

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

**Modelagens dos Mecanismos de Interação de Linhas de
Ancoragem de Plataformas *Offshore* em Solos Argilosos**

Naloan Coutinho Sampa

Porto Alegre

2019

NALOAN COUTINHO SAMPA

**MODELAGENS DOS MECANISMOS DE INTERAÇÃO DE
LINHAS DE ANCORAGEM DE PLATAFORMAS
OFFSHORE EM SOLOS ARGILOSOS**

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

Porto Alegre
2019

SAMPA, Naloan Coutinho

Modelagens dos Mecanismos de interação de linhas de ancoragem de plataformas *offshore* em Solos Argilosos / Naloan Coutinho Sampa. – Local: PPGEC/UFRGS, 2019. 356 f.

Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, RS - BR Doutor em Engenharia.

Orientadores: Marcelo Maia Rocha, Fernando Schnaid.

1. Mecanismos de interação. 2. Modelagens física e numérica 3. Linhas de ancoragem. 4. Solo argiloso. 5. Modelo reduzido. 6. Catenária invertida. 7. Fundações *offshore* I. Rocha, Marcelo Maia, orient. II. Schnaid, Fernando, orient. III. Título.

NALOAN COUTINHO SAMPA

**MODELAGENS DOS MECANISMOS DE INTERAÇÃO DE
LINHAS DE ANCORAGEM DE PLATAFORMAS
OFFSHORE EM SOLOS ARGILOSOS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA 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, 12 de agosto de 2019.

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. techn. Pela Universität Innsbruck,
Austria
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford,
Inglaterra
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA:

Eng. M.Sc. Claudio dos Santos Amaral
PETROBRAS – Petróleo Brasileiro S/A; M.Sc. pela PUC-RJ

Prof. Jarbas Milititsky
Ph.D. pela University of Surrey, Inglaterra

Prof. Lucas Festugato
Ph.D. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida
Ph.D. pela University of Cambridge, Reino Unido

Prof. Roberto Cudmani
Dr.-Ing. pela Karlsruher Institut für Technologie, Alemanha

Esta tese é dedicada aos meus pais, Mamai Quadé e Jaime Coutinho Sampa (*in memoriam*), por tudo que fizeram por mim e por meus irmãos. Graças ao vosso carinho, amor, educação e confiança, consegui energias suficientes para trilhar esse caminho senoidal.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao ser Onnipotente e Omnisciente pela forma como tem guiado e iluminado os meus passos ao longo de toda a minha vida.

Manifesto a minha eterna gratidão à minha família, em especial aos meus pais, pela educação, pela referência, pelos infindáveis conselhos e pela pessoa que me tornei.

Aos Professores Ph.D. Fernando Schnaid e Dr. techn. Marcelo Maia Rocha pela orientação séria, pela oportunidade, pela paciência, motivação e confiança, pelos ensinamentos e apoios que foram fundamentais para a realização e o sucesso dessa pesquisa. Meu muito obrigado por esses anos de Mestrado e Doutorado. São meus exemplos!

An Professor Dr.-Ing. Roberto Cudmani und Dr. Daniel Rebstock für die Gelegenheit, Gastfreundschaft, Unterstützung und Aufmerksamkeit. Zweifellos haben Ihre Richtlinien und Vorschläge zur Verbesserung dieser Forschung beigetragen.

Aos colegas do PPGE e do LEGG, em especial à Mozara, Marina B., Alejandro, Mário, Helena N., Mariana C., Gracieli e Sérgio, pela amizade, e/ou incentivo, e/ou apoios, e/ou discussões e/ou também pelos conhecimentos transmitidos e compartilhados.

Aos Professores PhD. Edgar Odebrecht e M.Sc. Sandra D. K. Alves pelo constante incentivo e orientação. A vossa confiança tem sido uma combustão na minha caminhada.

Ich möchte dem Zentrum Geotechnik für die Unterstützung und Verfügbarkeit der Infrastruktur für die Forschung bedanken. Insbesondere möchte ich mich bei Freunden Joshua, Belinda, Johannes, Ulrich, Ben, Wai, Stefan, Fritz und Eli für die Gastfreundschaft und Unterstützung bedanken. Ihre Freundschaft war von grundlegender Bedeutung für meine schnelle Anpassung und das Erreichen meiner Ziele in München. Thank you, Joshua!

Aos Professores membros da Banca Examinadora pela disponibilidade em participar da banca e pelas críticas que contribuirão no aprimoramento desse trabalho.

Aos meus amigos Guineenses residentes no Brasil, especialmente ao Adosindro e à sua esposa Mirene, pelo carinho, companheirismo e amizade.

Ao PPGE e ao seu corpo docente pelos ensinamentos transmitidos e compartilhados. Igualmente, agradeço às Secretárias do PPGE e ao Sr. João Diniz pela atenção e pelos apoios concedidos para a materialização dessa pesquisa.

À CAPES e ao CNPq pelo financiamento da pesquisa e pela concessão das bolsas de estudo no Brasil e na Alemanha. De igual modo, estendo o meu agradecimento à Petrobras e ao DAAD.

À Riga, pelo carinho, amor, companheirismo, paciência e o apoio. Só eu sei o quanto você foi fundamental nesse percurso.

"Temos que garantir às crianças que nascem na nossa terra, hoje e amanhã, a certeza de que nenhum muro, nenhuma parede será posta diante delas. Elas têm que ir para frente, conforme as suas capacidades, para darem o máximo, para fazerem o nosso povo e a nossa terra cada vez melhores, servindo não só os nossos interesses, mas também os interesses da África, os interesses da humanidade inteira."

Amílcar Lopes Cabral

RESUMO

SAMPA, N. C. **Modelagens dos Mecanismos de Interação de Linhas de Ancoragem de Plataformas *Offshore* em Solos Argilosos.** 2019. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A viabilidade de atividades de exploração de petróleo em águas ultra profundas requer desenvolvimento permanente de novos conhecimentos, principalmente nas áreas de fundações *offshore* relacionadas à instalação de âncoras e sistemas de ancoragem. Neste contexto, o objetivo desta tese consistiu em estudar os mecanismos de interação entre linhas de ancoragem e solos argilosos por meio de modelagens físicas e numéricas. O entendimento do mecanismo e determinação dos parâmetros de resistência devido à interação solo – corrente são importantes para validação e melhoria dos modelos analíticos utilizados para estimar distribuição de cargas nas linhas de ancoragem e configuração da catenária invertida. As abordagens para a concretização do objetivo do estudo consistiram em caracterizar os comportamentos físico, químico e mecânico da argila, realizar ensaios experimentais em modelos reduzidos – escala 1:40 – de arrancamento de correntes em solos argilosos, e analisar por Métodos de Elementos Finitos através do *software* ABAQUS os mecanismos de interação. A partir dos resultados dos ensaios de caracterização foram abordados aspectos de comportamento do solo relacionados à tixotropia, *strain softening*, sensibilidade, viscosidade, resistência não drenada, compressibilidade e tensão de sobreadensamento virtual. Dessas análises, foi observado que o comportamento da argila é influenciado pelas características dos argilominerais, tempo tixotrópico, níveis de tensões e índice de liquidez devido às forças interpartículas. Foram ainda discutidos os diferentes comportamentos relacionados às distorções, quebras e reorientação de microestruturas da argila durante o cisalhamento. Os resultados dos ensaios de arrancamento mostraram que o comportamento da curva carga \times deslocamento depende das características do solo, e da geometria e rigidez de correntes (livre e soldada) e da direção de deslocamento. Foi observado que os comportamentos *strain softening* e viscoso, características do solo argiloso, exercem uma considerável influência na resistência de interface solo – corrente. Diferentes mecanismos de mobilização da carga foram investigados e discutidos com base nas observações e resultados experimentais. Disso foi concluído que as cargas medidas são resultado da mobilização da resistência de ponta e do atrito lateral. A combinação dos resultados de diferentes tipos de ensaios permitiu determinar e discutir os parâmetros α , N_c , EWS, EWB e μ importantes na análise de instalação de sistemas de ancoragem e catenária invertida, indicando a possibilidade de uso dos valores obtidos em modelos analíticos usados nos projetos de fundações *offshore*. Por fim, destaca-se que o Modelo de Elementos Finitos utilizado reproduziu de forma satisfatória alguns padrões de comportamento observados nos ensaios em modelo reduzido, com especial atenção aos mecanismos de mobilização das resistências de ponta e atrito lateral, campos de deslocamentos e zona de plastificação. As discussões e conclusões apresentadas nesse trabalho identificam os mecanismos de interação de linhas de ancoragem em solos argilosos, necessários aos projetos de estrutura *offshore*.

Palavras-chave: mecanismos de interação; modelagens física e numérica; linhas de ancoragem; solo argiloso, modelo reduzido; catenária invertida; fundações *offshore*

ABSTRACT

SAMPA, N. C. **Modeling of the Interaction Mechanisms of Offshore Platforms Mooring Lines in Clay Soils.** 2019. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The feasibility of oil exploration activities in ultra deep water requires permanent research and development, especially in the offshore foundations areas related to the installation of anchors and mooring systems. In this context, the objective of this thesis was to study the interaction mechanisms between mooring lines and clay soils through physical and numerical modeling. The understanding of the mechanism and determination of the resistance parameters due to the soil - chain interaction are important for the validation and improvement of the analytical models used to estimate the load distribution on the mooring lines and the configuration of the inverse catenary. The following approaches have been performed to the accomplishment of the objective of the study: characterize the physical, chemical and mechanical behavior of the clay, carry out tests in reduced models - scale 1:40 - of pulling out of chains in clayey soils, and analyze by Finite Element Methods interaction mechanisms. From the results of the characterization tests, soil behavior aspects related to thixotropy, strain softening, sensitivity, viscosity, undrained shear resistance, compressibility and virtual pre-consolidation stress were addressed. These analyzes allowed to observe that the soil behavior is influenced by the characteristics of clay minerals, thixotropic time, stress levels and liquidity index due to the interparticle forces. The different behaviors related to the distortions, breaks and reorientation of the soil microstructures during the shearing were also investigated and discussed. The results of the pullout tests showed that the load \times displacement response depends on the soil characteristics, the geometry and stiffness of the chains (free and welded) and the displacement direction. It was observed that the strain softening and viscous behaviors, characteristics of the clayey soil, has considerable influence in the soil-chain interface resistance. Different mobilization mechanisms of the load measured were investigated and discussed based on experimental observations and results. From this it was concluded that the total load is due to the mobilization of the tip and lateral resistances. The combination of the results of different tests allowed to determine and discuss the parameters α , N_c , EWS, EWB and μ important in the analysis of the installation of mooring systems and inverse catenary, indicating the possibility of their use in the analytical models used in offshore foundation areas. Finally, it should be noted that the Finite Element Model reproduced satisfactorily some patterns of behavior observed in the experimental model, with special attention to the mobilization mechanisms of the tip and lateral resistances, displacement fields and yield zone. The discussions and conclusions presented in this study identify the interaction mechanisms of mooring lines in clay soils, necessary for offshore foundation designs.

Key-words: interaction mechanisms; physical and numerical modeling; mooring lines; clay soil, reduced model; inverse catenary; offshore foundations

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	30
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	30
1.2	PROBLEMA DA PESQUISA E LACUNA DO CONHECIMENTO.....	32
1.3	JUSTIFICATIVA E CONTRIBUIÇÃO DO TRABALHO	33
1.4	OBJETIVOS.....	34
1.4.1	Objetivo Geral	34
1.4.2	Objetivos Específicos	34
1.5	DELINEAMENTO DE PESQUISA E A ORGANIZAÇÃO DA TESE	35
2	REVISÃO.....	37
2.1	ESTRUTURAS DE EXPLORAÇÃO EM AMBIENTE <i>OFFSHORE</i>	37
2.1.1	Plataformas Flutuantes	38
2.1.2	Sistema de Amarração	40
2.1.3	Configurações de Linhas de Ancoragem.....	40
2.1.4	Sistemas de Ancoragem.....	43
2.1.4.1	Linhas de Ancoragem.....	43
2.1.4.2	Conectores	44
2.1.4.3	Âncoras e Estacas	45
2.1.5	Cargas Ambientais atuantes na Linhas de Ancoragem	46
2.2	COMPORTAMENTO DE ESTACAS SUBMETIDAS AO CARREGAMENTO AXIAL	48
2.2.1	Previsão da capacidade de carga	48
2.2.1.1	Resistência Unitária por Atrito Lateral, f	48
2.2.1.2	Resistência Unitária de Ponta, q	53
2.2.2	Comportamento de estacas – curva carga \times deslocamento	54
2.2.3	Modelos propostos para prever comportamento de curvas carga \times deslocamento	55
2.3	INTERAÇÃO SOLO – CORRENTE	57
2.3.1	Arrasto de Correntes na Superfície do Solo	57
2.3.2	Interação Solo – Correntes em Forma de Catenária Invertida.....	58
2.3.2.1	Modelos Propostos para prever comportamento da catenária inversa e distribuição de força na linha.....	60
b)	<i>Estudo de Neubecker e Randolph (1995a)</i>	62
2.3.2.2	Resistências do Solo na Catenária Invertida	64

2.3.2.3	Estudos sobre Catenária Invertida e suas Influências no Comportamento de Âncoras	70
2.4	CONCEITOS GERAIS SOBRE ARGILAS	74
2.4.1	Argilominerais: comportamento e suas influências no comportamento de solos argilosos	74
2.4.2	Comportamentos de materiais em suspensão e em transição	79
2.4.3	Mecanismos Básicos que controlam a Compressibilidade de Argilas	81
2.4.4	Conceito de Tensão Efetiva de Argilas Saturadas (tirar)	84
2.4.5	Resistência ao Cisalhamento de Interface solo – estrutura.....	85
2.4.6	Tixotropia	90
2.4.6.1	Definições de Tixotropia.....	90
2.4.6.2	Manifestação de Tixotropia.....	91
2.4.6.3	Mecanismos Tixotrópicos de Argila	92
2.4.6.4	Análise de Viscosidade no Estudo de Tixotropia.....	95
2.4.6.5	Efeito da Sensibilidade do Solo na Tixotropia.....	96
2.5	ALGUNS ASPECTOS DE ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS	101
2.5.1	Conceitos de Estado Crítico	101
2.5.1.1	Resistencia não drenada de Argilas.....	104
2.5.2	Conceito do Modelo Cam Clay Modificado.....	110
2.5.2.1	Conceitos Gerais	110
2.5.2.2	Comportamento Elástico	111
2.5.2.3	Comportamento Plástico	113
2.5.2.4	Extensão de Cam Clay Modificado – ECCM	114
2.6	CONCEITOS GERAIS SOBRE MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS E SOFTWARE ABAQUS	118
2.6.1	Método de Elementos Finitos para Grandes Deformações	118
2.6.2	Considerações Sobre Software ABAQUS.....	119
3	PROGRAMA DE PESQUISA	121
3.1	DEFINIÇÃO DA ESCALA E DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS	121
3.1.1	Definição da Escala dos Parâmetros de Interesse.....	121
3.1.2	Parâmetros Adimensionais	125
3.2	PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL	129
3.2.1	Parâmetros Controláveis e os seus Níveis	130
3.2.2	Referência dos Ensaio da Matriz Experimental.....	131
3.3	DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS	133
3.3.1	Equipamentos – Mistura e Caracterização das Amostras.....	133

3.3.1.1	Mini Palheta	133
3.3.1.2	Misturador	134
3.3.2	Equipamentos – Ensaio de Arrancamento de Correntes	135
3.3.2.1	Tanque de Acrílico	135
3.3.2.2	Célula de carga	135
3.3.2.3	Linear Variable Differential Transformer – LVDT	137
3.3.2.4	Sistema de Deslocamento.....	138
3.3.2.5	Sistema de Aquisição	139
3.3.2.6	Correntes (Amarras).....	140
3.3.2.7	Tubo Metálico	140
3.3.2.8	Barra Chata de Aço Carbono	141
3.3.2.9	Acessórios	141
3.4	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E MÉTODOS DE ENSAIOS..	143
3.4.1	Descrição do caulim, Bentonita, Argila e Água	143
3.4.2	Métodos Empregados para Caracterização dos Materiais.....	143
3.4.2.1	Ensaio Físicos, Limites de Atterberg e Granulometria.....	144
3.4.2.2	Ensaio Químicos	144
3.4.2.3	Preparação das Amostras para Ensaio de Mini Palheta.....	144
3.4.2.4	Realização dos Ensaio de Adensamento, Triaxial e de mini palheta 146	
3.4.3	Ensaio de Arrancamento de Corrente	148
3.4.3.1	Ensaio de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento.....	148
3.4.3.1.1	Preparação dos Tanques de Ensaio	148
3.4.3.1.2	Realização do Ensaio	149
3.4.3.1.3	Quantidade de Ensaio.....	150
3.4.3.2	Ensaio de deslocamento horizontal no sentido Longitudinal ao comprimento e ensaio de arrasto.....	151
3.4.3.2.1	Preparação dos Tanques de Ensaio	151
3.4.3.2.2	Realização do Ensaio	152
3.4.3.2.3	Quantidade de Ensaio.....	152
3.4.3.3	Ensaio de deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento.....	152
3.4.3.3.1	Preparação dos Tanques de Ensaio	153
3.4.3.3.2	Realização do Ensaio	154
3.4.3.3.3	Quantidade de Ensaio.....	154

4	RESULTADOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	155
4.1	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA	155
4.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	156
4.3	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	161
4.3.1	Ensaio de adensamento.....	161
4.3.2	Ensaio de compressão triaxial	165
4.3.3	Ensaio de mini palheta.....	167
5	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO LONGITUDINAL DE CORRENTES.....	182
5.1	DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DE CORRENTES.....	182
5.1.1	Comportamento Carga × Deslocamento e sua Normalização	182
5.1.2	Considerações sobre Mecanismos de Interação, Condições de Ruptura do Sistema Solo – Corrente e Capacidade de Carga	187
5.1.3	Variação das Cargas Máximas e Residuais	192
5.2	NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DESLOCAMENTO LONGITUDINAL	196
5.2.1	Fatores de Adesão e de Capacidade de Carga – Carga Máxima Medida	196
5.2.1.1	Abordagem 1 – Regressão Linear Múltipla (RLM).....	196
5.2.1.2	Abordagem 2 – Manipulação Algébrica	204
5.2.2	Fatores de Adesão e de Capacidade de Carga – Carga Residual Medida 213	
5.2.2.1	Abordagem 1 – Regressão Linear Múltipla (RLM).....	213
5.2.2.2	Abordagem 2 – Manipulação Algébrica	220
5.2.3	Parâmetro EWS (<i>effective width in sliding</i>)	225
5.2.4	Significância das Resistências de Ponta estimadas nas Cargas Máximas Medidas	227
5.2.5	Degradação da Adesão Corrente – Solo	235
5.1.1.1.1	Razão entre as Cargas residuais e as Máximas Medidas–Efeito de Sensibilidade.....	235
5.2.5.1	Normalização da Diferença de Cargas Medidas nos Estados de Pico e Residual	240
5.2.6	Deslocamentos nas Cargas Máximas	246
5.3	VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DESLOCAMENTO LONGITUDINAL	252
6	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO TRANSVERSAL DE CORRENTES	256
6.1	DESLOCAMENTO TRANSVERSAL DE CORRENTES	256

6.1.1	Comportamento Carga × Deslocamento e Normalização Carga × Deslocamento	256
6.1.2	Variação das Cargas Máximas e Residuais	257
6.1.3	Considerações sobre Mecanismos de Interação e Condições de Ruptura do Sistema Solo – Corrente	259
6.2	NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DESLOCAMENTO TRANSVERSAL.....	262
6.2.1	Fator de Capacidade de Carga – Cargas Máximas Medidas	262
6.2.2	Parâmetro EWB (<i>effective width in bearing</i>)	267
6.2.3	Razão entre Cargas Residuais e Cargas Máximas Medidas	269
6.2.4	Deslocamentos nas Cargas Máximas	270
6.2.5	Relação entre as Resistências Laterais (Tangenciais) e Resistências Normais (Transversais) no Estado Limite	271
7	ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	276
7.1	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA.....	276
7.2	MODELO NUMÉRICO.....	279
7.2.1	Descrição do Modelo.....	279
7.2.2	Parâmetros do Modelo.....	280
7.2.3	Condições de Contorno	281
7.2.4	Discretização da Malha dos Elementos Finitos.....	282
7.2.5	Interações de Contato	283
7.2.6	Sequências de Análise	284
7.3	CALIBRAÇÃO DO MODELO	287
7.3.1	Simulação Numérica dos Ensaios de Adensamento e Triaxial	287
7.3.2	Simulação do Ensaio de Arrancamento.....	291
7.4	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	294
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	300
8.1	CONCLUSÕES.....	300
8.1.1	Caracterização dos Materiais.....	300
8.1.2	Ensaio de arrancamento	301
8.1.3	Modelagem Numérica	303
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	305
	REFERÊNCIAS	306
	APÊNDICE A – Programa Experimental	322
	APÊNDICE B – Ensaio FRX e DRX	325

APÊNDICE C – Ensaio de Adensamento	328
APÊNDICE D – Ensaio de Compressão Triaxial	329
APÊNDICE E – Ensaio de Palheta	330
APÊNDICE F – Ensaio de Arrancamento Longitudinal - Alemanha	354

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura do Projeto: Sistemas de jateamento, transferência de carga e melhoramento de solos - Modelos reduzidos.	32
Figura 2 – Recordes mundiais na produção de petróleo em ambientes <i>offshore</i> – 1979 a 2012 (MORAIS, 2013).	37
Figura 3 – Estruturas flutuantes em operação em áreas petrolíferas - 2012 (MORAIS, 2013).	39
Figura 4 – Diversos tipos de plataformas utilizadas em áreas <i>offshore</i> . (MORAIS, 2013).	39
Figura 5 – Representação de configurações de linhas de ancoragem e elementos sistemas de ancoragem (Adaptado SAGRILO <i>et al.</i> , 2010).	41
Figura 6 – Processo de formação da catenária invertida em âncoras de sucção (Adaptado: GAULT e Cox, 1974).	42
Figura 7 – Delimitação do comprimento da catenária invertida.	43
Figura 8 – Correntes (amarras) de aço utilizadas como linhas de ancoragem.	44
Figura 9 – Principais tipos de conectores utilizados para unir os componentes das linhas de ancoragem (Fonte: API, 2005).	44
Figura 10 – Decomposição das cargas ambientais que atuam nas estruturas flutuantes e nas linhas de ancoragem (Fonte: HERNÁNDEZ, 2004).	47
Figura 11 – Influência de índice de plasticidade no fator de adesão (Karlsrud <i>et al.</i> , 2005).	50
Figura 12 – Variação do fator de adesão com a resistência normalizada (Adaptado de Dennis e Olson, 1983).	50
Figura 13 – Fator de adesão e fator de comprimento de estacas cravadas em solos argilosos a grande profundidade (Adaptado de Semple e Rigden, 1984).	52
Figura 14 – Detalhes de curva de transferência de carga (Fonte: Randolph (2003).	56
Figura 15 – Sistema de equilíbrio de um segmento infinitesimal (Fonte: Vivatrat <i>et al.</i> , 1982).	60
Figura 16 – Diagrama de forças que atuam em um elemento de corrente enterrada no solo (Fonte: Degenkamp e Dutta, 1989a).	61
Figura 17 – Equilíbrio de forças em um elemento de corrente (Fonte: Neubecker e Randolph, 1995a).	62
Figura 18 – Fator de adesão \times resistência não drenada (Adaptado, Yen e Tofani, 1984).	66
Figura 19 – Variação do fator N_c com a resistência não drenada (Adaptado, Yen e Tofani, 1984)	68
Figura 20 – Ângulo de atrito residual para misturas de quartzo e argilominerais e solos naturais (adaptado de Kenney, 1967).	78
Figura 21 - Variação de ângulo de atrito residual com tensão normal para diferentes minerais (adaptado de Kenney, 1967).	78
Figura 22 – Estágios de formação de solo (Been, 1980).	79
Figura 23 – Diferentes modos de cisalhamento residual solo-solo (Fonte Lupini <i>et al.</i> , 1981).	86
Figura 24 – curva resistência ao cisalhamento versus tempo para solo submetido condições de cisalhamento estático e dinâmico (Fonte: Osipov <i>et al.</i> (1984).	87
Figura 25 – Falha progressiva de uma estaca esbelta (Fonte: FLEMING <i>et al.</i> , 2009).	89
Figura 26 – Curvas de energia versus distância - solo tixotrópico a) no início, configuração não deformada, $ER = EA$, estrutura floclada; b) durante a remoldagem, $ER > EA$, barreira de energia repulsiva impede floclação; e c) em repouso durante a tixotropia, $ER < EA$, partículas tentam floclular (Adaptado de Mitchell <i>et al.</i> (1960) por Zhang <i>et al.</i> (2017)).	93
Figura 27 – Processo tixotrópico de materiais tixotrópicos (Skempton e Northey, 1952)	98
Figura 28 – Recuperação tixotrópica em três minerais de argila (Morreto, 1948)	100
Figura 29 – Efeito de teor de umidade na sensibilidade (Morreto, 1948)	100
Figura 30 – Curva de consolidação típica no plano $v \times \ln p'$.	102
Figura 31 – definição do estado crítico (Helwani, 2007).	102
Figura 32 – Linhas típicas de consolidação virgem e estado crítico no plano $v \times \ln p'$	103
Figura 33 – superfície do estado crítico no plano $e \times p' \times q$.	103
Figura 34 - Linha de estado crítico idealizado (Wroth e Wood, 1978)	108
Figura 35 – Superfície de plastificação do mCCM no plano $q \times \ln p'$ - comportamento <i>hardening</i> .	111

Figura 36 – Superfície de plastificação do mCCM no plano $q \times \ln p'$ - comportamento <i>softening</i> .	111
Figura 37 – Elementos do ECCM: Superfície de estado crítico e de plastificação no espaço de tensão principal (HELWANY, 2007).	115
Figura 38 – Projeção da superfície de plastificação do ECCM no plano II (DASSAULT SYSTÉMES, 2010)	115
Figura 39 – Superfície de plastificação do EMMC no plano $p' \times t$ (HELWANY, 2007).	116
Figura 40 – Diagrama com etapas da metodologia empregada para o estudo da interação solo corrente.	122
Figura 41 – Representação dos principais fatores controláveis e não controláveis.	130
Figura 42 – Referência dos ensaios tipo VCL, VCS e VTM.	132
Figura 43 – – Referência dos ensaios do tipo HCL, HCS, TCS, TCA, HTM, ACS e ATM.	132
Figura 44 –Visão geral do equipamento de palheta de laboratório automatizado (GAUER, 2010).	133
Figura 45 – Palheta cruciforme e hastes prolongadoras.	134
Figura 46 – Vistas lateral e superior do conjunto (misturador, bomba e carrinho) (SAMPA, 2015).	134
Figura 47 – Curva de calibração da célula de carga	135
Figura 48 – Representação esquemática da configuração experimental utilizada para a realização dos ensaios de arrancamento de correntes.	136
Figura 49 – Amplificador e 2 baterias de 12V cada.	137
Figura 50 – Curva de calibração dos LVDT's	137
Figura 51 – Amplificador dos LVDT's.	138
Figura 52 – Apresentação do sistema de deslocamento.	138
Figura 53 – Caixa de motor utilizado para deslocar correntes enterradas no solo.	139
Figura 54 – a) Vista superior da polia de alumínio, b) vista frontal da polia de alumínio.	139
Figura 55 – Detalhe de correntes – a) correntes livres, b) correntes soldadas.	140
Figura 56 – Tubos metálicos de 10, 30 e 50cm de comprimentos.	140
Figura 57 – Barras chatas de aço de carbono (chapas de aço).	141
Figura 58 – Moitão 28mm simples de encosto.	141
Figura 59 – Sistema para tracionamento de correntes.	142
Figura 60 – a) sistema posicionado na superfície do tanque, b) sistema posicionado no fundo do tanque.	142
Figura 61 – Sequência de etapas durante a preparação das amostras: a) mistura à seco dos materiais b) mistura dos materiais no misturador c) retirada dos matérias do misturador para dentro do tanque.	145
Figura 62 – Esquema do aparato experimental utilizado nos ensaios de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento.	149
Figura 63 – Visão geral do aparato experimental dos ensaios de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento.	150
Figura 64 – Esquema do aparato experimental utilizado nos ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento.	151
Figura 65 – Esquema do aparato experimental utilizado nos ensaios de deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento.	153
Figura 66 – Visão geral do esquema utilizado nos ensaios de deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento.	154
Figura 67 – Curvas granulométricas do caulim, da bentonita, da mistura 85%caulim e 15%bentonita, e do solo <i>in situ</i> .	156
Figura 68 – Variação do limite de liquidez com o tempo de hidratação – caulins e bentonitas.	157
Figura 69 - Variação do limite de plasticidade com o tempo de hidratação – caulins e bentonitas.	157
Figura 70 - Variação do índice de plasticidade com o tempo de hidratação – caulins e bentonitas.	158
Figura 71 - Variação dos limites de Atterberg com o tempo de hidratação - mistura.	158
Figura 72 – Localização dos materiais na carta de plasticidade de Casagrande.	160
Figura 73 – Curva de adensamento com tensão controlada – tensão efetiva \times índice de vazios.	161
Figura 74 – Comparação entre as curvas tensão efetiva \times deformação vertical dos ensaios com tensão e deformação controladas.	163
Figura 75 – Variação do módulo oedométrico com a tensão efetiva.	163

Figura 76 - Variação da razão C_c/C_α e do coeficiente de adensamento com a tensão efetiva.	164
Figura 77 – Relação entre índice de vazios intrínseco e a tensão efetiva plotada no gráfico proposto por Chandler <i>et al.</i> (2004).	165
Figura 78 – Curva tensão desviadora \times deformação axial – ensaio triaxial.	166
Figura 79 – Representação de umidades de várias amostras reutilizadas.	168
Figura 80 – Histograma de umidades de várias amostras reutilizadas.	168
Figura 81 – variação da resistência não drenada ao longo da profundidade – diferentes períodos de repouso da amostra.	170
Figura 82 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	171
Figura 83 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	172
Figura 84 – Variação de su com o teor de bentonita em diferentes tempos tixotrópicos (solos da Alemanha), expresso em escala logarítmica.	174
Figura 85 – Influência do tempo tixotrópico no valor de su para diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	175
Figura 86 – Relação entre índice de liquidez e su – diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	176
Figura 87 – Relação entre umidade e as resistências su e sur – diferentes umidades (solos da Alemanha).	177
Figura 88 – Relação entre índice de liquidez e as resistências su e sur – diferentes umidades (solos da Alemanha).	177
Figura 89 – Relação índice de liquidez e su – todos os ensaios realizados com diferentes tempos tixotrópicos e umidades.	178
Figura 90 – Relação índice de liquidez e sur ; sur determinada em ângulos inferiores à 360° – diferentes tempos tixotrópicos e umidades.	179
Figura 91 – Relação índice de liquidez e sur ; sur determinada após 5 revoluções – diferentes tempos tixotrópicos e umidades.	179
Figura 92 – Variação da resistência normalizada; sur determinada em ângulos inferiores à 360° – diferentes tempos tixotrópicos e umidades.	180
Figura 93 – Variação da resistência normalizada; sur determinada após 5 revoluções – diferentes tempos tixotrópicos e umidades.	180
Figura 94 – Curvas típicas de comportamento carga <i>versus</i> deslocamento para correntes de 30cm de comprimento – a) Ensaio VCL; b) Ensaio VCS; c) Ensaio HCL; d) Ensaio HCS.	183
Figura 95 – Curvas típicas de carga normalizada <i>versus</i> deslocamento normalizado para correntes de 30cm de comprimento – a) Ensaio VCL; b) Ensaio VCS; c) Ensaio HCL; d) Ensaio HCS.	184
Figura 96 – Análise do comportamento da curva à mudança da direção de deslocamento.	185
Figura 97 –Pesagem de uma corrente com solo depois da realização do ensaio de deslocamento vertical com corrente de 20cm de comprimento e 4mm de diâmetro nominal.	188
Figura 98 – Análise do mecanismo de interação e de ruptura em uma corrente de 4mm de diâmetro nominal.	188
Figura 99 – Detalhes de uma curva modelo carga \times deslocamento com representação de diferentes estados de comportamento.	189
Figura 100 –Modo de transferência de carga durante a interação solo – corrente.	190
Figura 101 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	193
Figura 102 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	193
Figura 103 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio VTM em tubos metálicos.	194
Figura 104 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	194

Figura 105 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	195
Figura 106 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores α' e Nc' - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	198
Figura 107 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores α' e Nc' - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	198
Figura 108 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores α' e Nc' - Comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	199
Figura 109 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores α' e Nc' - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	199
Figura 110 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores α' e Nc' - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	200
Figura 111 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores α' e Nc' - Comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	200
Figura 112 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores α' e Nc' - Comparação entre os ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.	201
Figura 113 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	205
Figura 114 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	206
Figura 115 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - Comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	206
Figura 116 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	207
Figura 117 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	207
Figura 118 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - Comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	208
Figura 119 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - Comparação entre os ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.	208
Figura 120 – Variação do fator de adesão em função do comprimento normalizado - Comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	211
Figura 121 – Variação do fator de adesão em função do comprimento normalizado - Comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	211
Figura 122 – Variação do fator de adesão em função da resistência não drenada - Comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	212
Figura 123 – Variação do fator de adesão em função da resistência não drenada - Comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	212
Figura 124 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores α_{res}' e Nc, res' - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	214
Figura 125 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores α_{res}' e Nc, res' - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	215
Figura 126 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores α_{res}' e Nc, res' - comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	215
Figura 127 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores α_{res}' e Nc, res' - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	216
Figura 128 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores α_{res}' e Nc, res' - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	216
Figura 129 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores α_{res}' e Nc, res' - comparação entre os ensaios HCL, HCS e VTM.	217
Figura 130 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores α_{res}' e Nc, res' - comparação entre os ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.	217

Figura 131 – Cargas residuais normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	221
Figura 132 – Cargas residuais normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	221
Figura 133 – Cargas residuais normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	222
Figura 134 – Cargas residuais normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos	222
Figura 135 – Cargas residuais normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos	223
Figura 136 – Cargas residuais normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	223
Figura 137 – Cargas residuais normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM	224
Figura 138 – Valores do parâmetro EWS representado em função do comprimento normalizado.	227
Figura 139 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas <i>versus</i> comprimentos normalizados – ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	228
Figura 140 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas <i>versus</i> comprimentos normalizados – ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	229
Figura 141 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	229
Figura 142 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas <i>versus</i> comprimentos normalizados – ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	230
Figura 143 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas <i>versus</i> comprimentos normalizados – ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	230
Figura 144 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas <i>versus</i> comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	231
Figura 145 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre ensaios.	231
Figura 146 – Razão entre resistências de ponta no estágio residual e cargas residuais <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre ensaios	234
Figura 147 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	236
Figura 148 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	236
Figura 149 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	237
Figura 150 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	237
Figura 151 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	238
Figura 152 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	238
Figura 153 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - comparação entre ensaios.	239
Figura 154 – Diferença das cargas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	241
Figura 155 – Diferença das cargas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	242

Figura 156 – Diferença das cargas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	242
Figura 157 – Diferença das cargas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	243
Figura 158 – Diferença das cargas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	243
Figura 159 – Diferença das cargas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	244
Figura 160 – Diferença das cargas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre ensaios.	244
Figura 161 – Diferença das cargas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre ensaios.	245
Figura 162 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	246
Figura 163 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	247
Figura 164 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.	247
Figura 165 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	248
Figura 166 - Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	248
Figura 167 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.	249
Figura 168 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – comparação entre ensaios.	249
Figura 169 – Curvas típicas de carga <i>versus</i> deslocamento e carga normalizada <i>versus</i> deslocamento normalizado – a) e b) Ensaio VCL; c) e d) Ensaio VTM.	253
Figura 170 - Cargas laterais máximas e residuais normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaios VCL e VTM.	254
Figura 171 – Curvas típicas a) carga <i>versus</i> deslocamento; b) carga normalizada <i>versus</i> deslocamento normalizado.	257
Figura 172 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio TCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	258
Figura 173 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio TCA em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.	258
Figura 174 – Representação da área projetada de uma chapa de aço.	260
Figura 175 – Esquema de mobilização de solo nos ensaios de deslocamento transversal.	260
Figura 176 – Representação de diferentes definições da área projetada - a) TCS,1 – área circunscrita; b) TCS,2 – área de projeção elo fechado; c) TCS,3 – área de projeção elo aberto.	261
Figura 177 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio TCS em correntes soldadas de diferentes diâmetros e comprimentos (abordagem 1).	263
Figura 178 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaio TCA em chapas de aço de diferentes larguras e comprimentos.	263
Figura 179 – Cargas máximas normalizadas <i>versus</i> comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios TCS e TCA.	264
Figura 180 – Variação do fator de capacidade de carga em função de comprimentos normalizados - ensaio TCA e ensaios TCS considerando as três abordagens de áreas projetadas.	265
Figura 181 – Visão geral de correntes do tipo <i>stud link chain</i> .	266
Figura 182 – Provável área de projeção dos elos de corrente em ensaios de deslocamento transversal, considerando as resistências não drenadas da argila dos ensaios.	266
Figura 183 – Variação do parâmetro EWB em função do comprimento normalizado.	268

