

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

**Comportamento em Campo de Estacas Metálicas Submetidas a
Carregamento Lateral Cíclico em Solo Coesivo-Friccional**

Renan Eduardo Cordeiro

Porto Alegre
2019

RENAN EDUARDO CORDEIRO

**COMPORTAMENTO EM CAMPO DE ESTACAS
METÁLICAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTO LATERAL
CÍCLICO EM SOLO COESIVO-FRICCIONAL**

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

Orientação: Prof. Ph.D. Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre
2019

RENAN EDUARDO CORDEIRO

**COMPORTAMENTO EM CAMPO DE ESTACAS
METÁLICAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTO LATERAL
CÍCLICO EM SOLO COESIVO-FRICCIONAL**

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

Porto Alegre, 22 de março de 2019.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

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

BANCA EXAMINADORA

Prof. Giacomo Russo
Ph.D. pela University of Naples - Itália
Membro Externo

Prof. Olivier Cuisinier
Ph.D. pela Université de Lorraine – França
Membro Externo

Prof. Antônio Thomé
D.Sc. pela UFRGS
Membro Externo

Prof. Vitor Pereira Faro
D.Sc. pela UFRGS
Membro Externo

Prof. Luizmar da Silva Lopes Junior
D.Sc. pela UFRGS
Membro Externo

Prof. Lucas Festugato
D.Sc. pela UFRGS
Membro Interno

À minha esposa Patricia

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação de mestrado é fruto de muitas horas de trabalho e dedicação, certamente envolvendo familiares, colegas, profissionais e instituições, os quais foram essenciais para a realização desta pesquisa e a quem agora desejo agradecer.

Primeiramente, agradeço ao Professor Orientador Nilo Cesar Consoli, pela dedicação, comprometimento e certamente por todo conhecimento repassado, com todo entusiasmo e motivação incondicional para alcançarmos nossos objetivos.

A minha esposa Patricia, que esteve ao meu lado em todos os momentos sendo companheira e participando de cada etapa, inclusive nas horas de estudo, ensaios de laboratório e ensaios de campo.

A BornSales Engenharia, por permitir fosse possível trabalhar a distância, viabilizando a realização do curso de mestrado.

Ao amigo e doutorando Ricardo Born, pela parceria e comprometimento (inclusive financeiro) para realizarmos a pesquisa em conjunto, assim como o incentivo para ingressar no curso de mestrado.

Ao amigo e Professor Luis Fernando Pedroso Sales, pelo conhecimento, auxílio e confiança desde a carta de recomendação. É sem dúvida um exemplo como professor e engenheiro geotécnico, com toda sua facilidade em ensinar, fez com que cada vez mais eu me interessasse pela Geotecnia e em fazer parte deste programa de pós-graduação.

Aos meus pais, pelo apoio e incentivo durante todo o percurso da minha educação, pelo exemplo de superação e dedicação.

Ao colega e amigo Ricardo Caballero, pela parceria e amizade.

A tia Rosi e tio Lécio, pelo acolhimento em Porto Alegre, sempre felizes proporcionaram momentos de descontração, fundamental, além de motivar do início ao fim.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelo conhecimento transmitido.

Ao Programa de Pós-Graduação, pelo aceite do meu nome ao curso de mestrado e suporte financeiro do trabalho de pesquisa.

A Universidade de Passo Fundo e seus colaboradores, pela excelente recepção, auxílio e permitirem que os ensaios de campo desta pesquisa lá fossem realizados.

As empresas Dywidag e Triferro, pelo material doado para esta pesquisa.

RESUMO

CORDEIRO, R. E. **Comportamento em Campo de Estacas Metálicas Submetidas a Carregamento Lateral Cíclico em Solo Coesivo-Friccional**. 2019. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O efeito cíclico em estacas carregadas lateralmente e comportamento de solos coesivos-friccionais, são ambos temas de poucos estudos na Geotecnia clássica. Dado a inexistência de modelos consagrados para reproduzir o comportamento de solos coesivos-friccionais, são utilizados modelos para outros tipos de solo buscando uma simplificação do problema, o que resulta em dimensionamentos conservadores. Com o intuito de minimizar esta lacuna de informação, foram realizados 6 ensaios de carga lateral cíclica em estacas metálicas cravadas em solo coesivo-friccional. Todas as estacas, com comprimento de 2 m e seção transversal de 0,15 m, foram instrumentadas por extensômetros em 10 níveis e monitoradas durante o ensaio. Para avaliar o efeito de forma, foram adotadas 2 estacas circulares, 2 estacas quadradas e 2 estacas perfil H, todas com momento de inércia similar. Os ensaios tiveram deslocamento controlado em 2 níveis, 10 e 25 mm. O comportamento frente ao carregamento cíclico apresentou uma degradação média da resistência de 48% ao final dos ensaios, englobando as diferentes formas e deslocamentos. O efeito de forma se mostrou presente não só na resistência, como na degradação da resistência, a seção quadrada apresentou melhor desempenho seguido do perfil H e o pior desempenho foi da seção transversal circular, com maior degradação. O efeito da magnitude dos deslocamentos se mostrou uma variável da degradação da resistência, para deslocamento de 10 mm houve uma maior degradação, quando comparado com deslocamentos de 25 mm. A partir da instrumentação das estacas foi traçado o diagrama de momento fletor, sendo possível observar uma diminuição do momento ao longo dos ciclos, no entanto o momento fletor máximo mantém-se sempre na mesma profundidade durante todo o ensaio. Por fim, ao dimensionar uma fundação é necessário atentar não só ao tipo de solo e tipologia de estaca, mas também a origem do carregamento, a forma da seção transversal e a rigidez da estaca, que juntos governam o mecanismo de ruptura e resistência, os quais são atrelados ao nível de deslocamento aceitável pela estrutura para um limite de serviço.

Palavras-chave: Carregamento Cíclico; carregamento lateral; prova de carga; instrumentação de estacas; solo coesivo-friccional; solo residual; efeito de forma; degradação da resistência.

ABSTRACT

CORDEIRO, R. E. **Crosswise Cyclic Loaded Steel Pile Tests on Cohesive-Frictional Soil Site**. 2019. M.Sc. Dissertation in Civil Engineering – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The effect of crosswise cyclic loaded steel pile tests on cohesive-frictional soil site is not well studied by the classical Geotechnics. Given the lack of established models to reproduce the behaviour of cohesive-frictional soils, models are used for other types of soil seeking a simplification of the problem, which results in conservative design. In order to minimize this information gap, 6 tests of cyclical lateral loading tests were performed on steel piles embedded in cohesive-frictional soil. All piles, with a length of 2.0 m and a cross-section of 0.15 m, were instrumented by strain gauges at 10 levels and monitored during the test. To evaluate the cross section shape effect, two circular, two square and two H profile cross-sections were studied, all with similar inertia moment. The tests had controlled top displacements at 2 levels, 10 mm and 25 mm. The effect of cyclic loading was a mean degradation of the resistance of 48% at the end of the tests, encompassing the different cross section shapes and displacements. The cross section shape effect was shown not only in the pile resistance, but also in the degradation of the pile resistance, the square section presented better performance followed by the H profile and the worse was the circular one, with greater degradation. The effect of the magnitude of the displacements demonstrates to be a variable of the degradation of the resistance. For displacements of 10 mm there was a greater degradation, when compared with displacements of 25 mm. From the piles instrumentation, the bending moments diagram were drawn, and it was possible to observe a decrease of the bending moments along the cycles under controlled displacements. However, the maximum bending moment always remains at the same depth throughout the test. Finally, when designing a foundation, it is necessary to consider not only the type of soil and typology of pile, but also the type of the load, the shape of the cross section and the inertia moment of the pile, which together govern the failure mechanism and resistance, and are linked to the level of displacement acceptable by the structure to a service limit.

Keywords: Cyclic loading; lateral load; load test; pile instrumentation; cohesive-frictional soil; residual soil; pile shape effect; resistance degradation.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Solos Coesivos-friccionais	4
2.1.1. Histórico de Estacas sob Carga Lateral em Solos Coesivos-Friccionais	5
2.2. Carregamento lateral em estacas	7
2.2.1. Limite Último.....	10
2.2.2. Limite de Serviço	16
2.2.3. <i>State-of-the-art</i> por Reese (2011)	25
2.2.4. Resumo.....	25
2.3. Carregamento lateral cíclico.....	27
2.4. Características estruturais de estacas.....	31
2.4.1. Efeito de Forma.....	31
2.4.2. Rigidez a Flexão.....	34
2.5. Prova de carga lateral	35
2.5.1. Procedimentos	36
2.5.2. Instrumentação	39
2.5.3. Interpretação.....	41
3. Programa de Pesquisa.....	44
3.1. Caracterização das estacas teste	44

3.2.	Instrumentação das estacas teste	46
3.3.	Calibração das estacas teste.....	49
3.4.	Cravação das estacas teste	52
3.5.	Ensaio de prova de carga lateral cíclica	54
3.5.1.	Descrição do Ensaio	54
3.5.2.	Detalhes do Sistema	56
3.5.3.	Método de Aplicação de Carga	61
4.	Campo Experimental	63
4.1.	Localização.....	63
4.2.	Características do Solo	64
4.3.	Investigações Geotécnica	65
4.3.1.	Ensaio de Laboratório.....	65
4.3.2.	Ensaio de Campo	72
5.	Resultados e Análises	78
5.1.	Carga-Deslocamento	78
5.1.1.	Estaca C10.....	79
5.1.2.	Estaca Q10.....	80
5.1.3.	Estaca H10.....	81
5.1.4.	Estaca C25.....	82
5.1.5.	Estaca Q25.....	83
5.1.6.	Estaca H25.....	84
5.2.	Degradação da Resistência.....	85
5.2.1.	Estaca C10.....	86
5.2.2.	Estaca Q10.....	87

5.2.3.	Estaca H10.....	87
5.2.4.	Estaca C25.....	88
5.2.5.	Estaca Q25.....	88
5.2.6.	Estaca H25.....	89
5.3.	Efeito de Forma	89
5.3.1.	Comparação estacas com deslocamento 10 mm.....	91
5.3.2.	Comparação estacas com deslocamento 25 mm.....	92
5.4.	Efeito da magnitude dos deslocamentos	92
5.4.1.	Estacas Circulares	93
5.4.2.	Estacas Quadradas.....	94
5.4.3.	Estacas Perfil H.....	94
5.5.	Evolução dos Momentos	95
5.5.1.	Estaca C10.....	96
5.5.2.	Estaca Q10.....	96
5.5.3.	Estaca H10.....	97
5.5.4.	Estaca C25.....	97
5.5.5.	Estaca Q25.....	98
5.5.6.	Estaca H25.....	98
5.6.	Resumo e aplicação	99
6.	Considerações Finais.....	102
6.1.	Conclusões.....	102
6.2.	Sugestões para trabalhos futuros	104
	Referências	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Comparação entre métodos no espaço p-y normalizado (adaptado de Truong, 2017).	6
Figura 2 – Esforços infinitesimais na estaca	8
Figura 3 – Estacas de topo livre (a) flexível (b) rígida.....	9
Figura 4 – Estacas de topo restringido (a) flexível (b) intermediária (c) rígida	10
Figura 5 – Comportamento rígido perfeitamente plástico.....	10
Figura 6 – Perfil da resistência última considerada por Broms em solo coesivo (1964a,b):....	12
Figura 7 - Perfil da resistência última em solo não coesivo (a) Broms (1964) (b) Barton (1984)	13
Figura 8 – Estaca de topo livre rígida (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo.....	13
Figura 9 - Estaca de topo livre flexível (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo.....	14
Figura 10 - Estaca de topo restringido rígida (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo	14
Figura 11 - Estaca de topo restringido intermediária (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo	15
Figura 12 - Estaca de topo restringido flexível (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo	15
Figura 13 – Performance de pilares e cabeceira de pontes.....	16
Figura 14 – Modelos: (a) elástico (b) interpretação elástico-linear (c) interpretação elástico não- linear (d) elementos finitos 3D	17
Figura 15 – Reação do solo (a) antes e (b) depois de um deslocamento aplicado	19
Figura 16 – (a) forma conceitual da curva p-y (b) degradação do módulo E_{py}	20
Figura 17 – Modelo de estaca carregada lateralmente (a) esforços na estaca (b) modelo elástico do solo (c) curvas p-y	21
Figura 18 – Estaca carregada lateralmente: (a) discretização da estaca (b) curvas p-y.....	21
Figura 19 – Relações matemáticas: (a) carregamento na estaca (b) deslocamento (c) rotação (d) momento fletor (e) esforço cisalhante (f) reação do solo	22
Figura 20 – Curva conceitual do comportamento do solo sobre carregamento lateral	26

Figura 21 – Curva p-y conceitual para carregamento cíclico.....	27
Figura 22 – Comportamento de estaca em argila sob carregamento cíclico	28
Figura 23 – Curva p-y para argilas moles.....	30
Figura 24 – Influência da forma da seção transversal, adaptado de Reese & Van Impe (2011)	32
Figura 25 – Interação entre estacas, adaptado de Poulos (2017).....	37
Figura 26 – Comparação estaca de topo livre x restringido (a) carga x y/D (b) profundidade x y/D, adaptado de Viggiani et. al. (2012).....	43
Figura 27 – Estaca de seção circular	44
Figura 28 – Estaca de seção quadrada	44
Figura 29 – Estaca tipo perfil H	45
Figura 30 – Relação Momento x Curvatura	45
Figura 31 – Níveis de instrumentação das estacas	47
Figura 32 – Arranjo de ligação dos extensômetros, adaptado de National Instruments (2017)	47
Figura 33 – Friso longitudinal nas estacas (a) circular (b) quadrada (c) perfil H.....	49
Figura 34 – Sistema de calibração – Viga bi-apoiada	50
Figura 35 – Ensaio de Calibração – Estaca H1	51
Figura 36 – Ensaio de Calibração – Defeito no sensor 4.....	51
Figura 37 – Sistema de calibração – Elementos do sistema.....	52
Figura 38 – Equipamento de bate-estaca.....	52
Figura 39 – Cravação de estaca	53
Figura 40 – Estacas cravadas alternadas as estacas de concreto	53
Figura 41 – Planta baixa do projeto de prova de carga	55
Figura 42 – Seção do projeto de prova de carga.....	55
Figura 43 – Sistema do ensaio de prova de carga.....	56
Figura 44 – Sistema de aquisição de dados	56
Figura 45 – Ligação entre sistema de reação com sistema de aplicação de carga	57

Figura 46 – Ligação entre estroca, célula de carga e cilindro hidráulico	57
Figura 47 – Esfera na ligação entre sistema de reação e sistema de aplicação de carga.....	58
Figura 48 – Cilindro hidráulico e bomba de acionamento de dupla ação	58
Figura 49 – Rótula de ligação entre sistema de aplicação de carga e estaca (lateral)	59
Figura 50 - Rótula de ligação entre sistema de aplicação de carga e estaca (superior).....	59
Figura 51 – Viga de Referência.....	60
Figura 52 – Superfície de vidro lubrificada no contato com os LVDT's	60
Figura 53 – Relógio comparador digital.....	61
Figura 54 – Método de aplicação de carga.....	62
Figura 55 – Localização do Campus de Passo Fundo - UPF	63
Figura 56 – Campo Experimental.....	64
Figura 57 – Mapa de classificação dos solos do Rio Grande do Sul (EMATER/DIT-UFRGS/DEP.SOLOS).....	64
Figura 58 – Índices físicos.....	65
Figura 59 – Curva Granulométrica por: (a) Ruer (2011) (b) Carretta (2018)	66
Figura 60 - Resultado do ensaio oedométrico (a) escala natural (b) escala logarítmica	67
Figura 61 – Ensaio de compressão simples (a) bloco retirado (b) processo de esculpir (c) fase de carregamento do ensaio (d) banda de cisalhamento (CARRETTA, 2018)	67
Figura 62 – Ensaio de Compressão simples instrumentado (a) corpo de prova instrumentado (b) durante o ensaio (c) corpo de prova deformado após ruptura (CARRETTA, 2018).....	68
Figura 63 – Curva tensão x deformação ensaio de compressão simples (CARRETTA, 2018).....	69
Figura 64 - Resultado dos Ensaio Triaxial Consolidado Drenado (DONATO, 2005)	70
Figura 65 – Resultado dos Ensaio Triaxial Consolidado Drenado (CARRETTA, 2018)	71
Figura 66 - Trajetória de tensões espaço p' x q para ensaio cíclico e envoltória de ruptura para ensaios triaxiais estáticos (CARRETTA, 2018).....	72
Figura 67 - Evolução da poropressão ao longo da deformação axial apresentada durante o carregamento cíclico (CARRETTA, 2018).....	72
Figura 68 – Relatório de Sondagem tipo SPT (a) com lavagem (b) sem lavagem.....	73
Figura 69 – Cone Padrão ASTM D5778-12 (2012). Imagem em Faro (2014).	73

Figura 70 – Relatório de Sondagem tipo CPT.....	74
Figura 71 – Classificação do solo carta (a) SBT (b) SBTn	75
Figura 72 – Dilatômetro Padrão ASTM D6635-15 (2015). Imagem em Faro (2014)	76
Figura 73 – Relatório de Sondagem DMT	77
Figura 74 – Carta de Classificação do Solo ensaio DMT, adaptado de Marchetti (2001)	77
Figura 75 – Carga x Deslocamento – Estaca C10	79
Figura 76 – Carga x Deslocamento – Estaca C10 ciclo 1 e ciclo 100.....	79
Figura 77 – Carga x Deslocamento – Estaca Q10.....	80
Figura 78 – Carga x Deslocamento – Estaca Q10 ciclo 1 e ciclo 100.....	80
Figura 79 – Carga x Deslocamento – Estaca H10.....	81
Figura 80 – Carga x Deslocamento – Estaca H10 ciclo 1 e ciclo 100.....	81
Figura 81 – Carga x Deslocamento – Estaca C25	82
Figura 82 – Carga x Deslocamento – Estaca C25 ciclo 1 e ciclo 100.....	82
Figura 83 – Carga x Deslocamento – Estaca Q25	83
Figura 84 – Carga x Deslocamento – Estaca Q25 ciclo 1 e ciclo 100.....	83
Figura 85 – Carga x Deslocamento – Estaca H25	84
Figura 86 – Carga x Deslocamento – Estaca H25 ciclo 1 e ciclo 100.....	84
Figura 87 – Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca C10.....	86
Figura 88 – Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca Q10.....	87
Figura 89 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca H10	87
Figura 90 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca C25.....	88
Figura 91 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca Q25	88
Figura 92 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca H25	89
Figura 93 – Degradação da Resistência x número de ciclos – Estacas com deslocamento 10 mm	91
Figura 94 - Degradação da Resistência x número de ciclos – Estacas com deslocamento 25 mm	92
Figura 95 – Degradação da Resistência x Ciclo – Estacas circulares	93

Figura 96 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estacas quadradas	94
Figura 97 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estacas perfil H.....	94
Figura 98 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca C10.....	96
Figura 99 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca Q10.....	96
Figura 100 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca H10.....	97
Figura 101 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca C25	97
Figura 102 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca Q25.....	98
Figura 103 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca H25.....	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das características estruturais das seções transversais.....	46
Tabela 2 – Diferença em porcentagem da degradação entre ciclos.....	86
Tabela 3 – Degradação resistência em função da ciclagem em solo coesivo friccional	89
Tabela 4 – Fator multiplicador-p para deslocamentos dentro do limite de serviço.....	90
Tabela 5 - Fator multiplicador-p médio para deslocamentos dentro do limite de serviço	90
Tabela 6 – Degradação da resistência em relação a forma.....	90
Tabela 7 – Degradação da resistência em relação ao deslocamento	93
Tabela 8 – Relação de resistência frente ao deslocamento.....	93

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resultado dos ensaios de compressão simples (CARRETTA, 2018)	68
Quadro 2 - Resultado do ensaio de tração por compressão diametral (CARRETTA, 2018) ...	69
Quadro 3 - Índices físicos dos corpos de prova.....	70

1. INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Estudar solos coesivos-friccionais é de especial interesse pelo fato de que a Geotecnia “clássica” não abrange este tipo de solo. A complexidade do arranjo estrutural e a cimentação natural entre os grãos, faz com que estes solos tenham características peculiares não representadas fielmente pelos modelos convencionais da Geotecnia.

Poucas e pontuais pesquisas são publicadas, valores de parâmetros estão fora do intervalo esperado quando comparados a solos sedimentares de mesma densidade e distribuição granulométrica. Agravando a situação neste tipo de solo é difícil a retirada de amostras e não é possível reproduzi-lo em laboratório, conseqüentemente o comportamento e as propriedades geotécnicas, são caracterizados por ensaios de campo na maioria das situações de projetos geotécnicos.

Em especial o comportamento do solo frente ao carregamento lateral não é tão bem definido como o carregamento axial, o qual apresenta inúmeras metodologias teóricas, semi-empíricas e empíricas, capazes de realizar previsões com grande acurácia. Este tipo de carregamento é levado a discussão principalmente em obras de maior complexidade como, molhes, portos, estruturas *offshore*, aerogeradores e prédios altos. Além da solicitação devido ao carregamento lateral, estão impostas a estes tipos de estrutura os carregamentos cíclicos, que são carregamentos de baixa frequência, proveniente da ação do vento e ondas do mar, por isto o interesse em simular este tipo de carregamento, que é diferente de carregamento dinâmico solicitado por máquinas através da vibração por exemplo, que são carregamentos de alta frequência.

Em projetos de engenharia é avaliado o limite último, quando uma estrutura é exposta a um carregamento de tal magnitude a causar ruptura e limite de serviço, que é imposto para que a estrutura seja capaz de trabalhar com segurança e conforto para o usuário. Não existem estudos e metodologias consagrados para determinação do limite último e limite de serviço em estacas sujeitas ao carregamento lateral cíclico em solo coesivo-friccional.

Os principais códigos de prática internacional, API RP 2GEO (API, 2011) e Eurocode 7 (BS-EN-1997-1, 2004), apresentam atualmente o método padrão utilizado em projetos na indústria para estacas carregadas lateralmente, através de análises de transferência de carga, representando a estaca como uma viga apoiada sobre molas não lineares, método conhecido como p - y , caracterizado pela resistência do solo p , em função do deslocamento y . No entanto oferecem formulações para estacas em solos friccionais (areias) e solos coesivos (argilas saturadas), porém não traz nenhuma recomendação para solos coesivos-friccionais, os quais na maioria das vezes são parcialmente saturados e possuem as duas porções de resistência (coesiva e friccional), uma cimentação representada por c' e uma parcela de atrito representada por ϕ' . Existem distintos modelos os quais tentam reproduzir o comportamento do solo. No entanto o chamado efeito do contínuo e o comportamento elástico não linear do solo, só é totalmente satisfeito e reproduzido através de provas de carga em escala real, na qual para obter informações pertinentes e confiáveis durante os ensaios, se faz necessário a instrumentação da estaca e monitoramento durante todo o ensaio.

Justifica-se assim a importância pelo estudo do comportamento lateral cíclico de estacas cravadas em solo coesivo-friccional, correlacionando ensaios de campo e laboratório a curvas p - y derivada das provas de carga instrumentada, e fatores de correção para estudos realizados em estacas sujeitas ao carregamento estático.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo da presente pesquisa é estudar o comportamento de estacas cravadas em solo coesivo-friccional, frente ao carregamento lateral cíclico, bem como quantificar a degradação da resistência do solo e avaliar o efeito da forma da seção transversal da estaca.

Para alcançar o objetivo geral, foram determinados os objetivos específicos:

- Comparar o valor da carga no primeiro ciclo para cada estaca, com o valor da carga a cada ciclo subsequente, estabelecendo o percentual de degradação.
- Avaliar o efeito da degradação de resistência, para os diferentes níveis de deslocamentos aplicados, em estacas de mesmas dimensões.
- Avaliar o efeito da degradação de resistência, para as estacas de diferentes formas com mesmo deslocamento, dimensão transversal e momento de inércia similar.

- Determinar um coeficiente de carregamento cíclico, aplicável para resistência lateral em ensaios de carregamento estático.
- Avaliar a evolução do momento fletor, com o passar dos ciclos, através da instrumentação das estacas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. SOLOS COESIVOS-FRICCIONAIS

Em regiões tropicais caracterizadas por altas temperaturas e chuvas abundantes, a degradação da rocha é intensa. Solos residuais, são formados quando a taxa de degradação da rocha mãe é mais rápida do que a velocidade de transporte das suas partículas, seja por água ou vento, o resultado é que o solo formado permanece no local de origem (WESLEY, 1990; MITCHELL & SOGA, 2005; HUAT, *et al.*, 2013).

O entendimento geotécnico de solos residuais é muito menos desenvolvido, frente aos solos sedimentares, uma vez que a Geotecnia chamada “clássica” foi desenvolvida majoritariamente por pesquisas e projetos envolvendo solos sedimentares (WESLEY, 1990; MITCHELL & SOGA, 2005).

Solos residuais apresentam comportamento coesivo-friccional, distinto dos solos transportados, dado a complexidade do seu arranjo estrutural, que vem dos grãos de solo e a “cimentação” entre estes grãos, a qual pode ser destruída quando submetida a deformações plásticas. Esta estrutura natural cimentada, tem efeito dominante no comportamento mecânico do solo, sendo responsável por sua resistência ao cisalhamento nas aplicações de engenharia tradicionais, as quais envolvem baixos níveis de tensão (SCHNAID, 2009).

Devido a diferente formação, uma das principais diferenças entre solos residuais e sedimentares, é que nos solos sedimentares a estrutura final depende do processo de deposição dos grãos e da história de carregamento e descarregamento, já nos solos residuais depende de como ocorreu a degradação da rocha mãe, originando uma estrutura porosa e cimentada, que leva a características diferentes de solos sedimentares de mesma densidade e distribuição granulométrica (CONSOLI, *et al.*, 2016). Assim o histórico de tensões acaba sendo determinante em solos sedimentares, enquanto que a estrutura complexa devido a cimentação é determinante em solos residuais (WESLEY, 1990). Devido a cimentação e a condição não saturada na maioria dos depósitos de solos residuais, os parâmetros de resistência devem ser expressos em termos, tanto de ângulo de atrito como de coesão, apresentam assim um caráter coesivo-friccional (SCHNAID, 2009).

Apesar disto o comportamento mecânico dos solos coesivos-friccionalis pode não ser estimado fielmente pelos métodos convencionais da Geotecnia. São solos difíceis de retirar amostras e

não tem como reproduzi-los em laboratório, conseqüentemente o comportamento e as propriedades geotécnicas, são caracterizados por ensaios de campo na maioria das situações de projetos geotécnicos. Poucas e pontuais experiências foram publicadas e valores de parâmetros estão fora do intervalo esperado para solos comuns como areias e argilas, com a mesma densidade e distribuição granulométrica. Agravando a situação, investigações de campo revelam que os perfis de solo residual são bastante heterogêneos, tanto no plano horizontal como vertical, devido ao processo de lixiviação e decomposição da rocha (SCHNAID & HUAT, 2013).

2.1.1. Histórico de Estacas sob Carga Lateral em Solos Coesivos-Friccionais

Trabalhos prévios nesta área são escassos, poucos foram os estudos realizados sobre carregamento lateral em solo coesivo-friccional.

Reese (1997) utiliza o método p-y para avaliar estacas isoladas em rochas “brandas”, o método foi chamado de interino devido à falta de provas de cargas disponíveis para validação.

Cho *et al.* (2007) apresenta resultado de 6 provas de carga lateral em solo coesivo-friccional da Carolina do Norte, as estacas foram instrumentadas com extensômetros e inclinômetros verticais, na comparação com o método de Reese (1997), mostra que o método para rochas brandas sobrestima a resistência, enquanto que o método para argilas subestima.

Simpson & Brown (2003), ensaiaram 5 provas de carga lateral no solo coesivo-friccional de Piedmont. A partir dos resultados, fizeram uma retroanálise, para obter curvas p-y, desenvolvendo então um critério de dimensionamento para carregamento lateral no solo coesivo-friccional de Piedmont.

Almeida *et al.* (2011) apresenta resultados de provas de cargas em estacas escavadas, realizadas no solo coesivo-friccional de Londrina, e os compara com métodos de previsão baseados em sondagem DMT (*Marchetti's Dilatometer Test*), obtendo um bom resultado na comparação do ensaio de carga e da previsão pelo método.

Consoli *et al.* (2016) a partir de ensaios de prova de carga lateral no solo coesivo-friccional de Passo Fundo, por meio de leituras de inclinômetro e deslocamento de topo da estaca, sugere que o comportamento das estacas carregadas lateralmente podem ser equacionadas de forma adimensional, em termos de força lateral aplicada normalizada [$F_h/(A.c')$] versus deslocamento horizontal normalizado (δ_h/D) em função do diâmetro da seção transversal da estaca. Os autores observam também até qual profundidade as estacas apresentam deslocamentos horizontais, definindo a área de influência das estacas, a qual proporciona capacidade de carga.

Truong (2017) apresenta o resultado de 4 provas de carga em estacas metálicas cravadas em solo coesivo-friccional instrumentadas com extensômetros. A partir dos ensaios é apresentado a curva p-y normalizada, com relação aos resultados de campo e modelos para argila rijas, rochas brandas e solos coesivo-friccional (Figura 1).

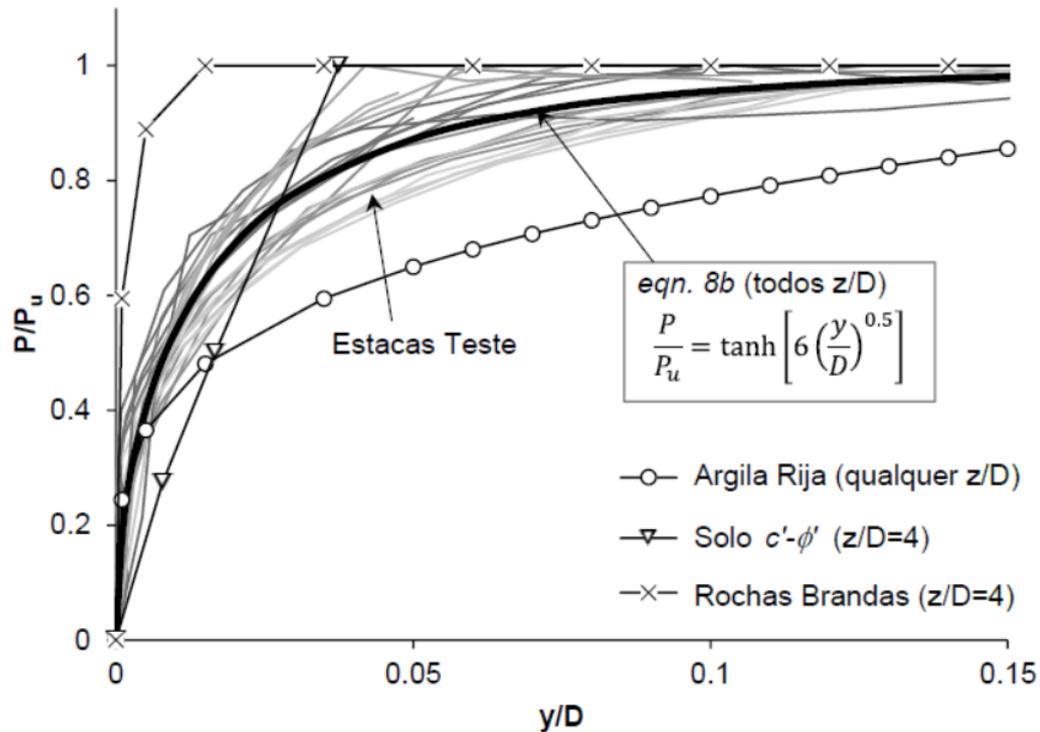


Figura 1- Comparação entre métodos no espaço p-y normalizado (adaptado de Truong, 2017).

Uma prática comum de projeto neste tipo de solo considerado como uma transição entre solo e rocha é a utilização de modelos para argila rijas e/ou rochas brandas. No entanto ao fazer uma comparação é observado que os modelos para argilas rijas subestimam a resistência, enquanto que os modelos para rochas brandas sobrestimam a resistência do solo (CHO, *et al.*, 2007).

Na literatura estão presentes métodos para dimensionamento de estacas submetidas a cargas laterais em areias, areias cimentadas, argilas e rochas brandas, os quais não representam fielmente o comportamento do solo coesivo-friccional. Não existem métodos reconhecidos para dimensionamento em solos coesivos-friccional, com a falta de modelos representativos se torna um desafio determinar os parâmetros, levando a projetos conservadores (CHO, *et al.*, 2007; TRUONG, 2017).

2.2. CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS

A interação solo estrutura é encontrada em todos problemas da engenharia de fundação, porém em alguns casos a estrutura é tão rígida que a solução pode ser assumida como o solo tendo um comportamento não linear e o elemento estrutural como se não houve mudanças na sua forma. Mas para uma estaca submetida a carregamento lateral, a solução não pode ser obtida sem considerar a deformação de ambos solo e estaca (REESE, *et al.*, 2006).

Estacas são frequentemente expostas a carregamentos laterais, a exemplo de molhes, portos, estruturas *offshore*, onde ocorrem carregamentos horizontais por impacto de navios durante a atracação, por ação de ondas e do vento, em estacas de suporte para estruturas de contenção, fundação de torres de transmissão e aerogeradores, estruturas construídas em áreas sísmicas e até mesmo em prédios altos sujeitos a ação do vento. Ao projetar estes tipos de fundações, dois critérios devem ser satisfeitos, primeiramente o limite último (ruptura), com fator de segurança adequado e limite de serviço, com deslocamentos aceitáveis para as cargas de trabalho, para que não cause danos estruturais a supraestrutura (POULOS & DAVIS, 1980; TOMLINSON, 2001; REESE, *et al.*, 2006; SALGADO, 2007; VIGGIANI, *et al.*, 2012).

Este capítulo aborda métodos para estimativas da capacidade lateral última em estacas isoladas e métodos para avaliar os deslocamentos, limite de serviço. Em casos práticos de projeto, o deslocamento permitido pelo limite de serviço corresponde a uma carga bem abaixo da resistência última.

Estacas apresentam em geral melhor resposta frente a carregamento lateral, do que fundações diretas, devido ao comprimento embutido. É observado por diversos autores que a capacidade lateral da estaca está ligada a capacidade estrutural da estaca e a resistência do solo na sua parte superior, na profundidade equivalente de 1 a 3 diâmetros da seção transversal da estaca (BROMS, 1964; VIGGIANI, *et al.*, 2012; POULOS, 2017).

O parâmetro principal de um solo carregado lateralmente é o coeficiente de reação horizontal k_h , definido como a resistência oferecida pelo solo em um ponto ao longo da estaca dividido pelo deslocamento da estaca neste ponto. O coeficiente de reação horizontal varia em função tanto da profundidade como do deslocamento (REESE & VAN IMPE, 2011).

A resistência do solo p é mobilizada na direção oposta aos deslocamentos y . Existem dois tipos de resistência: a compressão e ao cisalhamento. Se analisarmos o solo como um meio composto por camadas horizontais infinitas, cortados por uma estaca dividida em fatias de espessura infinitesimal dz (Figura 2), a resistência a compressão resulta na reação horizontal do solo,

sobre a estaca na qual tenta adentrar ao solo. Já a resistência ao cisalhamento vem do fato que a estaca tenta empurrar essas camadas de solo infinitesimais variando com a profundidade, variando também a força com a profundidade, fazendo com que estas camadas tendam a escorregar uma sobre a outra. Igualmente aos carregamentos verticais, com o carregamento horizontal, o solo ao redor da estaca plastifica e não oferece resistência com o aumento dos deslocamentos, assim o carregamento vai sendo transferido para as camadas infinitesimais abaixo, mobilizando a resistência ao longo do comprimento (REESE, *et al.*, 2006; SALGADO, 2007).

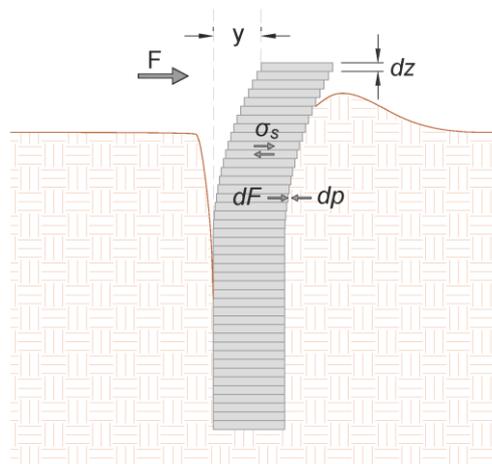


Figura 2 – Esforços infinitesimais na estaca

Os fatores que determinam o comportamento da estaca são: comprimento L , rigidez a flexão EI (Módulo de elasticidade E e Momento de Inercia I), grau de liberdade nas extremidades da estaca e resistência do solo (BROMS, 1964).

Uma estaca flexível (Figura 3a), é uma estaca na qual tem um embutimento longo o suficiente para que a sua base não sofra nenhum tipo de esforços, nem deslocamentos, a ruptura é governada pela resistência da estaca (SIMONS & MENZIES, 2001). Ocorrerá a plastificação da estaca no ponto de maior momento fletor, ocasionando o aparecimento de uma rótula plástica. Alguns autores, geralmente em publicações mais antigas, reportam este tipo de estaca como estaca longa.

Já a estaca rígida (Figura 3b), é a estaca na qual sofre uma rotação, sem que apareçam pontos de plastificação ao longo do seu comprimento, ocorre o deslocamento do topo da estaca em uma direção e da base no sentido oposto, com a presença de um ponto de giro, a ruptura é governada pela resistência do solo (SIMONS & MENZIES, 2001). Significa que a estaca era curta o suficiente para o solo não oferecer resistência ao longo do comprimento para travar a

base da estaca. Alguns autores, geralmente em publicações mais antigas, reportam este tipo de estaca como estaca curta.

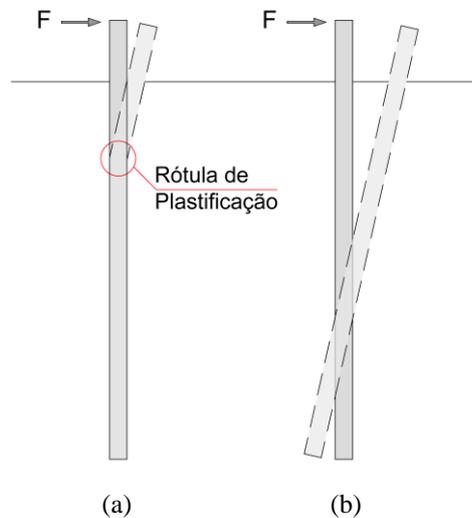


Figura 3 – Estacas de topo livre (a) flexível (b) rígida

Na maior parte dos casos práticos as estacas têm topo restringido, engastadas a um bloco. Surge então novos comportamentos quanto aos deslocamentos das estacas. Na estaca rígida (Figura 4c), a qual o momento fletor máximo é menor que o momento de plastificação da estaca, a estaca translada horizontalmente, uma vez que o topo está restringido e não permite rotação, o solo não oferece resistência suficiente para impedir o movimento.

Com a restrição de topo, surge uma nova classe, estaca intermediária (Figura 4b), na qual apresenta uma rótula de plastificação na ligação entre o bloco e a estaca, ponto que ocorre maior momento fletor, pois o bloco translada horizontalmente, a estaca recebe reação do solo tentando impedir o movimento horizontal e redistribui para as camadas infinitesimais ao longo do comprimento.

Na estaca flexível (Figura 4c), a qual o momento fletor é maior que o momento de plastificação da estaca, aparecem 2 rótulas de plastificação, uma na ligação entre estaca e bloco, ponto de maior momento fletor negativo e outra a uma certa profundidade, no ponto de maior momento fletor positivo da estaca. O momento negativo máximo é maior do que o momento positivo máximo, conseqüentemente a plastificação ocorre primeiramente na ligação entre bloco e estaca. No entanto, a estaca continua capaz de resistir esforço adicional após a formação do primeiro ponto de plastificação, a ruptura só vai acontecer quando forma o segundo ponto de plastificação no ponto de maior momento fletor positivo. O segundo ponto aparece, quando o momento fletor excede o momento de plastificação da seção transversal da estaca.

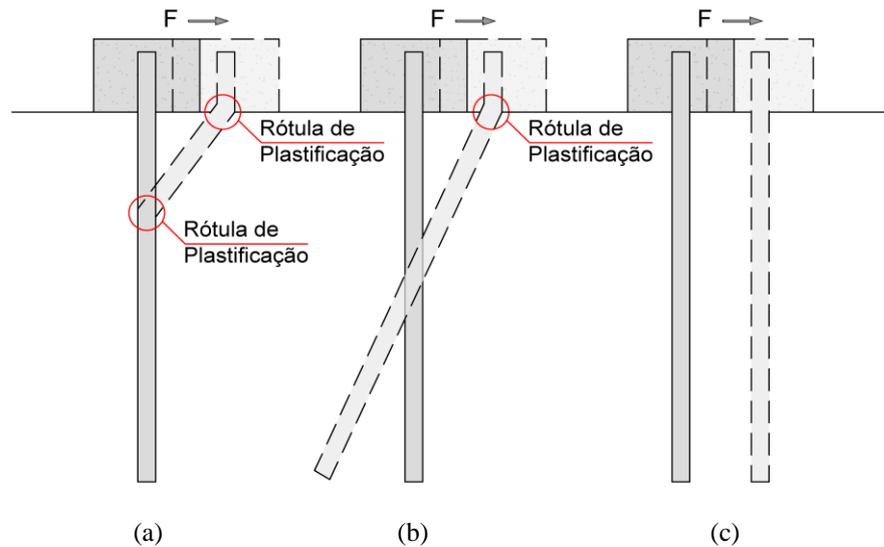


Figura 4 – Estacas de topo restringido (a) flexível (b) intermediária (c) rígida

Para cargas abaixo do limite último, a estaca terá um deslocamento de topo, tanto em estaca rígida como flexível. Em geral é mais importante conhecer o deslocamento que irá ocorrer em função do carregamento, a estimar o limite último, sendo que o limite de serviço é geralmente o mais crítico.

