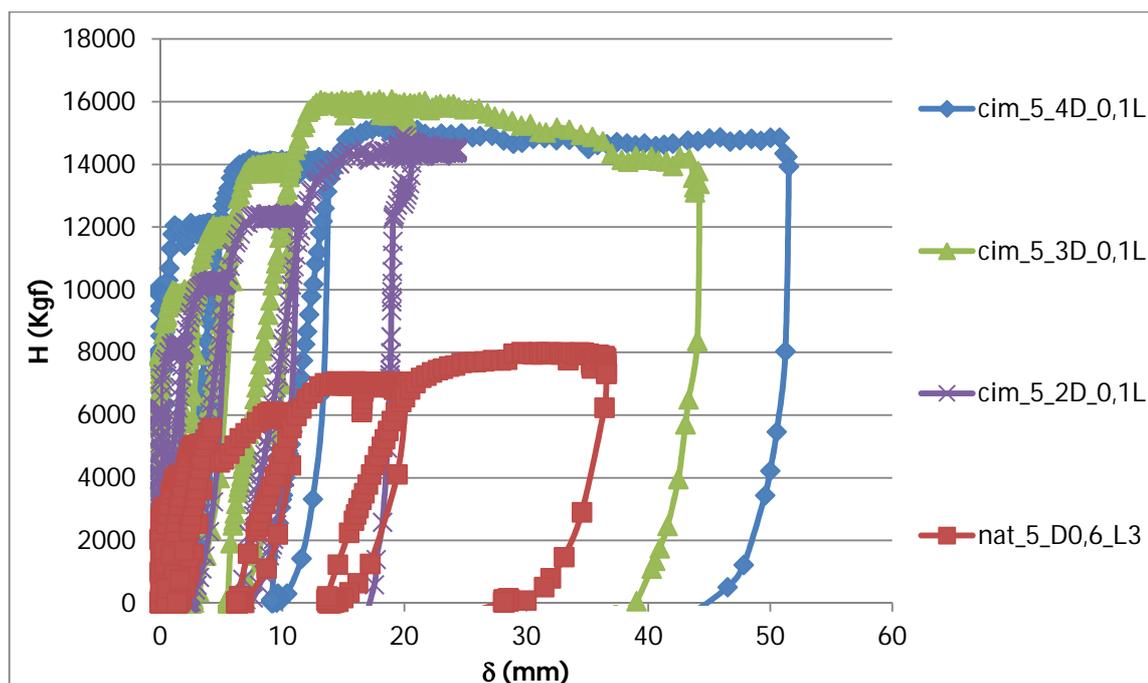


Figura 6.60 – Curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para estaca rígida em solo natural e com camada tratada, $L_{cim}=0,1L$.

6.4.2.2 Estacas Flexíveis

As Figuras 6.61 a 6.66 mostram, para estacas flexíveis ($L/D=20$) os resultados dos ensaios de carregamento horizontal realizados em estacas com uma camada superficial de solo cimentado radial a estas (com 7% de cimento). É possível observar-se a perfeita execução dos ensaios com ciclos de carga e descarga.

O facto de uma estaca ter a armadura ligeiramente diferente da sua semelhante (uma das estacas, além do trilho de trem continha um tubo metálico), não teve qualquer influência no seu desempenho ao longo do ensaio, pois a rigidez da secção transversal da estaca era garantida pelo trilho de trem. Dos resultados, observa-se novamente uma excelente similaridade entre as curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) das duas estacas de cada ensaio, tanto nos ciclos de carga quanto de descarga.

Em alguns ensaios, esta semelhança apenas se verifica até determinado nível de carga, onde ocorre a ruptura do solo cimento em uma das estacas. Após esse determinado nível de carga, passa a haver ligeiras diferenças entre os deslocamentos horizontais das estacas, tornando-se uma (a primeira a fissurar) mais suscetível a deformações que a outra (seu par no ensaio).

Saliento que aquando da realização do ensaio para *Cim_20_4D_0,3L* (Figura 6.66), enquanto se aplicava a carga para chegar nas 12 tons, ocorreu um pequeno problema com a excitação das células de carga, sendo os valores de carga lidos e transmitidos ao computador bem inferiores aos reais. Após a percepção desta anomalia, parou-se imediatamente o ensaio (pois estava-se a impor uma carga rápida bem superior à que devia ser imposta), trocou-se a alimentação das células e o ensaio foi retomado. Contudo, uma vez que as estacas já tinham sido bastante solicitadas (aproximadamente 24 tons de carregamento rápido), perdeu-se toda a sua rigidez inicial, como se pode observar no gráfico.

Ainda das Figuras 6.61 a 6.66, mais uma vez se verifica que as curvas numéricas têm uma menor rigidez inicial que as obtidas em campo. Contudo, podem ser observadas excelentes previsões numéricas *Classe A*, concluindo-se mais uma vez que o modelo numérico utilizado é válido para representar o comportamento de estacas, com solo melhorado radial a estas, submetidas a carregamento horizontal.

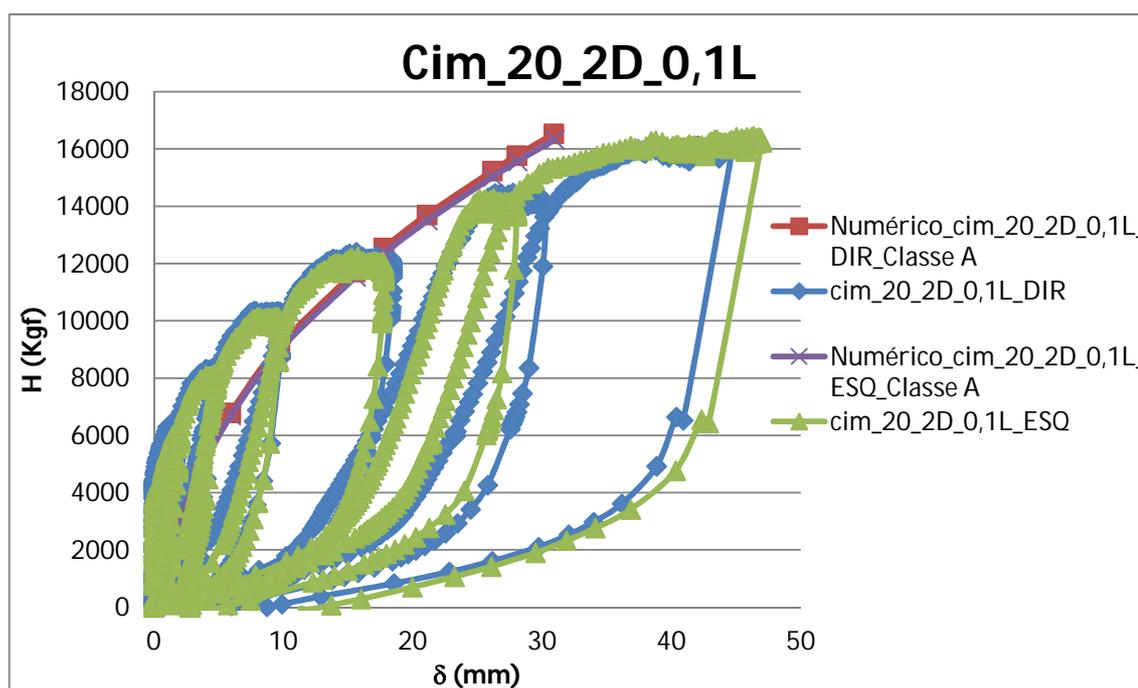


Figura 6.61 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_20_2D_0,1L*.

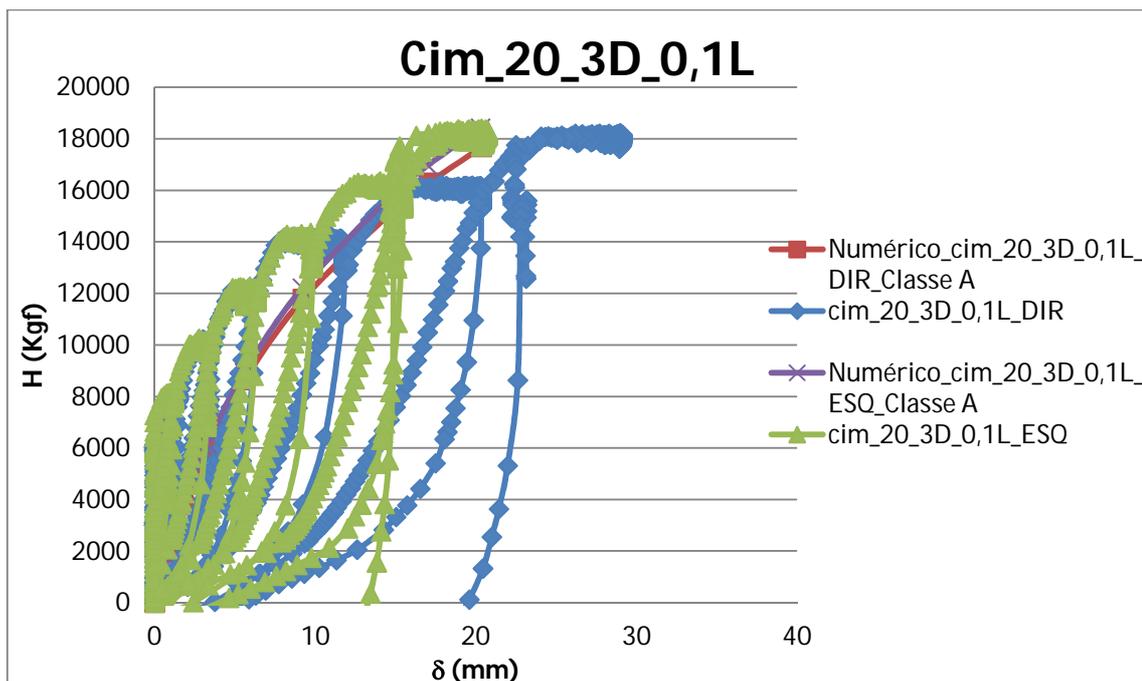


Figura 6.62 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_20_3D_0,1L*.

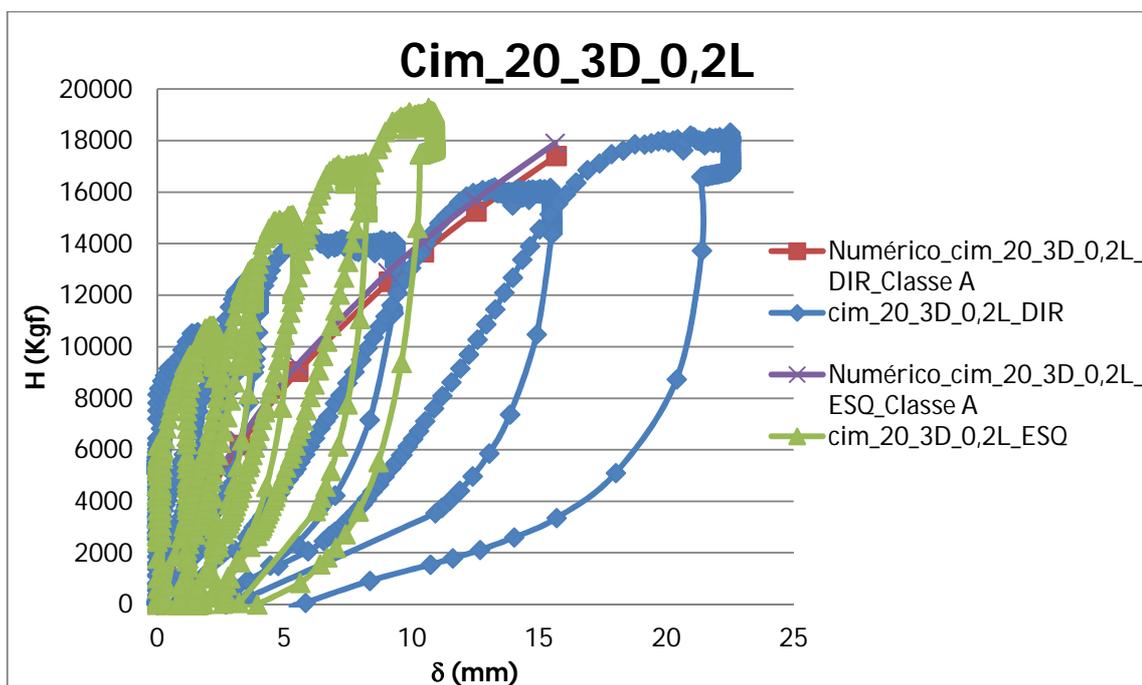


Figura 6.63 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_20_3D_0,2L*.

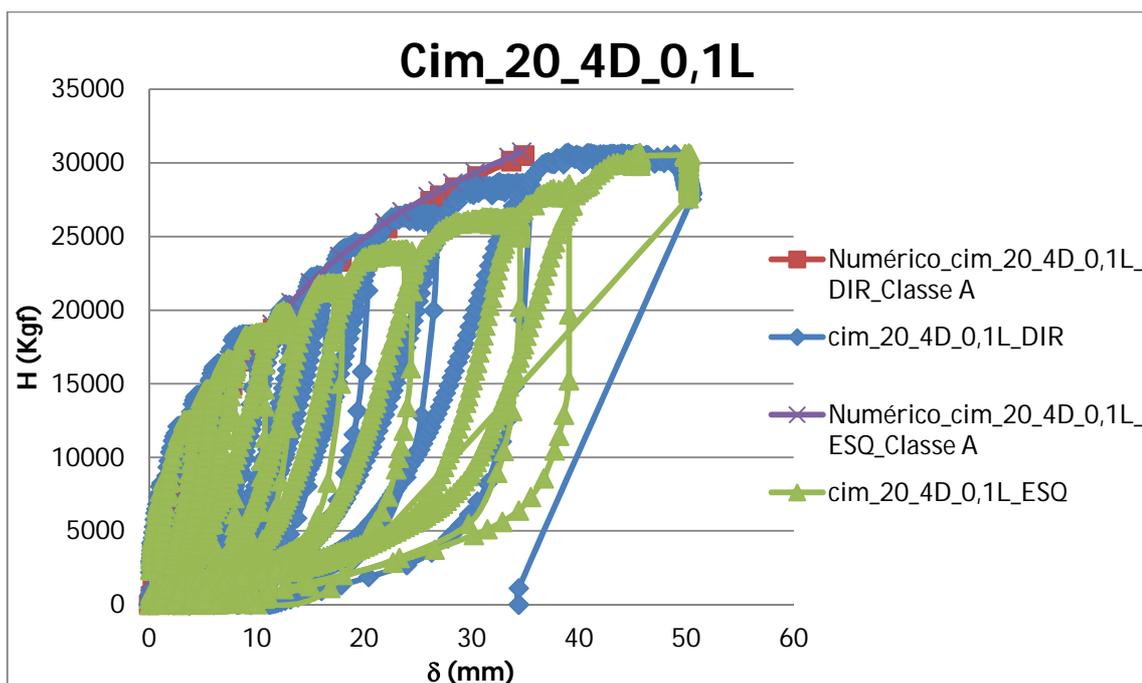


Figura 6.64 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cím_20_4D_0,1L*.

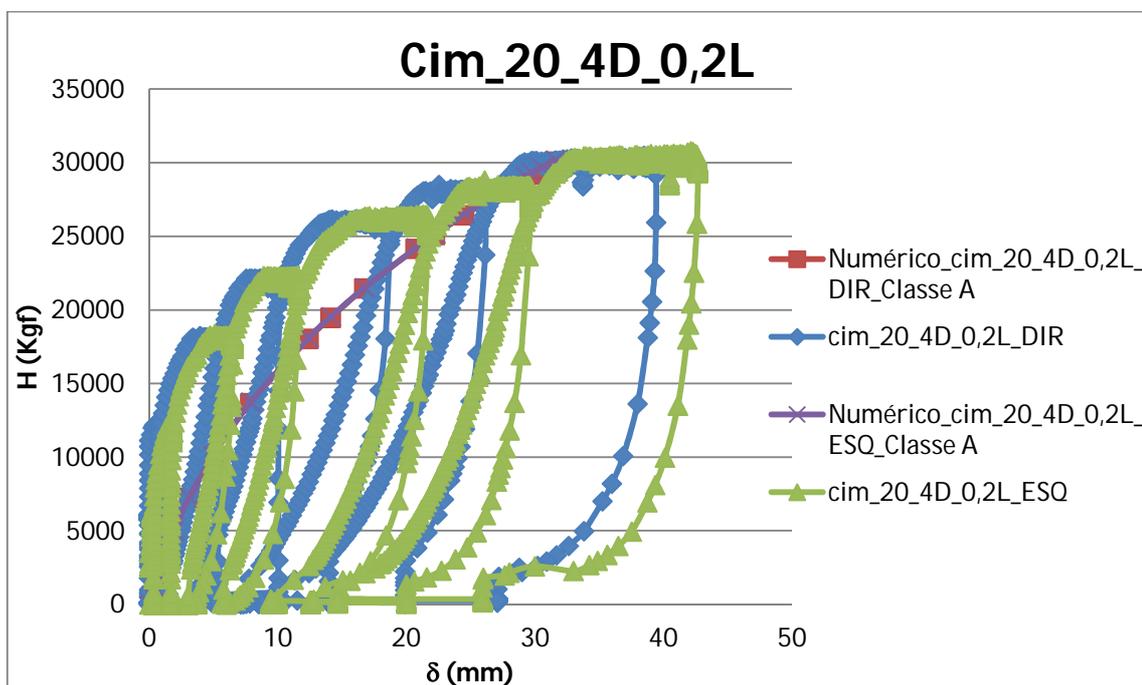


Figura 6.65 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cím_20_4D_0,2L*.

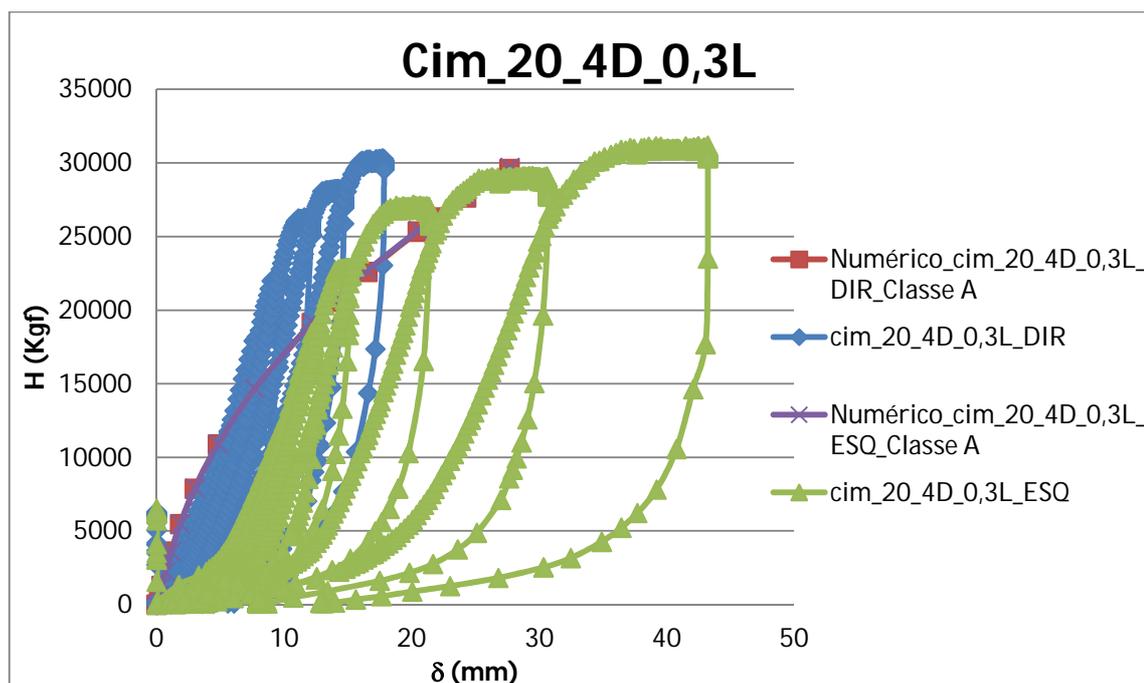


Figura 6.66 – Resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_20_4D_0,3L*.

O resultado do ensaio de carregamento horizontal com a configuração *Cim_20_4D_0,1L* é apresentado em detalhe na Figura 6.67, onde se pode observar a perfeita semelhança entre os resultados das duas estacas constituintes do ensaio.