Figura 184 – Razão entre cargas residuais e cargas máximas medidas <i>versus</i> comprimentos normalizados - ensaios TCS e TCA.	269
Figura 185 – Variação de deslocamentos medidos em cargas máximas – Todos os ensaios.	270
Figura 186 – Coeficiente friccional <i>versus</i> comprimento normalizado – Ensaios VCL e TCS.	272
Figura 187 – Coeficiente friccional <i>versus</i> comprimento normalizado – Ensaios VCS e TCS.	273
Figura 188 – Coeficiente friccional <i>versus</i> comprimento normalizado – Ensaios HCL e TCS.	273
Figura 189 – Coeficiente friccional <i>versus</i> comprimento normalizado – Ensaios HCS e TCS	274
Figura 190 – Coeficiente friccional <i>versus</i> comprimento normalizado – Todos os ensaios.	274
Figura 191 – Destaque dos comportamentos linear e residual que mereceram atenção na análise numérica.	277
Figura 192 – Representação bidimensional do modelo utilizado na modelagem da interface solo-estrutura a) tubo totalmente embutido b) extremidades do tubo fora do solo.	280
Figura 193 – Malha do Elemento Finito utilizada na modelagem – a) representação completa da malha do solo e do tubo; b) representação da malha do solo; c) detalhe de maior refinamento da malha na região perto da extremidade superior do tubo de aço.	282
Figura 194 – Configuração de contato adotada no modelo numérico a) tubo totalmente embutido b) extremidades do tubo fora do solo.	284
Figura 195 – a) Geração das tensões geostáticas - variação da tensão vertical efetiva com a profundidade b) Representação do deslocamento total no estado inicial.	285
Figura 196 – Comparação das curvas do ensaio de adensamento – laboratório e ABAQUS: tensão efetiva × índice de vazios e tensão efetiva × deformação vertical.	288
Figura 197 – a) Geração das tensões geostáticas - variação da tensão vertical efetiva com a profundidade b) Variação da máxima tensão de cisalhamento (Tresca).	290
Figura 198 – Comparação das curvas da resistência ao cisalhamento não drenada – Laboratório e ABAQUS.	290
Figura 199 – Comparação do trecho inicial das curvas carga × deslocamento normalizado – Laboratório e ABAQUS. a) tubo de 10cm de comprimento; b) tubo de 30cm de comprimento; c) tubo de 50cm de comprimento.	292
Figura 200 – Comparação do trecho residual das curvas carga × deslocamento normalizado – Laboratório e ABAQUS. a) tubo de 10cm de comprimento; b) tubo de 30cm de comprimento; c) tubo de 50cm de comprimento.	293
Figura 201 – Comparação das curvas carga × deslocamento normalizado dos casos “A”, “B” e “C” – a) tubo de 10cm de comprimento e 25mm de diâmetro; b) tubo de 10cm de comprimento e 27mm de diâmetro; c) tubo de 10cm de comprimento e 29mm de diâmetro.	295
Figura 202 – Comparação das curvas carga × deslocamento normalizado das casos “A”, “B” e “C” – a) tubo de 30cm de comprimento e 25mm de diâmetro; b) tubo de 30cm de comprimento e 27mm de diâmetro; c) tubo de 30cm de comprimento e 29mm de diâmetro.	296
Figura 203 – Comparação das curvas carga × deslocamento normalizado dos casos “A”, “B” e “C” – a) tubo de 30cm de comprimento e 25mm de diâmetro; b) tubo de 30cm de comprimento e 27mm de diâmetro; c) tubo de 30cm de comprimento e 29mm de diâmetro.	297
Figura 204 – comparação entre os fatores de adesão determinados no laboratório e no ABAQUS para casos “A” e “B”.	298
Figura 205 – Mobilização do solo ao redor da extremidade superior do tubo – a) contornos de deslocamentos totais e b) vetores de deslocamentos totais.	299
Figura 206 – Zona plastificação no plano principal em pequenos níveis de deslocamento do tubo.	299
Figura 207 – Espectro de DRX do caulim do Brasil.	325
Figura 208 – Espectro de DRX de bentonita do Brasil.	326
Figura 209 – Espectro de DRX da argila (85% caulim e 15% bentonita) do Brasil.	326
Figura 210 – Espectro de DRX do caulim da Alemanha.	327
Figura 211 – Espectro de DRX de bentonita da Alemanha.	327
Figura 212 – a) Prensa de adensamento com tensão constante; b) Prensa de adensamento com taxa de deformação controlada	328

Figura 213 – a) suporte metálico utilizado para consolidar o corpo-de-prova dentro da câmara triaxial; b) etapa inicial da montagem da câmara triaxial	329
Figura 214 – Aspectos de corpo-de-prova em diferentes momentos após a realização do ensaio.	329
Figura 215 – Equipamento de mini palheta utilizada na Alemanha/TUM	330
Figura 216 – Sensibilidade de argila medida em várias profundidades de uma amostra reutilizada.	330
Figura 217 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	331
Figura 218 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	331
Figura 219 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 7 dias, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	332
Figura 220 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 7 dias, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	332
Figura 221 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 56 dias, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	332
Figura 222 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 56 dias, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	333
Figura 223 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 10% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	333
Figura 224 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	333
Figura 225 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	334
Figura 226 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 20% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	334
Figura 227 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 20% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	335
Figura 228 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 25% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	335
Figura 229 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 25% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	335
Figura 230 – Relação entre índice de liquidez e sur – diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).	336
Figura 231 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	337
Figura 232 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	337
Figura 233 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 120% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	337
Figura 234 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 120% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	338
Figura 235 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 110% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	338
Figura 236 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 110% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	338
Figura 237 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 100% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	339
Figura 238 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 100% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	339
Figura 239 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 90% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	339
Figura 240 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 90% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	340

Figura 241 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 80% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	340
Figura 242 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 80% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	340
Figura 243 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	341
Figura 244 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	341
Figura 245 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	341
Figura 246 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	342
Figura 247 – Relação entre índice de liquidez logarítmico e su e sur– diferentes umidades (solos da Alemanha).	342
Figura 248 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 116% e 15% do teor de bentonita (solos do Brasil).	343
Figura 249 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 116% e 15% do teor de bentonita (solos do Brasil).	343
Figura 250 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 93% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	344
Figura 251 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 93% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	344
Figura 252 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 83% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	344
Figura 253 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 83% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	345
Figura 254 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 70% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	345
Figura 255 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 70% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	345
Figura 256 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	346
Figura 257 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	346
Figura 258 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	346
Figura 259 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).	347
Figura 260 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, teor de umidade de 57% e 100% do teor do caulim (solos do Brasil).	347
Figura 261 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, teor de umidade de 57% e 100% do teor do caulim (solos do Brasil).	347
Figura 262 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 452% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	348
Figura 263 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 452% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	348
Figura 264 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 424% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	348
Figura 265 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 424% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	349
Figura 266 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 380% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	349

Figura 267 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 380% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	349
Figura 268 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	350
Figura 269 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	350
Figura 270 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	350
Figura 271 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	351
Figura 272 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 469% e 100% do teor de bentonita (solos da Brasil).	351
Figura 273 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 469% e 100% do teor de bentonita (solos da Brasil).	351
Figura 274 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos de hidratação da bentonita, umidade de 424% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	352
Figura 275 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos de hidratação da bentonita, umidade de 424% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).	352
Figura 276 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos de hidratação da bentonita, umidade de 469% e 100% do teor de bentonita (solos do Brasil).	353
Figura 277 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos de hidratação da bentonita, umidade de 469% e 100% do teor de bentonita (solos do Brasil).	353
Figura 278 – Dimensões do tubo de PVC e tubo metálico usados no ensaio de arrancamento.	354
Figura 279 – Layout do aparato experimental.	354

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Expressões para determinação de fatores de forma e de profundidade em fundações superficiais.	53
Tabela 2 – Valores experimentais da razão de eficiência (Adaptado Vivatrat <i>et al.</i> , 1982).	58
Tabela 3 – Razão da eficiência em função da resistência ao cisalhamento não drenada (Adaptado, Yen e Tofani (1984)).....	58
Tabela 4 – Ajuste do parâmetro EWS a partir dos ensaios de laboratório com correntes do tipo <i>studless link</i> . (Adaptado, Degenkamp e Dutta, 1989a).....	67
Tabela 5 – Ajuste do parâmetro EWB a partir dos ensaios de laboratório com correntes do tipo <i>studless link</i> . (Adaptado, Degenkamp e Dutta (1989a)).	69
Tabela 6 – Escala dos parâmetros de interesse para o estudo da interação solo – corrente (Rocha, 2016).	123
Tabela 7 – Matriz dimensional das grandezas de interesse.	126
Tabela 8 – relação dos parâmetros adimensionais determinados a partir do teorema de Buckingham.	128
Tabela 9 – Representação dos quatro tipos de ensaios realizados.	129
Tabela 10 – Definição dos níveis e números de níveis dos fatores controláveis.....	131
Tabela 11 – Propriedades físicas, limites de Atterberg e outras informações de caulins, bentonitas, mistura e solo <i>in situ</i>	159
Tabela 12 – Análise estatística dos modelos de regressão e dos seus respectivos parâmetros de ajuste – cargas máximas.	201
Tabela 13 – Valores médios dos fatores de adesão, α considerando área cisalhada como circular.	202
Tabela 14 – Valores dos fatores de fator de capacidade de cargas, N_c considerando circular a área mobilizada na resistência de ponta	203
Tabela 15 – Análise estatística dos modelos obtidos a partir da relação entre as cargas máximas normalizadas e os comprimentos normalizados.	209
Tabela 16 – Comparação dos valores médios dos fatores de adesão, α determinados a partir das abordagens 1 e 2.....	209
Tabela 17 – Comparação dos valores dos fatores de capacidade de carga, N_c determinados a partir das abordagens 1 e 2.....	209
Tabela 18 – Análise estatística dos modelos de regressão e dos seus respectivos parâmetros de ajuste – carga residual.	218
Tabela 19 – Comparação dos valores médios dos fatores de adesão máxima e residual.....	218
Tabela 20 – Comparação dos valores médios dos fatores de capacidade para cargas máxima e residual.	219
Tabela 21 – Análise estatística dos modelos obtidos a partir da relação entre a cargas máximas normalizadas e os comprimentos normalizados.	224
Tabela 22 – Comparação dos valores médios dos fatores de adesão no estado residual, α_{res} determinados a partir das abordagens 1 e 2.	225
Tabela 23 – Comparação dos valores dos fatores de capacidade de carga no estado residual, N_c , res determinados a partir das abordagens 1 e 2.	225
Tabela 24 – Valores médios do parâmetro EWS dos ensaios VCL, VCS, HCL e HCS.	226
Tabela 25 – Análise estatística dos modelos de ajuste das curvas $Q'_{bas}Q'_{max}$ versus LD	232
Tabela 26 – Valores máximos e mínimos da razão $Q'_{bas}Q'_{max}$ no intervalo de comprimentos normalizados estudados	233
Tabela 27 – Valores médios da razão qf considerando circular a seção transversal da corrente.	233
Tabela 28 – Valores máximos e mínimos da razão Q'_{bas} , $resQ'_{res}$ no intervalo de comprimentos normalizados estudados	235
Tabela 29 – Análise estatística dos modelos de ajuste das curvas $Q'_{res}Q'_{max}$ versus LD	239
Tabela 30 – Valores máximos e mínimos da razão $Q'_{res}Q'_{max}$ no intervalo de comprimentos normalizados estudados	240
Tabela 31 – Principais análises estatísticas dos modelos de ajuste.	245

Tabela 32 – Principais análises estatísticas das curvas deslocamentos normalizados <i>versus</i> comprimentos normalizados.....	250
Tabela 33 – Definição dos níveis e números de níveis dos fatores controláveis.....	252
Tabela 34 – Comparação das cargas laterais máximas e residuais medidas no Brasil e na Alemanha.	255
Tabela 35 – Razão entre as equações das cargas residuais e máximas medidas.	257
Tabela 36 – Principais análises estatísticas dos modelos de ajustes das curvas Q'_{max} vs $D^2 \times LD$	264
Tabela 37 – Principais análises estatísticas dos valores do <i>NC</i> medidos nos ensaios TCS e TCA.	265
Tabela 38 – Principais estatísticas do parâmetro EWB.	268
Tabela 39 – Principais análises estatísticas dos valores da razão Q'_{res}/Q'_{max} obtidos nos ensaios TCS com correntes de diâmetros nominais 3, 4 e 5mm e nos ensaios TCA com chapas de aço de largura de 12,7mm.	269
Tabela 40 – Principais análises estatísticas das curvas deslocamentos normalizados <i>versus</i> comprimentos normalizados.....	271
Tabela 41 – Principais estatísticas do coeficiente friccional, μ	274
Tabela 42 – Valores dos parâmetros utilizados no modelo numérico.	281
Tabela 43 – Discretização da geometria do modelo – quantidade de elementos quadriláteros.....	283
Tabela 44 – Valores dos parâmetros utilizados na calibração do ensaio de adensamento.	287
Tabela 45 – Valores dos coeficientes de atrito utilizados nos modelos dos casos A e B.....	291
Tabela 46 – Apresentação dos três casos analisados.....	294
Tabela 47 – Principais características de correntes livre e soldada – comprimentos utilizados.	322
Tabela 48 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento da corrente livre.....	322
Tabela 49 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento da corrente soldada	322
Tabela 50 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento do tubo metálico.....	323
Tabela 51 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento da corrente livre – amostras com tempo de repouso de 1dia.....	323
Tabela 52 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento da corrente livre – amostras com tempo de repouso de 7dias.	323
Tabela 53 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento da corrente soldada.	323
Tabela 54 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento de tubo metálico.	323
Tabela 55 – Referência e ordem dos ensaios de arrasto em corrente livre	324
Tabela 56 – Referência e ordem dos ensaios de arrasto em tubo metálico.	324
Tabela 57 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento da corrente soldada.	324
Tabela 58 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento da corrente soldada.	324
Tabela 59 – Comparação das porcentagens de analitos identificados nas amostras do caulim, bentonita e mistura.....	325

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Amarra	Corrente utilizada na linha de ancoragem
Âncora	Elemento de fundação utilizado para ancorar unidades flutuantes
DDP	<i>Dip down point</i> - ponto onde a linha de ancoragem entra no leito marinho
<i>Offset</i>	Passeios ou deslocamentos de uma unidade flutuante
<i>Pad eye</i>	Ponto de conexão da linha de ancoragem na estaca
<i>Risers</i>	Tubos que fazem a ligação entre os poços de petróleo e as plataformas
TDP	<i>Touch down point</i> - ponto onde a linha de ancoragem encosta no leito marinho
ABS	<i>American Bureau of Shipping</i>
API	<i>American Petroleum Institute</i>
CALM	<i>Catenary Anchor Leg Mooring</i>
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
DAAD	<i>Deutscher Akademischer Austausch Dienst</i>
DNV	<i>Det Norske Veritas</i>
DP	<i>Dynamic Positioning</i>
ECCM	Extensão do Modelo Cam Clay Modificado
FPS	<i>Floating Production System</i>
FPSO	<i>Floating Production Storage and Offloading</i>
LabVIEW	<i>Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench</i>
LEGG	Laboratório da Engenharia Geotécnica e Geoambiental
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
mCC e mCCM	Modelo Cam Clay e Modelo Cam Clay Modificado
MEF	Métodos de Elementos Finitos
MODUs	<i>Mobile Offshore Drilling Unit – MODUs</i>
NI	<i>National Instruments</i>
OCR	<i>Over consolidation ratio</i>
rpm	Rotação por minuto
SALM	<i>Single Anchor Leg Mooring</i>

SEPLAs	<i>Suction Embedded Plate Anchor</i>
SM	<i>Spread Mooring</i>
SPM	<i>Single Point Mooring</i>
TLP	<i>Tension Leg Platform</i>
VLA	<i>Vertical Load Anchor</i>
A_{bas} e A_{lat}	Área de ponta e lateral de estaca/correntes, respectivamente
A_c	Área de corte no deslocamento transversal de corrente
A_{pro}	Área projetada de corrente na direção de deslocamento
A_s	Área efetiva de deslizamento da corrente
AS_t	Razão da resistência tixotrópica
B_b	Diâmetro equivalente de corrente no corte
B_s	Diâmetro equivalente de corrente no deslizamento
B_t	Porcentagem da razão de resistência de recuperação tixotrópica
C_c e C_α	Índice de compressão virgem e índice de compressão secundária, respectivamente
D	Diâmetro de estaca; ou diâmetro efetivo de corrente ou largura de corrente
EWB	Fator de conversão de diâmetro equivalente de corrente no corte
EWS	Fator de conversão de diâmetro equivalente de corrente no deslizamento
$F = t$	Resistência friccional de solo por unidade de comprimento
\bar{G}_0	Módulo cisalhante médio do solo
H	Altura do solo e/ou Profundidade de <i>Pad-eye</i> de âncora
IL ou LI	Índice de liquidez
IP	Índice de plasticidade ou intervalo de previsibilidade
K_0	Coefficiente de empuxo lateral no repouso
L	Comprimento de estaca/tubo/corrente
LL	Límite de liquidez
LI_{LN}	Índice de liquidez logarítmico
M	Declividade da linha do estado crítico
N_c	Fator de capacidade de carga
Q	Carga última; ou resistência de solo contra o deslocamento normal de corrente por unidade de comprimento

Q_{lat} e Q_{bas}	Resistências por atrito lateral e de ponta de elementos de compressão, respectivamente
Q'	Carga máxima líquida (<i>net</i>)
Q'_{lat} e Q'_{bas}	Resistências por atrito lateral e de ponta de elementos em tração, respectivamente
Q_{max}	Carga máxima total (<i>gross</i>)
P_p	Peso próprio
S_t	Sensibilidade de argila
T	Força aplicada na extremidade de corrente localizada no leito marinho
T_a	Força aplicada na extremidade de corrente localizada na âncora
U	Perímetro da interface de cisalhamento
c_a	Adesão
d	Diâmetro nominal de corrente
e	Índice de vazios
f	Resistência unitária por atrito lateral
h	Profundidade de embutimento
p_a	Pressão atmosférica
p'	Tensão efetiva média
q	Resistência unitária de ponta ou resistência ao cisalhamento
r_m	Máximo raio da influência de estaca
s_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
s_{u0}	Resistência não drenada na superfície
s_{ur} ou s_{ures}	Resistência não drenada na condição amolgada ou residual
$s_{u,ref}$	Resistência não drenada na taxa de deformação de referência
w	Teor de umidade
Δs	Comprimento do segmento da corrente
Δw	Deslocamento de correntes ou de tubos
Δw_{res}	Movimento relativo necessário entre a estaca e o solo para que o valor de atrito lateral reduza de pico para residual
Λ_0	Parâmetro de poro pressão no estado crítico
$\sum F_n$	Somatório de forças na direção normal ao comprimento de corrente
$\sum F_t$	Somatório de forças na direção tangencial ao comprimento de corrente

α	Fator de adesão; ou parâmetro de viscosidade
$\dot{\epsilon}_{ref}$	Taxa de deformação de referência
δ_{rem}	Inverso da sensibilidade
η	Parâmetro que controla a forma do amolecimento da curva (<i>strain softening</i>); ou razão de eficiência
θ_1	Ângulo na extremidade superior do elemento de corrente
θ_2	Ângulo na extremidade inferior do elemento de corrente
κ	Índice de expansão ou a inclinação da linha de descarga e recarga
λ	Índice de compressão ou a inclinação das linhas de consolidação normal
μ	Coefficiente friccional entre corrente e solo; ou parâmetro de viscosidade ou coeficiente de atrito no modelo numérico, ou parâmetro de Bjerrum
ν	Coefficiente de Poisson
ξ	Taxa cumulativa de deformação plástica,
ξ_{95}	Taxa de cisalhamento plástica necessária para atingir 95% da remoldagem
v_{κ}'	Índice de vazio dependente da história de carregamento
ϕ'	Ângulo de atrito interno
σ_v e σ_h	Tensão total vertical e horizontal do solo, respectivamente
σ'_{v0} e σ'_{h0}	Tensão efetiva vertical e horizontal do solo, respectivamente
τ	Torque máximo
$\bar{\tau}_0$	Tensão cisalhante média mobilizada no fuste da estaca;
τ_p	Tensão cisalhante do pico;
τ_r	Valor residual de atrito lateral, atingido após o deslocamento adicional de ΔW_{res}

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As plataformas flutuantes têm sido empregadas cada vez mais em atividade de exploração de hidrocarbonetos em áreas *offshore*. Geralmente, as plataformas flutuantes, também denominadas de estruturas flutuantes ou estruturas *offshore*, são utilizadas para atividades de perfuração, produção, processamento, e armazenamento em áreas distantes da costa. A larga utilização dessas plataformas deve-se, principalmente, a satisfação das exigências técnicas e econômicas face às severas condições ambientais encontradas em ambientes *offshore*.

Para evitar a deriva dessas estruturas, empregam-se sistemas de ancoragem constituídos, na sua maioria, por linhas de ancoragem, conectores e âncoras. Assim, dependendo da profundidade de lâmina d'água, esses sistemas podem assumir a configuração convencional ou *taut leg*. A configuração convencional é caracterizada pela disposição das linhas em forma de catenária e pela necessidade de um grande raio de abrangência. As linhas da configuração *taut leg* exigem um raio de abrangência menor, e permitem a utilização de materiais mais leves e baratos. Nas duas formas de configuração da linha, a âncora e o último trecho da linha – formado por correntes de aço – são enterrados no solo marinho.

A interação entre esses elementos e o solo marinho mobiliza a força necessária para equilibrar as forças de pré-carga e cargas ambientais que atuam na plataforma. Em função disso, a capacidade de carga do sistema de ancoragem enterrado no leito marinho é o resultado de 2 sistemas: interação entre o solo e a âncora e interação entre o solo e a corrente de aço enterrada, cujos mecanismos precisam ser compreendidos para otimização de projetos.

Em virtude da importância do assunto, vários estudos têm sido desenvolvidos visando melhorar a prática do projeto de dimensionamento de fundações das estruturas flutuantes e do sistema de ancoragem. Concretamente, estes estudos buscam racionalizar os métodos de dimensionamento de fundações *offshore* de modo a garantir maior segurança às atividades de exploração, evitando assim prejuízos econômicos e ambientais com acidentes provocados por fenômenos naturais (por exemplo, furacões Ivan, em 2004, e Katrina e Rita em 2005 no Golfo de México).

Maior parte destes estudos concentrou-se nas teorias de capacidade de cargas de âncoras através de investigações dos mecanismos de interação entre solo marinho e âncoras, utilizando como base conceitual as teorias consagradas na prática de fundações *onshore*. Contrariamente, o mecanismo de interação entre o solo marinho e a corrente não é ainda totalmente compreendido, e continua sendo objeto de vários estudos. A geometria dos elos da corrente e a dificuldade de desenvolver uma técnica precisa – tanto em laboratório quanto *in situ* – para prever ou observar a configuração da corrente dentro do

solo são os principais motivos para vários questionamentos ainda existentes sobre o mecanismo de interação solo – corrente.

Entender esse mecanismo é de extrema importância para projetos de instalação de âncoras de arrasto, e de dimensionamento de fundações *offshore*. Em relação à instalação de âncoras de arrasto, tipo *Vertical loaded anchors* (VLA) e *drag embedment anchors*, estudos anteriores mostraram que a interação entre o solo e a corrente influencia em grande parte no mecanismo de penetração, no comportamento cinemático, na capacidade de carga, na trajetória e no movimento dessas âncoras dentro do solo. Quanto ao desempenho de âncoras, outros trabalhos verificaram que, em função das resistências do solo contra o deslocamento normal (transversal) de corrente, a parte da corrente enterrada apresenta curvatura voltada para baixo, denominada de catenária invertida ou catenária inversa. A configuração espacial dessa catenária e a interação dela com o solo influenciam na magnitude e no ângulo da carga aplicada nas âncoras, e conseqüentemente no modo de falha dessas âncoras. Esses estudos convergiram em afirmar que o desempenho de âncoras depende do mecanismo de interação entre o solo e a corrente.

A maioria dos trabalhos voltados para o mecanismo de interação solo – corrente concentrou-se em estudos analíticos, experimentais e numéricos. Os principais estudos analíticos (Reese, 1973; Gault e Cox, 1974; Vivatrat *et al.*, 1982; Yen e Tofani, 1984; Dutta, 1988; Degenkamp e Dutta, 1989a, 1989b; Neubecker e Randolph, 1995a e 1995b; Bang e Taylor, 1994 e 1995; Neubecker e O’neill, 2004; Wang *et al.*, 2010; Liu, 2012; Liu *et al.*, 2013; Zhang *et al.* 2013; e outros) consistiram na formulação de modelos a partir de equações de equilíbrio de forças que atuam na parcela da linha de ancoragem enterrada. Os estudos experimentais visaram investigar o comportamento da catenária invertida através dos resultados da modelagem física (Yen e Tofani, 1984; Degenkamp e Dutta, 1989a, 1989b; Bang *et al.* (1999, 2000b, 2003a); Liu *et al.* (2012; 2014); Rocha, 2014; Lee *et al.* (2014); Sampa, 2015; Rocha *et al.*, 2016). Por fim, Zhao e Liu (2013), Liu e Zhao (2014), Zhao e Liu (2014), Zhao e Liu (2016) realizaram estudos numéricos através do método de elementos finitos para estudar o mecanismo de penetração e comportamento cinemático de âncoras de arrasto. Adicionalmente, Abongo *et al.* (2010a), Abongo *et al.* (2010b), Kwon *et al.* (2010), Choi *et al.* (2014) investigaram cinemática de ruptura e formularam expressões para previsão da capacidade a partir de ensaios experimentais realizados com correntes enterradas em areias

O conhecimento gerado pelos estudos anteriores permitiu o desenvolvimento de *softwares* (CSAP, STA ANCHOR e DIGIN), refinamento de métodos de dimensionamento e melhor entendimento de fundações *offshore*. Contudo, ainda existem lacunas no atual estado do conhecimento (que serão detalhadas ao longo dos capítulos seguintes), que determinam a necessidade de estudos mais aprofundados quanto à análise de interação corrente–solo e ao desenvolvimento de modelos para avaliar a instalação de âncoras e o desempenho de fundações *offshore*.

1.2 PROBLEMA DA PESQUISA E LACUNA DO CONHECIMENTO

Condições climáticas adversas (furacões Ivan, em 2004, e Katrina e Rita em 2005) no Golfo do México causaram prejuízos ambientais e econômicos com a destruição de plataformas flutuantes. Como consequência, principais órgãos reguladores da indústria de petróleo: *American Petroleum Institute*, API e *American Bureau of Shipping*, ABS, adotaram várias recomendações visando a melhoria da prática do projeto de dimensionamento de estruturas flutuantes e do sistema de ancoragem. Além da adequação dos procedimentos a essas recomendações, o crescente uso de estacas torpedo pela Petrobras requer desenvolvimento de mais estudos para aprimorar os procedimentos de instalação de estacas e as metodologias de cálculo propostas para previsão da capacidade de carga das mesmas. Naturalmente, entender a influência de interação solo-corrente no processo de instalação de estacas/âncoras e na capacidade de carga de fundações *offshore* tornou-se objeto de grande interesse tanto para Petrobras como para outras empresas petrolíferas.

Por estas e outras razões, a Petrobras tem assinado parcerias com centros de pesquisas nacionais e internacionais com objetivo de impulsionar o desenvolvimento de técnicas e tecnologias voltadas para atividades de exploração em ambientes *offshore*. Nessa ótica, foi estabelecida parceria entre a Petrobras, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e a Fundação Empresa Escola de Engenharia (FEEng) visando o desenvolvimento e aperfeiçoamento de técnicas e tecnologias para sistemas de ancoragem de plataformas flutuantes da Petrobras. O projeto resultante dessa parceria é denominado **Sistemas de jateamento, transferência de carga e melhoramento de solos**, estruturada de acordo com a Figura 1.

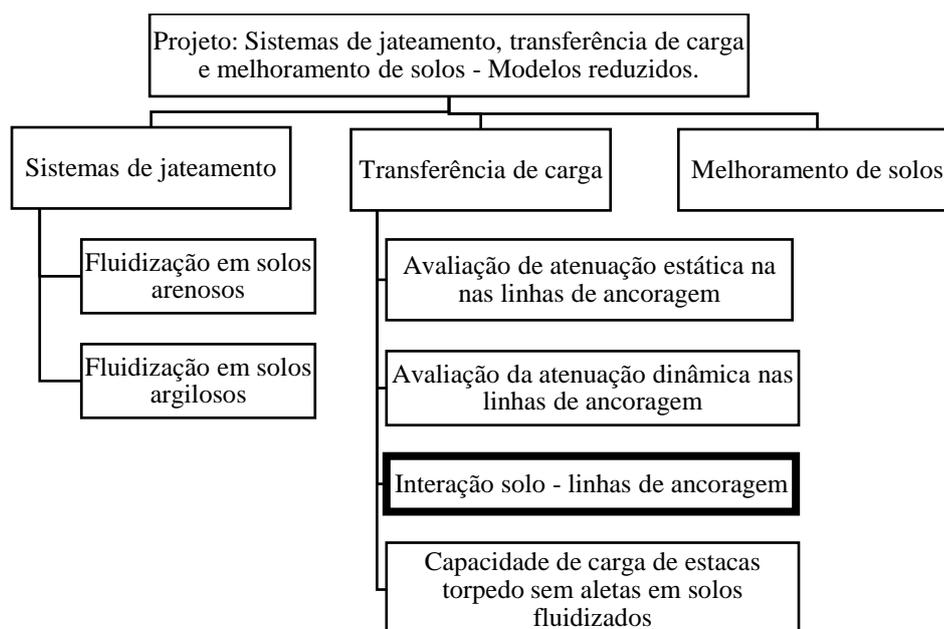


Figura 1 – Estrutura do Projeto: Sistemas de jateamento, transferência de carga e melhoramento de solos - Modelos reduzidos.

A interação solo – linhas de ancoragem é um dos problemas da Petrobras que o presente estudo objetiva investigar. Entender e explicar o modo como interage o solo argiloso e a corrente enterrada pode ser o início para a explicação de vários questionamentos atuais encontradas na área de engenharia de fundações *offshore*. Cujos principais problemas incidem em previsões de trajetória de âncoras de arrasto durante a instalação e em previsões de comportamento de âncoras (capacidade de carga e modo de falha) depois da instalação.

Para responder satisfatoriamente os problemas acima mencionados, faz-se necessário o desenvolvimento de estudos experimentais, analíticos e numéricos para investigar os seguintes tópicos destacados como atuais lacunas de conhecimento sobre mecanismos de interação solo-corrente:

- cinemática de ruptura e zona de cisalhamento em correntes enterradas em argilas e submetidas à grandes deslocamentos;
- valores dos parâmetros N_c , EWB e EWS utilizados para estimar as resistências do solo contra os deslocamentos normal e tangencial da corrente, respectivamente;
- áreas efetivas de corrente que devem ser levadas em consideração para calcular as resistências do solo e a influência dessas resistências na configuração de catenária invertida e na capacidade de carga de fundações *offshore*;
- fatores que influenciam na relação entre as resistências do solo normal e tangencial (friccional) à corrente durante a formação da catenária invertida.

1.3 JUSTIFICATIVA E CONTRIBUIÇÃO DO TRABALHO

O aumento de consumo de petróleo e os seus derivados intensificou atividades de exploração em áreas cada vez mais distantes da costa. Segundo Moraes (2013), atividades de exploração nessas áreas são revestidas de obstáculos técnicos, decorrentes das difíceis e arriscadas condições impostas pelos ambientes marinho, climático, geológico e por outros fatores presentes na exploração de petróleo. Entretanto, um requisito imprescindível para a viabilização das atividades petrolíferas em águas profundas e ultra profundas é o desenvolvimento permanente de novos conhecimentos e de inovações em equipamentos e sistemas. Como sistemas pode-se destacar sistemas utilizados para ancorar plataformas flutuantes – que engloba o escopo desta tese.

A realização do estudo experimental em modelos reduzidos pode ser justificada pela dificuldade de garantir a aplicação de metodologia científica para investigações em áreas *offshore*, tendo em conta o tamanho dos elementos da fundação e das condições ambientais e geotécnicas do local. Por outro lado, a viabilidade econômica e a praticidade dos estudos experimentais em modelos reduzidos encontram suporte nos trabalhos de Mironer (1979) e Amaral e Costa (2014). Esses autores afirmaram que, a obtenção de estudos de qualidade em ambiente *offshore* demanda a repetição de ensaios, empresas especializadas, área apropriada, mão-de-obra e equipamentos de custos elevados.

Corroborando ao exposto acima, a principal justificativa da parte experimental deste estudo – em modelo reduzido – relacionado com fundações *offshore* é a obtenção

de um conjunto de resultados experimentais que auxiliam no entendimento dos mecanismos de interação e de ruptura entre solo argiloso e correntes utilizadas como linhas de ancoragem de plataformas flutuantes de Petrobras.

Os resultados experimentais desta pesquisa e as suas devidas análises e interpretações podem contribuir para o aprimoramento dos modelos analíticos desenvolvidos para prever a configuração de catenária invertida e distribuição de carga na linha. Com o entendimento do mecanismo e a calibração ou refinamento dos parâmetros de modelos existentes, existe a possibilidade de aperfeiçoar os projetos de fundações *offshore* realizados com programas – por exemplo DIGIN – amplamente utilizados para prever trajetória de âncoras de arrasto e capacidade de carga de âncoras.

Por outro lado, a validação dos resultados experimentais através da modelagem numérica abre a possibilidade de investigar diferentes configurações do problema em estudo de forma rápida, econômica e com possibilidade de explorar muitos detalhes de comportamento de interação solo - corrente.

Em ambientes *onshore*, este trabalho pode ser profícuo no dimensionamento de estruturas de contenção que utilizam correntes de aço como elementos de reforço, e também nas âncoras verticais e horizontais projetadas para resistir elevadas forças de tração.

A redução do conservadorismo e a maior precisão dos métodos de dimensionamento de fundações *offshore* podem gerar economia de tempo e de custo na instalação de estacas torpedo devido à redução do tamanho das estacas e da profundidade de penetração.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo principal estudar os mecanismos de interação entre linhas de ancoragem e solos argilosos por meio de modelagens física e numérica, para o estabelecimento de padrões de comportamento, formulação de expressões para estimativas de resistências, e determinação dos parâmetros necessários para previsão adequada da distribuição de força na linha de ancoragem e configuração da catenária invertida.

1.4.2 Objetivos Específicos

Seguindo o objetivo geral, enumeram-se os seguintes objetivos específicos que norteiam a presente pesquisa:

- realizar uma pesquisa bibliográfica detalhada sobre mecanismos de interação solo-estrutura e comportamentos de solos argilosos extremamente moles;

- realizar um conjunto de ensaios de laboratório para a caracterização e o entendimento dos comportamentos físico, químico e mecânico dos materiais, em especial, comportamentos relativos à tixotropia e sensibilidade;
- realizar ensaios de arrancamento (*pullout test*) em escala reduzida 1:40, e interpretar os respectivos resultados à luz das teorias geotécnicas, dos conceitos estatísticos e das técnicas de normalizações com o intuito de determinar os parâmetros e estabelecer os padrões de comportamento;
- modelar o ensaio de arrancamento através do Método de Elementos Finitos, usando *software* ABAQUS, para investigar alguns aspectos de difícil observação nos ensaios em escala reduzida.

1.5 DELINEAMENTO DE PESQUISA E A ORGANIZAÇÃO DA TESE

O desenvolvimento da presente pesquisa foi estruturado em seguintes etapas: (i) elaboração da revisão bibliográfica; (ii) planejamento experimental através da formulação do problema e das hipóteses do trabalho; (iii) projeto, montagem e calibração do aparato experimental, e caracterização do comportamento dos materiais; (iv) realização dos ensaios experimentais em escala reduzida; (v) análise e interpretação dos resultados experimentais (vi) modelagem numérica; e (vii) redação final da tese.