2.2.1. Limite Último

Para estimar a resistência limite última existem métodos analíticos, que consideram uma relação de tensão deformação rígida perfeitamente plástica (Figura 5), sendo assim considera-se que não ocorre deslocamento da estaca, até que se alcance toda resistência, uma vez alcançada a resistência o deslocamento é contínuo.



Figura 5 – Comportamento rígido perfeitamente plástico

2.2.1.1. Métodos Analíticos Plásticos

O carregamento lateral de estacas vem sendo tratado por diversos autores (REESE, *et al.*, 1974; BARTON, 1984; FLEMING, *et al.*, 1985; KULHAWY & CHEN, 1993; MEYERHOF, 1983). O trabalho “clássico” desta área foi publicado por Broms (1964a e 1964b), este método ainda é muito utilizado na prática (VIGGIANI, *et al.*, 2012; POULOS, 2017).

O método de Broms (1964a,b), foi apresentado para calcular, a deflexão lateral, capacidade lateral última e o máximo momento fletor. Foram assumidas as seguintes condições: (a) a deflexão para cargas de trabalho de uma estaca carregada lateralmente não deve ser tão excessiva a perder a função do elemento, e que (b) a sua resistência última deve ser suficientemente elevada para resguardar de colapso completo, mesmo que sobre a combinação de fatores mais desfavorável. Sendo assim, a ênfase se dá no comportamento na carga de trabalho e na ruptura. O comportamento em carga de trabalho, foi analisado pela teoria da elasticidade, assumindo que a estaca carregada lateralmente, se comporta como um material elástico ideal, no entanto esta estimativa só é válida comparando com prova de carga e não se aplicam quando ocorre plastificação tanto do solo como da estaca (quando o carregamento excede a metade da resistência última do elemento). O comportamento no limite último, foi analisado assumindo que a resistência última da estaca e a resistência última do solo foram alcançadas.

Broms considera um comportamento rígido perfeitamente plástico, a resistência lateral última é inteiramente mobilizada para que ocorra qualquer deslocamento e continua constante com o aumento do deslocamento. O comportamento estrutural da estaca é considerado como rígido perfeitamente plástico também, a parcela elástica é desprezada até que o momento fletor atinja o momento de plastificação da estaca M_y a uma certa profundidade. Neste estágio é formado uma rótula de plastificação, e a rotação se dá indefinidamente sobre um momento constante.

Para uma análise não drenada em solos coesivos homogêneos em termos de tensão total caracterizado por uma resistência não drenada S_u , na superfície onde o solo pode se deslocar livremente, pela equação (1):

$$p = 2 * S_u * d \quad | \quad \text{para } z < 3*d \quad (1)$$

A uma profundidade abaixo de 3 vezes o diâmetro ou dimensão da seção transversal da estaca, o solo é forçado a deslocar horizontalmente, sofrendo uma resistência última regida pela equação (2):

$$p = 8 a 12 * S_u * d \quad | \quad \text{para } z > 3*d \quad (2)$$

Para tornar uma análise mais simples, Broms sugere adotar uma distribuição simplificada (Figura 6).

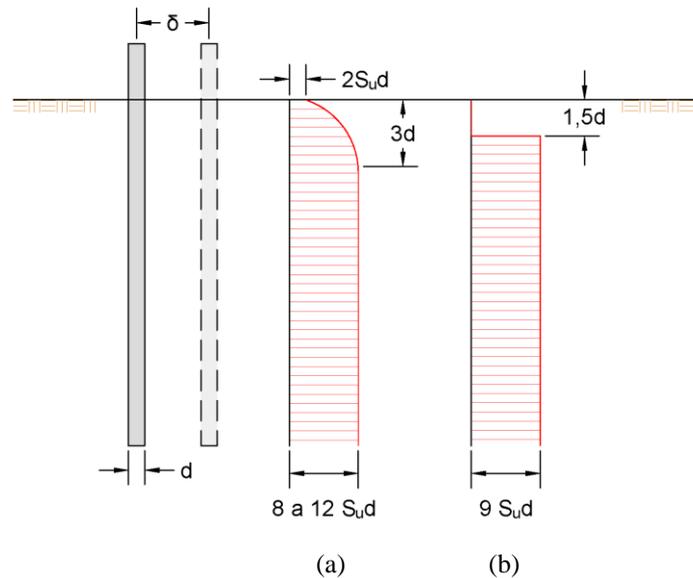


Figura 6 – Perfil da resistência última considerada por Broms em solo coesivo (1964a,b):

(a) experimental (b) simplificado

Para uma análise drenada em solos não coesivos homogêneos em termos de tensão efetiva, caracterizado por ângulo de atrito φ' e peso específico γ' , Broms considera que a resistência lateral última do solo cresce linearmente com a profundidade (Figura 7), de acordo com a equação (3):

$$p = 3 * K_p * \gamma * dz \quad (3)$$

Barton (1984), Fleming, *et al.* (1985) Kulhawy & Chen (1993), Russo & Viggiani (2008), afirmam que o método de Broms é levemente conservador para solos coesivos, enquanto que para solos não coesivos subestima a capacidade em grandes proporções. Barton (1984), sugere utilizar no lugar da equação (3), a equação (4):

$$p = 3 * K_p * \gamma * dz \quad (4)$$

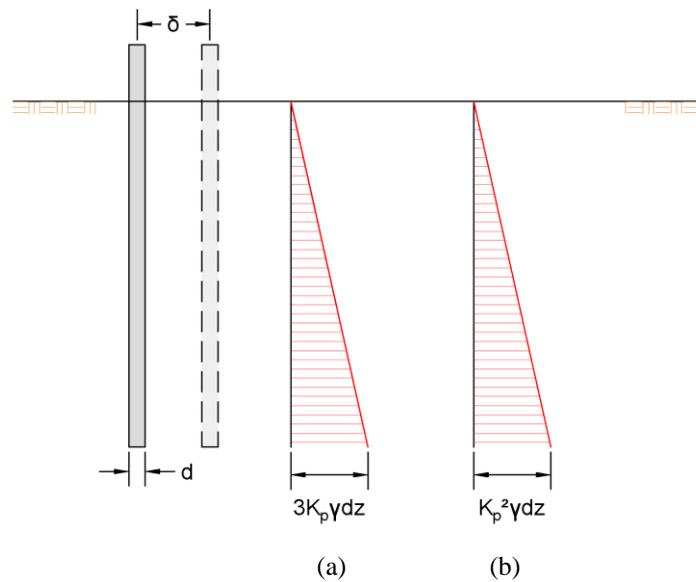


Figura 7 - Perfil da resistência última em solo não coesivo (a) Broms (1964) (b) Barton (1984)
 Para solos relativamente fofos $\phi' < 32^\circ$, as duas equações apresentam resultados bem similares, já para solos mais densos, a equação sugerida por Barton apresenta valores significativamente maiores.

- Estacas com topo Livre

Considerando uma estaca em solo homogêneo com o topo livre para rotacionar, sujeita a um carregamento lateral F , e momento Fe . O mecanismo de ruptura ocorrerá de duas maneiras:

1. O momento de solicitação M_{max} é menor que o momento de plastificação da seção transversal da estaca M_y , conseqüentemente uma estaca rígida (Figura 8).

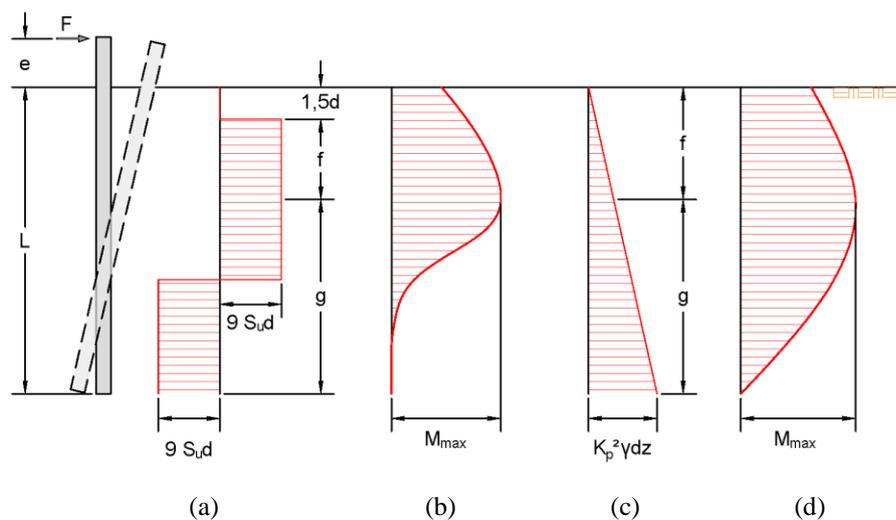


Figura 8 – Estaca de topo livre rígida (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo

2. O momento de solicitação M_{max} é maior que o momento de plastificação da seção transversal da estaca M_y , conseqüentemente uma estaca flexível (Figura 9).

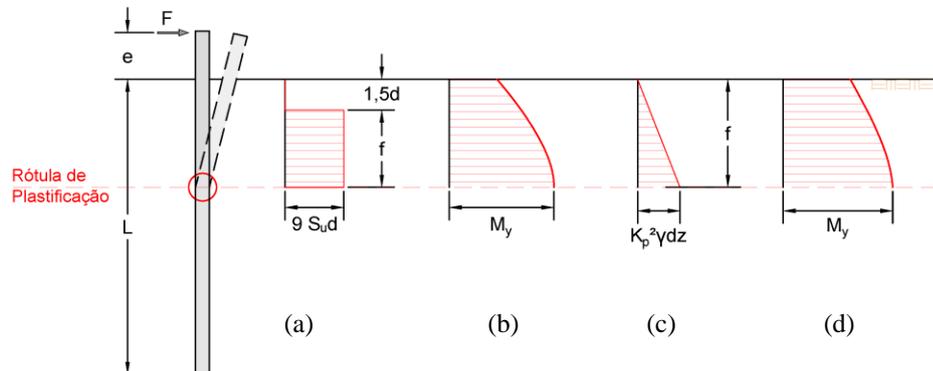


Figura 9 - Estaca de topo livre flexível (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo

- Estacas com topo restringido

Como na prática, o caso de estacas com topo livre não é comum e geralmente são conectadas a um bloco, que por sua vez é conectada com a supraestrutura, na qual previne parcialmente ou totalmente a rotação, enquanto permite deslocamento horizontal. A consideração feita é que a excentricidade da carga, $e = 0$. Com a mudança das condições de contorno, o diagrama de momento fletor, passa a apresentar 2 picos, negativo e positivo. Neste caso são possíveis 3 mecanismos de ruptura:

1. O momento de solicitação M_{max} é menor que o momento de plastificação da seção transversal da estaca M_y , conseqüentemente uma estaca rígida, translada horizontalmente, uma vez que o topo está restringido e não permite rotação e o solo não tem resistência suficiente para impedir o movimento (Figura 10).

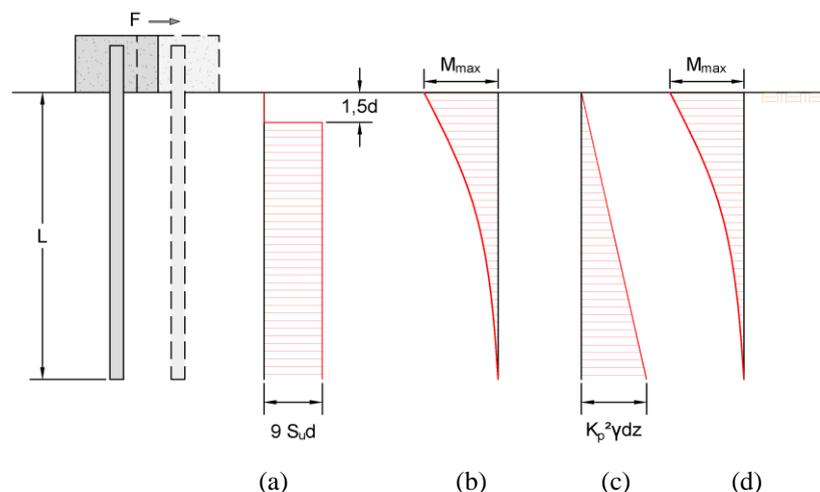


Figura 10 - Estaca de topo restringido rígida (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo

2. O momento de solicitação M_{max} negativo, é maior que o momento de plastificação da seção transversal da estaca M_y , apresenta uma rótula de plastificação na ligação entre o bloco e estaca. Já o momento de solicitação M_{max} positivo, é menor que o momento de plastificação da seção transversal da estaca M_y , sendo assim a estaca rotaciona (Figura 11).

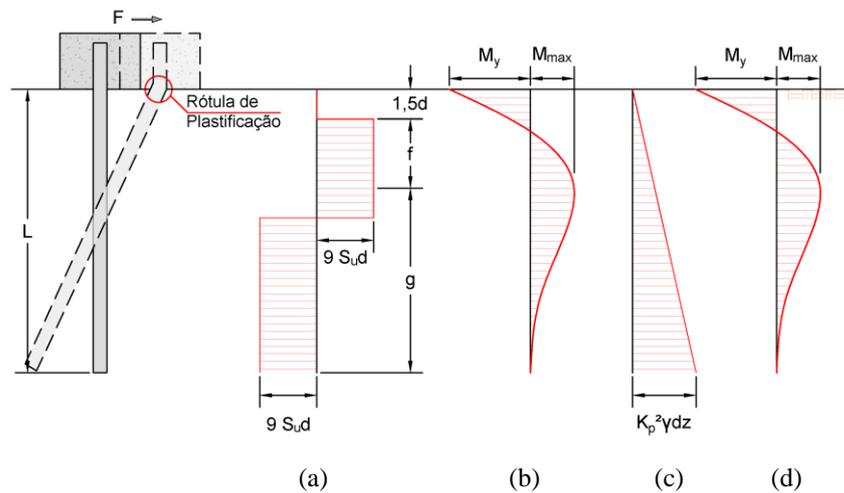


Figura 11 - Estaca de topo restrigido intermediária (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo

3. O momento de solicitação M_{max} negativo, é maior que o momento de plastificação da seção transversal da estaca M_y , apresenta uma rótula de plastificação na ligação entre o bloco e estaca. E o momento de solicitação M_{max} positivo, também é maior que o momento de plastificação da seção transversal da estaca M_y , sendo assim a estaca plastifica, formando uma segunda rótula de plastificação (Figura 12).

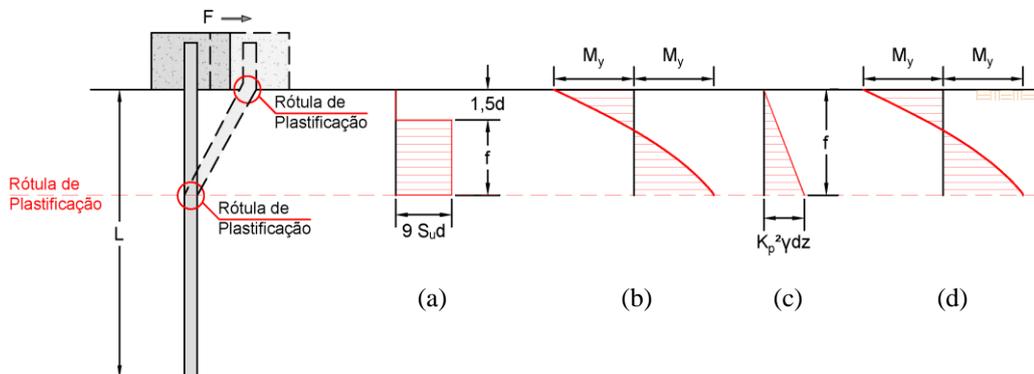


Figura 12 - Estaca de topo restrigido flexível (a) resistência em solo coesivo (b) momento em solo coesivo (c) resistência em solo não coesivo (d) momento em solo não coesivo

Para o cálculo da profundidade de momento fletor máximo f , sugere-se a leitura das publicações originais de Broms (1964a,b) e/ou capítulo 7 de Poulos & Davis (1980).

2.2.2. Limite de Serviço

Um dos pontos principais para o engenheiro projetista é determinar o valor aceitável de deslocamento a ser usado em projeto. Não existem dados de deslocamento lateral aceitável em função dos diversos tipos de estruturas, assim como para deslocamento vertical. Uma exceção são publicações relacionadas a pontes, a exemplo do trabalho de Bozozuk (1978) Figura 13, onde apresenta danos estruturais em pontes para diferentes graus comparando com o deslocamento lateral da fundação, o autor apresenta como aceitável deslocamento até 25 mm, prejudicial mas tolerável até 50 mm e não tolerável acima de 50 mm. Outros autores trazem também como valor tolerável de deslocamento a faixa de 5 a 50 mm de deslocamento (SALGADO, 2007; VIGGIANI, *et al.*, 2012).

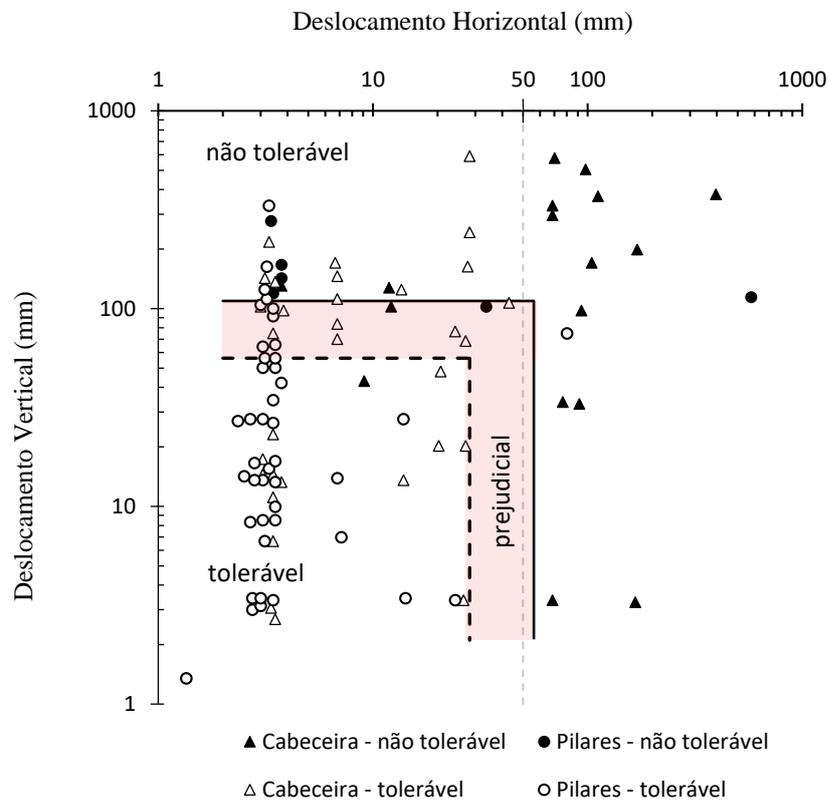


Figura 13 – Performance de pilares e cabeceira de pontes (adaptado de Bozozuk, 1978)

A estimativa dos deslocamentos se dá por duas abordagens distintas: (1) idealização da resistência do solo com a discretização de molas ao longo do comprimento da estaca (Figura 14a). (2) tratando o solo como um meio contínuo, pelo método dos elementos finitos (Figura 14d). Esta primeira opção, se divide em duas abordagens, considerando molas elásticas lineares (Figura 14b), assim como proposta por Winkler (1867), a segunda abordagem trata a reação do

solo como molas elásticas não-lineares (Figura 14c), o método chamado de curvas p-y (POULOS & DAVIS, 1980; TOMLINSON, 2001; SALGADO, 2007).

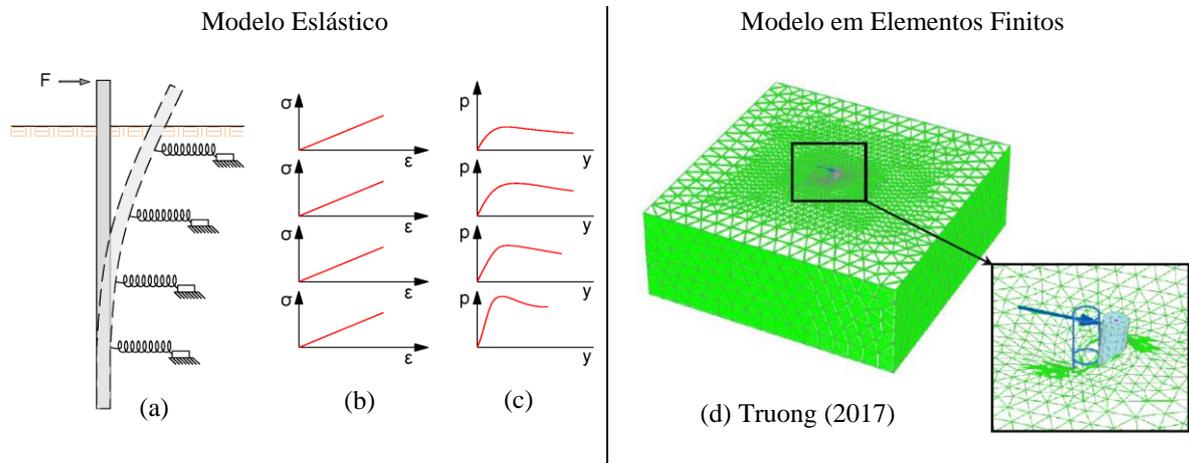


Figura 14 – Modelos: (a) elástico (b) interpretação elástico-linear (c) interpretação elástico não-linear (d) elementos finitos 3D

2.2.2.1. Método Analítico Elástico

O modelo elástico do solo, foi proposto por Winkler em 1867, caracteriza o solo como uma serie de molas lineares não conectadas, assim a deformação ocorre apenas onde carregamento é aplicado, estas molas representam o coeficiente de reação horizontal do solo. A desvantagem obvia deste modelo é a falta de continuidade do solo, sendo que o comportamento real do solo mostra que o deslocamento em um ponto é influenciado por forças e pressões em outros pontos do solo. O método elástico ou de coeficiente de reação do solo é amplamente utilizado, pois permite em uma análise fácil, variar a rigidez e levar em consideração a estratigrafia do perfil de solo. Embora não seja fácil determinar o coeficiente de reação horizontal do solo k_h , muita experiência vem sendo ganha em problemas práticos, permitindo numerosas correlações empíricas para determinar o coeficiente.

No modelo de Winkler, a pressão p e o deslocamento y , em um ponto são relacionados ao módulo de reação de solo k_h , equação (5):

$$p = k_h * y \quad (5)$$

Onde k_h tem unidade de força/comprimento³. A equação (5) foi reescrita por diversos autores, por exemplo Reese & Matlock (1956) e Davisson & Gill (1963), para tornar independente o valor da reação do solo com a dimensão da estaca, equação (6):

$$w = K * y \quad (6)$$

Onde:

w = reação do solo por unitária

k = coeficiente de reação de solo em unidade de força/comprimento², equação (7):

$$k = k_h * d \quad (7)$$

Assume-se que a estaca atua como uma fatia infinitesimal governada pelo comportamento descrito pela equação de viga, equação (8):

$$E_p * I_p * \frac{d^4 y}{dz^4} = -p * d \quad (8)$$

Onde:

E_p = Módulo de Elasticidade da estaca

I_p = Momento de Inercia da seção transversal da estaca

z = Profundidade

d = largura ou diâmetro da estaca

Assim como na teoria de vigas submetidas a flexão, o efeito do carregamento axial é ignorado. Combinando as equações acima obtém-se a equação (9), a qual governa o comportamento de uma estaca carregada lateralmente.

$$E_p * I_p * \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h * d * y = 0 \quad (9)$$

A solução para esta equação pode ser obtida analiticamente ou numérica. Soluções analíticas podem ser obtida somente no caso de k_h constante ao longo da estaca. Para outras distribuições de k_h , soluções são mais convenientemente obtidas numericamente pelo método das diferenças finitas (PALMER & THOMPSON, 1948; GLESER, 1953).

2.2.2.2. Método Elástico não linear (p-y)

Experimentalmente observa-se que o comportamento de tensão-deformação do solo é não linear, o modelo de molas lineares é conveniente apenas para uma análise preliminar, onde os deslocamentos estão dentro do comportamento elástico de solo, e requer sensibilidade na escolha dos parâmetros adequados, para o nível de tensão desejado (VIGGIANI, *et al.*, 2012). Uma descoberta lógica, foi a utilização de molas não lineares para representar a resposta do solo. Reese e colaboradores, foram os pioneiros deste modelo, desenvolveram uma serie de curvas p-y para vários tipos de solo com base em estacas cuidadosamente instrumentadas (POULOS, 2017). A rigidez a flexão da estaca influencia significativamente na performance do conjunto estaca solo, no entanto as curvas p-y derivadas das curvas de momento fletor, são independentes da forma e da rigidez da estaca, representam a deformação de uma área vertical discretizada (TOMLINSON & WOODWARD, 2008). Estudos realizados por Suryasentana & Lehane (2016), por exemplo, mostram que curvas p-y para estacas com valores de EI variando

em uma magnitude de 4 vezes, apresentaram comportamentos idênticos, corroborando para a afirmação que curvas p-y são independentes da rigidez da estaca. Esta confirmação, explica o sucesso do método API (API, 2011) para elaboração de curvas p-y (TRUONG, 2017).

Uma vez que as curvas p-y apropriadas forem determinadas, a solução se dá por métodos numéricos, inseridas em código computacional, para resolver o sistema de maneira iterativa ou incremental, existem diversos *softwares* comerciais, como o LPILE desenvolvido pelo grupo de pesquisa de Reese (TOMLINSON & WOODWARD, 2008; VIGGIANI, *et al.*, 2012).

A natureza das curvas p-y pode ser entendida pela Figura 15, onde uma fatia de solo é analisada. Mostra uma distribuição de tensão unitária em unidade de força/comprimento² ao entorno de uma estaca cilíndrica a uma certa profundidade abaixo do nível do terreno, considerando que a estaca foi instalada sem deformação. Se a estaca é deslocada até uma distância y_1 , a distribuição de tensão é simétrica, mas não é uniforme. A tensão do lado em direção ao movimento aumenta, enquanto que na parte de trás diminui. Integrando o valor de tensão unitária obtém-se p_1 , que atua em direção oposta ao deslocamento, chamado de resistência do solo ou reação do solo, em unidade de força/comprimento. Para uma certa profundidade z , a resistência p , varia em função do deslocamento y da estaca e com o tipo de solo (REESE & VAN IMPE, 2011).

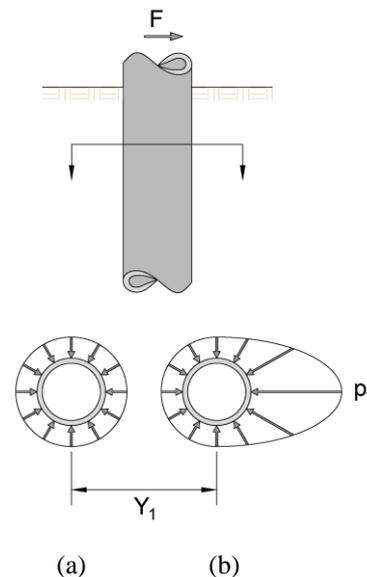


Figura 15 – Reação do solo (a) antes e (b) depois de um deslocamento aplicado

O formato conceitual de uma curva p-y é mostrado na Figura 16a. Uma linha reta inicial e uma linha reta final, conectadas por uma curva. Da origem até o ponto a existe uma razão linear inicial, é a relação com o módulo inicial de tensão-deformação E_{py} ainda no trecho elástico, assumindo que a deformação do solo tem relação linear com a tensão para pequenas deformações, esta parcela elástica pode ser calculada analiticamente. Ao entrar na curva, ponto

a até b , mostra que o valor de p está aumentando a uma taxa decrescente em relação a y , fica nítido uma degradação do módulo E_{py} , este comportamento reflete a relação não linear do solo de tensão-deformação, não existem métodos analíticos disponíveis para calcular este trecho $a-b$. Chega na reta horizontal alcançando um valor último p_{ult} , indicando que o solo está em comportamento plástico, modelos analíticos podem ser utilizados para este trecho final. Como mostra a Figura 16b, E_{py} terá os maiores valores com os menores valores de y e segue decrescendo com o aumento dos deslocamentos. Embora E_{py} é apropriadamente denominado como o coeficiente de reação do solo sobre carregamento lateral e varia com as propriedades particulares dos solos, ele não é uma propriedade do solo, é um parâmetro simplesmente para tornar o cálculo conveniente. Para uma solução prática, E_{py} é modificado ponto a ponto ao longo do comprimento do comprimento enquanto a iteração ocorre. A iteração compatibiliza o deslocamento da estaca com a reação do solo, de acordo com as curvas não lineares $p-y$ selecionadas, considerando as propriedades do solo e as dimensões da estaca (REESE & VAN IMPE, 2011).

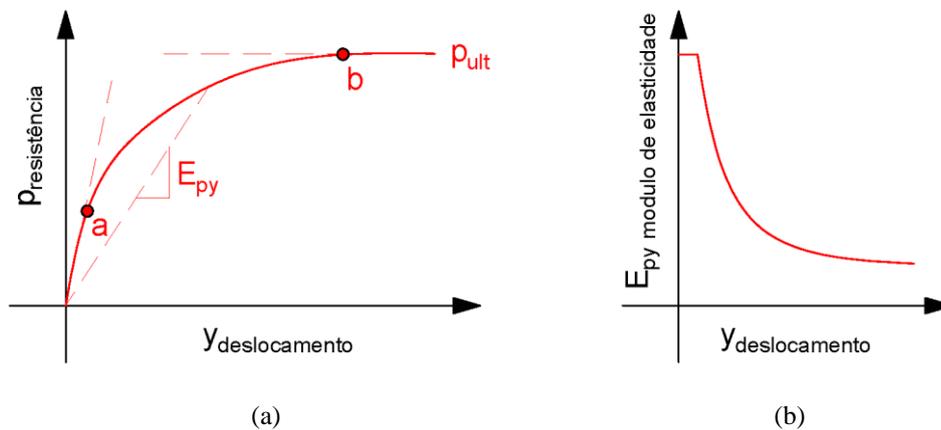


Figura 16 – (a) forma conceitual da curva $p-y$ (b) degradação do módulo E_{py}

Uma estaca sujeita a carregamento horizontal é mostrada na Figura 17a. O possível formato da estaca deformada é mostrado na Figura 17b, ao longo do comprimento é demonstrado o mecanismo utilizado para resistir a flexão. Uma serie de curvas $p-y$ representam a resposta do solo simulada por este mecanismo na Figura 17c.

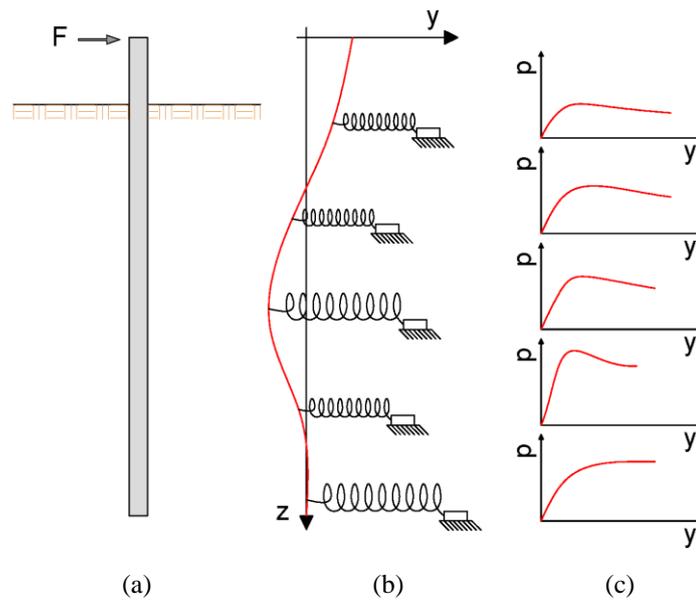


Figura 17 – Modelo de estaca carregada lateralmente (a) esforços na estaca (b) modelo elástico do solo (c) curvas p-y

Como as curvas são apresentadas em series, para discretizar a estaca ao longo de um perfil de solo que poder ser estratificado, abrange as possíveis diferentes camadas e alterações da estratigrafia, sendo possível considerar diferentes níveis de mobilização da resistência lateral do solo em função do deslocamento sofrido pela estaca. Na Figura 18, são apresentadas 4 curvas, que representam 4 níveis de mobilização do solo, a curva 1 mostra que a parte superficial do solo já atingiu a plastificação e não oferece acréscimo de resistência com o avanço dos deslocamentos, a curva 2 mostra o solo no trecho que sofre deformação plástica no entanto oferece acréscimo de resistência com o aumento do deslocamento, a curva 3 mostra o solo ainda em trecho linear elástico, já a curva 4 indica que naquela profundidade a estaca não se deslocou, sendo assim não ocorreu a mobilização do solo ao seu entorno.

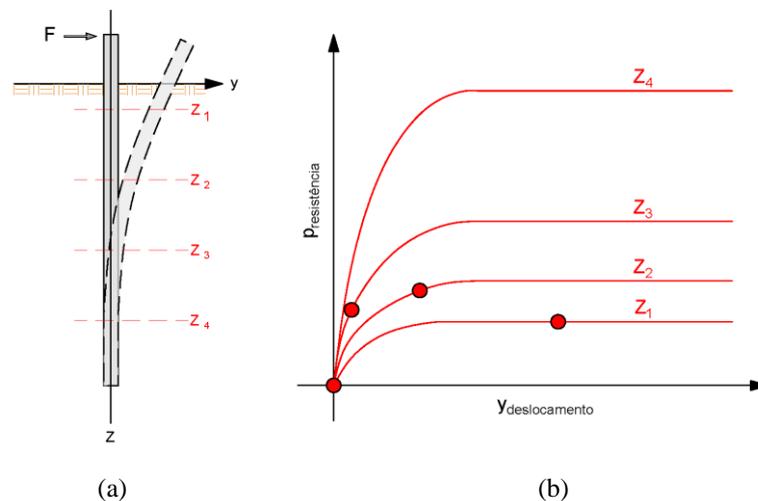


Figura 18 – Estaca carregada lateralmente: (a) discretização da estaca (b) curvas p-y

As relações matemáticas para as várias curvas que dão a resposta da estaca são mostradas na Figura 19, para o caso em que nenhuma carga axial é aplicada. As suposições feitas ao derivar a equação diferencial são as seguintes (REESE & VAN IMPE, 2011):

1. A estaca é reta e tem uma seção transversal uniforme;
2. A estaca tem um plano longitudinal de simetria, cargas e reações estão neste plano;
3. O material da estaca é homogêneo e isotrópico;
4. O limite proporcional do material da estaca não é excedido;
5. O módulo de elasticidade do material da estaca é o mesmo em tensão e compressão;
6. As deflexões transversais da estaca são pequenas;
7. A estaca não está sujeita a carregamento dinâmico;
8. Deflexões devido a tensões de cisalhamento são pequenas.

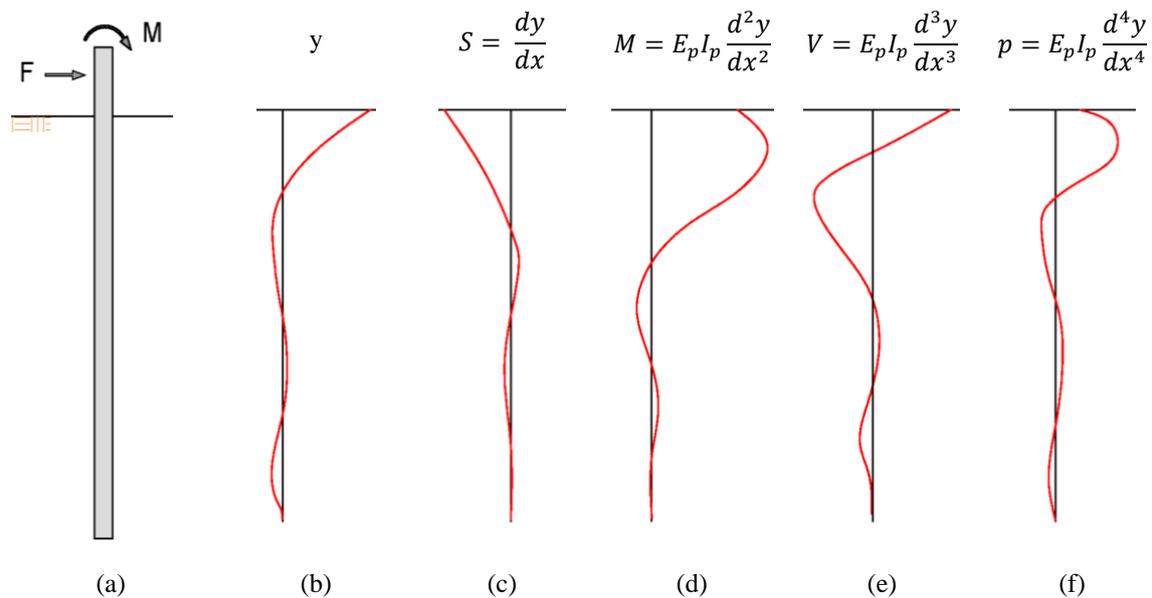


Figura 19 – Relações matemáticas: (a) carregamento na estaca (b) deslocamento (c) rotação (d) momento fletor (e) esforço cisalhante (f) reação do solo

2.2.2.3. Métodos do Meio Contínuo

O problema de carregamento lateral em estacas pode ser analisado considerando o solo como um todo, um meio contínuo tridimensional. Esta abordagem é conceitualmente mais atraente frente as abordagens anteriores, que tratavam o solo como elementos discretos ao longo de uma viga (TOMLINSON & WOODWARD, 2008).

Na formulação matemática padrão deste conceito, um sistema mecânico é representado por uma região preenchida com partículas em algum sentido diferenciável. O estado geométrico dessas partículas, que são efetivamente tratadas como pontos, é inteiramente caracterizado por sua posição. A base intuitiva para a nossa percepção de continuidade surge de uma característica particular do modo como o sistema evolui: as partículas que inicialmente são juntas permanecerão juntas (SALENÇON, 2001).

Análises em que o solo é considerado como um meio elástico contínuo foram iniciadas com trabalhos de Douglas e Davis (1964), Spillers e Stoll (1964), Lenci (1968), Matthewson (1969), Banerjee (1978), Banerjee & Davies (1978), Poulos (1971) e Poulos (1972), todos estes são similares em princípios, as diferenças estão nos detalhes com relação ao comportamento das estacas (POULOS & DAVIS, 1980). Estas análises foram estendidas tentando representar o solo de comportamento não linear, através de um meio perfeitamente elástico.

Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais o método dos elementos finitos, pode simular a interação solo-estaca em um campo tridimensional, tratando o solo como um meio contínuo elástico não linear, através de parâmetros advindos da resistência dos materiais como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, e até mesmo implementar o comportamento através de modelos constitutivos específicos para cada tipo de elemento presente no modelo.

O método dos elementos finitos, consiste em dividir o domínio contínuo de um problema, em um conjunto de elementos discretos conectados por um número finito de pontos nodais, os quais formam uma malha de geometria determinada, representando a ideia de continuidade. O número de pontos nodais iniciais e elementos geométricos, são os mesmos finais, os elementos se deformam ao máximo sem que percam sua geometria, onde as arestas que ligam um ponto ao outro nunca cruzam com outra, quando a deformação chega ao ponto de que as arestas se toquem, o modelo não converge e a solução não é possível, é preciso refinar a malha, o refinamento pode ocorrer de forma pontual, a uma determinada região de estudo.

Os modelos em elementos finitos, buscam representar matematicamente o comportamento do solo, considerando apenas de forma macroscópica. A relação entre grãos proveniente da sua estrutura interna não são discretizadas, no entanto se fazem presente neste solo modelado através da resposta do comportamento. O objetivo do modelo não é fazer um espelho da realidade, representando todos elementos e especificidades, mas sim tornar possível a investigação do que é fundamental. Raramente é possível fazer uma análise em que tudo é conhecido sobre o elemento, isto é particularmente verdade em problemas geotécnicos, mesmo com ensaios de campo e caracterização do subsolo, as informações são discretas e podem ser

deduzidas apenas por interpolação. Essa é a maior diferença entre engenharia geotécnica e engenharia estrutural ou mecânica, onde é possível especificar e controlar as propriedades do aço, concreto e outros materiais manufaturados. Não é só raramente possível realizar uma análise completa, como é raramente desejada. Para descrever o comportamento dos materiais, são utilizadas simplificações do comportamento real. Ao compararmos o comportamento do material com o seu modelo conceitual apropriado, sempre é possível achar diferenças nos detalhes. No entanto o ponto importante é que o modelo conceitual seja preciso o suficiente para o propósito analisado. Previsões podem ser realizadas por modelos conceituais ou modelos físicos, como por exemplo protótipos em modelo reduzido, estes modelos também são versões simplificadas, pois não é possível reproduzir em escala reduzida as variabilidades do solo natural (BRITTO & GUNN, 1987; WOOD, 1990).

Assim para simular o comportamento de cada tipo de solo e material, são utilizados modelos conceituais ou constitutivos a exemplo de: Cam-Clay model, modelos elasto-plásticos com superfícies de plastificação de Mohr-Coulomb, Tresca, Von Mises e Drucker-Prager. A natureza tridimensional do problema e não linearidade do solo, que é representada pelo modelo, requer um custo computacional grande, sendo assim não é utilizado na prática de projeto. No entanto os modelos são utilizados para realizar estudos paramétricos e providenciar diretrizes de projeto.

Outra forma de utilizar o método dos elementos finitos é determinar curvas p-y a partir de modelos. A principal vantagem de modelos em elementos finitos, a ensaios de prova de carga em escala real é: custo e tempo, além de permitir que sejam modeladas condições de solo diversas e estacas de seção complexa (BROWN & SHIE, 1990; VIGGIANI, *et al.*, 2012).