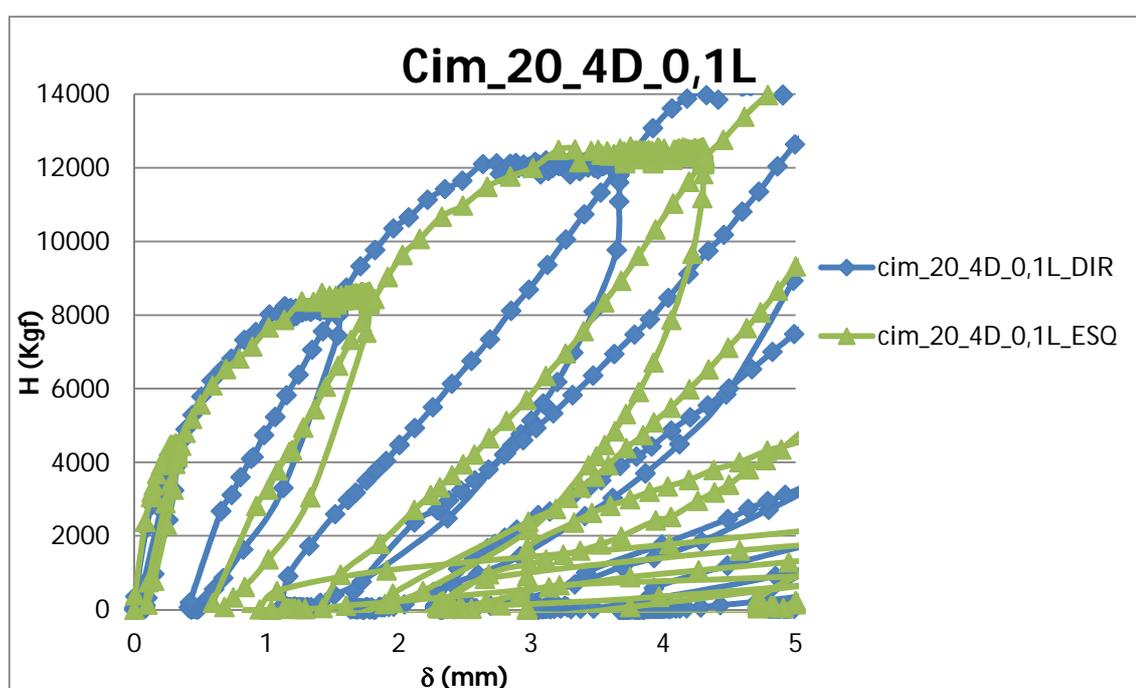


Figura 6.67 – Detalhe dos resultados de ensaio de carregamento lateral para *Cim_20_4D_0,1L*.

Dado que uma das estacas de cada ensaio estava preparada para receber uma sonda torpedo (inclinômetro), nas Figuras 6.68 a 6.73, compara-se o deslocamento horizontal das estacas em profundidade (obtido em campo para o último incremento de carga lido), comparado com a respectiva *Previsão Classe A*. Das figuras apresentadas, observa-se a perfeita concordância entre a deformada prevista e a realmente obtida em campo experimental.

Mais uma vez se confirma a ótima previsão numérica previamente realizada (*Classe A*), o que leva a concluir, novamente, que o modelo numérico utilizado na pesquisa numérica é representativo do comportamento de estacas em solo tratadas submetidas a carregamento horizontal.

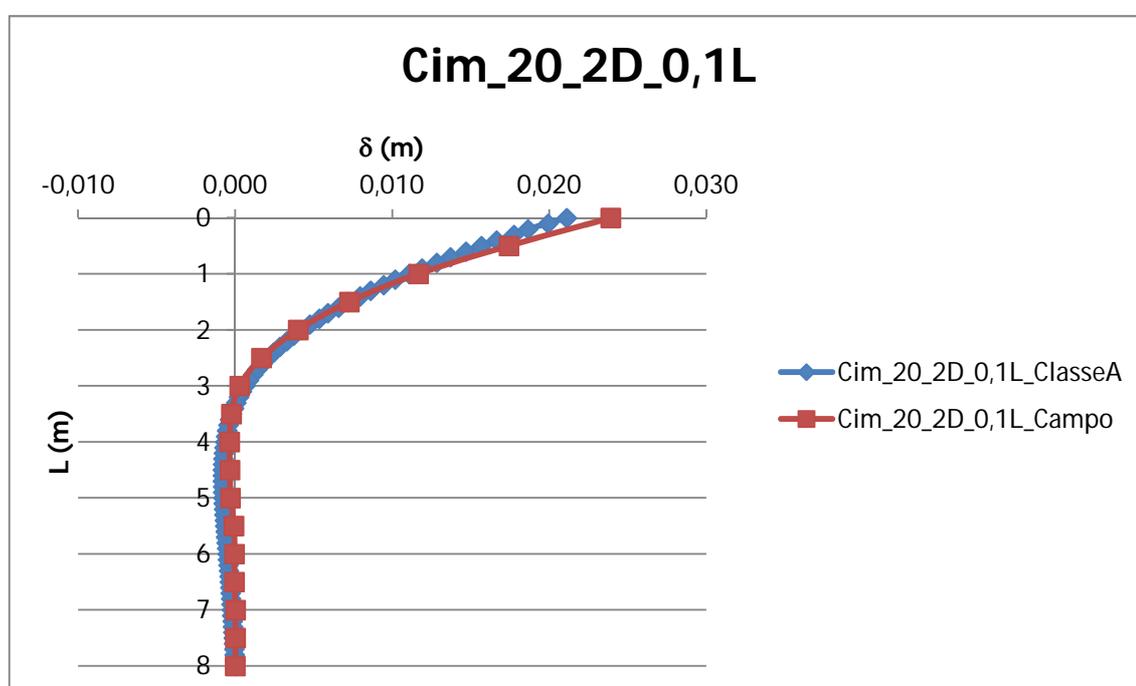


Figura 6.68 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Cim_20_2D_0,1L*.

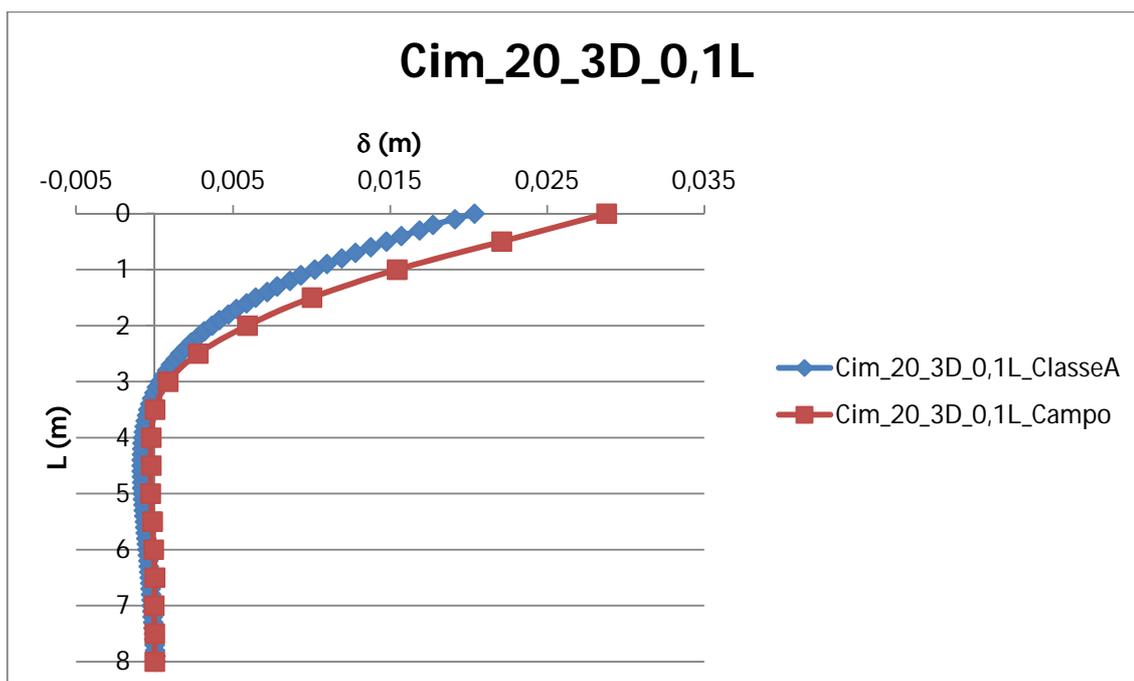


Figura 6.69 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Cim_20_3D_0,1L*.

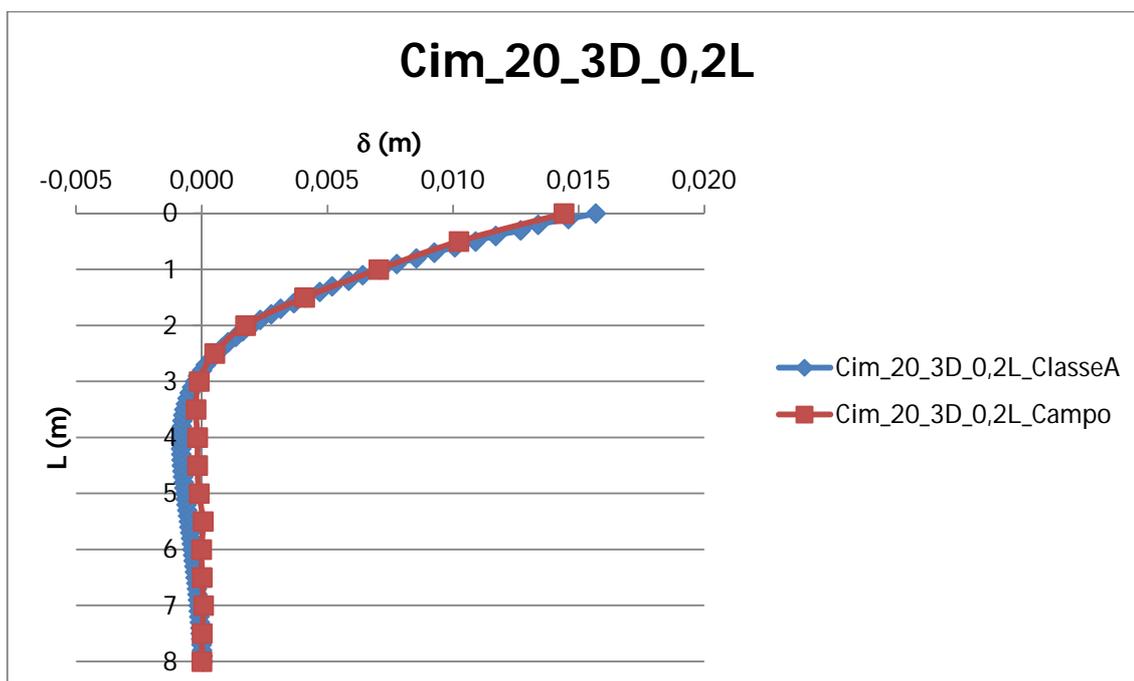


Figura 6.70 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Cim_20_3D_0,2L*.

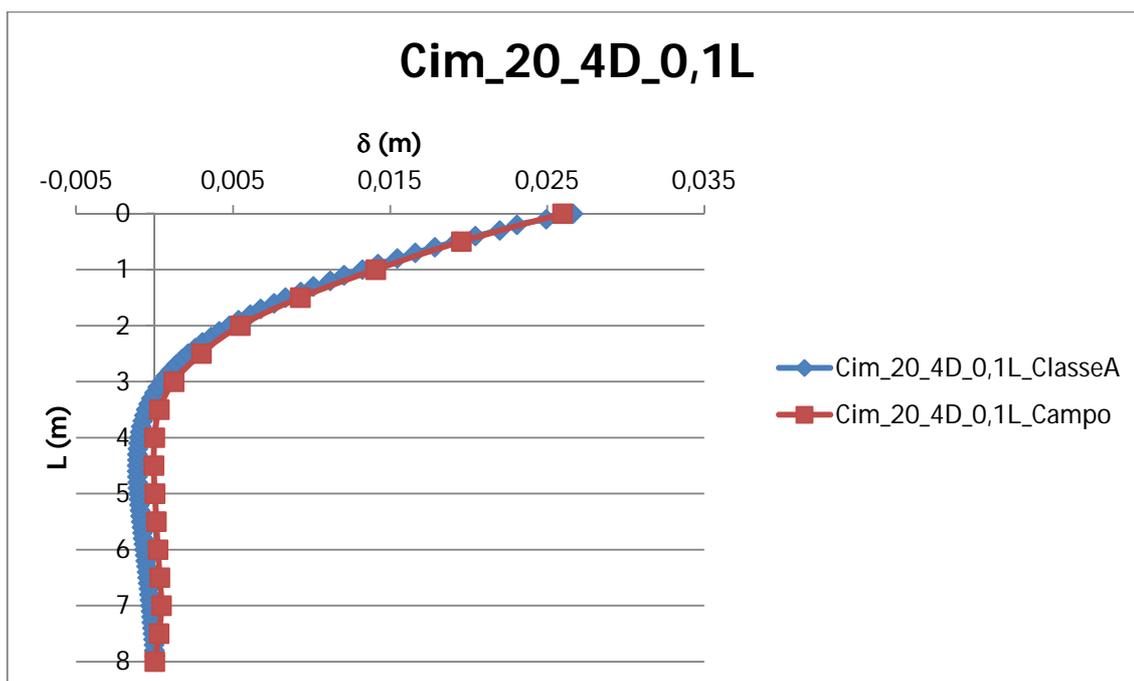


Figura 6.71 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Cim_20_4D_0,1L*.

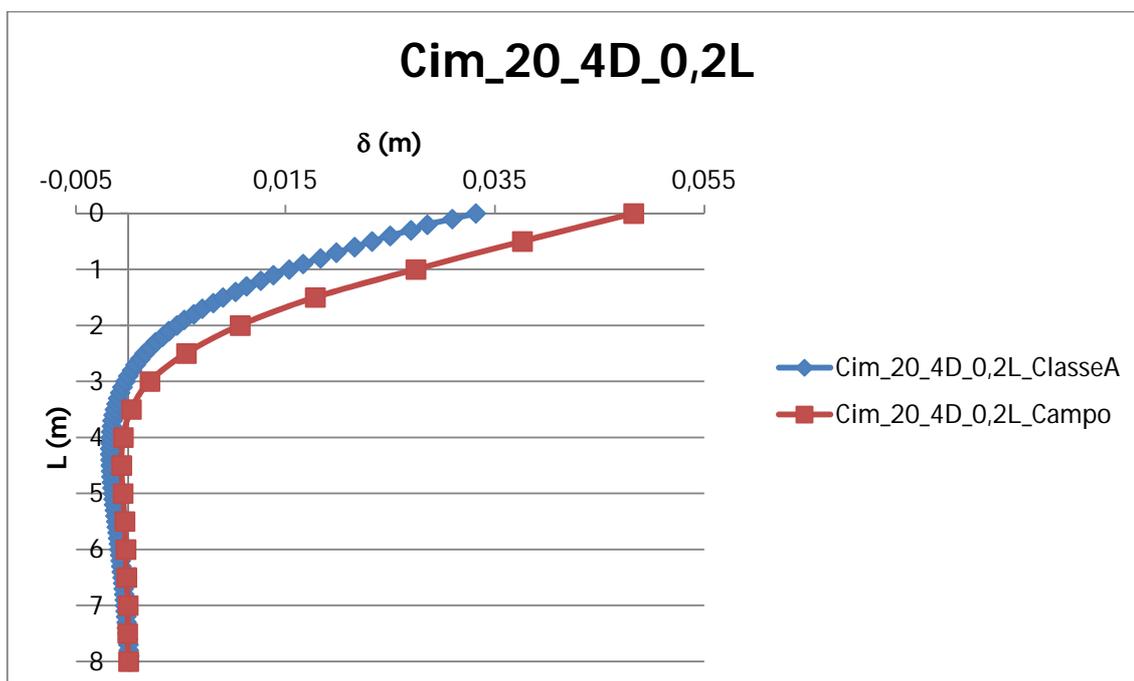


Figura 6.72 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Cim_20_4D_0,2L*.

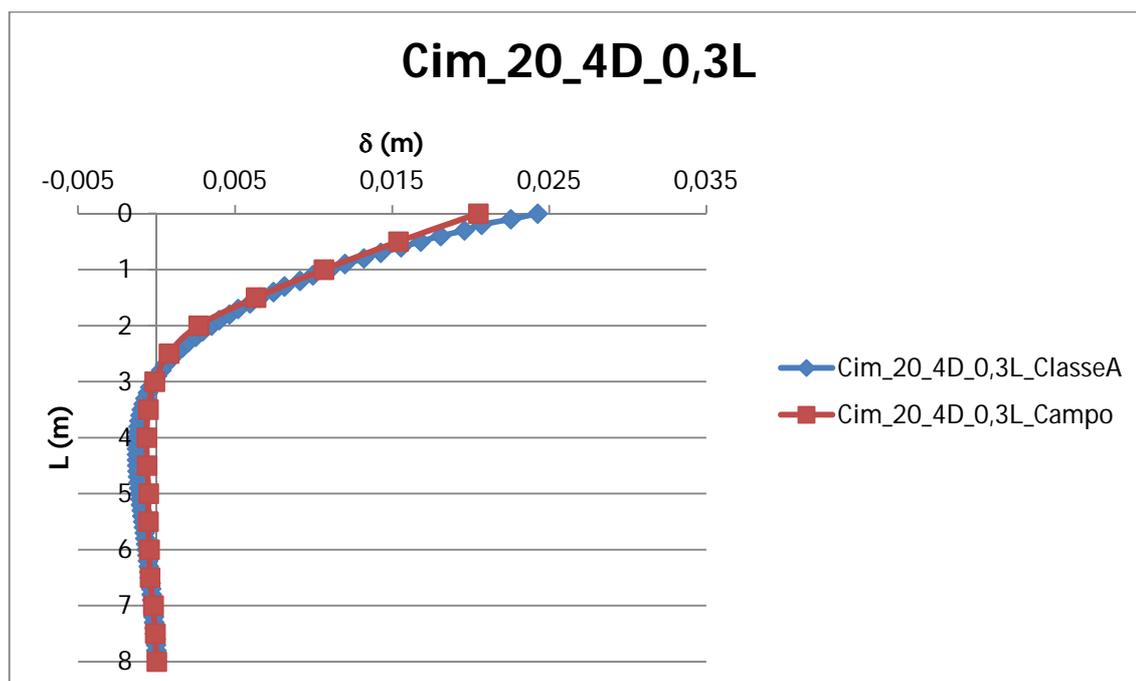


Figura 6.73 – Deslocamentos horizontais em profundidade, para *Cim_20_4D_0,3L*.

As Figuras 6.74 e 6.75, sob a forma de curvas de carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ), mostram respectivamente para $D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=0,1L$, a evolução do sistema com o aumento da profundidade e diâmetro de solo tratado. Analisando os gráficos das figuras, é possível observar-se que para o menor tratamento superficial do solo radial à estaca, nomeadamente o ensaio *Cim_20_2D_0,1L*, a capacidade de carga horizontal triplica de valor, quando comparada ao ensaio em solo natural.

Com a inserção de uma camada tratada radial à estaca, o valor de capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta em até 500%, quando comparado com o ensaio em solo natural. Nestas condições, a estaca tem um comportamento elástico, recuperando totalmente a sua deformação (elasticidade perfeita), até aproximadamente 16 tons de carga horizontal.

Para camadas tratadas com $D_{cim}=4D$ (Figura 6.74), a rigidez do sistema aumenta ligeiramente com o aumento da profundidade de tratamento. Contudo, o aumento da profundidade da camada tratada não se traduz em um aumento da sua capacidade de carga horizontal última (H_{ult}).

Para $L_{cim}=0,1L$ (Figura 6.75), com o aumento do diâmetro da camada tratada aumenta-se a rigidez e a capacidade de carga horizontal da estaca (H).

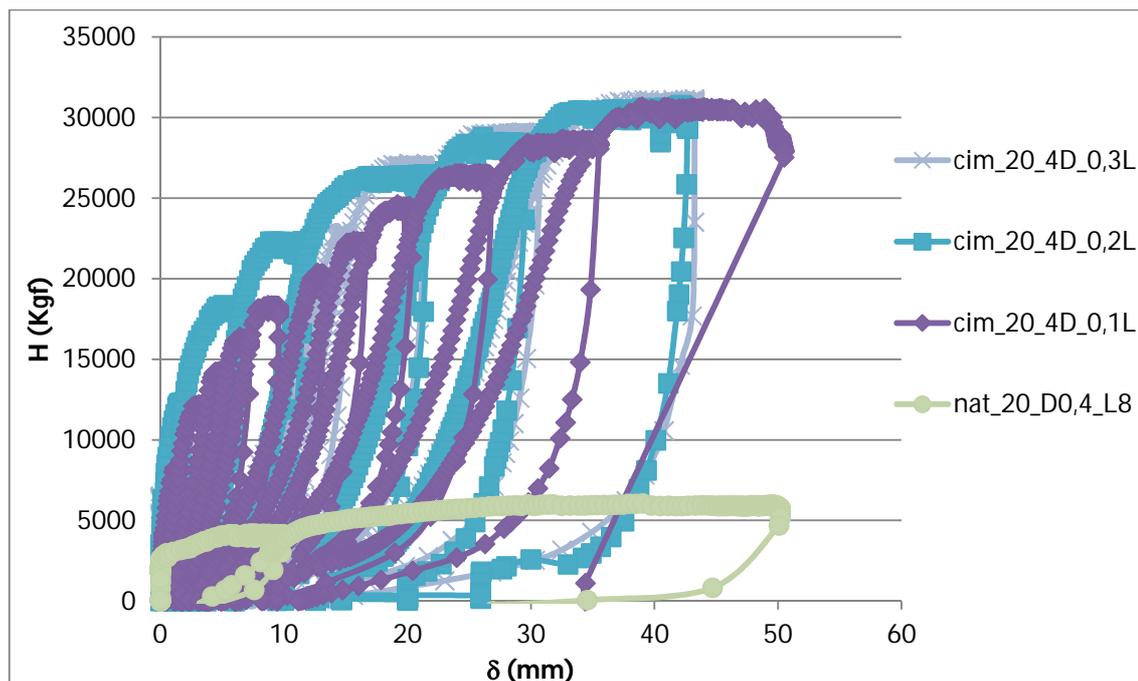


Figura 6.74 – Curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para estaca flexível em solo natural e com camada tratada, $D_{cim}=4D$.