Quanto à estrutura, a presente tese foi organizada em sete capítulos discriminados da seguinte forma:

- I Introdução – este capítulo aborda de forma sintetizada as principais ideias que nortearam o desenvolvimento desta pesquisa. Também, são apresentados os problemas, os objetivos, e as justificativas e contribuições dessa pesquisa.
- II Revisão Bibliográfica – o capítulo da revisão apresenta os principais trabalhos disponíveis na literatura e essenciais para o entendimento e discussão dos resultados desta pesquisa. Para facilitar a compreensão, este capítulo foi dividido em seguintes partes:
 - a primeira parte consiste em apresentar as principais estruturas flutuantes e os sistemas de ancoragem empregados nas atividades de exploração em áreas *offshore*;
 - em seguida, foram apresentados alguns conceitos consagrados na engenharia de fundações sobre interação entre solo e estacas;
 - estudos anteriores sobre interação solo-corrente, principalmente os estudos voltados para distribuição de força nas linhas de ancoragem e configuração da catenária invertida foram apresentados em sequência.
 - mais adiante, foram apresentadas as revisões sobre comportamento de solos argilosos, com ênfase em solos argilosos extremamente moles. Como referência, foram apresentados alguns conceitos de solos normalmente adensados – base conceitual do modelo Cam Clay Modificado.
 - Por fim, foram revisados alguns conceitos sobre Métodos dos Elementos Finitos.
- III Programa de Pesquisa – o terceiro capítulo, denominado de Programa de Pesquisa, apresenta de forma detalhada as considerações feitas no planejamento experimental e

os métodos empregados para caracterização do comportamento da argila. Este capítulo também contém a descrição dos principais equipamentos e materiais utilizados para a realização dos ensaios. Por último, foram explicados detalhadamente os procedimentos para preparação dos tanques de ensaios, as etapas para realização dos ensaios, e quantidades de ensaios realizados para cada tipo de ensaio proposto.

- IV Resultados de Caracterização dos Materiais – o quarto capítulo apresenta e discute os resultados de caracterização dos materiais, que compreendem resultados de comportamentos físicos, químicos e mecânicos do solo. Maiores ênfases foram dadas aos comportamentos relacionados à *strain softening*, tixotropia e sensibilidade, e influência de mineralogias de caulinita e montmorilonita.
- V Resultados dos Ensaios de Arrancamento Longitudinal – apresentação, análise e discussão dos resultados dos ensaios de arrancamento longitudinal de correntes constituem o quinto capítulo. Este capítulo buscou explicar os padrões de comportamentos observados nos ensaios de arrancamento longitudinal, e também explora as diferentes formas de normalização dos resultados medidos experimentalmente através do teorema de Buckingham. conceitos estatísticos foram utilizados para analisar esses resultados. No decorrer do capítulo, foram feitas as devidas comparações entre os resultados deste estudo com os dos estudos anteriores.
- VI Resultados dos Ensaios de Arrancamento Transversal – apresentação, análise e discussão dos resultados dos ensaios de arrancamento transversal de correntes constituem o sexto capítulo. Este capítulo buscou explicar os padrões de comportamentos observados nos ensaios de arrancamento transversal, e também explora as diferentes formas de normalização dos resultados medidos experimentalmente através do teorema de Buckingham. conceitos estatísticos foram utilizados para analisar esses resultados. No decorrer do capítulo, foram feitas as devidas comparações entre os resultados deste estudo com os dos estudos anteriores.
- VII Análise Numérica da Interação Solo-Estrutura – o sétimo capítulo consistiu em modelar, através do Método de Elementos Finitos, o problema de interação solo-tubo de aço.
- VIII Considerações Finais – o oitavo e último capítulo apresenta as considerações finais e as principais conclusões obtidas nas análises efetuadas nos capítulos anteriores, que correspondem a síntese do conhecimento adquirido com a realização desta tese. No final do capítulo, são enumeradas as sugestões para os trabalhos futuros.

Finalmente, apresentam-se as referências bibliográficas, os apêndices e os anexos.

2 REVISÃO

2.1 ESTRUTURAS DE EXPLORAÇÃO EM AMBIENTE *OFFSHORE*

O contínuo aumento do consumo de energia a nível mundial impulsionou a exploração e produção de hidrocarbonetos em campos *onshore* no Texas e nas águas rasas do Médio Oriente para regiões de águas profundas e ultraprofundas, como: Mar do Norte, Australásia, Extremo Oriente, América do Sul, Índia, e mais recentemente na África Ocidental (RANDOLPH *et al.*, 2005).

No Brasil, a realidade não foi diferente. Do período da descoberta dos primeiros campos de petróleo, em águas costeiras do Nordeste do Brasil (1968–1973) aos dias atuais, a petroleira Brasileira cresceu e passou a ser a principal Companhia na produção de petróleo em águas profundas e ultraprofundas (Morais, 2013). Esse rápido avanço foi motivado em parte pela busca da autossuficiência, ou seja, pela necessidade de diminuir a alta dependência da importação de combustíveis. Representando esse avanço, a Figura 2 ilustra os recordes mundiais na produção de petróleo em ambientes *offshore*, no período de 1979 a 2012.

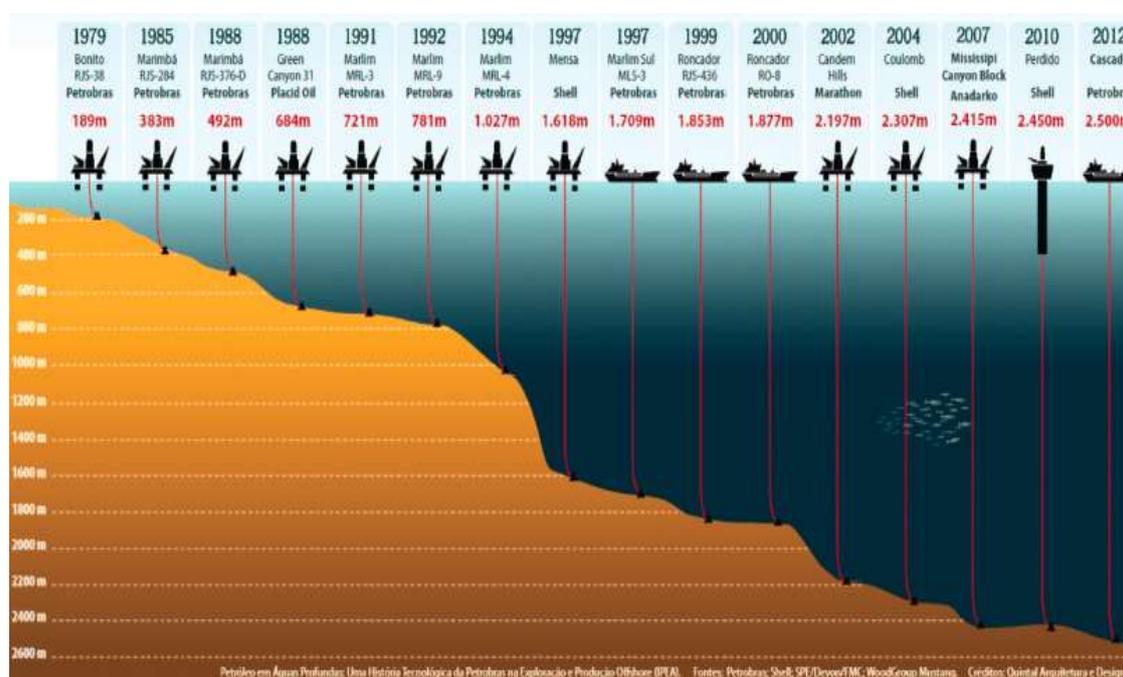


Figura 2 – Recordes mundiais na produção de petróleo em ambientes *offshore* – 1979 a 2012

(MORAIS, 2013).

A trajetória de exploração de petróleos em águas rasas para águas profundas e ultraprofundas suscitou grandes desafios tecnológicos e logísticos para indústrias de petróleo. Segundo Morais (2013), o desenvolvimento de campos de petróleo em águas acima de 1.000 metros de profundidade aumentou as dificuldades na ancoragem de

plataformas flutuantes de produção. Dessas dificuldades, destaca-se o desenvolvimento de técnicas e inovações tecnológicas para garantir estabilidade às estruturas instaladas em áreas suscetíveis a severas condições ambientais.

De acordo com Randolph *et al.* (2005), embora a prática de projeto em engenharia geotécnica *offshore* tenha crescido a partir da prática *onshore*, verificou-se que as duas áreas vêm se diferenciando ao longo dos anos, estimulado em parte pelo tamanho dos elementos de fundação *offshore*, e em parte por diferenças nas técnicas de construção (ou instalação). Projeto de fundação *offshore* se concentra mais na capacidade de carga, com especial atenção para os efeitos de cargas cíclicas, e geralmente com menos preocupação por deformações em comparação com o projeto de fundação *onshore*.

Acrescentando, Randolph *et al.* (2005) afirmaram que as condições ambientais e geotécnicas encontradas nessas regiões requerem adaptações nas abordagens do projeto dos sistemas de ancoragem. Adaptando-se à essa realidade, a exploração em ambiente *offshore* permitiu: mudança de plataformas fixas (*jacket*) para plataformas flutuantes (*floating*), construção de novos elementos de fundação, desenvolvimento de novas técnicas de instalação de âncoras, utilização de diferentes configurações de sistemas de ancoragem, criação de vários tipos de materiais para linhas de ancoragens, e estudos de novas abordagens sobre o desempenho das âncoras.

Por outro lado, Zhang (2011) realça a importância de um estudo integrado para análise de sistemas de ancoragem em fundações *offshore*. Ou seja, esta análise não deve incluir somente os tipos de linhas de ancoragem e âncoras, mas também o procedimento de instalação no local e o tipo de barco de instalação que irão influenciar diretamente na segurança e no custo de todo sistema de ancoragem. Por tudo isso, destaca-se três aspectos interessantes para a previsão do comportamento de âncoras: mecanismos de linhas de ancoragem e âncoras, mecanismos de instalação e de comportamento cinemático, e capacidade de carga.

2.1.1 Plataformas Flutuantes

As plataformas flutuantes ou estruturas *offshore* são largamente utilizadas em campos de produção distantes da costa, como alternativa viável técnica e economicamente para atividades de exploração em ambiente *offshore* (API, 2006; RANDOLPH *et al.*, 2005). Dependendo das suas características, as estruturas *offshore* podem ter por objetivos a perfuração (*drilling*), a produção (*production*), bombeamento e processamento, armazenamento (*storage*), ou ainda outras funções inerentes à atividade de exploração de hidrocarbonetos (RANDOLPH *et al.*, 2005; MORAIS, 2013). De modo geral, a Figura 3 apresenta a localização e quantidade de estruturas flutuantes em operação no ano 2012.

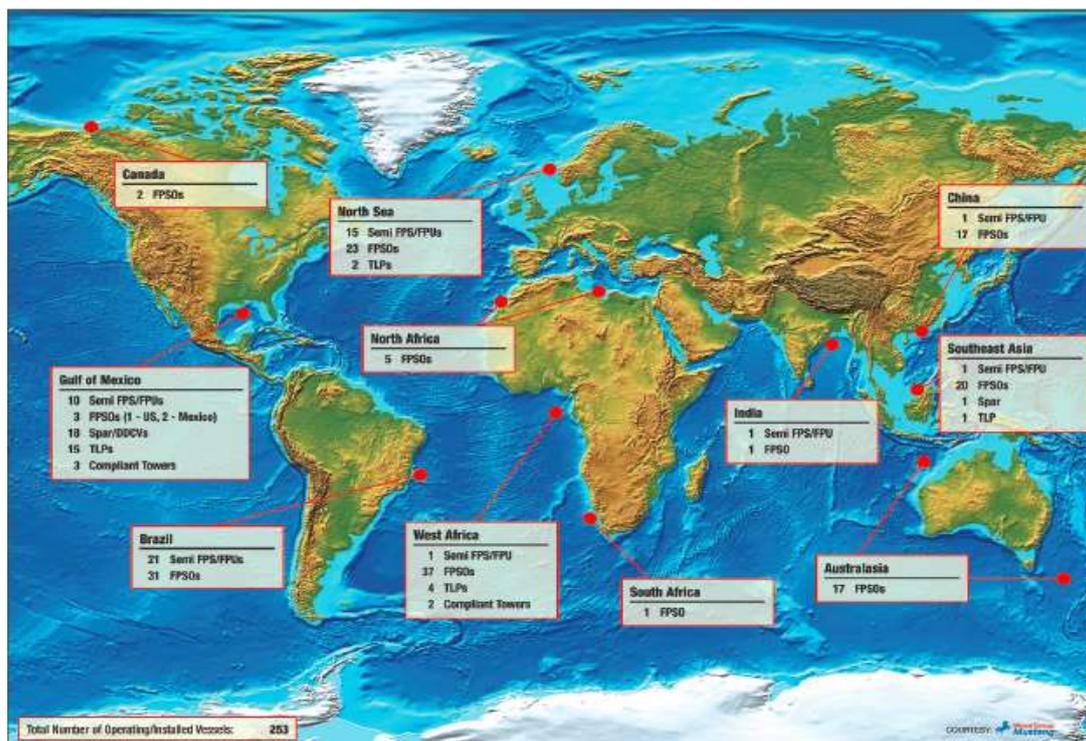


Figura 3 – Estruturas flutuantes em operação em áreas petrolíferas - 2012 (MORAIS, 2013).

Destacam-se como principais tipos de estruturas *offshore*: plataformas semissubmersíveis (*Floating Production System – FPS*), plataformas tipo TLP (*Tension Leg Platforms*), plataformas tipo FPSO (*Floating Production, Storage and Offloading*) e plataformas tipo SPAR (API, 2006; HERNÁNDEZ, 2004; KUNITAKI, 2006; MORAIS, 2013). A Figura 4 ilustra diversos tipos de plataformas utilizadas em ambientes *offshore*, em função da profundidade de lâmina d'água.

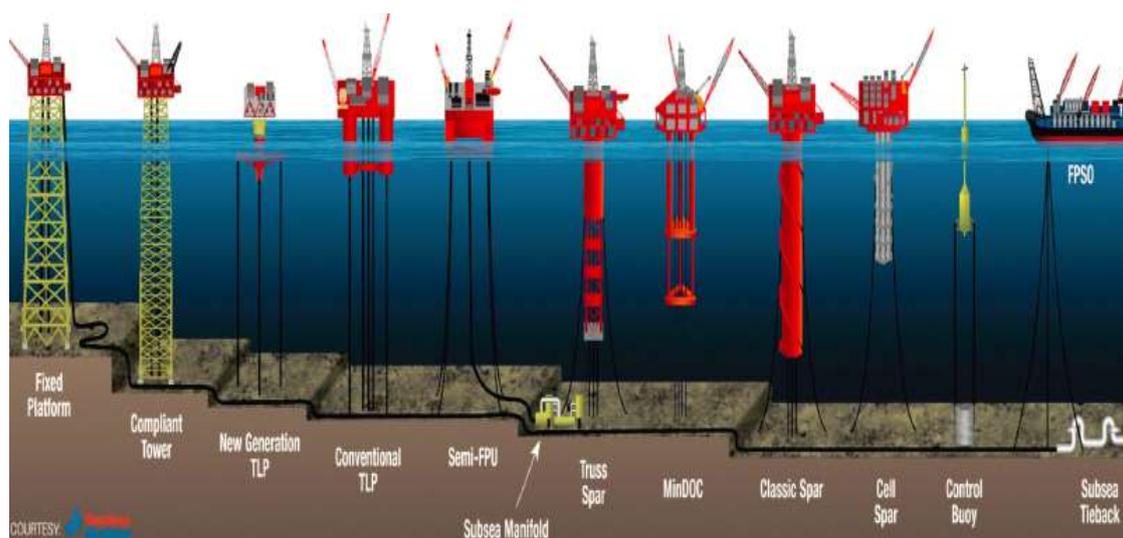


Figura 4 – Diversos tipos de plataformas utilizadas em áreas *offshore*. (MORAIS, 2013).

2.1.2 Sistema de Amarração

Os sistemas de amarração são projetados para garantir estabilidade de estruturas flutuantes. Os principais sistemas permanentes de amarração das linhas de ancoragem são os seguintes:

- ✓ amarração em único ponto (*single point mooring* – SPM) – consiste na concentração de linhas de ancoragem em único ponto localizado dentro ou fora de embarcação. As configurações do tipo CALM (*Catenary Anchor Leg Mooring*), SALM (*Single Anchor Leg Mooring*) e ancoragem com *turret* são as mais utilizadas neste sistema de amarração;
- ✓ ancoragem distribuída (*Spread Mooring* – SM) – é utilizada nos ambientes menos agressivos, e consiste na distribuição de linhas de ancoragem em torno do navio FPSO ou FSO.
- ✓ posicionamento dinâmico (*Dynamic Positioning* – DP) – é um sistema de amarração que utiliza propulsores e impulsadores laterais para posicionar plataformas de grandes deslocamentos (*offset*). Geralmente, é utilizado em estruturas com pouco tempo de permanência no ambiente *offshore*. Em muitas situações, o posicionamento dinâmico trabalha em conjunto com outros sistemas de ancoragem.

2.1.3 Configurações de Linhas de Ancoragem

As linhas de ancoragem ligam plataformas *offshore* às âncoras enterradas no leito marinho. Entre a plataforma e a superfície do leito marinho (parcela de linha suspensa na água), as linhas podem assumir as configurações do tipo: convencional (catenária), perna tensionada (*taut leg*) ou tendões verticais. Entre o leito marinho e a âncora (parcela de linha enterrada no solo), as linhas de ancoragem apresentam a forma de catenária invertida.

Na água, as configurações de linhas são definidas em função de tipo de plataforma, espessura de lâmina d'água, número de *risers*, intensidade de cargas e custos dos materiais (API, 2006). A Figura 5 apresenta configurações de linhas do tipo convencional e do tipo *taut leg*.

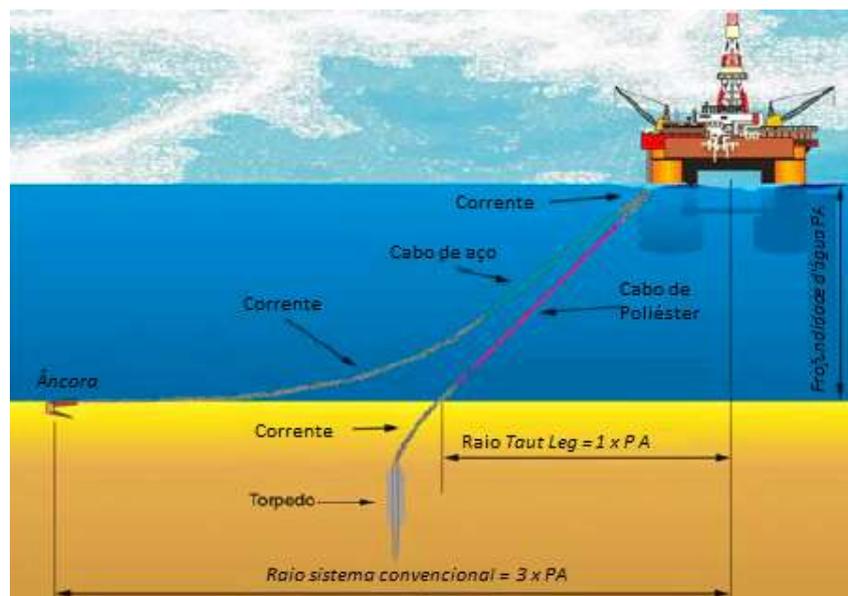


Figura 5 – Representação de configurações de linhas de ancoragem e elementos sistemas de ancoragem (Adaptado SAGRILO *et al.*, 2010).

De acordo com Randolph *et al.* (2005), Castro (2008), Vryhof Anchors (2010) e Morais (2013), a configuração do tipo convencional (catenária) é caracterizada por apresentar *layout* submarino demasiadamente ampliado devido ao grande raio de sistema de amarração. Em geral, o raio de abrangência é de aproximadamente duas a três vezes a espessura de lâmina d'água. Devido à forma da catenária, o trecho final da linha estende-se no leito marinho, transmitindo apenas esforços quase-horizontais para elemento de fundação e permitindo maior *offset*. Em função disso, são necessárias âncoras capazes de resistir elevadas forças horizontais. Este tipo de configuração passa a ser cara e inviável em maiores profundidades de lâmina d'água em função da necessidade de correntes de maiores diâmetros e comprimentos.

Para contornar os problemas verificados com configuração do tipo convencional em águas profundas, surgiu a configuração do tipo *taut leg*. Esta configuração consiste em diversos cabos de poliéster ou de aços tensionados, com raios de abrangência variando de 1 a 1,4 vezes a espessura de lâmina d'água (tipicamente ângulo entre 30° a 45°). Os cabos são fixados no fundo de mar por meio de âncoras de maiores capacidades, capazes de resistirem ambos esforços horizontal e vertical. A configuração do tipo *taut leg* possui a vantagem de permitir a utilização de linhas com combinação de diversos tipos de materiais (cabos de aço, de poliéster e de poliamida e correntes), diminuindo assim o peso e o custo do sistema de ancoragem. Por outro lado, a configuração *taut leg* permite a permanência de plataformas sobre o ponto de perfuração ou produção, com reduzido deslocamento horizontal (D'SOUZA *et al.*, 1993; CASTRO, 2008; e VRYHOF ANCHORS, 2010; MORAIS, 2013).

Quanto à configuração tipo tendões verticais, ela é comumente utilizada para ancorar plataformas tipo TLP, boias e monoboias. Nesse tipo de configuração, as linhas de ancoragem formam ângulos de aproximadamente 90° com a horizontal, sendo que as mesmas são compostas por cabos de poliéster ou tubos de aço que funcionam como

tirantes, transmitindo os esforços verticais de tração aos elementos de fundação. Os sensores instalados nos tendões permitem o controle de tensões nos cabos para segurar a estabilidade de plataformas (MORAIS, 2013).

No solo marinho, a configuração da linha em forma de catenária invertida (ou catenária inversa) é o resultado da resistência do solo contra o deslocamento normal (transversal) da corrente (Figura 6). A determinação exata da configuração da catenária invertida é difícil e complicada uma vez que não pode ser observada por estar embutida no leito marinho. Contudo, sabe-se que a configuração final da catenária invertida depende da história de tensões aplicada na linha durante os períodos de pré-carregamento e de serviço, da profundidade do embutimento, da geometria de corrente e da resistência do solo. A resistência do solo na direção tangencial à parcela de corrente enterrada contribui significativamente para a redução da força aplicada na âncora, proporcionando uma redução de custo na concepção da estaca. Também, o comportamento cinemático durante a instalação de âncoras de arrasto depende da configuração da catenária invertida (GAULT e COX, 1974; VIVATRAT *et al.*, 1982; DEGENKAMP e DUTTA, 1989a; NEUBECKER e RANDOLPH, 1995a, 1995b; e VRYHOF ANCHORS, 2010; ZHANG, 2011).

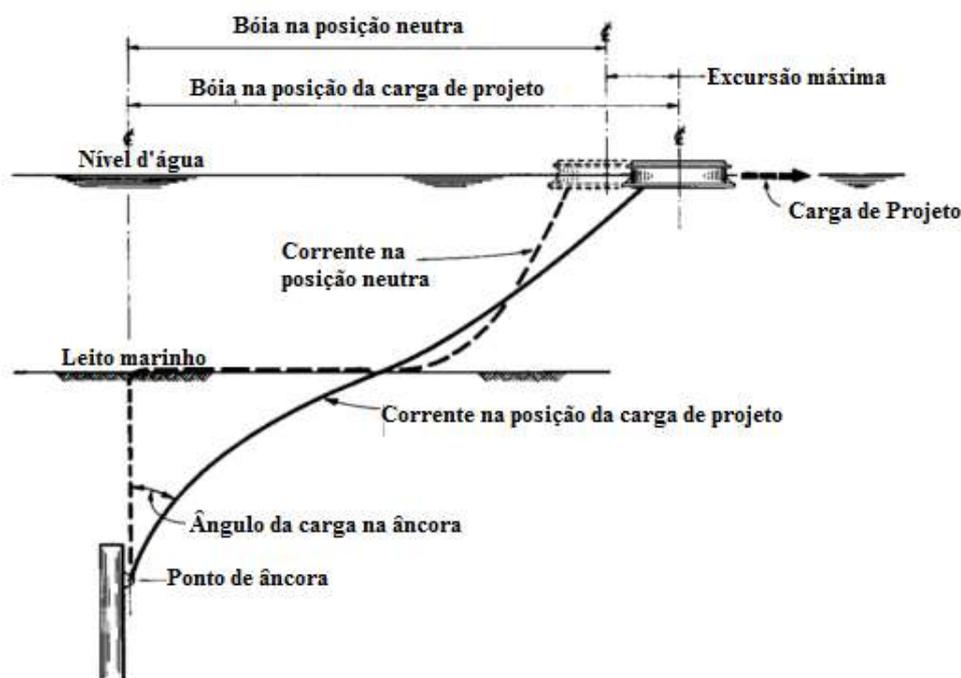


Figura 6 – Processo de formação da catenária invertida em âncoras de sucção (Adaptado: GAULT e Cox, 1974).

Segundo Vryhof Anchors (2010), se a configuração da linha na água é do tipo convencional, o trecho da catenária invertida começa no *pad eye* e termina no *dip down point* (DDP). Nesse caso, considera-se que existe um trecho estendido na superfície do leito marinho, denominado linha horizontal, entre *dip down point* e *touch down point* (TDP). Por outro lado, se a configuração na água é do tipo *taut leg*, não existirá trecho de linha horizontal, então, *dip down point* coincidirá com o *touch down point* (Figura 7).

De acordo com DNV (1996), a configuração da catenária invertida pode ser formada de duas formas. Na primeira (distância horizontal constante) é aplicada uma força na extremidade da linha localizada em um ponto fixo fazendo o comprimento da linha variar. A segunda forma (distância da linha constante) ocorre quando a linha é puxada a partir de um barco em movimento.

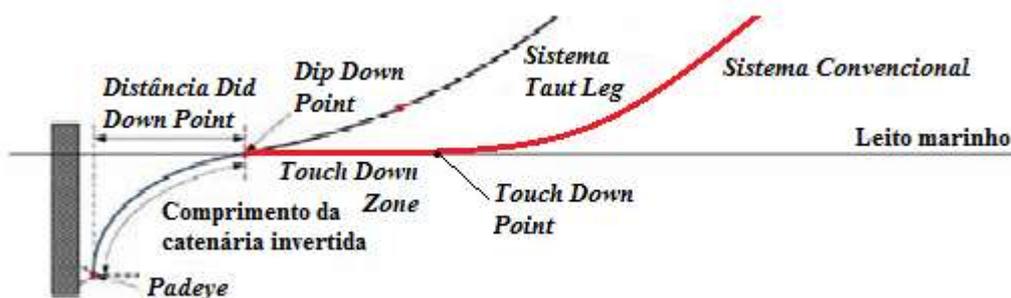


Figura 7 – Delimitação do comprimento da catenária invertida.

2.1.4 Sistemas de Ancoragem

Sistema de ancoragem é constituído por linhas de ancoragem, conectores e âncoras. Tem por objetivo resistir e equilibrar as forças de pré-carregamento e cargas ambientais a que foi submetido, de modo a evitar que a estrutura flutuante fique à deriva, conforme Yen e Tofani (1984), Vryhof Anchors (2010) e Dean (2010).

2.1.4.1 Linhas de Ancoragem

Para Oliveira (2009), as linhas de ancoragem servem essencialmente para conectar unidades flutuantes ou *risers* aos elementos de fundação que têm a função de transmitir as solicitações para solo. Além disso, as linhas de ancoragem também têm a função de efetuar a restauração necessária para manter a plataforma dentro dos limites de passeio (*offset* ou deriva) estipulados (7,0% e 7,5% da profundidade de lâmina d'água para a condição intacta e condição de linha rompida, respectivamente).

Segundo D'souza *et al.* (1993), em ambientes *offshore*, são preferíveis, geralmente, as linhas com alta resistência, baixo peso submerso, e baixo módulo de elasticidade. Além desses, os fatores como instabilidade, resistência à corrosão/abrasão, terminação de linha, fadiga e durabilidade são indispensáveis no momento de seleção. Os principais materiais empregados como linhas de ancoragem, de acordo com D'souza *et al.* (1993) e Oliveira (2009) são correntes de aço (amarras de aço) (Figura 8), cabos de aço e cabos de materiais sintéticos - poliamida e poliéster.



Figura 8 – Correntes (amarras) de aço utilizadas como linhas de ancoragem.

Em águas rasas, geralmente, utiliza-se linhas de ancoragem de um único material. Porém, em águas profundas, as linhas de ancoragem podem ser formadas a partir da combinação de diferentes materiais a fim de minimizar os problemas de redução da capacidade de restauração e acréscimo de peso na plataforma, como foi mostrado na Figura 5. As correntes (amarras) geralmente são utilizadas nos extremos de linhas de ancoragem por resistirem às intempéries do ambiente *offshore* e por apresentarem maior resistência à abrasão em relação aos outros materiais. Segundo Degenkamp e Dutta (1989a), as amarras geralmente utilizadas no ambiente *offshore* são do tipo *stud link*, com comprimento do elo igual à 6 vezes o diâmetro nominal de corrente, d .

2.1.4.2 Conectores

Os conectores são utilizados para unir componentes de linhas de ancoragem, e para unir linhas de ancoragem às âncoras. A Figura 9 apresenta vários tipos de conectores utilizados no ambiente *offshore*.

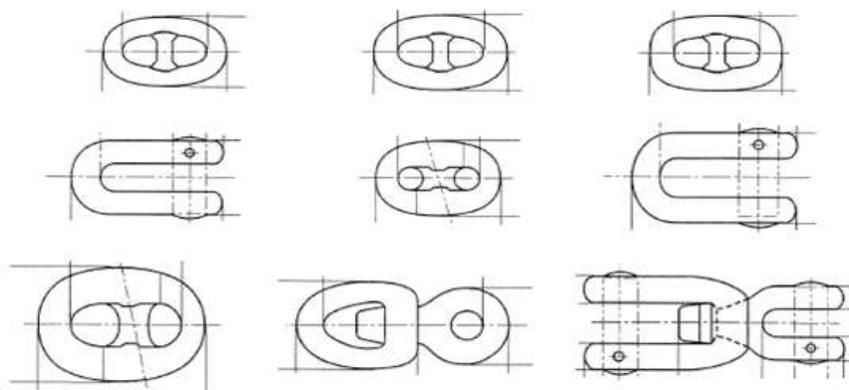


Figura 9 – Principais tipos de conectores utilizados para unir os componentes das linhas de ancoragem (Fonte: API, 2005).

2.1.4.3 Âncoras e Estacas

As âncoras ou estacas utilizadas como elementos de fundações de estruturas *offshore* são projetadas para suportar cargas estáticas, cíclicas e transitórias (API, 2006). Elas podem ser utilizadas para ancorar plataformas, *risers*, condutores de revestimento de poço e outros equipamentos localizados no leito marinho (MORAIS, 2013). Dentre vários tipos de âncoras e estacas atualmente utilizadas nas águas ultraprofundas, enumeram-se as estacas de sucção (*suction caisson anchor*), âncora de carga vertical (*vertical load anchor* – VLA ou *drag embedment plate anchors*), âncoras de arrasto (*drag embedment anchors*), âncoras de placa (*suction embedded plate anchor*–SEPLA) e estacas torpedo (HERNÁNDEZ, 2004; RANDOLPH *et al.*, 2005; API, 2006; MORAIS, 2013).

A estaca de sucção consiste em um tubo cilíndrico de aço, oco e de grande diâmetro. O tubo é aberto no fundo e fechado no topo, e geralmente com razão entre comprimento e diâmetro na faixa de 3 a 6, e razão entre diâmetro e espessura na faixa de 100 a 250. É comumente utilizada no sistema *taut leg* devido à sua capacidade de resistir tanto as cargas horizontais como as verticais. Durante a instalação, inicialmente, a estaca é posicionada e cravada no leito marinho por força do peso próprio. Em seguida, com auxílio de dispositivos de sucção (bombas), é efetuada a instalação até a profundidade de projeto. (RANDOLPH *et al.*, 2005; API, 2006; MORAIS, 2013).

As âncoras do tipo VLA e *drag embedment anchors* são âncoras instaladas no leito marinho, até a profundidade requerida, por meio de força do arrasto aplicada na linha de instalação. *Drag embedment anchors* é constituída por três partes: *fluke*, *shank* e *shackle*. Ela é utilizada geralmente com configuração do tipo convencional (catenária) por não resistir forças verticais devido à sua configuração (ângulo entre *fluke-shank*). Antes de instalação, faz-se necessário ajustar o ângulo *fluke-shank* de *drag anchors* em função do tipo de solo do local. Por outro lado, VLAs são projetadas para suportar ambas cargas horizontais e verticais, sendo que na maioria das vezes são utilizadas com configuração do tipo *taut leg*. VLAs e *drag embedment anchors* possuem mecanismos de mobilização de capacidade de carga diferentes por apresentarem configurações diferentes. Porém, a capacidade de carga dessas âncoras depende fortemente da profundidade de instalação e das suas orientações finais (RANDOLPH *et al.*, 2005; API RP 2A, 2006; ZHANG, 2011; MORAIS, 2013).

Um dos problemas de âncoras VLAs e *drag anchors* é a dificuldade de conhecer a localização exata da âncora dentro do solo. Para contornar essa situação, existem âncoras do tipo SEPLA instaladas no solo, na profundidade desejada, através de estacas de sucção. Assim que a âncora SEPLA atinge a profundidade do projeto, ela é desconectada da base de estaca de sucção, permitindo a retirada da estaca de sucção (RANDOLPH *et al.*, 2005).

Dinamically penetrating anchors e/ou estaca torpedo surgiram devido à necessidade de reduzir os custos relativos à instalação de âncoras em águas profundas (LIENG *et al.*, 1999 e 2000; MEDEIROS JUNIOR, 2002). A estaca torpedo foi desenvolvida em 1995 pela Petrobras para fixação de *risers*, e mais tarde, em 2001, foi utilizada para fixação de plataformas (MORAIS, 2013). Atualmente, estão sendo

utilizadas em solos coesivos como solução de fixação de *risers* flexíveis, condutores de revestimento de poços e plataformas utilizadas tanto na perfuração como na produção e armazenamento de petróleo (MEDEIROS JUNIOR, 2002; AMARAL *et al.*, 2002; MORAIS, 2013).

Com relação às suas características, a estaca torpedo possui formato de foguete e ponta cônica para facilitar a sua penetração no solo. É constituída por tubulações cilíndricas de aço. As tubulações são preenchidas com sucatas de aço e/ou concretos de alta densidade para aumentar a massa específica do conjunto, permitindo que o centro de gravidade fique próximo à ponta da estaca. O diâmetro externo da estaca varia entre 0,75m a 1,1m, sendo que o comprimento e o peso variam entre 12m a 15m, e 250 a 1000kN, respectivamente (MEDEIROS JUNIOR, 2002; RANDOLPH *et al.*, 2005).

Com auxílio de um barco, a estaca é descida até uma certa profundidade acima do leito marinho, e deixada cair. O peso da estaca e a velocidade da queda livre permitem a cravação de estaca na profundidade necessária para garantir a capacidade de carga do projeto. No topo da estaca, encontra-se um olhal onde as correntes de aço são conectadas, permitindo a aplicação da carga em qualquer direção. Dependendo do projeto, a estaca torpedo pode ter ou não aletas verticais (MEDEIROS JUNIOR, 2002, RANDOLPH *et al.*, 2005; MORAIS, 2013).

2.1.5 Cargas Ambientais atuantes na Linhas de Ancoragem

Segundo API (2006) e Vryhof Anchors (2010), os sistemas de ancoragem são submetidos às elevadas cargas ambientais provocadas pelas ações dos fenômenos naturais (ondas, vento, corrente, terremoto e outros) e pela reação devido ao impacto (operações de perfuração, ou por atracação de barcaça ou barco contra a plataforma). A Figura 10, apresentada por Hernandez (2004) ilustra ações de onda e da correnteza atuando tanto no casco da plataforma como nas linhas de ancoragem, e ações do vento atuando somente nas áreas emersas da plataforma.