A partir dos anos 1970 foram publicados trabalhos relacionados a elaboração de curvas p-y por modelos de elementos finitos por diversos autores, desde modelos bidimensionais simples a modelos tridimensionais mais sofisticados. Devido à natureza tridimensional do problema, modelos 2D tendem a dar resultados enganosos, sobrestimando os deslocamentos máximos, e subestimando os deslocamentos diferenciais (POULOS, 2017). Brown & Shie (1990 e 1991), determinaram curvas p-y a partir de modelos tridimensionais de elementos finitos, com os valores de momento fletor provenientes da integração das tensões geradas na face da estaca. Os valores de resistência do solo, foram determinados pela derivada dupla do momento fletor ao longo do comprimento da estaca, assim como nos ensaios de campo com estacas instrumentadas. Yang & Jeremic (2002) realizaram o mesmo procedimento, com o modelo

calibrado para uma estaca estenderam esta análise para um grupo de estacas, para avaliar interação entre elas.

2.2.3. *State-of-the-art* por Reese (2011)

Programas de computador estão disponíveis para resolver equações diferenciais, descrevendo estacas isoladas e grupos de estacas, de forma eficiente e amigável ao usuário.

Os códigos computacionais permitem os engenheiros obter soluções rápidas de maneira que seja possível investigar a influência de uma gama de parâmetros. Soluções com uma envoltória superior e uma envoltória inferior podem ser realizadas facilmente. As diretrizes podem ser obtidas na maioria dos casos com relação à conveniência de realizar ensaios adicionais do solo ou realizar prova de carga lateral em escala real no local de estudo.

Os principais avanços nos procedimentos computacionais no futuro estão relacionados às curvas p - y . Melhor informação é necessária para estacas em rochas de todos os tipos, em solos coesivos-friccionais e siltes. Para estacas em grupos, informações relevantes são necessárias na interação estaca-solo-estaca. Apesar dessas limitações, acredita-se que a tecnologia apresentada aqui representa um sinal de avanço na prática de engenharia em relação aos métodos anteriormente disponíveis.

2.2.4. Resumo

Neste capítulo foram abordados métodos analíticos elásticos, plásticos, métodos não lineares discretos e métodos de meio contínuo. Olhando para uma curva que apresenta o comportamento do solo sobre carregamento lateral Figura 20, observa-se que o item 2.2.1 sobre métodos analíticos plásticos representa o trecho horizontal, capaz de estimar a resistência última, esta que ocorre sobre grandes deformações. Já o trecho inicial linear, é explicado pelo item 2.2.2 sobre métodos analíticos elásticos, capaz de representar a parcela elástica do solo, está presente em problemas que envolvem pequenas deformações. O trecho intermediário como não pode ser explicado de forma analítica, é explicado pelo item 2.2.3 sobre métodos elásticos não lineares, o qual tenta reproduzir toda a curva através da não linearidade, com base experimental procura representar o comportamento do solo de forma discretizada. Outra forma de representar a não linearidade do solo apresentada foi, o método do meio contínuo no item 2.2.4, o qual depende dos modelos constitutivos empregados para representar o comportamento de cada elemento

nele presente, no entanto para confiabilidade dos dados de entrada dos modelos, são necessários ensaios de campo específicos, o que nem sempre é uma verdade na prática de projeto.

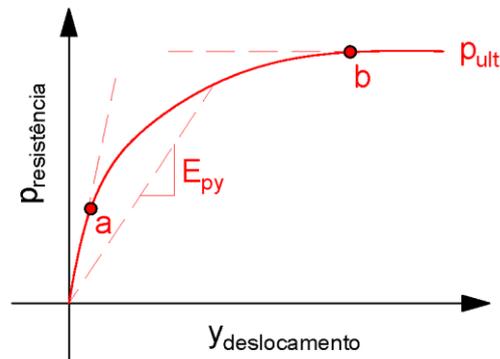


Figura 20 – Curva conceitual do comportamento do solo sobre carregamento lateral

Todos os métodos descritos acima são usuais e vem sendo utilizados a anos como mostra a bibliografia citada, no entanto cabe ao engenheiro avaliar a aplicabilidade para a situação de projeto necessária.

O engenheiro não só deve computar o carregamento no qual uma fundação entrará em colapso, mas a deformação limite de interação solo-estrutura deve ser encontrada para o carregamento esperado. Além disso, a interação da fundação com a superestrutura deve ser consistente com os detalhes do projeto e da construção. Os métodos aqui apresentados não teriam sido possíveis, sem o desempenho de provas de carga em escala real em estacas isoladas e grupos de estacas, onde os instrumentos de leitura remota permitiam medir a resposta das estacas. Além disso, o computador é necessário para resolver os modelos complexos que foram desenvolvidos para prever o comportamento de estacas (REESE & VAN IMPE, 2011).

Modelos de vários tipos foram propostos para a solução de cada problema de fundação, a exemplo dos modelos citados acima. O objetivo é ter um modelo que possa ser usado tanto para a capacidade final quanto para a deformação não linear da fundação. O desenvolvimento de tais modelos continua. Mas esses modelos podem ser usados com confiança se comprovados por provas de carga em escala real (REESE, *et al.*, 2006).

2.3. CARREGAMENTO LATERAL CÍCLICO

A natureza do carregamento mais o tipo de solo ao redor da estaca, são de grande importância para a previsão do comportamento. Com relação ao tipo de carregamento atuante na cabeça da estaca, quatro tipos podem ser identificados: estático de curto prazo, estático de longo prazo, cíclico ou dinâmico. O carregamento estático é representado pela curva típica de carregamento, como na Figura 21, dá origem ao ponto *b*, quanto a duração do carregamento implica no tempo necessário para o adensamento em argilas normalmente adensadas, em quanto que argilas pré-adensadas ou solos granulares este efeito é desprezível. Os carregamentos cíclicos e dinâmicos são diferenciados pela magnitude dos deslocamentos, o carregamento dinâmico provoca deslocamento dentro do trecho linear elástico inicial, pode ser induzido por máquinas, tráfego e terremotos, a maior preocupação é quanto o potencial de liquefação, importante lembrar que a liquefação pode ocorrer em solos granulares saturados.

O carregamento lateral cíclico existe em várias situações de projeto, um exemplo notável são plataformas *offshore*. A curva típica *p-y* é apresentada na Figura 21, onde a parte hachurada entre as curvas mostra o decréscimo dos valores de *p*, do ponto *c* ao ponto *d*, este decréscimo reflete o efeito do carregamento cíclico. As curvas mostram que dá origem até o ponto *c* são similares, o que é de se esperar por estarem no trecho elástico até o ponto *a* entrando na parcela não linear, então para carregamentos de pequena deformação a carga cíclica não tem nenhum efeito. A perda de resistência representada pela área hachurada é relativa ao número de ciclos, no entanto é assumido que a carga cíclica é uma carga suficiente para causar uma limitação na resistência do solo (REESE, *et al.*, 2006).

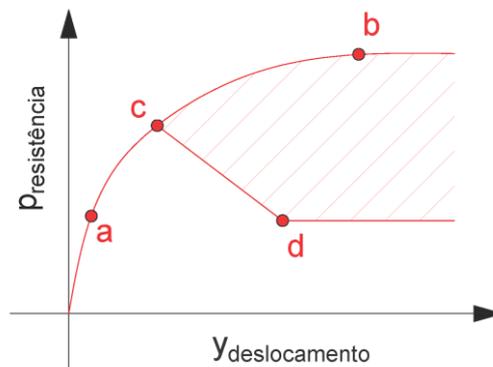


Figura 21 – Curva *p-y* conceitual para carregamento cíclico

Para argilas rijas acima do lençol freático e para areias, o efeito da carga cíclica é importante, mas para argilas saturadas abaixo da água, o que inclui argilas moles, a perda de resistência em comparação àquela da carga estática pode ser considerável. Provas de carga mostraram que a

argila rija permanece afastada da superfície do solo quando uma estaca é deslocada, como mostrado na Figura 22, onde a carga cíclica de dois sentidos é assumida. A reaplicação de uma carga faz com que a água seja forçada a partir da abertura a uma velocidade relacionada à frequência de carregamento. Normalmente, como resultado, a expulsão da argila ocorre com uma perda adicional de resistência lateral. A abertura em torno de uma estaca não é tão proeminente na argila mole, provavelmente porque a argila é tão fraca a colapsar quando a carga é reciclada, que ela desliza e fecha o buraco. Como visto na Figura 22, a resistência do solo perto da linha do terreno seria zero, até um determinado deslocamento. Nenhuma falha do solo ocorreu porque a resistência é transferida para a parte inferior do perfil do solo. Haverá um aumento no momento fletor da estaca naturalmente, para um dado valor de carga lateral (REESE & VAN IMPE, 2011).

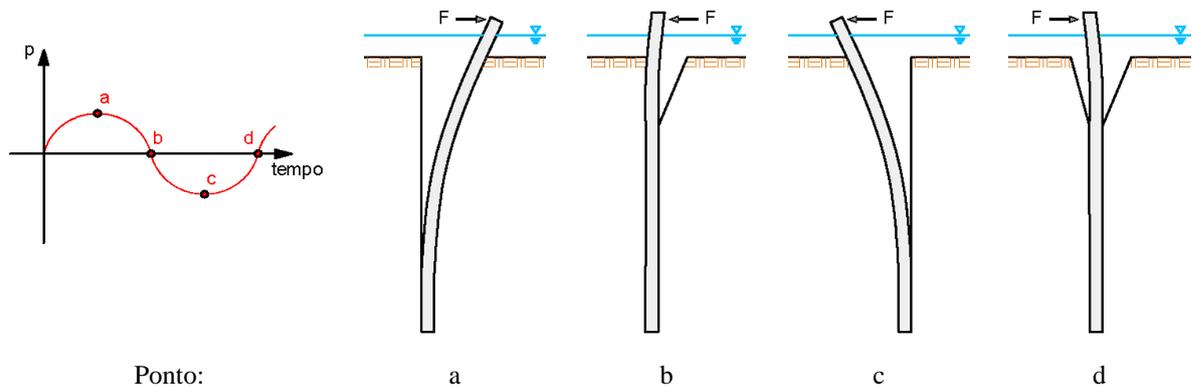


Figura 22 – Comportamento de estaca em argila sob carregamento cíclico

A perda de resistência do solo granular devido à carga lateral cíclica das estacas não é tão dramática para o solo sem coesão quanto para os solos argilosos. O carregamento cíclico geralmente causará uma mudança no índice de vazios do solo, o que pode resultar no recalque da superfície do solo. Se a estaca for ciclada na mesma direção com cargas que causam deslocamento de mais que alguns milímetros, o solo granular sem coesão entrará em colapso atrás da estaca e fará com que o deslocamento seja "bloqueado" (REESE, *et al.*, 2006).

Prakash (1962), observou que o deslocamento lateral para um grupo de estacas em areias de densidade relativa média, aumentaram 2 vezes o deslocamento inicial após 40 ciclos, este aumento corresponde a uma degradação para 1/3 do coeficiente de reação horizontal inicial, sem maiores alterações nos deslocamentos com mais ciclos. É esperado que o efeito da ciclagem no deslocamento horizontal para areia de menor densidade relativa seja maior, do que o efeito para areia com maior densidade relativa. Para solos com densidade relativa baixa pode chegar a 1/4 o valor do coeficiente de reação horizontal em relação ao valor inicial. Já para

solos com alta densidade relativa o efeito do carregamento cíclico pode chegar a 1/2 do valor inicial do coeficiente de reação horizontal.

Broms (1964) diz que cargas repetitivas causadas por ondas, causam uma degradação gradual da resistência ao cisalhamento do solo localizado adjacente à estaca. Através de dados e pesquisas realizados pelo autor, a degradação gerada por este carregamento cíclico pode chegar a 50% do valor inicial da resistência.

Davisson (1970) afirma, a deflexão observada sob a primeira aplicação de uma carga é essencialmente duplicada se a carga for ciclada 50 vezes ou mais. Os momentos também são aumentados e ocorrem em profundidades maiores ao longo do comprimento. Carga cíclica tem o efeito de reduzir o coeficiente de reação horizontal para aproximadamente 30% do valor aplicável ao carregamento inicial.

Bowles (1997) diz que para carregamento cíclico o coeficiente de reação horizontal do solo deve ser reduzido de 10 a 50% do coeficiente para carregamento estático.

A maioria dos procedimentos de projeto atuais para essa abordagem foi desenvolvida por Reese, Matlock e seus colaboradores com base em testes de campo e modelo, são apresentados em termos de curvas p-y. Matlock (1970) apresenta os procedimentos a seguir para aplicação em curvas p-y em argilas moles, Figura 23 (POULOS & DAVIS, 1980):

- a) A curva p-y é construída da mesma maneira que para carga estática de curto prazo, para valores de p inferiores a $0,72p_u$. Valores da resistência última do solo unitária p_u , podem ser obtidos pelo menor valor das equações (10) e (11):

$$p_u = \left(3 + \frac{\gamma_z}{S_u} + 0,5 \frac{z}{d} \right) * S_u * d \quad (10)$$

ou

$$p_u = 9 * S_u * d \quad (11)$$

- b) As equações (10) e (11) são resolvidas simultaneamente para encontrar a profundidade de transição Z_r . Para peso unitário e esforço cisalhante constante na zona superior, equação (12):

$$Z_r = \frac{6 * S_u * d}{(\gamma_d + 0,5S_u)} \quad (12)$$

- c) Se a profundidade analisada for maior ou igual a Z_r , então p é igual a $0,72p_u$ para todos os valores de y maior do que $3y_{50}$.
- d) Se a profundidade Z é menor que Z_r , então os valores de p diminuem de 0,72 em $y = 3y_{50}$, para o valor da equação (13) até $y = 15y_{50}$:

$$p = 0.72p_u * \left(\frac{Z}{Z_r}\right) \quad (13)$$

Os valores de p continuam constantes para valor de $y = 15y_{50}$.

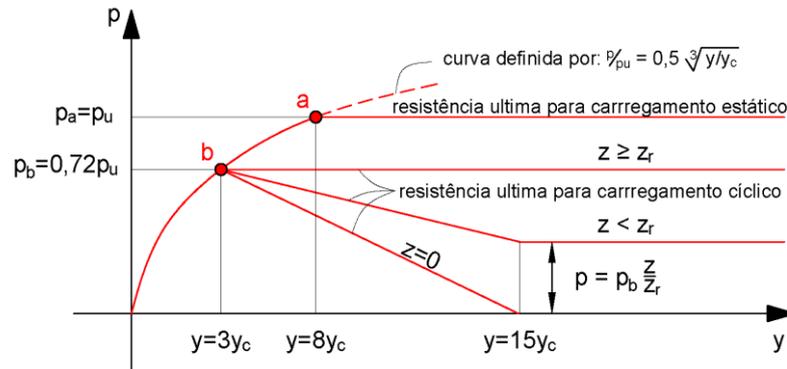


Figura 23 – Curva p-y para argilas moles

Outros métodos de construção de curvas p-y são apresentadas nas bibliografias a seguir (POULOS & DAVIS, 1980; TOMLINSON & WOODWARD, 2008):

1. Argilas rijas não submersas (REESE & WELCH, 1975)
2. Argilas rijas submersas (REESE, 1975)
3. Areias (REESE, *et al.*, 1974)

Apesar do método API (API, 2011) ser a principal referência para carregamento lateral em estacas, para carregamento cíclico as recomendações são exatamente as mesmas propostas por Matlock (1970) há quase cinquenta anos (TRUONG, 2017).

Apesar de existirem métodos, como os que foram apresentados acima, Reese *et al.* (2006) afirma que a previsão de curvas p-y para carregamentos cíclicos não resulta facilmente de análises em cima de dados existentes para carregamento estático, depende fortemente dos resultados de ensaios apropriados.

2.4. CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DE ESTACAS

O carregamento lateral de uma estaca, é o caso tipo de interação solo-estrutura, onde o solo e a estaca se deformam em conjunto, oferecendo resistência ao deslocamento. Além das características do solo, o comportamento deste sistema é regido pelas características da estaca:

- Forma da estaca, influencia o mecanismo de ruptura do solo e a área de contato.
- Rigidez a flexão, é o produto do modulo de elasticidade E_p por momento de inercia I_p .

2.4.1. Efeito de Forma

Devido diferenças no mecanismo de ruptura e interação na interface solo-estaca, é unanimidade entre autores a influência do efeito de forma da estaca. Os primeiros ensaios de campo e a maioria dos estudos de caso, foram desenvolvidos em estacas de seção circular. No entanto, estacas de outras formas de seção transversal são amplamente utilizadas, as principais formas são circular, quadrada e perfil H (BOWLES, 1997; REESE & VAN IMPE, 2011; BUSTAMENTE, 2014; RUSSELL, 2016; TRUONG, 2017).

A Figura 24 é um esboço para exemplificar conceitualmente como as tensões do solo atuam frente a diferentes formas de estaca, considerando um carregamento com deslocamento da esquerda para direita. Uma estaca circular (Figura 24a), quando submetida a um carregamento lateral, apresenta resistência a forças normais e cisalhantes, indicadas pelas setas na parte metade frontal da estaca, a resistência na parte posterior da estaca tem sentido contrário e são indicadas como de menor magnitude, sendo que ao passo que o solo vai perdendo contato com esta metade da estaca é perdido esta resistência ao cisalhamento. Uma estaca quadrada (Figura 24b), apresenta uma maior superfície lateral, em função das faces laterais estarem permanentemente em contato com o solo durante o carregamento, desenvolvendo uma maior resistência cisalhante. Uma estaca tipo perfil H, no lado de menor inercia (Figura 24c), apresenta comportamento similar ao de uma estaca com seção quadrada, assim como uma estaca tipo perfil H, no seu lado de maior inercia (Figura 24d), porque é considerado que o solo entre as abas do perfil e a própria estaca atuem como um único elemento.

No entanto como a resistência ao carregamento lateral é uma resposta em função da estaca e do solo, além da superfície lateral de contato da estaca com o solo, outra variável é o momento de inercia, que varia de acordo com as características da seção transversal, não sendo a resistência lateral da estaca apenas uma relação de área de contato com o solo. Além das diferenças em

relação ao a resistência ao cisalhamento na lateral da estaca, são percebidas também diferenças na resistência a força normal devido a forma da estaca. Em uma estaca quadrada a força normal é perpendicular a face da estaca, enquanto que em uma estaca circular a força normal apresenta componente perpendicular e paralela a face, reduzindo assim a resistência lateral da estaca. Nas estacas tipo perfil H no lado de menor inercia, também apresenta força normal perpendicular a alma do perfil, mas pode haver alguma diferença devido a compressão do solo entre as abas. Já o perfil H no seu lado de maior inercia, é considerado similar a seção quadrada, quando se assume que o solo entre as abas e à estaca autem como um só elemento.

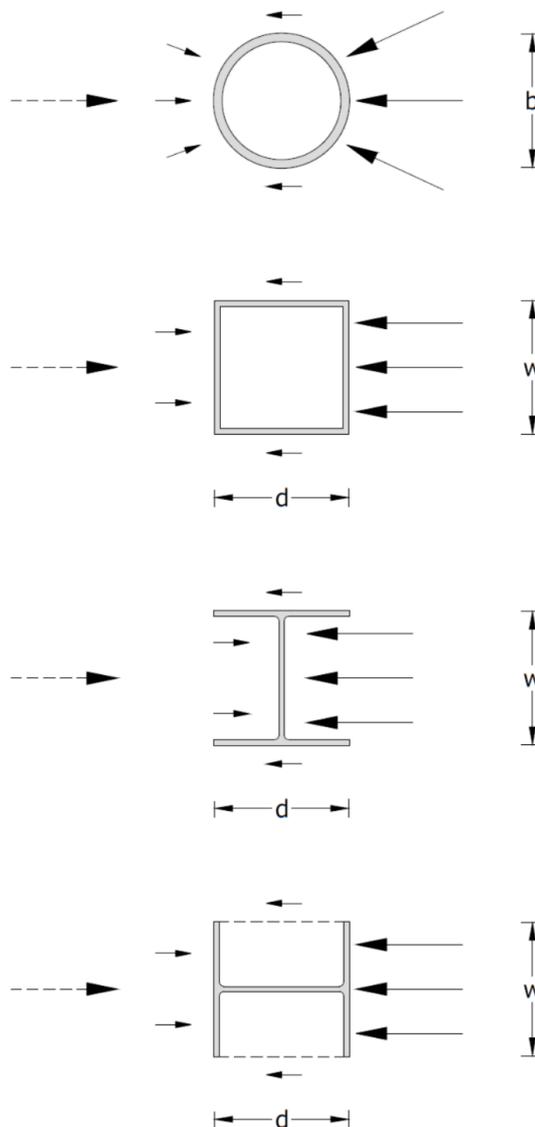


Figura 24 – Influência da forma da seção transversal, adaptado de Reese & Van Impe (2011)

Como as metodologias em geral são propostas para estacas circulares, Reese & Van Impe (2011), sugerem um método para calcular um diâmetro equivalente para uma seção retangular equação (14):

$$b_{eq} = w \left[\frac{p_{uc} + 2 \left(d - \frac{w}{2} \right) f_z}{p_{uc}} \right] \quad (14)$$

w = Dimensão do lado perpendicular ao carregamento

d = Dimensão do lado paralelo ao carregamento

p_{uc} = Resistência lateral última referente a uma seção circular

f_z = Resistência ao cisalhamento na lateral da estaca com a profundidade

Para solos coesivos, em função da resistência não drenada S_u , equação (15):

$$f_z = \alpha * S_u; \text{ sendo } 0,5 \leq \alpha \leq 1,0 \quad (15)$$

α = Fator de redução da resistência

S_u = Resistência não drenada do solo

Para solos friccionais, em termos tensão efetiva, equação (16):

$$f_z = K_z \cdot \sigma' \cdot \tan \phi'_z \quad (16)$$

K_z = Coeficiente de reação horizontal

σ' = Tensão vertical efetiva

ϕ'_z = Ângulo de atrito da interface solo-estaca

A utilização das equações acima para calcular o diâmetro equivalente, irá variar com a resistência ao cisalhamento e a profundidade selecionada. Uma solução é selecionar algumas profundidades de interesse e fazer uma média do diâmetro equivalente.

Embora estes conceitos sobre a influência da forma da estaca pareçam corretos conceitualmente, faltam dados de ensaios em escala real que possam verificar os métodos teorizados. É possível que essa incerteza seja a razão pela qual os programas de análise de estaca atuais, como o LPILE, não aplicam um fator de forma nos cálculos e consideram apenas o efeito da forma no momento da inércia. Testes em escala completa de estacas redondas, quadradas e H em uma relativa proximidade podem aumentar a precisão dos modelos de estacas não circulares e a confiança em seus resultados (RUSSELL, 2016).

Estudos recentes como de Bustamante (2014), Russell (2016) e Truong (2017), tentam cobrir a falta de dados referente ao comportamento de estacas submetidas ao carregamento lateral.

Bustamante (2014), ensaiou em escala real estacas de seção circular, quadrada e perfil H, com dimensões e momento de inércia similares. A estaca circular teve pior desempenho, sendo esta com valor de referência 1, as estacas quadradas apresentando um valor multiplicador de 1,2 e as estacas perfil H de 1,35.

Russell (2016), ensaiou em escala real estacas de seção circular, quadrada e perfil H, com dimensões e momento de inércia similares também e acrescentou luvas corrugadas para avaliar a rugosidade. No entanto o resultado mostrou um melhor desempenho para estacas quadradas com fator de multiplicador de 1,25, para estacas perfil H 1,2 em relação a estacas circulares. Estacas circulares com as luvas corrugadas apresentaram valores maiores e resistência lateral, do que estacas iguais sem as luvas.

Truong (2017), ensaiou em centrífuga e elaborou modelos em elementos finitos de estacas circulares, quadradas e perfil H, com dimensões e momento de inércia similares. Mais uma vez a estaca circular teve pior desempenho com fator 1, estacas quadradas com fator multiplicador 1,25 e perfil H 1,35.

Análises posteriores sugeriram que o melhor desempenho das estacas quadradas e perfil H em relação a circular, foi resultado da maior resistência das componentes de atrito lateral e tensão normal nas estacas.

2.4.2. Rigidez a Flexão

Em função do comportamento não linear do solo, se faz necessário conhecer o valor do carregamento no qual causa a plastificação da estaca, sendo assim um fator de segurança pode ser aplicado para manter integridade do sistema. Geralmente na prática de projeto, o valor de M_{ult} é necessário. Os valores de $E_p I_p$ na faixa não linear dos materiais do qual as estacas são construídas, é função da carga axial e momento fletor. No caso de estacas metálicas, pode ser usado um valor linear de $E_p I_p$, a iteração na rigidez da estaca geralmente não é necessária, presume-se que a ruptura pela formação de uma rótula plástica ocorre quando o aumento da carga faz com que a tensão máxima atinja valor igual a tensão de escoamento do aço. Para estacas de concreto armado, o valor de $E_p I_p$ é não linear, começando com deformações plásticas com baixos níveis de tensão (REESE & VAN IMPE, 2011).

2.5. PROVA DE CARGA LATERAL

É interessante notar que o chamado efeito contínuo, onde a resposta do solo a um elemento é influenciada pela resposta em todos os outros elementos, é explicitamente satisfeito durante o ensaio de campo. Ou seja, mesmo que a resposta do solo seja apresentada em locais discretos por curvas p-y, as curvas p-y experimentais refletem corretamente a resposta do solo como um meio contínuo (REESE & VAN IMPE, 2011).

Estudos do projeto de fundações em um determinado local podem indicar a necessidade de realizar um ensaio de prova de carga em escala real da fundação profunda a ser empregada na construção. Uma justificativa para o teste seria que não há dados disponíveis sobre o desempenho do tipo de fundação a ser executado no solo local, devido a ausência de modelos capazes de realizar previsão no solo existente ou a falta de ensaios de campo para caracterização do solo. Existe uma justificativa adicional se o engenheiro puder mostrar que o custo das fundações profundas a serem executadas sem o ensaio seria reduzido em mais do que o custo do teste se o teste for aprovado. O fator crítico é decidir se deve ou não ser feito prova de carga, uma vez definido os ensaios devem ser realizados o mais cedo possível para serem utilizados na fase de projeto (REESE, *et al.*, 2006).

Ensaar uma estaca é uma parte fundamental do projeto de fundações profundas, e um dos meios mais eficazes de lidar com incertezas que inevitavelmente surgem durante o projeto e a execução de estacas. O ensaio de prova de carga geralmente é realizado para fornecer informações relevantes sobre um ou mais dos seguintes problemas (POULOS, 2017):

- A capacidade de carga última de uma estaca isolada
- A comportamento de tensão-deformação
- A aceitação da performance da estaca, de acordo com algum critério de projeto
- A integridade da estaca

A mecânica dos solos tem sido usada para obter informações sobre a inclinação da parte inicial das curvas p-y, trecho elástico, e sobre a magnitude da resistência última do solo p_u , que se desenvolve com o deslocamento relativamente grande de uma estaca. No entanto, o desempenho de provas de carga em escala real no campo com estacas instrumentadas tem sido indispensável no desenvolvimento de métodos de previsão.

A estratégia que vem sendo utilizada para critérios de projeto é utilizar métodos teóricos para elaborar curvas p-y, a partir de provas de carga em escala real, para derivar os fatores empíricos

necessários para que haja estreita concordância entre os resultados das soluções teóricas ajustadas e as dos experimentos. Para testar os critérios de projeto propostos, é ideal que sejam comparados com provas de cargas em outros solos de características semelhantes (REESE & VAN IMPE, 2011).

A integração dos momentos fletores de um dos carregamentos, usando as condições de contorno, produzirá valores de y em função da profundidade. A diferenciação dos momentos fletores do mesmo carregamento, produzirá valores de p em função da profundidade. O deslocamento e a rotação na linha do terreno, tem que ser medidas de forma precisa. Repetir o processo para todos os valores de carregamentos e plotando p versus valores de y produzirá uma família de curvas p - y . As curvas na Figura 18, foram obtidas usando a técnica descrita acima (REESE & VAN IMPE, 2011).

Prova de carga lateral em estacas de fundação são de longe menos comuns que as axiais. Quanto aos ensaios axiais, eles podem ser subdivididos em ensaios de projeto e ensaios de verificação de capacidade de carga, ao contrário dos ensaios verticais, na prática, o primeiro é mais usual. Sendo um ensaio destrutivo que geralmente implica na ruptura da seção estrutural, um ensaio de carga lateral deve ser realizado em uma estaca teste propositalmente instalada, que não pertence à fundação. O objetivo de um ensaio de carga, é determinar na fase de projeto, a capacidade de suporte da estaca e sua relação carga-deslocamento lateral, se a estaca estiver devidamente instrumentada, permite a determinação das curvas de transferência da tensão lateral, as chamadas curvas $p - y$. (VIGGIANI, *et al.*, 2012).

2.5.1. Procedimentos

A carga é aplicada por meio de um macaco hidráulico, um suporte para manter o macaco horizontalmente contra a estaca teste deve ser instalado. A reação ao macaco geralmente é fornecida por outra estaca ou por um par de estacas ligadas por uma viga horizontal. A carga aplicada é medida por meio de uma célula de carga (VIGGIANI, *et al.*, 2012; POULOS, 2017). Durante um ensaio de carga horizontal, a cabeça da estaca está geralmente livre para girar, enquanto as estacas pertencentes à fundação estão conectadas a um bloco representando uma restrição significativa. A rotação da cabeça da estaca durante o ensaio pode ser medida independentemente usando sensores de inclinação, acelerômetros ou simplesmente medindo o deslocamento horizontal em dois níveis diferentes acima do ponto de aplicação de carga.

A quantidade e o valor da informação que pode ser obtida por uma prova de carga lateral aumentam substancialmente se, além do deslocamento e rotação da cabeça da estaca, o

deslocamento horizontal ao longo da estaca for medido. A maneira usual é instalar um tubo inclinômetro ao longo do eixo da estaca. Ou, as deformações ao longo de duas fibras periféricas opostas podem ser medidas em várias profundidades ao longo do eixo da estaca, através de extensômetros. Em ambos os casos, a curvatura do eixo da estaca é obtida, permitindo a determinação de momentos fletores, cisalhamento e resistência do solo por integrações repetidas (VIGGIANI, *et al.*, 2012).

O procedimento de ensaio mais comum é o chamado prova de carga estática lenta, no qual a carga é aplicada em etapas e cada etapa da carga é mantida constante por um certo tempo enquanto o deslocamento é medido. Sugere-se adotar o mesmo tipo de procedimento apresentado para testes de carga vertical.

Poulos (2017) apresenta algumas considerações acerca do ensaio de prova de carga lateral. Tal como acontece com o ensaio de carga vertical estático, existem "efeitos de sobreposição" se duas estacas são carregadas uma contra outra. Em particular, porque a direção de carregamento de cada estaca é oposta, a interação entre as estacas tenderá a causar um deslocamento de topo reduzido de cada estaca, e como consequência, a rigidez lateral medida da estaca será maior que o valor verdadeiro. Um exemplo é mostrado na Figura 25. Dependendo do espaçamento entre as estacas e da flexibilidade relativa das estacas, a rigidez da estaca teste pode ser superestimada em até cerca de 40%.

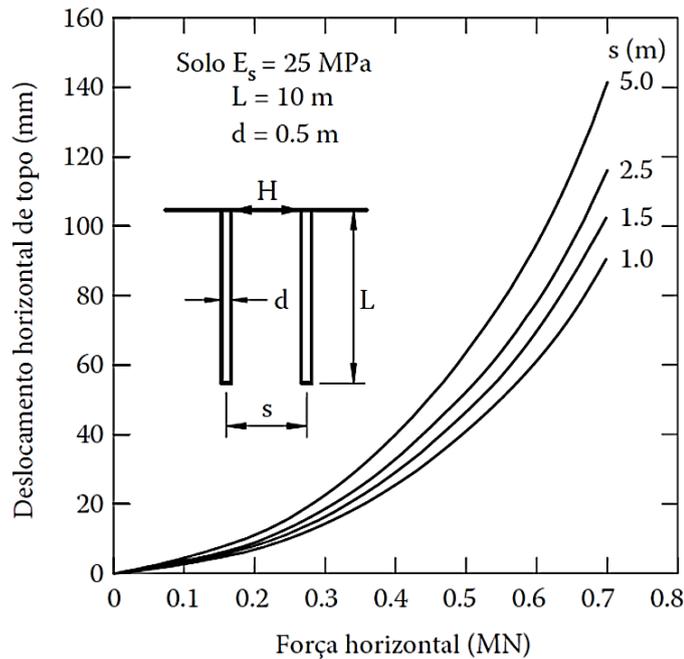


Figura 25 – Interação entre estacas, adaptado de Poulos (2017)

Não só a interação entre as estacas deve ser observada, assim com a interação entre as estacas e os apoios da viga de referência. Por esta razão, os apoios para a viga de reação devem estar o mais longe possível da estaca carregada. Padrões de diferentes países especificam diferentes distâncias que a viga de referência deve estar do eixo da estaca.

É de comum conhecimento que a resposta de uma estaca a uma carga é consideravelmente afetada pelo procedimento de instalação, assim o procedimento detalhado usado para a instalação de estacas, incluindo a coleta de dados relevantes sobre a estaca ou sobre procedimentos relacionados, é de extrema importância. A instalação de uma estaca que foi totalmente instrumentada para a medição de momento fletor ao longo do comprimento, deve considerar o possível dano da instrumentação ou outros efeitos de instalação. Pré-furo ou algum procedimento semelhante pode ser útil. No entanto, a instalação deve ser tal que seja consistente com os métodos usados na prática. Em nenhum caso seria permitida utilização de água.

No que diz respeito ao carregamento, embora a carga estática (de curto prazo) raramente seja encontrada na prática, a resposta desse carregamento é geralmente desejável para que as correlações possam ser feitas com as propriedades do solo. Como observado posteriormente, é frequentemente desejável combinar carga estática e repetida. Uma carga pode ser aplicada, leituras feitas e a mesma carga pode ser reaplicada várias vezes com leituras feitas após números específicos de ciclos. Em seguida, uma carga maior é aplicada e o procedimento é repetido. A suposição é feita de que as leituras para a primeira aplicação em uma carga maior não são afetadas pelas repetições de uma carga menor. Embora essa suposição importante possa não ser estritamente verdadeira, os erros estão no lado conservador.

O carregamento bidirecional é importante se as estacas da obra forem carregadas desta maneira. O carregamento lateral em uma estaca será predominantemente em uma direção, denominada a direção para frente. Se a carga é repetida ou cíclica, uma carga menor na direção reversa poderia levar a resposta do solo a ser diferente do que se a carga fosse aplicada somente para frente. Como observado anteriormente, é importante que o cisalhamento e o momento sejam conhecidos na linha de base, portanto o arranjo de carregamento deve ser projetado de modo que o cisalhamento seja aplicado somente no ponto de aplicação da carga.

O sistema exigirá que a célula de carga e o macaco hidráulico sejam unidos rigidamente e que os rolamentos sejam colocados na face de cada uma das estacas, de modo que nenhuma carga excêntrica seja aplicada ao macaco ou à célula de carga.

2.5.2. Instrumentação

O nascimento da instrumentação geotécnica, como uma ferramenta para auxiliar ensaios de campo, começou entre 1930 e 1940. Durante os 50 primeiros anos de vida uma tendência geral pode ser observada. Nos primeiros anos, predominavam equipamentos mecânicos simples e instrumentos hidráulicos, com o passar do tempo foram aparecendo equipamentos mais complexos como transdutores elétricos e pneumáticos, assim como sistemas automatizados de aquisição de dados e processamento computadorizado de dados (DUNNICLIFF & GREEN, 1988).

O método preferido é instrumentar uma estaca em intervalos curtos ao longo do seu comprimento com extensômetros de resistência elétrica para a medição do momento fletor ao passo que uma série de cargas medidas é aplicada à estaca (MATLOCK & RIPPERGER, 1956). Quase todos experimentos de sucesso com relação ao comportamento p-y, envolve a medição dos momentos fletores por uso de extensômetros elétricos (POULOS & DAVIS, 1980; REESE & VAN IMPE, 2011).

O deslocamento horizontal da cabeça da estaca teste é medido por deflectômetros ou transdutores de deslocamento variável linear *LVDT* (ou ambos), fixados à cabeça da estaca e contrastando em uma ou duas vigas de referência, ancorados a suportes suficientemente espaçados da estaca teste (POULOS & DAVIS, 1980; TOMLINSON & WOODWARD, 2008; VIGGIANI, *et al.*, 2012). Os movimentos também podem ser medidos com níveis precisos ou feixes de laser colocados a alguma distância da cabeça da estaca. Eles devem ser precisos o suficiente para medir o deslocamento da cabeça da estaca até cerca de 0,25 mm e ter 50 mm de curso. As medições são afetadas pela temperatura e os efeitos podem ser bastante pronunciados em regiões onde as temperaturas do início da manhã e do meio-dia variam muito. Deve-se tomar cuidado para minimizar as diferenças de temperatura durante o ensaio, protegendo o equipamento de medição e a cabeça da estaca do sol em tais circunstâncias (POULOS, 2017). Uma célula de carga pode ser usada para a medição da carga aplicada (cisalhamento na cabeça da estaca). Devido à dificuldade de aplicar carga exatamente na linha do solo, as análises podem ser feitas mais diretamente usando os dados no ponto de aplicação da carga e levando em consideração a distância da carga até a linha do solo. Células de carga eletrônicas estão disponíveis em grande escala no mercado, essas células podem ser usadas com um mínimo de dificuldade e podem ser conectadas em um sistema de aquisição de dados.

Alternativamente, na prática de ensaios ainda existe medição de carga pelo manômetro do macaco hidráulico calibrado. Durante a calibração em laboratório, o macaco normalmente será

inserido em uma máquina de teste de alta qualidade, equipada com um assento esférico na cabeça de carregamento e placas de rolamento rígido. O macaco será colocado com o seu eixo alinhado com o eixo de carga. Em campo, entretanto, as placas do mancal do macaco podem flexionar-se e raramente serão paralelas, o carregamento geralmente estará desalinhado e excêntrico, conseqüentemente existe um atrito entre o pistão e o cilindro significativo, sendo assim estas medidas estão sujeitas a erros variando de 10 a 25% para o lado contra a segurança, o que é inaceitável (DUNNICLIFF & GREEN, 1988).

A curva de deslocamentos pode ser medida por um inclinômetro. No entanto, esses ensaios exigem tempo adicional e prolongam o tempo do ensaio. Os momentos fletores podem ser determinados medindo as deformações do fuste da estaca, tanto na zona de compressão como na zona de tração. Para a medição de deformações em pontos específicos, são indicados extensômetros elétricos que podem ser diretamente ligados à estaca de aço ou a armadura das estacas. Através da disposição em pares e do escalonamento adequado das seções de medição, as deformações da estaca e sua distribuição podem ser determinadas com precisão suficiente em estacas com seção transversal e módulo de elasticidade constante.

Medição da deformação da estaca teste durante o carregamento em locais especificados pelo engenheiro para ajudar a avaliar a distribuição da transferência de carga na estaca para o solo circundante, realizada diretamente usando extensômetros instalados ao longo do comprimento do fuste da estaca. Instalar os extensômetros em pares para medir a deformação, com os medidores em cada par localizados na mesma profundidade, simetricamente opostos, equidistantes e paralelos ao fuste da estaca, e alinhados com a carga aplicada. O tipo de extensômetro e a instalação devem ser os especificados pelo engenheiro e deve incluir a compensação de temperatura, conforme recomendado pelo fabricante (ASTM D3966M, 2013). Para a avaliação de tensões efetivas e momentos fletores através das deformações da estaca, é importante que a seção transversal e as características de deformação do material da estaca sejam conhecidas com precisão. No caso de estacas de concreto moldadas no local, a análise será complicada, resultado de desvios da seção transversal teórica, devido à formação de bulbos, variabilidade da qualidade do concreto ou da fissuração do concreto na zona de tração.

Uma parte fundamental da instrumentação é a verificação dos dados de saída de cada instrumento deve ser um passo importante no programa de ensaios.

Outra opção que está em crescimento dentro da engenharia de instrumentação, são os cabos de fibra ótica que fornecem um meio relativamente novo de medir as deformações nas estacas teste. O sensoriamento de fibra ótica depende da interação entre uma luz de laser e o material

de vidro em uma fibra óptica. Tensões e deformações alteram o índice de refração e a geometria do material de fibra óptica, e essas mudanças perturbam a intensidade, fase e polarização da onda de luz que se propaga ao longo da fibra. O cabo sensor é então fixado ao longo de todo o comprimento das armaduras e pré-tensionado a um nível de tensão predeterminado. O sistema fornece um perfil de deformação contínuo à medida que a estaca teste é carregada, permitindo assim a interpretação do atrito e da resistência de ponta. O perfil completo da deformação fornece informações úteis sobre o comportamento das estacas que não são facilmente medidas com sistemas de instrumentação convencionais, e as medições tendem a ser mais confiáveis, pois são insensíveis a defeitos estruturais locais, como aberturas de fissuras ou bolsas de ar que podem afetar os métodos convencionais de medição (DUNNICLIFF & GREEN, 1988; POULOS, 2017). A tecnologia de fibra óptica tem sido amplamente utilizada em monitoramento de túneis (MAIR, 2008; MOHAMAD, 2008), enquanto outras aplicações geotécnicas foram mencionadas por Negro *et al.* (2009) e Li *et al.* (2004). Aplicações para monitoramento de fundação parecem ser menos comuns, embora o monitoramento de estacas teste tenha sido descrito por Inaudi & Glisic (2007) (POULOS, 2017).

Há um custo considerável na instrumentação cuidadosa de uma estaca, a instalação em um local onde os dados são necessários, o desempenho do ensaio e a aquisição de dados, e a análise dos dados. Por isto apenas um número limitado de tais ensaios foi realizado, ainda que referências da década de 1950, até os dias de hoje considerem este o método mais eficiente aquisição dos dados necessários, para descrever o comportamento carga-deslocamento de uma estaca carregada lateralmente (REESE, *et al.*, 2006).

2.5.3. Interpretação

Como lembrado acima, o principal objetivo de um teste de carga horizontal é a determinação da capacidade de carga horizontal, no entanto a relação carga-deslocamento também é grande interesse.