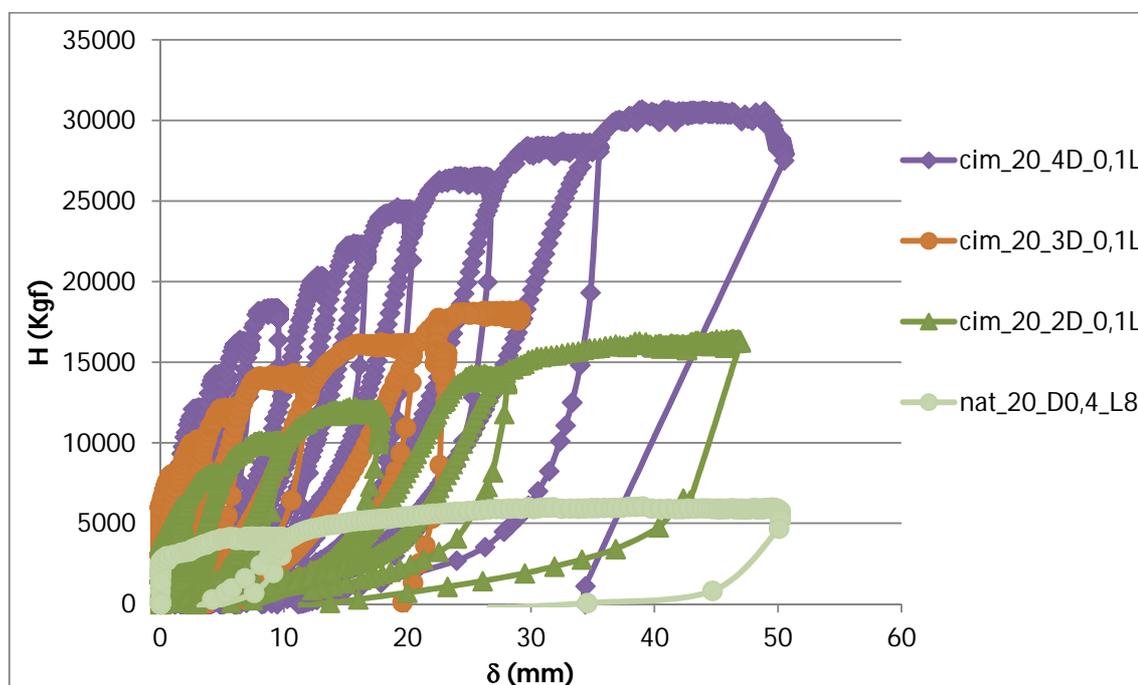


Figura 6.75 – Curvas carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) para estaca flexível em solo natural e com camada tratada, $L_{cim}=0,1L$.

6.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS

Finalizada a apresentação dos resultados obtidos nos ensaios de carregamento horizontal em estacas, neste subcapítulo serão realizadas a análise mecânica das estacas, do solo cimentado e do solo natural e, com base no valor último de capacidade de carga horizontal (H_{ult}), a análise dos resultados obtidos nos ensaios.

A título de curiosidade, a comparação efetuada entre os resultados de resistência à compressão simples (RCS) para os corpos de prova extraídos com a sonda rotativa, massa específica do solo cimento (obtida após compactação de cada camada), previsão numérica *Classe A* e resultados obtidos nos ensaios de carregamento lateral em estacas, mostrou forte convergência em relação a qual das estacas (sistema estaca/solo cimento) do ensaio iria ser a mais fraca.

Note-se que, de acordo com o planejado, em todos os ensaios de carregamento horizontal realizados sempre ocorreu a ruptura geotécnica (solo cimento e/ou solo natural), nunca a ruptura do elemento estrutural (estaca).

A Tabela 6.6 mostra os resultados da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) obtida nos ensaios de carregamento lateral em estacas realizados em campo experimental.

Tabela 6.6 – Capacidade de carga horizontal última obtida para cada ensaio realizado em campo experimental.

Identificação	H_{ult} (Kgf)
Nat_5_D0,6_L3	8000
Nat_20_D0,3_L6	4000
Nat_20_D0,4_L8	6000
Cim_5_2D_0,1L	14000
Cim_5_3D_0,1L	16000
Cim_5_3D_0,2L	22000
Cim_5_4D_0,1L	15000
Cim_5_4D_0,2L	25000
Cim_5_4D_0,3L	25000
Cim_5_4D_0,1L - fraca	10000
Cim_5_4D_0,3L - fraca	22000
Cim_20_2D_0,1L	16000
Cim_20_3D_0,1L	18000
Cim_20_3D_0,2L	18000
Cim_20_4D_0,1L	30000
Cim_20_4D_0,2L	30000
Cim_20_4D_0,3L	30000

6.5.1 Capacidade de Carga Horizontal Última

6.5.1.1 Estacas Rígidas

Para estacas rígidas, os resultados foram analisados de acordo com a evolução do diâmetro da camada de solo tratado (D_{cim}), sua profundidade (L_{cim}) e consequente volume (V_{cim}). Uma vez que para este tipo de estacas também foram executados ensaios com a variação da cimentação do solo cimento (3% e 7%), comparações entre os resultados para as diferentes cimentações serão apresentadas.

As Figuras 6.76 e 6.77 apresentam, para solo tratado com 7% de cimento, a comparação entre a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) obtida com a evolução do diâmetro da camada tratada (D_{cim}) e sua profundidade (L_{cim}), respectivamente.

Observa-se (Figura 6.76) que apenas com a inserção de uma mínima camada de tratamento ($L_{cim}=0,1L$ e $D_{cim}=2D$), a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) dobra de valor quando comparada com o solo natural. Entretanto, para esta profundidade ($L_{cim}=0,1L$), o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}) não se traduz em uma melhoria no desempenho do sistema.

Para o caso de uma profundidade de tratamento maior ($L_{cim}=0,2L$), a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento de D_{cim} . Contudo, este aumento parece tender a estabilizar para diâmetros de camada tratada iguais a 4 vezes o diâmetro da estaca, pois a melhora de H_{ult} entre $D_{cim}=3D$ e $D_{cim}=4D$ não é assim tão significativa.

Para $D_{cim}=4D$, o aumento da profundidade da camada (L_{cim}) tratada a partir de 0,6 m (correspondente ao valor do diâmetro da estaca), não tem mais influência na capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) do sistema (Figura 6.75). Em relação ao caso de $D_{cim}=3D$, semelhante a $D_{cim}=4D$, a capacidade de carga horizontal última aumenta com o aumento de L_{cim} até à profundidade de 0,6 m.

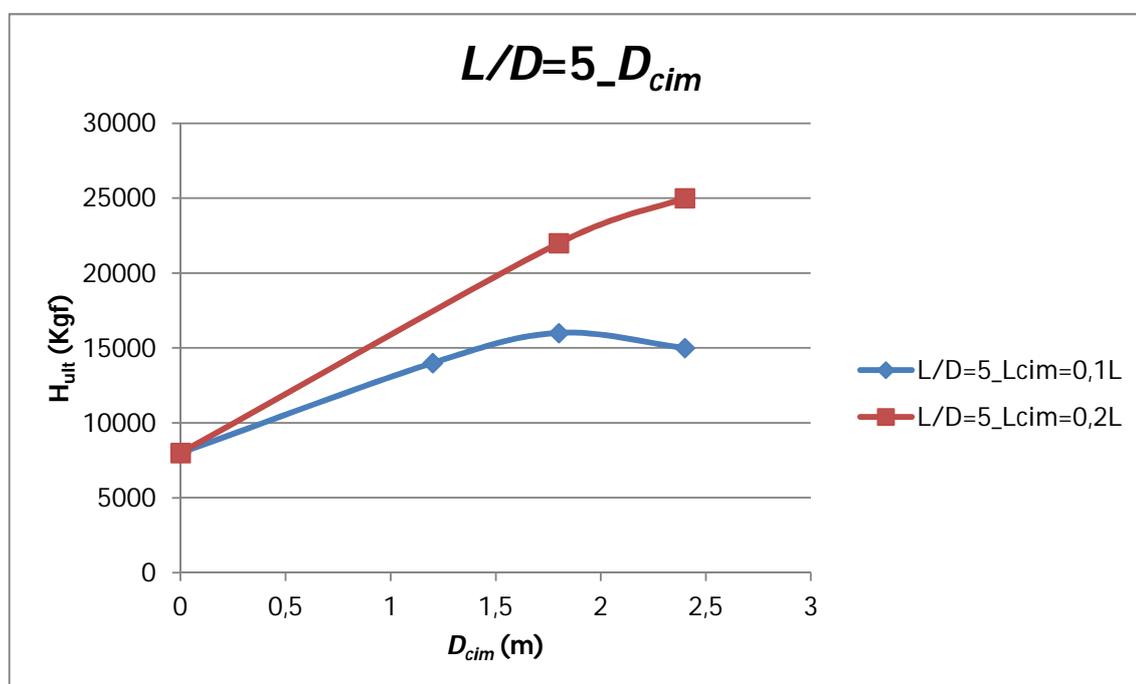


Figura 6.76 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}), para as diferentes profundidades de tratamento (L_{cim}) com 7% de cimento, estacas rígidas ($L/D=5$).

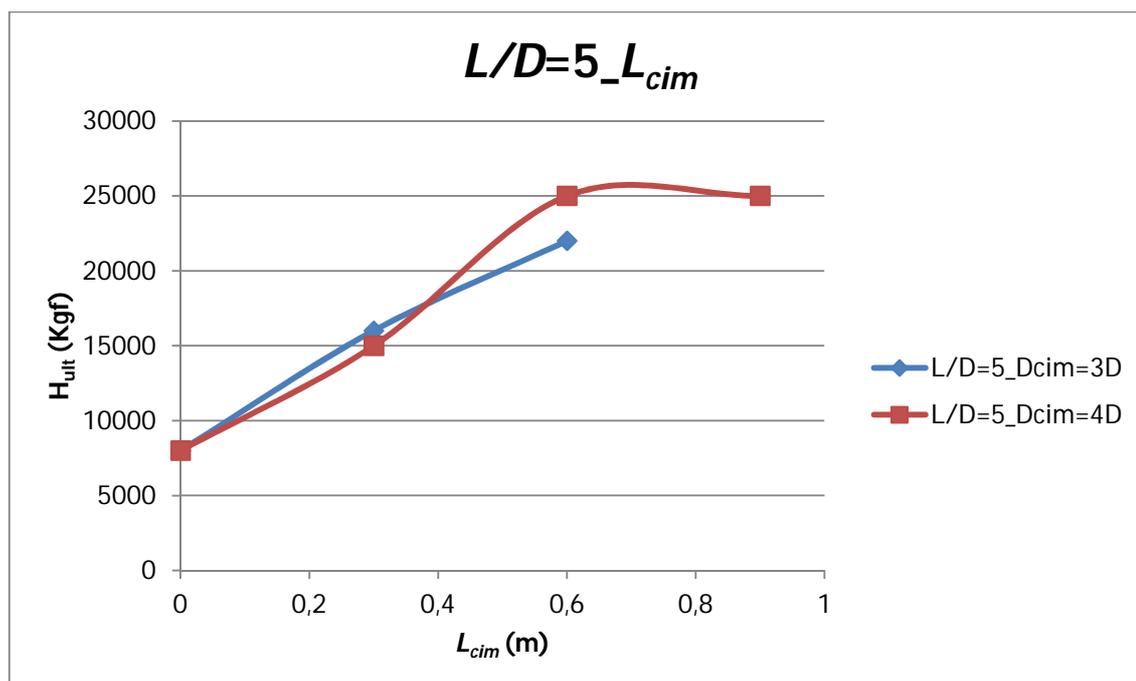


Figura 6.77 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}), para os diferentes diâmetros de tratamento (D_{cim}) com 7% de cimento, estacas rígidas ($L/D=5$).

A comparação entre a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) e o volume de solo tratado (V_{cim}) encontra-se na Figura 6.78. É possível verificar-se que a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento do volume da camada tratada (V_{cim}). Contudo, esse aumento, apesar de seguir uma tendência relativamente linear até volumes de tratamento de aproximadamente 2 m^3 , não é contínuo, contendo um significativo patamar para $V_{cim} \approx 1,5 \text{ m}^3$.

Esse patamar ocorre devido à distribuição do volume de solo tratado (V_{cim}) em função do seu diâmetro (D_{cim}) e profundidade (L_{cim}) que, como vimos anteriormente (Figura 6.76 e 6.77), a influência de um destes parâmetros está relacionada com o outro.

Em relação ao volume de tratamento (V_{cim}), da análise das Figuras 6.76 e 6.77 juntamente com a Figura 6.78, pode-se apenas concluir que para estaca com $D=0,6 \text{ m}$ e $L=3 \text{ m}$, o aumento de volume de tratamento superior a 2 m^3 não irá influenciar na capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) de estacas com uma camada superficial de solo tratado.

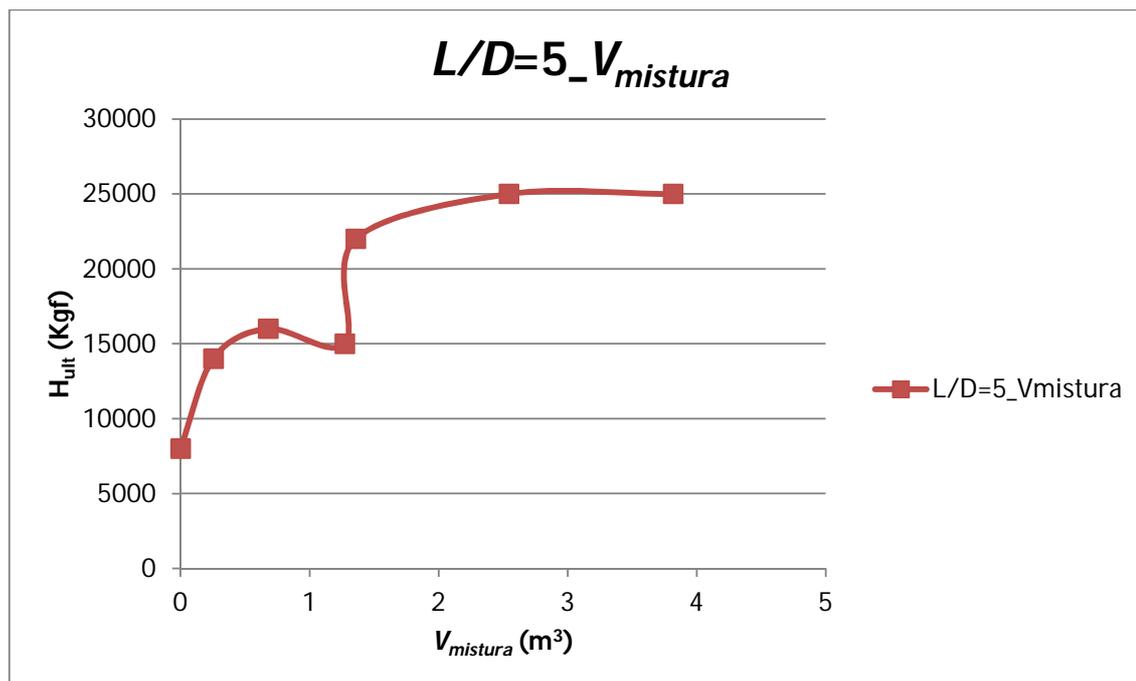


Figura 6.78 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do volume de solo tratado (V_{cim}), para estacas rígidas ($L/D=5$).

Relembro que para este tipo de estacas (rígidas, com $L/D=5$) foram realizados dois ensaios (ambos com $D_{cim}=4D$, e $L_{cim}=0,1L$ e $0,3L$) para estacas contendo uma camada tratada com 3% de cimento (*fraca*).

Assim, a Figura 6.79 mostra, para solo tratado com 3% de cimento, a evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade de tratamento (L_{cim}), comparando-a com a sua semelhante para solo tratado com 7% de cimento (*Forte*). Saliento que no gráfico, para tratamento *Forte* (com 7% de cimento), não se verifica a estabilização observada na Figura 6.77 porque o ensaio com $D_{cim}=4D$ e $L_{cim}=0,2L$ não foi executado para solo cimento tratado com 3% de cimento e, conseqüentemente, esse ensaio também não é aqui representado (Figura 6.79).

Para solo tratado com 3% de cimento (*fraca*), semelhante ao que ocorre para 7% de cimento (*Forte*), a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}). O aumento da porcentagem de cimento da camada tratada de 3% para 7% é significativo para a melhoria da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}), principalmente para profundidades de tratamento (L_{cim}) menores.

Note-se que para a menor profundidade de tratamento com 3% de cimento (*fraca*), o aumento de H_{ult} em relação ao seu valor para solo natural é de 125% (de 8 tons para 10 tons), enquanto que esta melhoria para a mesma camada tratada com 7% de cimento (*Forte*) é de 187,5% (de 8 tons para 15 tons).

No caso de uma profundidade de tratamento maior, essa diferença de H_{ult} entre os dois tipos de tratamento (3% e 7% de cimento) realizados já não é tão significativa, sendo de 275% para tratamento fraco (de 8 tons para 22 tons) e de 312,5% para um tratamento forte (de 8 tons para 25 tons), ambos aumentando significativamente a capacidade de carga horizontal última, quando comparada com o seu valor para estacas em solo natural.

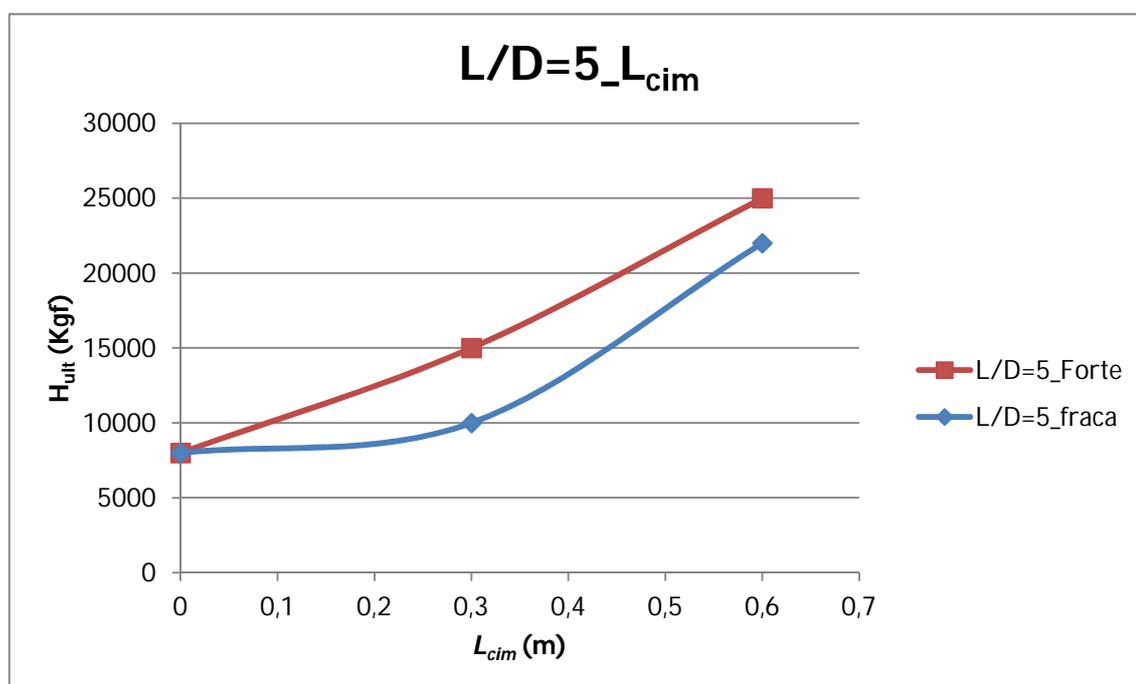


Figura 6.79 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}), para os dois tipos de cimentação utilizada nas estacas rígidas ($L/D=5$).

Da pesquisa numérica, foi concluído que a coesão efetiva do solo cimentado (c') era o único parâmetro geotécnico estudado que, quando variado, influenciava no comportamento de estacas em solo tratado submetidas a carregamento horizontal.

Assim, uma vez que aquando da execução do solo cimento radial a cada estaca foi realizado o ensaio de massa específica através do qual se obteve o valor do índice η/C_{iv} correspondente, conhecendo este índice, pela equação 6.1 previamente apresentada chegou-se no valor da coesão efetiva da camada tratada radial a cada estaca.

A Figura 6.80 mostra a evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da coesão efetiva da camada tratada (c'). No gráfico, o valor mais baixo para esta coesão efetiva é o correspondente à coesão efetiva do solo natural, seguindo-se o seu aumento com a inserção de camada tratada com 3% e 7% de cimento, para profundidades de tratamento: $L_{cim}=0,1L$ e $L_{cim}=0,3L$.