Como consequência das ações das cargas ambientais, as plataformas são submetidas aos deslocamentos nos planos horizontal e vertical, provocando deformações e cargas dinâmicas que são transmitidas para os sistemas de ancoragem (VRYHOF ANCHORS, 2010; API, 2006; e D'SOUZA *et al.*, 1993). Segundo esses autores, as cargas ambientais são constituídas de cargas quasi-estáticas e cargas dinâmicas totais. As cargas quasi-estáticas são cargas médias resultantes das ações das ondas, dos ventos e das correntes. Durante o período de incidência das cargas quasi-estáticas, os sistemas tendem a se mover com baixa frequência, geralmente com período de 140 a 200s. No topo das cargas quasi-estáticas, atuam as forças de ondas individuais que causam movimentos de alta frequência, provocando carga de impacto dinâmico com período de 10 a 14s. Geralmente, as cargas quasi-estáticas são da ordem de 50% a 90% da carga dinâmica total.

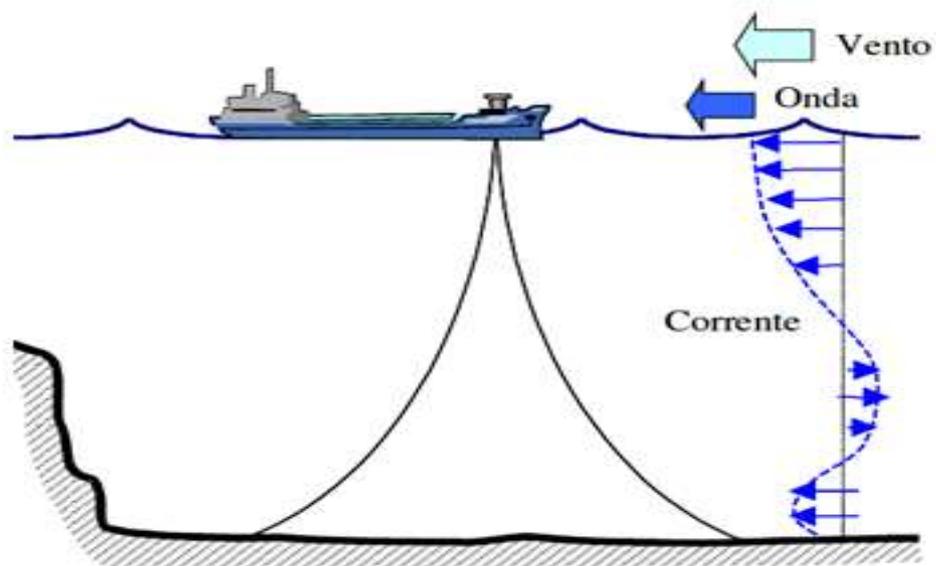


Figura 10 – Decomposição das cargas ambientais que atuam nas estruturas flutuantes e nas linhas de ancoragem (Fonte: HERNÁNDEZ, 2004).

2.2 COMPORTAMENTO DE ESTACAS SUBMETIDAS AO CARREGAMENTO AXIAL

Este item apresenta alguns conceitos (previsão da capacidade de carga, comportamento das curvas carga × deslocamento e modelos de previsão de comportamento) relacionados à interação solo – estaca, indispensáveis para o entendimento da interação solo – corrente.

2.2.1 Previsão da capacidade de carga

Segundo Das (2007), API (2006), Fleming *et al.* (2009), as estacas são essencialmente projetadas e construídas para resistir às cargas impostas nas fundações de estruturas. Assim, uma estaca submetida à carga axial paralela ao seu eixo irá transmitir a carga, em parte, pelo cisalhamento gerado ao longo do fuste, e em parte pela tensão normal gerada na extremidade da estaca. Dessa forma, a Equação (1) pode ser utilizada para determinar as cargas últimas de estacas totalmente embutidas no solo, e sujeitas ao esforço axial de tração.

$$Q = Q_{lat} + Q_{bas} + Pp = fA_{lat} + qA_{bas} + Pp \quad (1)$$

onde Q é a carga última da estaca, Q_{lat} é a resistência por atrito lateral, Q_{bas} é a resistência de ponta, Pp é o peso próprio de elemento, f é a resistência unitária por atrito lateral, q é a resistência unitária de ponta, A_{lat} e A_{bas} são áreas lateral e de base, respectivamente.

Quando a estaca não estiver totalmente embutida dentro do solo, a parcela da resistência de ponta é desconsiderada no cálculo de esforço axial de tração, como frisou Das (2007) e API (2006). Em solos argilosos saturados, a magnitude de Q depende do comprimento da estaca, L , do diâmetro da estaca, D , da resistência ao cisalhamento não drenada da argila, s_u , e do método de instalação de estaca (DAS, 2007; API 2006; TOMLINSON e WOODWARD, 2008; e FLEMING *et al.*, 2009).

2.2.1.1 Resistência Unitária por Atrito Lateral, f

Doherty e Gavin (2011) apresentam uma revisão detalhada com diferentes métodos analíticos e semi-empíricos utilizados na estimativa de resistência lateral de estacas. Esses métodos baseiam-se em conceitos de tensão total (método alfa), conceitos de tensão efetiva (método beta), trajetória de tensões (*Stress Path Method*), expansão de cavidade (*Cavity Expansion Method*) e correlações empíricas entre resistência unitária e resultados de ensaios de campo. As particularidades das condições geológicas dos locais onde alguns desses métodos foram desenvolvidos geram uma certa desvantagem para suas utilizações.

Em solos argilosos, o método de tensão total (método alfa), descrita pela Equação (2), é ainda o mais utilizado nos projetos para determinar a resistência unitária por atrito lateral, f também denominada de adesão, c_a (DOHERTY E GAVIN, 2011).

$$c_a = f = \alpha s_u \quad (2)$$

Segundo O'Neill (2001), o fator empírico do método alfa engloba a mudança de tensão efetiva e da estrutura do solo pela instalação de estaca e a trajetória de tensão efetiva durante o carregamento. Comumente, o valor do fator de adesão, α é determinado empiricamente através de resultados de provas de carga. Kraft *et al.* (1981), Morrison (1984) e Chow (1997) realizaram incertezas nos valores de α obtidos a partir de provas de cargas não instrumentadas em locais de diferentes camadas de solo, enquanto que O'Neill (2001) reforçou que valor de α tem sido calculado inadequadamente visto que s_u não é a única propriedade do solo e ainda, s_u depende do tipo de teste usado para a sua determinação. McClelland (1974), Kraft *et al.* (1981), Morrison (1984) sugeriram a consideração de trajetória de tensões ou razão de sobre adensamento na análise do valor de α . Vários autores (RANDOLPH E WROTH, 1982; SEMPLE E RIGDEN, 1984; RANDOLPH E MURPHY, 1985; SLADEN, 1992) estabeleceram relações entre o fator de adesão e a razão de sobre adensamento (*over consolidation ratio* – OCR) do solo. Nestas expressões, OCR é definida em termos de resistência normalizada, s_u/σ'_{v0} .

Tomlinson (1957) ressaltou que a relação entre f e s_u não é linear, visto que valores de α diminuem com aumento de s_u . Levando em consideração às críticas quanto as incertezas, API (1987, 2006) recomendou a utilização da Equação (3) para estimar o valor de α em estacas cravadas em ambientes *offshore*. Observa-se nessa expressão que valores de α próximos à unidade correspondem às argilas normalmente adensada, ao passo que menores valores de α correspondem às argilas rijas a duras – fortemente sobreadensadas.

$$\alpha(z) = \begin{cases} 0,5 \cdot \left(\frac{s_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)}\right)^{-0,5}, & \left(\frac{s_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)}\right) \leq 1,0 \\ 0,5 \cdot \left(\frac{s_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)}\right)^{-0,25}, & \left(\frac{s_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)}\right) > 1,0 \end{cases} \quad \text{– sendo que } \alpha \leq 1,0 \quad (3)$$

API (1993) propôs estimar a resistência lateral como o maior valor da expressão apresentada na Equação (4).

$$f(z) = \begin{cases} 0,5 \cdot (s_u(z) \cdot \sigma'_{v0}(z))^{0,5} \\ 0,5 \cdot (s_u(z))^{0,75} \cdot (\sigma'_{v0}(z))^{0,25} \end{cases} \quad (4)$$

Levando em consideração o efeito de índice de plasticidade de solos e a condição de ponta de estacas (aberta ou fechada), Karlsrud *et al.* (2005) apresentaram um método para estimar o fator de adesão em função de IP e da razão $\frac{s_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)}$, como mostram a Equação (5) e a Figura 11. Onde F_{tip} é um fator de correção.

$$\alpha(z) = \begin{cases} 0,32 \cdot (IP - 10)^{0,3}, & \left(\frac{s_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)}\right) < 0,25 \\ 0,5 \cdot F_{tip} \left(\frac{s_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)}\right)^{-0,3}, & \left(\frac{s_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)}\right) > 1,0 \end{cases} \quad (5)$$

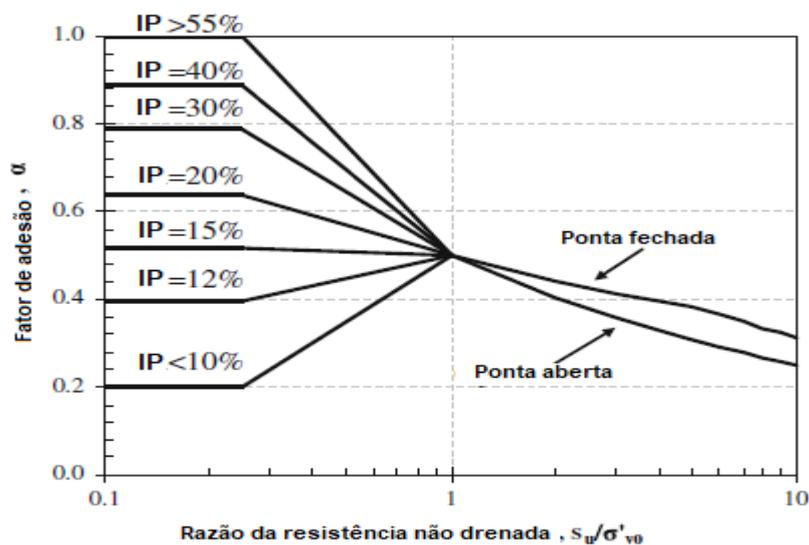


Figura 11 – Influência de índice de plasticidade no fator de adesão (Karlsrud *et al.*, 2005).

Tomlinson (1994) apresentou curvas de variação de fator de adesão de estacas cravadas em função da resistência não drenada do solo para 3 tipos de configurações de camadas subjacente do solo. Através dessas curvas é possível observar decréscimo do fator de adesão de 1 para 0,2 à medida que a resistência não drenada aumenta de 0 para 300kPa. As curvas mostraram também que o fator de adesão varia em função da esbelteza da estaca (L/B). Com base nos primeiros estudos de Tomlinson sobre fator de adesão de estacas, Dennis e Olson (1983) apresentaram uma curva única de $\alpha \times s_u$ para estacas de comprimentos menores que 30m instaladas em solos argilosos, como mostra a Figura 12.

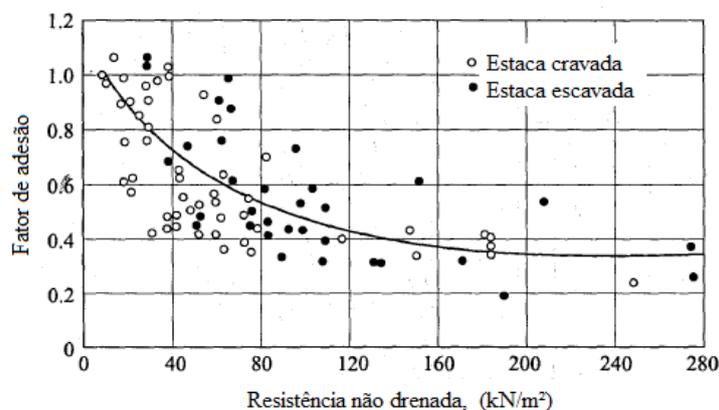


Figura 12 – Variação do fator de adesão com a resistência normalizada (Adaptado de Dennis e Olson, 1983).

Segundo esses autores, para comprimentos de estacas entre 30 a 50m, os valores de fatores de adesão devem ser multiplicados por um fator de redução que varia de 1 a 0,56 devido ao efeito de encurtamento elástico de estaca. Já para estacas com comprimentos maiores que 50m, os fatores de adesão devem ser multiplicados por 0,56.

Murthy (2007), e Tomlinson e Woodward (2008) reportaram valores α de estacas escavadas inferiores aos valores de α encontrados em estacas cravadas. Para Tomlinson e Woodward (2008), o fator de adesão de estacas cravadas decresce de valores acima de 1 em argilas muito mole para valores em torno de 0,2, em argilas de consistência muito rija. Por outro lado, esses autores afirmaram que a grande dispersão que se verifica nos valores de fator de adesão se deve aos materiais das estacas.

Tendo em conta o efeito de comprimento de estaca ou da esbeltez (L/D) no valor da resistência lateral, Vijayvergiya e Focht (1972) propuseram uma equação a partir de um conjunto de provas de cargas realizadas em estacas metálicas. Eles apresentaram um gráfico que mostra a redução significativa de um coeficiente relacionado ao fator de adesão com aumento da profundidade de penetração de estaca. O efeito de comprimento de estaca de estacas cravadas no valor de fator de adesão também foi discutido por Kolk e van der Velde (1996).

A partir de um conjunto de provas de carga realizadas em estacas escavadas na argila de Londres (London Clay), Skempton (1959) observou que o fator de adesão varia de 0,3 a 0,6. Pela mesma razão, Das (2007) comparou os resultados de ensaios de tração realizados com estacas metálicas e estacas de concreto moldadas *in situ*. Ele chegou à conclusão que os fatores de adesão de estacas de concreto são maiores que os das estacas metálicas, para valores de s_u na faixa de 0 a 129kPa. Em estacas de concreto, fator de adesão variou entre 0,9 a 0,4, enquanto que em estacas metálicas, fator de adesão variou entre 0,715 a 0,2 com o aumento da resistência não drenada.

Semple e Rigden (1984) observaram a influência de esbeltez da estaca nos valores das resistências laterais medidas em estacas cravadas. Para corrigir essa influência, sugeriram a correção do fator de adesão pelo fator de comprimento, F . As curvas de fator de adesão em função da resistência normalizada, e a variação de fator de comprimento em função do comprimento normalizado são apresentadas na Figura 13.

Em estacas esbeltas, segundo Fleming *et al.* (2009), para valores típicos de diâmetros de estacas e parâmetros de solo, a mudança no valor da resistência unitária por atrito lateral entre estacas tracionadas e comprimidas pode variar entre 10 a 20%. De igual modo, Conduto (2001) afirmou que é recomendada, em estacas esbeltas cravadas, adotar valor da resistência de fuste sob carga de tração em torno de 75% da resistência de fuste sob carga de compressão, ao menos que valores maiores sejam justificados pela realização de várias provas de carga.

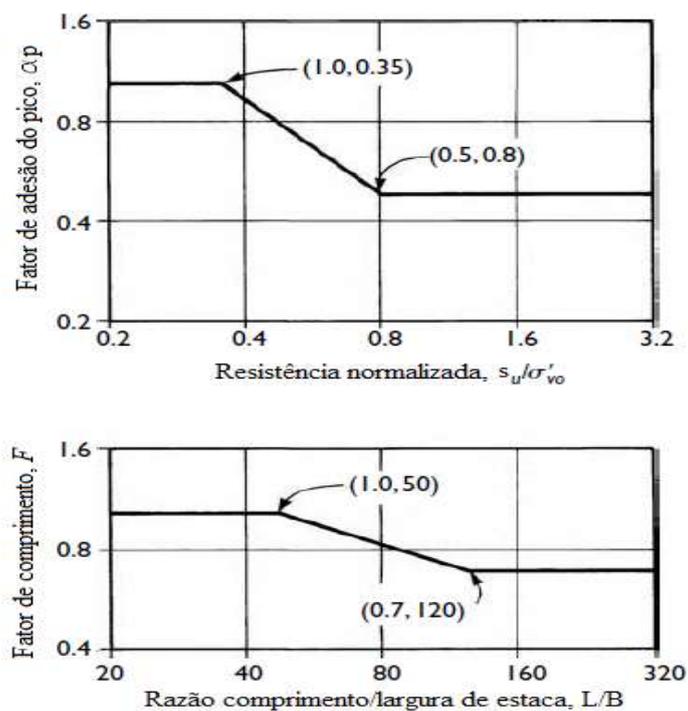


Figura 13 – Fator de adesão e fator de comprimento de estacas cravadas em solos argilosos a grande profundidade (Adaptado de Semple e Rigden, 1984).

De modo geral, Décourt *et al.* (1998) apresentaram vários autores com opiniões conflitantes sobre a diferença entre o fator de adesão de estacas tracionadas e o de estacas comprimidas. Como conclusão, Décourt *et al.* (1998) afirmaram que a resistência lateral de estacas tracionadas varia entre 70 a 100% da resistência lateral de estacas comprimidas. A diferença entre as resistências laterais nas duas condições também foi realçada por O'Neill (2001).

Bjerrum (1973) estudou a influência de taxa de carregamento nos valores das resistências mobilizadas em estacas escavadas. Ele reportou redução de mais de 50% do fator de adesão, em ensaios realizados na argila mole da Cidade de México quando a taxa de penetração foi reduzida de 10 para 0,001mm/min. No mesmo estudo, observou também o mesmo comportamento na argila de Gothenburg quando a taxa de penetração foi reduzida de 1 para 0,001mm/min.

Doherty e Gavin (2011) afirmaram que o conceito de tensão total não consegue descrever satisfatoriamente nem o comportamento de solo que é governado pela tensão efetiva nem as complexas mudanças de tensão-deformação que ocorrem durante a instalação de estacas de deslocamento. Acrescentam ainda a necessidade de considerar o ângulo de atrito de interface - depende da rugosidade de interface - que controla a localização da superfície de ruptura desenvolvida durante o carregamento de estacas.

Os conceitos relacionados ao método de tensão efetiva (método beta), considerado em muitos estudos como o método mais preciso em relação ao método alfa, foram amplamente discutidos nos trabalhos de Burland (1973, 1993), Meyerhof (1976), Flaate e Selnes (1977), Semple e Rigden (1984), Tomlinson (1994), O'Neill (2001), entre outros.

2.2.1.2 Resistência Unitária de Ponta, q

Geralmente a resistência unitária de ponta de estacas em solos argilosos é relacionada à resistência não drenada de solo, s_u . Terzaghi (1943) propôs a Equação (6) para estimar a resistência de ponta de estacas em argilas moles. No entanto, Meyerhof e Murdock (1953) sugeriram desprezar o efeito da sobrecarga uma vez que o peso de estacas é praticamente igual à essa sobrecarga. Assim, a Equação (7) é comumente empregada para calcular o valor da resistência unitária de ponta.

$$Q_{bas} = qA_{bas} = (N_c s_u + \gamma D)A_{bas} \quad (6)$$

$$q = N_c s_u \quad (7)$$

Em fundações rasas é recorrente determinar o valor do fator de capacidade de carga, N_c com base na Equação (8) proposta por Skempton (1951). Nessa equação, define-se h como a profundidade de embutimento, e B_b como a largura da fundação.

$$N_c = 5,14 \left(1 + 0,2 \frac{h}{B_b} \right) \quad (8)$$

Segundo Salgado (2008), em sapatas corridas, embutidas em solos coesivos, situações onde ocorre a condição de deformação plana, utilizam-se geralmente o valor de N_c igual à 5,14 para calcular o valor de N_c . No entanto, quando o elemento da fundação possui a forma circular ou retangular, e embutido em grande profundidade, utilizam-se fatores de correção de forma (s_c) e de profundidade (d_c) para corrigir a expressão da resistência de ponta, como mostrado na Equação (9). O fator de correção de forma é calculado em função da geometria do elemento da fundação (comprimento e largura), ao passo que o fator de profundidade depende da profundidade da base, D e da menor dimensão do elemento de fundação, B (Tabela 1).

$$q = s_c d_c N_c s_u \quad (9)$$

Tabela 1 – Expressões para determinação de fatores de forma e de profundidade em fundações superficiais.

Referência	Fator de forma	Fator de Profundidade
Meyerhof (1951); Skempton (1951);	$s_c = 1 + 0,2 B/L$	$d_c = 1 + 0,2 D/B \dots D/B \leq 2,5$
Brinch Hansen (1970)		$\begin{cases} d_c = 1 + 0,4 D/B \dots D/B \leq 1 \\ d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} D/B \dots D/B > 1 \end{cases}$
Salgado <i>et al.</i> (2004)	$s_c = 1 + C_1 B/L + C_2 \sqrt{D/B}$	$d_c = 1 + 0,27 \sqrt{D/B}$

L – maior dimensão da fundação; C_1 e C_2 constantes tabelados em função de B/L .

Em estacas, de acordo com Salgado (2008), se o valor de N_c igual à 5,14 for multiplicado aos valores máximos tradicionais dos fatores de profundidade, $d_c = 1,5$ e de forma, $s_c = 1,2$, pode-se obter valor aproximado da expressão $s_c d_c N_c$ igual à 9,25. De forma simplificada, em estacas, a expressão $s_c d_c N_c$ é apresentada somente por N_c .

Entretanto, existem na literatura vários métodos e expressões para estimar o valor de N_c de fundações profundas. Skempton (1951) foi um dos primeiros a sugerir o valor de N_c igual à 9 para situações onde a ponta da estaca penetra camada resistente mais de 5 vezes o seu diâmetro. Mais tarde, API (2006), Fleming *et al.* (2009), Tomlinson e Woodward (2008) adotaram o valor de N_c proposto por Skempton (1951). Apesar de terem adotado o valor de Skempton, Fleming *et al.* (2009) sugeriram determinar o valor de N_c a partir de interpolação linear entre 6 e 9. A interpolação leva em conta a localização da ponta da estaca em relação à camada resistente. O valor máximo ocorrerá quando a ponta de estaca penetrar a camada resistente em uma profundidade maior que três vezes o diâmetro da estaca. Meyerhof e Murdock (1953) citaram outros estudos que encontraram valores de N_c na faixa entre 8 e 12, com uma média de 9,4.

Estudos desenvolvidos por Martin (2001) e Salgado *et al.* (2004) apresentaram valores de N_c maiores que 9. Martin (2001) encontrou valor conservador de N_c de 9,3 a partir de uma análise de limite inferior. Segundo o autor, esse valor praticamente não varia com aumento da resistência não drenada ao longo da profundidade. Por outro lado, com base em um estudo de análise limite realizado com fundações circulares, Salgado *et al.* (2004) sugeriram valor de N_c igual à 11 para estacas compridas.

2.2.2 Comportamento de estacas – curva carga × deslocamento

Previsão de respostas carga × deformação de estacas carregadas axialmente foram objetos de vários estudos. Alguns dos estudos basearam-se nos métodos empíricos e numéricos, particularmente, métodos de elementos de contorno e equação integral (API, 2006; e FLEMING ET AL., 2009).

De modo geral, esses métodos permitiram entender o modo de transferência de carga do fuste e da base da estaca para o solo. Ainda, com base nesses métodos, foi possível desenvolver gráficos que relacionam o deslocamento de estacas com rigidez da estaca, geometria da estaca, e rigidez do solo. A curva resposta carga × deslocamento também depende da direção de carga, tipo de carregamento, taxa de carregamento, tipo de solo, rigidez axial da estaca, e outros parâmetros (FLEMING ET AL., 2009).

A prova de carga é o método mais eficiente para estudar a interação solo – estaca. De acordo com Fleming *et al.* (2009), os resultados de testes de prova de carga realizadas em estacas permitiram observar que a resistência máxima do atrito lateral é mobilizada antes da mobilização completa da resistência de ponta. De forma mais específica, Das e Seeley (1982) observaram valores típicos de deslocamento da estaca necessário para a mobilização de atrito lateral máximo na faixa de 5% do diâmetro de estacas metálicas submetidas ao esforço axial de tração, cujos L/D menores ou iguais à 16. Para O'Neill (2001) a mobilização da máxima resistência lateral acontece antes de 5 a 10mm de deslocamento de estacas, independentemente do diâmetro.

Outros autores apresentaram diferentes faixas de deslocamentos para a mobilização completa do atrito lateral de estacas comprimidas. Fleming *et al.* (2009) reportaram deslocamentos em torno de 0,5 a 2% do diâmetro da estaca; Randolph (2003) frisou deslocamentos de 1% de diâmetro da estaca; Tomlinson e Woodward (2008)

relatarem deslocamentos na faixa de 0,3 a 1% de diâmetro de estaca; Murthy (2007) apresentou deslocamentos na faixa de 0,5 a 1% do diâmetro de estaca; Salgado (2008) citou valores de deslocamentos de ordem de 0,25 a 1% do diâmetro de estaca. O que se pode concluir a partir desses estudos é que são necessários deslocamentos inferiores a 2% do diâmetro de estaca para mobilizar totalmente a resistência lateral de estacas comprimidas.

No que se refere à mobilização total da resistência de ponta, Salgado (2008) afirma que grandes deslocamentos de estacas são necessários para mobilização completa dessa resistência. O autor ainda admite que a taxa de mobilização de resistência de ponta por unidade de deslocamento da estaca tende a ser maior em argilas do que em areias. De igual modo, a mesma taxa tende a ser maior em argilas moles do que em argilas rijas, em areias fofas do que em areias compactas, e em estacas cravadas do que em estacas escavadas.

Em termos de magnitude de deslocamentos necessários para a mobilização completa da resistência de ponta, O'Neill (2011) afirmou que são necessários deslocamentos de aproximadamente 5% do diâmetro da ponta, API RP 2A (2006) indicou deslocamentos de 10% de diâmetro de estacas. Fleming *et al.* (2009) reportaram a necessidade de deslocamentos de 5% a 10% do diâmetro de estaca. Murthy (2007) e Tomlinson e Woodward (2008) apresentaram valores de deslocamento na faixa de 10% a 20% do diâmetro da base de estaca.

No que tange aos critérios para determinação de cargas últimas (ou cargas de ruptura), de acordo com Salgado (2008) é racional usar critérios baseados em deslocamentos de estacas porque em maioria dos casos, a estaca atinge o estado último muito depois de ter atingido o estado limite. Para o autor, um dos critérios mais utilizado a nível internacional, tanto em estacas de deslocamento como em estacas de substituição, é o critério que define a carga última no deslocamento correspondente à 10% de diâmetro de estaca. O deslocamento relativo de 10% é o necessário para causar perda de operacionalidade ou colapso estrutural.

No entanto, encontram-se na literatura vários métodos propostos para a determinação de cargas últimas de estacas. A maioria desses métodos foi estabelecida a partir das seguintes abordagens: recalque limite, deformabilidade limite, interseção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, e da forma matemática. Dentre esses métodos destacam-se os seguintes: Davisson (1975), NBR 6122: 2010, Brinch Hansen (1963), De Beer (1968); Chin (1970), Van der Veen (1953) e Décourt (1996).

2.2.3 Modelos propostos para prever comportamento de curvas carga × deslocamento

O entendimento dos resultados obtidos nos testes de provas de carga permitiu desenvolvimento de modelos que preveem o comportamento da curva carga × deslocamento. Um dos modelos (Figura 14) foi proposto por Randolph (2003) com base no trabalho de Kraft *et al.* (1981).

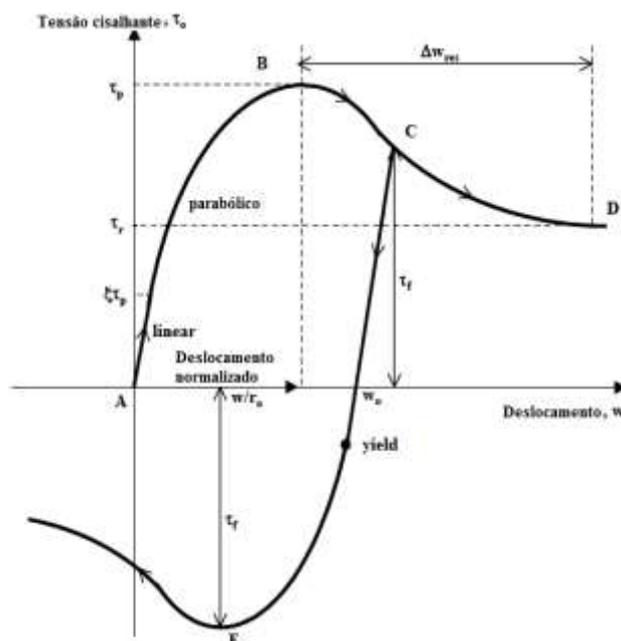


Figura 14 – Detalhes de curva de transferência de carga (Fonte: Randolph (2003)).

Kraft *et al.* (1981) sinalizaram que, na escolha de curvas de transferência de cargas apropriadas para o solo, é conveniente dividir a resposta do solo em duas fases distintas. Na primeira fase, inicialmente, o solo deformará como contínuo, com deformações cisalhantes induzidas de acordo com a tensão cisalhante no fuste da estaca. Para uma dada tensão cisalhante, as deformações cisalhantes darão origem ao deslocamento do solo em torno da estaca que são proporcionais ao raio da estaca, r mesmo para respostas tensão \times deformação não linear do solo. Neste estágio de carregamento, é importante considerar relações entre tensão cisalhante e o deslocamento normalizado da estaca (w/r).

À medida que o nível da tensão cisalhante atinge o valor máximo que a interface entre solo – estaca pode resistir, desenvolver-se-á uma superfície de ruptura perto da estaca, dando início a segunda fase da resposta. Depois disso, pode-se esperar que o nível da tensão cisalhante varie com o deslocamento absoluto da estaca em relação ao solo. Dessa forma, torna-se mais lógico considerar relações entre a tensão cisalhante, τ_0 e o deslocamento absoluto do solo, w .

Com base no modelo da Figura 14, a maioria dos aspectos de solo (não linearidade, comportamento *work hardening* antes do pico, seguido pela *strain softening* após o pico) pode ser modelada a partir da Equação (10), proposta por Randolph (2003), que representa a forma geral da curva de transferência de carga.

$$\tau_0 = \tau_p - 1,1(\tau_p - \tau_r)[1 - \exp(-2,4(\Delta w / \Delta w_{res}))^\eta] \quad (10)$$

No estágio linear da curva, a tensão cisalhante, τ_0 é equivalente a $k w / r$. Sendo que o valor de gradiente inicial, k está diretamente relacionado ao módulo cisalhante, G . Geralmente, a razão k/G varia entre 0,2 e 0,3.

2.3 INTERAÇÃO SOLO – CORRENTE

Em fundações *offshore*, compreender o mecanismo de interação entre o solo marinho e o trecho enterrado da linha de ancoragem é fundamental por dois aspectos. Primeiro, o entendimento deste mecanismo é indispensável na previsão da trajetória de âncoras de arrasto (VLAs e *drag embedment anchors*), na previsão da profundidade de embutimento e da carga aplicada nas âncoras. No segundo aspecto, a configuração da catenária invertida (ângulo na âncora) determina a relação entre os componentes horizontal e vertical da força na âncora. Assim, a configuração de catenária influencia diretamente no modo de falha e na carga aplicada nas âncoras do tipo sucção e torpedo, e no desempenho de âncoras de arrasto (NEUBECKER e RANDOLPH, 1995a, Liu *et al.* (2013).

Para Vivatrat *et al.* (1982), estudos sobre interação solo–corrente podem ser divididos em dois grupos. O primeiro grupo consiste em estudar a razão de eficiência (coeficiente de arrasto) de correntes livres (soltas) em contato com a superfície do solo (trecho de linha horizontal). Diferente do primeiro grupo onde a corrente nem sempre está em pleno contato com o solo, o segundo grupo é focado na interação entre solo e correntes totalmente enterradas. Dentro do segundo grupo pode-se destacar a interação entre solo e catenária invertida como um problema que exige o entendimento da resistência do solo contra os deslocamentos normal e tangencial da corrente.

2.3.1 Arrasto de Correntes na Superfície do Solo

Na configuração de linhas de ancoragem do tipo convencional (catenária), o trecho final da linha estende-se na superfície do leito marinho. A interação entre esse trecho e a superfície do leito marinho contribui para o equilíbrio total do sistema da âncora através da resistência ao arrasto (DNV, 1996). Essa interação foi estudada através da razão de eficiência, também conhecida como coeficiente de fricção na superfície. A razão de eficiência consiste em quantificar o atrito gerado durante o deslocamento de correntes de pontas soltas em contato com a superfície do solo.

Geralmente, a corrente não corta o solo durante o deslocamento. Em função disso, ela pode estar ou não em pleno contato com o solo dependendo do seu peso e da resistência do solo na superfície. Portanto, para o cálculo da razão de eficiência, η , utiliza-se a Equação (11), onde o valor máximo da resistência medida no ensaio, Q_{\max} , é dividido pelo peso próprio da corrente no ar, P_p .

$$\eta = Q_{\max}/P_p \quad (11)$$

A Tabela 2 apresenta os valores da razão de eficiência de alguns estudos experimentais compilados por Vivatrat *et al.* (1982).

API (2005) recomenda utilizar, na ausência de ensaios experimentais, valores de η de correntes iguais à 1,0 na condição estática, e iguais à 0,7 na condição deslizante (argilas moles e muito moles, e areias). Como razão de eficiência de cabos de aço, API (2005) recomenda utilizar 0,6 e 0,25 nas condições estáticas e deslizantes,

respectivamente. DNV (1996 e 2012) recomendam utilizar em solos argilosos os valores de η de correntes na faixa entre 0,6 a 0,8, e na faixa entre 0,1 a 0,3 para cabos.

Tabela 2 – Valores experimentais da razão de eficiência (Adaptado Vivatrat *et al.*, 1982).

Tipo de Ensaio	Tamanho da Corrente	Razão de Eficiência		Referência
		Areia	Argila	
Ensaio de Laboratório	9,52 e 12,70mm	0,8		Wang <i>et al.</i> (1970)
Ensaio de Campo	Ponta solta	69,85 e 38,10mm	1,0	Towne e Stalcup (1954)
	Ponta tensionada	50,80, 63,50 e 76,20mm		

Frankenmolen *et al.* (2016) compilaram valores de η medidos em vários estudos experimentais realizados com cabos de aço e correntes do tipo *studlink*. Contudo, esse conjunto de dados não apresentou informações sobre os níveis de deslocamentos necessários para mobilizar as cargas utilizadas para calcular os valores de η .

Yen e Tofani (1984) realizaram ensaios de arrasto em solos argilosos, com correntes de diâmetro nominal de 19,05mm, e comprimentos equivalentes à 2, 4 e 6 elos. A velocidade de arrasto de correntes não foi alterada durante ensaios. Os resultados desses ensaios são apresentados na Tabela 3, onde a razão de eficiência foi relacionada à resistência não drenada do solo.

Tabela 3 – Razão da eficiência em função da resistência ao cisalhamento não drenada (Adaptado, Yen e Tofani (1984)).

s_u (kPa)	0,474	2,014	2,532	3,063	3,925	4,577
η	0,56	0,56	0,53	0,50	0,55	0,57

Com base nos resultados, Yen e Tofani (1984) concluíram que a profundidade de penetração da corrente na superfície do solo aumenta com a diminuição da resistência não drenada do solo. Porém, dentro da faixa da resistência não drenada estudada, observaram que η situa-se em torno de 0,55, independentemente do valor da resistência não drenada. Segundo os mesmos, o ganho da área com a profundidade de penetração em solos de menores resistências pode ser o principal motivo para que o valor da razão da eficiência seja independente da resistência não drenada do solo.

2.3.2 Interação Solo – Correntes em Forma de Catenária Invertida

Como consequência do embutimento de uma parcela de linha de ancoragem (corrente) no solo, a capacidade de carga requerida para estabilizar plataformas passa a ser o resultado não só da interação solo-âncora, mas também da interação solo-corrente. Em outras palavras, o atrito gerado na interação solo-corrente contribui para redução da força aplicada na âncora (DEGENKAMP E DUTTA, 1989a; NEUBECKER E RANDOLPH, 1995a, 1995b). Para além da influência na capacidade de carga, Neubecker e Randolph (1995a, 1995b) e Nie e Zimmerman (2010) afirmaram que o mecanismo de interação solo-corrente e a configuração da catenária invertida influenciam também os valores das

componentes de forças que atuam nas âncoras, o modo de falha de âncoras, e o desempenho de instalação de âncoras de arrasto. Adicionalmente, Neubecker e O’neill (2004) mencionaram diferentes tipos de âncoras (sucção, torpedo, VLAs, SEPLA, *drag embedment anchors*, e outros) que sofrem influências da configuração de catenária invertida por terem ponto de aplicação de carga debaixo do leito marinho.