Em ambos os casos, o grau de restrição na cabeça da estaca deve ser levado em conta. Como dito antes, durante o ensaio usualmente a cabeça da estaca está livre para girar, enquanto sob carga de serviço o bloco inibe, pelo menos parcialmente tal rotação e induz um momento fletor na cabeça da estaca. Tanto a capacidade de carga como a rigidez horizontal de uma estaca carregada lateralmente com topo restringido são significativamente maiores do que os valores correspondentes para uma estaca com topo livre para girar (Figura 26), a rigidez da estaca é no mínimo duas vezes maior (VIGGIANI, *et al.*, 2012).

O valor do coeficiente de reação horizontal e módulo de elasticidade do solo, podem ser obtidos através de uma retroanálise de um ensaio, analisando o comportamento observado e o teórico. Este procedimento permite previsão do comportamento de estacas de outras seções ou grupos de estacas, nesse caso a influência de um solo de menor resistência abaixo da profundidade ensaiada é menos relevante do que estacas carregadas axialmente (POULOS & DAVIS, 1980). A principal forma de interpretação é a aplicação direta do ensaio em curvas p-y, como apresentado no item 2.2.4. Procedimentos de projeto para construir curvas p-y baseados em ensaios de prova de carga em escala real em estacas instrumentadas, foram desenvolvidos por vários autores, entre eles destacam-se os pioneiros, Matlock (1970) para argilas moles saturadas, outros casos foram abordados por Reese (1975) e colaboradores (POULOS & DAVIS, 1980).

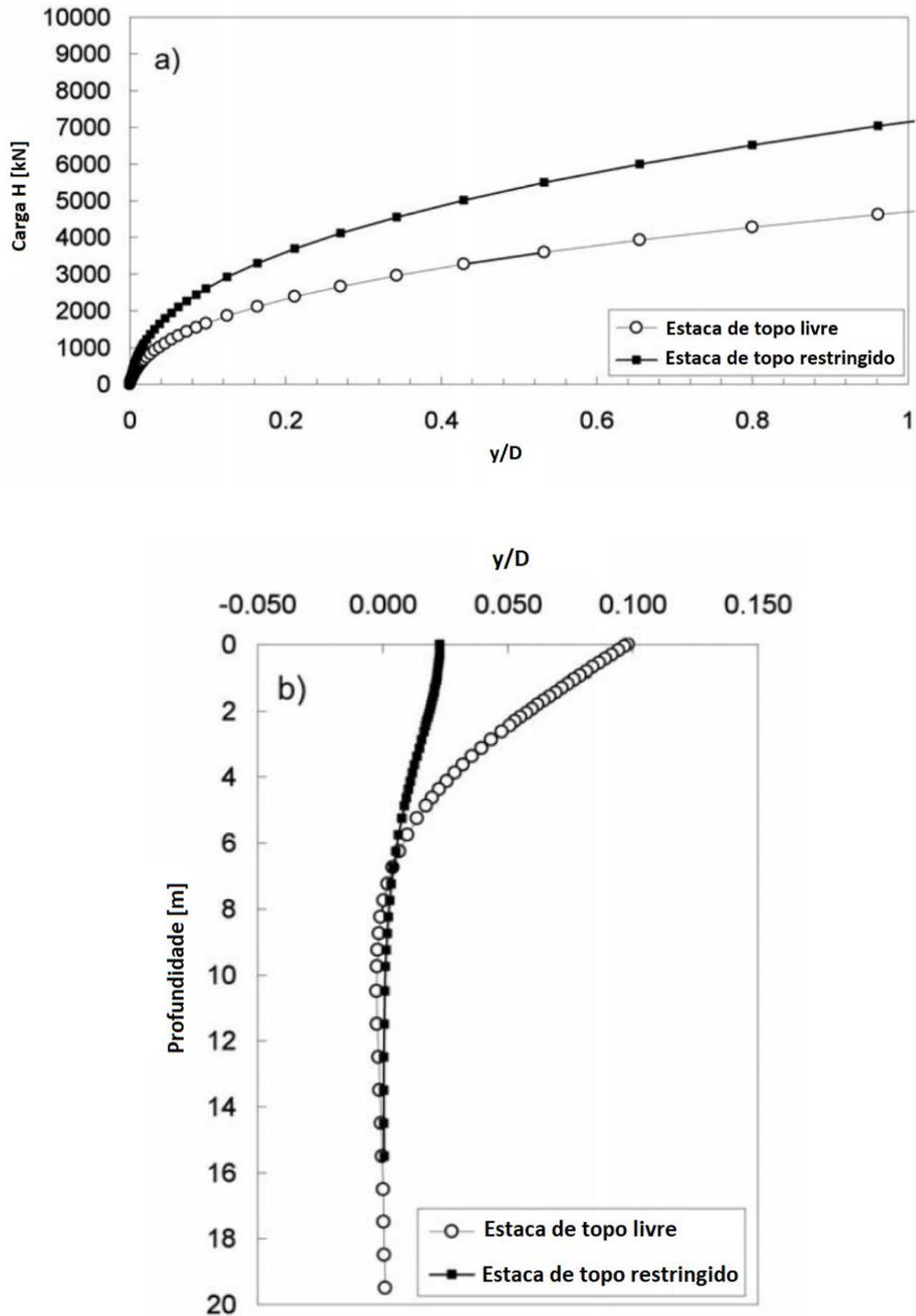


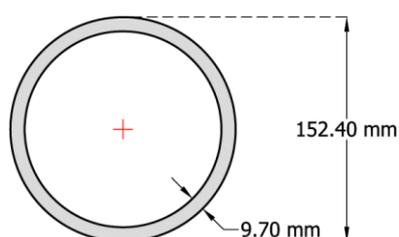
Figura 26 – Comparação estaca de topo livre x restringido
(a) carga x y/D (b) profundidade x y/D , adaptado de Viggiani et. al. (2012)

3. PROGRAMA DE PESQUISA

A melhor forma de estudar o comportamento de solos coesivos-friccionais é ensaiar o próprio solo em seu estado natural, uma vez que este possui um comportamento elástico não linear e é dotado de uma estrutura cimentada. Todo modelo é uma tentativa de simplificação da realidade, tanto os analíticos como os numéricos tentam representar o comportamento, no entanto, em especial o caso de solos coesivos-friccionais pouco foi o conhecimento desenvolvido, não existem modelos consagrados capazes de prever com acurácia a resposta destes solos. A execução de provas de carga possibilita a reprodução real do comportamento e através da instrumentação é possível fazer leitura da resposta de carga-deslocamento do solo frente ao carregamento cíclico imposto. Foram realizados um total de 6 ensaios de prova de carga lateral cíclica, no campo experimental a ser descrito no capítulo 4.

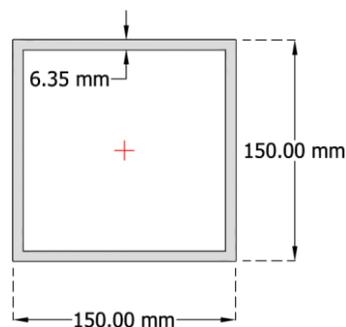
3.1. CARACTERIZAÇÃO DAS ESTACAS TESTE

Para atender os objetivos desta pesquisa foram escolhidas estacas comerciais, todas com o mesmo comprimento de 2 metros e com 3 formas de seção transversal distintas, circular com diâmetro de 152,4mm (Figura 27), quadrada com lados de 150mm (Figura 28) e perfil H com lados de 152mm (Figura 29).



Massa Linear (kg/m)	Área (m ²)	I (m ⁴)
37.07	4.722E-03	1.112E-05

Figura 27 – Estaca de seção circular



Massa Linear (kg/m)	Área (m ²)	I (m ⁴)
28.67	3.649E-03	1.257E-05

Figura 28 – Estaca de seção quadrada

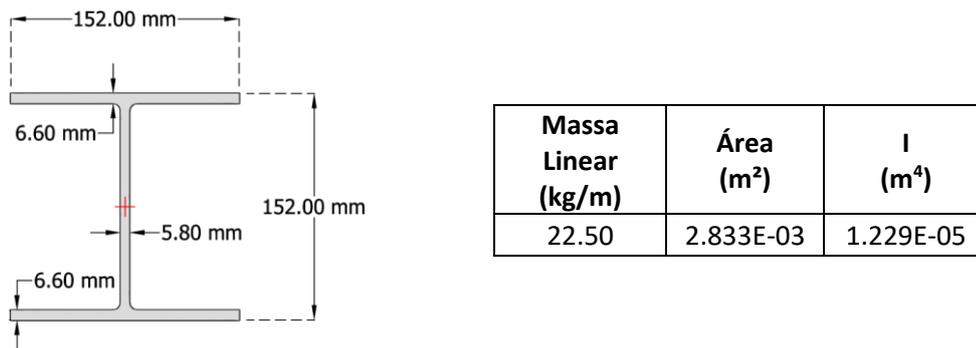


Figura 29 – Estaca tipo perfil H

A escolha das 3 formas de seção transversal é para identificar o efeito de forma. Tendo como referência a seção circular, devido a maior parte da bibliografia estudada ter sido desenvolvida em estacas circulares, as outras duas seções servem de comparação. Para isto foram escolhidas seções com lados e/ou diâmetros nominais semelhantes, assim como os semelhantes momentos de inércia.

As características mecânicas do aço dos perfis utilizados seguem a prescrição da ASTM A572 / A572M-18 (2018) Grau 50, com limite de escoamento de 345 MPa e limite de resistência de 450 MPa. Através de modelos numéricos realizados no programa SAP2000®, avaliou-se o comportamento estrutural das seções escolhidas, e conforme Figura 30, apresenta-se os resultados em termos da relação M- κ (momento-curvatura).

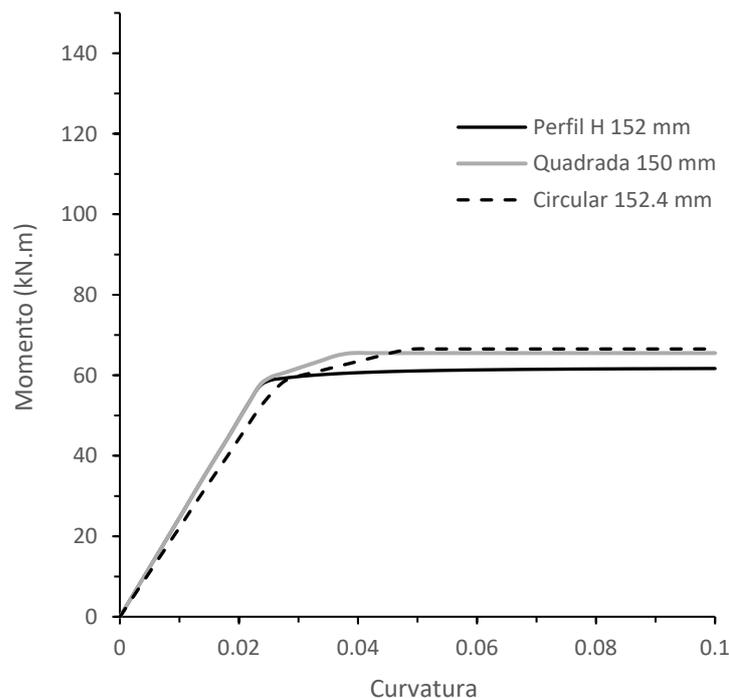


Figura 30 – Relação Momento x Curvatura

A relação $M-\kappa$ (momento-curvatura) apresentada deriva-se da teoria da viga clássica de Euler-Bernoulli, onde o momento M é função da rigidez EI em relação a curvatura κ conforme a equação (17).

$$M = EI \times \kappa \quad (17)$$

As 3 seções transversais escolhidas para avaliar o efeito de forma, possuem dimensões laterais nominais de aproximadamente 150mm e com momento de inércia I variando dentro de 10%. Conseqüentemente o comportamento mecânico responde da mesma maneira, variando a rigidez a flexão EI dentro de 10% também. Na Tabela 1 estão as características estruturais das seções transversal da estacas.

Seção	Dimensão (mm)	EI (kN.m ²)	M _y (kN.m)	κ _y (-)
Circular	152.40	2196	53	0,024
Quadrada	150.00	2420	58	0,024
Perfil H	152.00	2446	56	0,023

Tabela 1 - Resumo das características estruturais das seções transversais.

3.2. INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS TESTE

As estacas testes foram instrumentadas com 10 níveis de instrumentação ao longo do seu comprimento, resultando em 1 nível a cada 18 cm (Figura 31). Para garantir uma condição de contorno foi instalado o primeiro nível de instrumentação coincidente com nível do terreno, a 20 cm do topo da estaca, para obter uma leitura de deformação a uma distância conhecida, assim como aplicação de uma carga conhecida, possibilitando o cálculo de momento fletor.

Outra condição de contorno é a rigidez a flexão da estaca, bem definida por se tratar de uma estaca de aço normatizado. Sendo este o motivo de não se fazer leituras por inclinômetro, uma vez que para garantir o posicionamento do tubo, o qual serve de trilho para o equipamento, este tubo precisa ser grauteado junto à estaca, perdendo a condição de rigidez bem definida, devido às incertezas do processo executivo da argamassa.

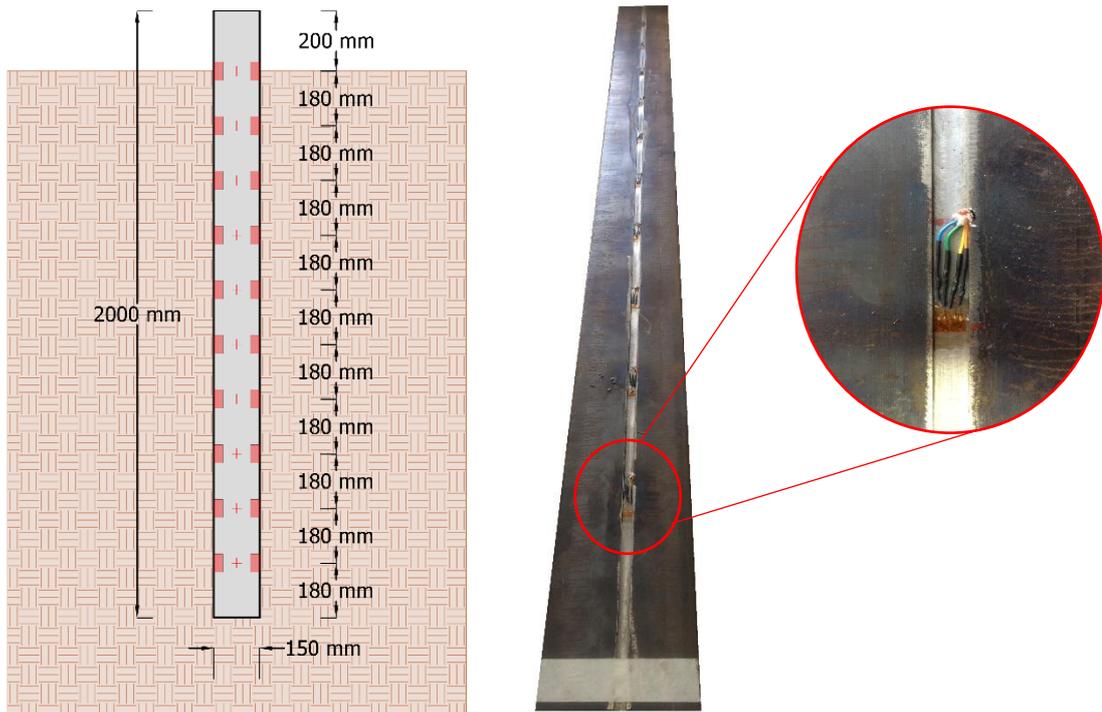


Figura 31 – Níveis de instrumentação das estacas

Como o intuito é medir a deformação flexural, cada nível é composto por 2 pares de extensômetros dispostos em faces opostas formando pontes completas. Tais extensômetros estão dispostos paralelos uns aos outros para melhor sensibilidade a flexão e compensação de temperatura (Figura 32).

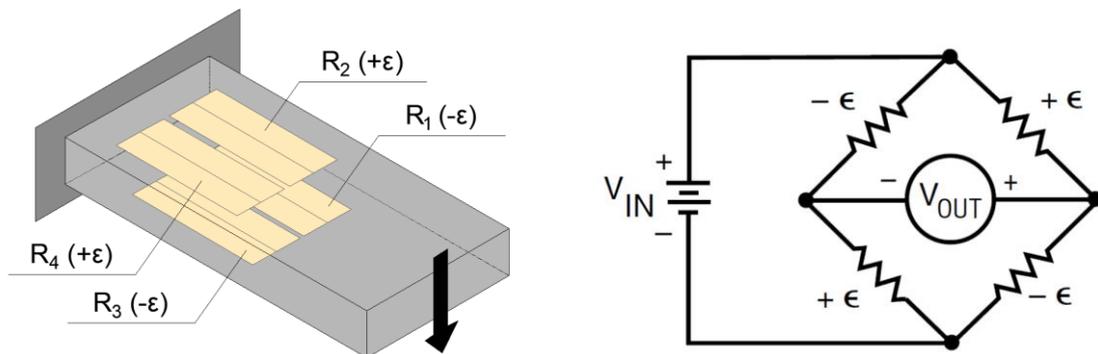


Figura 32 – Arranjo de ligação dos extensômetros, adaptado de National Instruments (2017)

A disposição em paralelo entre os sensores elimina a possibilidade de leituras de carregamentos verticais, no entanto possibilita leituras 4 vezes mais sensíveis a flexão (NATIONAL INSTRUMENTS, 2017), além de reduzir o número de variáveis presentes na interpretação dos resultados. O coeficiente de Poisson, presente na interpretação nos demais arranjos possíveis, não se faz necessário neste tipo de arranjo, o que torna a interpretação dos dados mais simples e fiel, por se tratar de um coeficiente empírico e genérico atribuído de acordo com o tipo de material. Com este arranjo entre os extensômetros, são necessários para interpretação apenas

os valores de variação de tensão - a qual é causada pela variação da resistividade dos extensômetros ao serem deformados - e tensão de entrada, conhecida e determinada pela fonte de excitação (equação 18). Na sequência fica explícita a metodologia de interpretação dos dados obtidos pelos extensômetros:

$$Vr = \frac{\Delta V}{V_{in}} \quad (18)$$

Sendo Vr = a relação entre variação de tensão ΔV e tensão de entrada V_{in} , necessário para o cálculo da deformação ε , equação (19).

$$\varepsilon = \frac{-Vr}{GF} \quad (19)$$

Onde GF é o fator de calibração dos sensores apresentados pelo fabricante.

Para o cálculo do momento fletor através da teoria da viga clássica de Euler-Bernoulli, onde o momento M é função da rigidez EI em relação a curvatura κ conforme a equação (17), a partir da deformação ε , calcula-se a curvatura k , equação (20).

$$k = \frac{\varepsilon}{h/2} \quad (20)$$

Onde h = dimensão da seção transversal.

Os extensômetros utilizados foram do tipo elétrico, modelo PA-06-125AC-350-LEN, fornecido pela Excel Sensores Ltda. A resistividade nominal dos extensômetros é de 350 ohms, com um gauge factor de 2,13. Para minimizar perdas devido ao comprimento de cabo e temperatura foi escolhido uma classe de amplificador com *remote sensing*, o que resulta na ligação de mais um fio partindo da fonte de excitação até a ponte. O *remote sensing* ainda é capaz de cancelar qualquer tipo de ruído conduzido pelos cabos de excitação. Para minimizar ainda mais os ruídos, o amplificador possui filtro digital de passa-alta e passa-baixa, pode também remover ruídos conhecidos como 50 Hz ou 60 Hz.

Para a proteção dos extensômetros durante o processo de cravação das estacas, frisos longitudinais à estaca foram usinados nas peças. Os frisos foram usinados ao longo de todo o comprimento das estacas, possuem a largura de 12 mm e profundidade de 2 mm (Figura 33). Para a colagem dos extensômetros, é utilizado o adesivo instantâneo de cianoacrilato de baixa viscosidade Loctite® 496, que de acordo com o fabricante, é ideal para substratos metálicos. Após a colagem dos extensômetros, os frisos foram preenchidos com massa plástica. Para verificar a perda na capacidade estrutural das seções após o processo de frisagem, foram realizados novos modelos numéricos no programa SAP2000®. Os resultados mostraram

diminuições na rigidez dos elementos, bem como no momento de escoamento, menores que 2% em comparação com a seção original.

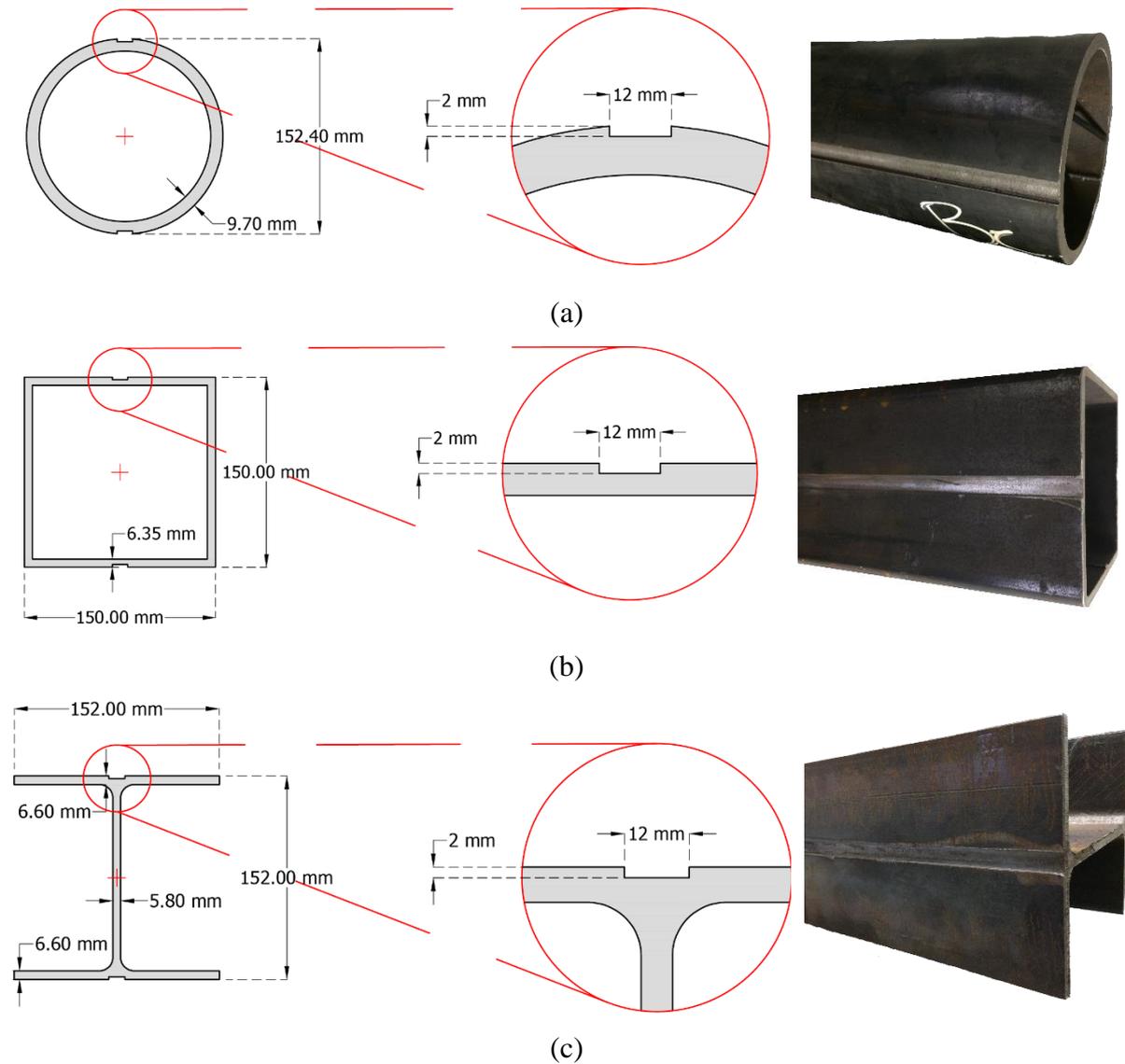


Figura 33 – Friso longitudinal nas estacas (a) circular (b) quadrada (c) perfil H

3.3. CALIBRAÇÃO DAS ESTACAS TESTE

Com o intuito de testar a instrumentação das estacas e o sistema de aquisição de dados, após a instrumentação ser finalizada cada estaca foi ensaiada em laboratório. Foi montado um sistema simulando uma viga bi-apoiada dentro de uma prensa com capacidade para 150 kN. Na Figura 34, na posição 1 estão os 2 apoios, na posição 2 está o ponto de aplicação de carga - composto pelo cilindro hidráulico e célula de carga - e na posição 3 está o ponto de reação. As vigas eram

sempre ensaiadas em pares para garantir 1 ponto de contato com o sistema, posição 2 ou 3 e garantir 2 apoios posição 1.

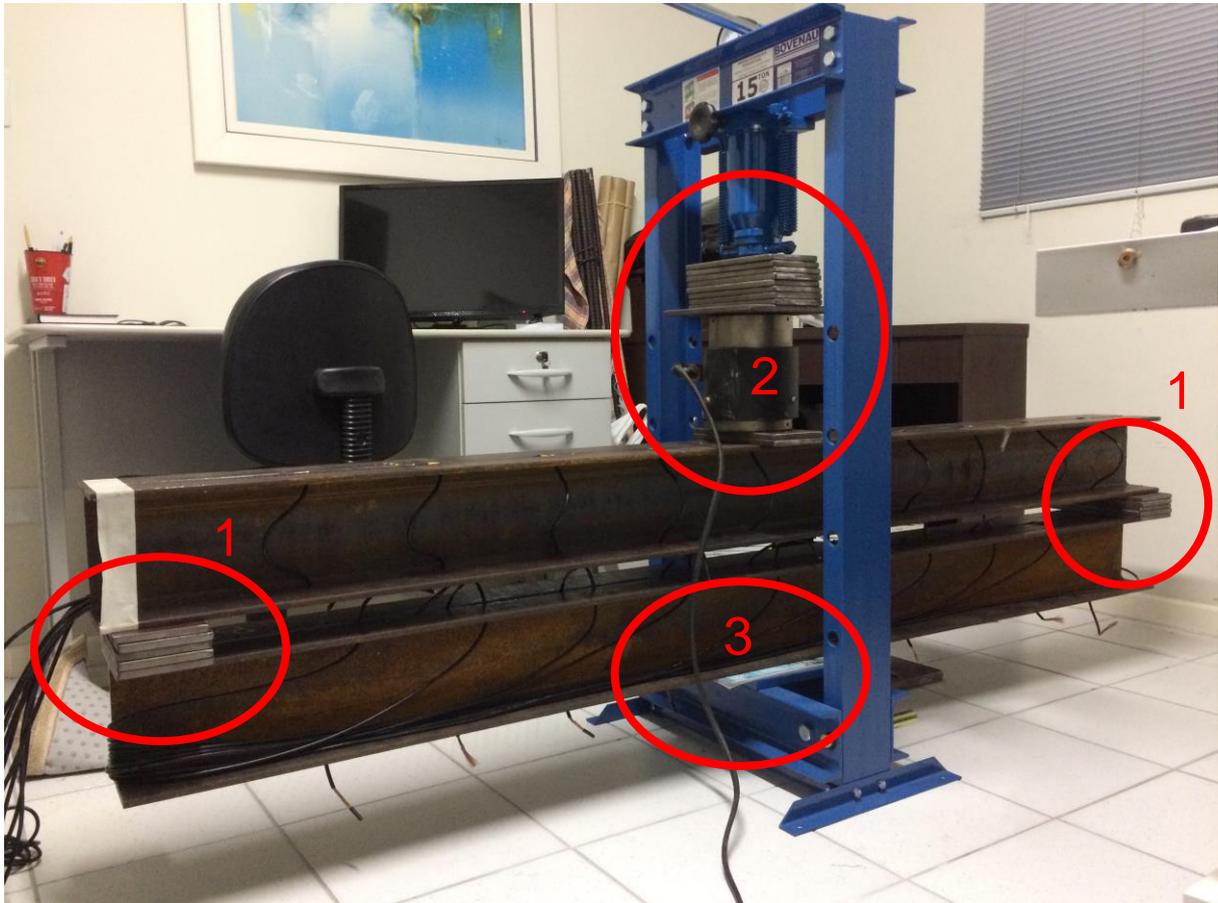


Figura 34 – Sistema de calibração – Viga bi-apoiada

Com estes ensaios de calibração foi possível validar a eficiência dos sensores e metodologia de interpretação, através de modelos numéricos e da equação de momento para uma viga bi-apoiada. A Figura 35 apresenta o ensaio de calibração da estaca H1, demonstrando uma boa correspondência com o resultado da equação para uma viga bi-apoiada e não apresentando defeito nos sensores. Na Figura 36 está presente o ensaio na estaca H1 com problema no sensor 4, então foi testado novamente a resistividade da ponte *wheatstone* (ligação entre extensômetros), caso a resistividade apresente valores dentro do esperado, significa que as conexões estão corretas, no entanto se o sensor apresenta um comportamento fora do esperado, o problema é na interface entre os extensômetros e a estaca, falha na colagem, para solucionar os extensômetros foram removidos e substituídos.

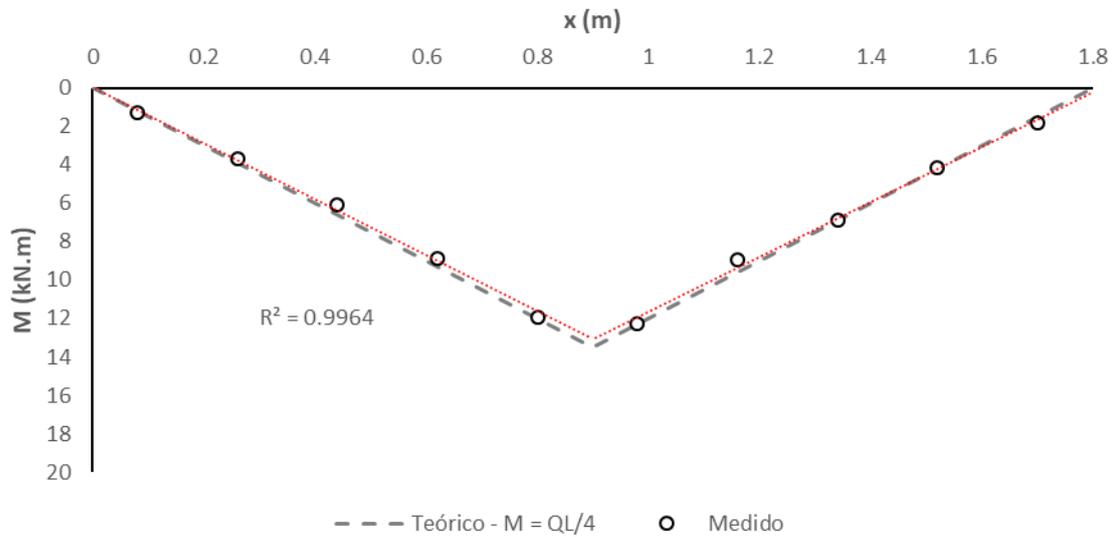


Figura 35 – Ensaio de Calibração – Estaca H1

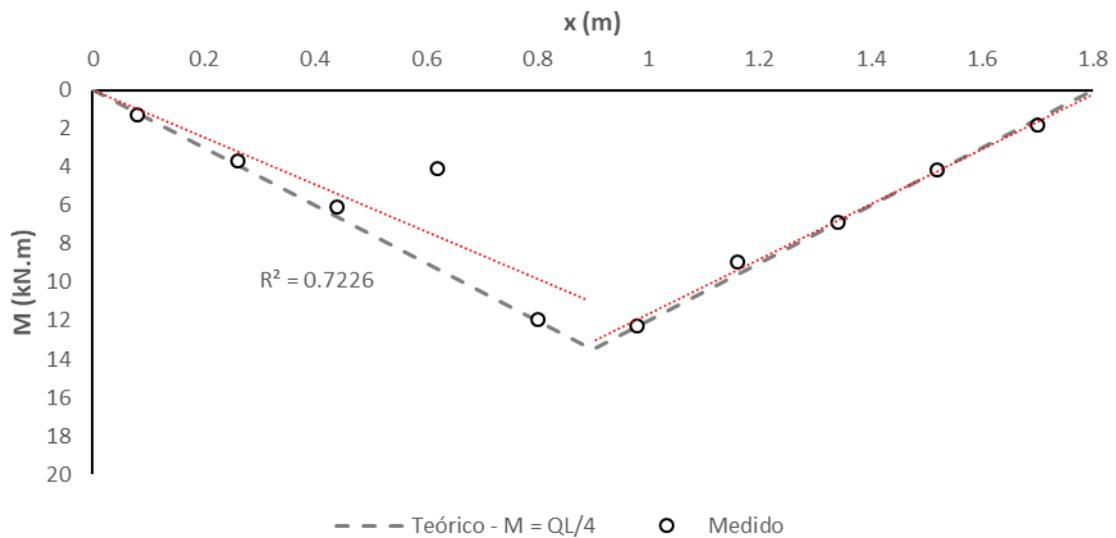


Figura 36 – Ensaio de Calibração – Defeito no sensor 4

Nos ensaios de calibração foram utilizados a mesma célula de carga, o mesmo sistema de aquisição de dados, o mesmo *laptop* e até o mesmo cabeamento, tentando reproduzir o mais fiel possível a situação de campo (Figura 37).

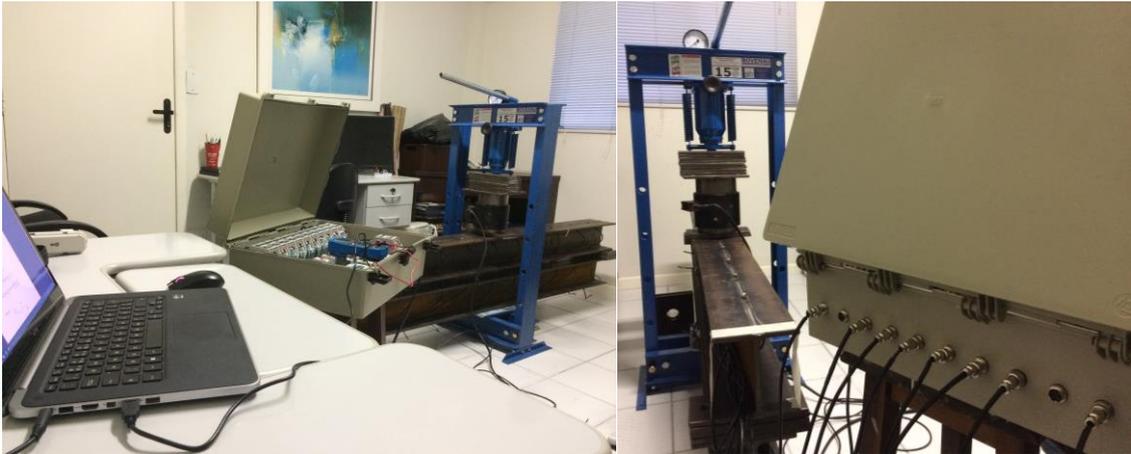


Figura 37 – Sistema de calibração – Elementos do sistema

3.4. CRAVAÇÃO DAS ESTACAS TESTE

A cravação das estacas (Figura 39) foi executada de forma dinâmica, por equipamento de bate estacas sobre esteiras (Figura 38) com martelo de 2,5 toneladas e altura de quedas pequenas para não comprometer a instrumentação durante o processo de cravação. A locação das estacas foi sempre entre duas estacas existentes, com o afastamento de projeto, formando um triângulo entre duas estacas de reação e a estaca teste (Figura 40). Para proteger os cabos da instrumentação durante a cravação, estes foram enrolados, colocados dentro da estaca e fixados com abraçadeiras na face interna das estacas, para não descer durante a cravação.



Figura 38 – Equipamento de bate-estaca



Figura 39 – Cravação de estaca



Figura 40 – Estacas cravadas alternadas as estacas de concreto

3.5. ENSAIO DE PROVA DE CARGA LATERAL CÍCLICA

Para elaborar o projeto do ensaio de prova de carga foram utilizadas as prescrições da ASTM D3966/D3966M (2013). Existe uma norma brasileira para ensaios de prova de carga estática - NBR 12131 (2006) – no entanto esta não contempla ensaio de prova de carga lateral cíclica.

3.5.1. Descrição do Ensaio

O sistema de reação presente na Figura 41, Figura 42 e Figura 43, é composto por um par de estacas ligadas por dois perfis trilho TR-32, conectadas através de parafusos, placas e porcas. As estacas de reação a serem utilizadas - executadas em pesquisa anterior de Faro (2014) - são de concreto armado com 0,60 m de diâmetro e comprimento de 3 metros. As estacas testes foram cravadas com uma distância maior do que a mínima indicada, de 5 vezes o diâmetro, em relação ao sistema de reação.

O sistema de aplicação e leitura de carga é composto por um cilindro hidráulico ENERPAC[®] RR5020 de dupla ação com capacidade para 500kN, célula de carga Kratos[®] CCI20 com capacidade para 200 kN. Para garantir o espaçamento entre a estaca teste e o sistema de reação, foi utilizado uma estronca de perfil metálico tipo trilho TR-25. A ligação entre os elementos do sistema de aplicação de carga e reação é através de placas parafusadas e porca, enquanto que a ligação com a estaca teste é feita através de um elemento rotulado.

O sistema de medição de deslocamentos é composto por 2 LVDT's (transdutor linear de deslocamento), Gefran[®] LT-M-0175-P com curso total de 175 mm e Gefran[®] LT-M-0100-P com curso total de 100 mm, ligados a uma viga de referência, na qual tem seus apoios fixados ao solo a uma distância mínima de 2,5 m da estaca teste através de braços magnéticos articulados.

O sistema de aquisição de dados (Figura 44) dos extensômetros, transdutores de deslocamento e célula de carga, é composto por 11 amplificadores FLINTEC FAA-25 e 2 *datalogger* Novus[®] Fieldlogger Mod. 8812120000. Terá transmissão de dados em tempo real através de cabo USB para um *laptop*, para aquisição e manipulação durante os ensaios, com leitura e gravação dos dados na frequência de 1 leitura por segundo.

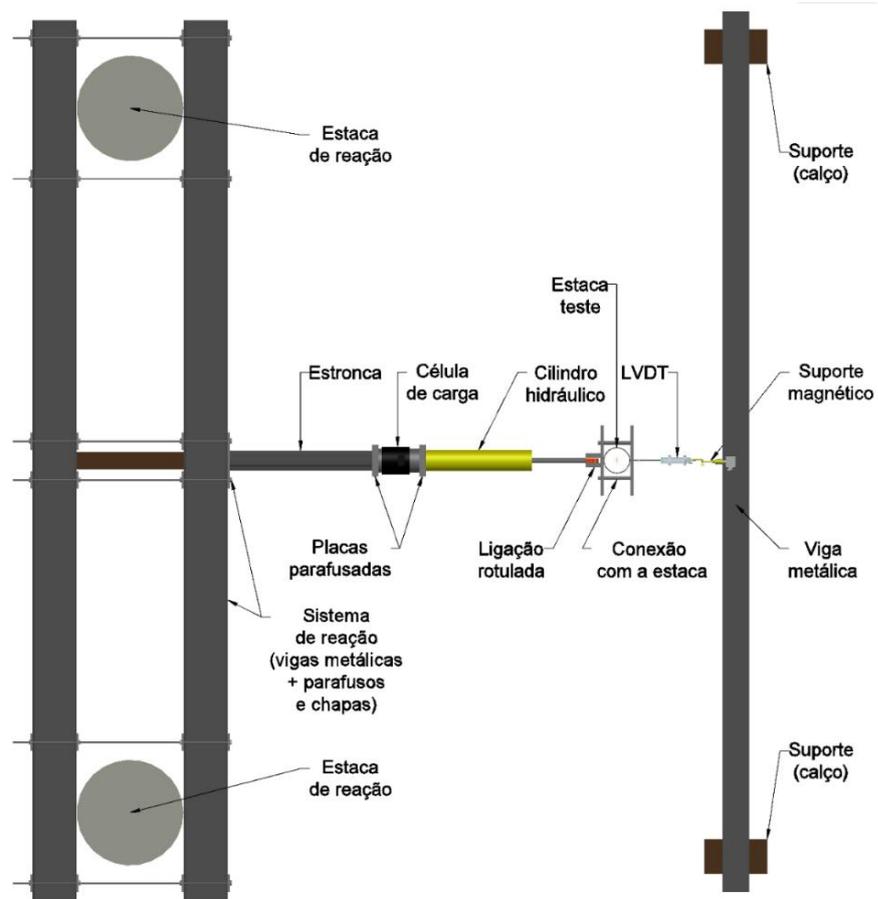


Figura 41 – Planta baixa do projeto de prova de carga

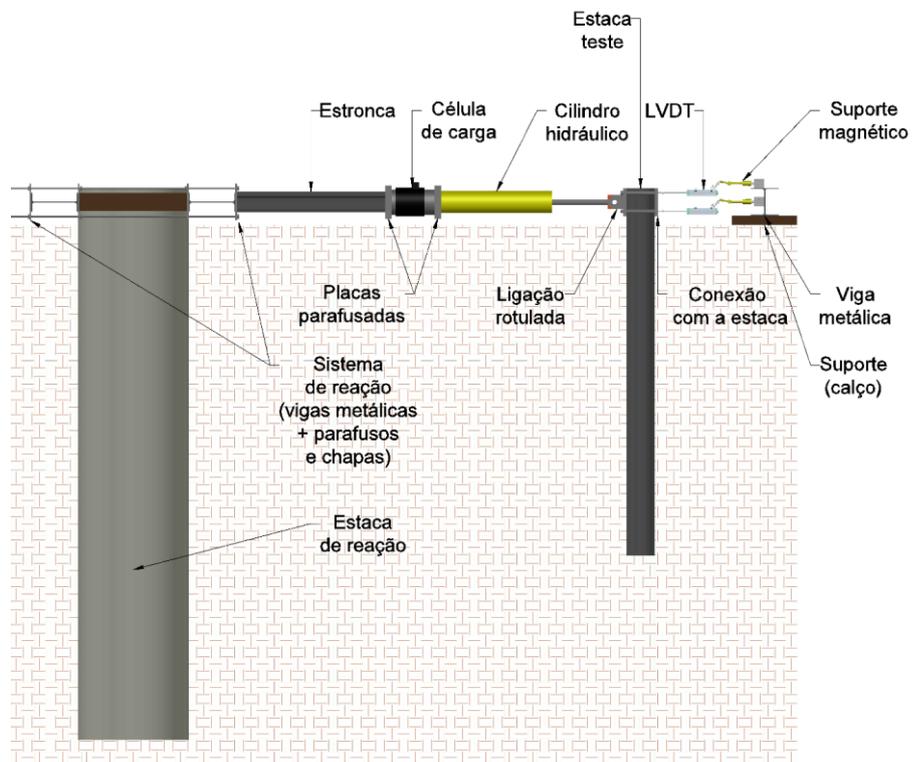


Figura 42 – Seção do projeto de prova de carga



Figura 43 – Sistema do ensaio de prova de carga



Figura 44 – Sistema de aquisição de dados

3.5.2. Detalhes do Sistema

Este sub-item apresenta os detalhes fundamentais para garantir o bom funcionamento do sistema durante todos ciclos:

- Ligações parafusadas com arruela de pressão (Figura 45 e Figura 46):
Todas as ligações do sistema de reação e aplicação de carga era composto por parafusos, permitindo a aplicação de carga com conseqüente deslocamento e retorno da estaca para posição inicial sem que o sistema se desprendesse e movimentasse. A tendência em ligações parafusadas durante a ciclagem é de afrouxar e apresentar folgas, no entanto as arruelas de pressão garantiram a não presença de folgas, mantendo a pressão nos parafusos durante todos os ciclos.