Verifica-se que a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento da coesão efetiva da camada tratada (c'), sendo esse aumento ligeiramente menos significativo para o caso de maior profundidade de tratamento ($L_{cim}=0,3L$).

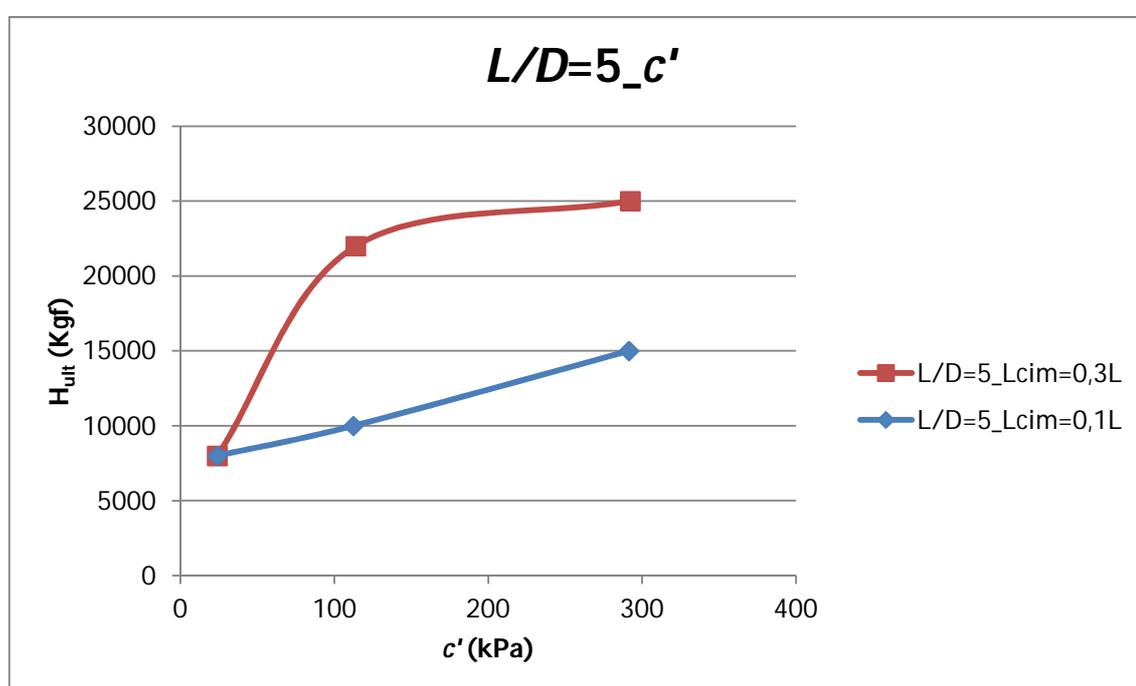


Figura 6.80 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da coesão efetiva (c') da camada tratada, para as diferentes profundidades de tratamento (L_{cim}) executadas nas estacas rígidas ($L/D=5$).

6.5.1.2 Estacas Flexíveis

Para as estacas flexíveis, os resultados de capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) foram analisados de acordo com a evolução do diâmetro da camada de solo tratado (D_{cim}), sua profundidade (L_{cim}) e conseqüente volume (V_{cim}).

As Figuras 6.81 e 6.82 apresentam a comparação entre a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) obtida, com a evolução do diâmetro da camada tratada (D_{cim}) e sua profundidade

(L_{cim}), respectivamente. Observa-se (Figura 6.81) que apenas com a inserção de uma mínima camada de tratamento ($L_{cim}=0,1L$ e $D_{cim}=2D$), a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) quase triplica o seu valor quando comparada com o solo natural. Tanto para $L_{cim}=0,1L$ quanto para $L_{cim}=0,2L$, estes com resultados de H_{ult} exatamente iguais, a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento de D_{cim} , sendo esse aumento bastante significativo para D_{cim} superiores a 1,2 m.

Nos casos de $D_{cim}=3D$ e $D_{cim}=4D$, o aumento da profundidade da camada (L_{cim}) tratada não tem qualquer influência na capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) do sistema (Figura 6.82). De acordo com a pesquisa numérica, a profundidade de tratamento limite a partir da qual o seu aumento deixa de ter influência no desempenho do sistema, é a correspondente a duas vezes o diâmetro da estaca ($L_{cim}=2D$), neste caso: 0,8 m. Uma vez que em campo experimental a profundidade mínima de tratamento das estacas flexíveis foi de 0,80 m, a correspondente a duas vezes o diâmetro da estaca, esta proposição numérica foi comprovada, pelo que o aumento desta profundidade, independentemente do seu D_{cim} , não teve qualquer influência na capacidade de carga horizontal (H_{ult}) das estacas.

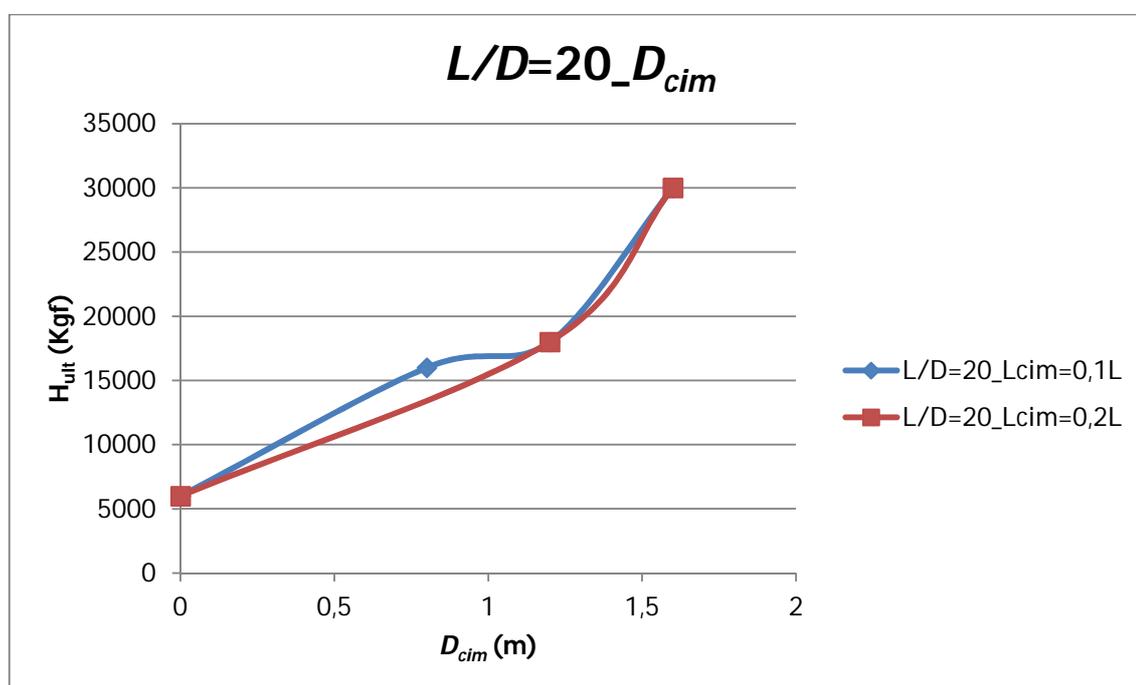


Figura 6.81 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}), para as diferentes profundidades de tratamento (L_{cim}), estacas flexíveis ($L/D=20$).

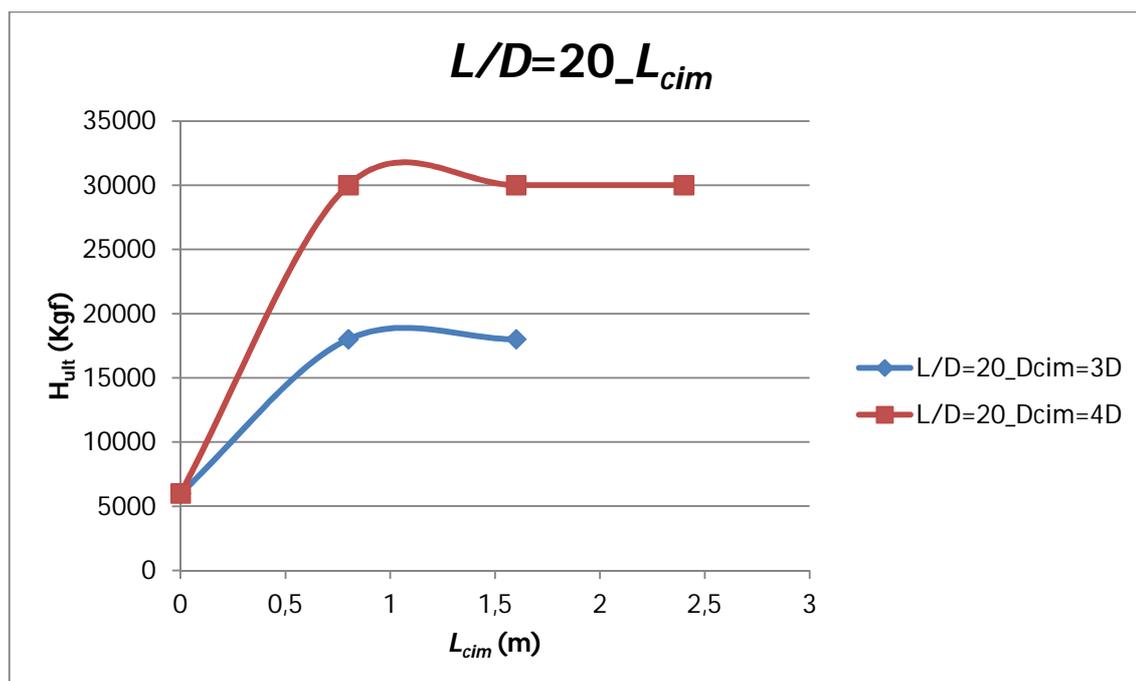


Figura 6.82 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}), para os diferentes diâmetros de tratamento (D_{cim}), estacas flexíveis ($L/D=20$).

Para estacas flexíveis, a comparação entre a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) e o volume de solo tratado (V_{cim}) encontra-se na Figura 6.83. De modo geral, pode-se concluir que a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento do volume da camada tratada (V_{cim}), pelo menos até um volume de tratamento de aproximadamente $1,5 \text{ m}^3$. Para este volume de solo tratado verifica-se uma significativa queda no seu valor de H_{ult} que, de acordo com o concluído anteriormente para as estacas rígidas, se deve à distribuição do volume de solo tratado (V_{cim}) em função do seu diâmetro (D_{cim}) e profundidade (L_{cim}).

A título de exemplo, uma estaca com $1,5 \text{ m}^3$ de camada tratada pode suportar 18 tons ou 30 tons de carga lateral, dependendo da distribuição do volume de tratamento. Esta diferença chama a atenção para a enorme importância que a distribuição da camada tratada tem no desempenho de estacas carregadas horizontalmente.

Na prática, com o mesmo custo de execução (mesmos equipamentos e volume de solo tratado), a boa distribuição da camada tratada é fundamental para a otimização dos recursos utilizados e objectivos a alcançar.

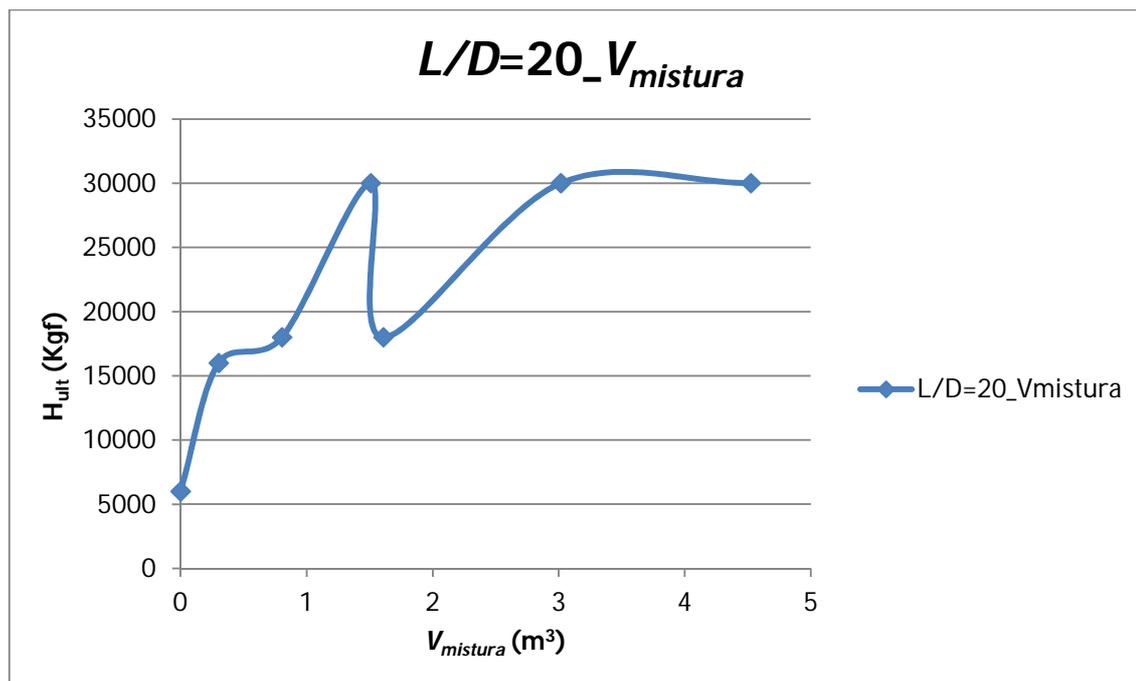


Figura 6.83 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do volume de solo tratado (V_{cim}), para estacas flexíveis ($L/D=20$).

6.5.1.3 Estacas Rígidas *versus* Estacas Flexíveis

Apesar das devidas diferenças existentes no diâmetro, profundidade e comportamento das estacas (rígidas e flexíveis), será aqui apresentada uma comparação (para solo cimento com 7% de cimento) entre os resultados obtidos para os diversos ensaios de carregamento horizontal realizados em campo experimental.

A Figura 6.84 apresenta a evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}), com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}). Observa-se que, tanto para estacas rígidas quanto flexíveis, a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}). Para as estacas rígidas, verifica-se a ocorrência de uma estabilização no valor de H_{ult} com o aumento de D_{cim} a partir de 1,2 m, consequência da baixíssima profundidade da camada tratada, de acordo com o observado anteriormente na Figura 6.76.

Uma vez que tanto para as estacas rígidas ($D=0,6$ m) quanto para as estacas flexíveis ($D=0,4$ m), os diâmetros máximos para a camada tratada foram os correspondentes a 4 vezes o diâmetro da estaca ($D_{cim}=4D$), pode-se concluir que este ainda não é o diâmetro limite a partir

do qual o seu aumento deixa de influenciar na capacidade de carga horizontal de estacas em solo tratado.

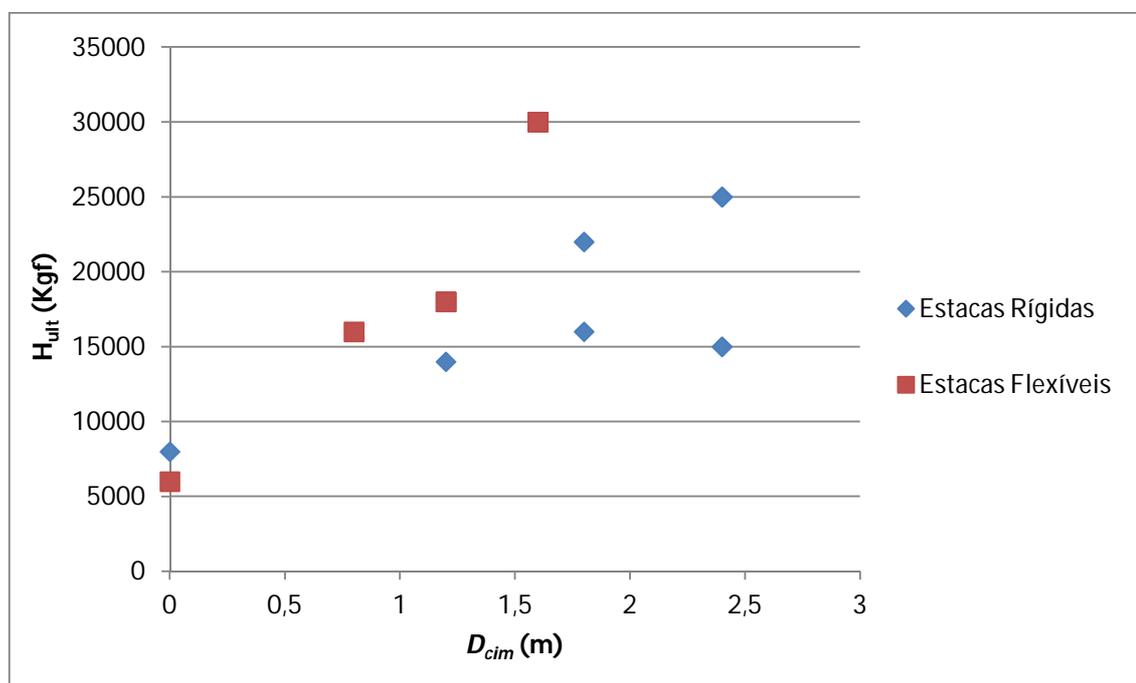


Figura 6.84 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}).

Na Figura 6.85 mostra-se a evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}), com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}). Verifica-se que até aproximadamente 1,0 m de profundidade, a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}).

Esta profundidade limite para a camada tratada, a partir da qual o seu aumento não se traduz em um aumento da capacidade de carga horizontal, corresponde a cerca de duas vezes o diâmetro das estacas, tanto rígidas ($L_{cim}=2D=1,2$ m) quanto flexíveis ($L_{cim}=2D=0,8$ m). Assim, e de acordo com o anteriormente concluído na pesquisa numérica, o aumento da profundidade da camada tratada para valores superiores a duas vezes o diâmetro da estaca ($L_{cim}>2D$), não se traduz em um aumento da capacidade de carga horizontal (H) do sistema.

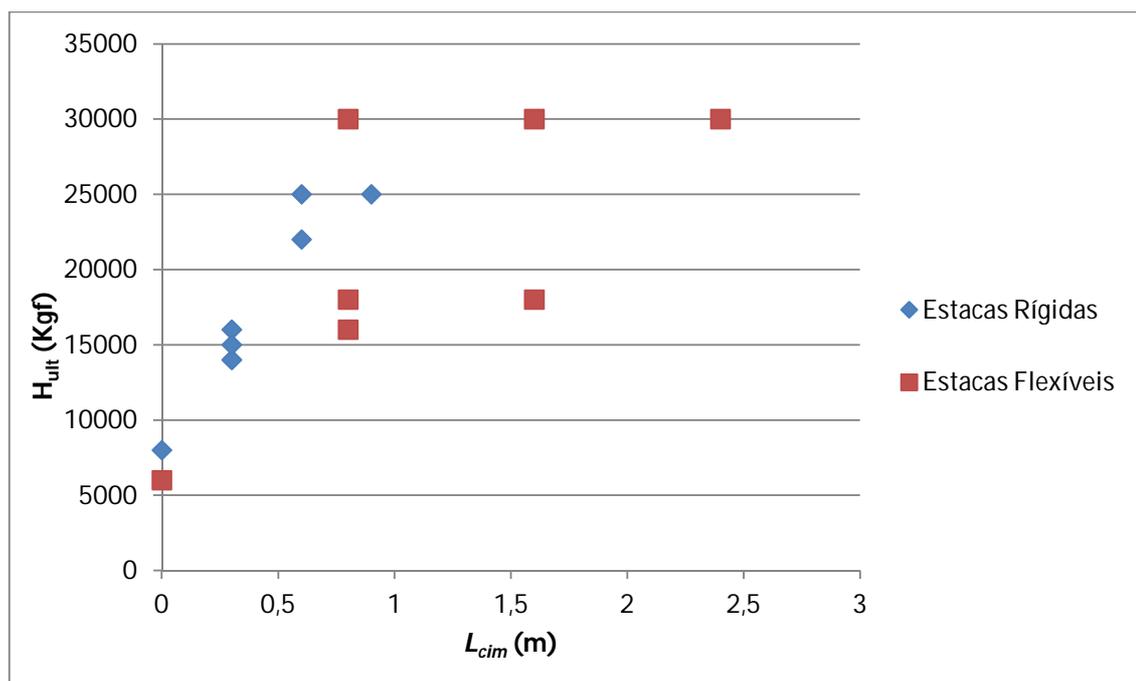


Figura 6.85 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}).

A comparação entre a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) e o volume de solo tratado (V_{cim}) encontra-se na Figura 6.86. De modo geral, pode-se concluir que a capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) aumenta com o aumento do volume da camada tratada (V_{cim}), até volumes de tratamento de aproximadamente 2 m^3 . Após este valor, o seu aumento não se traduz em um aumento da capacidade de carga horizontal de estacas com uma camada radial de solo tratado.

Um volume de tratamento de 2 m^3 não representa um grande volume de material (custo reduzido), mas traduz-se em significativas melhorias no desempenho de fundações profundas sujeitas a carregamento lateral, o que demonstra o forte potencial que o seu uso poderá ter na engenharia de fundações.