Para Zhang (2011), não constitui uma tarefa fácil medir a trajetória de âncoras de arrastos durante a instalação, e nem a configuração das linhas enterradas devido à impossibilidade de observar diretamente as linhas dentro do leito marinho. Contudo, existem atualmente duas técnicas de medidas utilizadas para estimar a trajetória e configuração da linha. A primeira baseia-se na medida de contato, através de transdutores fixados nas âncoras e nas linhas. A segunda técnica consiste em utilizar radar, luz infravermelha, raio-X, laser e outros equipamentos para estimar a trajetória de âncoras e configuração de linhas. No entanto, em solos saturados, as técnicas de radar e luz infravermelha não se mostraram eficientes para monitorar com precisão a posição de âncoras, enquanto que as técnicas de raio-X e laser não se mostraram econômicas e seguras no laboratório.

Por tudo isso, tem sido desenvolvidos vários estudos para investigar o mecanismo de interação solo–correntes e a configuração de catenária com o intuito de racionalizar os métodos de dimensionamento e de instalação de âncoras. Nesses estudos, foram formulados modelos analíticos com base nas equações de equilíbrio entre as forças que atuam nas linhas enterradas no leito marinho.

Reese (1973) apresentou o primeiro modelo analítico para descrever a configuração de correntes enterradas em solos coesivos. O modelo de Reese descreve a curva como sendo uma sucessão de arcos de círculo, levando em conta somente a resistência do solo normal ao segmento de corrente. Mais tarde, Gault e Cox (1974) desenvolveram um modelo analítico para estimar a configuração da catenária invertida e a distribuição de carga em correntes enterradas. O modelo proposto por Gault e Cox (1974) baseou-se em equações de equilíbrio que levam em consideração não só a resistência do solo normal à corrente, mas também a resistência do solo tangencial à corrente e o peso submerso de corrente.

Com os mesmos propósitos dos autores anteriores, Vivatrat *et al.* (1982) apresentou um procedimento diferente que consiste na técnica de integração incremental de duas equações diferenciais ordinárias de equilíbrio que governam a interação solo-catenária invertida. Conhecendo as condições de contorno (vetor da força aplicada, resistência do solo, peso da corrente, coordenadas) de uma das extremidades de um elemento infinitesimal, são determinadas as condições da outra extremidade.

Posteriormente, com base no estudo de Vivatrat *et al.* (1982), outros autores como: Dutta (1988), Degenkamp e Dutta (1989a, 1989b), Neubecker e Randolph (1995a, 1995b), Bang e Taylor (1994 e 1995), Bang (1996), Bang *et al.* (1996, 2000a e 2001), Neubecker e O’neill (2004), Wang *et al.* (2010), Liu *et al.* (2010 e 2013), Liu (2012), Zhang *et al.* (2013), desenvolveram estudos e modelos analíticos que contribuíram para o avanço de conhecimento sobre a catenária invertida.

Devido a não linearidade das equações diferenciais de equilíbrio estabelecidas por Vivatrat *et al.* (1982), os resultados de força aplicada na âncora e configuração total da

catenária invertida só podem ser obtidos por meio de soluções numéricas iterativas. Para simplificar, Neubecker e Randolph (1995a) apresentaram primeiras expressões simplificadas que possibilitam estimar facilmente a configuração de catenária e força na âncora.

Dos vários modelos propostos, são explicados a seguir os modelos desenvolvidos nos trabalhos de Vivatrat et al. (1982), Degenkamp e Dutta (1989a), e Neubecker e Randolph (1995a).

2.3.2.1 Modelos Propostos para prever comportamento da catenária inversa e distribuição de força na linha

a) Estudos de Vivatrat et al. (1982) e Degenkamp e Dutta (1989a)

Vivatrat et al. (1982) apresentaram um procedimento computacional baseado em duas equações diferenciais ordinárias para calcular a distribuição de força e a curvatura da catenária invertida. Neste modelo, o comprimento da corrente é dividido em vários segmentos infinitesimais de comprimento ds (Figura 15), e não em arcos como consideram os modelos anteriores.

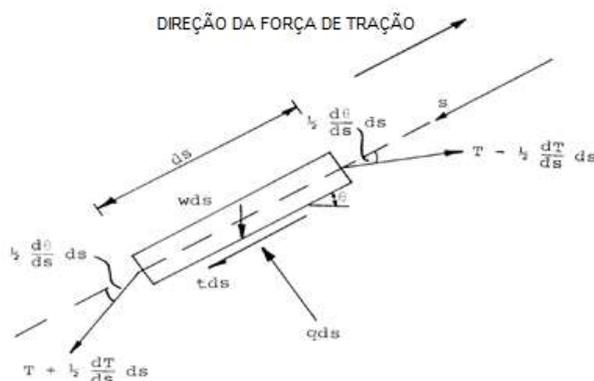


Figura 15 – Sistema de equilíbrio de um segmento infinitesimal (Fonte: Vivatrat et al., 1982).

As equações diferenciais ordinárias (12) e (13), propostas por Vivatrat et al. (1982), foram determinadas através da formulação de equações de equilíbrio de forças nas direções normal e tangencial ao segmento da corrente. Estas equações - (12) e (13) - representam a variação de força $\left(\frac{dT}{ds}\right)$ e do ângulo $\left(\frac{d\theta}{ds}\right)$ ao longo do segmento da corrente, respectivamente. Conhecendo as condições de contorno em uma das extremidades, a força e o ângulo doutra extremidade podem ser determinados através da integração numérica ao longo do comprimento do segmento da corrente. A integração dessas equações, em pequenos incrementos, ao longo do comprimento total da corrente permite obter a carga aplicada na âncora e a configuração completa da catenária invertida.

$$\frac{dT}{ds} = -(F + w \operatorname{sen}\theta) \quad (12)$$

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{Q - w \operatorname{cos}\theta}{T} \quad (13)$$

Com base no estudo de Vivatrat *et al.* (1982), Degenkamp e Dutta (1989a) desenvolveram um método baseado na técnica de integração incremental para calcular a tensão na âncora e a configuração da catenária invertida. O método proposto divide o comprimento da corrente enterrada em um número finito de elementos, com comprimentos Δs submetidos às ações de várias forças, como mostra a Figura 16. Se esse segmento, Δs for muito pequeno, ou seja, se Δs tende à ds , o elemento proposto por Degenkamp e Dutta (1989) pode ser tratado como um elemento de barra reta. Nessa condição, o método de Degenkamp e Dutta (1989a) passa a ser igual ao método de Vivatrat *et al.* (1982).

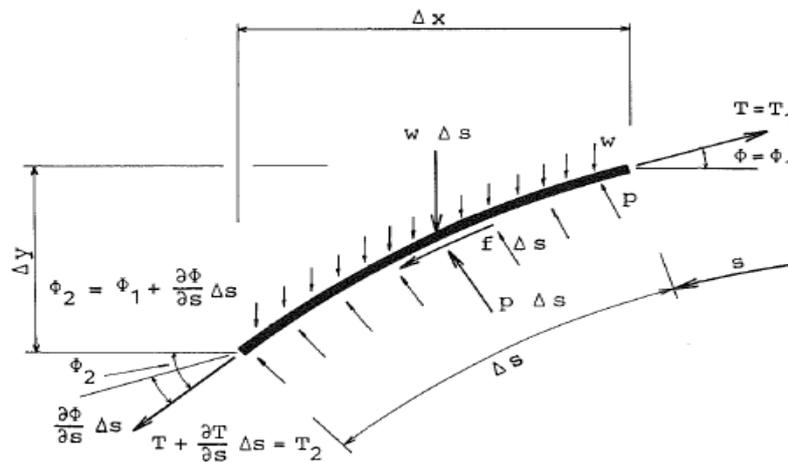


Figura 16 – Diagrama de forças que atuam em um elemento de corrente enterrada no solo (Fonte: Degenkamp e Dutta, 1989a).

Considerando as condições de equilíbrio nas direções tangencial e normal ao elemento, são determinadas as Equações diferenciais (14) e (15) para estimar a distribuição de tensão e a configuração da catenária invertida, respectivamente. Considera-se na Figura 16, $\theta = \phi$, $F = f$, $Q = p$.

$$\frac{dT}{ds} = -(F + w \operatorname{sen}\theta_1) \quad (14)$$

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{Q - w \operatorname{cos}\theta_1}{T + \frac{dT}{ds} \Delta s} \quad (15)$$

Aplicando o conceito de integração incremental nas equações diferenciais acima, obtém-se as Equações (16) e (17) para estimar a força (T_2) e o ângulo (θ_2) na extremidade

inferior de um elemento de corrente, respectivamente. Neste caso, $F = \alpha s_u A_s$ e $Q = N_c s_u A_c$ são resistências unitárias do solo nas direções tangencial e normal ao elo de corrente, respectivamente, que serão explicadas no item 2.3.2.2.

$$T_2 = T_1 - \Delta s (F + w \operatorname{sen} \theta_1) \quad (16)$$

$$\theta_2 = \theta_1 + \frac{(Q - w \cos \theta_1) \Delta s}{T_2} \quad (17)$$

Para cada elemento do modelo proposto, os valores de T_2 e θ_2 da extremidade inferior são determinados a partir do conhecimento prévio de T_1 e θ_1 da extremidade superior e dos valores do peso de segmento (w) e das resistências unitárias F e Q . Este procedimento é repetido até que a extremidade final do último segmento atinge a profundidade de conexão na âncora.

b) Estudo de Neubecker e Randolph (1995a)

Neubecker e Randolph (1995a) apresentaram um conjunto de soluções analíticas com o intuito de simplificar os procedimentos para estimar a carga e a curvatura de catenária invertida. As soluções propostas dispensam o uso de integração numérica através da técnica de integração incremental (necessária nos modelos anteriores) para resolver os problemas da catenária invertida. Os autores utilizaram o modelo ilustrado na Figura 17, onde são válidas as equações diferenciais propostas por Vivatrat *et al.* (1982).

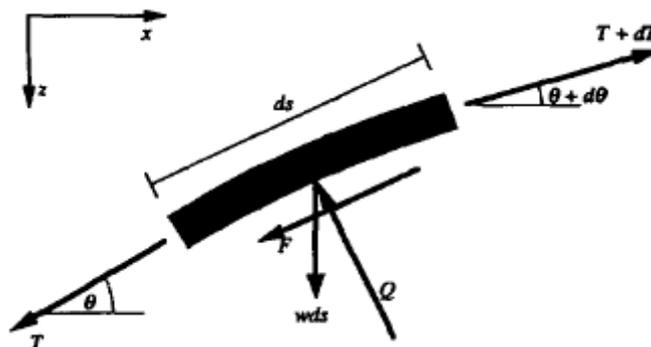


Figura 17 – Equilíbrio de forças em um elemento de corrente (Fonte: Neubecker e Randolph, 1995a).

A partir da combinação das Equações (12) e (13), e considerando que a relação $\mu = F/Q$ é válida no estado limite (catenária totalmente formada), Neubecker e Randolph (1995a) propuseram a Equação (18).

$$\frac{dT}{ds} + \mu T \frac{d\theta}{ds} = w(\operatorname{sen} \theta + \mu \cos \theta) \quad (18)$$

Com base nessa equação, Neubecker e Randolph (1995a) deduziram as suas teorias em cima de duas hipóteses. A primeira hipótese é aplicada em argilas moles, e leva em conta a influência do peso de corrente, w no comportamento da catenária

invertida. A segunda, aplicada em argilas mais resistentes, despreza o efeito do peso de corrente no comportamento da catenária invertida.

Considerando a segunda hipótese, se a Equação (18) for integrada, obtém-se a Equação (19) que relaciona, de forma simplificada, a tensão no leito marinho (T_0) e a tensão aplicada na âncora (T_a). Repetindo o mesmo procedimento na primeira hipótese, obtém-se a Equação (20).

$$T_0 = T_a e^{\mu(\theta_a - \theta_0)} \quad (19)$$

$$T_0 = T_a e^{\mu(\theta_a - \theta_0)} + \mu w s \quad (20)$$

As expressões que seguem foram deduzidas para situações onde o peso de corrente não influencia de forma significativa no comportamento da catenária invertida. A substituição da Equação (19) na Equação (13) fornece a Equação (21) que traduz a relação entre a variação do ângulo ao longo da profundidade $\left(\frac{d\theta}{ds}\right)$ e a resistência do solo na direção normal à corrente, Q .

$$T_a e^{\mu(\theta_a - \theta_0)} \frac{d\theta}{ds} = -T_a \text{sen}\theta_a e^{\mu(\theta_a - \theta_0)} \frac{d\theta}{dz} = -Q \quad (21)$$

A integração da Equação (21) ao longo da profundidade fornece a Equação (22). Esta equação permite determinar de forma simplificada o ângulo na âncora (θ_a) se for conhecida a resistência média do solo normal à corrente (\bar{Q}) e a força aplicada na âncora (T_a).

$$-\frac{T_a}{1 + \mu^2} = [e^{\mu(\theta_a - \theta_0)} (\cos\theta_a + \mu \text{sen}\theta_a)]_{\theta_0}^{\theta_a} = \int_0^H \bar{Q} dz \quad (22)$$

Neubecker e Randolph (1995a) apresentaram um conjunto de expressões simplificadas para determinar a configuração de catenária invertida e a força aplicada na âncora, em situações onde o ângulo de corrente no leito marinho (θ_0) é próximo de zero. Disso, resulta a Equação (23) para estimar o ângulo da força aplicada na âncora.

$$T_a \theta_a^2 = 2H\bar{Q} \therefore \theta_a = \sqrt{\frac{2H\bar{Q}}{T_a}} \therefore \theta_a = \sqrt{\frac{2}{T_a^*}} \therefore T_a^* = \frac{T_a}{H\bar{Q}} \quad (23)$$

As Equações (24) e (25) permitem estimar a configuração de catenária invertida em termos de profundidade normalizada ($z^* = z/H$) e distância *dip down point* normalizada ($x^* = x/H$). A Equação (24) é utilizada em solos com resistência uniforme, enquanto que a Equação (25) foi formulada para solos com resistência crescente linearmente com profundidade.

$$z^* = \left(1 - \frac{x^*}{\sqrt{2T_a^*}}\right)^2 \quad (24)$$

$$z^* = e^{-x^* \sqrt{2/T_a^*}} = e^{-x^* \theta_a} \quad (25)$$

Em função da simplificação dessas expressões, elas foram largamente aceitas e utilizadas em vários estudos. Estudos posteriores, Neubecker e Randolph (1995b, 1996), Zhang *et al.* (2013), Liu *et al.* (2013, 2014), contribuíram para a expansão das expressões simplificadas utilizadas no cálculo da configuração da catenária invertida. Dentre esses estudos, destaca-se o estudo de Liu *et al.* (2013) pela significativa contribuição para o entendimento do comportamento de catenária.

2.3.2.2 Resistências do Solo na Catenária Invertida

Instantes depois da instalação de estacas tipo sucção ou torpedo, a parcela de linha enterrada no solo assume uma configuração quase vertical. Ao iniciar a operação de pré-carregamento da linha de ancoragem, o comprimento da linha enterrada cresce à medida que a força pré-carregamento aumenta. Nesse processo, a corrente enterrada afasta-se do eixo vertical da âncora, enquanto ela vai cortando o solo, assumindo a configuração de catenária invertida. Durante o movimento da corrente dentro do solo, são mobilizados dois tipos de resistências: (i) resistência do solo contra o deslocamento de corrente na direção normal (Q), e (ii) resistência do solo contra o deslocamento na direção tangencial (F) (DUTTA, 1988; DEGENKAMP e DUTTA, 1989a e 1989b).

De acordo com Dutta (1988), as expressões utilizadas para determinar essas resistências do solo são baseadas na suposição de que o solo ao redor da corrente atinge o estado limite de tensões. Nessa condição, o solo oferece as resistências últimas contra o deslocamento de corrente. Para Degenkamp e Dutta (1989a e 1989b), essas resistências podem ser entendidas como forças distribuídas nas direções normal e tangencial ao comprimento de corrente, e dependem essencialmente da resistência não drenada do solo (em argilas) e da geometria de corrente.

A confiabilidade dos parâmetros utilizados para calcular essas resistências é de extrema importância no cálculo da configuração da catenária invertida, no cálculo da distribuição de força ao longo do comprimento da linha, e no cálculo das componentes horizontal e vertical de força que atua na âncora (DEGENKAMP e DUTTA, 1989a).

a) Resistência unitária do solo na direção tangencial à corrente, F

A resistência unitária do solo na direção tangencial à corrente é geralmente calculada a partir de expressões similares à Equação (26). Para o efeito, considera-se que o solo ao redor da corrente atinge o estado limite de tensões. Assim, oferece resistências últimas contra o deslocamento de corrente na direção tangencial ao seu comprimento.

$$F = f(\text{EWS}d) = (\alpha s_u)(\text{EWS}d) \quad (26)$$

Na Equação (26), α representa o fator de adesão corrente-solo, d corresponde ao diâmetro nominal de corrente (diâmetro do fio que constitui o elo de correntes), e s_u é a resistência não drenada do solo. EWS (*effective width in sliding*) é o parâmetro utilizado para calcular a largura efetiva de corrente no deslizamento ($B_s = \text{EWS}d$).

Para Gault e Cox (1974), em alguns tipos de solo, pode ser mais conveniente estimar a resistência tangencial, F , em função da resistência normal, Q como mostra a Equação (27). O μ , a razão entre as duas resistências, é denominado de coeficiente friccional entre a corrente e o solo.

$$F = \mu Q \quad (27)$$

Mais tarde, Neubecker e Randolph (1995a) utilizaram a Equação (28) com os resultados experimentais de Degenkamp e Dutta (1989a) para determinar valor do coeficiente friccional. Eles observaram que μ de corrente em solos coesivos varia entre 0,4 e 0,6 se o N_c variar entre 5,1 e 7,6, EWS igual à 8 e EWB igual a 2,5. A simplificação da resistência não drenada na Equação (28) pressupõe que no estado limite, as resistências do solo nas direções normal e tangencial à corrente mobilizam a mesma resistência não drenada no segmento infinitesimal da catenária invertida totalmente formada.

$$\mu = \frac{F}{Q} = \frac{\text{EWS}d s_u}{\text{EWB}d N_c s_u} = \frac{8d s_u}{2,5d N_c s_u} \cong [0,4 \text{ a } 0,6] \quad (28)$$

Neubecker e Randolph (1995a, 1995b) obtiveram bons resultados com μ igual à 0,46 quando compararam os resultados experimentais de Degenkamp e Dutta (1989a) com os resultados dos modelos analíticos proposto por eles. Neubecker e O'Neill (2004) citaram estudo experimental de House (2002) que obteve valores de μ em torno de 0,2 devido à vazios formados atrás de corrente. House (2002) também concluiu que μ depende de nível de tensão, sendo que menores valores são obtidos em correntes submetidas à menores níveis de tensões. Randolph *et al.* (2005) recomendaram uma faixa de variação entre 0,3 a 0,5, onde menores valores se aplicam à solos argilosos.

Considerando conhecidos o diâmetro nominal de corrente e a resistência do solo, fica evidente que a determinação precisa de F depende essencialmente da confiabilidade dos parâmetros α e EWS.

Quanto ao fator de adesão (α), Gault e Cox (1974), Vivatrat *et al.* (1982), Degenkamp e Dutta (1989a) seguiram a prática da literatura de assumir valor unitário para α em argilas moles. Por outro lado, buscando determinar o valor do fator de adesão solo-corrente, Yen e Tofani (1984) realizaram um dos primeiros ensaios de deslizamento longitudinal de corrente. Os autores utilizaram correntes de diâmetro nominal de 19,05mm, comprimentos equivalentes à 2 e 4 elos, e área efetiva (A_{lat}) de $32,50d^2$. Estes ensaios consistiram em medir a força necessária para deslocar correntes totalmente

enterradas em solo, a uma velocidade constante. Com base nas forças medidas, Q_{lat} os autores calcularam o fator de adesão, α a partir da Equação (29).

$$\alpha = \frac{Q_{lat}}{A_{lat}S_u} \therefore f = \frac{Q_{lat}}{A_{alt}} \quad (29)$$

A Figura 18 apresenta a variação do fator de adesão corrente-solo em função da resistência não drenada de um silte argiloso de baixa plasticidade.

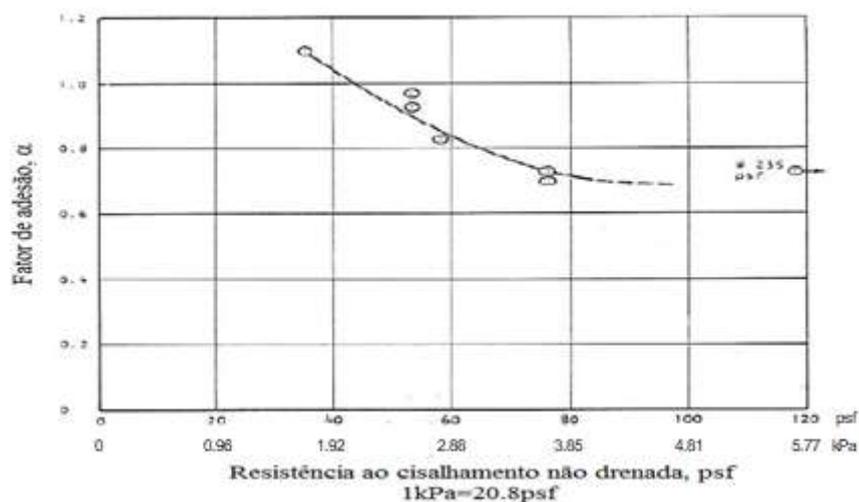


Figura 18 – Fator de adesão \times resistência não drenada (Adaptado, Yen e Tofani, 1984).

Com relação à interface solo–corrente, Yen e Tofani (1984) observaram depois da realização dos ensaios que o solo aderido ao redor de correntes aparentava ter o formato de um “cilindro irregular”. Esse comportamento foi observado em solo com resistência não drenada maior que 2,4kPa. Segundo os autores, o formato observado pode ter ocasionado a diminuição do valor de α com aumento da resistência não drenada. Por outro lado, afirmaram que argilas com resistência menor que 1kPa podem comportar-se como pastas viscosas, fluindo pelos elos de corrente. Nessa condição (baixa resistência do solo) é esperada que a resistência mobilizada seja dependente da taxa de deslocamento da corrente. Em consequência, os valores de α calculados deixam de ser aplicáveis para outros tipos de velocidade de carregamento.

DNV (1996 e 2012) recomendaram valores de α na faixa de 0,4 a 0,6 para calcular resistência friccional solo-corrente em solos argilosos. DNV (2012) salienta que o valor mínimo de fator de adesão pode ser estimado em função da sensibilidade de argila, ou seja, $\alpha = 1/S_t = s_{u,res}/s_{u,max}$.

No que se refere ao parâmetro EWS, Gault e Cox (1974) consideram que $EWSd$ pode ser estimado como perímetro do sólido circunscrito à corrente, (πD) . Onde D é a largura do elo de corrente ou diâmetro efetivo de corrente. Como a relação entre D e d em correntes utilizadas em linhas de ancoragem é geralmente igual à 3,6, concluiu-se que $EWSd = \pi(3,6d) \cong 11,31d$. Ou seja, EWS é aproximadamente igual à 11.31.

Vivatrat *et al.* (1982) determinaram o valor de $EWSd$ a partir de geometria dos elos da corrente. Chegaram à conclusão que $EWSd$ varia de acordo com a orientação de corrente em relação ao solo, porém o seu valor médio pode ser considerado igual à $10d$. Partindo de uma análise diferente, Yen e Tofani (1984) consideraram no cálculo de resistência do solo na direção tangencial à corrente, a área de deslizamento por par de elos de corrente em vez da área de deslizamento por comprimento de corrente. Com base na geometria de corrente, determinaram o valor da área de deslizamento por par de elos em torno $32,50d^2$.

Degenkamp e Dutta (1989a) utilizaram dois métodos diferentes para determinar os valores de EWS. O primeiro método consistiu em dividir as áreas efetivas de deslizamento de um par de elo pelo comprimento efetivo do respectivo par. Observaram a partir de várias combinações (direções ortogonais e diagonal, comprimentos de elos de $5d$ e $6d$) que os prováveis valores de EWS situam na faixa de 5,2 a 10,3, tendo como média 8,2. O segundo método determinou valores de EWS a partir de resultados de ensaios experimentais realizados com correntes (tipo *studless link*) de diâmetros nominais de 6,4mm, 9,5mm e 16mm enterradas em argila moles ($s_u \cong 4,52\text{kPa}$). Conforme apresenta a Tabela 4, o valor de EWS medido varia de 5,5 a 12, tendo média igual à 8,2. Em função da dispersão dos resultados, os autores recomendaram adotar valor igual à 8. O valor de EWS determinado por Degenkamp e Dutta (1989a) vem sendo adotado em vários estudos (Neubecker e Randolph (1995a, 1995b), Neubecker e O'Neill (2004), e outros).

Tabela 4 – Ajuste do parâmetro EWS a partir dos ensaios de laboratório com correntes do tipo *studless link*. (Adaptado, Degenkamp e Dutta, 1989a).

d (diâmetro nominal)	Parâmetro	Máximo	Mínimo	Média	Desvio Padrão
6,4mm	EWS	12,0	5,5	9,1	1,9
9,5mm	EWS	11,0	6,0	8,4	1,4
16mm	EWS	8,5	6,0	7,2	1,0

Em argilas rijas ($s_u \cong 33,9\text{kPa}$), Degenkamp e Dutta (1989b) encontraram valor médio de EWS igual à 7,2 com desvio padrão de 1. Para calcular o valor de EWS foi considerado que $\alpha = 0,9$. Por fim, destaca-se que DNV (1996 e 2012) afirmaram que foi incorporado no *software* DIGIN o valor padrão de EWS igual à 11,3.

b) Resistência unitária do solo na direção normal (transversal) à corrente, Q

A resistência unitária do solo na direção normal à corrente é calculada a partir de expressões similares à Equação (30). Para o efeito, considera-se que o solo ao redor da corrente atinge o estado limite de tensões. Assim, oferece resistências últimas contra o deslocamento de corrente na direção normal ao seu comprimento.

$$Q = q(EWBd) = (N_c s_u)(EWBd) \quad (30)$$

Nessa equação, N_c é o fator de capacidade de carga, d é o diâmetro nominal de corrente, e s_u é a resistência não drenada da argila. EWB (*effective width in bearing*) é o parâmetro utilizado para determinar a largura efetiva de corrente no corte ($B_b = EWBd$).

A determinação precisa de Q depende essencialmente da confiabilidade dos parâmetros N_c e EWB, tendo em conta que a resistência do solo e o diâmetro nominal de corrente são conhecidos.

Quanto aos valores de N_c , a faixa de valores adotados em maioria dos estudos sobre catenária invertida é o resultado do vasto conhecimento consolidado sobre interação solo-estaca, assunto amplamente discutido no item 2.2.1.2. Assim, nos modelos propostos, Reese (1973) e Vivatrat *et al.* (1982) sugeriram adotar valor de N_c na faixa de 9 a 11. Gault e Cox (1974), Dutta (1988) consideraram valor de N_c igual à 10, que corresponde à média da faixa sugerida por Reese (1973). Degenkamp e Dutta (1989a) adotaram valor de N_c igual à 7,6, baseado na equação proposta por Skempton (1951). O valor de N_c igual à 9 foi utilizado por Neubecker e Randolph (1995b) em estudos sobre capacidade de carga de âncoras.

Com base na retro-análise, DNV (2012) encontrou valores de N_c na faixa de 9 a 14, sendo a média igual à 11,5 (o recomendado). Bang e Taylor (1995) utilizaram valor de N_c igual à 12,86 para ajustar os resultados previstos pelo modelo analítico com os resultados de ensaios realizados em centrífuga.

Yen e Tofani (1984) realizaram um dos primeiros estudos experimentais em correntes enterradas em um solo silte argiloso para determinar valores de N_c . Com base nos valores das forças medidas, foi possível determinar o fator de capacidade de carga de corrente, N_c através da Equação (31). A Figura 19 mostra valores do fator N_c calculados por Yen e Tofani (1984) a partir dos ensaios realizados em diferentes profundidades. O fator de capacidade de carga apresentou média igual à 9,7, e desvio padrão de 1,3.

$$N_c = \frac{Q_c}{A_c s_u} \quad (31)$$

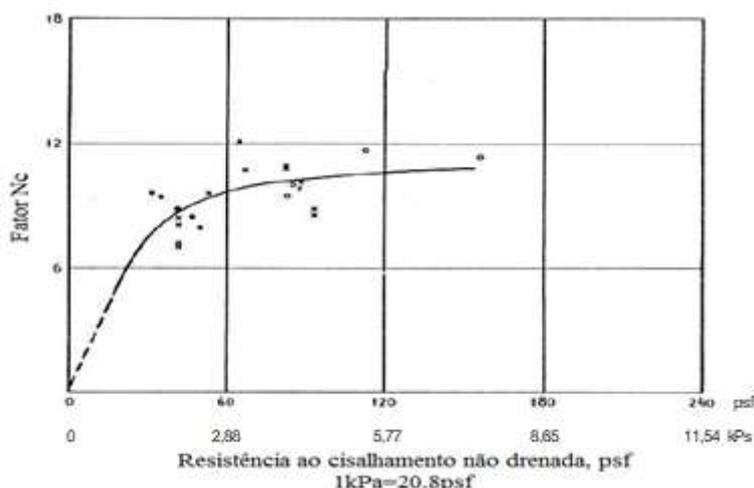


Figura 19 – Variação do fator N_c com a resistência não drenada (Adaptado, Yen e Tofani, 1984)

Para fins de comparação, os autores citaram Baligh e Scott (1975) que encontraram valor de N_c igual à 9,2, em ensaios realizados com chapas metálicas rugosas fina enterradas em solo coesivo.

No que se refere ao parâmetro EWB, de acordo com Reese (1973), se for considerado que não existe fluxo do solo na abertura dos elos da corrente, o valor de EWB pode ser levemente inferior à 3 (três). Como limites de $EWBd$, o autor recomendou adotar valor máximo igual à largura do elo da corrente (geralmente igual $3,6d$), e o valor mínimo igual ao diâmetro do cilindro com peso igual ao peso médio da corrente.

Gault e Cox (1974) consideraram que o valor de $EWBd$ é igual à largura projetada da corrente. Neste caso, a corrente é girada de tal forma que os eixos das correntes adjacentes foram ângulos de 45 graus de qualquer lado vertical. Com base na geometria de corrente, Vivatrat *et al.* (1982) observaram que EWB varia de acordo com a orientação de corrente em relação ao solo, porém recomendaram valor médio de EWB igual à 2,6.

Degenkamp e Dutta (1989a) determinaram os valores de EWB a partir dos métodos utilizados anteriormente para determinar os valores de EWS. No primeiro método, baseado na geometria de elos de correntes, observaram que o valor de EWB varia entre 2,3 e 2,8, porém recomendaram valores entre 2,4 a 2,5 como os mais prováveis. No segundo método, baseado em ensaios experimentais, o EWB foi determinado, considerando N_c igual à 7,6. A Tabela 5 resume a estatística dos valores de EWB determinados por Degenkamp e Dutta (1989a). Caso o valor de N_c for tomado como 9 (valor amplamente aceito), o valor médio de EWB reduziria para 2,1.

Tabela 5 – Ajuste do parâmetro EWB a partir dos ensaios de laboratório com correntes do tipo studless link. (Adaptado, Degenkamp e Dutta (1989a)).

d (diâmetro nominal)	Parâmetro	Máximo	Mínimo	Média	Desvio Padrão
6,4mm	EWB	3,0	2,2	2,6	0,2
9,5mm	EWB	2,9	2,2	2,5	0,3
16mm	EWB	2,9	2,0	2,5	0,3

De acordo com os autores, parece existir evidência de que o valor de EWB cresce com aumento de comprimento da catenária invertida, o que pode ser motivado pela não uniformidade da resistência do solo. O valor de EWB determinado por Degenkamp e Dutta (1989a) vem sendo adotado em vários estudos (e.g., NEUBECKER E RANDOLPH, 1995a, 1995b; NEUBECKER E O'NEILL, 2004; e outros).

Em argilas rijas ($s_u \cong 33,9\text{kPa}$), utilizando valor de N_c igual à 7,6, Degenkamp e Dutta (1989b) encontraram valor médio de EWB igual à 2,3 com desvio padrão de 1. Yen e Tofani (1984) determinaram o valor da área projetada de corte por par de elos em torno de $18,96d^2$. Bang e Taylor (1995) adotaram valor de EWB igual à 2,333 para calcular previsões de modelos analíticos, ao passo que DNV (1996 e 2012) reportaram como valor padrão de EWB igual à 2,5 no *software* DIGIN. Utilizando correntes do tipo *studless*, Frankenmolen *et al.* (2016) calcularam valores de EWB igual à 2,2 para correntes com diâmetros nominais de 4mm e 6mm.

2.3.2.3 *Estudos sobre Catenária Invertida e suas Influências no Comportamento de Âncoras*

O presente item apresenta os principais estudos (experimentais, analíticos, paramétricos, numéricos) desenvolvidos sobre catenária invertida e suas influências no comportamento de âncoras.

Um dos primeiros estudos sobre catenária invertida foi desenvolvido por Gault e Cox (1974). Os autores realizaram análises paramétricas para avaliar o efeito dos parâmetros no comportamento de catenária, tomando como referência o modelo por eles proposto. Observaram que a força aplicada na âncora reduz significativamente caso for considerado o peso de corrente e a resistência do solo na direção tangencial à corrente. Contudo, a redução da força na âncora é mais influenciada pela resistência do solo. Uma pequena variação do peso da corrente, praticamente não influencia no valor da força aplicada na âncora e na mudança de direção da catenária. Por outro lado, observaram pouca influência da variação da resistência do solo na direção normal à corrente no valor da força aplicada na âncora, porém a variação dessa resistência influencia significativamente na configuração da catenária. Para âncoras instaladas em maiores profundidades, os autores observaram que a força aplicada na âncora é praticamente insensível à grande variação de ângulo no leito marinho.

Vivatrat *et al.* (1982) realizaram também análises paramétricas para avaliar as influências da profundidade de embutimento, do tamanho de corrente e da força de pré-carregamento no comportamento do modelo por eles apresentado. Como resultado, eles observaram que a diferença entre a força aplicada no leito marinho e a força que chega na âncora cresce levemente à medida que força no leito marinho aumenta. De igual modo, observaram que a força aplicada na âncora cresce quase de forma linear com a força aplicada no leito marinho, enquanto que o ângulo da carga na âncora varia significativamente com aumento da força no leito marinho.

Com relação ao efeito da força de pré-carregamento (história de carregamento), Vivatrat *et al.* (1982) observaram que a redução da força de pré-carregamento não altera a configuração da catenária invertida. Ou seja, ao reduzirem a força de pré-carregamento, a catenária invertida continuou com a mesma configuração assumida na aplicação da maior força. Baseado nisso, concluíram que a configuração da corrente e a rigidez do sistema corrente-âncora dependem da magnitude da força de pré-carregamento.

Os estudos laboratoriais de Degenkamp e Dutta (1989a) em argilas moles ($s_u \cong 4,52\text{kPa}$) e Degenkamp e Dutta (1989b) em argilas rijas ($s_u \cong 33,9\text{kPa}$) proporcionaram um conjunto de resultados que foram largamente explorados por Dutta e Degenkamp (1989). A partir desses resultados experimentais, Dutta e Degenkamp (1989) avaliaram a influência da resistência do solo no comprimento da catenária invertida, e o efeito da variação dos parâmetros EWB e EWS nos valores de forças aplicadas na âncora. As análises permitiram-lhes observar que o aumento de força no leito marinho possibilita a formação de catenária invertida, ao mesmo tempo que diminui, de forma não linear, o ângulo na âncora. A redução do ângulo na âncora acarreta a redução do incremento da componente vertical e conseqüente aumento do incremento da componente horizontal da força aplicada na âncora. No entanto, a componente vertical cresce aproximadamente de

forma linear com aumento da força no leito marinho, ao passo que a tendência do crescimento da componente horizontal não é linear. Por outro lado, verificaram também que a mudança do ângulo da força na âncora é mais pronunciada no estado inicial de pré-carregamento, sendo que este comportamento se torna mais evidente em pequenas profundidades de embutimento.