Figura 45 – Ligação entre sistema de reação com sistema de aplicação de carga



Figura 46 – Ligação entre estronca, célula de carga e cilindro hidráulico

- Esfera (Figura 47):

Na ligação entre o sistema de reação e o sistema de aplicação de carga utilizou-se uma esfera de aço. Com função possibilitar o ajuste de ângulo para garantir a aplicação de carga perpendicular e na correta direção do friso de instrumentação da estaca.



Figura 47 – Esfera na ligação entre sistema de reação e sistema de aplicação de carga

- Cilindro hidráulico e bomba de acionamento de dupla ação (Figura 48):

Item básico em qualquer sistema de aplicação de carga, o cilindro hidráulico por ser de dupla ação permitiu o retorno da estaca e do sistema como um todo para posição inicial durante cada ciclo. Ao aplicar carga e gerar um deslocamento na estaca, está não era capaz de retornar a posição inicial apenas retirando a carga, foi necessário utilizar o retorno do cilindro em cada ciclo, para garantir a premissa de partir todos os ciclos da posição inicial.



Figura 48 – Cilindro hidráulico e bomba de acionamento de dupla ação

- Rótula (Figura 49 e Figura 50):

Na ligação entre o sistema de aplicação de carga e a estaca, foi utilizado uma rótula para garantir a perpendicularidade da aplicação e até mesmo para não romper o sistema, com o avanço do deslocamento da estaca, uma vez que a estaca gira a cada aplicação de carga.



Figura 49 – Rótula de ligação entre sistema de aplicação de carga e estaca (lateral)



Figura 50 - Rótula de ligação entre sistema de aplicação de carga e estaca (superior)

- Viga de referência (Figura 51):

O sistema de leitura de deslocamentos era composto de uma viga de referência tipo perfil trilho TR-25 de 5 m, apoiada em suas extremidades, para garantir a distância maior do que a mínima de 5 vezes o diâmetro da estaca ou 2,5 m, inibindo qualquer influência do deslocamento da estaca aos apoios da viga de referência. Dado a rigidez do perfil, garantiu-se a estabilidade e não deslocamento dos LVDT's.



Figura 51 – Viga de Referência

- Vidro lubrificado (Figura 52)

Para garantir uma correta leitura dos deslocamentos, foi colado ao capacete de aplicação de carga na parte externa uma superfície de vidro e antes do início de cada ensaio esta superfície era lubrificada, o objetivo é de eliminar qualquer atrito e manter a posição inicial da ponta dos LVDT's.



Figura 52 – Superfície de vidro lubrificada no contato com os LVDT's

- Relógio comparador digital (Figura 53)

Foi utilizado um relógio comparador digital para auxiliar a aplicação de carga até o deslocamento necessário durante a execução de cada ciclo. A função de aquisição de dados era dos LVDT's, este relógio foi apenas um elemento auxiliar de controle de deslocamento durante a execução.

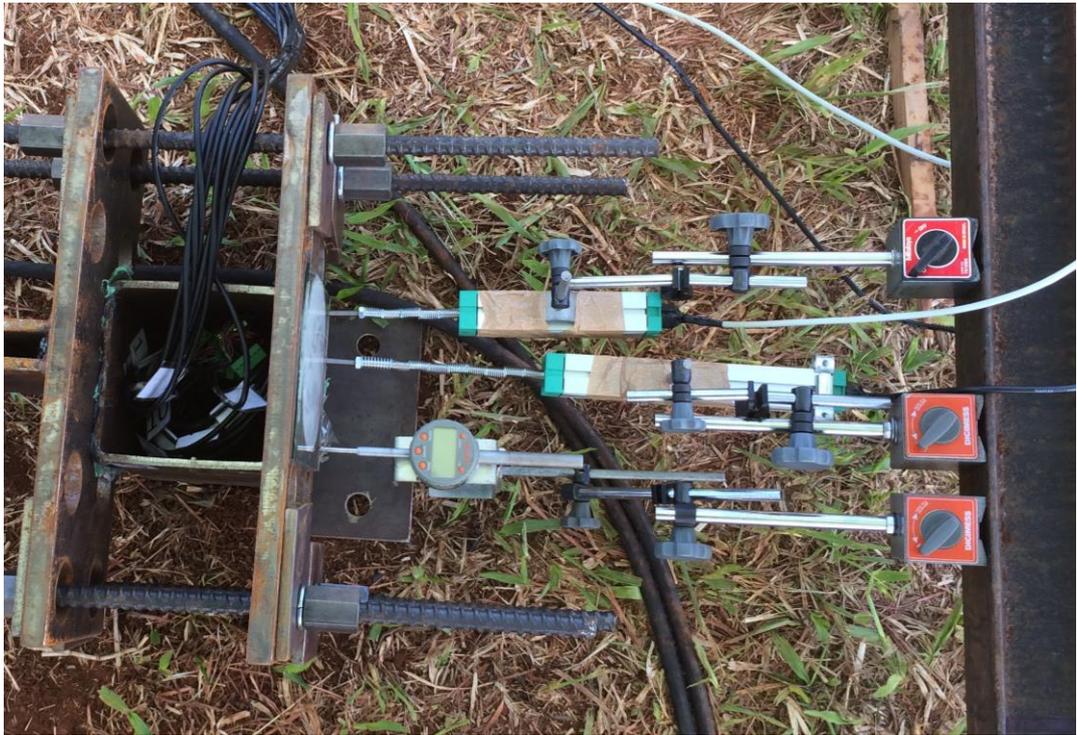


Figura 53 – Relógio comparador digital

3.5.3. Método de Aplicação de Carga

A aplicação de carga dos ensaios foi do tipo cíclica com deslocamento controlado (Figura 54):

- Controle de deslocamento, partindo de um deslocamento 0, até o deslocamento controlado definido por ensaio de 10 e/ou 25 mm.
- Carregamento em um sentido único, parte da posição 0 até o deslocamento definido, sempre no mesmo sentido.
- 100 ciclos de carregamento e descarregamento, com frequência de 1 ciclo por minuto.

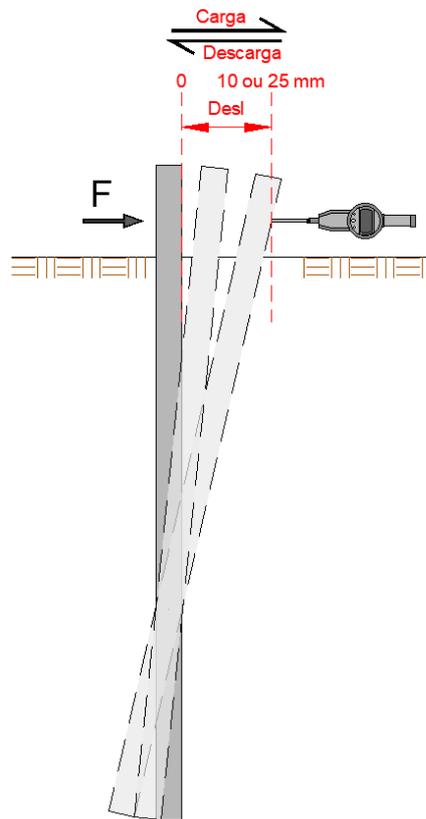


Figura 54 – Método de aplicação de carga

Em geral ao projetar estruturas sujeitas a este tipo de carregamento, o projetista da estrutura define um deslocamento aceitável de operação, que é o limite de serviço. Desta forma justificando o carregamento com deslocamento controlado, com o intuito de avaliar a degradação da resistência do solo com os ciclos de carregamento.

4. CAMPO EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta o campo experimental, no qual serão realizados os ensaios de campo presentes nesta dissertação.

4.1. LOCALIZAÇÃO

Os ensaios de campo serão realizados na América do Sul, país de origem Brasil, no estado do Rio Grande do Sul, na cidade de Passo Fundo. O campo experimental (Figura 56) do Campus de Passo Fundo da Universidade de Passo Fundo (UPF), pertence ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR). Está localizado as margens da Rodovia Federal BR-285, km 171, Bairro São José (Figura 55).

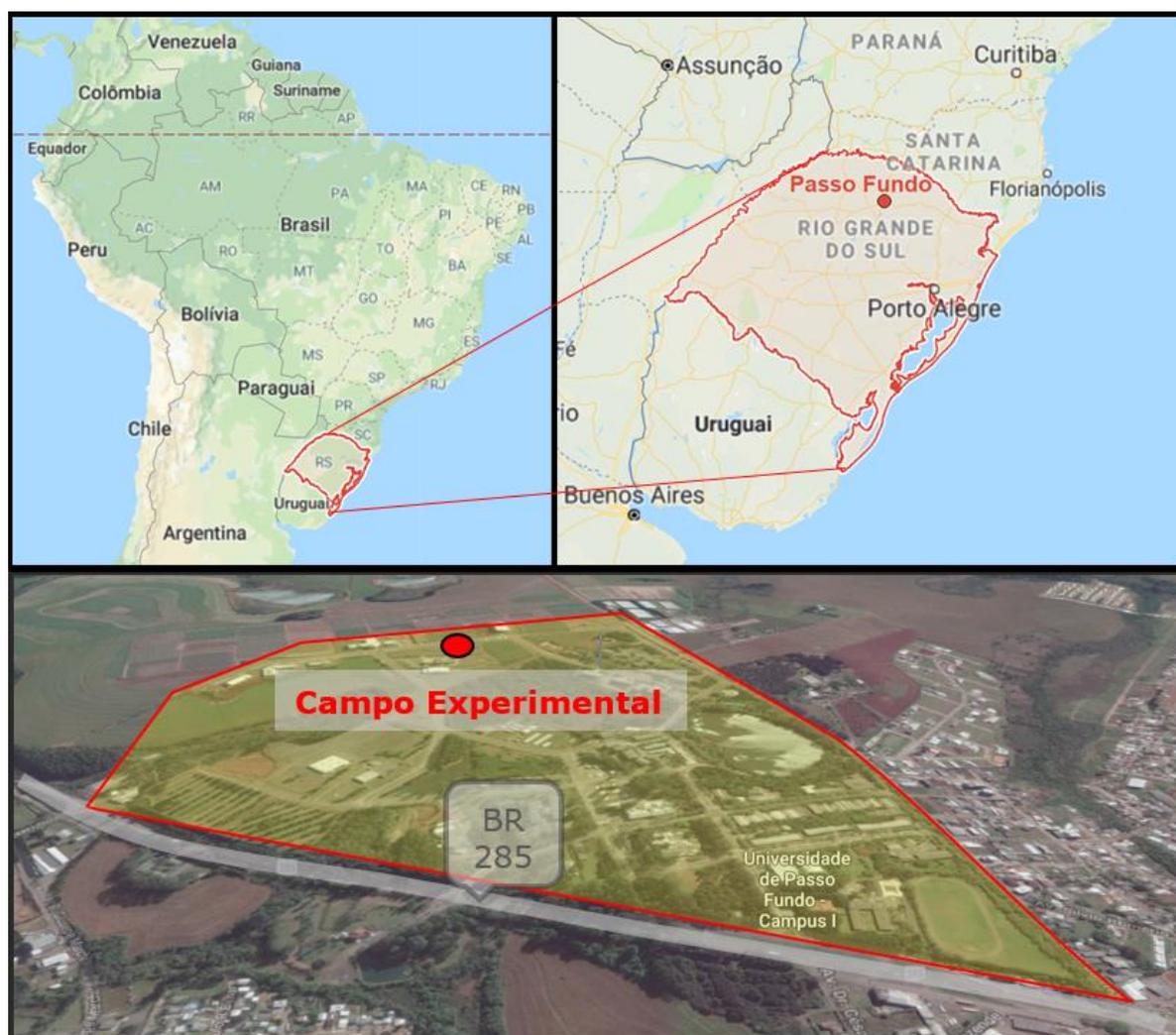


Figura 55 – Localização do Campus de Passo Fundo - UPF



Figura 56 – Campo Experimental

4.2. CARACTERÍSTICAS DO SOLO

O solo local é de característica coesiva friccional e homogêneo, proveniente da decomposição de rochas basálticas (ígneas) e arenitos (sedimentar). O solo da região de Passo Fundo é caracterizado como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argilossólico, pertencente a formação da Serra Geral (Figura 57).

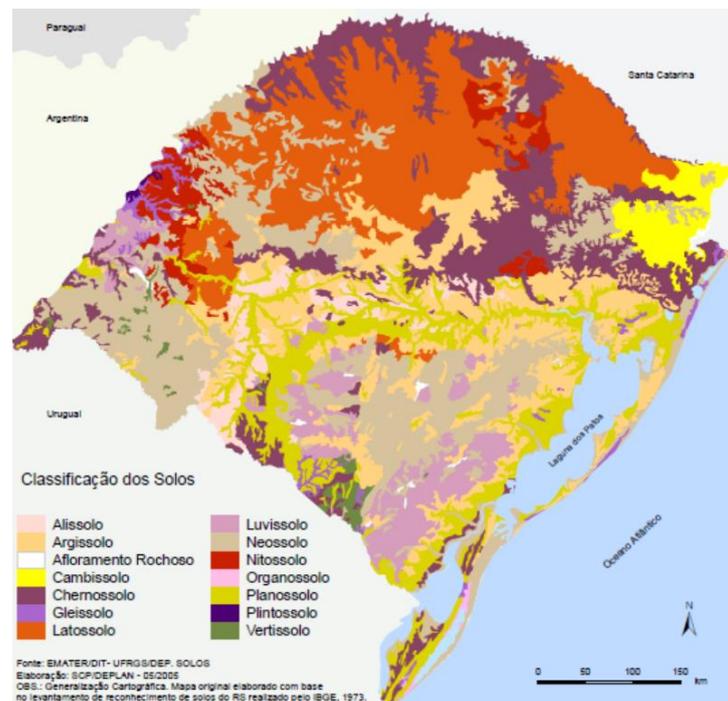


Figura 57 – Mapa de classificação dos solos do Rio Grande do Sul (EMATER/DIT-UFRGS/DEP.SOLOS)

Este tipo de solo é produto de forte intemperismo, o qual provoca a diminuição da densidade, aumentando a porosidade e condutividade hidráulica. Este em particular com predominância de caulinita e óxido de ferro, acentuada acidez, pouca reserva de nutrientes e toxidade por alumínio. Se caracteriza por sua alta capacidade drenante e grande profundidade, possui um perfil estratigráfico homogêneo, devido a uma transição gradual entre os horizontes.

4.3. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICA

4.3.1. Ensaios de Laboratório

Os ensaios descritos abaixo seguem as normas técnicas brasileiras vigentes na data de execução, regidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Ensaios não normatizados seguem os procedimentos sugeridos na bibliografia. Informação retirada do texto original dos autores.

4.3.1.1. Índices Físicos

Amostras foram coletadas em campo (DALLA ROSA & THOMÉ, 2004) e (DALLA ROSA, *et al.*, 2004), por utilização de um trado manual até 5 m de profundidade. Foi avaliado a umidade do solo, peso específico dos grãos, limites de consistência (limites de Atterberg) e distribuição granulométrica ao longo da profundidade (Figura 58).

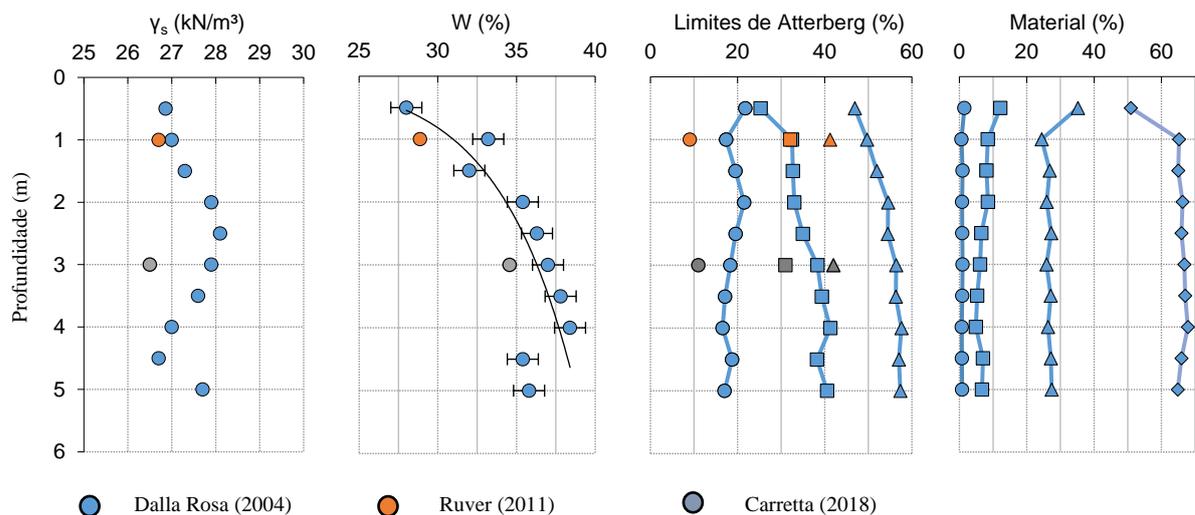


Figura 58 – Índices físicos

Ruver (2011) realizou novos ensaios com o intuito de verificar a homogeneidade e confirmar as propriedades e os índices físicos do campo experimental. A umidade natural média foi avaliada durante 7 meses e não mostrou grande variação sazonal, em média de 28,87%. Foi

obtido um valor de peso específico dos grãos de $26,7 \text{ kN/m}^3$. O valor médio para 5 amostras foi de limite de plasticidade (LP) de 32,08%, limite de liquidez (LL) médio de 41,21% e consequentemente o índice de plasticidade (IP) médio de 9,02%. A partir de duas amostras foram realizados ensaios de granulometria, em um dos ensaios foi realizado o processo de sedimentação com o uso de defloculante e no outro imediatamente após a secagem em estufa, sem o uso de defloculante. É possível verificar que o processo de lavagem sem a utilização de defloculante foi suficiente para desagregar os finos, as duas curvas granulométricas são idênticas (Figura 59). O solo é composto por 0,45% de areia grossa, 2,06% de areia média, 18,57% de areia fina, 19,9% silte e 59,0% argila. Em geral todos os ensaios referentes aos índices físicos apresentados por Ruver (2011), concordam com os ensaios previamente apresentados por Dalla Rosa (2004).

Carretta (2018) também realizou novos ensaios com o intuito de verificar a homogeneidade e confirmar as propriedades e os índices físicos do campo experimental. A umidade natural foi retirada de 32 amostras, com média de 34,56%. Foi obtido um valor de peso específico dos grãos de $26,5 \text{ kN/m}^3$. O valor médio de limite de plasticidade (LP) foi de 31%, limite de liquidez (LL) médio de 42% e consequentemente o índice de plasticidade (IP) médio de 11%. O ensaio de granulometria mostra que o solo é composto por 35% de areia, 5% de silte e 60% de argila. Em geral todos os ensaios referentes aos índices físicos apresentados por Carretta (2018), concordam com os ensaios previamente apresentados por Dalla Rosa (2004) e Ruver (2011).

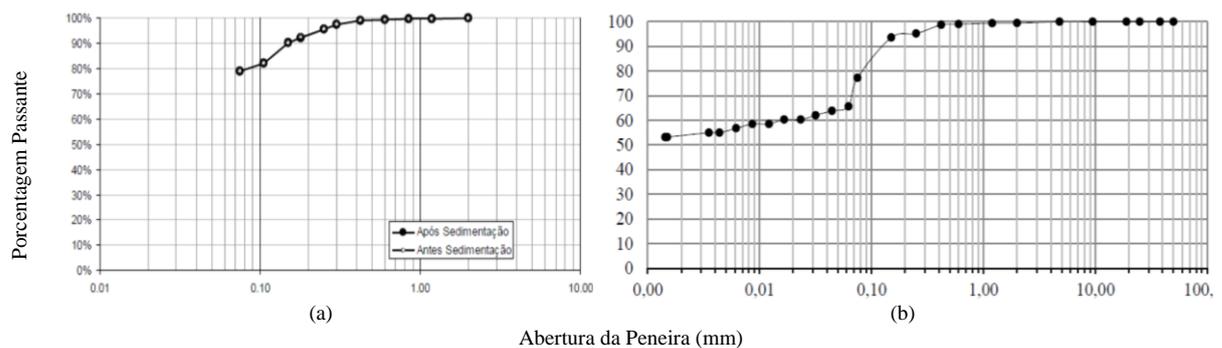


Figura 59 – Curva Granulométrica por: (a) Ruver (2011) (b) Carretta (2018)

4.3.1.2. Ensaio Compressão Confinada

Foram realizados por Dalla Rosa (2004)a,b, ensaios de compressão confinada ou ensaio oedométrico, obtendo valores de tensão virtual de pré-adensamento média de 150 kPa, coeficiente de compressão $C_{co} = 0,39$ e coeficiente de recompressão $C_r = 0,029$.

Carretta (2018), apresenta resultado de 2 ensaios de compressão confinada, a partir de uma amostra indeformada e uma amostra remoldada (Figura 60). Além da tensão de pré-

adensamento virtual é possível avaliar a influência da estrutura do solo coesivo-friccional no comportamento do solo.

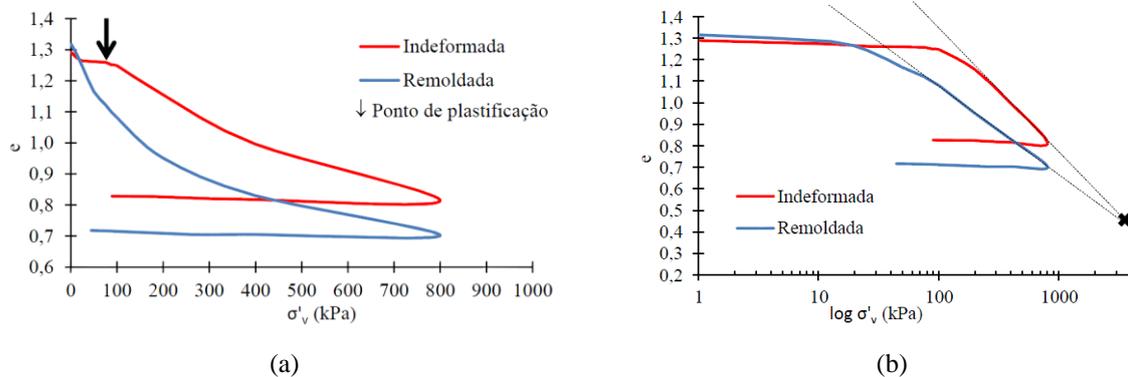


Figura 60 - Resultado do ensaio oedométrico (a) escala natural (b) escala logarítmica

Foram obtidos para o ensaio valores de tensão de pré-adensamento virtual, com amostra indeformada 170 kPa (método de Pacheco e Silva) e 140 kPa (método de Casagrande), para as amostras remoldadas 28 kPa (método de Pacheco e Silva) e 34 kPa (método de Casagrande). O índice de compressão $C_{co} = 0,42$ e $0,34$, coeficiente de recompressão $C_r = 0,025$ e $0,014$, ambos para amostra indeformada e remoldada respectivamente.

Conforme observado na figura, até a tensão efetiva de 87,5 kPa existe um comportamento linear, a partir deste ponto uma redução brusca do índice de vazios e conseqüente redução de volume. Explicado pela plastificação e quebra da estrutura do solo coesivo-friccional, após a desestruturação observa-se que ambas amostras tendem ao mesmo comportamento.

4.3.1.3. Ensaio de Compressão Simples

Foram realizados por Carretta (2018), 3 ensaios a compressão simples em corpos de prova de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, a partir de amostras indeformadas retiradas em blocos e esculpidas a mão (Figura 61). Para garantir a inexistência de sucção, que pudesse alterar o resultado do ensaio os corpos de prova ficaram submersos em água por 24h previamente ao ensaio.



Figura 61 – Ensaio de compressão simples (a) bloco retirado (b) processo de esculpir (c) fase de carregamento do ensaio (d) banda de cisalhamento (CARRETTA, 2018)

Foram realizados também por Carretta (2018), ensaios de compressão simples instrumentado. Para tal foi necessário utilizar a câmara do equipamento triaxial que permitiu acoplar a instrumentação através de sensores de efeito *Hall*. Os corpos de prova eram de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, ficaram submersos por 24 h para eliminar o efeito de sucção (Figura 62).



Figura 62 – Ensaio de Compressão simples instrumentado (a) corpo de prova instrumentado (b) durante o ensaio (c) corpo de prova deformado após ruptura (CARRETTA, 2018)

A resistência a compressão simples média foi 89,4 kPa para os ensaios não instrumentados, conforme o Quadro 1, por se tratar de diferentes tamanhos de amostra a autora não inclui o valor do ensaio instrumentado. A curva de tensão deformação do ensaio instrumentado mostra um material com comportamento rígido com um pico de resistência, após este pico de resistência ocorre a quebra da cimentação e a resistência cai para patamar menor, onde não oferece acréscimo de resistência com o aumento da deformação (Figura 63). Este é o comportamento típico e esperado de solos coesivos-friccionais.

Amostra	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	qu (kPa)
4	10,261	5,014	10,86	36,01%	84,67
5	9,940	4,877	11,28	34,49%	91,91
8	10,332	4,822	11,50	35,22%	91,56
qu (média)					89,38
9	20,433	10,094	10,98	35,22%	72,09

Quadro 1 – Resultado dos ensaios de compressão simples (CARRETTA, 2018)

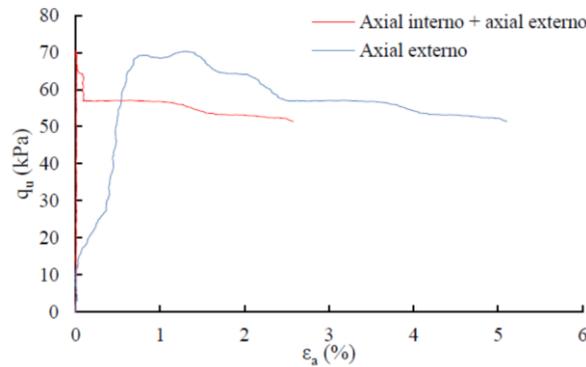


Figura 63 – Curva tensão x deformação ensaio de compressão simples (CARRETTA, 2018)

4.3.1.4. Ensaio de Tração por compressão Diametral

Foram realizados por Carretta (2018), ensaios de tração por compressão diametral em corpos de prova de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, a partir de amostras indeformadas retiradas em blocos e esculpidas a mão. Para garantir a inexistência de sucção, que pudesse alterar o resultado do ensaio os corpos de prova ficaram submersos em água por 24h previamente ao ensaio. A resistência a tração por compressão diametral média foi 24,14 kPa (Quadro 2), apresentando resultados maiores que o padrão, geralmente para solos espera-se algo em torno de 10% da resistência a compressão, enquanto que o solo do campo experimental apresentou 27%, uma hipótese seria uma resistência mais elevada devido à natureza de cimentação do solo, uma vez que o valor de referência é derivado de estudos em solos sedimentares, no entanto seriam necessários mais estudos para garantir esta afirmação.

Amostra	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	q_t (kPa)
10	11,053	4,990	11,80	35,77%	20,651
11	10,259	4,889	11,58	35,22%	27,638
q_t (média)					24,144

Quadro 2 - Resultado do ensaio de tração por compressão diametral (CARRETTA, 2018)

4.3.1.5. Ensaio Triaxial

Foram apresentados em Ruver (2011), ensaios Triaxial consolidados drenados (CD), com tensão confinante de 20, 50 e 100 kPa, a partir de amostras indeformadas obtidas no primeiro metro de profundidade. O Quadro 3, apresenta os índices físicos dos corpos de provas ensaiados.

A partir dos resultados (Figura 64) pode-se observar que quanto maior a tensão confinante, maior a compressão do solo e maior a redução do índice de vazios. Os parâmetros de resistências obtidos pela envoltória de ruptura são: (a) coesão efetiva $c' = 23,8$ kPa e (b) ângulo

de atrito efetivo $\phi' = 31,84^\circ$. O módulo de elasticidade secante é na ordem de 100 MPa para pequenas deformações.

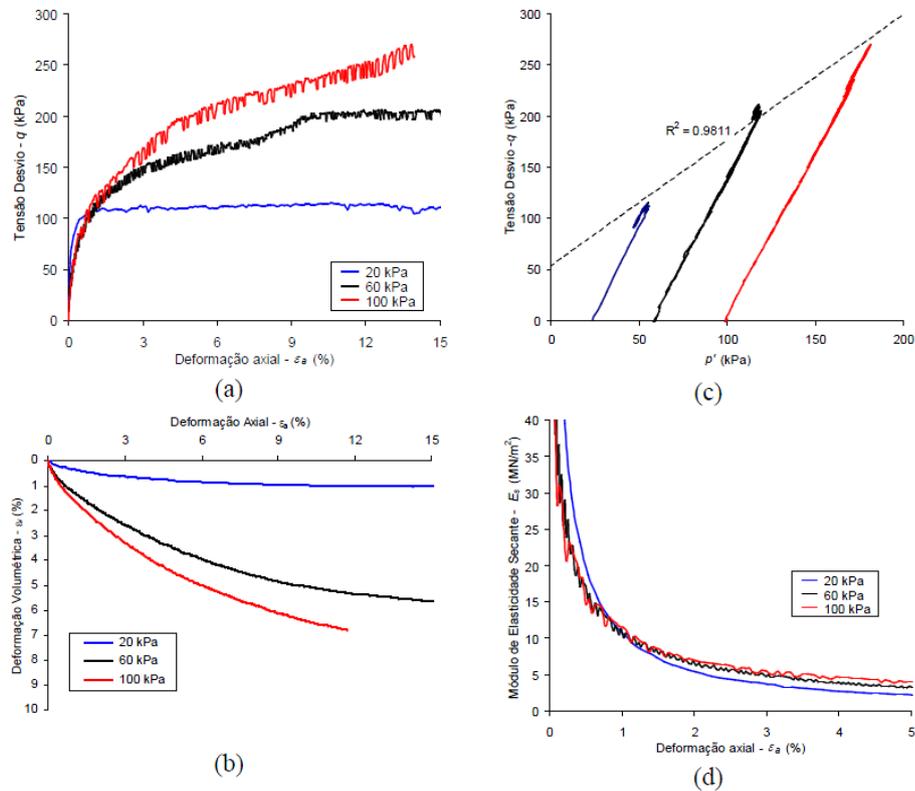


Figura 64 - Resultado dos Ensaio Triaxial Consolidado Drenado (DONATO, 2005)

σ_3 (kPa)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	e	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_r (kN/m ³)	u (%)
20	50,4	100,13	1,26	11,94	15,77	27,00	32,07
50	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

Quadro 3 - Índices físicos dos corpos de prova

Carretta (2018), realizou ensaios Triaxial consolidados drenados (CD), com tensão confinante de 20, 35 e 50 kPa, para garantir que a tensão efetiva inicial não danifica-se a cimentação das amostras. O comportamento do solo é bem similar aos ensaios anteriores (Figura 65), apresentam uma certa variação nos parâmetros de resistência, igualmente obtidos pela envoltória de ruptura: (a) coesão efetiva $c' = 9,52$ kPa e (b) ângulo de atrito efetivo $\phi' = 30,05^\circ$.

No entanto o caráter coesivo-friccional, comum de solos residuais é observado em ambos ensaios, pode-se delimitar uma faixa do intercepto coesivo variando de 9,5 kPa a 24 kPa e um ângulo de atrito efetivo próximo a 31 °.

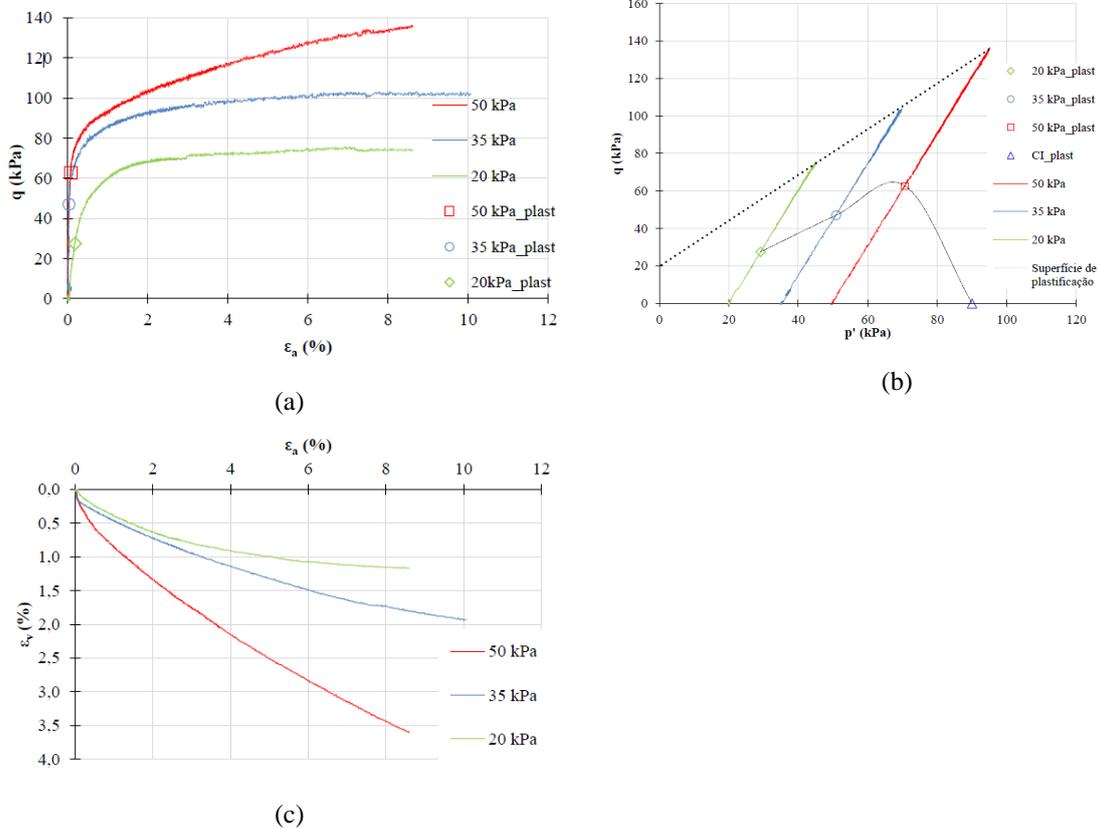


Figura 65 – Resultado dos Ensaio Triaxial Consolidado Drenado (CARRETTA, 2018)

4.3.1.6. Ensaio Triaxial Cíclico

Foram realizados por Carretta (2018), ensaios triaxial consolidado não drenado cíclico, em corpos de prova de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, a partir de amostras indeformadas retiradas em blocos e esculpidas a mão. Foi executado na condição de $p'_{inicial} = 50$ kPa, tensão desvio $\sigma_d = 20$ kPa e frequência de 0,1Hz. A partir da representação dos resultados no espaço $p' \times q$, pode-se observar na Figura 66 que o ensaio inicia com tensão efetiva inicial de 50 kPa e já nos primeiros ciclos inicia uma redução. A amostra resistiu 124 ciclos, a ruptura ocorreu quando a tensão efetiva chega a 0, em decorrência do acréscimo da poropressão no interior da amostra. Na Figura 66, estão plotadas as envoltórias de ruptura do ensaio estático, quando a trajetória do ensaio cíclico toca a envoltória de ruptura dos ensaios estáticos, ocorre a ruptura. Na Figura 67, visualiza-se a evolução da poropressão ao longo da deformação axial apresentada durante o carregamento cíclico.

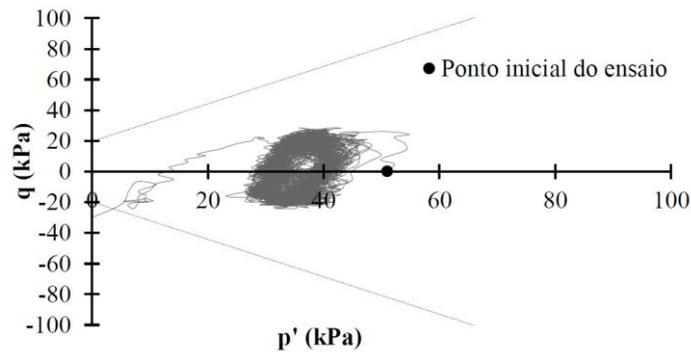


Figura 66 - Trajetória de tensões espaço p' x q para ensaio cíclico e envoltória de ruptura para ensaios triaxiais estáticos (CARRETTA, 2018)

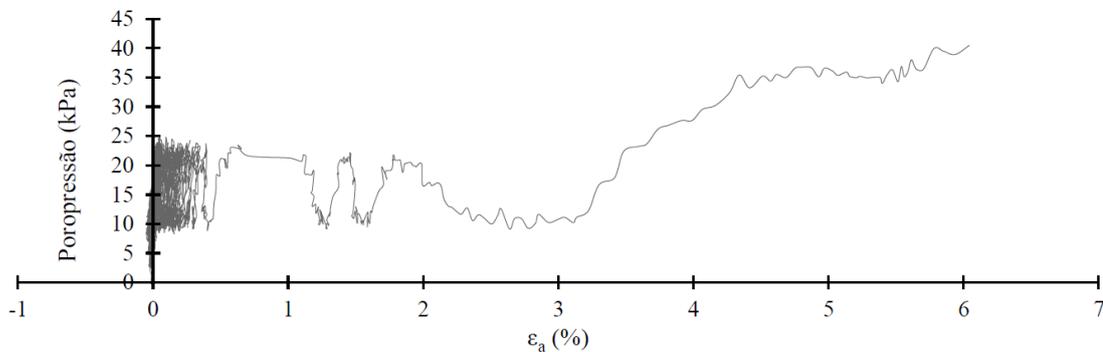


Figura 67 - Evolução da poropressão ao longo da deformação axial apresentada durante o carregamento cíclico (CARRETTA, 2018)

4.3.2. Ensaios de Campo

4.3.2.1. Sondagem a Percussão – SPT (*standard penetration test*)

Foi realizada uma campanha de investigação geotécnica por sondagem tipo SPT por Lopes Junior & Thomé (2005). Nesta campanha foram realizados 2 furos de sondagem, nos quais foram utilizados o amostrador padrão e seguindo os padrões estabelecidos pela norma brasileira vigente NBR 6484 (2001). Os relatórios apresentados na Figura 68, apresentam um solo homogêneo argiloso de coloração avermelhada, o qual tem uma resistência menor nos 3 primeiros metros e subsequentemente apresenta uma resistência constante com a profundidade, tendo uma dispersão pequena esperada devido a natureza do ensaio. No ensaio apresentado na Figura 68(a) o limite da sondagem foi a uma profundidade de 15 m, executados com procedimento padrão através de lavagem por circulação de água, já o ensaios da Figura 68(b) o limite da sondagem foi a 7 m de profundidade, com procedimento padrão de avanço por perfuração de trado mecânico. Em ambos os ensaios não foi encontrado o nível d'água.

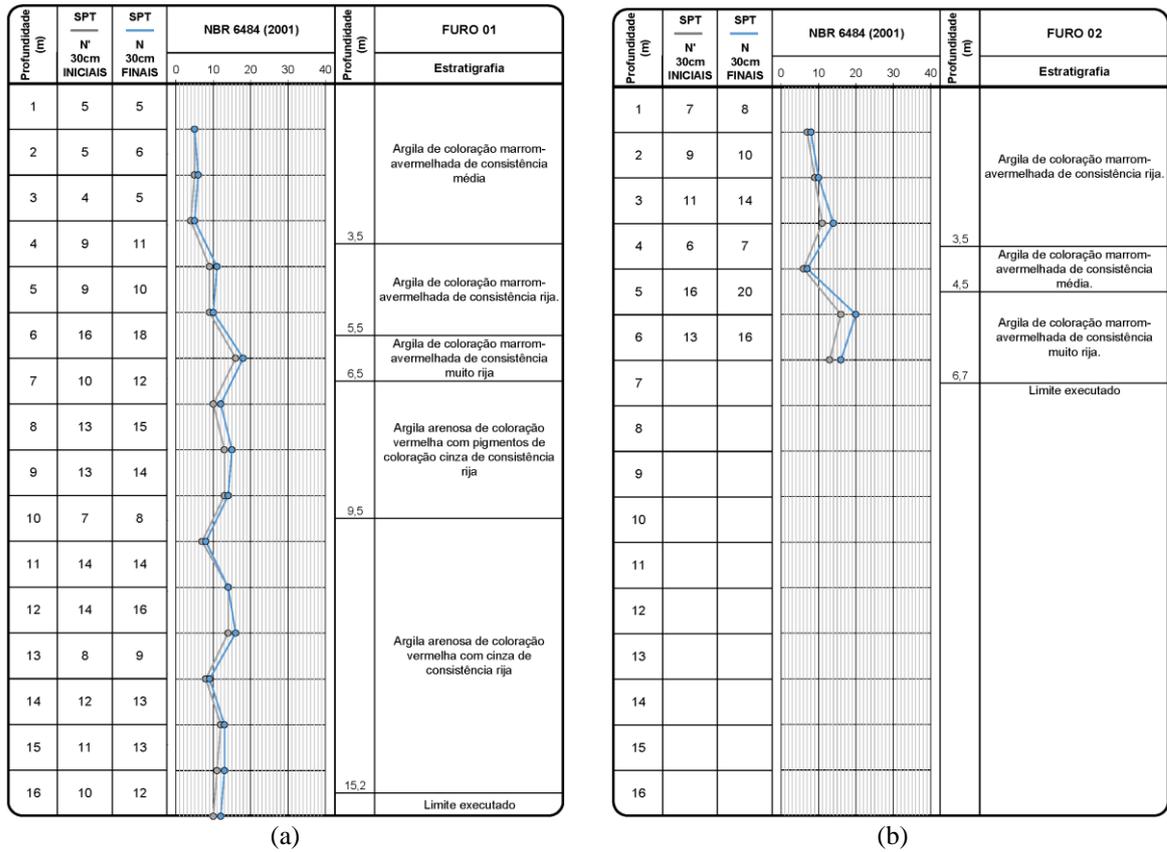


Figura 68 – Relatório de Sondagem tipo SPT (a) com lavagem (b) sem lavagem

4.3.2.2. Ensaio de Cone - CPT (*cone penetration test*)

Foi realizado uma campanha de investigação geotécnica com ensaios de cone, cortesia da empresa Geoforma Engenharia Ltda. Devido a ausência de norma brasileira para tal ensaio, foi seguido o prescrito na ASTM D5778-12 (2012), cone padrão com área de projeção da ponta de 10 cm² (Figura 69).