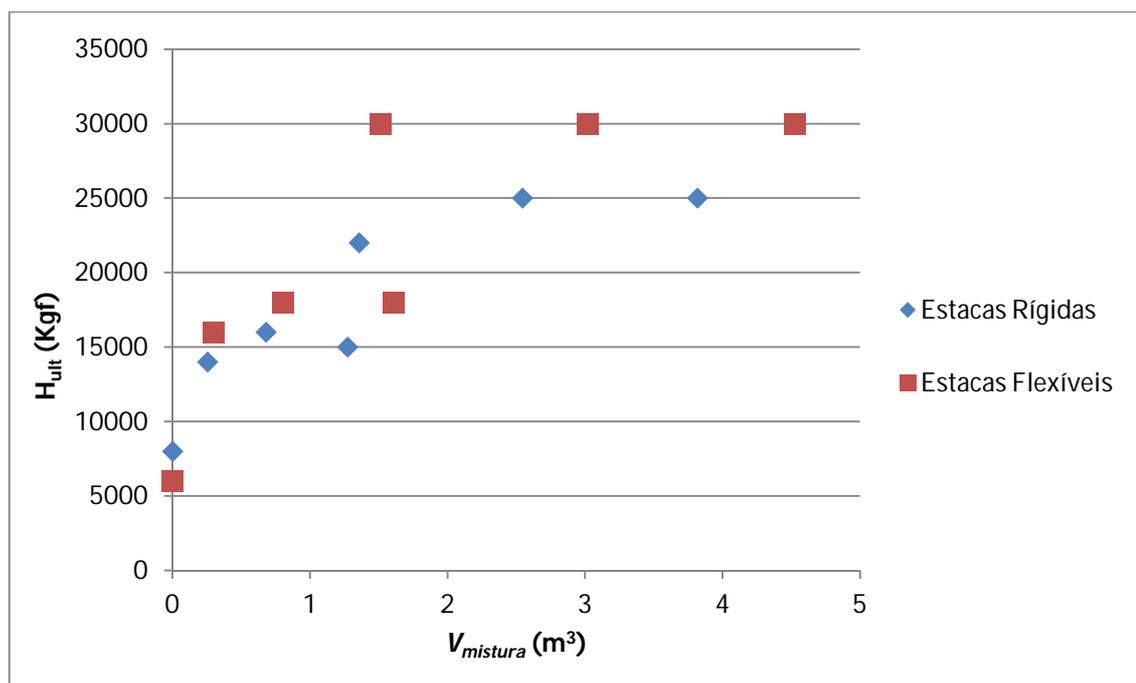


Figura 6.86 – Evolução da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) com o aumento do volume da camada tratada (V_{cim}).

6.5.2 Análise Mecânica

O mecanismo de ruptura de estacas carregadas horizontalmente em solos com e sem uma camada superficial de solo tratado foi devidamente investigada através de uma detalhada observação dos deslocamentos e propagação das fissuras em torno do sistema, assim como através da exumação das estacas após a realização dos ensaios.

6.5.2.1 Estacas

Após a conclusão dos ensaios de carregamento horizontal em estacas, estas foram exumadas até uma profundidade de 3 m, onde inclusivamente se pôde observar a ponta das estacas mais curtas ($L=3$ m).

Com o auxílio de um retroescavadeira, foram abertas cavas verticais próximas às estacas, mostrando a total integridade destas, devidamente concretadas e sem a ocorrência de fissuras até à profundidade alcançada com a exumação (~3 m), tanto nas estacas rígidas quanto nas flexíveis.

Da exumação, e de acordo com o previsto na pesquisa numérica, verificou-se que as estacas rígidas ($L/D=5$) têm um comportamento rotacional com a aplicação de carga horizontal. Já as

estacas flexíveis, como a própria designação indica, têm um comportamento flexível, não tendo sido observada a sua rotação, mas sim a sua flexão.

Nas estacas rígidas ($L/D=5$), foi encontrada areia a aproximadamente 2,2 m de profundidade (cerca de 4 vezes o diâmetro da estaca). Esta areia, que acomodava as células de carga, penetrou através da fenda aberta na parte de trás da estaca (entre esta e o solo cimento), provocada pelo seu deslocamento sob o carregamento imposto. Este facto, juntamente com a “retidão” deste tipo de estacas, comprovam o movimento rotacional destas e indica-nos que o seu eixo de rotação se encontra perto desta profundidade. Esta verificação vai de acordo com o obtido na pesquisa numérica, onde se concluiu que o eixo de rotação de estacas rígidas se encontra a uma profundidade de 4 vezes o seu diâmetro, medida desde a superfície do solo.

Esta areia também foi encontrada na exumação das estacas flexíveis, nestes casos a cerca de 1,5 m de profundidade (aproximadamente 4 vezes o diâmetro da estaca), comprovando a sua flexão, pois a partir desta profundidade as estacas aparentemente mantinham a sua verticalidade.

A Figura 6.87 mostra algumas imagens obtidas durante a exumação das estacas rígidas e flexíveis.



Figura 6.87 – Imagens da exumação das estacas.

Nas estacas flexíveis, como havia sido referido anteriormente, ao longo da realização do ensaio obtiveram-se os seus deslocamentos horizontais em profundidade com o auxílio de um inclinômetro.

A variação dos deslocamentos horizontais de uma estaca flexível (a título de exemplo: *cim_20_3D_0,1L*) ao longo do ensaio de carregamento horizontal, com a representação de alguns ciclos de carga e descarga, é apresentada na Figura 6.88. Note que os gráficos apresentados são fornecidos pelo software da Slope Indicator (DigiPro2). Quando carregada, a perfeita deflexão da estaca pode ser observada. Verifica-se que após um carregamento de 8 tons, a estaca recupera totalmente as suas deformações. Após o último carregamento lido (16 tons), que impôs um deslocamento horizontal à estaca de quase 30 mm, no descarregamento esta ainda recuperou mais de 20 mm, o que demonstra a enorme capacidade elástica das estacas dimensionadas para a execução dos ensaios de carregamento horizontal em campo experimental.

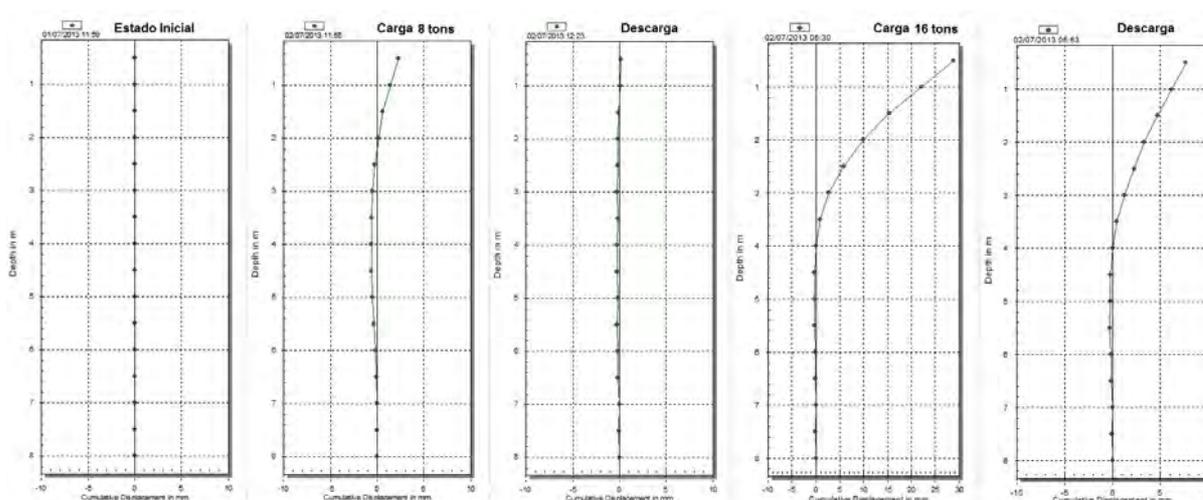


Figura 6.88 – Evolução da deformada de uma estaca flexível (*cim_20_3D_0,1L*) ao longo do ensaio de carregamento horizontal, com a aplicação dos ciclos de carga e descarga.

Nas Figuras 6.89 e 6.90 pode observar-se a evolução dos deslocamentos horizontais com o aumento dos incrementos de carga horizontal para, respectivamente, uma estaca flexível em solo natural (*Nat_20_D0,3_L6*) e com solo tratado radial à estaca (*Cim_20_4D_0,2L*).

Tanto no exemplo da estaca em solo natural (Figura 6.89) quanto no caso da estaca em solo tratado (Figura 6.90), a profundidade do ponto a partir do qual os deslocamentos horizontais

passam a ser nulos (verticalização), aumenta com o aumento da carga horizontal imposta à estaca, e consequentes deslocamentos horizontais à superfície.

Independentemente dos deslocamentos horizontais obtidos à superfície da estaca, no caso da estaca em solo tratado (Figura 6.90), é bem visível a existência de deslocamentos horizontais negativos, consequência do nível de carga imposto à estaca e correspondente flexão, algo que não ocorre tão significativamente na estaca em solo natural (Figura 6.89). Esta observação leva à conclusão de que, com a camada tratada, uma estaca sob carregamento horizontal está sujeita a tensões de corte maiores que uma estaca em solo natural, consequência do aumento da resistência do solo que reage contra a estaca.

A evolução apresentada nas Figuras 6.89 e 6.90 foi observada em todos os ensaios realizados com estacas flexíveis.

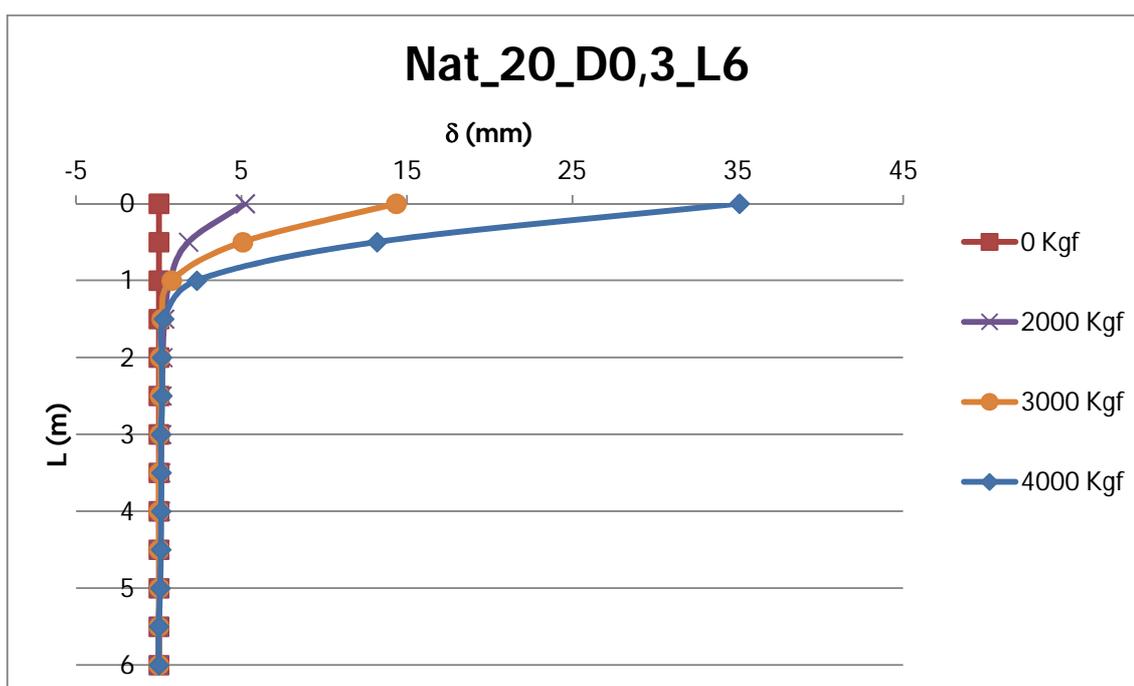


Figura 6.89 – Evolução da deformada de uma estaca flexível em solo natural (*nat_20_D0,3_L6*) com o aumento dos incrementos de carga horizontal.

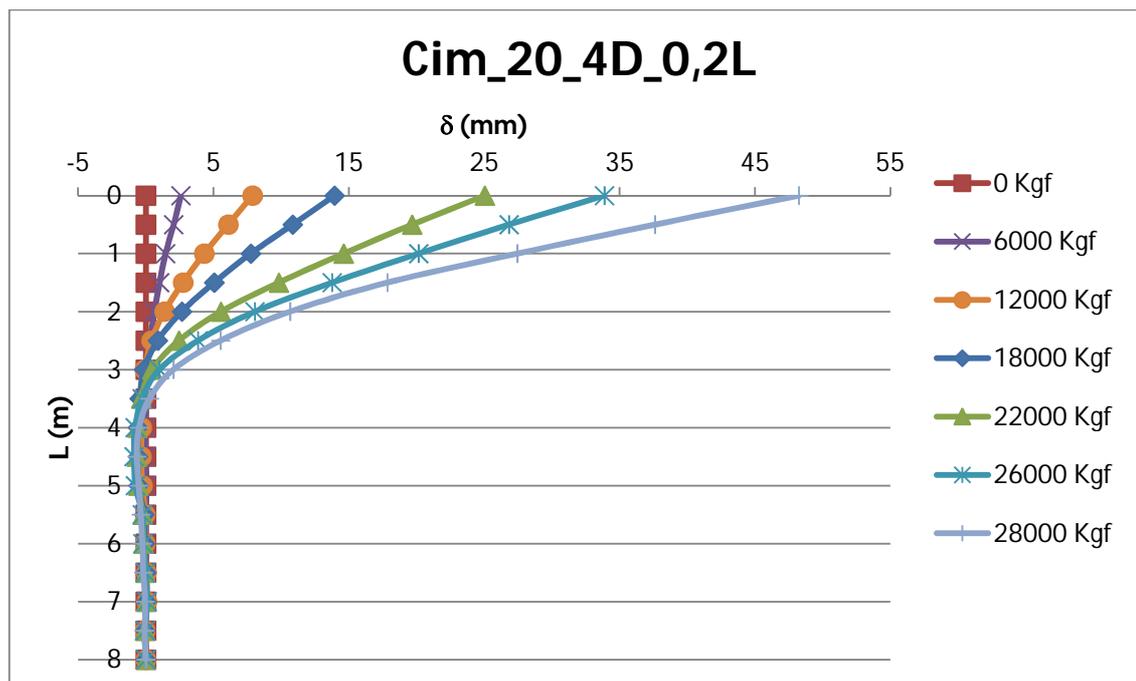


Figura 6.90 – Evolução da deformada de uma estaca flexível em solo tratado (*cim_20_4D_0,2L*) com o aumento dos incrementos de carga horizontal.

A comparação entre as deformadas correspondentes ao último incremento de carga lido, obtidas para as estacas flexíveis em solo natural e em solo tratado (apresentadas juntamente com as estacas em solo natural correspondentes – $D=0,4$ m e $L=8$ m) são apresentadas nas Figuras 6.91 e 6.92, respectivamente. A Figura 6.93 mostra o detalhe da Figura 6.92, estacas flexíveis com $D=0,4$ m e $L=8$ m.

A deformada das estacas em solo natural (Figura 6.91), obtidas para estacas com diferentes tipos de diâmetro e profundidade (mesma relação L/D), é praticamente igual, mantendo a tendência de ocorrência de deslocamentos horizontais nulos (verticalização) a partir de uma profundidade correspondente a 5 vezes o diâmetro da estaca, tanto para estacas com $D=0,3$ m quanto para $D=0,4$ m.

Nas Figuras 6.92 e 6.93, para a mesma estaca ($D=0,4$ m e $L=8$ m), observa-se que o ligeiro aumento na profundidade do ponto a partir do qual se iniciam os deslocamentos horizontais nulos em profundidade (verticalização), deve-se conjuntamente ao nível de carga alcançado e ao nível de deslocamento horizontal à superfície.

Vejam-se os casos de *Nat_20_D0,4_L8_ESQ* e *Cim_20_4D_0,3L*, onde o deslocamento horizontal (à superfície) do primeiro é significativamente maior que o do segundo e a carga deste último bem superior à do primeiro. Neste caso, o ponto de verticalização do primeiro é bem mais próximo da superfície que o do segundo, aproximadamente 5 vezes o diâmetro da estaca ($5D=2$ m) e 2,8 m ($7D$), respectivamente. Isto é, carga menor implica verticalização mais próxima da superfície.

Outro caso é referente aos ensaios *Cim_20_4D_0,2L* e *Cim_20_4D_0,3L*, onde a carga horizontal obtida foi a mesma (30 tons) e o primeiro deslocou mais à superfície que o segundo. Aqui, o ponto de verticalização do primeiro ($8D=3,2$ m) é ligeiramente mais afastado da superfície que o do segundo ($7D=2,8$ m), consequência do seu deslocamento horizontal maior na superfície da estaca.

Ainda das Figuras 6.92 e 6.93, observa-se que o ponto de verticalização afasta-se da superfície com a introdução da camada tratada. Na pesquisa numérica (realizada sempre com imposição de deslocamento horizontal de valor igual a 3% do diâmetro da estaca) concluiu-se que a introdução da camada tratada não altera a deformada da estaca e que o ponto de verticalização das estacas (em solo natural e solo tratado) ocorria a uma profundidade de aproximadamente de $7D$. Nos resultados de campo, uma vez que essa proximidade ao ponto de verticalização é verificada para os ensaios em solo tratado, concluo que a diferença existente entre a profundidade de verticalização dos dois tipos de solo (natural e tratado) ocorre devido à diferente rigidez das estacas. Apesar de ambas terem sido bem dimensionadas de forma a terem comportamento elástico sob as solicitações que lhes seriam impostas, a armadura delas era bem diferente. Para estacas em solo natural era constituída por um tubo metálico oco com 2,65 mm de espessura, e para as estacas em solo cimentado constituídas por um trilho de trem e um tubo metálico oco com 1,5 mm de espessura. Significativa diferença, estando as estacas em solo tratado mais próximas do que foi utilizado no modelo numérico.

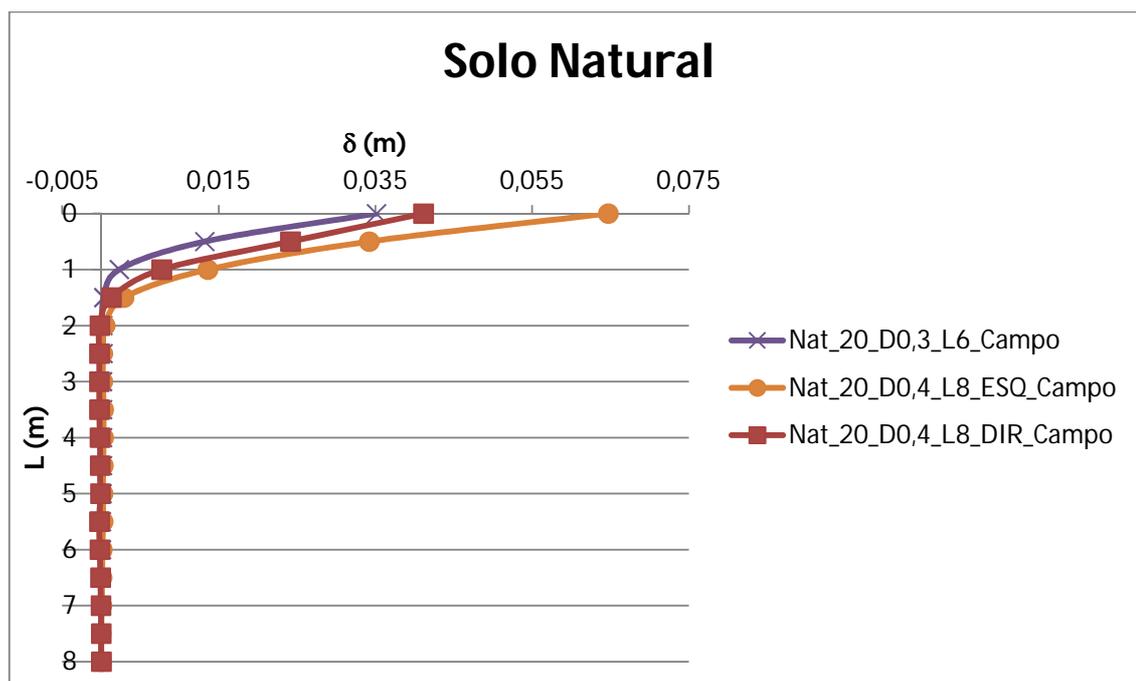


Figura 6.91 – Comparação entre todas as deformadas obtidas para estacas flexíveis em solo natural (último incremento de carga lido).