Corroborando a conclusão de Gault e Cox (1974), Dutta e Degenkamp (1989) também afirmaram que a força na âncora cresce linearmente com o aumento da força no leito marinho. Porém, a força na âncora é menor que a força no leito marinho devido à resistência friccional do solo – atenuação de carga. Por exemplo, ao aplicarem uma força de 4kN no leito marinho, a força lida na âncora foi 16,3% menor (correntes de 6,4mm de diâmetro nominal) e 33,8% menor (correntes de 16mm) do que a força aplicada no leito. Acrescentando, Dutta e Degenkamp (1989) observaram que o comprimento normalizado de corrente enterrada (L/H) cresce com aumento da força no leito marinho, e decresce com aumento de profundidade de embutimento, H . Em ambas observações, o comportamento não é linear. Para o mesmo valor de H , a taxa de crescimento de L/H nos instantes iniciais da formação de catenária é maior do que nos instantes finais que correspondem às maiores cargas.

Seguindo a interpretação dos resultados experimentais, os autores observaram que a mudança da configuração da corrente é influenciada pelo aumento da resistência do solo. Como consequência, o ângulo da força na âncora é maior em solos mais resistentes, para o mesmo valor de força aplicada no leito marinho. Esse comportamento é um dos motivos para que a componente vertical da força na âncora seja maior em solos resistentes, e para que a componente horizontal seja maior em solos menos resistentes. A razão entre a componente vertical da força na âncora e a força no leito marinho cresce à medida que aumenta o comprimento da corrente enterrada. Ao atingir o valor máximo, essa razão começa a decrescer com aumento de comprimento de corrente. Esse comportamento é mais evidente em pequenas profundidades de embutimento. Por outro lado, a razão entre a componente horizontal e a força no leito marinho cresce de forma não linear com o comprimento da corrente enterrada.

Com relação à influência dos parâmetros EWS e EWB nos valores de força e ângulo na âncora, Dutta e Degenkamp (1989) observaram que aumento de EWB proporciona aumento da força e do ângulo na âncora. Contudo, em altos valores de força de pré-carregamento, a influência de EWB é muito mais significativa na componente vertical da força do que na componente horizontal. Em baixos valores de força de pré-carregamento, o aumento de EWB faz aumentar significativamente a componente vertical, enquanto faz diminuir, na mesma proporção, a componente horizontal. Em altos valores de pré-carregamento, o aumento de EWS provoca uma diminuição do valor da força na âncora, porém não altera o valor do ângulo na âncora. Em baixos valores de pré-carregamento, o aumento de EWS influencia tanto a força quanto o ângulo na âncora.

Através de análises paramétricas, Neubecker e O’neill (2004) apresentaram um conjunto de gráficos normalizados sobre catenária invertida. Esses gráficos permitem avaliar de forma simples e rápida as influências da força normalizada no leito marinho ($T_0^* = T_0/H\bar{Q}$), do coeficiente friccional (μ) e da razão da resistência do solo normalizada (KH/s_{u0}) no valor de deslizamento normalizado de corrente (L_s/H). As

análises efetuadas mostraram que a catenária invertida prevista pelo modelo de Neubecker e Randolph (1995a) apresenta uma configuração exponencial em solos normalmente adensados (alto KH/s_{u0}). Em solos uniformes (baixo KH/s_{u0}) a configuração da catenária aparenta ter o formato parabólico. Observaram ainda que a variação de μ de 0,2 a 0,6 não altera praticamente o deslizamento normalizado de corrente, para o mesmo valor de T_0^* . As pequenas influências observadas ocorreram nos valores de T_0^* menores que 10.

Frankenmolen *et al.* (2016) estudaram o comportamento de linhas de ancoragem enterradas em areias de carbonato através de ensaios realizados em centrífugas. Os resultados medidos experimentalmente possibilitaram o desenvolvimento de um modelo analítico para prever a distribuição de carga na linha e configuração de catenária invertida. Também em centrífugas, Lee *et al.* (2014) realizaram um conjunto de ensaios para estudar o comportamento de catenária invertida em solos arenosos. Os resultados medidos nesses ensaios foram comparados com os previstos pelos modelos de Vivatrat *et al.* (1982) e Neubecker e Randolph (1995a) através de um estudo paramétrico para analisar a influência de vários fatores no comportamento de catenária invertida.

Outros estudos, Zhang *et al.* (2013), Liu *et al.* (2014) e Lee *et al.* (2014), também compararam resultados experimentais com os previstos pelos modelos. Concluíram que os modelos de Vivatrat *et al.* (1982) e Neubecker e Randolph (1995a) conseguem reproduzir satisfatoriamente os resultados experimentais.

Segundo Ruinen e Degenkamp (2002), vários dos modelos analíticos supracitados serviram de base para o desenvolvimento dos *softwares* STA ANCHOR e DIGIN - utilizado pela Petrobras. Esses *softwares* destinam-se a previsão de capacidade de carga de âncoras, das configurações de catenária invertida e da trajetória de âncoras de arrasto.

Inúmeros estudos – Bang e Taylor (1994, 1995 e 1997), Bang (1996), Bang *et al.* (1996, 1999, 2000a, 2000b, 2001 e 2003a) – foram realizados pelos membros do Centro de Serviços de Engenharia das Instalações Navais de Califórnia para estudar o comportamento de catenária invertida. Como resultados desses estudos, Bang e Taylor (1994 e 1995) desenvolveram um método analítico para determinar a configuração da catenária invertida em solos coesivos. Depois, Bang (1996) desenvolveu um programa denominado CSAP, utilizado em solos argilosos e arenosos, para calcular de forma detalhada a configuração da linha de ancoragem desde âncora até a superfície da boia.

Na UFRGS, o primeiro trabalho sobre interação solo-corrente foi desenvolvido por Rocha (2014). A autora estudou atenuação de cargas estáticas e configuração de linhas de ancoragem através de ensaios experimentais em modelo reduzido – escala 1:40, utilizando argilas com teores de umidade de 100% e 120%. Como principal conclusão, Rocha (2014) destacou a influência da resistência do solo e da profundidade de embutimento na magnitude de atenuação estática. Observou também que a atenuação estática se situa em torno de 24% e 10% em correntes de diâmetro nominal de 3mm enterradas em argilas com teores de umidade de 100% e 120%, respectivamente. Posteriormente, analisando os resultados experimentais de Rocha (2014), Rocha *et al.* (2016) observaram que não existe uma relação única entre as resistências tangencial (friccional) e normal (transversal) durante a formação da catenária invertida. Ou seja, o coeficiente friccional, μ varia em função do nível de carregamento e descarregamento, e

também em função do ângulo de aplicação de carga. Contudo, foi observado que, para o mesmo ângulo nominal de aplicação de carga, no estágio de carregamento, existe tendência de estabilização de μ para cargas maiores que 100N. A faixa de variação dos valores médios do μ apresentada por Rocha *et al.* (2016) está dentro da faixa do μ recomendada por Neubecker e Randolph (1995a) – 0,4 a 0,6.

Como continuação do estudo de Rocha (2014), Sampa (2015) realizou ensaios experimentais na mesma escala, utilizando argilas com teor de umidade de 120% para avaliar atenuação de cargas dinâmicas aplicadas na linha de ancoragem. Para os níveis de carregamentos utilizados, Sampa (2015) e Sampa *et al.* (2016) destacaram a existência da atenuação de cargas dinâmicas na faixa de 27 a 45%. A magnitude desta atenuação depende da resistência do solo, das propriedades geométricas da corrente, da força de pré-carregamento, do ângulo de referência e da aceleração e frequência de vibração.

Com relação aos estudos numéricos, o Método de Elementos Finitos de grandes deformações é a principal ferramenta utilizada pelos estudos anteriores para investigar a trajetória de instalação de âncoras de arrasto e o comportamento do sistema âncora-solo-linha de ancoragem (Zhao e Liu, 2013, 2014 e 2016; Liu e Zhao, 2014).

Os mecanismos de interação entre correntes e solos também mereceu atenção em na área de solos reforçados com correntes. Abongo *et al.* (2010a e 2010b), Kwon *et al.* (2010) e Choi *et al.* (2014) desenvolveram estudos que permitiram entender o mecanismo de interação entre correntes e solos arenosos.

2.4 CONCEITOS GERAIS SOBRE ARGILAS

Este item apresenta uma revisão detalhada sobre diferentes comportamentos de argilas extremamente moles, e sob influência de forças interpartículas a nível microestrutural, com o objetivo de estabelecer uma base conceitual para o entendimento e explicação dos resultados dos ensaios de caracterização e dos ensaios de arrancamento. Devido à grande influência dessas forças no comportamento da argila em estudo, a revisão tentou abordar temas relacionados à mineralogia dos argilominerais, solos altamente compressíveis, tixotrópicos e sensíveis, e tensão efetiva de solos coesivos regidos pelas forças interpartículas. Todos esses temas convergem em explicar o motivo da variação das propriedades da argila ao longo do tempo.

2.4.1 Argilominerais: comportamento e suas influências no comportamento de solos argilosos

Os minerais de argila (argilominerais) podem ser classificados como partículas com tamanho específico menor que 0,002 mm (2 μ m), assim como uma classe de minerais que possui pequeno tamanho de partículas, apresentando carga elétrica negativa, plasticidade quando misturado com água, e alta resistência ao intemperismo. A mineralogia é o principal fator que controla o tamanho, a forma e as propriedades das partículas do solo, e conseqüentemente determina as possíveis faixas de propriedades físicas e químicas do solo (MITCHELL E SOGA, 2005). Os argilominerais são principalmente silicatos de alumínio hidratado e contêm células unitárias que consistem em duas, três ou quatro camadas. Os minerais de duas camadas – 1:1 (exemplo: caulinita) – consistem em uma camada de sílica e uma camada octaédrica, enquanto que as células de três camadas – 2:1 (exemplo: illita e montmorilonita) são compostas por uma camada dioctaédrica ou tri-octaédrica prensada entre duas camadas de sílica. Em comparação com os minerais do tipo 1:1, os minerais do tipo 2:1 exibem elevadas superfícies específicas, alta atividade, alta capacidade de troca catiônica e grandes quantidades de carga elétrica nas suas superfícies. Esses três tipos de minerais – montmorilonita, illita e caulinita – são os mais comuns em argilas naturais (LAMBE E WHITMAN, 1979; MITCHELL E SOGA, 2005).

A formação de caulinita é favorecida quando a alumina é abundante e a sílica é escassa devido à estrutura de sílica: alumina 1:1 nas condições que incluem, geralmente, baixo teor de eletrólitos, baixo pH e remoção de íons que tendem a flocular a sílica (Mg, Ca, Fe) por percolação (MITCHELL E SOGA, 2005). Em minerais do tipo caulinita, a ligação entre as camadas sucessivas é feita por forças de van der Waals e ligação de hidrogênio, sendo que a ligação de hidrogênio é suficientemente forte de modo que não permite a expansão entre as camadas na presença de água (MITCHELL E SOGA, 2005; MARSHALL, 1964).

As esmectitas são formadas nos lugares com abundância de sílica, geralmente nas condições onde existem pH elevado, alto teor de eletrólitos e mais presença de Mg²⁺ e Ca²⁺ do que Na⁺ e K⁺. Os minerais illita e esmectita, ambos possuem a estrutura do tipo 2:1, porém apresentam diferenças no tipo e na quantidade de "ligação" que mantém juntas as camadas sucessivas. A esmectita contém cátions fracas entre as camadas, enquanto que

a illita contém íons de potássio firmemente fixados. A ligação entre as camadas sucessivas de esmectitas é feita pelas forças de van der Waals e pelos cátions que equilibram as deficiências de carga na estrutura. Estas ligações são fracas e facilmente separadas por clivagem, adsorção de água ou outros líquidos. Devido à densidade de carga superficial moderada de esmectitas, as camadas de silicato absorvem prontamente moléculas polares, hidratando os cátions adsorvidos, resultando na separação e expansão das camadas. A expansão ocorre quando a energia de hidratação supera as forças de atração entre as camadas unitárias devido à hidratação dos cátions da camada intermediária (MARSHALL, 1964; LAMBE E WHITMAN, 1979; MITCHELL E SOGA, 2005).

O mineral montmorilonita, constituinte dominante da argila bentonita, pertence ao grupo dos esmectitas, de acordo com Boswell (1948), Mitchell e Soga (2005), Markgraf *et al.* (2006). Dependendo do tipo de cátion adsorvida, a argila bentonítica pode ser classificada em dois tipos: bentonita sódica (Na-bentonita), com alta capacidade de expansão na presença de água, em condições de baixa pressão confinante e baixa concentração de eletrólitos; e bentonita cálcica (Ca-bentonita), que é uma argila com baixa capacidade de expansão. Nas bentonitas sódicas naturais, existe predominância de íons Na^{2+} nas camadas intermediárias, porém não é raro encontrar frequentemente íons Ca^{2+} ou Mg^{2+} em concentrações variadas. Por outro lado, as bentonitas podem ser ativadas por um processo técnico chamado ativação alcalina, que consiste em substituir a composição inicial de alcalino terrosos por íons Na^+ , segundo Markgraf *et al.* (2006). Essas características, para Boswell (1948), fazem com que o comportamento tixotrópico de bentonitas seja notável.

Contudo, é de salientar que, dependendo das condições ambientais (temperatura, pressão, pH, composição química e biológica da água), a estrutura inteira de um tipo de mineral pode transformar para outro tipo de mineral devido à troca catiônica e intemperismos. Por exemplo, os minerais montmorilonitas podem transformar-se em caulinitas ou em illitas. As reações de troca catiônica, segundo os autores, envolvem a substituição de uma parte ou de todos os íons adsorvidos de um tipo por íons de outro tipo (MITCHELL E SOGA, 2005). Lambe e Whitman (1979) explicaram que as partículas de solo atraem íons nas suas superfícies, visando neutralizar as cargas elétricas negativas, sendo que esses íons são facilmente substituíveis por outros devido à fraca ligação entre eles e as superfícies de partículas, gerando o processo denominado troca catiônica ou troca de íons. Normalmente, somente as reações de troca não afetam a estrutura das partículas de argila, porém podem gerar mudanças importantes nas propriedades físicas e físico-químicas do solo. A natureza de íon trocado exerce muita influência no comportamento de argila, alterando os limites de Atterberg (LAMBE E WHITMAN, 1979, MITCHELL E SOGA, 2005).

Em muitos materiais, quando o tamanho das partículas é reduzido para menos de 1 ou menos de $2\mu\text{m}$, as forças de superfície passam a superar infinitamente as forças derivadas de massa e, como consequência, os seus comportamentos começam a ser influenciados pelas forças de superfície. Por conseguinte, o estudo desses comportamentos requer considerações de química coloidal e de superfície. A maioria das partículas de argila se comporta como coloides, tanto por possuir tamanho menor como por ter forças elétricas de superfície desequilibradas como resultado de substituições

isomórficas dentro de sua estrutura (LAMBE E WHITMAN, 1979; MITCHELL E SOGA, 2005). Assim, de acordo com Lambe e Whitman (1979), torna-se importante entender os principais comportamentos de minerais, principalmente, a variação desses comportamentos ao longo de tempo.

Os processos (incluindo as forças de atração e repulsão) que ocorrem durante a hidratação dos argilominerais foram extensamente abordados por Lambe e Whitman (1979) e Mitchell e Soga (2005). Durante a hidratação de um mineral eletricamente estável, primeiramente ocorre a hidratação de íons trocáveis. Em seguida, esses íons afastam-se das superfícies minerais para posições de equilíbrio. Esse processo gera duas forças, uma que tenta atrair íons para a superfície mineral para neutralizar a carga elétrica, e outra que tende a afastar os íons um do outro por causa de suas energias térmicas. O afastamento de íons da superfície de partículas na presença de água gera o fenômeno denominado dupla camada – camada água-íons, sendo que a espessura dessa camada corresponde a distância a partir da superfície de partícula necessária para neutralizar a carga líquida na partícula, isto é, a distância sobre a qual existe um potencial elétrico. Os autores acrescentam ainda que a água na dupla camada é atraída (adsorvida) para superfície do solo devido aos íons trocáveis que estão nela e também devido às ações de outras forças (ligações de hidrogênio e forças de van der Waals). Para Bolt (1956) e Lambe e Whitman (1979), as forças de van der Waals tendem a atrair as partículas (geram partículas floculadas) e não dependem muito do sistema água-solo, ao passo que as forças repulsivas (geram partículas dispersas) entre as partículas estão diretamente relacionadas à espessura da dupla camada e dependem fortemente do sistema água – solo. Chen *et al.* (2000) também reforçam que as forças repulsivas tendem a estabilizar uma suspensão, tornando-a dispersa e com estruturas em forma não floculadas, enquanto que as forças atrativas geram um comportamento contrário. Em função de tudo isso, Lambe e Whitman (1979) afirmaram que é muito difícil separar as partículas de montmorilonita de fase porosa devido aos seus tamanhos menores, e assim são fortemente dependentes do sistema água-solo.

O sistema água-solo em argilominerais é influenciado por vários fatores. Por exemplo, Lambe e Whitman (1979) citam que o aumento de um ou mais desses fatores (concentração de eletrólitos, valência iônica e temperatura) tendem a gerar um sistema floculado, ao passo que a redução de um ou mais desses fatores (constante dielétrica, tamanho de íon hidratado, pH, e adsorção de ânion) tendem a provocar dispersão. Mitchell e Soga (2005) salientam que pH tem um papel muito importante no comportamento de suspensões de argila, especialmente em caulinita devido ao potencial de superfície. Considera-se que $\text{pH} < 7$ é ácido (alta concentração de H) e $\text{pH} > 7$ é básico (baixa concentração de H). Quanto mais alto for o pH, maior é a tendência de H dos hidroxilos entrar em solução, e maior é a carga negativa efetiva da partícula, ou seja, um pH baixo promove a borda positiva à interação superficial negativa, geralmente levando à floculação da suspensão. Estes efeitos são de maior importância na caulinita, menor importância na illita, e relativamente de pouca importância na esmectita. Em caulinitas, o pH pode ser o fator mais importante que controla a estrutura dos sedimentos formados a partir da suspensão. Suspensões estáveis ou dispersões de partículas de argila frequentemente requerem condições de pH alto. Mesri e Olson (1971) observaram que

baixos valores de pH (aprox. 5) apresentam uma tendência de flocculação do tipo borda-face e altos índices de vazios em bentonitas cálcicas.

Geralmente, devido às características dos argilominerais, quanto maior for a porcentagem da argila em um solo, maior é a plasticidade, o potencial de retração e expansão, a compressibilidade e a coesão. Por outro lado, menor é a condutividade hidráulica e o ângulo de atrito interno. Em função disso, a faixa de variação das propriedades físicas e químicas dos argilominerais depende do tamanho da partícula, do grau de cristalinidade, do tipo de cátions adsorvidos, do pH, da presença de matéria orgânica, e de tipo e quantidade de eletrólito livre na água dos poros. Em geral, a importância desses fatores aumenta na ordem caulim < ilita < esmectita (MITCHELL E SOGA, 2005).

Mitchell e Soga (2005) apresentaram a seguinte faixa de variação de atividades de argilominerais: caulinitas (aproximadamente 0,5), ilita (entre 0,5 a 1), montmorilonita (entre 1 a 7). Várias faixas de valores de propriedades físicas dos argilominerais podem ser encontradas nos trabalhos de Mesri e Olson (1971), Sridharan e Rao (1973), Lambe e Whitman (1979), Mitchell e Soga (2005), entre outros. O aumento da valência catiônica diminui o limite de liquidez (LL) das argilas expansivas devido à redução da dupla camada, mas tende a aumentar o LL dos minerais não expansivos (MESRI E OLSON, 1971; MITCHELL E SOGA, 2005). Mesri e Olson (1971) acrescentam que montmorilonitas sódicas apresentam maiores LL do que as montmorilonitas cálcicas. A condutividade hidráulica de todos os minerais de argila, segundo Mitchell e Soga (2005), é menor que cerca de 1×10^{-7} m/s, sendo que alguns esmectitas podem apresentar valores menores que 1×10^{-12} m/s, contudo Mesri e Olson (1971) encontraram valores menores de 2×10^{-10} m/s em montmorilonita sódica. Estes autores verificaram que montmorilonita sódica é muito menos permeável do que a bentonita cálcica, sendo que os efeitos de pH e dupla camada na permeabilidade de ambas montmorilonitas são mais significativas em altos índices de vazios. De acordo com pesquisas desenvolvidas na Cornell University (1950), índice de compressão, C_c para diferentes concentrações iônicas varia entre 0,19 a 0,28 em caulinitas, entre 0,50 a 1,10 em ilitas, e entre 1,0 a 2,6 em montmorilonitas. Entre montmorilonitas, Jimenez Salas e Serratosa (1953) observaram que C_c de montmorilonita sódica são maiores do que os da montmorilonita cálcica. Com relação aos valores de coeficiente de adensamento, c_v , resultados obtidos na Cornell University (1950) mostraram que c_v de montmorilonita varia entre $0,06 \cdot 10^{-8}$ a $0,3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, de ilita varia entre $0,3 \cdot 10^{-8}$ a $2,4 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, e de caulinita varia entre $12 \cdot 10^{-8}$ a $90 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

No que se refere ao ângulo de atrito dos argilominerais, o valor máximo do ângulo de atrito de argilas diminui com o aumento do índice de plasticidade e atividade. Para Mitchell e Soga (2005), o ângulo de atrito no estado crítico (φ_{cr}) das argilas do caulim normalmente adensadas varia entre 20° a 25° , enquanto que o de montmorilonitas é de aproximadamente 20° . Continuando o cisalhamento até grandes deformações, os ângulos de atrito no estado residual (φ_{res}) de montmorilonitas diminui para valores entre 5° e 10° , enquanto que os de caulinitas tende a permanecer igual ao do estado crítico. Os trabalhos de Keney (1967) apresentam valores de ângulos de atrito no estado residual para misturas

de quartzo com argilominerais (Figura 20) e de diferentes argilominerais em função de nível de tensão (Figura 21).

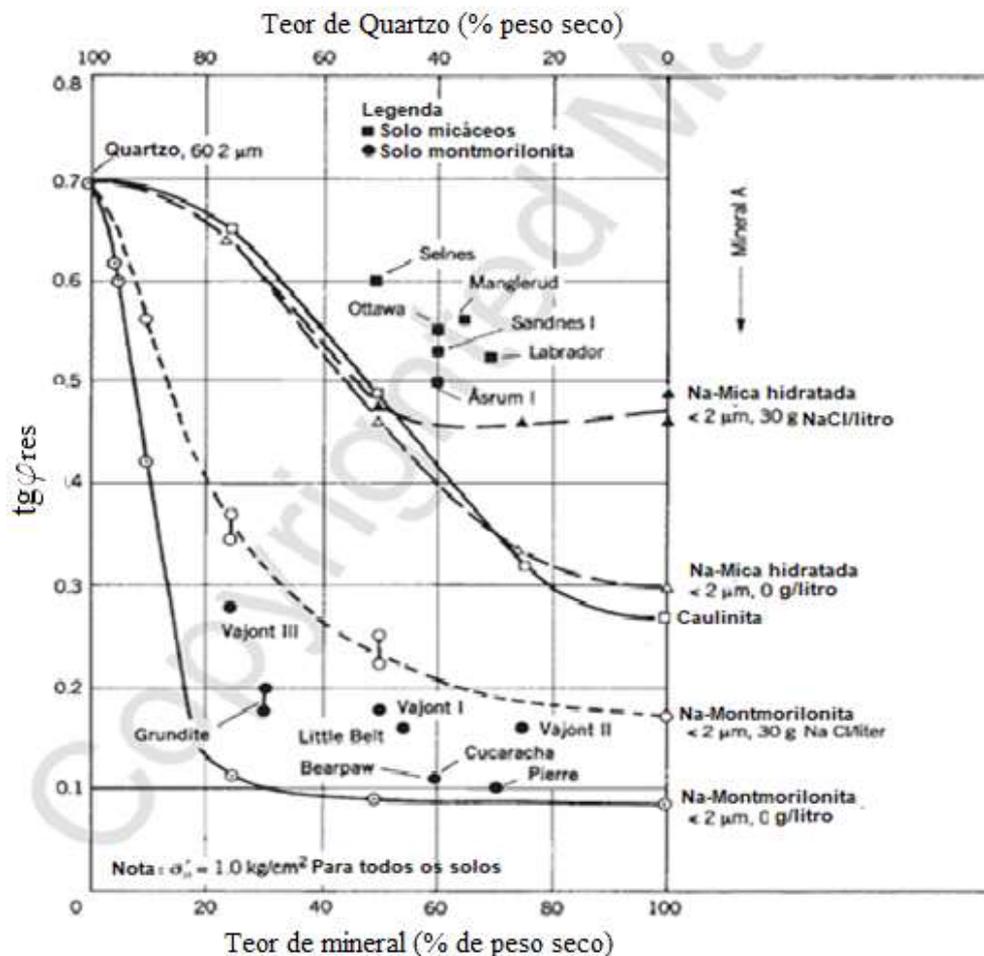


Figura 20 – Ângulo de atrito residual para misturas de quartzo e argilominerais e solos naturais (adaptado de Kenney, 1967).

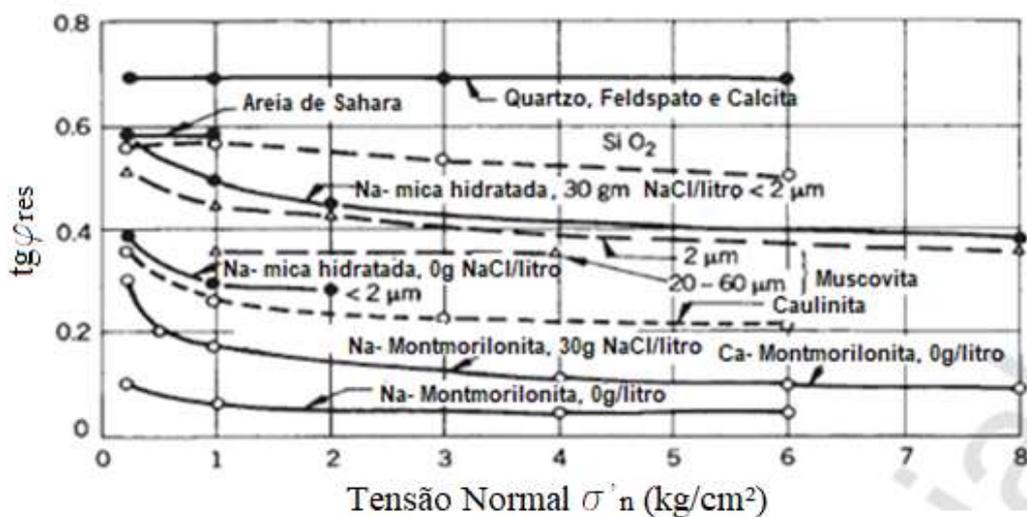


Figura 21 - Variação de ângulo de atrito residual com tensão normal para diferentes minerais (adaptado de Kenney, 1967).

2.4.2 Comportamentos de materiais em suspensão e em transição

Comportamento dos materiais em suspensão é completamente diferente do comportamento de solos, segundo explicações de Been (1980) e Been e Sills (1981). Conforme discutido por esses autores, há mudança de comportamento, em termos de índice de vazios, densidade, tensão efetiva e poro pressão, de um material em suspensão para um solo consolidado. A suspensão é definida por Been (1980) como uma mistura de partículas de solos em água, onde as partículas são largamente afastadas entre si devido à diluição. Baseando no conceito da tensão efetiva, praticamente não existe a tensão efetiva nos materiais em suspensão tendo em conta que a poro pressão é quase igual à tensão total.

Com o tempo, ocorre o assentamento de partículas (decantação) em suspensão. Esse mecanismo e o adensamento de um solo são processos similares em que ambos são movimentos relativos entre os grãos de minerais e água. A principal diferença entre os dois processos é a existência de tensões efetivas no solo. Para cada solo, existe geralmente uma única linha virgem de consolidação que descreve a relação entre a tensão efetiva e o índice de vazios, porém não existe claramente uma propriedade equivalente em suspensão (Been, 1980).

Por outro lado, existe um material gerado na fase de transição, de comportamento intermediário, que não reproduz nem o comportamento de suspensão nem do solo adensado. Been (1980) e Been e Sills (1981) utilizaram a Figura 22 para explicar o processo de transição de uma suspensão para um solo adensado através de três fases.

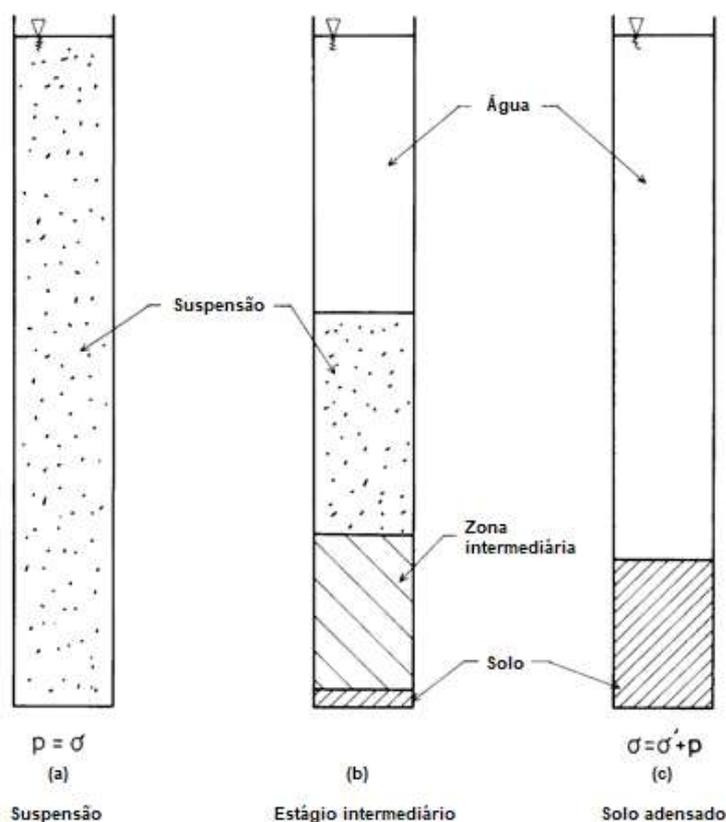


Figura 22 – Estágios de formação de solo (Been, 1980).

A primeira fase consiste em uma suspensão de partículas em água onde praticamente não existe a tensão efetiva. Com o tempo, as partículas vão se aglomerando em forma de flocos devido à ação de forças interpartículas e das camadas de água ao redor de partículas e flocos. Acrescidos os efeitos da gravidade e do tempo, as partículas ficam cada vez mais juntas em direção à base, gerando assim um material de comportamento intermediário. A partir dessa fase, as partículas deixam de estar na forma randômica e começam a apresentar uma certa estrutura e desenvolver tensões efetivas. Em solos coesivos nessa condição, espera-se atuação de ambas as forças – as derivadas de superfície e as derivadas de massa, uma vez que forças de superfície governam a suspensão, enquanto que as forças de massa governam solos adensados (LAMBE E WHITMAN, 1979; MITCHELL E SOGA, 2005).

Por fim, Been (1980) e Been e Sills (1981) acrescentaram que, antes que as partículas minerais tornassem densas suficientes para apresentarem comportamento de um solo adensado, certas reações químicas e forças eletrostáticas entre as partículas e os flocos devem ser superadas, e relativamente grandes volumes de água devem ser expulsos. Assim, o “adensamento” ocorre, portanto, como resultado do peso próprio das partículas do solo. Caso a base fosse impermeável, essa água tem que fluir para cima através de solo já formado acima, afetando ainda mais a taxa de formação do solo.

Tendo em conta o comportamento peculiar de solos similares ao da fase intermediária, vários estudos – Gibson *et al.* (1967), Been (1980), Been e Sills (1981), Lee e Sills (1981), e outros – foram desenvolvidos visando entender o processo de variação dos parâmetros devido alta deformação, adensamento por peso próprio, forças interpartículas, efeito da dupla camada, baixa tensão efetiva, etc. De acordo com Been e Sills (1981), nos altos índices de vazios, onde existem, contudo, tensões efetivas ($e > 6$), nota-se que para pouca ou nenhuma mudança na tensão efetiva ocorre uma grande mudança no índice de vazios - comportamento normalmente associado com fluência e fluxo viscoso. Gibson *et al.* (1967), Been (1980), Been e Sills (1981) e Lee e Sills (1981) explicaram as deficiências de teorias de consolidação unidimensional de Terzaghi (1924) quando usadas nesse tipo de solo. Para eles, as teorias de Terzaghi (1924) não conseguem modelar nem o adensamento por peso próprio nem grandes deformações.

Com relação às argilas moles extremamente deformáveis, vários estudos classificaram-nas em função da resistência não drenada, s_u . Argilas muito moles, segundo Terzaghi e Peck (1948), apresentam valores de $s_u < 24\text{kPa}$, enquanto que os estudos de Sahdi *et al.* (2014) e Vipulanandan e Raheem (2015) classificam solos ultra moles como aqueles que apresentam $s_u < 1\text{kPa}$.

De acordo com Liu *et al.* (2016), argilas ultra moles apresentam, geralmente, altos valores de: umidade, índices de liquidez e índices de vazios, e valores baixos de: coeficiente de adensamento, resistência não drenada e ângulo de atrito interno. Bo *et al.* (2011) acrescentam que solos ultra moles são caracterizados por grande deformação na compressão unidimensional, com pouco ou nenhum ganho de tensão efetiva. Estes autores acrescentam ainda que, estes tipos de solos apresentam comportamento de deformação diferente de argilas moles naturais que seguem a teoria do ganho de tensão efetiva de Terzaghi. Sahdi *et al.* (2014) afirmaram que os materiais com resistências não drenadas menores que 1kPa apresentam comportamento extremamente não linear em

termos de rigidez e permeabilidade, assim como manifestam grandes deformações durante o adensamento.

Diferente do modelo proposto por Terzaghi, Gibson *et al.* (1967, 1981) desenvolveram um modelo de consolidação unidimensional para argilas que leva em conta o adensamento por peso próprio de camadas espessas, grande compressibilidade da massa do solo e variação de permeabilidade durante o adensamento. Outros estudos – McNabb (1960), Mikasa (1965), Schiffman (1980), Lee e Sills (1981), Cargill (1984), Toorman (1996), Merckelbach e Kranenburg (2004) – corroboraram a teoria apresentada por Gibson *et al.* (1967), e contribuíram para o entendimento de grande deformação de solos muito moles, adensamento por peso próprio e permeabilidade. Bo *et al.* (2011) desenvolveram um outro método para estimar relação tensão \times deformação de solos ultra moles, baseado em três índices de compressão diferentes calculados com base no LL.

A partir de um exemplo prático com solos altamente deformados, Gibson *et al.* (1981) – atualização do Gibson *et al.* (1967) – concluíram que a teoria de consolidação convencional superestima seriamente o tempo de adensamento, mas pode subestimar a quantidade de excesso de poro pressão em um determinado momento. Com base nisso, concluíram que a teoria convencional tem o potencial de subestimar valor de poro pressão e superestimar a tensão efetiva, entende-se resistência não drenada.

Outros trabalhos, Bo *et al.* (2002), Hong (2013), Sahdi *et al.* (2014) estudaram o comportamento destes materiais através de ensaios de adensamento, destacando a influência de vários fatores no comportamento da curva tensão \times deformação e o modo como os parâmetros variam durante o adensamento. Dentre esses, destaca-se o trabalho de Bo *et al.* (2002) que realizaram ensaios de adensamento em solos ultra moles com teores de umidade variando entre 130% e 190%, sob pressão aplicada variando entre 127 e 223 kPa. Esse estudo possibilitou o melhor entendimento de solos ultra moles através das seguintes conclusões: a) existe um índice de vazios de transição a partir de qual o comportamento de solo ultra mole muda para um solo que obedece a teoria de Terzaghi, isto é, o comportamento do material muda de viscoso para plástico. Para o material estudado, esse índice de vazios situa-se em torno de 2,0 no teor de umidade (74,6%), aproximadamente igual o LL (72%); b) na fase viscosa, a deformação é principalmente controlada por fluxo viscoso, sendo que o solo comprime por muito tempo sem qualquer dissipação de poro pressão; c) no estado viscoso, para uma dada carga aplicada, a magnitude de deformação é proporcional ao teor de umidade; d) o tempo necessário para chegar ao ponto de transição praticamente não depende do teor de umidade, para mesma condição de pressão aplicada, porém diminui com a pressão aplicada para um determinado teor de umidade; e) os parâmetros de permeabilidade são mais afetados no estado viscoso do que no estado plástico; f) comportamento do solo no estado plástico é semelhante ao de uma argila mole natural.