Figura 69 – Cone Padrão ASTM D5778-12 (2012). Imagem em Faro (2014).

Foram realizado um total de 5 furos até 20 m de profundidade, não foram realizadas medidas de poropressão. Na Figura 70 estão os relatórios de sondagem dos 5 furos agrupados, são apresentados os valores de resistência de ponta q_c , resistência por atrito lateral f_s , razão de atrito

R_f e índice de classificação I_c . Foi encontrado o nível d'água a uma profundidade de 10 m. Assim como no SPT, apresenta uma resistência menor nos 3 primeiros metros, tanto na resistência de ponta como na resistência por atrito lateral, dos 3 aos 10 m apresenta uma resistência constante, onde não foi encontrado presença d'água, a partir dos 10 m uma tendência linear crescente com a profundidade, assim como a pressão d'água. A razão de atrito apesar da dispersão mostra um valor médio constante até a profundidade de 10 metros onde inicia uma tendência linear de redução. Demonstra então a tendência de um perfil de solo homogêneo, que é confirmada novamente pelo I_c , praticamente todo o perfil encontra-se na faixa de 2,95 a 3,6, classificando como argila para argila siltosa.

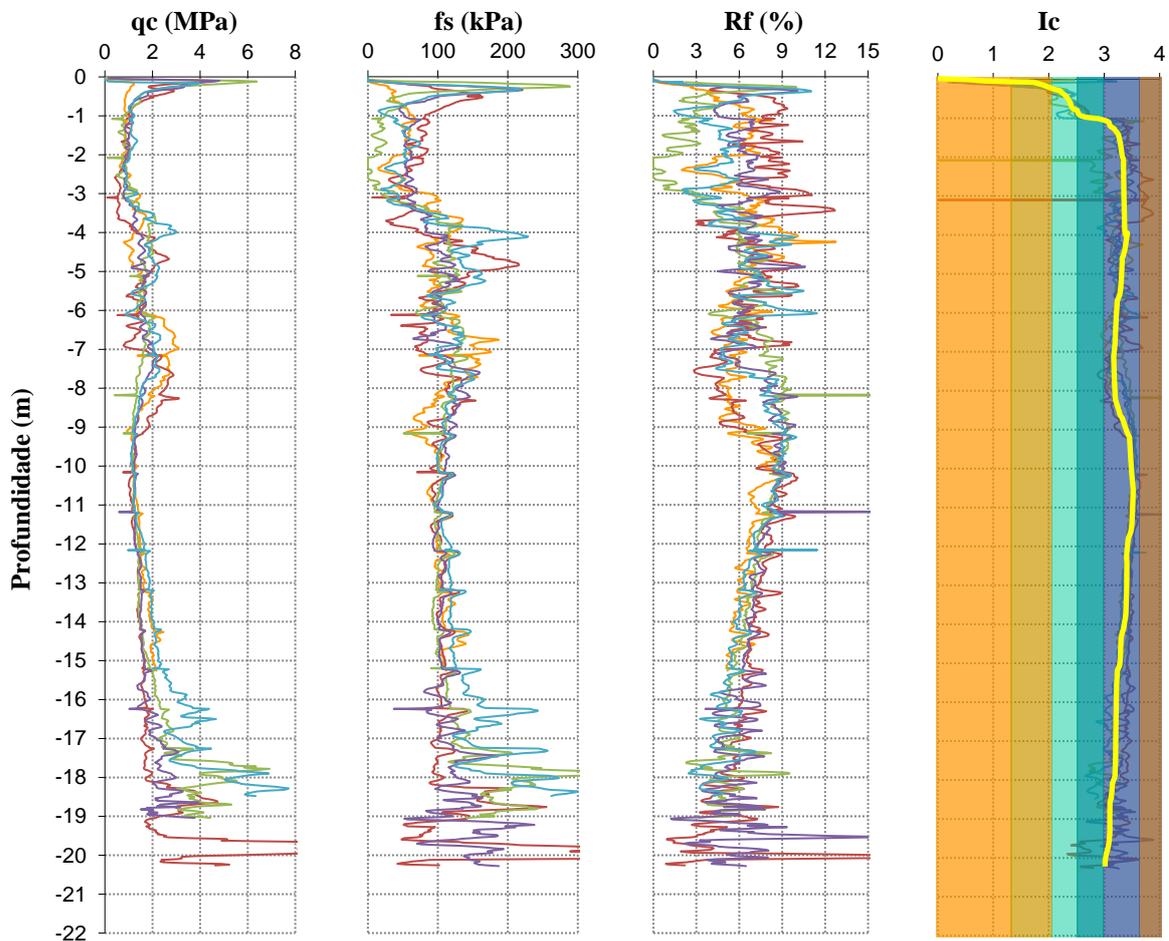


Figura 70 – Relatório de Sondagem tipo CPT

Robertson (2015), explica que não se pode esperar que o CPT forneça previsões precisas do tipo de solo com base em características físicas, como distribuição granulométrica e tamanho de grão, mas fornece um guia para as características mecânicas (resistência, rigidez, compressibilidade) do solo ou o tipo de comportamento do solo (SBT – *Soil Behavior Type*). Estas cartas de classificação foram formuladas de forma empírica e se baseiam em resultados

comparados de ensaios de cone com amostras de campo, seguindo as recomendações do autor foi interpretado utilizando as cartas de classificação SBT e SBTn (Figura 71). A carta SBT é plotada em função de resistência de ponta por razão de atrito, a carta SBTn é uma aprimoração para perfis mais longos, foi elaborada em função da resistência de ponta normalizada por razão de atrito normalizada. Os pontos em vermelho são os valores obtidos a partir dos 5 ensaios, observa-se então que é um solo homogêneo classificado como argila para argila siltosa.

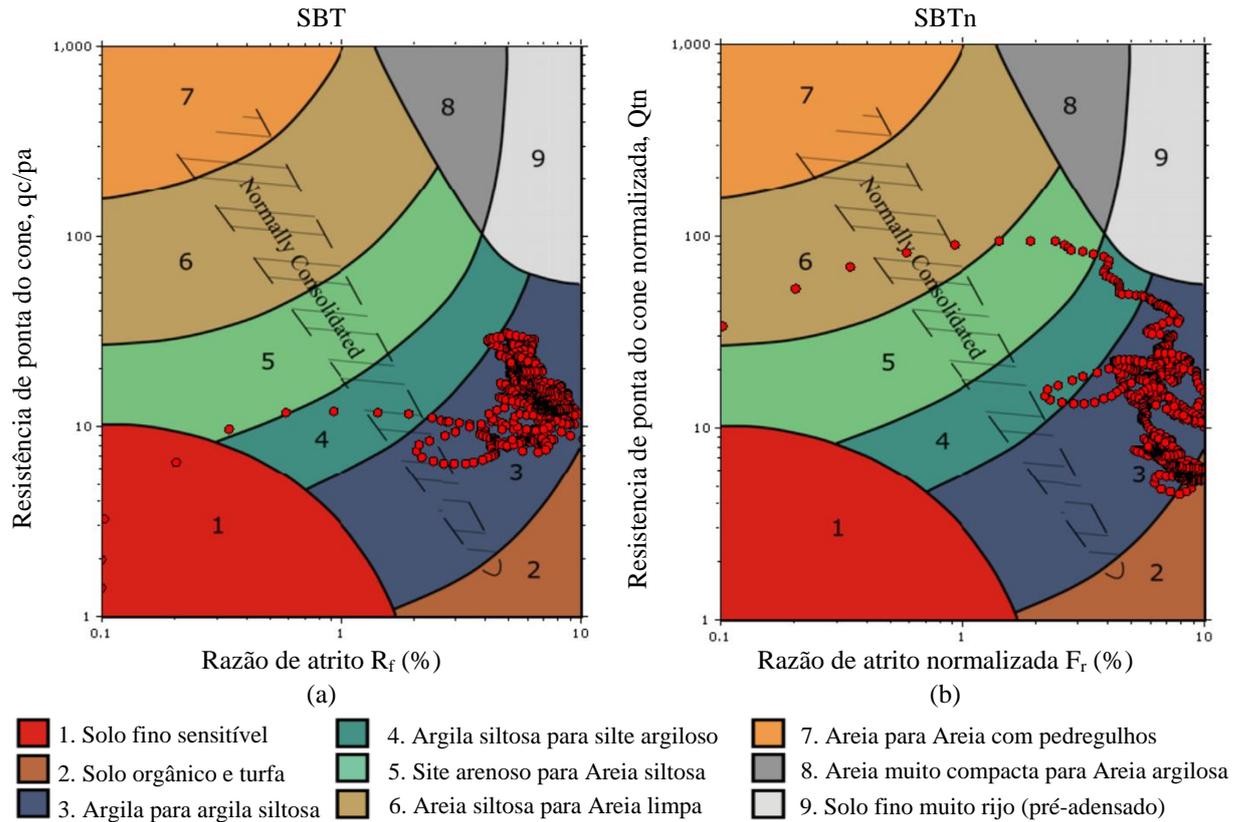


Figura 71 – Classificação do solo carta (a) SBT (b) SBTn

4.3.2.3. Ensaio Dilatométrico – DMT (*dilatometer test*)

Foi realizado uma campanha de investigação geotécnica com ensaios dilatométricos, cortesia da empresa Geoforma Engenharia Ltda. Devido a ausência de norma brasileira para tal ensaio, foi seguido o prescrito na ASTM D6635-15 (2015), o dilatômetro utilizado é de dimensões padrão (Figura 72).



Figura 72 – Dilatômetro Padrão ASTM D6635-15 (2015). Imagem em Faro (2014)

Foram realizado um total de 2 furos até 19 m de profundidade. Na Figura 73 estão os relatórios de sondagem DMT com os 2 furos. Marchetti (2015), sugere apresentar para *non-text book soils*, no que ele inclui solos coesivos-friccionais, resultados em termos de pressão inicial corrigida P_0 , pressão corrigida após inflar a membrana P_1 , módulo dilatométrico E_D , índice de material I_D , e índice de tensão horizontal K_D . Foi encontrado o nível d'água a uma profundidade de 9 m. Observando as pressões P_0 e P_1 , e o módulo dilatométrico E_D , nota-se uma rigidez menor nos 3 primeiros metros, seguido de um valor médio maior e constante dos 3 aos 9 m, onde não foi encontrado presença d'água, a partir dos 9 m uma tendência linear crescente com a profundidade, assim como a pressão d'água. Concordando com os ensaios SPT e CPT, demonstra então a tendência de um perfil de solo homogêneo.

O índice de classificação de solos I_b classifica o solo - a partir da carta de classificação de solo para ensaio DMT Figura 74 - até 10 m como silte e a partir desta profundidade é classificado como argila, no entanto o autor do equipamento e da metodologia de interpretação Marchetti (1980), explica que para solos coesivos-friccionais, esta classificação por I_D pode não ser adequada.

O índice de tensão horizontal pode ser correlacionado com o adensamento do solo. Para argilas normalmente adensadas K_D próximo a 2, para argilas pré-adensadas K_D maior que 2, diminuindo com a profundidade convergindo para valores das argilas normalmente adensadas, solos normalmente adensados afetados por cimentação ou estruturados por efeito do tempo apresentam valores de K_D maior do que 2 variando até 15, claramente estes valores refletem o efeito da cimentação (MARCHETTI, 1980). Os valores de K_D na Figura 73, estão praticamente todos acima de 2, caracterizando o solo do campo experimental como coesivo-friccional.

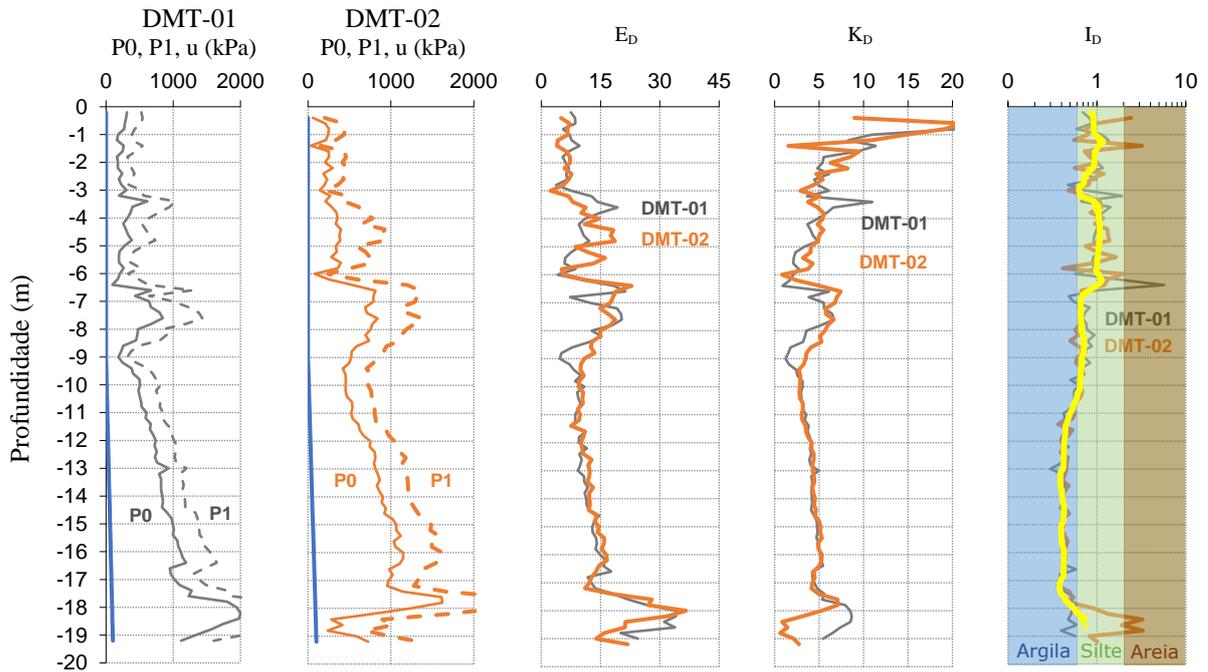


Figura 73 – Relatório de Sondagem DMT

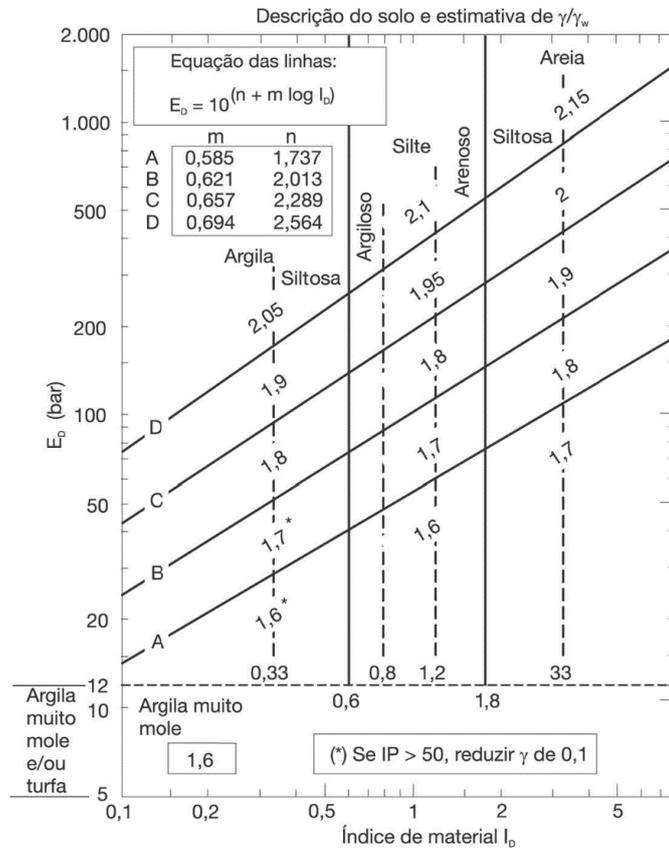


Figura 74 – Carta de Classificação do Solo ensaio DMT, adaptado de Marchetti (2001)

5. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de prova de carga lateral. Inicialmente são apresentados os gráficos de carga-deslocamento dos ensaios. A seguir é apresentada a degradação da resistência por ciclo para cada estaca e analisado a degradação da resistência ao longo dos ciclos para os 2 níveis de deslocamento ensaiados e uma comparação entre estacas de diferente forma. Finalizando são apresentados os gráficos de momento nas estacas, sendo possível acompanhar a evolução dos momentos com o passar dos ciclos. O índice C, Q e H, no nome das estacas, significa circular, quadrada e perfil H respectivamente, os números 10 ou 25, correspondem ao deslocamento controlado em milímetros.

5.1. CARGA-DESLOCAMENTO

Nesta seção é apresentado o resultado clássico de ensaios geotécnicos, a curva de carga deslocamento. Nos ensaios realizados, como o deslocamento foi pré-estabelecido em 10 ou 25 mm, tem-se o controle do deslocamento e a variação da carga. A seguir, da Figura 75 à Figura 86 foram apresentados, para cada estaca ensaiada, o comportamento carga horizontal versus deslocamento horizontal no topo da estaca do ensaio completo com todos os 100 ciclos de deslocamento controlado, assim como o gráfico do primeiro ciclo (referência do ensaio) juntamente com o centésimo (último) ciclo.

A partir dos gráficos de carga por deslocamento controlado, há uma redução na carga máxima ao decorrer dos ciclos para um mesmo deslocamento, ocorrendo a plastificação do solo. Esta comparação pode ser feita facilmente ao comparar o primeiro e último ciclo.

Em geral as curvas de carga deslocamento do primeiro ciclo apresentam formato convexo partindo da origem, os demais ciclos apresentam um trecho inicial quase paralelo ao eixo das abscissas e logo após o formato convexo. Isso significa que no trecho inicial ocorreu uma plastificação do solo, onde o solo não oferece resistência com o avanço dos deslocamentos. Ao iniciar a resistência do solo contra o deslocamento, inicia então o formato convexo da curva.

Algumas estacas apresentam um trecho inicial paralelo ao eixo já no primeiro ciclo, este comportamento foi atribuído a cravação das estacas, que mostra que o processo executivo acaba influenciando a resistência neste trecho inicial por volta de 0 a 5 mm.