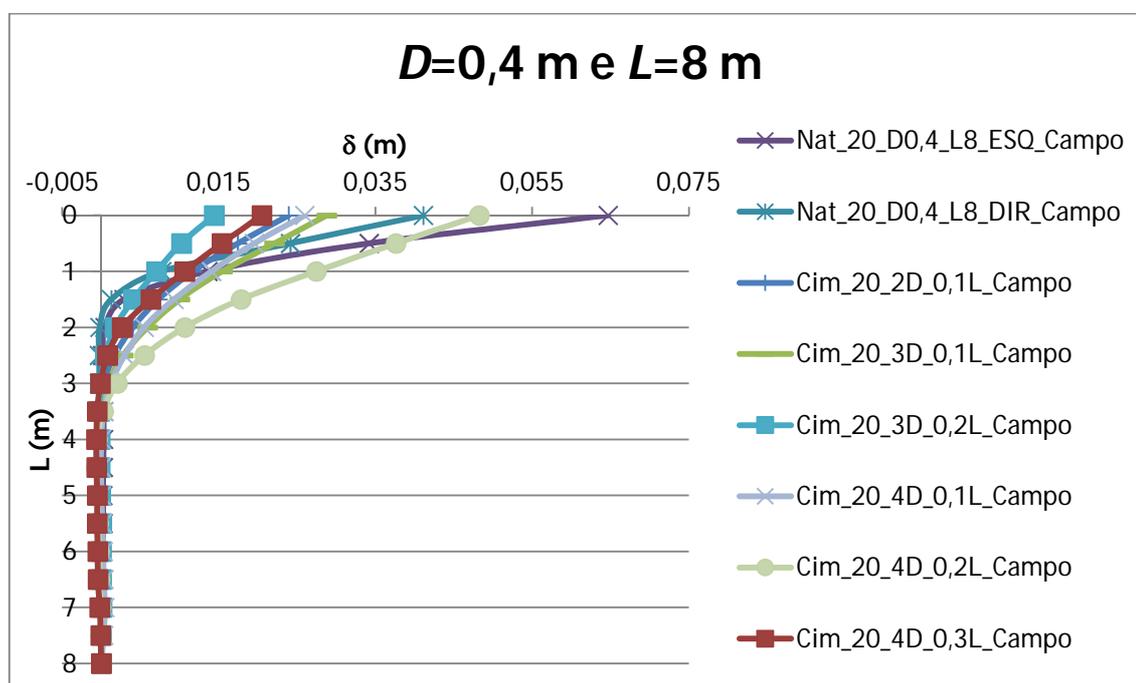


Figura 6.92 – Comparação entre todas as deformadas obtidas para estacas flexíveis com $D=0,4$ m e $L=8$ m (último incremento de carga lido).

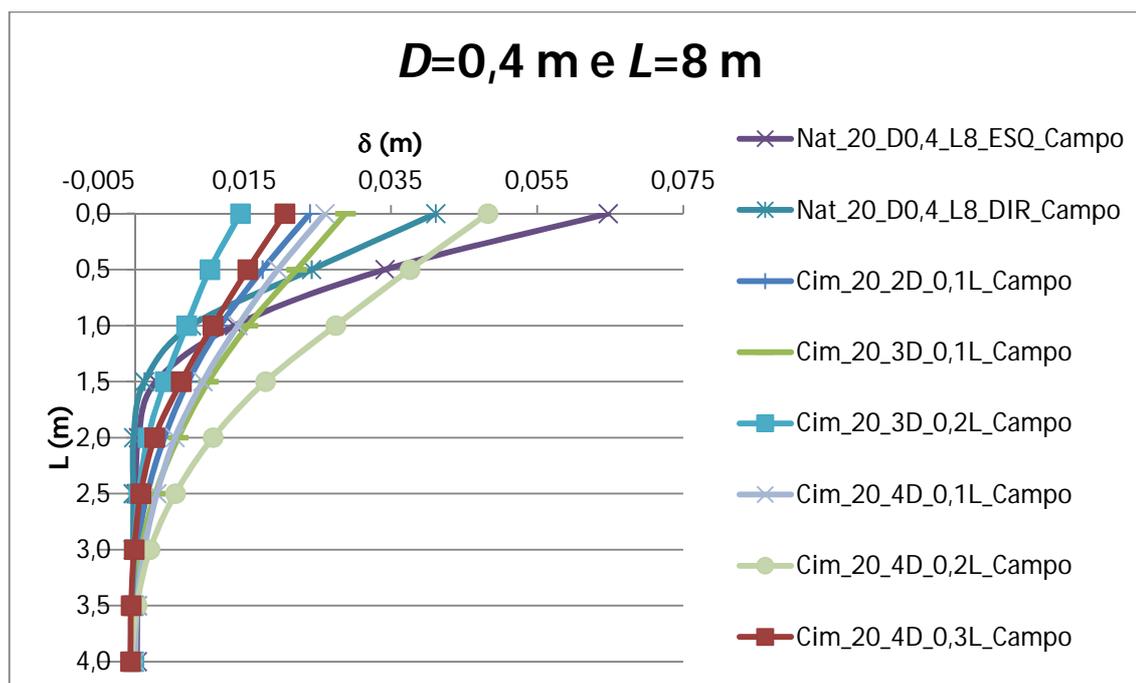


Figura 6.93 – Detalhe da comparação entre todas as deformadas obtidas para estacas flexíveis com $D=0,4\text{ m}$ e $L=8\text{ m}$ (último incremento de carga lido).

6.4.2.2 Solo Natural

A análise do mecanismo de ruptura do solo natural quando da realização dos ensaios de carregamento horizontal em estacas, foi feita de acordo com a observação da sua fissuração ao longo do ensaio, apresentada na Figura 6.94. Relembro que as estacas em solo natural, apesar de serem completamente circulares em profundidade, desde a superfície do terreno até ao ponto de aplicação da carga são quadradas, consequência do tipo de forma utilizada para o concreto.

Com a aplicação da carga horizontal nas estacas, no solo natural, surgem pequenas fissuras (a 45° da direção do carregamento) próximas aos cantos da estaca, sendo que as fissuras nos cantos mais próximos à aplicação do carregamento são ligeiramente superiores às que se verificam no lado oposto (que reage contra o carregamento). Abre-se ainda, no lado da estaca que não reage contra a carga imposta, uma ligeira fenda entre a estaca e o solo natural, provocada pelo deslocamento da estaca e o não acompanhamento por parte do solo, o que também origina a formação das fissuras observadas.

Aumentando o nível de carga horizontal imposto, aumentam-se também a quantidade e o alcance das fissuras previamente ocorridas, sendo que as fissuras próximas aos cantos da

frente da estaca, os que reagem contra o carregamento imposto, têm significativo desenvolvimento (a 45°). Pequenas outras fissuras surgem na parte frontal e lateral da estaca, consequência do inicial esmagamento do solo natural e atrito entre o solo e a estaca, respectivamente. A fenda verificada entre a estaca e o solo natural aumenta com o aumento da carga e consequentes deslocamentos horizontais.

Na seqüência, com a carga horizontal próxima ao seu valor último, as fendas na parte frontal e lateral da estaca atingem proporções bastante significativas, chegando a alcançar comprimentos de aproximadamente duas vezes e meia o valor do diâmetro da estaca ($2,5D$). Todas as fissuras verificadas encontram-se na área de solo existente entre as fissuras ocorridas a aproximadamente $\pm 45^\circ$ da direção do carregamento. Para a carga imposta, chegando a este nível de fissuração do solo natural, os deslocamentos na estaca ficam difíceis de controlar, o que se traduz no final do ensaio e consequente capacidade de carga horizontal última do sistema.

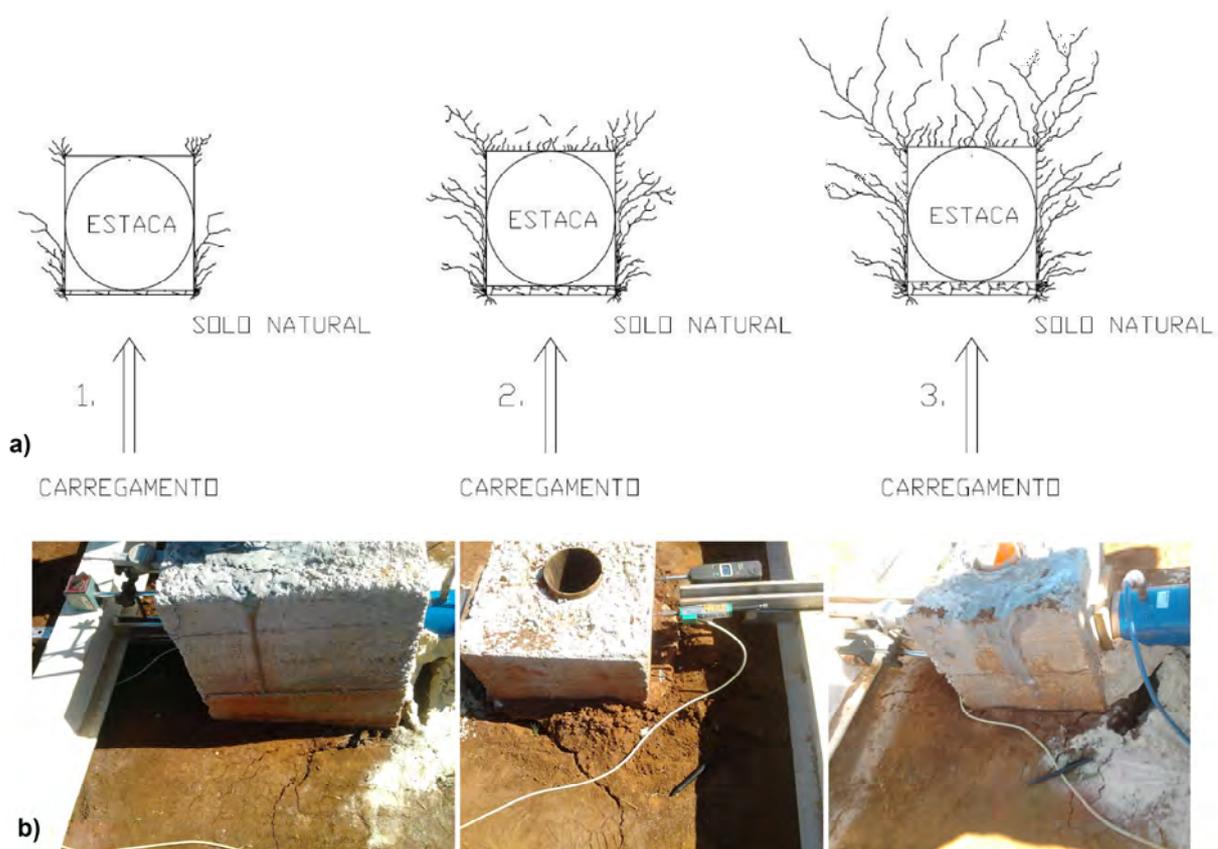


Figura 6.94 – Mecanismo de ruptura (fissuração) do solo natural: (a) desenhos ilustrativos e (b) fotos.

6.4.2.3 Solo Cimento

Através dos ensaios com sonda rotativa e posterior exumação das estacas, efetuados após os ensaios de carregamento horizontal em estacas com solo tratado, pode-se concluir que a mistura de solo cimento apresentou sempre um aspecto perfeitamente homogêneo, não se conseguindo ter a percepção visual das camadas de compactação, o que leva a concluir que esta mistura com de solo cimento foi bem executada em campo experimental.

Com a exumação realizada não foi possível observar e definir o alcance e propagação das fissuras do solo cimento em profundidade pois, com a abertura das cavas para a exumação das estacas, este ficou completamente danificado, tendo-se aberto diversas fissuras ao longo de toda a sua extensão, impossibilitando a diferenciação de quais foram provenientes do ensaio de carregamento horizontal e quais as provocadas pela abertura das cavas para exumação.

Para entender o mecanismo de ruptura do solo cimento, resta-nos a análise observacional da propagação das suas fissuras à superfície, realizada ao longo da execução do ensaio de carregamento horizontal em estacas.

Independentemente do tipo de estaca (rígida ou flexível), a Figura 6.95 mostra, para solo tratado com 7% de cimento, a propagação das fissuras durante a aplicação do carregamento lateral nas estacas, ilustrando como se iniciam e em que direção se propagam. Aquando do carregamento, o mecanismo de ruptura do solo cimento divide-se em três fases.

Na primeira fase, o solo cimento é separado do solo natural, produzindo-se uma fenda na interface dos solos natural e cimentado, ocorrendo também o aparecimento de pequenas fissuras no solo natural a aproximadamente 45° (na direção do carregamento imposto). Este processo inicia-se logo para os primeiros incrementos de carga aplicados, não servindo necessariamente como critério de ruptura do sistema pois, desde o seu aparecimento, este ainda suporta cargas significativamente maiores. Nesta fase, o solo cimento comporta-se como um bloco, aumentando a área de reação do sistema contra o carregamento imposta à estaca, verificando-se este comportamento para todas as geometrias de solo cimento utilizadas, tanto para estacas rígidas quanto para estacas flexíveis.

À medida que o carregamento horizontal aumenta, tanto o solo natural quanto o solo cimentado iniciam a sua fissuração. No solo cimento, duas fissuras aparecem junto à estaca, propagando-se radialmente (a 45°) na direção do limite do solo cimento. A abertura destas

fissuras no solo cimento provoca a diminuição da fenda anteriormente ocorrida na interface dos solos natural e cimentado e inicia a abertura de uma nova fenda na interface do solo cimento com a estaca. Simultaneamente, aparecem uma série de pequenas fissuras no solo natural, devidas à tensão de compressão provocada pelo deslocamento contínuo do sistema (o solo cimento penetra ligeiramente no espaço anteriormente ocupado pelo solo natural). A simetria de deformação indica que as fissuras se propagam preferencialmente na direção de 45° em relação ao carregamento imposto.

Na sequência, em um estágio final de carga onde o sistema se aproxima da sua capacidade de carga horizontal última, aparece uma outra fissura no solo cimento, exatamente na direção do carregamento imposto. Para estes níveis de carregamento, a quantidade de fissurações ocorridas no solo natural aumenta significativamente. Nesta fase, a curva carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ) atinge um patamar relevante, indicando que o sistema atingiu a sua capacidade de carga horizontal última (H_{ult}).



Figura 6.95 – Mecanismo de ruptura (fissuração) do solo cimento contendo 7% de cimento: (a) desenhos ilustrativos e (b) fotos.

No caso do solo cimento com 3% de cimento, o seu mecanismo de ruptura é apresentado na Figura 6.96. O mecanismo de ruptura do solo cimento com 3% de cimento divide-se em três fases.

Numa primeira fase, e após significativa resistência sem a ocorrência de fissuração tanto no solo natural quanto no solo cimentado, duas fissuras aparecem junto à estaca, propagando-se radialmente (a 45°) na direção do limite do solo cimento, onde encontram o solo natural, surgindo também pequenas fissuras neste último. Diferente do que ocorre para o solo cimento com 7% de cimento, onde numa primeira fase o solo cimento se comporta como um bloco abrindo uma fenda na interface do solo cimento com o solo natural e consequentes fissuras no solo natural (a 45°), para o solo cimento com 3% de cimento, não tendo esta rigidez suficiente para se comportar como um bloco (transmitindo quase linearmente as cargas para o solo natural), absorveu as cargas impostas ao sistema até que, para significativos incrementos de carga (quase próximos à ruptura) inicia a sua fissuração devido à tensão de compressão provocada pela estaca e pelo solo natural. Esta situação verificou-se em ambos os ensaios de carregamento horizontal realizados para estacas em solo tratado com 3% de cimento.

Iniciada a sua fissuração a 45 °, quase no estágio de carga seguinte, estas fissuras aumentam de espessura e dá-se o aparecimento de uma outra fissura no solo cimento, exatamente na direção do carregamento imposto. Para este nível de fissuração, abre-se também uma fenda na interface do solo cimento com a estaca. O solo natural mantém a sua baixa fissuração, ocorrendo apenas pequenas fissuras nos pontos onde as fissuras de solo cimento encontram o solo natural.

Na sequência, em um estágio final de carga, o solo cimento (esmagado entre a estaca e o solo natural) fissura completamente entre a área ocupada pelas duas fissuras inicialmente abertas (a 45°), indicando que o sistema atingiu a sua capacidade de carga horizontal última (H_{ult}).

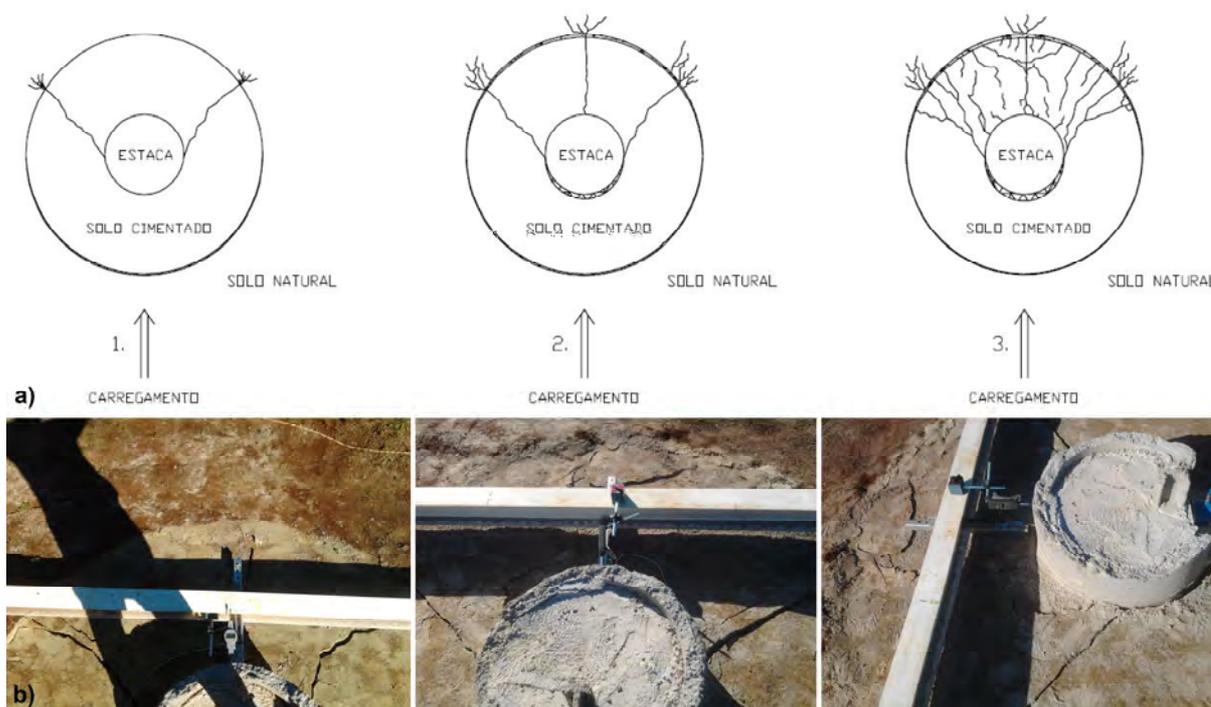


Figura 6.96 – Mecanismo de ruptura (fissuração) do solo cimento contendo 3% de cimento: (a) desenhos ilustrativos e (b) fotos.

6.6 RESULTADOS DE CAMPO *VERSUS* METODOLOGIAS PROPOSTAS NA LITERATURA

Neste subcapítulo, a capacidade de carga horizontal obtida nas provas de carga realizadas em campo será comparada com as suas respectivas previsões, estabelecidas através das diversas metodologias propostas na literatura.

Uma vez que o solo do campo experimental onde foram realizados os ensaios de carregamento horizontal em estacas é um solo residual silto argiloso (sistema AASHO), não saturado, encontraram-se algumas dificuldades para definir a metodologia de projeto mais adequada para o cálculo da capacidade de carga horizontal de fundações profundas neste tipo de solo.

A maioria das metodologias para obtenção da capacidade de carga horizontal de fundações profundas encontradas na literatura distinguem os solos puramente friccionais (areias) dos puramente coesivos (argilas), referindo-se a este último como um solo saturado, com resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). O solo do campo experimental (não saturado) não se enquadra em nenhum destes tipos, pois contém simultaneamente as parcelas friccional e coesiva.

Assim, para o caso de estacas em solo natural, os métodos utilizados na comparação com os resultados de campo foram os propostos por: Broms (1964a, 1964b), tanto para argilas quanto para areias, respectivamente; Brinch Hansen (1961), para estacas rígidas; Miche (1930); e Terzaghi (1955), para argilas e para solos que contenham um módulo de deformabilidade (E). Todas estas metodologias foram previamente detalhados na revisão bibliográfica (capítulo 2 desta tese). No caso do método de Broms (1964a) para argilas, em que era necessário um valor para a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), esta foi a correspondente a 1,2 vezes a coesão efetiva do solo ($S_u=1,2*c'$). Nos métodos onde se usava o coeficiente de reação horizontal (K_h), nomeadamente o método de Terzaghi (1955) para argilas e o método de Miche (1930), para este parâmetro foi definido o valor de 7 MPa.

Além da comparação com as metodologias citadas no parágrafo anterior, a capacidade de carga horizontal obtida em campo experimental ($H_{real\ campo}$) foi também comparada com a obtida através da metodologia semi-empírica proposta na pesquisa numérica desta tese (equações 4.33 e 4.36 apresentadas anteriormente no capítulo 4 desta tese), para solo natural, denominada “*UFRGS*”.

Conhecendo a geometria das estacas executadas em campo experimental e os parâmetros de resistência do solo natural (previamente apresentados na Tabela 6.5), procedeu-se ao cálculo da capacidade de carga horizontal ($H_{previsto}$) através das diversas metodologias citadas.