2.4.3 Mecanismos Básicos que controlam a Compressibilidade de Argilas

O solo é inerentemente multifásico, e os constituintes da fase de poros influenciam a natureza das superfícies minerais e, portanto, afetam os processos de transmissão de força

nos contatos de partículas, segundo Lambe e Whitman (1979). O conceito de tensão efetiva que rege a mecânica clássica do solo postula que a relação mudança de volume e a tensão depende das tensões suportadas pela estrutura sólida do grão e a fase da água é neutra. No entanto, na realidade ocorrem interação entre água e solo, por isso, nem a água nem as superfícies do solo são inertes, química ou biologicamente (MITCHELL E SOGA, 2005).

Para Chen *et al.* (2000), as deformações em solos podem ser tratadas como resultados da compressão e esmagamento de partículas do solo, deslocamentos de cisalhamento nos contatos, compressão das camadas de água adsorvidas e arqueamento das partículas do solo. Jimenez Salas e Serratos (1953), Bolt (1956) e Sridharan e Jayadeva (1982) afirmaram que, em argilas puras, a compressibilidade sob carga externa não depende somente das propriedades mecânicas de minerais de argila, mas também das propriedades físico-químicas de fluido de poro.

Vários estudos – Bolt (1956), Mesri e Olson (1970), Mitchell (1960), Sridharan e Rao (1973), van Olphen (1977), e outros – ressaltaram que a compressibilidade de argilas puras depende tanto de cargas negativas, da estrutura e da morfologia do cristalito de minerais quanto da concentração de íons, valência de cátions, constante dielétrica, e temperatura de fluido de poros. As propriedades físico-químicas estão relacionadas com as forças atrativas de van der Waals e repulsas de dupla camada. De acordo com Chen *et al.* (2000), os efeitos das forças de van der Waals são relativamente grandes nos fluídos apolares, uma vez que as forças de dupla camada não se desenvolvem nessas condições. Os trabalhos de Bolt e Miller (1955), Warkentin, Bolt e Miller (1957), Mitchell (1960), Mesri e Olson (1971), Sridharan e Rao (1973), e van Olphen (1977) contribuíram para o melhor entendimento da teoria de dupla camada elétrica e dos mecanismos que controlam o comportamento de mudança de volume de argilas a partir de ponto de vista de forças repulsivas.

De acordo com Sridharan e Rao (1973), o comportamento de mudança de volume de argilas puras é controlado por dois mecanismos governados pelo conceito de tensão efetiva modificada proposto por Sridharan (1968). No primeiro mecanismo, que controla o comportamento de argilas não expansíveis (ex. caulinitas), a compressibilidade é controlada pela resistência ao cisalhamento nas regiões onde as partículas adjacentes ficam próximas. Nessas regiões – nível das interpartículas –, a resistência cisalhante não é igual em todos os pontos de contato e a mudança de volume ocorre pelo deslocamento cisalhante e/ou pelo deslizamento entre partículas. No segundo mecanismo, que gere o comportamento de argilas expansíveis (ex. montmorilonitas), a mudança de volume é controlada principalmente pelas forças repulsivas elétricas de longo alcance. Mitchell (1960) também observou que devido ao grande tamanho de partículas de caulinita em comparação com os de montmorilonita, nem sempre o conceito de dupla camada apresenta resultados satisfatórios em caulinitas. Assim, eles afirmaram que a teoria de dupla camada não é aplicável às argilas contendo partículas com diâmetros maiores que 1µm. Mesri e Olson (1970) concluíram também que a compressibilidade de esmectita é primariamente controlada pelo modelo físico-químico, enquanto que a de caulinita é governada pelo modelo mecânico. Com base nos resultados experimentais obtidos em amostras do caulim e bentonita, Jimenez Salas e Serratos (1953) reforçaram que devido

à grande influência dos efeitos físico-químicos, as teorias mecânicas não são capazes de explicar a compressibilidade desses materiais. Como a estrutura reticular da montmorilonita e da illita é basicamente a mesma, Bolt (1956) afirmou que o comportamento dos dois será semelhante, variando apenas em magnitude.

Lambe e Whitman (1979) afirmaram que não existem contatos entre minerais quando argilas muito finas em condição dispersa (causada pela força repulsiva de camada dupla) sofrem ação de uma carga externa, contudo a tendência de contato mineral-mineral pode ocorrer com a flocculação. Com base no conceito da tensão repulsiva decorrente do efeito da pressão osmótica, Bolt (1956) explicou que a repulsão entre partículas de argila não depende, portanto, de um contato direto entre as partículas. Como resultado, a compressibilidade de argilas puras será muito grande e reversível em função da natureza da argila e do teor de eletrólitos do sistema. Reforçando, Markgraf *et al.* (2006) afirmaram que a teoria da dupla camada difusa provou que não é necessário nenhum contato físico entre as partículas de argila para que as cargas aplicadas sejam absorvidas. Segundo eles, essas cargas são transportadas pelo fluido de poros entre as placas, de modo que a pressão osmótica entre as partículas é a atual tensão efetiva em argilas de Na-montmorilonita. Os conceitos de força osmótica também foram considerados no trabalho de Warkentin e Yong (1960) sobre resistência cisalhante de caulinitas e montmorilonitas.

Tendo em conta as influências dos efeitos físico-químicos no comportamento de argilas, diferentes métodos foram propostos para quantificar a compressibilidade de argilas considerando essas influências. A teoria de dupla camada de Gouy-Chapman foi adotada em vários estudos – Schofield (1946), Bolt e Miller (1955), Bolt (1956), Mesri e Olson (1971), Sridharan e Jayadeva (1982), etc. – para prever a tensão de expansão e a relação índices de vazios \times tensão efetiva de argilominerais. Com base nessa teoria também, van Olphen (1963) gerou várias tabelas que permitem prever compressibilidade de argilas para diferentes casos particulares. Bolt (1956) baseou no conceito da pressão osmótica para desenvolver um método que estima a compressibilidade de argilas puras. Com base nessa teoria, Bolt (1956) concluiu que a compressibilidade de argilas puras depende, essencialmente da força repulsiva de camada dupla, sendo que essa força depende do tipo de argila e do teor de eletrólito no sistema.

Com relação aos parâmetros de compressibilidade, Sridharan e Jayadeva (1982) notaram que quando a concentração de cátions no fluido de poro é baixo, o seu efeito na relação $\log e - \log \sigma'$ é desprezível de modo que essa relação é linear, e C_c é uma função direta de índice de vazios e independe do tipo de argila. Por outro lado, alta concentração de cátions faz com que C_c seja constante, independente de índice de vazios, porém diretamente relacionado com área superficial de partícula – depende do tipo de argila. Mesri e Olson (1971) também verificaram que variação de pH e da concentração de eletrólitos na água dos poros tem pouca influência na relação índices de vazios \times tensão efetiva de montmorilonitas cálcicas. Eles observaram também que, embora as curvas de consolidação e de expansão de montmorilonita sódica sofrem influências da concentração de eletrólitos, elas estavam em conformidade qualitativa com a teoria de dupla camada.

Chen *et al.* (2000) investigaram mecanismos que controlam compressibilidade de caulinitas com ênfase na força atrativa de van der Waals, variando fatores físico-químicos. Observaram que a variação de constante dielétrica influencia nos valores de

índice de vazios, de índice de compressibilidade, C_c e de índice de expansão, C_s . Sendo que os efeitos dos fluidos dos poros são principalmente atribuídos à força atrativa de van der Waals. Por fim, os autores observaram que os efeitos físico-químicos diminuem com o aumento da tensão de sobrecarga, uma vez que, sob uma tensão de sobrecarga de 300 kPa, as propriedades do fluido de poros não tiveram, essencialmente, efeito sobre a compressibilidade da caulinita estudada.

2.4.4 Conceito de Tensão Efetiva de Argilas Saturadas (tirar)

O conceito de tensão efetiva proposto por Terzaghi (1923), apresentado na Equação (32), é amplamente utilizado como referência para o entendimento das características de resistência e deformação de solos saturados.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (32)$$

onde σ' é a tensão efetiva, σ é a tensão total, u é a poro pressão.

Sridharan e Rao (1973) esclarecem que o conceito da tensão efetiva de Terzaghi (1923) supõe tacitamente que nenhuma outra força, exceto a tensão total e a pressão hidrostática, existe dentro do sistema particulado, além de assumir que a área pela qual a força interpartícula atua é insignificante. Sridharan, *et al.* (1971) afirmam que muitos fatores, tais como mineralogia, teor de umidade, natureza de água de poros, história e trajetória de tensões, drenagem durante cisalhamento, taxa de carregamento, temperatura e estrutura de solo governam o comportamento cisalhante de argilas. Esses fatores fazem com que o comportamento de argilas durante o cisalhamento seja muito mais complexo do que comportamento de solos granulares, e por isso, não é justificável qualquer tentativa de atribuir um único valor de resistência ao cisalhamento.

Ciente da importância de forças atrativas e repulsivas no comportamento de argilas, Lambe (1960) propôs a Equação (33), relacionando a tensão externa total com as tensões internas no sistema particulado do solo. Consequentemente, a tensão efetiva pode ser calculada a partir da Equação (34).

$$\sigma = \bar{\sigma}a_m + \bar{u} + R - A \quad (33)$$

$$\sigma' = \sigma - \bar{u} = \bar{\sigma}a_m + R - A \quad (34)$$

onde σ é a tensão total, σ' é a tensão efetiva, $\bar{\sigma}$ é a tensão de contato mineral-mineral, a_m é a fração da área total de contato interpartícula, que é contato mineral-mineral, A é a força de atração total interpartícula dividida pela área total interpartícula, \bar{u} é a poro pressão equivalente, R é força de repulsão total interpartícula dividida pela área total interpartícula.

Sridharan (1968) reescreveu a equação de Lambe (1960) em forma da Equação (35) com a justificativa de que essa expressão não traduz o comportamento físico, uma vez que a tensão efetiva aumenta com forças repulsivas e diminui com forças de atração.

A expressão de Sridharan (1968) vem sendo denominada de equação de tensão efetiva modificada.

$$\bar{c} = \bar{a}_m = \sigma' + \sigma'' \quad (35)$$

onde \bar{c} é a tensão efetiva de contato entre partículas, σ é a tensão aplicada externamente na área de contato, \bar{u}_w é a poro pressão efetiva, \bar{u}_a é a poro pressão efetiva de ar, σ' é a tensão efetiva convencional – Equação (36), e σ'' é a tensão efetiva intrínseca ou a força atrativa elétrica líquida – Equação (37).

$$\sigma' = \sigma - \bar{u}_w - \bar{u}_a \quad (36)$$

$$\sigma'' = A - R \quad (37)$$

A tensão efetiva de contato, ou a tensão efetiva modificada, é a tensão que controla a resistência ao cisalhamento na expressão proposta por Sridharan (1968). O seu aumento é devido à redução da força repulsiva e/ou devido ao aumento da força atrativa. Caso essas forças sejam insignificantes em um solo totalmente saturado, tanto a equação de Lambe (1960) quanto a de Sridharan (1968) se reduzem à equação de Terzaghi (1923).

Estes conceitos serão explorados posteriormente na interpretação dos ensaios de modelos discutidos na presente pesquisa.

2.4.5 Resistência ao Cisalhamento de Interface solo – estrutura

O entendimento da interface solo-estrutura na geotecnia é de grande importância na análise de capacidade de carga de fundações profundas, principalmente em situações onde a resistência lateral constitui a maior parcela da resistência total da estaca. Como consequência, a interface solo-estrutura influencia no comportamento da curva carga \times deslocamento. Visando investigar esse comportamento, inúmeros autores – Meyerhof e Murdock (1953), Potyondy (1961), Clark e Meyerhof (1972), Kanji (1974), Littleton (1976), Tan *et al.* (2014), entre outros – investigaram resistência ao cisalhamento de interface para diferentes tipos de solo, de estaca ou materiais sólidos, condições de carregamento, etc.

O estudo da interface solo-estrutura requer um prévio entendimento do comportamento da resistência cisalhante interna do solo. Assim, a primeira parte deste item consiste no comportamento cisalhante de argilominerais por apresentarem características diferentes de argilas naturais normalmente e sobreadensadas. Os estudos apresentados a seguir são importantes para explicar os resultados dos ensaios de mini palheta e de arrancamento da presente pesquisa.

As resistências residuais de argilas de diferentes plasticidades foram investigadas por Lupini *et al.* (1981), que ao relacionarem fração de argila e o coeficiente de atrito residual, conseguiram separar três modos diferentes de cisalhamento residual solo–solo, como mostra a Figura 23. As argilas de baixa plasticidade têm a tendência de apresentar maiores resistências cisalhantes de forma que o modo de cisalhamento tende a ser

transicional ou turbulento. Por outro lado, o modo de cisalhamento das argilas altamente plásticas ou entre argilas e superfícies sólidas tende a ser deslizante, apresentando baixa resistência cisalhante.

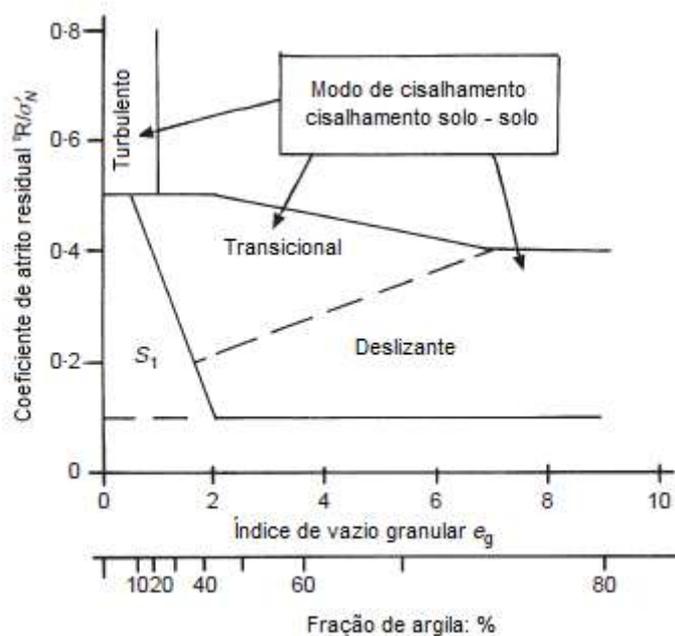


Figura 23 – Diferentes modos de cisalhamento residual solo-solo (Fonte Lupini *et al.*, 1981).

Hattab *et al.* (2015) observaram nos ensaios triaxiais realizados com misturas de caulim e diferentes teores de bentonita que os planos de orientação privilegiados na última fase do cisalhamento são quase sistematicamente constituídos por grupos de partículas de montmorilonitas. Com base nos estudos anteriores, eles afirmaram que a maior flexibilidade de montmorilonitas em comparação à de caulinitas, faz com que as suas partículas apresentem maior capacidade de deformar e rotacionar e, assim, constituem nos últimos estágios de carregamento as zonas de fraqueza na forma de microtrincas.

Usando um viscosímetro rotativo, Osipov *et al.* (1984) estudaram mudanças microestruturais em argilas tixotrópicas durante cisalhamentos nas condições estática e dinâmica. Eles concluíram que o trecho inicial de deformações elásticas reversíveis, mostrado na Figura 24, é o resultado da inclinação parcial de partículas e micro-agregados na direção da força de cisalhamento, sem que haja deslocamento relativo entre as partículas. A remoção de carga neste estágio de deformação leva à restauração elástica com o tempo, do estado inicial do arranjo das partículas. À medida que a resistência ao cisalhamento se aproxima do valor máximo e a deformação aumenta, ocorre a mudança gradativa da deformação elástica para visco-plástica na estreita zona de cisalhamento, levando à reorientação da microestrutura do solo nesta zona. O processo da reorientação de partículas é seguido por: aumento de porosidade, desenvolvimento de pressão negativa e aumento no teor de umidade na zona de cisalhamento.

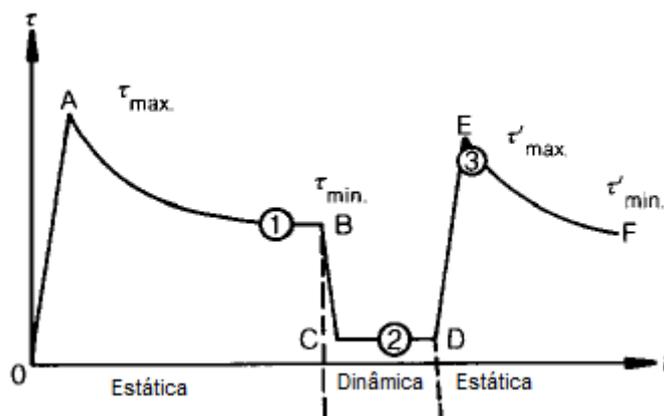


Figura 24 – curva resistência ao cisalhamento versus tempo para solo submetido condições de cisalhamento estático e dinâmico (Fonte: Osipov *et al.* (1984).

O aumento de tamanho de poros está evidentemente conectado à intensa migração de umidade para a zona deformada sob o impacto de poro pressão negativa. Por fim, Osipov *et al.* (1984) concluíram que a redução da resistência após o pico – *strain softening* – se deve ao desenvolvimento progressivo da zona de cisalhamento com ligações estruturais enfraquecidas entre as partículas e os micro-agregados. Simultaneamente, ocorre o aumento da porosidade e da umidade, bem como a orientação parcial das partículas ao longo da direção da força cisalhante. O aumento da deformação leva ao desenvolvimento completo da zona de cisalhamento e à estabilização da tensão cisalhante, expressa pelo aparecimento de uma porção horizontal na Figura 24 (trecho da resistência residual).

Estudos microestruturais de amostras nesta fase de deformação permitiram observar a existência de uma zona de cisalhamento claramente definida, cuja largura no plano de cisalhamento das argilas plásticas varia de alguns microns para alguns milímetros. Os experimentos provam que a largura da zona de cisalhamento do solo cresce enquanto o tamanho do micro-agregado diminui e o teor de umidade do solo aumenta (OSIPOV *ET AL.*, 1984).

Uma abordagem diferente foi utilizada por Garrido *et al.* (1984) para explicar o fenômeno similar da Figura 24. Segundo os autores, no início do movimento, a interferência mútua entre os flocos e entre as partículas associadas aos flocos produz uma fricção sólida na superfície sólida – viscosidade. Além disso, os grandes flocos oferecem uma resistência inercial quando as camadas tentam se mover como os planos de cisalhamento. Aumentando o deslocamento cisalhante, ocorre a queda de resistência devido à destruição da fraca ligação entre as partículas. Como consequência, a estrutura dos flocos se decompõe e a água contida entre os flocos e agregados torna-se disponível para o fluxo. Esta água aumenta a quantidade de água livre na suspensão, gerando uma rápida diminuição da fricção (viscosidade) e da resistência inercial. O processo tende a estabilizar em grandes deformações cisalhantes.

Em comparação com a resistência cisalhante de interface, vários autores – Meyerhof e Murdock (1953), Potyondy (1961), Clark e Meyerhof (1972), Kanji (1974), Littleton (1976) – realçaram que a resistência ao cisalhamento máxima na interface geralmente é diferente da resistência residual do solo. Acrescentam que o pico da

resistência ao cisalhamento na interface solo argiloso - estrutura depende do histórico de tensão, magnitude da tensão normal, método de preparação da amostra, teor de umidade, teor de argila, forma de partículas, taxa de cisalhamento e rugosidade da superfície.

Estudando o comportamento de interface por meio de ensaios de cisalhamento *ring shear*, Lemos e Vaughan (2000) observaram que a resistência última da interface solo – estrutura normalmente se aproxima da resistência residual solo – solo, nas argilas altamente plásticas. Nessa condição, a resistência de interface praticamente não depende da rugosidade do material. Contudo, se a superfície do material for muito lisa e polida, a resistência última da interface pode ser ainda menor do que a resistência residual solo - solo. Nas argilas menos plásticas, os autores observaram que a resistência da interface depende do material de interface e da rugosidade de uma maneira similar ao cisalhamento de interface areia - estrutura.

Littleton (1976) observou que maior parte de superfície de cisalhamento entre argila e materiais mais rugosas tende a ocorrer na argila e não na interface. Tsubakihara e Kishida (1993) postularam que há uma rugosidade crítica de aço de aproximadamente 10 μm . Se a rugosidade do aço é menor do que a rugosidade crítica, a superfície de deslizamento tende a ocorrer na interface durante a mobilização do pico de resistência. Por outro lado, quando a rugosidade do aço excede o valor crítico, a ruptura tende a ocorrer dentro da amostra de argila, em vez de deslizamento da interface. Complementando, Littleton (1976) reforça que a ruptura na interface pode ser uma combinação de cisalhamento e deslizamento de argila ao longo da aspereza, sendo que a sua forma depende da tensão normal ao plano de falha.

Com relação aos deslocamentos, Lemos e Vaughan (2000) observou que o deslocamento necessário para mobilizar a resistência última da interface solo - estrutura é muito menor do que no caso de cisalhamento solo - solo. Littleton (1976) observou que para pequenos deslocamentos, as resistências de interface são maiores que as resistências internas de caulim e ilitas – comportamento mais rígido, sendo que a diferença de comportamento pós pico depende do estado de adensamento do solo. Clark e Meyerhof (1972), Kanji (1974), Littleton (1976), Martins (1983) notaram que o deslocamento necessário para atingir as condições residuais na interface solo - estrutura é também menor do que o necessário no cisalhamento interno da argila. Entretanto, complementam que esse deslocamento tende a diminuir com a diminuição da rugosidade da superfície. Littleton (1976) observaram nos resultados experimentais de interface argila - aço que os fatores de adesão tendem a ser mais uniformes nas grandes deformações – estado residual, apresentando valores típicos de 0,75 em carregamentos rápidos, e de 0,6 em carregamentos lentos.

Segundo Tan *et al.* (2014), o comportamento de interface solo-estaca não apresenta normalmente a manifestação *strain softening*. Contudo, existem situações em que atingida a condição do pico, a resistência ao cisalhamento na interface argila – estacas diminui com o aumento de deslocamento da estaca. Este comportamento – *strain softening* - vem sendo relacionado com ruptura progressiva ou degradação da estrutura de argila e posterior reorientação de partículas na direção de deslocamento (POTTS E MARTINS, 1982; FLEMING ET AL., 2009; TAN ET AL., 2014). Uma vez superada a

resistência de interface, ocorre o deslizamento da estaca com o aumento de deslocamento provocando a redução da resistência para valores residuais.

Segundo Potts e Martins (1982), Randolph (1983), Fleming *et al.* (2009) e Tomlinson e Woodward (2008), o efeito da ruptura progressiva está relacionado às estacas longas e esbeltas, como mostrado na Figura 25. Fleming *et al.* (2009) acrescentaram que a rigidez da estaca depende substancialmente da sua esbelteza. Por isso, em vários casos, sob carga de trabalho, a compressão de estacas esbeltas é suficiente para provocar deslizamento entre o solo e o fuste da estaca, na parte superior da estaca – fadiga por atrito. O movimento da estaca para que ocorra deslizamento entre a estaca e o solo é de ordem de 1 a 4% de raio da estaca, em argilas, e menor que 0,25% de raio da estaca, em solos arenosos.

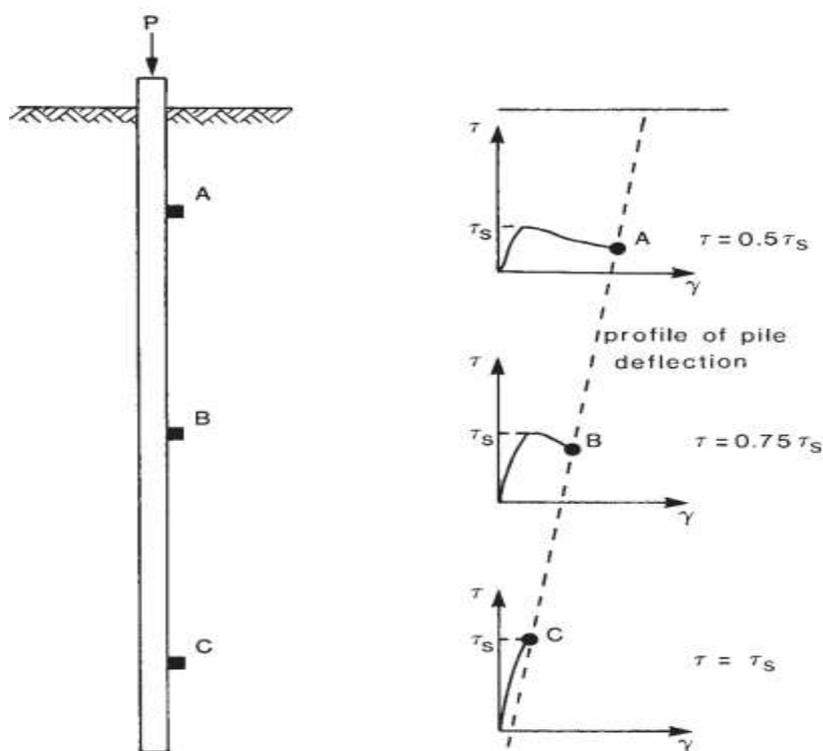


Figura 25 – Falha progressiva de uma estaca esbelta (Fonte: FLEMING *et al.*, 2009).

Com base nos resultados de provas de cargas realizadas em duas estacas esbeltas de raio igual a 141mm e comprimentos de 29 e 32m, Fleming *et al.* (2009) concluíram que movimentos relativamente grandes entre fuste da estaca e o solo pode reduzir a transferência de cisalhamento a partir do valor de pico para o valor residual. Os autores ressaltaram ainda que o intervalo de deslocamento entre o pico da resistência e o início do comportamento residual tende a ser independente do tamanho da estaca, uma vez que a degradação é concentrada em uma faixa fina perto do fuste da estaca. Nessa faixa ocorre a reorientação de partículas do solo responsáveis pela maior parte da diminuição do ângulo de atrito. Assim, pode-se considerar um valor conservativo de 30mm para esse intervalo.

2.4.6 Tixotropia

2.4.6.1 Definições de Tixotropia

Embora a tixotropia seja um dos mais antigos fenômenos reológicos documentados na ciência coloidal, a análise dos efeitos do fluxo na microestrutura e na reologia ainda não é completamente entendida e continua sendo um dos problemas desafiadores dessa ciência (LU *ET AL.*, 1991; MEWIS E WAGNER, 2009). A existência também dessa ambiguidade no comportamento tixotrópico de argilas foi realçada por Zhang *et al.* (2017), com justificativa de que existem poucos estudos, principalmente na escala microscópica.

O termo "tixotropia" foi introduzido pela primeira vez por Péterfi em 1927 e depois usado por seu mentor, Freundlich (1935) para descrever o fenômeno da transição reversível e isotérmica sol-gel-sol de sistemas coloidais induzidos por excitação mecânica, e subsequente repouso (BOSWELL, 1949; DÍAZ-RODRÍGUEZ E SANTAMARINA, 1999; MEWIS E WAGNER, 2009; ZHANG *ET AL.*, 2017). Na mesma linha, Goodeve (1939) definiu a tixotropia como a diminuição isotérmica e reversível da viscosidade com a variação da taxa de cisalhamento. Complementando, Burgers e Scott-Blair (1949) conceituaram a tixotropia como um processo de *softening* causado por grandes deformações, seguido por um retorno dependente do tempo para o estado original, mais sólido.

Para Mewis e Wagner (2009), a manifestação reológica das mudanças estruturais induzidas por fluxo é uma viscosidade variável. No entanto, se essas alterações forem reversíveis e dependem do tempo, o efeito é chamado de tixotropia. Por isso, eles afirmaram que a base da definição de Goodeve (1939) é que uma mudança de viscosidade com taxa de cisalhamento reflete uma mudança na estrutura que, pelo menos em princípio, exigiria uma quantidade finita de tempo. Prosseguindo, Mewis e Wagner (2009) reiteraram que existe atualmente um consenso de que a tixotropia deve ser definida como a diminuição contínua da viscosidade com o tempo devido a aplicação de fluxo numa amostra que estava em repouso, e a recuperação subsequente da viscosidade no tempo quando o fluxo é cessado. Assim, destacam os 3 elementos essenciais na definição da tixotropia: baseia-se na viscosidade, implica uma diminuição dependente do tempo da viscosidade induzida pelo fluxo, e o efeito é reversível quando o fluxo é diminuído ou interrompido. Focando em argilas, Zhang *et al.* (2017) descreveram a tixotropia como um processo no qual as estruturas dispersas da argila são transformadas, após um certo tempo, em estruturas floculadas através da homogeneização da distribuição do tamanho dos poros devido ao movimento das partículas. Este fenômeno pode ser devido às mudanças na interação de forças atrativas e repulsivas entre as partículas.

Na mecânica dos solos, segundo Díaz-Rodríguez e Santamarina (1999), o conceito de tixotropia foi generalizado, e desse modo, existem vários termos relacionados: envelhecimento (*aging*), envelhecimento tixotrópico, restauração, estruturação, entre outros.

2.4.6.2 *Manifestação de Tixotropia*

Visando entender os materiais tixotrópicos, inúmeras causas vêm sendo destacadas, em vários estudos, como as principais que favorecem o comportamento tixotrópico. Freundlich (1935), Boswell (1949), Osipov *et al.* (1984), Markgraf *et al.* (2006, 2012) e Zhang *et al.* (2017) frisaram que o potencial e o grau de tixotropia dependem da estrutura solta, composição mineralógica e química, predominância de partículas muito finas, graduação, presença de eletrólitos, e efeito físico-químico do sistema água-solo. Zhang *et al.* (2017) enumeram vários estudos que têm selecionados índices físicos, atividade, fração de argila, alta sensibilidade e capacidade de troca catiônica como fatores que influenciam a tixotropia.

Ao estudar o comportamento tixotrópico de certos minerais provenientes de rochas sedimentares, Winkler (1938, 1943) concluíram que qualquer mineral finamente moído – suficientemente pulverizado – pode formar misturas tixotrópicas com meios apropriados, como líquidos orgânicos ou água. Reforçando, Jeong *et al.* (2015) alegam que uma das causas do comportamento tixotrópico é a presença de partículas finas, independentemente das suas origens. Bolt (1956) acrescenta que a alta tixotropia pode ser relacionada a uma ou mais das seguintes causas: presença de pequena quantidade de montmorilonita, grande proporção de illita ou presença de grãos extremamente finos, independentemente da composição mineral. KulChitskii (1975) elencou as seguintes condições que proporcionam o aparecimento de alterações tixotrópicas em solos finos dispersos: presença de pelo menos 1,5-2% de argila, predominância de minerais do grupo montmorilonita e cátions univalentes (especialmente a presença de Na⁺), consistência mole e presença de água livre e eletrólito. No entanto, destacou que as duas últimas condições podem ser consideradas necessárias, mas insuficientes visto que as mudanças tixotrópicas podem ocorrer em solos com teor de umidade abaixo de limite de plasticidade.

Em um estudo realizado com diferentes argilas, Zhang *et al.* (2013) observaram que a reação química não é o principal fator que controla o comportamento tixotrópico das argilas estudadas dado que a variação do tipo de mineral de argila afetou significativamente o comportamento tixotrópico. Praticamente não observaram o efeito tixotrópico em amostras do caulim, ao passo que a illita apresentou apenas um pequeno efeito tixotrópico. Em contraste, a bentonita mostrou uma notável recuperação de resistência após intervalos de tempo muito curto. Corroborando, Perret *et al.* (1996) afirmaram que o comportamento tixotrópico é isotérmico, e excluíram qualquer modificação química do sistema de partículas – água de solo. As suas justificativas é que a maioria dos solos de granulação fina exhibe um comportamento que depende das condições de fluxo anteriores, quando o solo estiver sofrendo cisalhamento no estado remoldado. Portanto, a viscosidade desses solos não permanece mais fixa para uma dada tensão de cisalhamento ou taxa de cisalhamento, porém torna-se também uma função do tempo.

Uma vez que limites de Atterberg dependem de inúmeros fatores já expostos, vários estudos concentraram na explicação da tixotropia com base nesses limites. Boswell (1949) afirmou que existe uma tendência de aumento da tixotropia não apenas com o

limite de liquidez, mas também com o índice de plasticidade. Freundlich (1935) afirma que a plasticidade está ligada a tixotropia, enquanto que a dilatância não. Skempton e Northey (1952) e Mitchell (1960) afirmaram que pode ser evidente uma relação entre o comportamento tixotrópico e solos com alto índice de liquidez. Explicando, Skempton e Northey (1952) afirmaram que é de esperar maiores manifestação de tixotropia nos altos valores de índice de liquidez uma vez que as partículas têm mais liberdade de movimentarem e de rearranjarem, sob ação de forças de ligação, em posições de crescente estabilidade mecânica. Contrariamente a essa conclusão, Perret *et al.* (1984) afirmaram que alto índice de liquidez pode significar menos interação entre as partículas e/ou flocos, gerando assim menos tixotropia.

2.4.6.3 *Mecanismos Tixotrópicos de Argila*

Para Freundlich (1935), a tixotropia é a principal diferença entre as propriedades mecânicas (viscosidade, elasticidade, etc.) das soluções coloidais concentradas e dos líquidos newtonianos normais. Isso se deve ao fato de que a viscosidade de um líquido newtoniano não é alterada por meios mecânicos, ou seja, a viscosidade desse líquido não depende da taxa de cisalhamento, enquanto que a viscosidade de sistemas tixotrópicos diminui com o aumento da taxa de cisalhamento. No entanto, a tixotropia ideal – reversibilidade completa e direta dos comportamentos ao reverter as condições de cisalhamento – nem sempre é alcançada em sistemas reais, de acordo com Mewis e Wagner (2009). A resistência dos materiais puramente tixotrópicos, como gel, diminuem rapidamente após a perturbação, mas volta ao seu estado inicial após um determinado período de tempo. Por outro lado, Skempton e Northey (1952), Mitchell (1960), Seng e Tanaka (2012), e Zhang *et al.* (2017) ressaltaram que a resistência dos materiais parcialmente tixotrópicos (por exemplo argilas) dificilmente recuperará o seu estado inicial mesmo depois de um longo tempo de repouso. Perret *et al.* (1984) explicaram que a taxa de quebra de estrutura de material induzida pelo cisalhamento deve ser maior que a taxa de restauração da estrutura do mesmo para que ocorra a tixotropia, levando em conta que essas taxas são praticamente iguais em materiais puramente tixotrópicos.

De acordo com Freundlich (1935), o tempo de recuperação das propriedades do material depois de agitação varia em função do tipo de material. Para uns, a recuperação é quase instantânea, enquanto que para outros, a recuperação pode demorar minutos, horas e até dias. Zhang *et al.* (2017) apresentou vários estudos que mostram que o fenômeno tixotrópico em suspensões diluídas ocorrem nos tempos de sedimentação de minutos, horas ou, no máximo, alguns dias. Por outro lado, Skempton e Northey (1952) e Mitchell (1960) destacaram que na engenharia do solo, o processo tixotrópico pode durar semanas, meses ou mesmo anos. Esse tempo tixotrópico foi explicado por Díaz-Rodríguez e Santamarina (1999) da seguinte forma: após a aplicação de força de cisalhamento em uma amostra, ocorrem mudanças dependentes do tempo que destacam condições de não-equilíbrio no estado remoldado. Estas mudanças causam gradientes de origem química, elétrica, mecânica ou térmica, de modo que o tempo necessário para que o processo entre novamente em equilíbrio pode ser significativamente longo. Por consequência, Skempton e Northey (1952) afirmaram que as conclusões sobre a

tixotropia em suspensões água- solo podem não ser aplicáveis aos solos remoldados com teor de umidade relativamente baixo. Corroborando, Díaz-Rodríguez e Santamarina (1999) reiteraram que hipóteses sobre a tixotropia em solos devem considerar também possíveis mecanismos de retardamento que podem contribuir para a recuperação observada no tempo das suas propriedades.

A importância do entendimento das mudanças microestruturais no comportamento tixotrópico foi realçado por Osipov *et al.* (1984), Lu *et al.* (1991), Markgraf *et al.* (2006), Mewis e Wagner (2009) e Zhang *et al.* (2017). Segundo esses autores, é indispensável no estudo de comportamento tixotrópico as análises de mudanças microestruturais induzidas pela aplicação de tensão cisalhante sob condições estáticas ou dinâmicas. Complementando, Mitchell (1960) afirma que o ponto chave para entender o mecanismo tixotrópico de argilas é determinar como as forças interpartículas mudam microscopicamente durante o processo de tixotropia.