5.1.1. Estaca C10

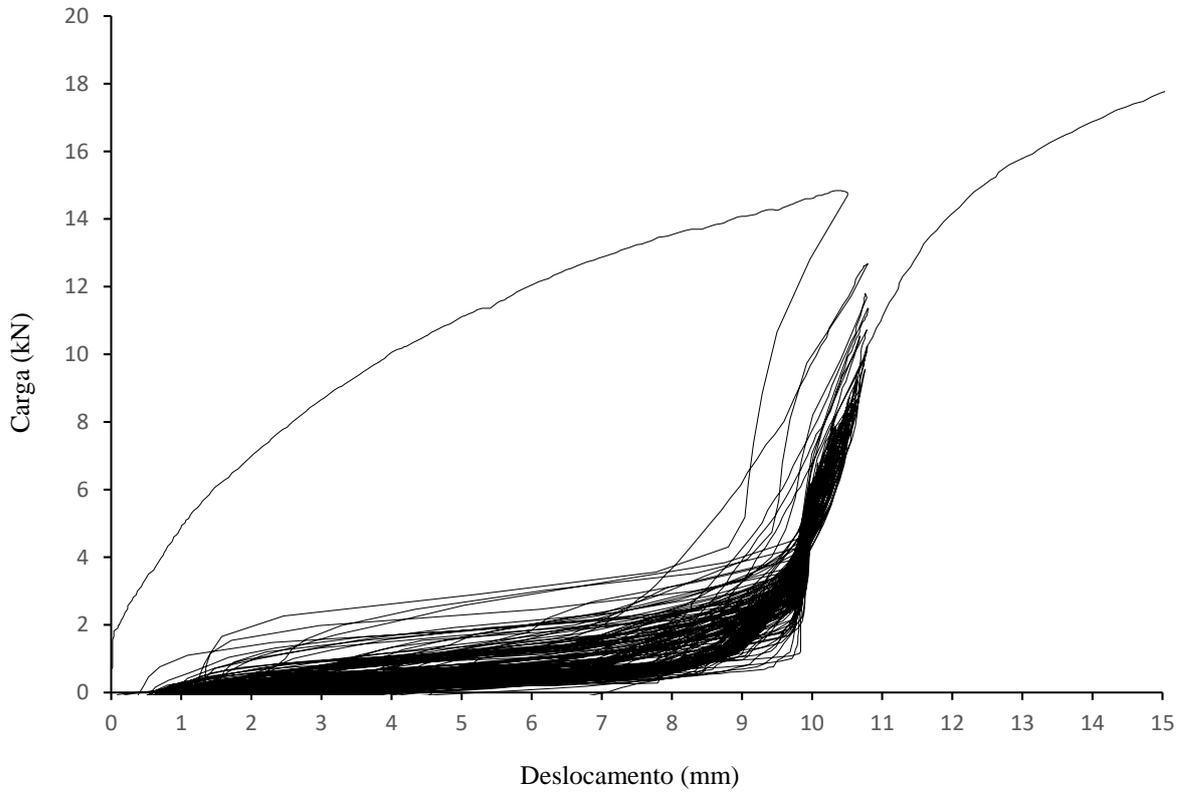


Figura 75 – Carga x Deslocamento – Estaca C10

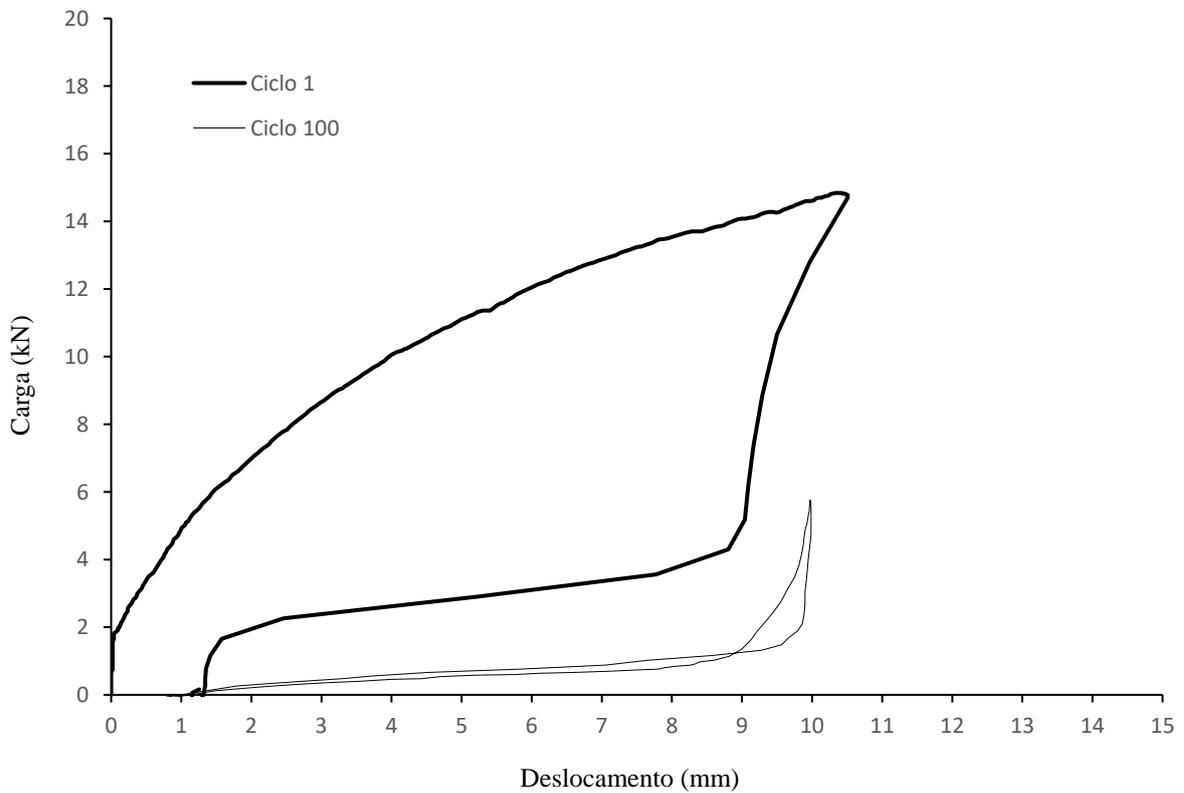


Figura 76 – Carga x Deslocamento – Estaca C10 ciclo 1 e ciclo 100

5.1.2. Estaca Q10

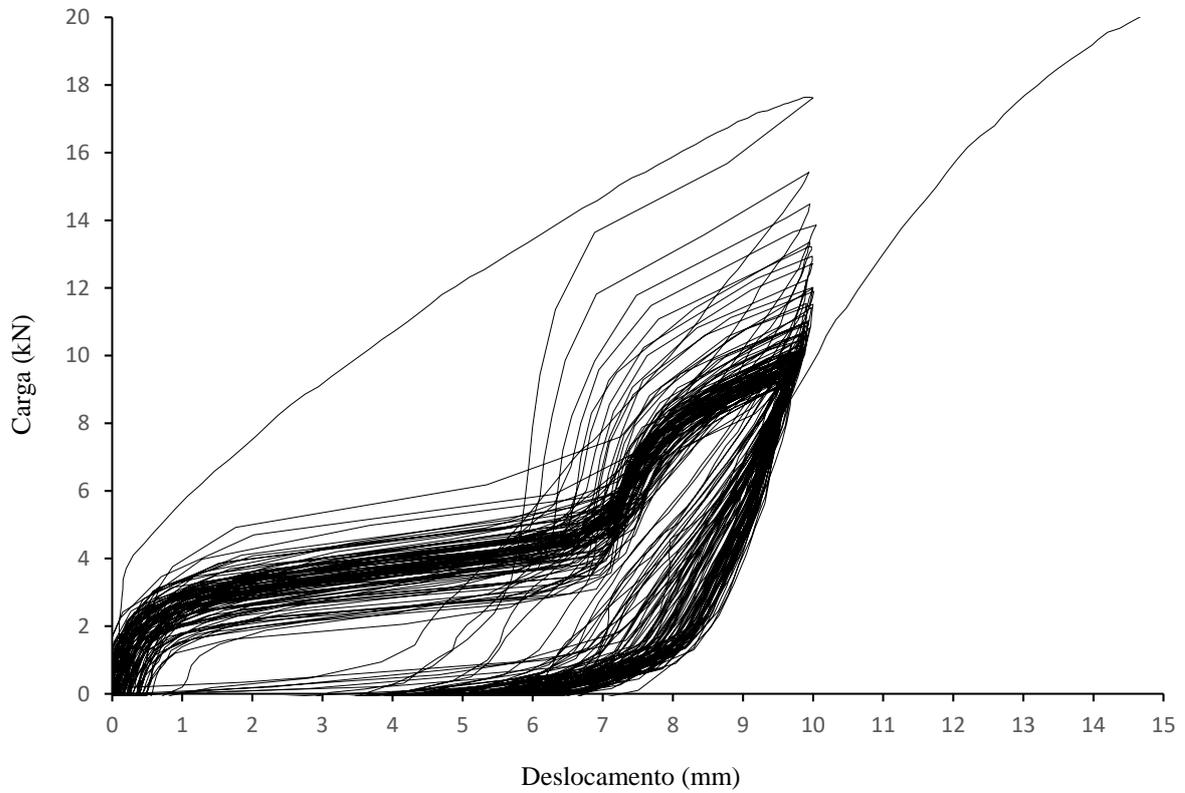


Figura 77 – Carga x Deslocamento – Estaca Q10

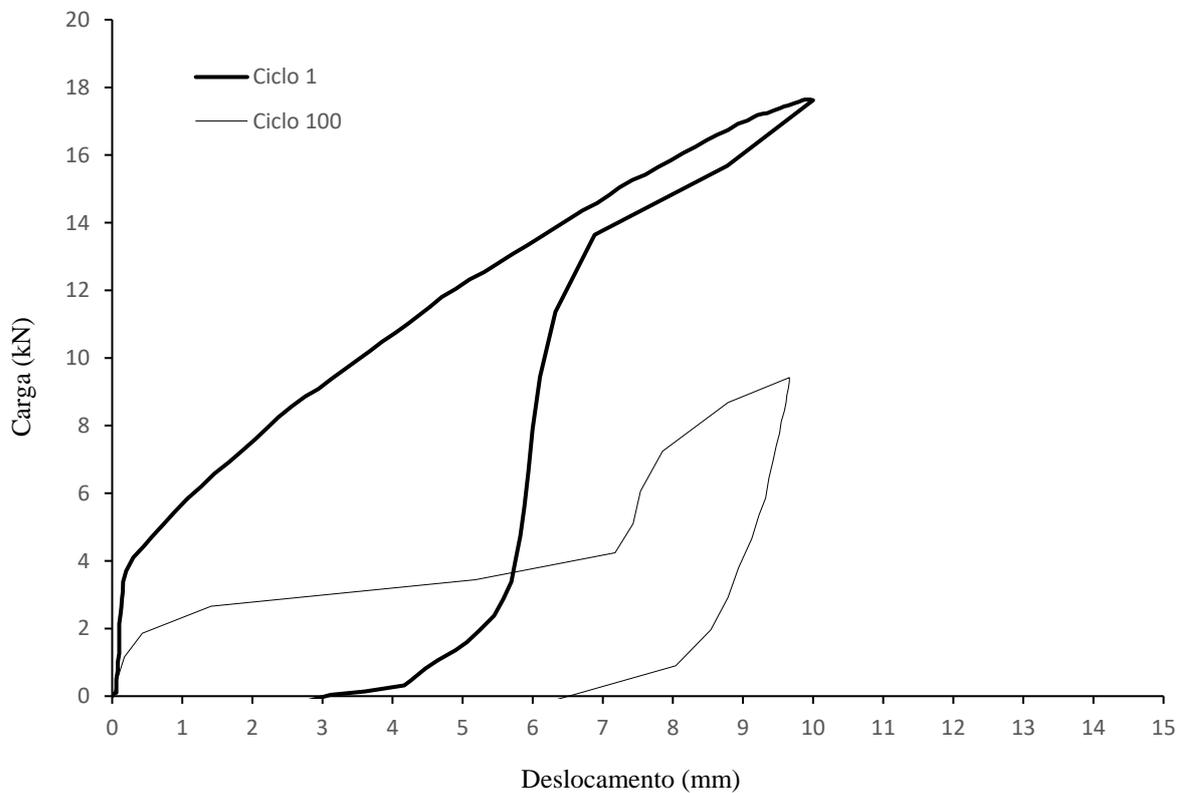


Figura 78 – Carga x Deslocamento – Estaca Q10 ciclo 1 e ciclo 100

5.1.3. Estaca H10

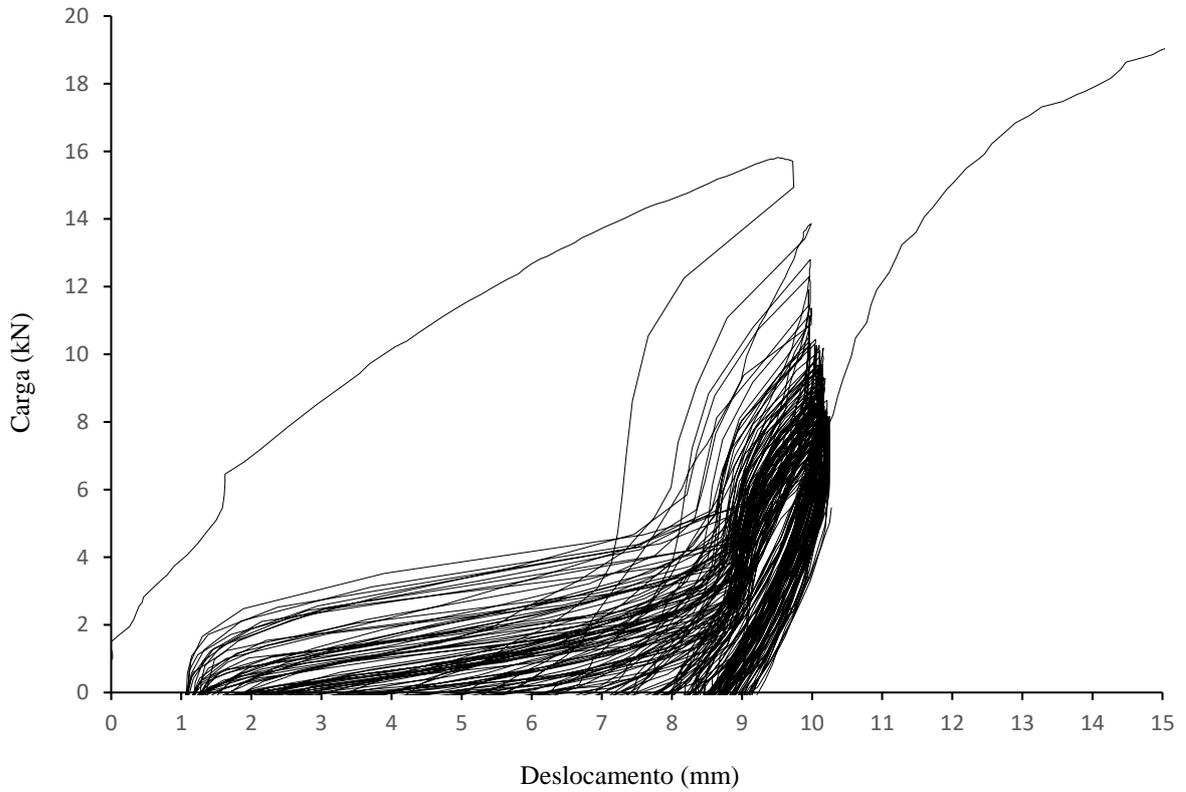


Figura 79 – Carga x Deslocamento – Estaca H10

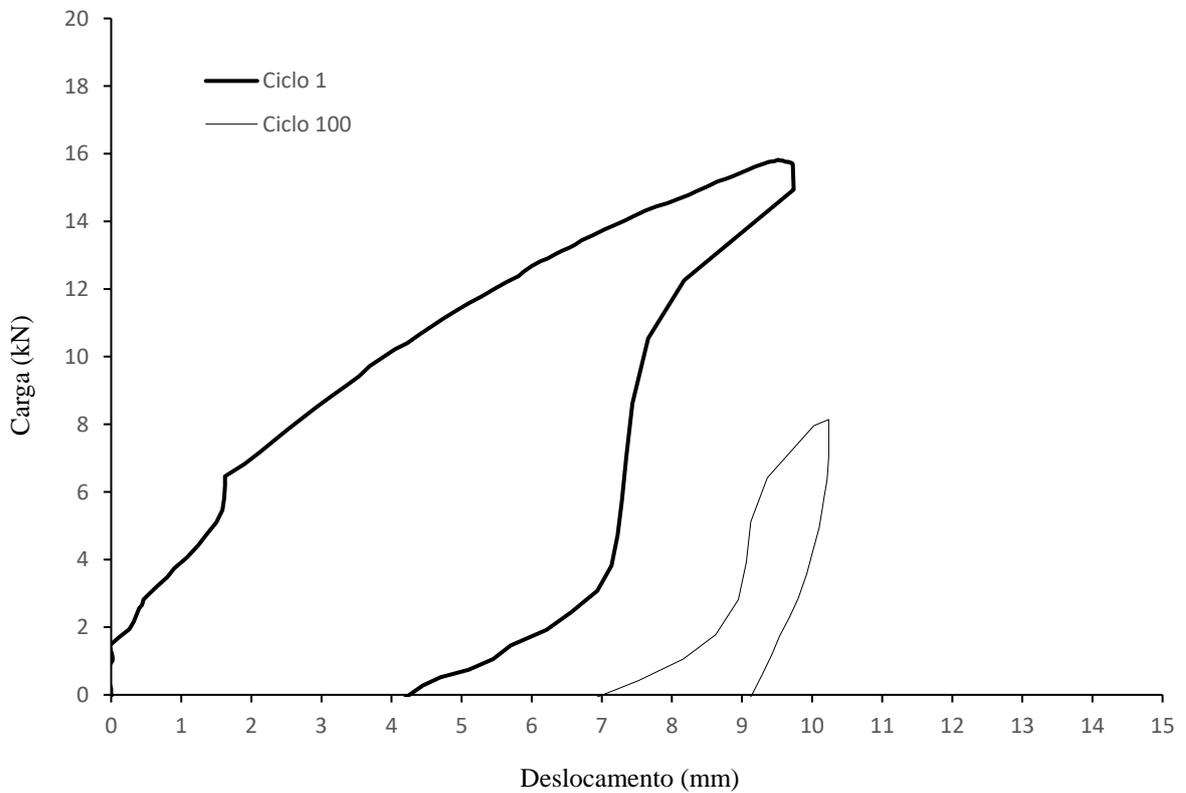


Figura 80 – Carga x Deslocamento – Estaca H10 ciclo 1 e ciclo 100

5.1.4. Estaca C25

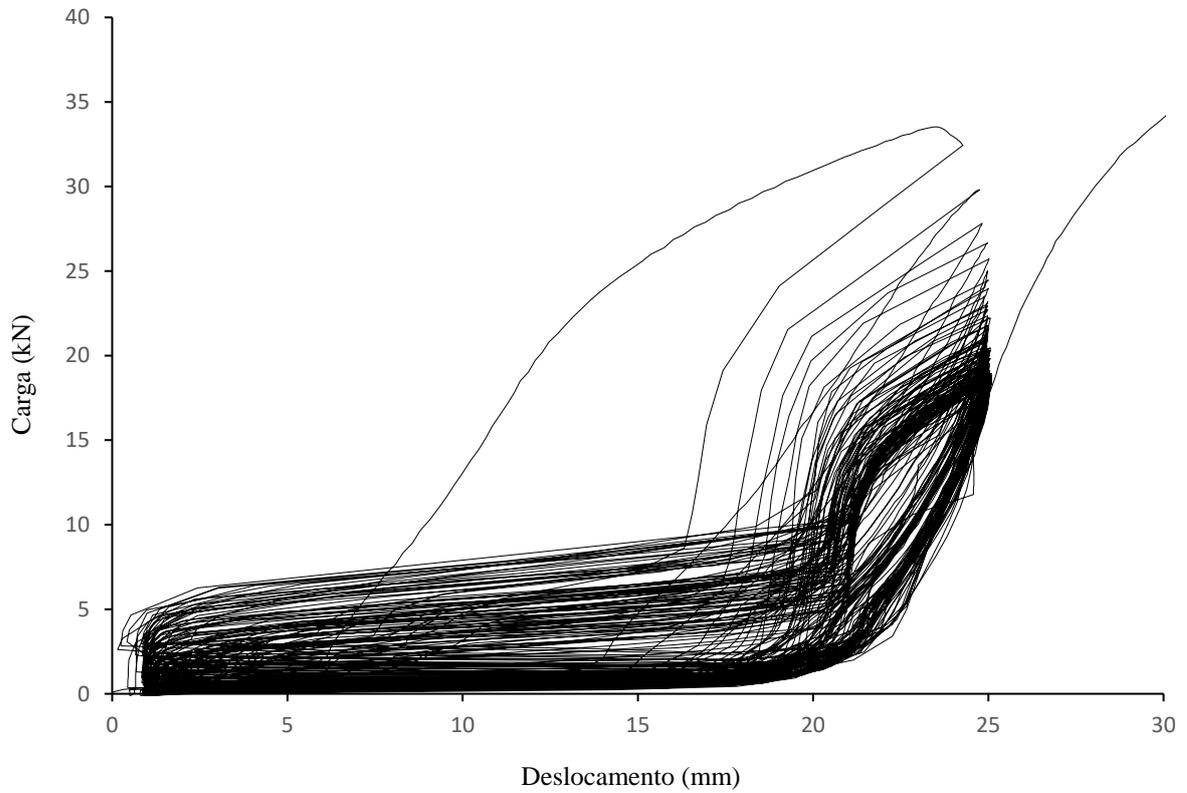


Figura 81 – Carga x Deslocamento – Estaca C25

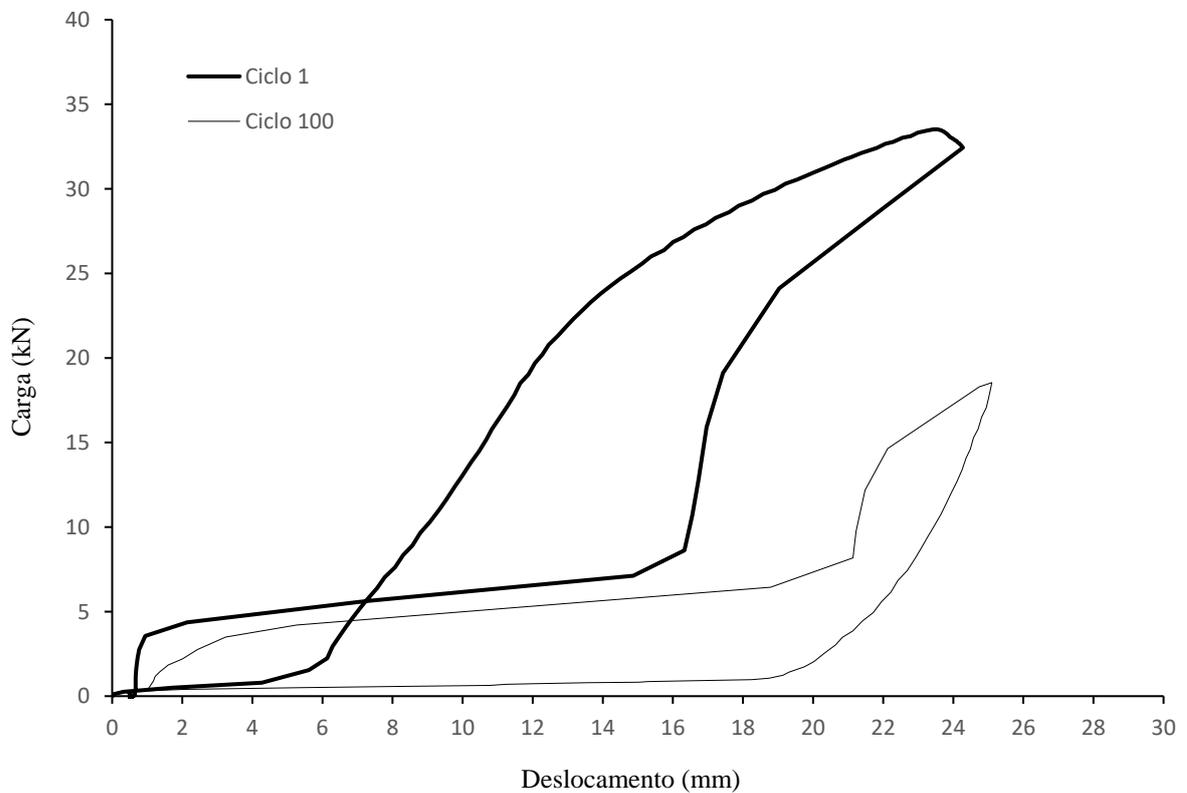


Figura 82 – Carga x Deslocamento – Estaca C25 ciclo 1 e ciclo 100

5.1.5. Estaca Q25

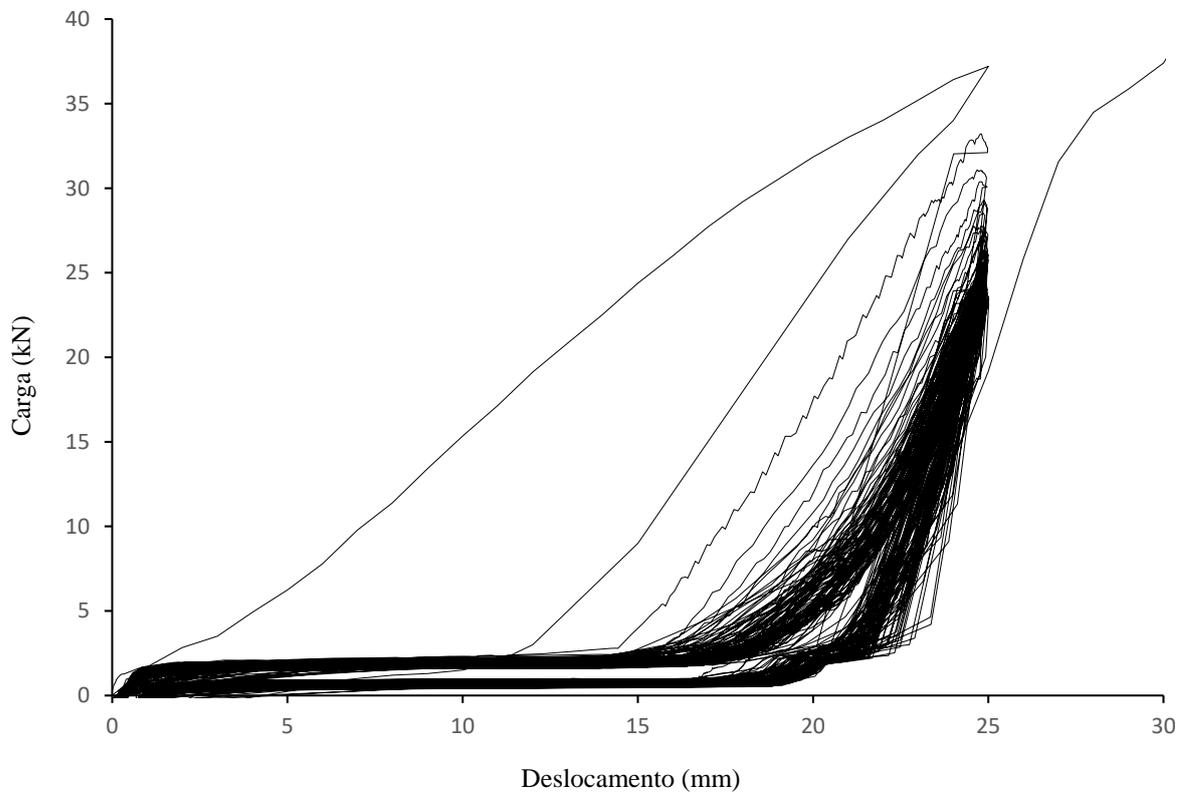


Figura 83 – Carga x Deslocamento – Estaca Q25

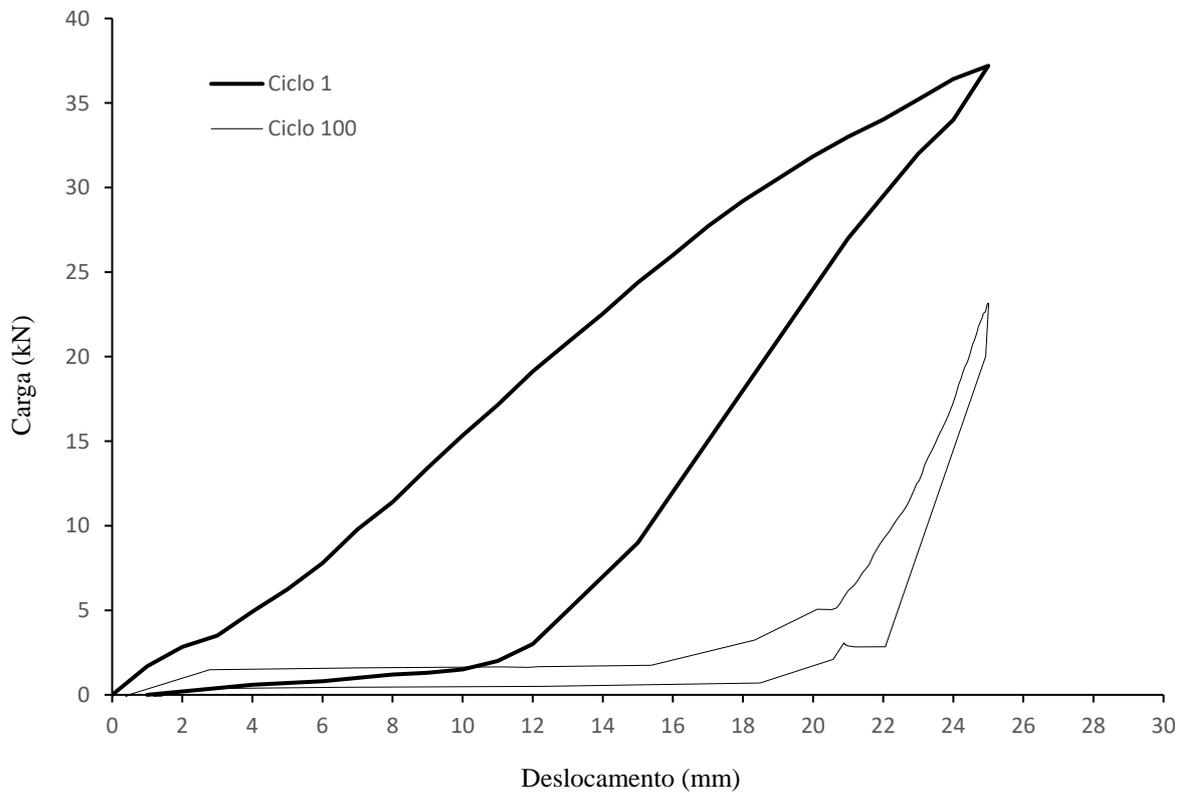


Figura 84 – Carga x Deslocamento – Estaca Q25 ciclo 1 e ciclo 100

5.1.6. Estaca H25

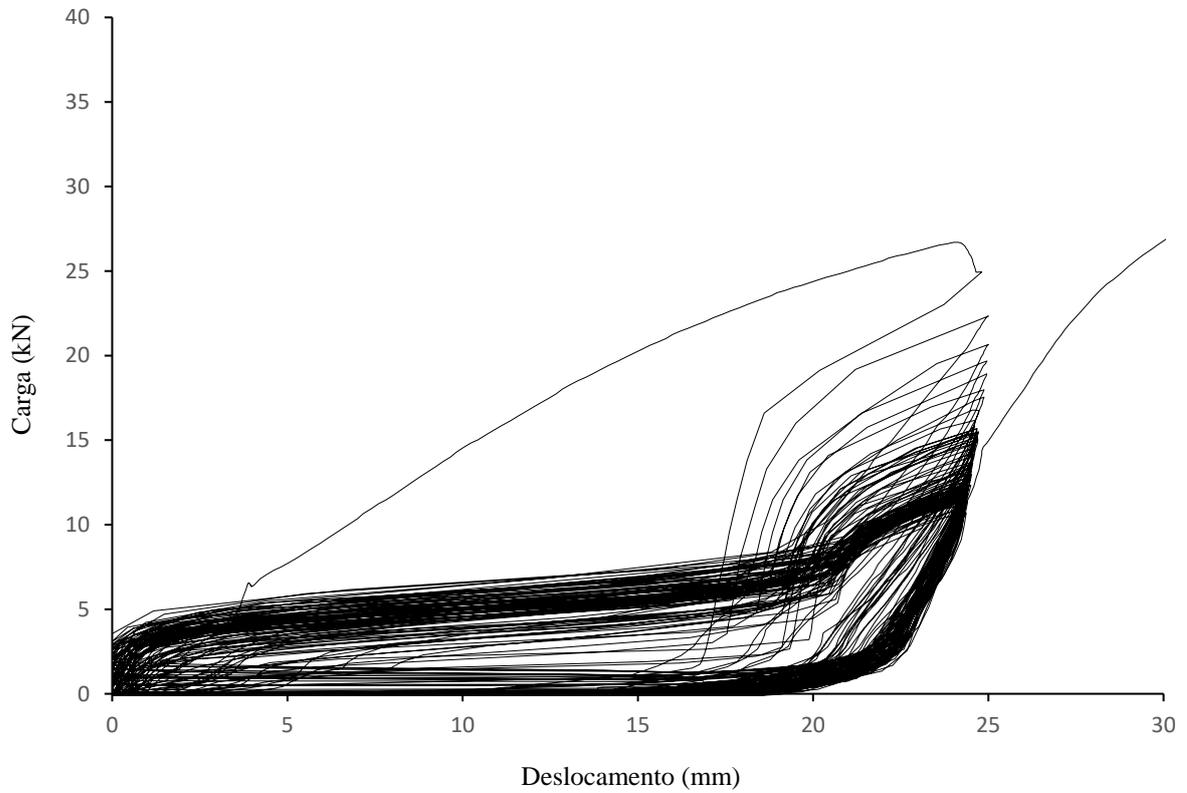


Figura 85 – Carga x Deslocamento – Estaca H25

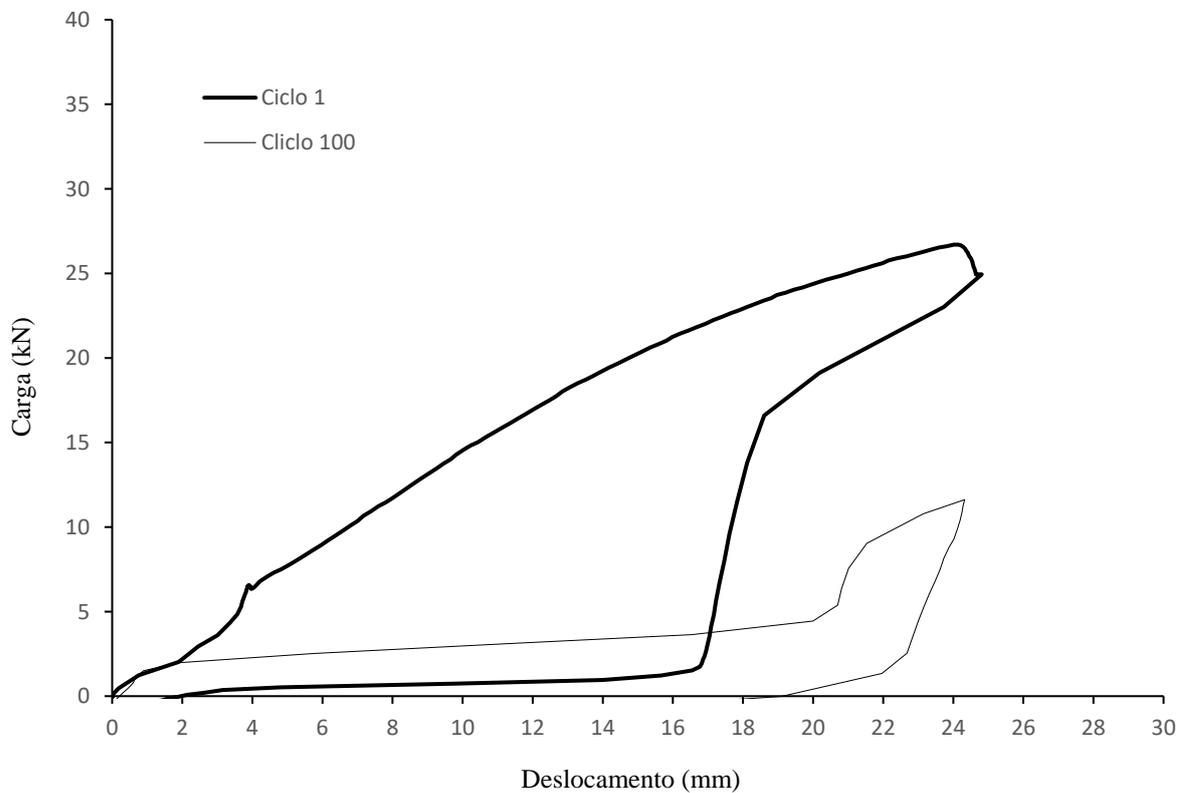


Figura 86 – Carga x Deslocamento – Estaca H25 ciclo 1 e ciclo 100

5.2. DEGRADAÇÃO DA RESISTÊNCIA

A degradação da resistência é um dos pontos chaves da presente pesquisa. É importante ser observado, com a sequência de figuras (Figura 87 à Figura 92), a importância de na concepção do dimensionamento de uma estaca, entender se esta estará sujeita a ciclos de carregamentos ou não, devido a magnitude da degradação. A bibliografia (ver seção 2.3) traz valores de degradação que variam de 30% a 70% do carregamento inicial, sendo esta variação de acordo com o tipo de solo e compactidade. Estes estudos encontrados na literatura tratam de solos clássicos, areias e argilas, no entanto é inédito o estudo do carregamento lateral cíclico em estacas cravadas em solo coesivo-friccional.

Para representar o comportamento da degradação da resistência das estacas, foi utilizado um modelo matemático de regressão não-linear de caráter assintótico, descrito pela equação (21), uma vez que este foi o comportamento observado em campo. Junto a este modelo assintótico encontra-se também o intervalo de predição de 95%, que é uma ferramenta estatística na qual indica que com 95% de confiança as novas observações irão cair dentro do intervalo indicado, válido para qualquer valor dentro do intervalo incluído na análise.

$$P_{cn} = \theta_1 + \theta_2 * e^{-nc*\theta_3} \quad (21)$$

Onde:

P_{cn} = Resistência do solo no ciclo número “cn”

cn = Número do Ciclo

$\theta_1; \theta_2; \theta_3$ = Parâmetros do modelo assintótico obtidos por iteração

Obs.: Os dados de entrada e saída são na mesma unidade, se entrar com unidade de carga, sai com valores de carga no ciclo “cn”, se entrar com porcentagem (%), sai com porcentagem, no entanto apesar de serem proporcionais os valores de Θ , são alterados de acordo com a unidade de entrada.

O ciclo de número 1, representa a resistência de 100%, ou seja, a máxima para o deslocamento aplicado, enquanto que os ciclos subsequentes vão sofrendo uma degradação de resistência.

Com a evolução dos ciclos ocorre a degradação da resistência em relação ao valor inicial. Do ciclo 1 para o ciclo 2 em média a degradação foi de 15%, do ciclo 1 para o 10 em média 30%, sendo assim uma diferença de 15% em média do ciclo 10 para o 2, mostrando que a degradação ocorre principalmente nesta etapa inicial, que é observada até por volta do ciclo 30. Na

sequência ocorre um faixa de transição do ciclo 30 ao 50, onde a partir deste realmente configura o comportamento assintótico mantendo a curva de degradação paralela ao eixo das abscissas. A Tabela 2 apresenta essa diferença de degradação entre os ciclos para cada estaca, ilustrando o que foi observado.

Ciclo	Estaca					
	C10	Q10	H10	C25	Q25	H25
2	18%	13%	16%	11%	13%	17%
10	15%	17%	13%	16%	12%	19%
20	12%	9%	9%	9%	7%	11%
30	6%	4%	5%	4%	3%	5%
40	4%	1%	3%	1%	1%	2%
50	2%	1%	1%	1%	1%	1%
60	1%	0%	1%	0%	0%	0%
70	1%	0%	0%	0%	0%	0%
80	0%	0%	0%	0%	0%	0%
90	0%	0%	0%	0%	0%	0%
100	0%	0%	0%	0%	0%	0%

Tabela 2 – Diferença em porcentagem da degradação entre ciclos

5.2.1. Estaca C10

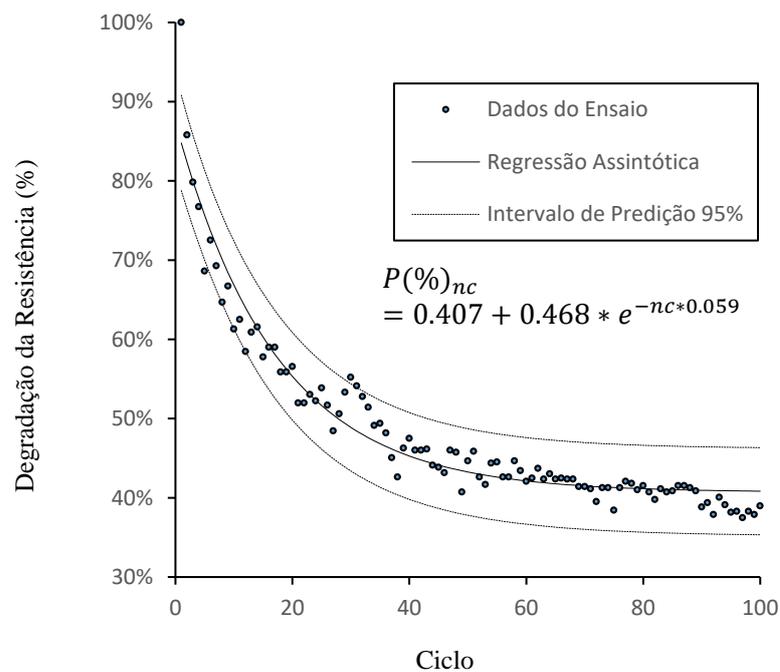


Figura 87 – Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca C10

5.2.2. Estaca Q10

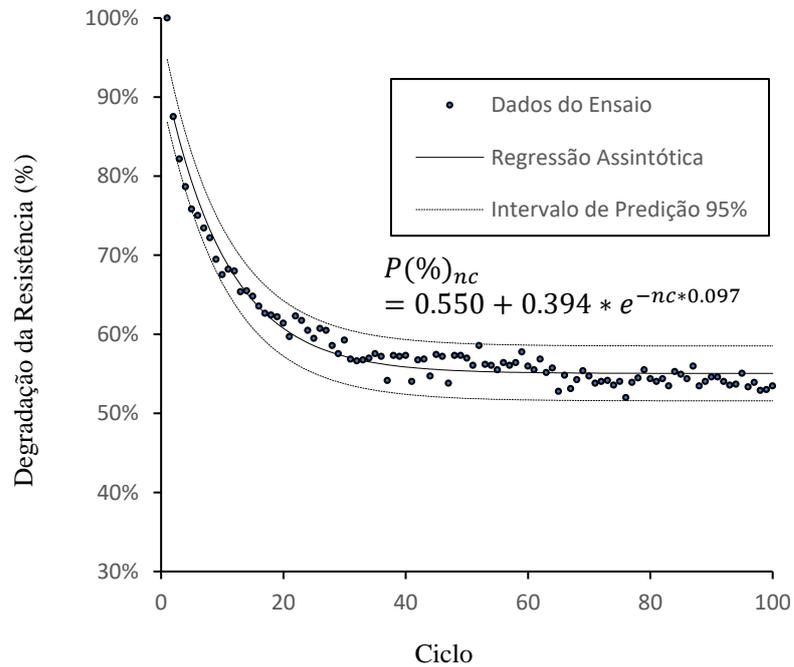


Figura 88 – Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca Q10

5.2.3. Estaca H10

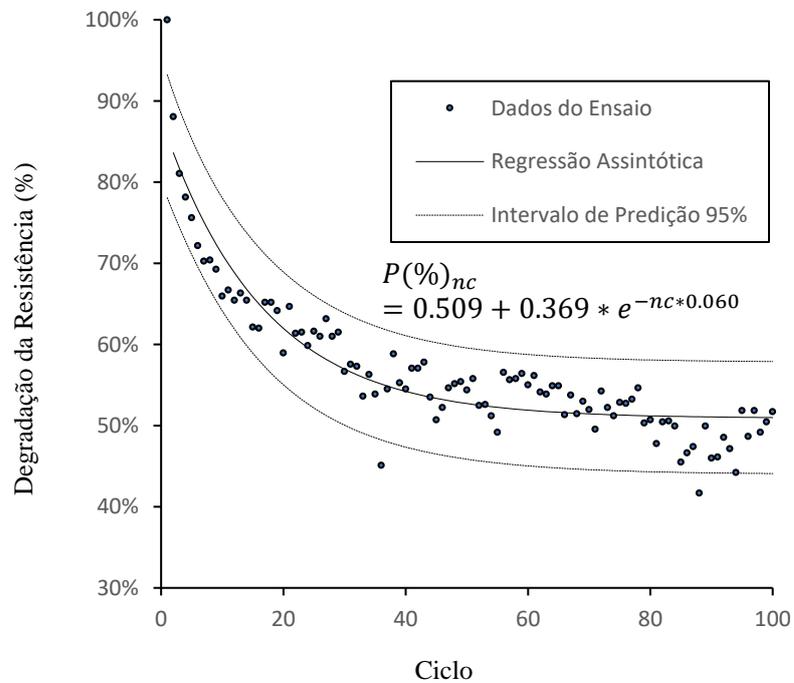


Figura 89 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca H10

5.2.4. Estaca C25

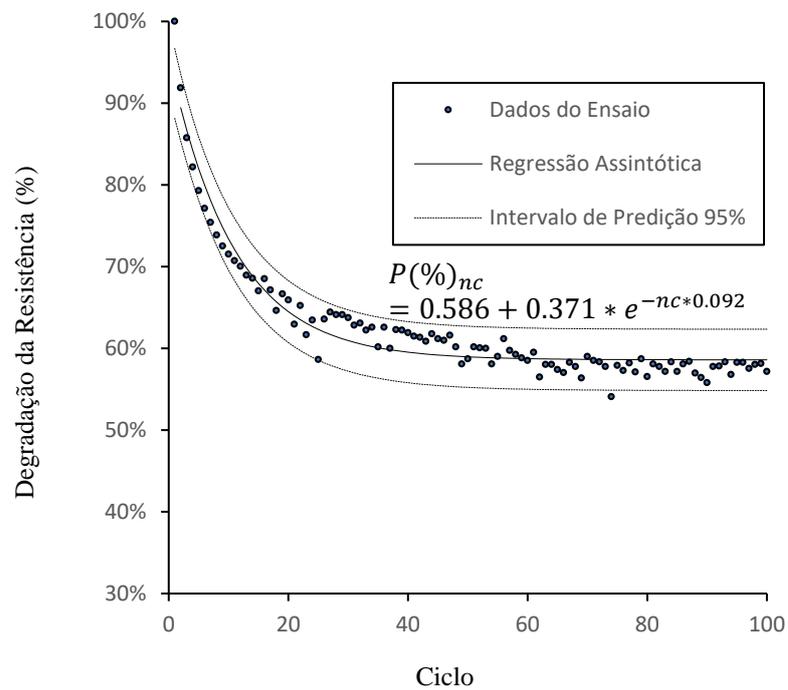


Figura 90 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca C25

5.2.5. Estaca Q25

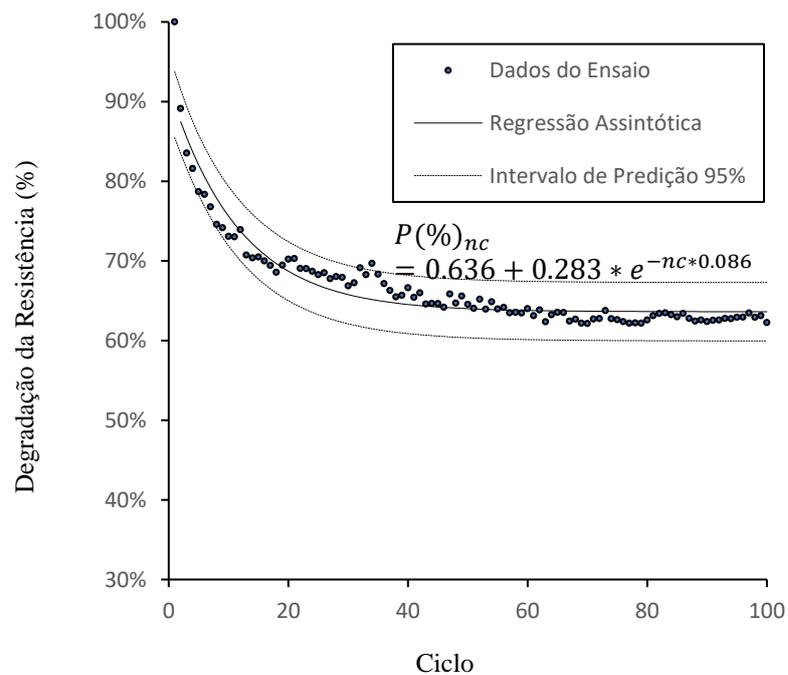


Figura 91 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca Q25

5.2.6. Estaca H25

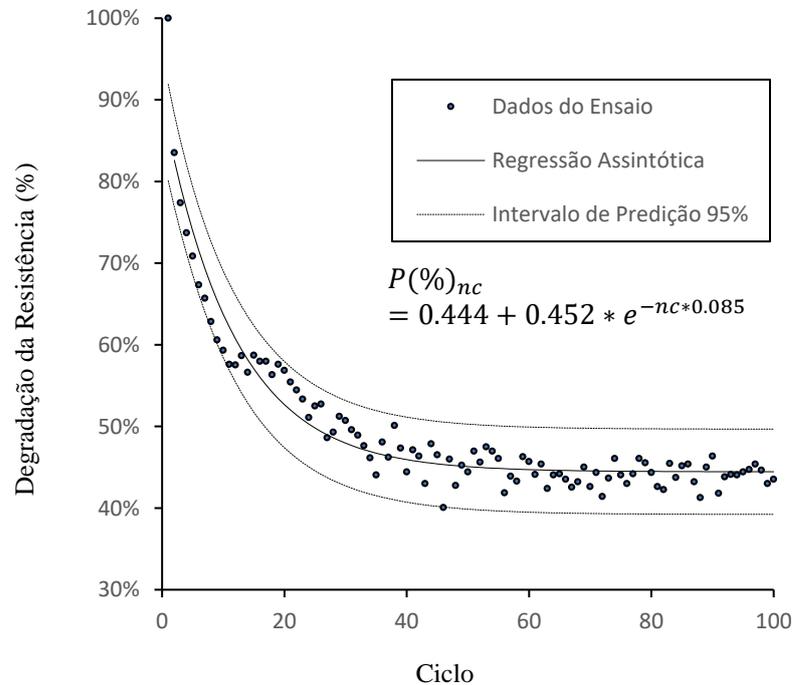


Figura 92 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estaca H25

O principal resultado do trabalho está exposto na Tabela 3, apresenta o valor médio de degradação da resistência para estacas submetidas ao efeito cíclico em solo Coesivo-Friccional e os valores mínimos e máximos compondo uma faixa de trabalho.

Degradação da Resistencia em Solos Coesivos-Friccionais		
Média	Mínima	Máxima
48%	36%	60%

Tabela 3 – Degradação resistência em função da ciclagem em solo coesivo friccional

5.3. EFEITO DE FORMA

Como o tipo de forma da estaca influencia no mecanismo de interação solo-estaca (ver seção 2.4.1), é possível notar diferença entre cada um dos tipos de seção ensaiada, não só no carregamento estático, como visto na seção 5.1, que leva em conta um valor de carga máximo do primeiro ciclo, como também o valor da degradação da resistência também tem variação de acordo com a forma da estaca.

A variação da resposta das estacas devido a sua forma está presente na Figura 93 para os 3 tipos de seção de estaca com deslocamento de 10 mm e Figura 94 para os 3 tipos de seção de estaca com deslocamento de 25 mm.

Alguns autores trazem fatores correlacionando a resistência para o carregamento estático na ruptura, entre as estacas circulares e as demais, chamado de multiplicador-p (ver seção 2.4.1). Este trabalho traz o fator multiplicador-p (Tabela 4), com relação ao primeiro ciclo, que representa o valor máximo do ensaio comparável ao valor de um ensaio de carregamento estático, para deslocamentos dentro do limite de serviço, 10 e 25 mm.

Seção	Deslocamento 10 mm		Deslocamento 25 mm	
	$P_{Máx}$ (kN)	Multiplicador -p	$P_{Máx}$ (kN)	Multiplicador -p
Circular	14.78	1.00	32.44	1.00
Quadrada	17.62	1.19	37.21	1.15
Perfil H	15.74	1.06	33.84*	1.04

Tabela 4 – Fator multiplicador-p para deslocamentos dentro do limite de serviço

Aparentemente o fator multiplicador-p apresenta valores semelhantes para os 2 níveis de deslocamento, sendo possível representar através de uma média conforme a Tabela 5.

Seção	Multiplicador -p
Circular	1.00
Quadrada	1.17
Perfil H	1.05

Tabela 5 - Fator multiplicador-p médio para deslocamentos dentro do limite de serviço

Com relação a degradação da resistência (Tabela 6), de forma geral as estacas quadradas apresentaram menor degradação com os ciclos, seguida pelo perfil H e circular, é observado também que são dependentes da magnitude dos deslocamentos.

Estaca	C10	Q10	H10	C25	Q25	H25
Deg. Resistência	0.59	0.45	0.49	0.41	0.36	0.37*
Multiplicador- p_f	1	1.32	1.21	1	1.15	1.12

Tabela 6 – Degradação da resistência em relação a forma

*Acredita-se que os valores de carga para o perfil H com deslocamento de 25 mm, tenham sido influenciados por um forte período de chuva precedente ao ensaio, possivelmente reduzindo a resistência do solo por eliminar ou

reduzir o efeito de sucção. Este efeito é uma variável da resistência do solo, demonstra influenciar também o carregamento lateral, no entanto não pode ser eliminado em ensaios de campo como é feito no caso de ensaios de laboratório. Para fazer uma análise com valores de resistência e degradação compatíveis, ou seja, todos sob o efeito da sucção, foi feito um tratamento estatístico onde os valores atribuídos para estaca H25 são advindos de uma regressão de Poisson, que é a relação entre um conjunto de preditores e uma resposta que descreve o número de vezes que um evento ocorre em um espaço de observação finito.

5.3.1. Comparação estacas com deslocamento 10 mm

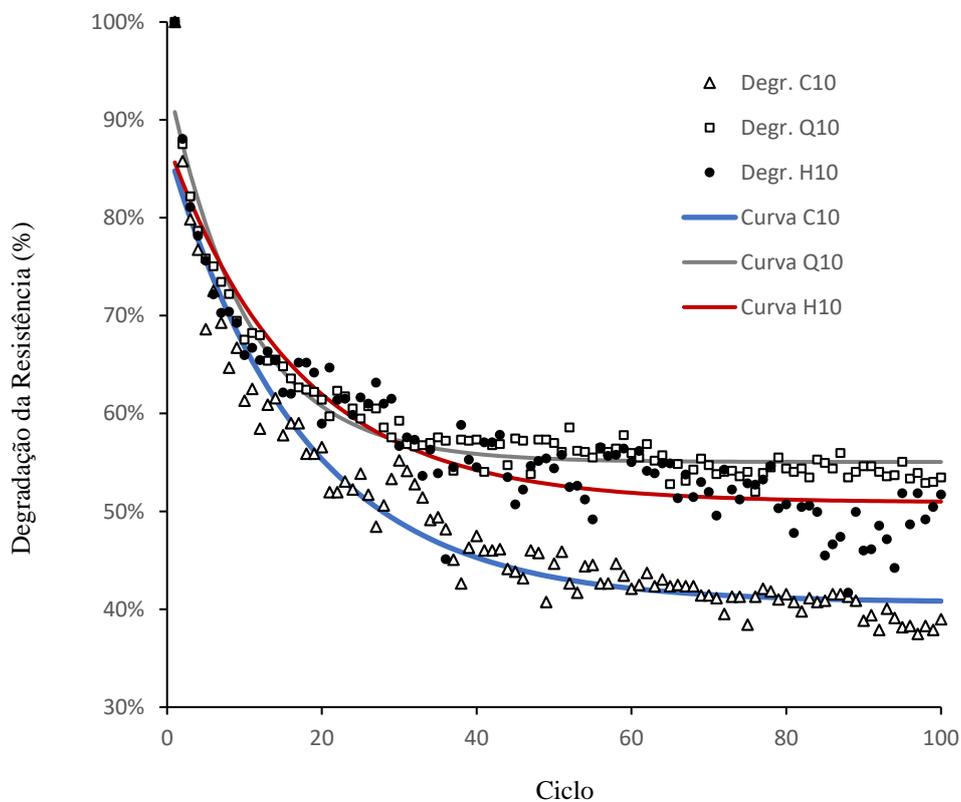


Figura 93 – Degradação da Resistência x número de ciclos – Estacas com deslocamento 10 mm

5.3.2. Comparação estacas com deslocamento 25 mm

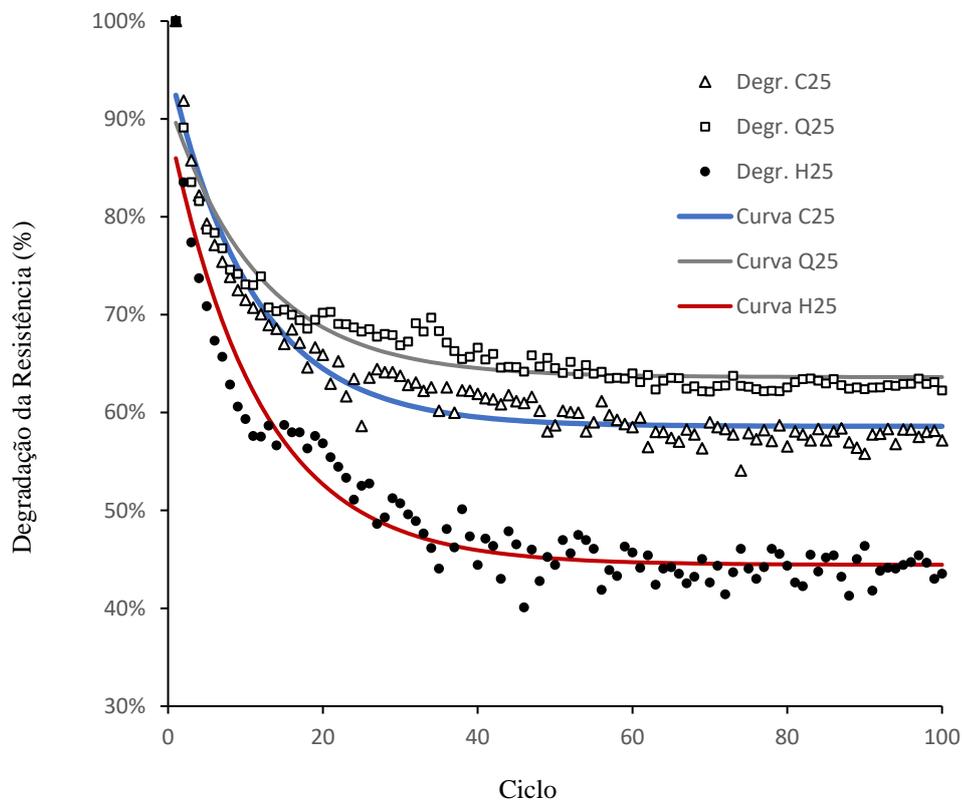


Figura 94 - Degradação da Resistência x número de ciclos – Estacas com deslocamento 25 mm

5.4. EFEITO DA MAGNITUDE DOS DESLOCAMENTOS

Ao projetar uma estaca são estipulados o limite de serviço e o limite último. Neste trabalho são considerados deslocamentos de 10 mm e 25 mm, que são definidos como deslocamento usual e limite de serviço respectivamente (ver seção 2.2.2), para estacas sujeitas ao carregamento lateral no caso de obras em geral. Por sua vez em obras específicas é analisado o deslocamento máximo permitido para operação e deslocamento máximo suportado pela estrutura. Na literatura existem fatores multiplicadores devido a forma da estaca, multiplicador-p, e existem também fatores de multiplicação devido tipo de carregamento, estático ou cíclico, no entanto não se fala sobre diferentes valores de degradação para deslocamentos de magnitude diferente. Este trabalho mostra que para diferentes valores de deslocamento existem diferentes valores de degradação da resistência.

A relação entre a magnitude dos deslocamento e a degradação da resistência está expressa na Figura 95 para estacas circulares, Figura 96 para estacas quadradas e Figura 97 para estacas perfil H.

Estacas de mesma forma e dimensão de seção apresentaram valores de degradação maiores quando cicladas em deslocamentos pequenos e degradação menores quando cicladas em deslocamentos maiores (Tabela 7). De acordo com os resultados obtidos, a seção transversal da estaca pouco influencia na relação de degradação para diferentes deslocamentos, assim como não influencia na relação entre a resistência inicial para seções diferentes, submetidas a deslocamentos diferentes (Tabela 8).