Para as estacas em solo natural, as Figuras 6.97 e 6.98 mostram a comparação entre a capacidade de carga horizontal obtida em campo ($H_{real\ campo}$) com a obtida através das diversas metodologias ($H_{previsto}$). Sendo que a linha vermelha corresponde à perfeita igualdade entre os resultados e as linhas verdes a sua divergência até 20%, é possível observar-se a enorme divergência dos resultados, sendo necessária a Figura 6.97 para mostrar a comparação de uma forma mais detalhada.

Da Figura 6.98, verifica-se que as metodologias que apresentam resultados mais próximos dos realmente obtidos em campo são as de Terzaghi (tanto a de argilas quanto a baseada no módulo de deformabilidade do solo), Miche e *UFRGS*.

Com base apenas nas características geométricas da estaca, coesão efetiva (c'), ângulo de atrito efetivo (ϕ') e módulo de deformabilidade (E) do solo, parâmetros de fácil obtenção e usualmente utilizados para caracterizar a resistência dos solos em geral, a metodologia semi-empírica proposta na pesquisa numérica desta tese mostrou ser uma ótima ferramenta para a

previsão da capacidade de carga horizontal de fundações profundas, independentemente do seu tipo de comportamento (rígido ou flexível).

A metodologia semi-empírica anteriormente proposta na pesquisa numérica desta tese, contempla também o seu uso para praticamente qualquer tipo de solo coesivo friccional, desde que se encontre em condições não saturadas, com os parâmetros de resistência dentro da abrangente faixa de valores previamente apresentada na Tabela 4.10 (capítulo 4 desta tese), novamente aqui reproduzida na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Tabela resumo com a faixa de valores dos parâmetros do solo natural válidos para utilização na metodologia semi-empírica proposta (UFRGS).

Tipo de Solo	Limite Inferior	Parâmetro	Limite Superior
Solo Natural	3	c' (kPa)	50
	20	ϕ' (°)	30
	10	E (MPa)	100

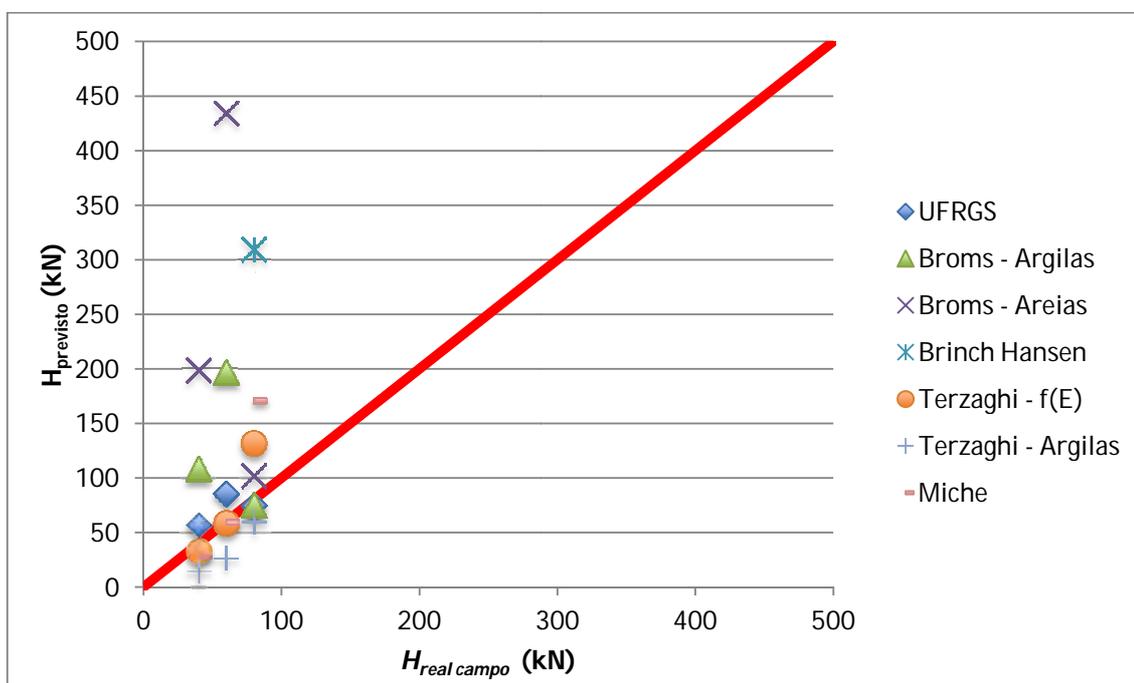


Figura 6.97 – Comparação entre a capacidade de carga horizontal última obtida em campo ($H_{real\ campo}$) com a obtida através das diversas metodologias propostas na literatura ($H_{previsto}$), para estacas em solo natural.

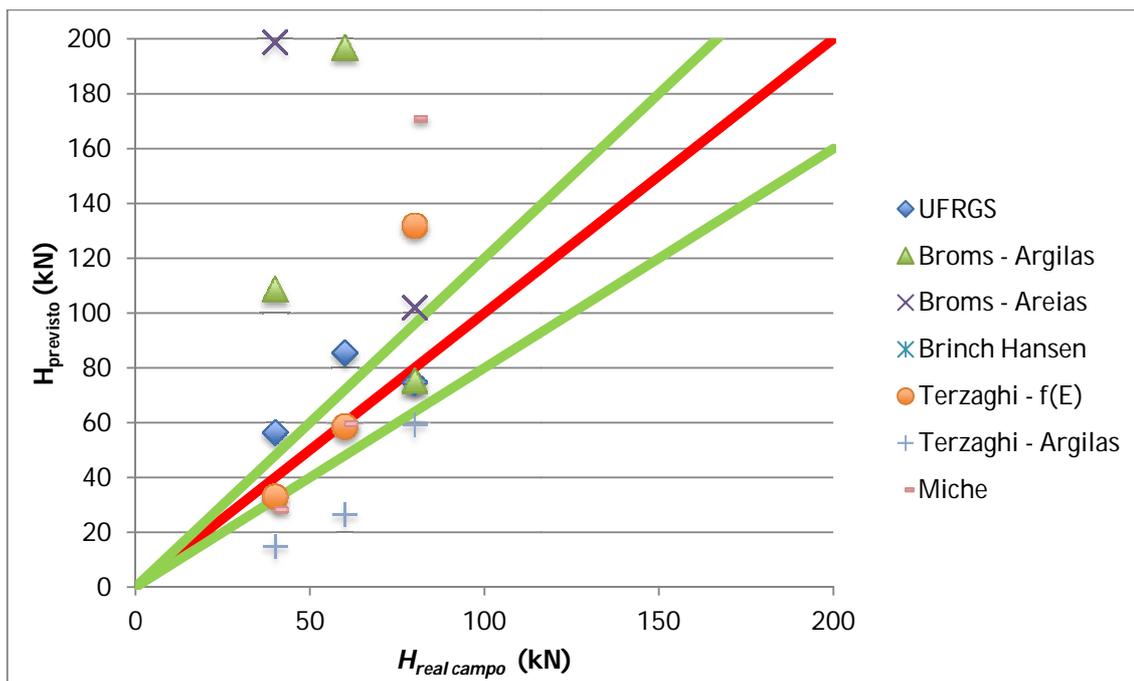


Figura 6.98 – Detalhe da comparação entre a capacidade de carga horizontal última obtida em campo ($H_{real\ campo}$) com a obtida através das diversas metodologias propostas na literatura ($H_{previsto}$), para estacas em solo natural.

Para as estacas em solo tratado, não havendo na literatura nenhuma metodologia para a previsão da capacidade de carga horizontal deste tipo de sistema, os resultados dos ensaios de campo foram comparados com os obtidos através da metodologia semi-empírica proposta na pesquisa numérica deste trabalho (equações 4.33 e 4.34 do capítulo 4 desta tese), denominada “UFRGS”.

Para a determinação da capacidade de carga horizontal através da metodologia semi-empírica proposta, é necessário conhecer a geometria do sistema (estaca mais solo cimentado) e seus respectivos parâmetros de resistência, ambos previamente apresentados nas Tabelas 6.2 e 6.5, respectivamente.

A Figura 6.99 mostra a comparação entre a capacidade de carga horizontal obtida nos ensaios de campo ($H_{real\ campo}$) com a obtida através da metodologia semi-empírica proposta na pesquisa numérica desta tese ($H_{previsto}$). Novamente, a linha vermelha corresponde à perfeita igualdade entre os resultados e as linhas verdes a sua divergência até 20%.

Verifica-se que a metodologia semi-empírica proposta garante ótimas aproximações aos resultados obtidos nos ensaios de carregamento horizontal executados em campo

experimental. No geral, a capacidade de carga horizontal obtida através da metodologia semi-empírica proposta apresenta-se um pouco conservadora quando comparada com os resultados obtidos em campo experimental, garantindo assim segurança nos seus resultados.

Com base nas características geométricas da estaca e do solo tratado, coesão efetiva do solo natural e cimentado, ângulo de atrito do solo natural e módulo de deformabilidade do solo natural, a metodologia semi-empírica proposta na pesquisa numérica desta tese mostrou ser uma ótima ferramenta para a previsão da capacidade de carga horizontal de fundações profundas em solos tratados, independentemente do seu tipo de comportamento (rígido ou flexível).

Para a sua utilização, além dos limites impostos para os valores dos parâmetros do solo natural (Tabela 6.7), a coesão efetiva do solo tratado (c'_l) terá que conter valores entre 30 kPa e 300 kPa, faixa bem representativa dos vários tipos de solo tratado.

Devido à boa proximidade entre os resultados previstos e os obtidos em campo, tanto para solo natural quanto para solo tratado, e uma vez que estes correspondem à capacidade de carga horizontal última (H_{ult}), com a ruptura total do sistema, para a devida utilização desta metodologia proposta, propõe-se a utilização de um fator de segurança (FS), definido pelo engenheiro projetista, dependendo do tipo de estrutura a garantir.

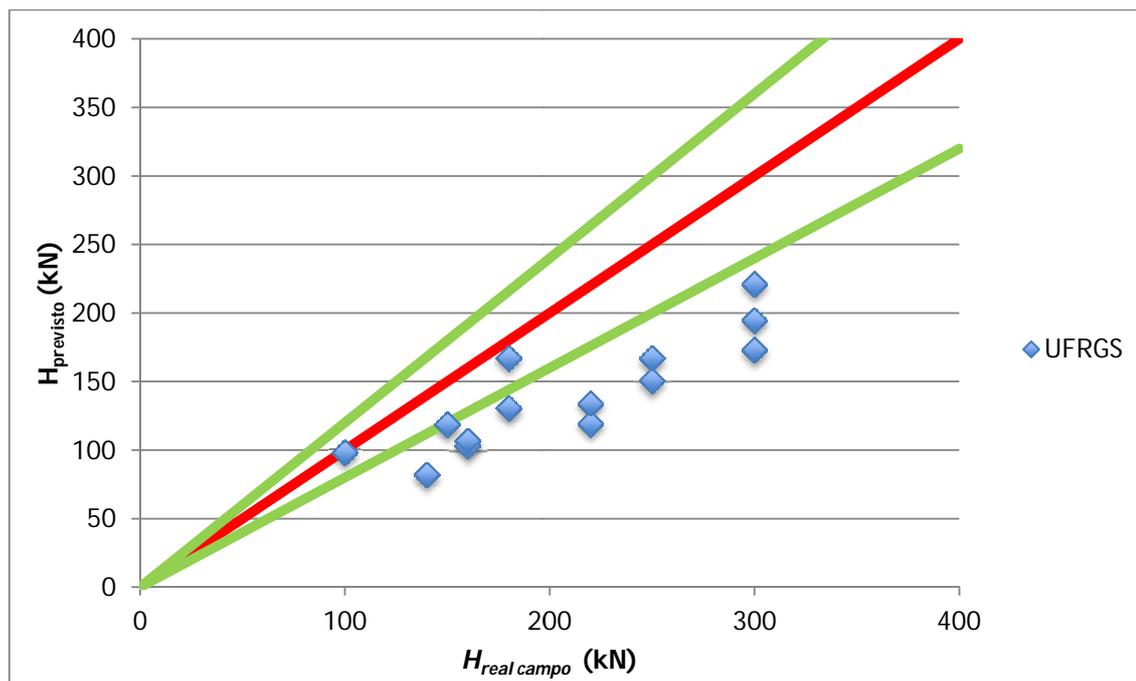


Figura 6.99 – Comparação entre a capacidade de carga horizontal última obtida em campo ($H_{real\ campo}$) com a obtida através das diversas metodologias propostas na literatura ($H_{previsto}$), para estacas em solo tratado.

6.7 CONCLUSÕES DA PESQUISA DE CAMPO

Finalizada a pesquisa de campo, algumas conclusões podem ser retiradas:

- Os ensaios de caracterização do solo do campo experimental realizados neste trabalho, nomeadamente o CPT e o DMT, revelaram que o solo do campo experimental apresenta um perfil relativamente homogêneo ao longo da sua profundidade, pelo menos até 15 m de profundidade;
- O planejamento dos ensaios de campo foi bem efetuado, tendo sido executados os ensaios necessários para uma boa caracterização do comportamento de estacas submetidas a carregamento horizontal;
- As fundações utilizadas foram devidamente projetadas e executadas por forma a ter um comportamento elástico aquando dos diversos níveis de carregamento e consequentes deslocamentos impostos;

- O uso de tubos circulares ocos de aço carbono como armadura em fundações profundas submetidas a carregamento horizontal garante ótimos resultados, sendo ainda economicamente mais viáveis que a utilização de armaduras convencionais;
- O uso de trilhos de trem reutilizados revelou-se ser de grande utilidade para a prática da engenharia geotécnica, garantindo excelentes resultados quando usados como armadura de fundações profundas sujeitas a cargas horizontais, e ainda contribuindo para a sustentabilidade dos elementos da natureza;
- A reutilização de trilhos de trem para seu uso na engenharia de fundações garante uma solução significativamente mais econômica que os perfis metálicos convencionais;
- A técnica inovadora de inserção de um tubo de inclinômetro dentro de fundações profundas, para posteriores leituras de deslocamentos horizontais provou ser uma ótima solução para o monitoramento da deformada deste tipo de fundações (e outras estruturas de concreto semelhantes), desde que a sua ponta esteja livre;
- A compactação do solo cimento em campo foi bem executada, traduzindo-se em ótimos resultados visuais, e com resultados através do ensaio de massa específica e resistência à compressão simples (RCS) de acordo com o esperado teoricamente;
- A realização do ensaio de massa específica é fundamental para o controle de compactação da mistura de solo cimento, obtendo-se ainda a partir deste, resultados confiáveis e fidedignos para o índice η/C_{iv} ;
- O uso das equações propostas por Cruz (2008) para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo cimento a partir do índice η/C_{iv} , mostrou-se ser de grande importância para o dimensionamento (projeto) e controle de obras geotécnicas com utilização de solo cimento;
- A utilização de uma estaca a servir de reação para a sua semelhante foi uma ótima alternativa, pois além de garantir uma ótima reação, forneceu ainda total repetibilidade nos resultados obtidos para cada ensaio, tendo sido estes praticamente iguais para as estacas do mesmo ensaio;

- Tanto para estacas curtas quanto para estacas flexíveis, as previsões numéricas *Classe A* garantiram ótimas aproximações para a curva carga horizontal (H) versus deslocamento horizontal (δ), a ser obtida em cada ensaio de carregamento horizontal a realizar no campo experimental, para estacas em solo natural e estacas com solo tratado à sua volta;
- As previsões numéricas *Classe A* garantiram perfeitas aproximações para as deformadas das estacas flexíveis que se iriam obter em campo experimental, tanto para estacas em solo natural quanto para estacas em solo cimento;
- O modelo numérico utilizado na pesquisa numérica foi perfeitamente validado com os resultados obtidos nos ensaios de carregamento horizontal realizados em campo experimental, tanto para estacas curtas quanto rígidas, em solo natural ou em solo tratado;
- As estacas executadas em campo experimental não plastificaram, encontrando-se, até à profundidade de 3 m, sem fissuras e bem concretadas;
- O diâmetro da estaca (D) tem forte influência na sua capacidade de carga horizontal última, aumentando esta com o aumento do seu diâmetro;
- As estacas com $L/D=5$ apresentam um comportamento rígido quando carregadas horizontalmente, verificando-se a sua rotação;
- As estacas com $L/D=20$ apresentam um comportamento flexível quando carregadas horizontalmente, verificando-se a sua flexão;
- Tanto para estacas rígidas quanto para estacas flexíveis, a adição de uma camada de solo tratado radial à estaca aumenta significativamente a sua capacidade de carga horizontal (H);
- A rigidez das estacas carregadas horizontalmente aumenta significativamente com a adição de uma camada superficial de solo tratado radial à estaca, tanto para estacas rígidas quanto para estacas flexíveis;
- Quanto maior for a porcentagem de cimento usada na mistura de solo cimento, maior será a rigidez e capacidade de carga horizontal (H) do sistema;

- A capacidade de carga horizontal (H) aumenta com o aumento da coesão efetiva da camada tratada (c');
- Para as estacas rígidas, independentemente da cimentação utilizada, a capacidade de carga horizontal (H) aumenta com o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}), até 0,6 m (correspondente ao valor do diâmetro da estaca);
- Para as estacas flexíveis, o aumento da profundidade da camada tratada (L_{cim}) a partir de valores superiores a duas vezes o diâmetro da estaca ($L_{cim} > 0,8$ m), não tem mais influência na capacidade de carga horizontal (H) do sistema;
- Tanto para as estacas rígidas quanto para as flexíveis, um diâmetro de tratamento correspondente a quatro vezes o diâmetro da estaca ($D_{cim} = 4D$) ainda não é o diâmetro de tratamento limite, a partir do qual o seu aumento deixa de ter influência na capacidade de carga horizontal;
- Apesar de a capacidade de carga horizontal (H) das estacas aumentar com o aumento do volume da camada tratada (V_{cim}) até $V_{cim} \approx 2 \text{ m}^3$, a sua relação não é direta, dependendo fortemente da distribuição desse volume de solo tratado em função do seu diâmetro (D_{cim}) e profundidade de tratamento (L_{cim}), tanto para rígidas quanto para estacas flexíveis;
- O ponto de rotação das estacas rígidas obtém-se a uma profundidade de aproximadamente quatro vezes o diâmetro da estaca ($4D$);
- Para as estacas flexíveis, e de acordo com a teoria, verifica-se a existência de deslocamentos horizontais negativos (sentido oposto ao deslocamento) ao longo da sua profundidade, consequência da flexão da estaca;
- As estacas flexíveis em solo cimentado estão sujeitas a maiores tensões de corte que as estacas flexíveis em solo natural;
- A rigidez da seção transversal das estacas tem influência na definição da profundidade a partir da qual esta passa a ter deslocamentos horizontais nulos (verticalização);

- Nas estaca flexíveis, para a mesma estaca, a profundidade do ponto a partir do qual os deslocamentos horizontais passam a ser nulos (verticalização), aumenta ligeiramente com o aumento da carga horizontal imposta à estaca (e consequentes deslocamentos horizontais);
- Para estacas flexíveis em solo natural (estacas com a mesma rigidez), o ponto a partir do qual os deslocamentos horizontais passam a ser nulos (verticalização), é o correspondente a 5 vezes o diâmetro da estaca ($5D$), tanto para estacas com $D=0,3$ m quanto para estacs com $D=0,4$ m;
- Para estacas flexíveis em solo tratado (estacas com a mesma rigidez), o ponto a partir do qual os deslocamentos horizontais passam a ser nulos (verticalização), é o correspondente a aproximadamente 7 vezes o diâmetro da estaca ($7D$), confirmando o que foi concluído na pesquisa numérica;
- Sob carregamento lateral imposto pelo deslocamento da estaca carregada horizontalmente, o solo natural apresenta fissuras até cerca de 45° da direção de aplicação do carregamento;
- Sob carregamento lateral imposto pelo deslocamento da estaca carregada horizontalmente, o solo tratado com 7% de cimento, porta-se como um bloco rígido (fissurando o solo natural na sua frente) até ao aparecimento de fissuras a 45° da direção da aplicação da carga, seguidas de uma outra fissura alinhada com a direção do carregamento, provocadas pela sua compressão;
- Sob carregamento lateral imposto pelo deslocamento da estaca carregada horizontalmente, o solo tratado com 3% de cimento absorve as cargas impostas pelo deslocamento da estaca, ocorrendo fissuras a 45° da direção da aplicação da carga, seguidas de uma fissura alinhada com a direção do carregamento e posterior fissuração total da área entre as fissuras previamente ocorridas a 45° , provocadas pela sua compressão;
- As metodologias de previsão de capacidade de carga horizontal que melhor se aproximam dos resultados obtidos em campo experimental são as de Terzaghi (1955), Miche (1930) e *UFRGS* (metodologia semi-empírica proposta na pesquisa numérica desta tese);

- Independentemente do tipo de comportamento das estacas (rígidas ou flexíveis), a metodologia semi-empírica proposta na pesquisa numérica (*UFRGS*) mostrou ser uma ótima ferramenta para a previsão da capacidade de carga horizontal de fundações profundas, tanto em solo natural quanto em solo tratado, garantindo ótimas aproximações com os ensaios de campo, bastante confiáveis e do lado da segurança.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