Deslocamento	Degradação da Resistência			Média
	Circular	Quadrada	Perfil H	
10 mm	59%	45%	49%	75%
25 mm	41%	36%	37%	
Relação	0.70	0.81	0.75	

Tabela 7 – Degradação da resistência em relação ao deslocamento

Deslocamento	Relação de Deslocamento			Média
	Circular	Quadrada	Perfil H	
10 mm	14.78	17.62	15.74	2.15
25 mm	32.44	37.21	33.84	
Relação	2.19	2.11	2.15	

Tabela 8 – Relação de resistência frente ao deslocamento

5.4.1. Estacas Circulares

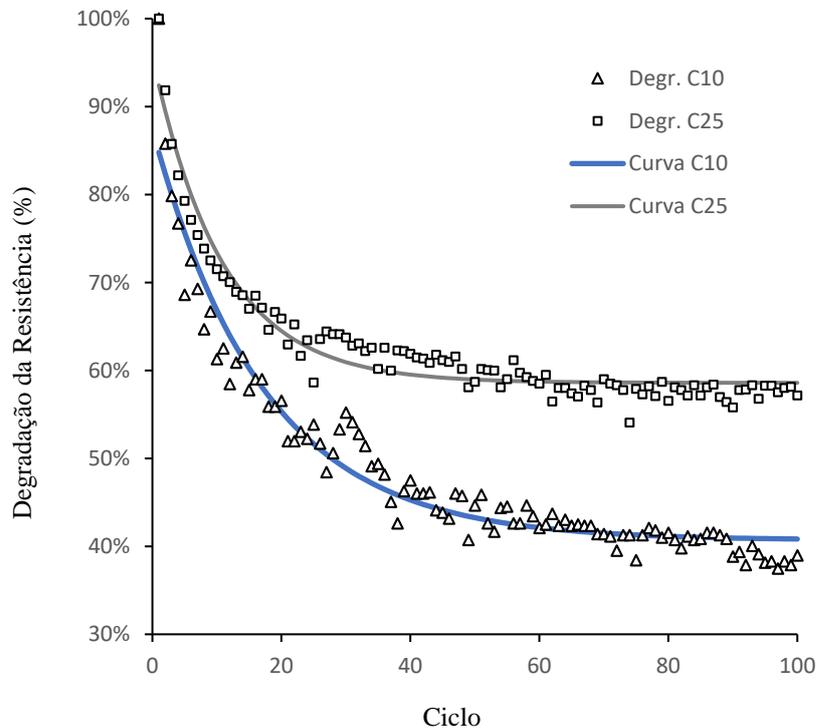


Figura 95 – Degradação da Resistência x Ciclo – Estacas circulares

5.4.2. Estacas Quadradas

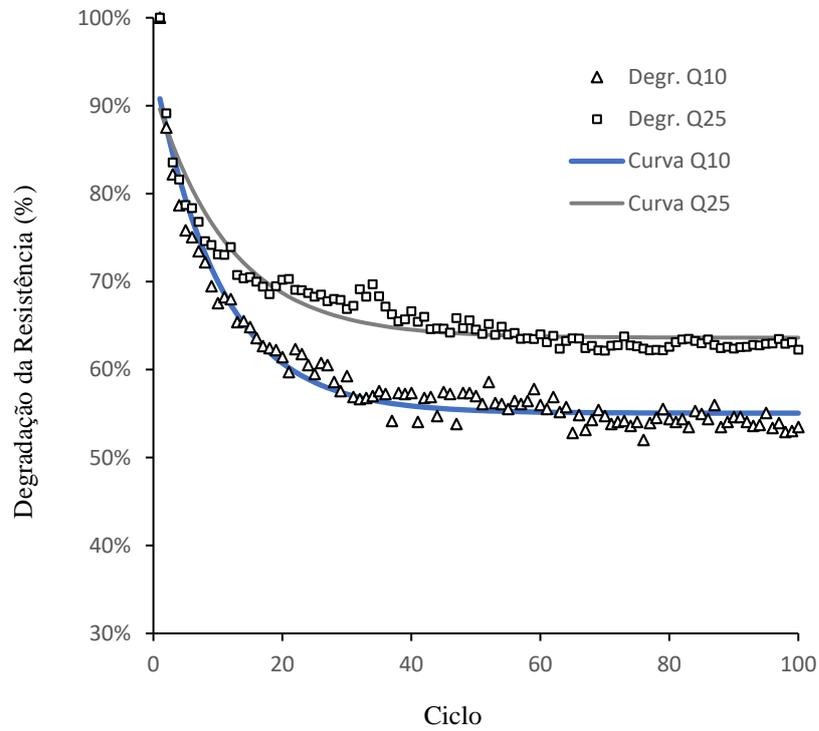


Figura 96 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estacas quadradas

5.4.3. Estacas Perfil H

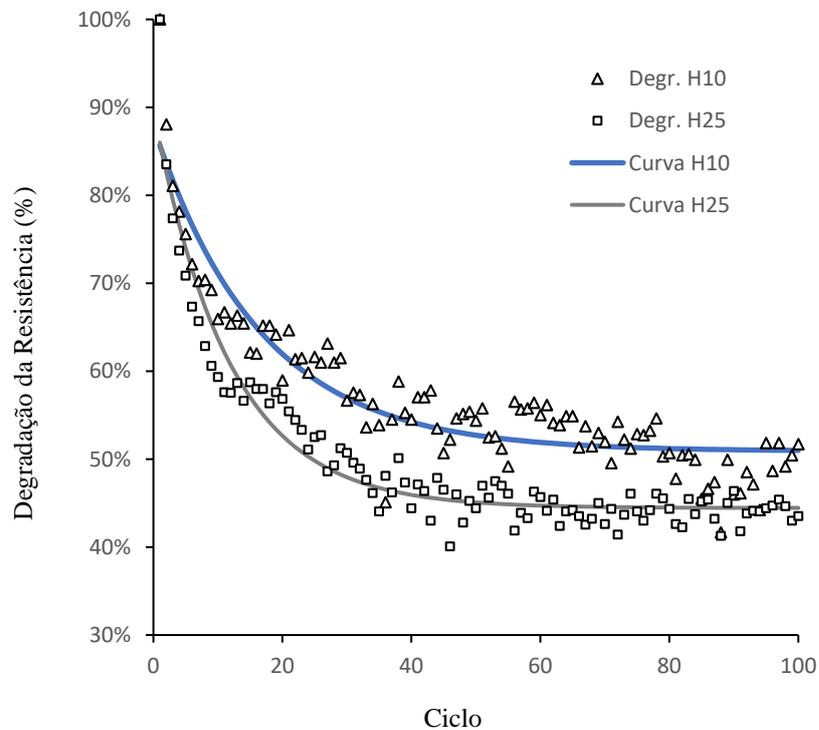


Figura 97 - Degradação da Resistência x Ciclo – Estacas perfil H

5.5. EVOLUÇÃO DOS MOMENTOS

A partir da instrumentação das estacas foi possível acompanhar pelo sistema de monitoramento a evolução do momento fletor ao longo da estaca durante todo o ensaio. Na sequência da Figura 98 à Figura 103, estão plotados os diagramas de momento ao longo da estaca com referência aos ciclos de carregamento. Cada curva remete ao momento fletor ocorrido no deslocamento máximo de cada ciclo, conseqüentemente o momento fletor máximo do ciclo. A legenda mostra a cor da linha, o primeiro número indica o ciclo desta linha e o segundo é a carga horizontal máxima do ciclo.

Durante todos os ensaios as estacas (elemento estrutural) permaneceram dentro de regime elástico de trabalho, para as 3 seções de estaca o momento de plastificação é em torno de 60 kN.m (ver seção 3.1). O maior momento medido foi abaixo de 20 kN.m, caracterizando um comportamento estrutural rígido das estacas.

As curvas de momento fletor apresentaram exatamente o formato esperado, assim como é proposto pela bibliografia, para estacas rígidas (curtas) com topo livre (ver seção 2.2.1.1). Iniciando em 0 no ponto de aplicação de carga, chegando a um pico de momento na parte superior da estaca e tendendo a 0 na base da estaca.

É possível observar que para os diferentes níveis de carregamento/deslocamento existem magnitudes diferentes de momento fletor. Com a degradação da resistência ao passar dos ciclos o momento fletor segue reduzindo, no entanto mantém-se a profundidade que ocorre o fletor momento máximo em cada ciclo. Quanto a forma das estacas a quadrada e o perfil H, apresentam valores de momento similares e em uma mesma faixa de profundidade, enquanto que a circular difere tanto os valores de momento quanto a profundidade de momento máximo.

5.5.1. Estaca C10

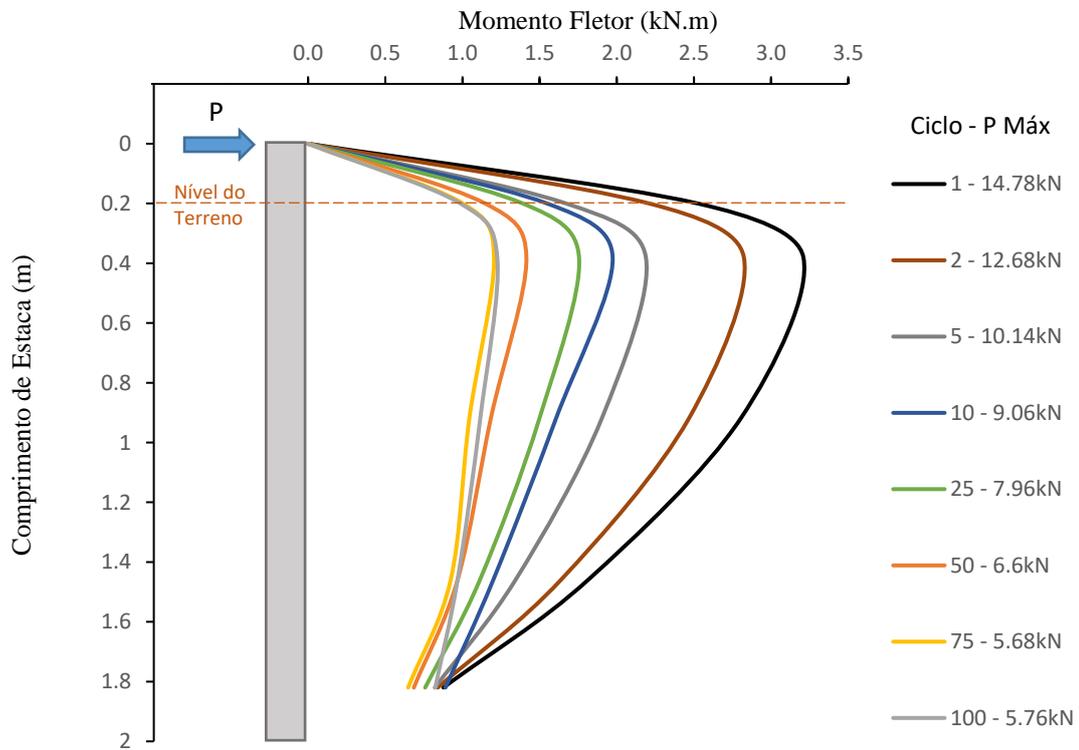


Figura 98 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca C10

5.5.2. Estaca Q10

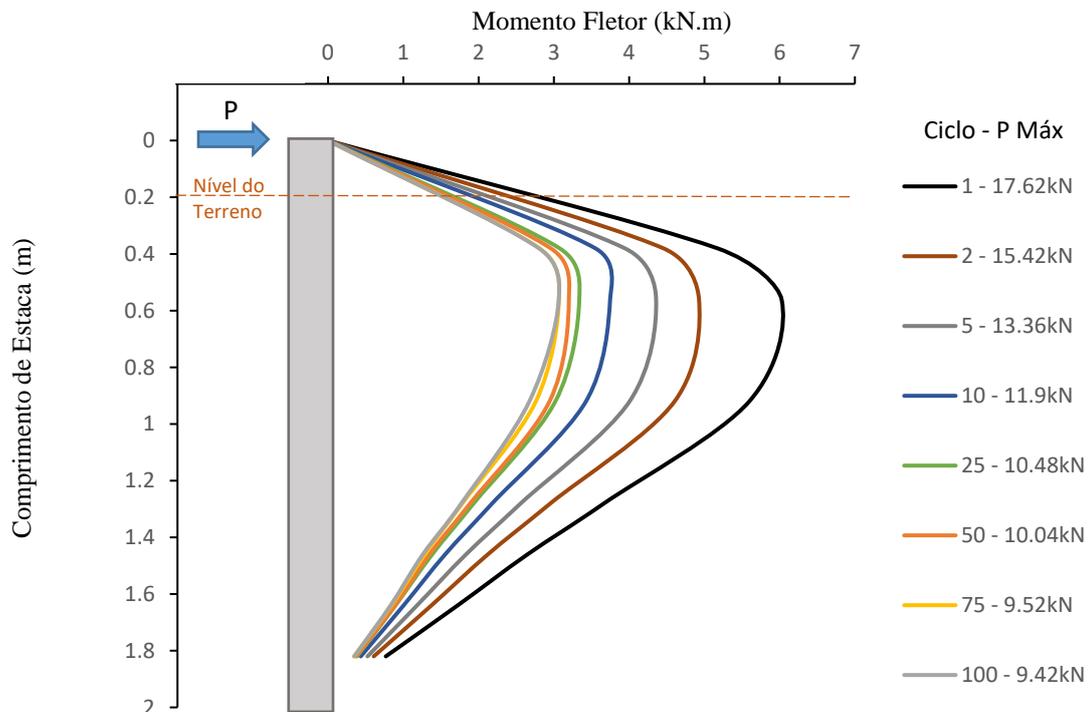


Figura 99 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca Q10

5.5.3. Estaca H10

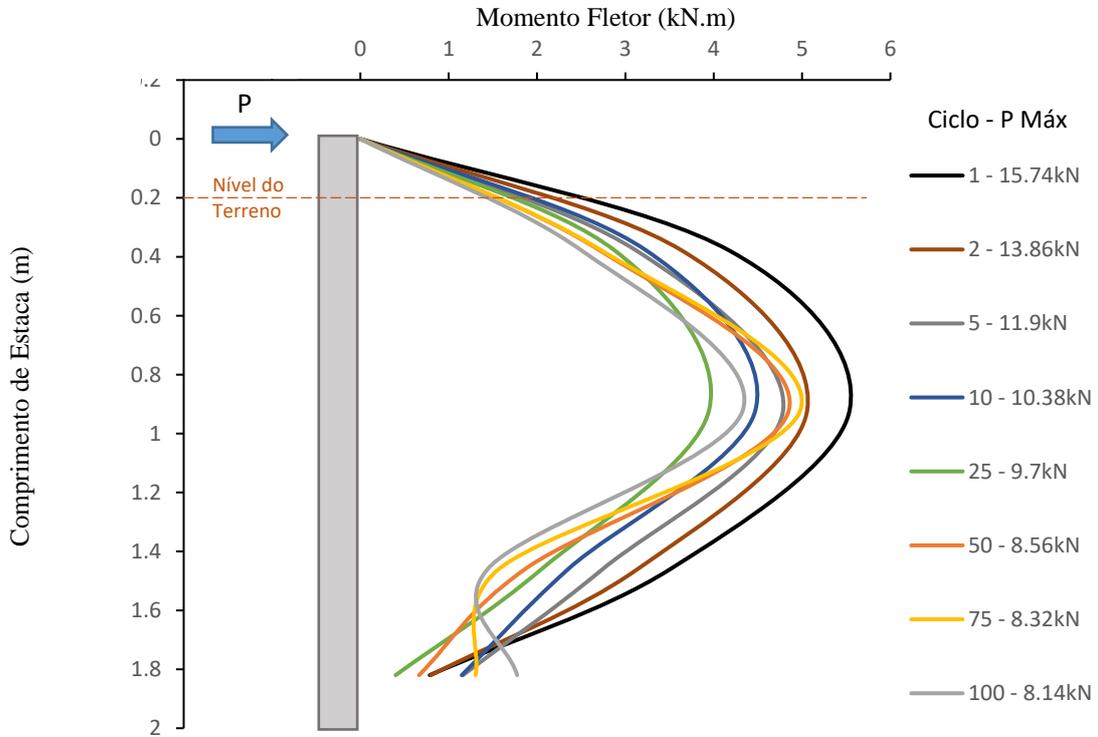


Figura 100 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca H10

5.5.4. Estaca C25

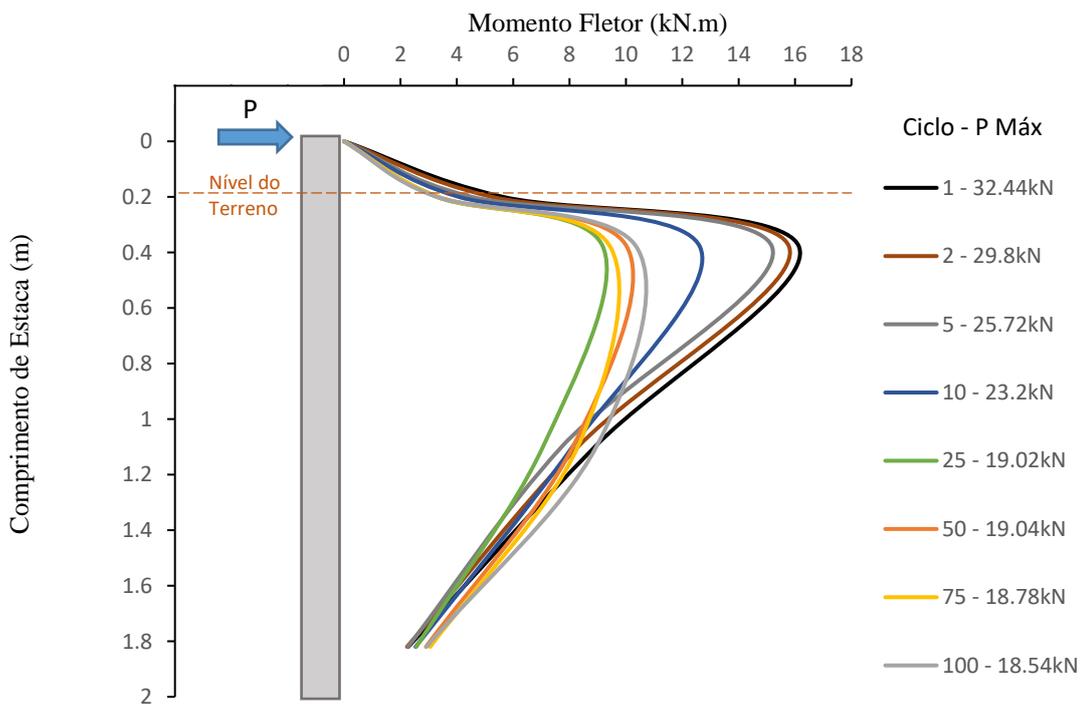


Figura 101 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca C25

5.5.5. Estaca Q25

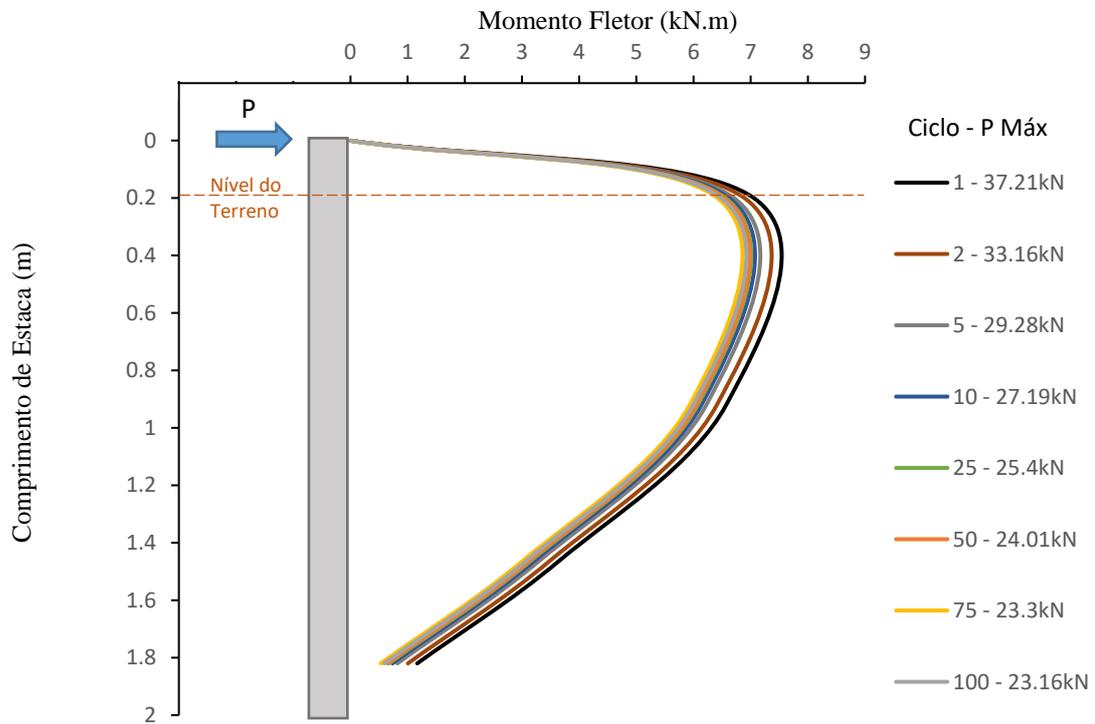


Figura 102 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca Q25

5.5.6. Estaca H25

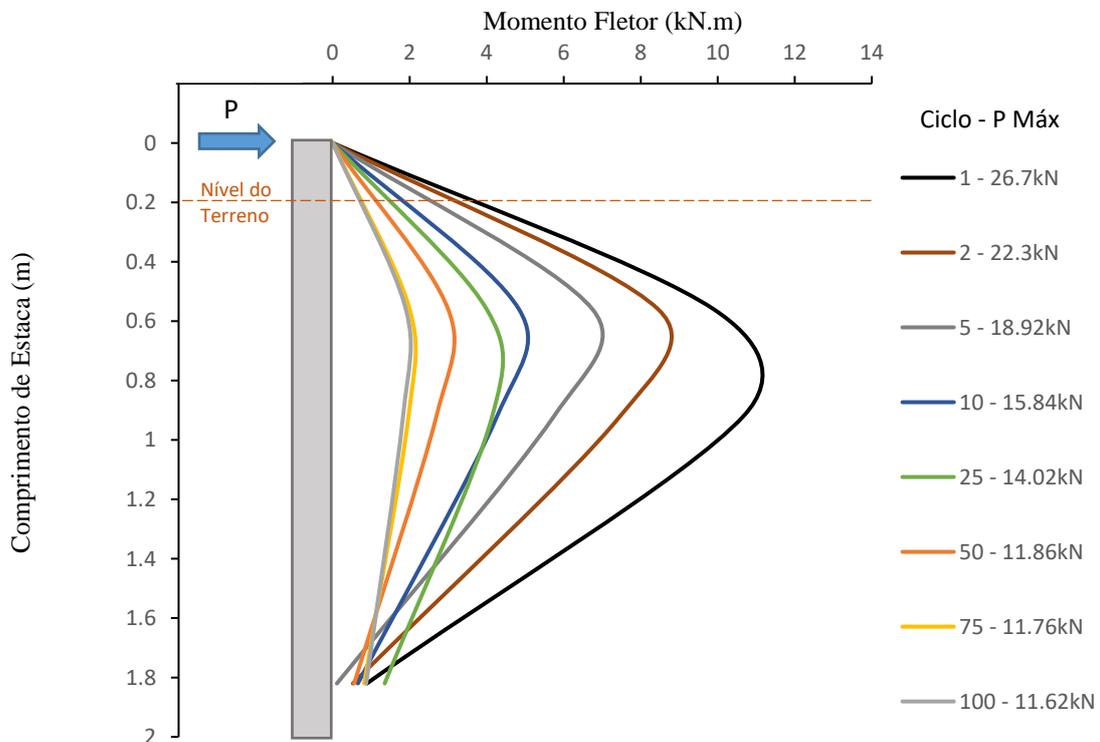


Figura 103 – Diagrama de Momento Fletor – Estaca H25

5.6. RESUMO E APLICAÇÃO

Para organizar as ideias e torná-las compatíveis com a literatura existente, esta seção traz em ordem os coeficientes alcançados e forma de aplicação. Em geral quando é realizado um ensaio de carregamento lateral, é feito um ensaio estático em estaca circular, quando não for possível a elaboração de um ensaio cíclico ou da forma de estaca a ser empregada, os coeficientes alcançados neste trabalho podem ser aplicados da seguinte forma para deslocamentos dentro dos limites ensaiados:

1. Situação em que foram realizados ensaios de carregamento lateral ou estimados através de algum modelo de previsão, para **carregamento do tipo estático**, utilizar equação (22):

$$P_{c100} = P * (1 - dg) \quad (22)$$

P = Resistência prevista ou medida para carregamento estático.

P_{c100} = Resistência degradada no ciclo 100, corresponde a degradação máxima.

dg = Valor de degradação ao final do ensaio cíclico (ver Tabela 3).

2. Situação em que foram realizados ensaios de carregamento lateral ou previsto através de algum modelo de previsão, para **carregamento estático**, no entanto para uma **forma diferente** de seção de estaca a ser empregada, utilizar equação (23).

$$P = P * p \quad (23)$$

P = Resistência prevista ou medida para carregamento estático.

p = Multiplicador-p (ver Tabela 5).

3. Situação em que foram realizados ensaios de carregamento lateral ou previstos através de algum modelo de previsão, para **carregamento cíclico**, no entanto para uma **forma diferente** de seção de estaca a ser empregada, utilizar equação (24).

$$P_{c100} = P_{c100} * p_f \quad (24)$$

P_{c100} = Resistência degradada no ciclo 100, corresponde a degradação máxima.

p_f = Multiplicador-p para ensaio cíclico, leva em consideração a forma e o deslocamento (ver Tabela 6).

Situação em que foram realizados ensaios de carregamento lateral ou previstos através de algum modelo de previsão, para **carregamento cíclico**, para **mesma forma** de seção de estaca, para **deslocamentos de magnitudes diferentes**, utilizar equação (25).

$$P_{c100} = P_{c100} * R_d * p_d \quad (25)$$

P_{c100} = Resistência degradada no ciclo 100, corresponde a degradação máxima.

R_d = Relação de deslocamento (ver Tabela 8).

p_d = Multiplicador-p para ensaio cíclico, leva em consideração o deslocamento (ver Tabela 7), se o deslocamento for de 10 mm para extrapolar para 25 mm utilizar 1.25, se for de 25 mm para 10 mm, utilizar 0.75.

Exemplo: Foi realizado em um dado local, onde o solo apresenta comportamento coesivo-friccional, um ensaio de carregamento lateral estático em estaca circular para um deslocamento de 10 mm, o valor da resistência alcançada foi de 14.8 kN. Para uma certa obra neste mesmo local, está sendo previsto uma estaca de seção quadrada, sujeita a carregamento cíclico e o limite de serviço é de 25 mm.

Resolução:

1. Fazer a conversão de estaca circular para quadrada.

$$P = P * p \quad (23)$$

$$P = 14.8 * 1.17$$

$$P = 17.32 \text{ kN}$$

Nesta etapa pode-se considerar a resposta de resistência de um ensaio estático para estaca de seção uma quadrada.

2. Fazer a previsão de resposta da degradação máxima causada por carregamento cíclico.

$$P_{c100} = P * (1 - 0.48 \pm 0.12) \quad (24)$$

$$P_{c100} = 17.32 * (1 - 0.48)$$

$$P_{c100} = 9.01 \text{ kN}$$

Nesta etapa pode-se considerar a resposta de resistência no final de um ensaio cíclico em uma estaca de seção quadrada

3. Fazer a previsão de resposta para uma estaca submetida a um ensaio cíclico com deslocamento de 25 mm.

$$P_{c100} = P_{c100} * R_d * p_d \quad (25)$$

$$P_{c100} = 9.01 * 2.15 * 1.25$$

$$P_{c100} = 24.21 \text{ kN}$$

Nesta etapa pode-se considerar a resposta de resistência final de um ensaio cíclico em uma estaca de seção quadrada, para um deslocamento de 25 mm.

O valor real medido no ensaio para este caso foi de $P_{c100} = 23.16 \text{ kN}$, através da previsão proposta com dado de entrada para uma estaca circular submetida a carregamento estático e deslocamento de 10 mm, obteve uma diferença menor que 5%. No entanto sugere-se que seja feito o menor número de transformações possíveis, no exemplo supracitado foram realizados o maior número possível de transformações para demonstração, mas é importante lembrar que cada coeficiente proposto é resultado de simplificações.

Com os resultados acima é possível dimensionar a capacidade geotécnica das estacas e a partir dos gráficos e momento fletor é possível dimensionar estruturalmente as estacas.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo final, são apresentados conclusões e observações a partir da análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados, assim como sugestões para trabalhos futuros.

6.1. CONCLUSÕES

Fica nítida ao final deste trabalho a importância de na concepção do projeto de um elemento de fundação identificar o tipo de carregamento a qual essa estrutura estará exposta. Os resultados mostraram que em solos de comportamento coesivo-friccional, estacas submetidas a carregamento lateral:

- Atingem uma resistência que equivale a metade da resistência inicial, quando cicladas mais de 50 vezes.
- Os primeiros 10 ciclos são responsáveis por maior parte da degradação da resistência, sendo que do ciclo 1 para o ciclo 2 já se observa 1/3 de toda degradação.
- O comportamento do solo frente ao carregamento cíclico é de caráter assintótico, sendo que a partir de 50 ciclos a resistência do solo fica estável.
- Estacas cravadas sofrem perturbação do solo ao entorno, é necessário mensurar, pois é este solo responsável pela resistência lateral. Para estes ensaios uma distância de 0 a 5 mm foi perturbada, acredita-se variar com as dimensões da seção da estaca, com a energia de cravação e perpendicularidade da torre de cravação com a estaca.

O fator de forma, o qual representa as diferentes formas de seção transversal da estaca, na literatura foi poucas vezes analisado isoladamente como neste trabalho, onde foi mantido a dimensão da frente da estaca e/ou seção transversal igual para todas, e o mais importante que dificilmente ocorre, com praticamente o mesmo momento de inércia para as diferentes formas.

Como esperado se mostrou uma variável do comportamento:

- Em termos de resistência, a resistência inicial é afetada pela forma da seção, em função do mecanismo de interação solo-estaca e área de contato com o solo.
- Em termos de degradação da resistência, apresenta diferentes valores de degradação com relação a forma da seção.

A magnitude dos deslocamentos mostrou ser uma variável não só da resistência, como da degradação da resistência. É intuitivo dizer que quanto maior o deslocamento aplicado maior é a resistência do solo contra este deslocamento, no entanto não foram encontrados na literatura estudos comparando a degradação da resistência para diferentes deslocamentos, nesta pesquisa foi observado:

- Estacas de mesma forma e dimensão de seção apresentaram valores de degradação maiores quando cicladas em deslocamentos pequenos e degradação menores quando cicladas em deslocamentos maiores.
- Apesar de existir diferença na degradação de uma estaca ciclada a 10 mm e outra a 25 mm, esta diferença ocorre na mesma proporção para das diferentes formas de estaca.

O momento fletor medido nas estacas, foi possível através de instrumentação. É importante lembrar que os sensores estavam dispostos a cada 18 cm e isto representa uma discretização das estacas em 10 seguimentos. A partir destes foi possível identificar:

- Regime estrutural elástico de trabalho, todas as estacas apresentaram comportamento rígido, o momento fletor medido foi no máximo 1/3 do momento de plastificação da seção transversal da estaca, mostra que o solo foi quem plastificou.
- Redução do momento fletor com o passar dos ciclos, como o deslocamento foi controlado, ao avançar dos ciclos a reação do solo diminuía, a carga aplicada para um mesmo deslocamento reduzia e o momento fletor segue a mesma tendência.
- Ocorreu a manutenção da profundidade de momento fletor máximo do início ao fim do ensaio, mesmo ocorrendo a plastificação do solo adjacente à estaca no trecho superior, o momento máximo dos ciclos ocorreu em geral na mesma profundidade.
- Estacas de diferentes formas, apresentaram valores de momento fletor diferentes, sendo que a seção quadrada e perfil H, apresentaram comportamento similar.

A instrumentação permite avaliar o que está acontecendo no interior da estaca, a partir destes dados retirados diretamente de campo, é possível alcançar diversos resultados, inclusive chegar no valor de reação do solo ao longo da profundidade.

Por fim, ao dimensionar uma fundação é necessário atentar não só ao tipo de solo e tipologia de estaca, mas também a origem do carregamento, a forma da seção transversal e a rigidez da estaca, que juntos governam o mecanismo de ruptura e resistência, os quais são atrelados ao nível de deslocamento aceitável pela estrutura para um limite de serviço.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Nesta seção são apresentadas algumas sugestões para ampliação da pesquisa e a sequência dos estudos sobre carregamento lateral cíclico em estacas cravadas.

- Realizar ensaios com diferentes níveis de deslocamento, para confirmar ou não a hipótese de maior deslocamento, menor degradação da resistência.
- Realizar ensaios idênticos, para diferentes tamanhos de seção transversal.
- Avaliar o efeito de grupo, para estacas submetidas ao carregamento lateral.
- Utilizar os dados deste trabalho para validação de modelos ainda não consagrados para solos coesivos-friccionais.
- Desenvolvimento de modelos constitutivos, para aplicação em análise numérica em programas de elementos finitos, que reproduzam o comportamento de solos coesivos-friccionais submetidos ao carregamento cíclico.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. A.; MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, S. H. C. Horizontal Bearing Capacity of Piles in a Lateritic Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137, 2011.
- API. *American Petroleum Institute Recommended Practice 2GEO*. 1. ed. ed. Washington D.C.: DC API Publ. Services, 2011.
- ASTM A572 / A572M - 18. *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel*. 2018.
- ASTM D3966M. *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load*. West Conshohocken: ASTM International, 2013. ISBN DOI: 10.1520/D3966_D3966M-07R13E01.
- ASTM D5778 - 12. *Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*. 2012.
- ASTM D6635 - 15. *Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer*. 2015.
- BANERJEE, P. K. Analysis of Axially and Laterally Loaded Pile Groups. *Developments in Soil Mechanics - Applied Science Publishers*, Londres, 1978.
- BANERJEE, P. K.; DAVIES, T. G. The Behaviour of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in Non-Homogeneous Soils. *Géotechnique*, 28, n. 3, 1978. 309-326.
- BARTON, Y. O. Response of pile groups to lateral loading in the centrifuge. *Symposium on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design*, Balkema, Rotterdam, 1984.
- BOWLES, J. E. *Foundation Analysis and Design*. Singapura: McGraw-Hill, 1997. ISBN ISBN 0-07-118844-4.
- BOZOZUK, M. *Bridge Foundations Move*. Ottawa: National Research Council, Division of Building Research, 1978.
- BRITTO, A. M.; GUNN, M. J. *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. Chichester: Ellis Horwood Limited, 1987. ISBN ISBN 0-85312-937-1.
- BROMS, B. B. Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 90, n. SM3, 1964.
- BROMS, B. B. Lateral Resistance Of Piles In Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 90, n. SM2, 1964.
- BROWN, D. A.; SHIE, C.-F. Three Dimensional Finite Element Model of Laterally Loaded Piles. *Computers and Geotechnics*, 10, 1990.

- BROWN, D. A.; SHIE, C.-F. Some Numerical Experiments with a Three Dimensional Finite Element Model of a Laterally Loaded Pile. *Computers and Geotechnics*, 12, 1991.
- BS-EN-1997-1. *Eurocode 7 - Geotechnical design, Part 1 - general rules*. London: British Standards Institution, 2004.
- BUSTAMANTE, G. *Influence of Pile Shape on Resistance to Lateral Loading*. MS Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Brigham Young University. ed. Provo: Brigham Young University, 2014.
- CARRETTA, M. D. S. *Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais*. Porto Alegre: UFRGS, v. Dissertação de Mestrado, 2018.
- CHO, K. H.; GABR, M. A.; CLARK, S.; BORDEN, R. H. Field P-Y curves in weathered rock. *Canada Geotechnical Journal*, 2007.
- CONSOLI, N. C.; FARO, V. P.; SCHNAID, F.; BORN, R. B. Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. *Géotechnique Letters*, 2016.
- CONSOLI, N. C.; THOMÉ, A.; DONATO, M.; GRAHAM, J. Loading tests on compacted soil, bottom-ash and lime layers. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 2008.
- DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. *Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa*. Argentina: XXXI Jornadas Sud-Americanas Ingenieria Estructural, 2004.
- DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUYER, C. A. *Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS*. São Carlos: 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, 2004.
- DAVISSON, M. T. Lateral Load Capacity of Piles. *Foundations of Bridges and Other Structures 49th Annual Meeting*, Urbana, 1970.
- DAVISSON, M. T.; GILL, H. L. Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89, n. 3, 1963. 63-94.
- 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.
- DOUGLAS, D. J.; DAVIS, E. H. The Movement of Buried Footings Due to Moment and Horizontal Load and the Movement of Anchor Plates. *Géotechnique*, 14, n. 2, 1964. 115-132.
- DUNNICLIFF, J.; GREEN, G. E. *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. New York: John Wiley & Sons, 1988. ISBN ISBN 0-471-09614-8.

- FARO, V. P. *Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados: Concepção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto*. Porto Alegre: UFRGS, v. Tese de Doutorado, 2014.
- FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. *Piling Engineering*. Glasgow: Surrey University Press, 1985.
- GLESER, S. M. Lateral Load Tests on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles. *Special Technical Publication 154*, 1953. 75-93.
- HUAT, B. M. K.; TOLL, D. G.; PRASAD, A. *Handbook of Tropical Residual Soils Engineering*. Boca Raton: CRC Press, 2013. ISBN 13:978-0-203-09832-5.
- INAUDI, D.; GLISIC, B. Overview of fiber optic sensing techniques for geotechnical instrumentation and monitoring. *Geotechnical News*, 2007. 4-8.
- KULHAWY, F. H.; CHEN, Y. J. A thirty year perspective models as applied to drilled shafts. *B.B. Broms' Symposium on Geotechnical Engineering*, Singapore, 1993. 209-220.
- LENCI, C.; MAURICE, J.; MADIGNIER, F. Pieux Verticaux Sollicités Horizontalement. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1, 1968. 337-383.
- LI, H.-N.; LI, D.-S.; SONG, O.-B. Applications of fiber optic sensors to health monitoring in civil engineering. *Engineering Structures*, 26, 2004. 1647-1657.
- MAIR, R. J. Tunnelling and geotechnics: New horizons. 46th Rankine Lecture. *Geotechnique*, 9, 2008. 695-736.
- MARCHETTI, S. In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106, n. GT3, 1980.
- MARCHETTI, S. The Flat Dilatometer Test (DMT) in soil investigations. *Report of the ISSMGE Technical Committee 16 on Ground Property Characterisation from In-situ Testing 2001*, 2001.
- MARCHETTI, S. *Some 2015 Updates to the TC16 DMT Report 2001*, Roma, 2015.
- MATLOCK, H. Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. *Offshore Technology Conference*, 1970.
- MATLOCK, H.; RIPPERGER, E. A. Procedures and Instrumentation for Tests on a Laterally Loaded Pile. *Proceedings, Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication 29*, Austin, 1956.
- MATTHEWSON, C. D. *The Elastic Behavior of a Laterally Loaded Pile*. Ph.D. thesis, Univ. of Canterbury, N.Z., 1969.

- MEYERHOF, G. G. Scale effect of ultimate pile capacity. *Journal of Geotechnical Engineering*, n. 109(6), 1983. 797-866.
- MITCHELL, J. K.; SOGA, K. *Fundamentals of Soil Behavior*. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005. ISBN 978-0-471-46302-7.
- MOHAMAD, H. *Distributed fibre optic strain sensing of geotechnical structures*. PhD thesis University of Cambridge., 2008.
- NATIONAL INSTRUMENTS. *Medições de deformação com Strain Gages*, 2017. Disponível em: <<http://www.ni.com/pt-br/innovations/white-papers/07/measuring-strain-with-strain-gages.html>>. Acesso em: 10 agosto 2018.
- NBR 12131:06. *Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio*. ABNT, 2006.
- NBR 6484:01. *Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio*. ABNT, 2001.
- NEGRO, A.; KARLSRUD, K.; SRITHAR, S.; ERVIN, M.; VORSTER, E. Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egito, 4, 2009. 2930-3005.
- PALMER, L. A.; THOMPSON, J. B. The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrust. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, 5, 1948. 156-161.
- POULOS, H. G. Behavior of Laterally Loaded Piles: II-Pile Groups. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97, n. 5, 1971. 733-751.
- POULOS, H. G. Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97, n. 5, 1971. 711-731.
- POULOS, H. G. Behavior of Laterally Loaded Piles: III—Socketed Piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98, n. 4, 1972. 341-360.
- POULOS, H. G. *Tall Building Foundation Design*. Boca Raton: CRC Press, 2017. ISBN 978-1-1387-4803-3.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Pile Foundation Analysis and Design*. Sydney: Rainbow-Bridge Book Co., 1980. ISBN 554786.
- PRAKASH, S. *Behavior of Pile Groups Subjected to Lateral Loads*. Thesis presented in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. ed. Urbana: University of Illinois , 1962.

- REESE, L. C. Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay. *Proceedings of the 7th OTC*, Houston, 1975. 671-690.
- REESE, L. C. Analysis of Laterally Loaded Piles in Weak Rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123, 1997.
- REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D. Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. *6th Offshore Technology Conference*, Houston, 1974.
- REESE, L. C.; ISENHOWER, W. M.; WANG, S. T. *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*. New Jersey: John Wiley & Sons, 2006. ISBN ISBN-13 978-0-471-43159-6.
- REESE, L. C.; MATLOCK, H. Non-dimensional solutions for laterally-loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. *Proceedings of the 8th Texas Conference on Soil*, Austin, Texas, 1956. 1-41.
- REESE, L. C.; VAN IMPE, W. *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*. 2^a. ed. Boca Raton: CRC Press, 2011. ISBN ISBN: 978-0-415-46988-3.
- REESE, L. C.; WELCH, R. C. Lateral loading of deep foundations in stiff clay. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 1975. 633-649.
- ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing, Inc., 2015.
- RUSSELL, D. N. *The Influence of Pile Shape and Pile Sleeves on Lateral Load Resistance*. A thesis submitted to the faculty of Brigham Young University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science. ed. Provo: Brigham Young University, 2016.
- RUSSO, G.; VIGGIANI, C. Piles under horizontal load: an overview. *Proceedings of the Second International British Geotechnical Association Conference on Foundations*, Watford, 2008.
- RUVER, C. A. *Estudo de Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento*. Porto Alegre: UFRGS, v. Tese de Doutorado, 2011.
- SALENÇON, J. *Handbook of Continuum Mechanics*. 2001.
- SALGADO, R. *The Engineering of Foundation*. McGraw-Hill Publish, 2007. ISBN ISBN-13: 978-0072500585.
- SANOMIA, E. H. *Desenvolvimento de Curvas P-y para Argilas Através do Método dos Elementos Finitos*. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2016.
- SCHNAID, F. *In Situ Testing in Geomechanics*. New York: Taylor & Francis, 2009.

- SCHNAID, F.; HUAT, B. B. K. Sampling and testing of tropical residual soils. In: HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G.; PRASAD, A. *Handbook of Tropical Residual Soils Engineering*. Boca Raton: CRC Press, 2013.
- SIMONS, N.; MENZIES, B. *A Short Course in Foundation Engineering*. Londres: Thomas Telford, 2001. ISBN ISBN: 0 7277 2751 6.
- SIMPSON, M.; BROWN, D. A. *Development of P-Y Curves for Piedmont Residual Soils*. Alabama: Highway Research Center, 2003.
- SPILLERS, W. R.; STOLL, R. D. Lateral Response of Piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90, n. 6, 1964. 1-10.
- SURYASENTANA, S. K.; LEHANE, B. M. Updated CPT-based p-y formulation for laterally loaded piles in cohesionless soil under static loading. *Géotechnique*, 6, 2016.
- TOMLINSON, M. J. *Foundation Design and Construction*. Harlow: Pearson Education, 2001. ISBN ISBN 0130-31180-4.
- TOMLINSON, M.; WOODWARD, J. *Pile Design and Construction Practice*. Abingdon: Taylor & Francis, 2008. ISBN ISBN 0-203-96429-2.
- TRUONG, P. *Experimental investigation on the behaviour of laterally loaded piles in soft clay, sand and residual soils*. Perth: The University of Western Australia, 2017.
- VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. *Piles and Pile Foundation*. New York: Spon Press, 2012.
- WESLEY, L. D. Influence of Structure and Composition on Residual Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116, n. 4, 1990.
- WINKLER, E. *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik*. Praga, 1867.
- WOOD, D. M. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press, 1990. ISBN ISBN 0-521-33249-4.
- YANG, Z.; JEREMIÉ, B. Numerical Analysis of Pile Behavior under Lateral Loads in Layered Elastic-Plastic Soils. *Internacional Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 02, 2002.