Além das conclusões obtidas aquando das pesquisas numérica, de laboratório e campo, apresentadas no final de cada um destes capítulos, as conclusões gerais do estudo realizado são:

- A razão de forma das fundações profundas (L/D) é determinante para estimarmos o comportamento (rígido ou flexível) destas sob carregamento horizontal;
- Fundações profundas com L/D inferior a sete ($L/D < 7$) comportam-se como rígidas, apresentando um comportamento rotacional quando submetidas a carregamento horizontal;
- O ponto de rotação de fundações profundas com comportamento rígido sob carregamento horizontal, é correspondente a aproximadamente quatro vezes o diâmetro da fundação ($4D$);
- Fundações profundas com L/D igual ou superior a sete ($L/D \geq 7$), comportam-se como flexíveis, verificando-se a sua flexão sob carregamento horizontal;
- Sob carregamento horizontal, para $L/D \geq 7$, a profundidade do ponto a partir do qual a fundação profunda passa a ter deslocamentos horizontais nulos (verticalização), depende da rigidez da secção transversal da fundação e do nível de carga horizontal imposto (e consequentes deslocamentos horizontais na superfície), ocorrendo esse ponto para profundidades entre aproximadamente $5D$ e $7D$;
- No caso de fundações profundas (rígidas ou flexíveis) com a mesma rigidez de secção transversal, a inclusão e aumento de uma camada de solo tratado radial à

estaca, em relação ao solo natural, não altera o comportamento da sua deformada em profundidade;

- O diâmetro da fundação profunda tem forte influência na sua capacidade de carga horizontal (H), aumentando esta com o aumento do seu diâmetro (D);
- Para fundações profundas com o mesmo diâmetro (D), o aumento da sua profundidade (L), e consequente relação de forma para $L/D \geq 7$, não se traduz em uma melhoria do seu desempenho, obtendo-se a mesma capacidade de carga horizontal (H) que para a relação $L/D=7$;
- O tratamento (com agentes cimentantes) de uma camada de solo superficial radial às fundações profundas (tanto rígidas quanto flexíveis), traduz-se em relevante melhoria do desempenho destas sob carregamento horizontal, aumentando significativamente a sua capacidade de carga horizontal (H) e rigidez do conjunto;
- A capacidade de carga horizontal de fundações profundas (H) e consequente rigidez do sistema, aumentam com o aumento da profundidade (L_{cim}) e diâmetro (D_{cim}) da camada tratada;
- A profundidade de tratamento limite, a partir da qual o seu aumento não se traduz em uma melhoria do desempenho de fundações profundas submetidas a carregamentos horizontais, é a correspondente a duas vezes o diâmetro da fundação profunda ($L_{cim}=2D$);
- Até diâmetros de tratamento correspondentes a quatro vezes o diâmetro da estaca ($D_{cim}=4D$), tanto a capacidade de carga horizontal (H) quanto a rigidez do sistema aumentam com o aumento do diâmetro da camada tratada (D_{cim}), não se tendo alcançado um diâmetro de tratamento limite;
- A capacidade da carga horizontal de fundações profundas (H) não é diretamente proporcional ao volume de solo tratado (V_{cim}), dependendo da sua racional distribuição em função do seu diâmetro e profundidade de tratamento;

- A capacidade de carga horizontal de fundações profundas (H) e consequente rigidez do sistema, aumentam com o aumento das características de resistência da camada tratada;
- Quanto maior for a rigidez da camada de solo tratado, maiores serão os esforços cortantes aplicados à seção transversal da fundação profunda;
- Os parâmetros geotécnicos de resistência que controlam o desempenho de fundações profundas em solo tratado submetidas a carregamentos horizontais são: a coesão efetiva (c') dos solos natural e tratado, ângulo de atrito efetivo do solo natural (ϕ') e módulo de deformabilidade do solo natural (E);
- Com base nos parâmetros geométricos e geotécnicos que definem as fundações profundas em solo natural com e sem uma camada de solo tratado, é possível estabelecer-se uma metodologia semi empírica para a previsão da sua capacidade de carga horizontal última (H_{ult}), independentemente da relação de forma da fundação (L/D) e do seu diâmetro (D);
- Independentemente do tipo de comportamento das fundações profundas (rígidas ou flexíveis), a metodologia semi-empírica proposta mostrou ser uma ótima ferramenta para a previsão da capacidade de carga horizontal última (H_{ult}) de fundações profundas, tanto em solo natural quanto em solo tratado, garantindo ótimas aproximações com os ensaios de campo, bastante confiáveis e do lado da segurança.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões para o prosseguimento do estudo e ampliação do conhecimento sobre fundações profundas em solo tratado submetidas a carregamento horizontal são citadas:

- Realização de uma análise matemática mais consistente para validação da metodologia proposta;
- Realizar análise mecânica mais detalhada (teórica) sobre o comportamento de fundações profundas com uma camada superficial de solo tratado, submetidas a carga horizontal;

- Realização de estudos necessários para verificação do diâmetro de tratamento limite (D_{cim}), a partir do qual o seu aumento não tem mais influência no comportamento de fundações profundas submetidas a carregamento horizontal;
- Verificar a influência da aplicação conjunta de cargas verticais e horizontais em fundações profundas, tanto em solo natural quanto em solo tratado;
- realizar estudos na variação no tipo da seção de estaca, para seção quadrada, permitindo verificar a validade da metodologia proposta para aplicação em estacas de seção ou perímetro circular equivalente;
- Realizar estudo semelhante ao apresentado neste trabalho, para estacas submetidas a cargas horizontais dinâmicas (ciclos rápidos de aplicação de carga);
- Analisar o efeito de grupo de fundações profundas submetidas a carregamento horizontal, em solo natural e em solo tratado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS. **ABAQUS User's Manual**. Dassault Systèmes, Simulia Corp. ABAQUS© vs. 6.9, Providence, Rhode Island, USA. 2009.

AKINMUSURU, J. O. **The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand**. In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, Lagos. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.435- 442, 1987.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Report on Soil Cement**. ACI 230.1R- 09, Julho, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load: D 3966**. Vol. 04.08, ASTM, Philadelphia, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer: D 6635**. Vol. 04.09, ASTM, Philadelphia, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes: D 3282**. Vol. 04.08, ASTM, Philadelphia, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Classification System): D 2487**. Vol. 04.08, ASTM, Philadelphia, 2011.

ASSAN, E. A. **Método dos Elementos Finitos: Primeiros Passos**. 2ª ed., Editora da Unicamp, Campinas, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia Básico de Utilização de Cimento Portland**. Boletim Técnico: BT-106, 7ª Edição, São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo-Análise Granulométrica**, p. 13, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457: Amostras de Solos – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização**, p. 9, Rio de Janeiro, 1986;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9813: Solo – Determinação da Massa Específica Aparente In Situ, com Emprego de Cilindro de Cravação – Método de Ensaio**, p. 5, Rio de Janeiro, 1987;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12025: Solo-cimento - Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos - Método de ensaio**, p. 2, Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5733: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial**, p. 5, Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12069: Solo - Ensaio de Penetração do Cone In Situ (CPT) – Método de Ensaio**, p. 11, Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12023: Solo-cimento - Ensaio de compactação - Método de ensaio**, p. 6, Rio de Janeiro, 1992a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12024: Solo-Cimento-Moldagem e Cura de Corpos de prova Cilíndricas**, p. 5, Rio de Janeiro, 1992b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502: Rochas e Solos**, p. 18, Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12654: Controle Tecnológico de Materiais Componentes do Concreto - Procedimento**, p.6, Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9479: Argamassa e Concreto – Câmaras Úmidas e Tanques para Cura dos Corpos de Prova**, p.2, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12131: Estacas – Prova de Carga Estática**, p. 8, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12655: Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle e Recebimento - Procedimento**, p.18, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos**, p.9, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**, p.221, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7680: Concreto – Extração, Preparo e Ensaio de Testemunhos de Concreto**, p.12, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8890: Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e Métodos de Ensaio**, p.30, Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**, p.91 Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7222: Concreto e Argamassa – Determinação da Resistência à tração por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos**, p.5, Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8953: Concreto para Fins Estruturais – Classificação pela Massa Específica, por Grupos de Resistência e Consistência**, p. 4, Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7212: Execução de Concreto Dosado em Central**, p. 16, Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10342: Concreto – Perda de Abatimento – Método de Ensaio**, p. 2, Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12024: Solo - Cimento-Moldagem e Cura de Corpos de Prova Cilíndricas**, p. 5, Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12025: Solo-cimento - Ensaio de Compressão Simples de Corpos de Prova Cilíndricos - Método de Ensaio**, p.2, Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5580: Tubos de Aço-Carbono para Usos Comuns na Condução de Fluidos - Especificação**, p.9, Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7681: Calda de Cimento para Injeção**, p.10, Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7681-4: Calda de Cimento para Injeção: Determinação da Resistência à Compressão – Método de Ensaio**, p.2, Rio de Janeiro, 2013.

BASU, D.; SALGADO, R.; PREZZI, M. **A new Framework for Analysis of Laterally Loaded Piles**. Journal of Geo-Engineering Sciences, 1, 53-67, 2013.

BITTENCOURT, R. M.; TRABOULSI, M. A.; BITTENCOURT MACHADO, R.; FONSECA, A. C.; PINTO, J. L. A. **Estudo da Influência de Variáveis no Controle da Resistência do Concreto Compactado com Rolo**. Trabalho da Disciplina Concretos Especiais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2006.

BORTOLI, A. L.; CARDOSO, C.; FACHIN, M. P. G.; CUNHA, R. D. **Introdução ao Cálculo Numérico**. 2001. Cadernos de Matemática e Estatística UFRGS, Porto Alegre, 2001.

BRINCH HANSEN, J., **The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Force**. The Danish Geotechnical Institute, Bulletin, N°12, 1961.

BROMS, B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils**. Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division , 90 (2), 27-63, 1964a.

BROMS, B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division , 90 (3), 123-156, 1964b.

BROMS, B. **Design of Laterally Loaded Piles.** Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 91 (SM3), 77-99, 1965.

CASAGRANDE, M.D.T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, 2005.

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

CONCEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEÁUX ÉLECTRIQUES (CIGRE). **Foundation Installation – An Overview.** Working Group B2.07. Technical Brochure. No 308. May, 2006.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. **Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(1), 96-101, 2003.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. **Yielding-Compressibility-Strength Relationship for an Artificially Cemented Soil Cured Under Stress.** Géotechnique, London, v.56, p.69-72, 2006.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. **Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v. 133, n.2, p.197-205, 2007.

CONSOLI, N. C.; THOMÉ, A.; DONATO, M.; GRAHAM, J. **Loading Tests on Compacted Soils, Bottom-Ash and Lime Layers.** Geotechnical Engineering, 161, issue GEI, ICE, p.29-38, 2008.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A. **Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, 2009a.

CONSOLI, N. C., VIANA DA FONSECA, A.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. **Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.135, p.1347-1353, 2009b.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M.F.; FESTUGATO, L. **Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.136, p.759-763, 2010.

CONSOLI, N. C.; VIANA DA FONSECA, A.; CABERLON, R. C.; FONINI, A. **Parameters Controlling Stiffness and Strength of Artificially Cemented Soils.** Géotechnique, London, v.62, n.2, p.177-183, 2012a.

- CONSOLI, N. C.; CABERLON, R. C.; VIANA DA FONSECA, A.; COOP, M. R. **Influence of Cement-Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.138(1), p.100-109, 2012b.
- CONSOLI, N. C.; RUYER C.; SCHNAID, F. **Uplift Performance of Anchor Plates Embedded in Cement-Stabilized Backfill**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.139(3), p.511-517, 2013.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. **The Mechanics of Cemented Carbonate Sands**. Géotechnique, London, v.42, n.4, 1992.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. **The mechanics of cemented carbonate sands**. Géotechnique, London, v.41, n.1, p.53-67, 1993.
- COOP, M. R.; WILLSON, S. M. **Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Reston – Virginia – USA, v.129,n.11, p.1010-1019, 2003.
- CRUZ, R. C. **Condutividade Hidráulica em Solos Contaminados Encapsulados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 2004.
- CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 2008.
- CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION – CIRIA. **Design of Laterally-Loaded Piles**. CIRIA Report 103, London: CIRIA, 1984.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanics of structured sands**. Géotechnique, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.
- DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. **Obtenção das Características de Resistência e Deformabilidade de um Solo Residual de Basalto Através de Ensaio de Placa**. XXXI Jornadas Sud-Americanas Ingeniería Estructural, In: Anais do... CD-Rom, p. 1-12, 2004a.
- DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUYER, C. A. **Determinação de Alguns Parâmetros Geotécnicos do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS**. 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (GeoJovem 2004), In: Anais do... CD-Rom, p. 1-6, 2004b.
- DALLA ROSA, F. **Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curado sob Tensão em Ensaio Triaxiais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 2006.
- DALLA ROSA, A. **Estudo dos Parâmetros-chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal**. 198p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DEL PINO JUNIOR, A. **Análise do Comportamento de Estacas do tipo Broca Escavada com Trado Mecânico, Solicitadas por Esforços Transversais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Estadual Paulista – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, São Paulo, 2003.

DE VOS, M.; WENHAM, V. Workpackage 3 - **Innovative Design Methods in Geotechnical Engineering**. GeoTechNet – European Geotechnical Thematic Network, 2005, 90p., Site: <http://www.geotechnet.org>, acessado em 07/01/2014.

DONATO, M. **Ensaio Triaxiais do Solo do Campo Experimental do CETEC/FEAR/UPF**. Resultados realizados e fornecidos em meio digital pelo autor, sem publicação, 2005.

DUNCAN, J. M.; EVANS Jr., L. T.; OOI, P. S. K. **Lateral Load Analysis of Single Piles and Drilled Shafts**, JGED, ASCE, v.120, n.6, p.1018-1033, 1994.

DORR, H. **Die Standsicherheit des Masten und Wände in Erdreich**. W. Ernst und Sohn, Berlin, 1922.

FARO, V. P. **Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Camadas de Solos Artificialmente Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de Coimbra, Coimbra, 2009.

FARO, V. P.; CONSOLI, N. C.; MARQUES, S. F. V. M.; CALDEIRA, I. M. G. **Estudo das Características de Resistência de uma Areia Estabilizada com Cimento e Fibra**. VI Simpósio Brasileiro de Geossintéticos (Regeossintéticos), Belo Horizonte, In: Anais do... CD-Rom, 2011.

FARO, V. P.; CONSOLI, N. C. **Numerical Analysis versus in Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil**. International Conference on Site Characterization (4. : 2012: Porto de Galinhas, PE) Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 (Proceedings), London: Taylor & Fancis, Vol. 2, 1069-1072, 2013.

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

FESTUGATO, L. **Comportamento de Hidratação e Resposta Cisalhante Cíclica de Resíduo de Mineração Cimentado Reforçado com Fibras**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de Controle da Resistência e rigidez de Solos Granulares Artificialmente Cimentados**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FONINI, A. **Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada: Análise Experimental e Micromecânica**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GARCIA, J. G. D. **Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.

GENS, A.; NOVA, R. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. In: International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.485-494, 1993.

HEINECK, K. S. **Estudo da Influência de Cimentações Introduzidas sob Tensão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

HELWANY, S. **Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications**. John Wiley & Sons Inc., Hoboken, New Jersey, 2007.

HETENYI, M. **Beams on Elastic Foundation**. The University of Michigan Press, 1946.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. **Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand**. In: International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553-560, 1993.

INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL (INMETRO). **Escopo da Acreditação - ABNT NBR ISSO/IEC 17025 Ensaio**. Brasília, 2006. <http://www.inmetro.gov.br/laboratorios/rble/docs/CRL0027.pdf>, acessado em 07/03/2013;

ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; SIM, W. H.; RANDOLPH, M. F. **Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 (6), 520–529, 2002.

KNOP, A. **Encapsulamento de Solos Contaminados por Hidrocarbonetos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.

KNOP, A. **Estudo do Comportamento de Liners Atacados por Ácido Sulfúrico**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.

KRISHNA, Y. S. R. **Numerical Analysis of Large Size Horizontal Strip Anchors**. Dissertação (Mestrado em Ciência) – Faculdade de Engenharia, Instituto Indiano de Ciência. Balgalore, Índia, p. 194, 2000.

LADD, R. S. **Preparing Test Specimens Using Undercompaction**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.1, n.1, p.16-23, 1978.

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R. **Modelagem Numérica do Comportamento de Fundações Profundas Submetidas a Carregamento Lateral**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2010.

LEMONS, R. G. **Estudo do comportamento hidráulico, mecânico e químico de barreiras hidráulicas verticais, compostas por solo residual, bentonita e cimento sob ação de substâncias agressivas**. 2006. 312p. Dissertação (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in the natural soil and weak rocks**. Géotechnique, London, vol. 40. n.3, p.467-488, 1990.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. **Behaviour and proprieties of natural and soft rocks**. In: Tan et al. (Eds). Characterization and Engineering Proprieties of Natural Soils. Lisse: Swets e Zeitlinger. p.29-254, 2003.

LOPES JUNIOR, L. S.; THOMÉ, A. **Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, Executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul**. Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul (GEORS), Passo Fundo, 2005.

LOPES JUNIOR, L. S. **Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

MÁNTARAS, F. M. **Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada a Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Não Saturados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 1995.

MARTINS, F. B. **Investigação do Comportamento Mecânico de um Solo Naturalmente Estruturado**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 2001.

MATLOCK, H., REESE, L. C. **Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles With Soil Modulus Assumed Proportional to Depth**. Proceedings, 8th, Texas Conference on SMFE, 1956.

MATLOCK, H., REESE, L. C. **Generalized Solution for Laterally Loaded Piles**. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 86, No. SM5, pp. 63-95, 1960.

MATLOCK, H., REESE, L. C. **Foundations Analysis of offshore Pile Supported Structures**. Proceedings, 5th, ICSMFE, Paris, v.2, p.91-97, 1961.

METHA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura Propriedades e Materiais**. Editora PINI, São Paulo, 1994.

- MEDERO, G. M. **Comportamento de um Solo Colapsível Artificialmente Cimentado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.
- MICHE, R. J. **Investigation of Piles Subjected to Horizontal Forces**. Application to quay walls, Journal of the School of Engineering, n.4, Giza, Egito, 1930.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. New York: John Wiley, 411p. 1978.
- POULOS, H. G., DAVIS, E. **Piles Foundations Analysis and Design**. John Wiley & Sons Inc., New York. 1980.
- PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 1996.
- PRIETTO, P. D. M. **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.
- PYKE, R.; BEIAKAE, M. **A New Solution for the Resistance of Single Piles to Lateral Loading**. Laterally loaded deep foundations: analysis and performance, STP 835, ASTM, Philadelphia, p.3-20, 1985.
- RATTLEY, M. J.; LEHANE, B. M.; CONSOLI, N. C.; RICHARDS, D. J. **Uplift of Shallow Foundations with Cement-Stabilised Backfill**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, ICE, Vol. 161, N. 2, May, p. 103-110, 2008.
- REESE, L.; MATLOCK, H. **Nondimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional with Depth**. Proceedings, VIII Texas conference on soil mechanics and foundation engineering , 672-690, 1956.
- REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, R. D. **Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay**. Proc, 7th Offshore Technol. Conf., Houston, Tex., 2, 473-483, 1975.
- ROTTA, G. V. **Plastificação de um Solo Cimentado Curado Sob Tensão**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 198, 2005.
- RUVER, C. A. **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 2011.
- SALES, L. F. P. **Estudo da Influência de Cimentações Introduzidas Sob Tensão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 129, 1998.
- SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M. **Static Properties of Lightly Cemented Sand**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 no GT12, 1978.
- SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos, São Paulo, p.189, 2000.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. **Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.127, n.10, p.857-868, 2001.

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics – the main tests**. Taylor & Fancis Group, London, p.327, 2009.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ed, Oficina de Textos, São Paulo, p.223, 2012.

SPINELLI, L.F. **Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFRGS, Porto Alegre, 1999.

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P. **Solos do Rio Grande do Sul**. Editora da UFRGS, Porto Alegre/RS, 2002.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficients of subgrade modulus**. Géotechnique, V5: 297-326. 1955.

THOMÉ, A. **Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1998.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N. C. **Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada**. Solos e Rochas, v. 26, n.2, p.141-163. 2003.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; CONSOLI, N. C.; GRAHAM, J. **Circular Footings on a Cemented Layer Above Weak Foundation Soil**. Canadian Geotechnical Journal, v. 42, n.6, p.1569-1584. 2005.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USAGE). **Tractability Studies for Solidification / Stabilization of Contaminated Material**. Technical Letter N. 1110- 1-158, Washington, 1995.

VELLOSO, A. D.; LOPES, F. R. **Fundações Profundas**. v.2, 1ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes Em Um Solo Melhorado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 141, 1996.

VENDRUSCOLO, M. A. **Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos Fibrosos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 224, 2003.

WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge. 462p, 1990.

ZIENKIEWICZ, O. C. **The Finite Element Method**. 3a Ed. Mc Graw-Hill, New York. 1977.

ZIENKIEWICS, O. C.; TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method - Vol. 2: Solid Mechanics**. 5a Edição, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2000.