Ao analisarem os efeitos da tixotropia em vertentes macroescala e microescala, Díaz-Rodríguez e Santamarina (1999) concluíram que na primeira vertente, a tixotropia se manifesta como a recuperação das propriedades mecânicas, enquanto que na segunda, a tixotropia envolve fenômenos como fluência de contato e redistribuição de força interpartícula, distribuição de poro pressão não uniforme, alteração na distribuição iônica e mobilidade, entre outros. Jeong *et al.* (2015) também investigaram a homogeneidade de poros em uma amostra de bentonita durante o processo tixotrópico, em termos macro e microscópico.

Segundo Zhang *et al.* (2017), a teoria da dupla camada elétrica – que explica as relações entre a energia gerada e a distância entre partículas – proposta por van Olphen (1977) é amplamente utilizada na mecânica microscópica do solo para explicar as forças que atuam no solo durante a tixotropia, como mostra a Figura 26.

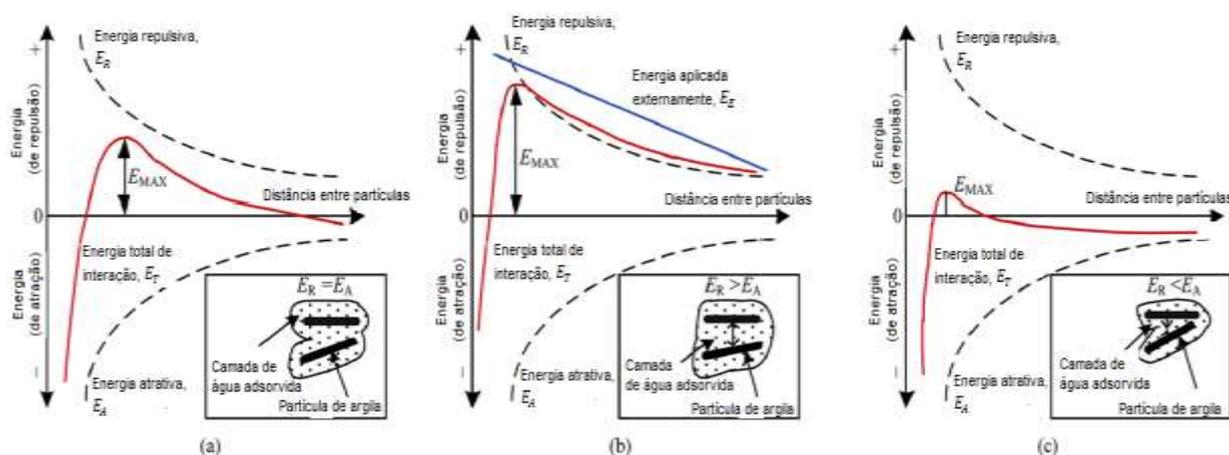


Figura 26 – Curvas de energia versus distância - solo tixotrópico a) no início, configuração não deformada, $E_R = E_A$, estrutura floclada; b) durante a remoldagem, $E_R > E_A$, barreira de energia repulsiva impede floclação; e c) em repouso durante a tixotropia, $E_R < E_A$, partículas tentam floclular (Adaptado de Mitchell *et al.* (1960) por Zhang *et al.* (2017)).

Vários estudos – Gillott, 1979; Osipov *et al.*, 1984; Wang *et al.*, 2014; Zhang *et al.*, 2017, e outros – utilizaram técnica de microscopia eletrônica de varredura (SEM –

Scanning Electron Microscopy) para estudar alterações nas microestruturas, e técnica de Porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP – *Mercury intrusion porosimetry*) para estudar mudanças na distribuição de tamanho dos poros em amostras susceptíveis ao efeito tixotrópico.

O comportamento tixotrópico de uma argila natural foi detalhadamente explicado por Zhang *et al.* (2017) baseando-se na teoria de van Olphen e nos resultados de SEM e de MIP. De acordo com esses autores, a argila natural apresenta no seu estado indeformado um balanço entre as energias atrativas (EA) e repulsivas (ER). Ao remoldar a argila, uma energia externa seria imposta ao sistema eletrólito solo-água, danificando provavelmente a ligação entre as partículas do solo e obrigando a mudança da estrutura inicial floculada para dispersa. Esse processo surge como resultado das mudanças nas forças atrativas e repulsivas entre as partículas que induzem o movimento iônico e a resistência viscosa. Após a perturbação, no estado remoldado, uma porção da energia total é consumida durante a dispersão da estrutura, enquanto a microestrutura tende a rearranjar-se para adaptar a um novo campo de forças, elevando assim os macroporos. Deixando o solo em repouso ao longo de tempo, seria necessária uma grande quantidade de energia para aproximar novamente as partículas, mudando assim a estrutura de dispersa para floculada. Durante esse processo, ocorrem significativas mudanças na estrutura, incluindo a posição e a direção das partículas, o tamanho e a distribuição dos poros e a reorganização do sistema eletrólito solo-água. Essas mudanças no nível micro podem ser um processo dependente do tempo devido ao ajuste adaptativo da estrutura e podem resultar no processo de transformação de energia denominado de tixotropia por Zhang *et al.* (2017).

Continuando a interpretação dos resultados do SEM e MIP, Zhang *et al.* (2017) observaram que durante o processo tixotrópico ocorre à homogeneização da distribuição do tamanho dos poros causada pelo movimento de partículas devido às ações de forças atrativas e repulsivas. Essas alterações são governadas pela teoria da homogeneidade, em que os macroporos e os microporos transformam-se gradualmente em mesoporos, e a distribuição do tamanho dos poros das argilas tende a homogeneização ao longo do tempo. A energia total resultante nesse processo nunca excede a energia máxima porque a energia repulsiva é excessivamente perdida no processo de deslocamento de partículas. Consequentemente, a perda de resistência causada pela perturbação não é recuperada para o estado original, mesmo sob um longo período tixotrópico. O trabalho de Wang *et al.* (2014) também explica pormenorizadamente o processo de homogeneização de poros durante a tixotropia, e enfatiza que quanto maior é a densidade seca final, menor é a mudança microestrutural em bentonitas.

Mewis e Wagner (2009) e Seng e Tanaka (2012) usaram também o conceito da força interpartículas para explicar a relação entre o comportamento de materiais tixotrópicos e mudança na microestrutura, bem como a dependência da microestrutura ao histórico de cisalhamento. Segundo os autores, as ligações interpartículas são muito fracas e facilmente quebradas pelas tensões mecânicas que ocorrem durante o cisalhamento. Por outras palavras, aplicação de uma força de cisalhamento decompõe a rede de estrutura em flocos separados, sendo que o tamanho desses flocos assim como a resistência e a rigidez diminuem com o aumento da taxa de deformação, gerando

estruturas dispersas. Cessando a deformação cisalhante, a rede de estruturas tende a reconstruir novamente ao longo do tempo, resultando num comportamento tixotrópico.

2.4.6.4 *Análise de Viscosidade no Estudo de Tixotropia*

No campo de reologia, os trabalhos de Osipov *et al.* (1984), Perret *et al.* (1996), Mewis e Wagner (2009), Jeong *et al.* (2015) abordaram diferentes técnicas (estado estacionário, resposta dinâmica, histerese e outros) que vêm sendo utilizadas para estudar o comportamento tixotrópico de diferentes tipos de materiais. Os ensaios baseados nessas técnicas consistem em avaliar a variação do comportamento viscoso através da mudança de forma brusca (*steps*) na taxa de deformação ou de cisalhamento, ou de forma contínua (*ramp*) na taxa de deformação ao longo de tempo. As respostas obtidas nesses ensaios permitem tirar conclusões acerca da viscosidade, e conseqüentemente do comportamento tixotrópico do material.

O comportamento viscoso de solos vem sendo estudado na mecânica dos solos através de diferentes ensaios – triaxiais, adensamento, palheta, T-bar e outros – com mudanças bruscas de taxas de deformação ou diferentes condições de tensões ou deformações controladas. Isso se deve ao fato que solos cisalhados em diferentes taxas de deformação apresentam diferentes magnitudes e resistência ao cisalhamento – conceito de *isotache* –, visto que comportamento viscoso é dependente da taxa de cisalhamento. Isso resulta em maiores resistências em taxas de cisalhamento maiores. Essa relação tem sido normalmente expressa através de um parâmetro (I_v , α ou μ) relacionado à viscosidade, que dá a mudança proporcional na resistência de cisalhamento para cada ordem de mudança logarítmica de grandeza na taxa de deformação.

A Equação (38), frequentemente utilizada com resultados de ensaios de palheta, descreve a relação entre resistências não drenadas e taxas de deformações.

$$s_u = s_{u,ref} \left[1 + \mu \log_{10} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{ref}} \right) \right] \quad (38)$$

onde $s_{u,ref}$ é a resistência não drenada na taxa de deformação de referência, $\dot{\epsilon}_{ref}$.

Os valores típicos do coeficiente μ encontram-se na faixa de 0,1 a 0,2, de acordo com Ladd e Foott (1974), Graham *et al.* (1983), Kulhawy e Mayne (1990), e Boukpeti *et al.* (2012). O mesmo efeito foi analisado por Biscontin e Pestana (2000) com base na lei de potência, como mostra a Equação (39).

$$s_u = s_{u,ref} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{ref}} \right)^\beta \quad (39)$$

onde os valores do parâmetro β variam na faixa de 0,05 a 0,17, segundo Jeong *et al.* (2009) ou na faixa de 0,04 a 0,08, segundo Boukpeti *et al.* (2012). De acordo com esses autores, não existe correlação entre o teor de umidade e os parâmetros μ e β .

Leinenkugel (1976) utilizou a Equação (40), similar à Equação (39), para calcular o índice de viscosidade a partir de ensaios de compressão triaxial não drenado. Segundo o autor, I_v não é uma propriedade característica do solo, pois depende do valor de resistência não drenada. A partir de 5 ensaios, com taxa de deformação de referência de $\dot{\epsilon}_{ref} = 0,5\%/h$ e diminuindo e/ou aumentando essa taxa por um fator de 10, ele observou que valores de I_v variam na faixa de 0,018 a 0,0035.

$$I_v = \frac{\tau/\tau_{ref} - 1}{\ln(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_{ref})} \quad (40)$$

Para argilas normalmente adensadas, Leinenkugel (1976) também apresentou a Equação (41) para estimar I_v a partir de resultados de ensaio de adensamento.

$$C_\alpha/C_c \approx 2I_v \tan \varphi'_s \quad (41)$$

onde C_α é índice de compressão secundária, C_c índice de compressão virgem, φ'_s é o ângulo de resistência ao cisalhamento total.

Mesri e Godlewski (1977) propuseram calcular $I_v = \alpha$ a partir de relações log-log como mostra a equação (42).

$$\alpha = \frac{\Delta \log \tau}{\Delta \log \dot{\epsilon}} = C_\alpha/C_c \therefore C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \text{ e } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (42)$$

Trabalhos de Mesri e Godlewski (1977), Mesri e Choi (1984) e Mesri e Castro (1987) e Mesri *et al.* (1995) permitiram estabelecer a faixa de variação de C_α/C_c para diferentes tipos de materiais. Para uma variedade de solos naturais, valor de C_α/C_c varia entre 0,02 a 0,10. Em outras palavras, C_α/C_c varia entre: $0,02 \pm 0,01$ em solos granulares, $0,03 \pm 0,01$ em argilitos e argilas xistosas, $0,04 \pm 0,01$ em argilas inorgânicas e siltes, $0,05 \pm 0,01$ em argilas orgânicas altamente plásticas e siltes, e $0,04 \pm 0,01$ em turfas.

Segundo Watabi *et al.* (2012), valor de C_α/C_c não é constante para um tipo de solo, pois decresce com a taxa de deformação plástica. Porém, eles realçaram que faixas de valores definidas nos trabalhos de Mesri podem ser válidas para taxas de deformação geralmente utilizadas no laboratório ($1 \times 10^{-5} s^{-1}$ a $1 \times 10^{-8} s^{-1}$).

2.4.6.5 Efeito da Sensibilidade do Solo na Tixotropia

A sensibilidade, S_t expressa através da Equação (43), é definida como a razão entre o pico de resistência de um solo no estado indeformado (s_u) e o pico da resistência no estado deformado (s_{ur}), na condição de teor de umidade constante (SKEMPTON E NORTHEY, 1952; ROSENQVIST, 1953; BJERRUM, 1954; EDEN E KUBOTA, 1961; GILLOTT, 1979; PERRET *ET AL.*, 1996; MITCHELL E SOGA, 2005). Skempton e Northey (1952)

e Rosenqvist (1953) propuseram a seguinte classificação para sensibilidade de argilas: argilas não sensíveis ($S_t = 1$); argilas levemente sensíveis ($1 < S_t < 2$); argilas mediamente sensíveis ($2 < S_t < 4$); argilas muito sensíveis ($4 < S_t < 8$); levemente *quick clays* ($8 < S_t < 16$); mediamente *quick clays* ($16 < S_t < 32$); muito *quick clays* ($32 < S_t < 64$); extra *quick clays* ($S_t > 64$). Söderblom (1974) reforçou a necessidade de considerar também na classificação da sensibilidade, a velocidade e número de revoluções necessária para amolgar o solo.

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (43)$$

Skempton e Northey (1952) enumeraram 4 possíveis fatores que podem influenciar na sensibilidade: mineralogia, tamanho de partículas, tixotropia e estabilidade microestrutural (relacionada com redução de teor de sal). No entanto, realçaram que existem dados suficientes para mostrar que nem a mineralogia nem o tamanho das partículas são os principais fatores no problema da sensibilidade, além do fato de que o fenômeno é restrito às argilas e siltes. Segundo eles, parece que não existe correlação entre sensibilidade e mineralogia, uma vez que argilas com mineralogias e atividades parecidas apresentam diferentes sensibilidades. Outros fatores que influenciam na sensibilidade de *quick clays* foram apresentados por Mitchell e Soga (2005). Apesar da estreita relação entre sensibilidade e tixotropia, o consenso geral indica que a sensibilidade não é completamente aplicável para avaliar o potencial tixotrópico de solos, particularmente a recuperação da resistência (SKEMPTON E NORTHEY, 1952).

Esses autores introduziram o conceito da razão da resistência tixotrópica, AS_t (ou efeito tixotrópico, segundo Perret *et al.*, 1996) através da Equação (44) para avaliar o potencial tixotrópico de solos em função do tempo. Com base na Figura 27, que destaca as variações da resistência dos materiais puramente e parcialmente tixotrópicos durante o processo tixotrópico, eles denominaram $(s_u - s_{ur})$ de resistência reduzida de solo após a perturbação e $(s_{ut} - s_{ur})$ de resistência recuperada em um tempo específico, t durante a tixotropia.

$$AS_t = \frac{S_{ut}}{S_{ur}} \quad (44)$$

onde s_{ut} é resistência de solo em um tempo específico no processo tixotrópico.

Skempton e Northey (1952) e Zhang *et al.* (2017) propuseram duas formas diferentes para analisar a porcentagem da razão de resistência de recuperação tixotrópica B_t , conforme mostram as Equações (45) e (46), respectivamente.

$$B_t = \frac{s_{ut} - s_{ur}}{s_{u,r}} \times 100 \quad (45)$$

$$B_t = \frac{s_{ut} - s_{ur}}{s_u - s_{ur}} \times 100 \quad (46)$$

Vários estudos – Skempton e Northey (1952), Rosenqvist (1953), Bjerrum (1954), Bjerrum e Rosenqvist (1956), entre outros – analisaram detalhadamente os efeitos de redução do teor de sal devido à percolação na formação de estruturas meta estáveis em *quick clays* e na alteração de limites de Atterberg. Esses estudos concluíram que mudança de concentração de sal na água é acompanhada pela mudanças nas propriedades fundamentais de argila. Ou seja, a diminuição de sal com a percolação provoca a diminuição de plasticidade, e consequentemente a diminuição de LL, LP e IP, sendo que a diminuição de LL é mais pronunciada. Segundo Skempton e Northey (1952), Bjerrum (1954), Bjerrum e Rosenqvist (1956) e Mitchell e Soga (2005), a diminuição de concentração de sal não altera praticamente o teor de umidade de argila, índice de vazios e s_u visto que a estrutura da argila praticamente não muda, porém provoca a diminuição da atividade de argila, A e de s_{ur} enquanto aumenta a sensibilidade e o IL.

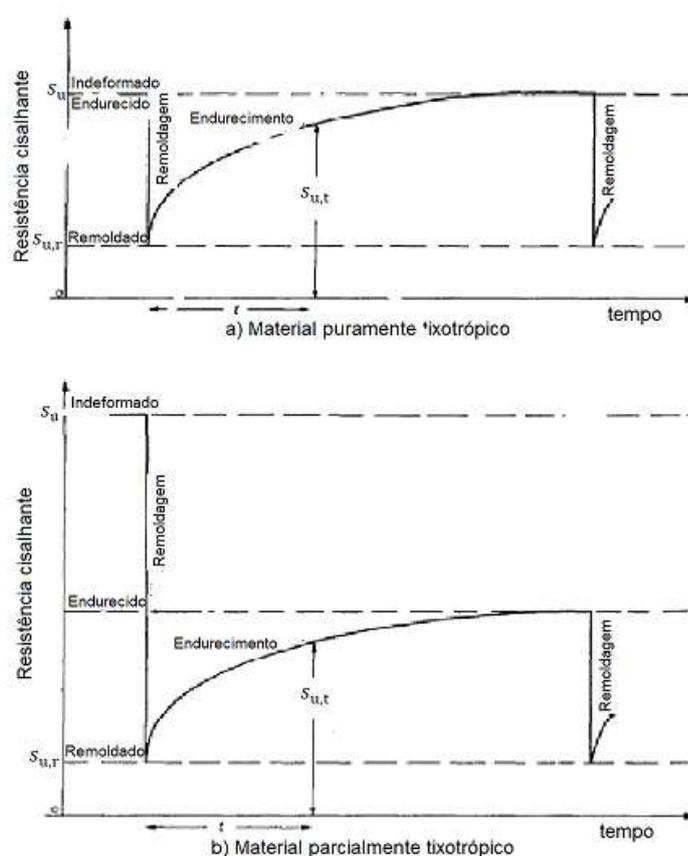


Figura 27 – Processo tixotrópico de materiais tixotrópicos (Skempton e Northey, 1952)

Skempton e Northey (1952) e Mitchell e Soga (2005) afirmaram ainda que a alta sensibilidade de solo está relacionada com baixo valor de s_{ur} , e não com alto valor de s_u . Complementando, Skempton e Northey (1952) ressaltam que, para qualquer valor de pressão dada, o índice de liquidez influencia fortemente o valor de s_{ur} e da sensibilidade. Os autores acrescentam que a estrutura meta estável criada pela redução de sal proporciona um aumento da sensibilidade devido à redução de s_{ur} . Em amostras com teores de sal constante, Skempton e Northey (1952) observaram baixo valor de

sensibilidade devido à recuperação tixotrópica durante o período de repouso. Assim, concluíram que alta sensibilidade está relacionada a redução de teor de sal devido à percolação, ao passo que a sensibilidade devido à recuperação tixotrópica pode ser baixa ou média, mas não alta.

Bjerrum (1954) também observou que altos valores de sensibilidade em argila marinha de Noruega está associada com altos índices de liquidez através da expressão logarítmica apresentada na Equação (47). A partir da compilação de estudos anteriores, Sahdi *et al.* (2014) observaram que valores de k variam entre 1 a 3.

$$S_t = \exp(k IL) \rightarrow IL > 0 \text{ e } k \sim 2 \text{ (argila de Noruega)} \quad (47)$$

Por outro lado, Sahdi *et al.* (2014) observaram que a sensibilidade do caulim remoldado não apresenta tendência de variação com teor de umidade. Com base nisso, eles afirmaram que existe grande tendência de sensibilidade de argilas reconstituídas, sem quaisquer adições de produtos químicos que possam induzir estrutura e reorientação de partículas, não variar com o teor de umidade.

Quanto à resistência não drenada amolgada, s_{ur} Skempton e Northey (1952) afirmaram que, independente do tempo de hidratação, valor de s_{ur} , deve ser igual à da argila remoldada no momento da preparação. Qualquer mudança no valor de s_{ur} indicaria alguma alteração permanente na argila. Em alguns casos, eles observaram alterações após 2 ou 3 meses devido à difusão externa de sais dissolvidos.

Skempton e Northey (1952) apresentaram resultados de Moretto (1948) que analisou 5 argilas diferentes com IP variando de 13 a 65 e Atividade variando de 0,35 a 1,27. Os resultados de Moretto (1948) mostraram que valores de B_t praticamente não crescem nas primeiras horas após a mistura. No entanto, os resultados mostram que após 1 dia, os valores de B_t aumentaram na ordem de 10 a 40%, apresentando a tendência de estabilização após 1 ano. Com relação aos minerais caulinita, illita e montmorilonita, Moretto (1948) mostrou na Figura 28 que caulim praticamente não apresenta crescimento de B_t , enquanto que illita apresenta um crescimento moderado. O maior crescimento de B_t foi observado em bentonita, mesmo para instantes seguintes após a mistura.

Moretto (1948) analisou também o efeito de teor de umidade na sensibilidade, para um tempo tixotrópico (tempo de repouso) de 100 dias, conforme mostra a Figura 29. Os resultados mostram que em todos os cinco materiais, a recuperação tixotrópica diminui com a diminuição do teor de umidade abaixo do limite de liquidez, e há uma tendência de tixotropia aproximar de zero no índice de liquidez igual a 0. Para índices de liquidez maiores que 1, o resultado é contraditório sem apresentar uma tendência clara. Contudo, Skempton e Northey (1952) reafirmaram que existe a tendência de maior tixotropia nos altos valores de índice de liquidez. Corroborando, Seng e Tanaka (2012) observaram que independente do tipo de argila, os efeitos tixotrópicos são mais intensos ao redor do estado de limite de liquidez, e tornam-se menos intenso nos maiores e menores teores de umidade. Por outro lado, Boukpeti *et al.* (2012) observaram que não existe uma correlação significativa entre o teor de umidade e a sensibilidade de uma amostra remoldada do caulim.

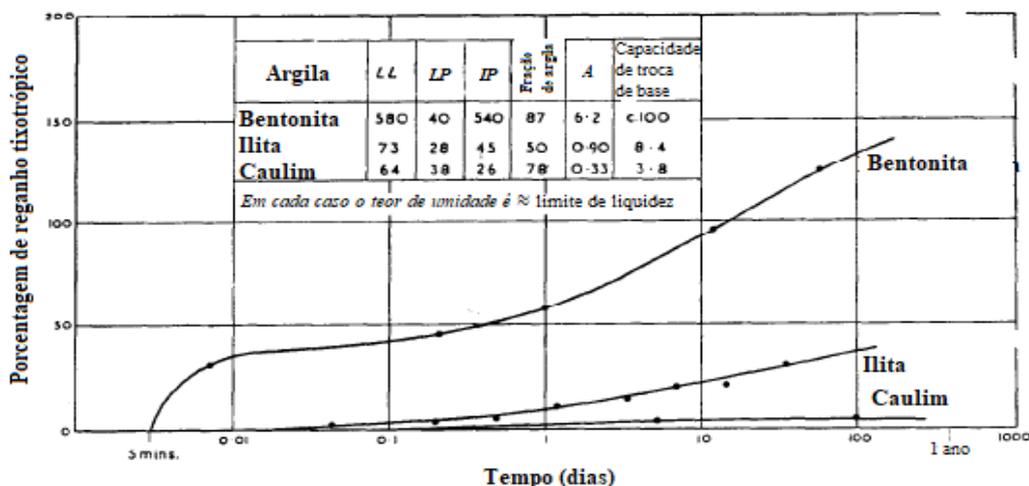


Figura 28 – Recuperação tixotrópica em três minerais de argila (Morreto, 1948)

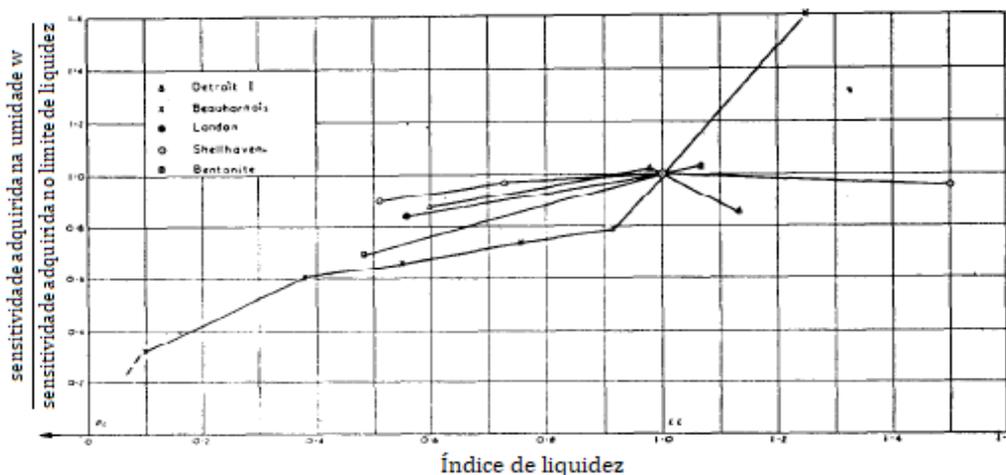


Figura 29 – Efeito de teor de umidade na sensibilidade (Morreto, 1948)

Einav e Randolph (2005) apresentaram a Equação (48) para representar o comportamento da perda de resistência cisalhante através de relação de sensibilidade e resistências não drenadas nos estados de pico e residual.

$$s_u = s_{u,p} [\delta_{rem} + (1 - \delta_{rem}) e^{-3\xi/\xi_{95}}] \quad (48)$$

onde δ_{rem} é o inverso da sensibilidade, ξ é a taxa cumulativa de deformação plástica, com ξ_{95} sendo a taxa de cisalhamento plástica necessária para atingir 95% da remodelagem.

Boukpeti *et al.* (2012) reescreveu a Equação (48) levando em conta o efeito da variação da umidade, da variação da taxa de deformação cisalhante e da degradação da resistência não drenada. Eles acrescentam que essas relações são passíveis de serem incorporadas na modelagem numérica de grandes processos de deformação, permitindo que a transição de sólido para fluido seja capturada sem a necessidade de considerar múltiplas fases do material.

2.5 ALGUNS ASPECTOS DE ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS

Este item busca apresentar alguns comportamentos de solos normalmente adensados, base conceitual do Modelo Cam Clay Modificado utilizado posteriormente na modelagem numérica. Além disso, os conceitos apresentados nesse item são essenciais para destacar, durante a análise dos resultados experimentais, as diferenças e similaridades de comportamento com argilas extremamente moles - comportamento transitório.

2.5.1 Conceitos de Estado Crítico

O conceito de estado crítico da mecânica de solos – base para os modelos constitutivos atuais para solos moles – modelos Cam Clay (mCC) e Cam Clay Modificado (mCCM) – é uma teoria de plasticidade para o comportamento de solo baseada numa relação única entre a tensão efetiva média (p'), resistência ao cisalhamento (q) e índice de vazios (e) na ruptura (ROSCOE *ET AL.*, 1958; SCHOFIELD E WROTH, 1968; ROSCOE E BURLAND, 1968; MAYNE, 1980; HELWANI, 2007; MUIR WOOD, 1990). Considerando que $\sigma'_1 \neq \sigma'_2 = \sigma'_3$ em um estágio de cisalhamento no ensaio de compressão triaxial convencional, as tensões efetivas média e desviadoras podem ser calculadas pelas Equações (49) e (50), respectivamente.

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad (49)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2} = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (50)$$

Ensaio oedométrico unidimensional e triaxial de compressão isotrópica têm sido realizados para obter os parâmetros que representam comportamentos de adensamento de solos. A relação entre índice de vazios e tensão efetiva média em um plano semilogarítmico ($e \times \ln p'$) fornece informações relativas à linha de compressão virgem (LCV), linha de descarga e recarregamento (ou linha de re-compressão e expansão) e tensão de sobreadensamento, conforme mostra Figura 30.

No plano $v \times \ln p'$, a condição elastoplástica (LCV) é descrita pela Equação (51) enquanto que a condição elástica – linha de descarga e recarga – é definida pela Equação (52). No plano ($p' \times q$), as equações de ambas as linhas se resumem em $q = 0$.

$$v_\lambda = N - \lambda \ln(p') \quad (51)$$

$$v = v_\kappa - \kappa \ln(p') \quad (52)$$

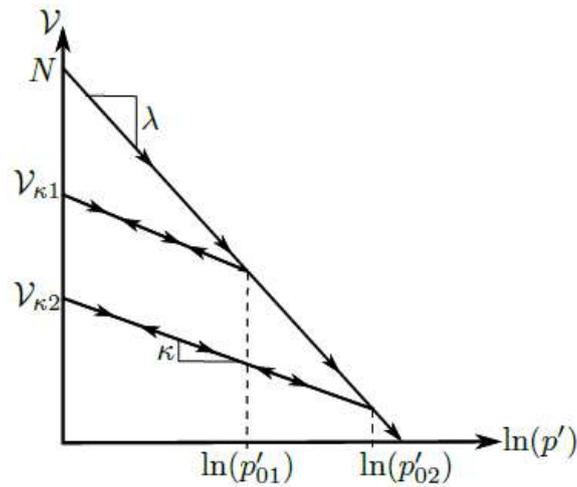


Figura 30 – Curva de consolidação típica no plano $v \times \ln p'$.

A definição do estado crítico como condição em que não ocorrem as variações de volume e de resistências com o aumento da taxa de deformação é representada pela Equação (53) e Figura 31.

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial u}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0 \quad (53)$$

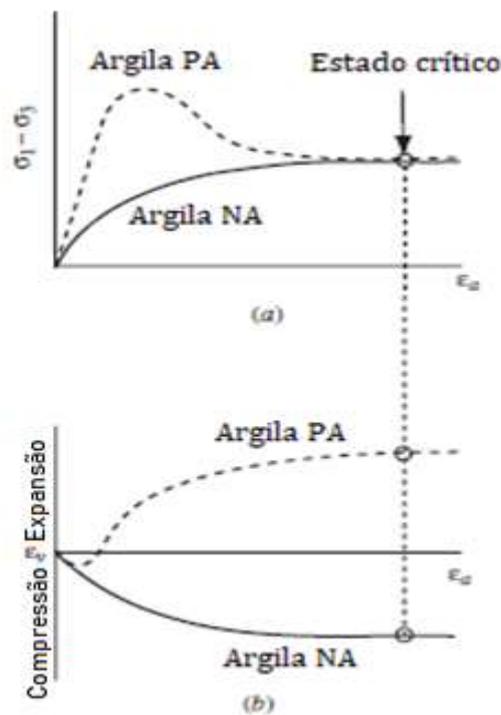


Figura 31 – definição do estado crítico (Helwani, 2007).

A linha do estado crítico no plano $v \times \ln p'$ é representada na Figura 32, enquanto que a superfície do estado crítico no plano $e \times p' \times q$ encontra-se na Figura 33.

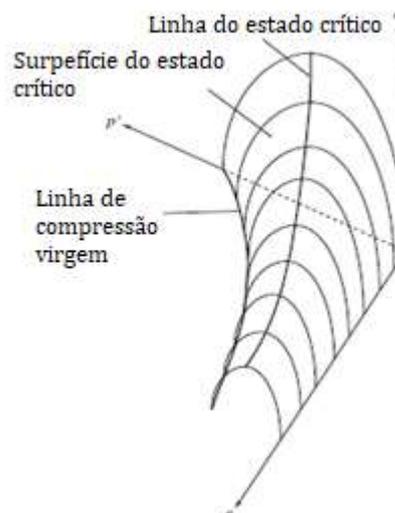
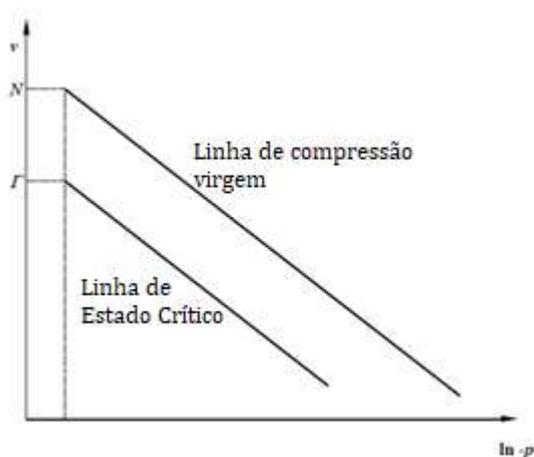


Figura 32 – Linhas típicas de consolidação virgem e estado crítico no plano $v \times \ln p'$ Figura 33 – superfície do estado crítico no plano $e \times p' \times q$.

A superfície do estado crítico (SEC) no espaço tridimensional, $v \times p' \times q$ é definida pelas Equações (54) e (55). Ou seja, a linha de estado crítico no plano $v \times \ln p'$ é descrita pela Equação (54), enquanto que no plano $q \times p'$, ela é representada por uma reta que passa pela origem como descreve a Equação (55).

$$v_{\Gamma} = \Gamma - \lambda \ln(p') \quad (54)$$

$$q_f = M p'_f \quad (55)$$

Devido ao paralelismo entre as linhas de compressão virgem e de estado crítico no plano $v \times \ln p'$, a Equação (56) apresenta a relação entre os parâmetros N e Γ .

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad (\text{mCCM}) \quad (56)$$

onde v é o volume específico ($v = 1 + e$), λ , κ e N são constantes dependente do tipo de solo. λ é o índice de compressão ou a inclinação das linhas de consolidação normal e do estado crítico, κ é o índice de expansão ou a inclinação da linha de descarga e recarga, M é a declividade da linha do estado crítico e está relacionado às propriedades fricionais do solo. N e Γ são, respectivamente, volumes específicos na LCV e na linha de estado crítico correspondente à tensão efetiva média unitária ($\ln p' = 0$), sendo que dependem da unidade de tensão efetiva média usada no plano $v \times \ln p'$. v_{κ} é o índice de vazio dependente da história de carregamento.

As expressões apresentadas nas Equações (57) a (60) permitem estimar λ , κ , M e Γ a partir de parâmetros físicos dos solos. Mitchell e Soga (2005) apresentaram a relação $C_s \cong 0,2C_c$ para argilas puras, enquanto que Kulhawy e Mayne (1990) propuseram $C_c \cong IP/74$ e $C_s \cong IP/370$ a partir de análise de diferentes argilas naturais.

$$\lambda = C_c / \ln 10 = \frac{IP G_s}{\ln R} \cong 0,58IP \cong 0,92(LP - 0,09) \cong 0,36(LL - 0,09) \quad (57)$$

$$\therefore R = s_{u,LP} / s_{u,LL}$$

$$\kappa = C_s / \ln 10 \quad (58)$$

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (59)$$

$$\Gamma \cong 1,25 + 7,3\lambda \quad (60)$$

O valor de R depende da atividade, A de minerais de argila definida pela Equação (61) proposta por Skempton (1953). ϕ' é o ângulo de atrito da tensão efetiva do material.

$$A = \frac{IP}{C} = \frac{IP}{\% \text{ argila} < 2\mu\text{m}} \quad (61)$$

2.5.1.1 Resistência não drenada de Argilas

A resistência ao cisalhamento não drenada, s_u é um dos parâmetros indispensáveis na caracterização mecânica de solos moles. O valor de s_u pode ser determinado de forma direta a partir dos ensaios de campo ou de laboratório. Os ensaios de palheta, *T-bar*, *Ball bar*, *fall cone* e *piezocone penetration test* (CPTU) podem ser utilizados tanto no campo quanto no laboratório para determinar s_u . Os ensaios de laboratório – *element tests* – consistem essencialmente em ensaios de compressão triaxial não drenada. Os métodos indiretos – amplamente discutidos nos trabalhos de Schmidt (1966), Ladd e Foott (1974), Mesri (1975), Mayne e Kulhawy (1982), Jamiolkowski *et al.* (1985), Kulhawy e Mayne (1990) e Muir Wood (1990) – consistem em determinar s_u a partir de expressões desenvolvidas com base na teoria de estado crítico ou a partir das correlações semi-empíricas e empíricas. Em função do mCCM, este item é voltado para métodos baseados na teoria de estado crítico.

O conceito de estado crítico é amplamente utilizado e é base também de muitas correlações semi-empíricas utilizadas para determinar s_u . De acordo com Mayne (1980), se for assumido que as trajetórias de tensões de um solo sobreadensado (PA) e de um solo normalmente adensado (NA) com o mesmo teor de umidade cruzam a linha de estado crítico (LEC) no mesmo ponto de ruptura, estabelece assim uma relação entre os dois estados de tensões através da Equação (62). Essa equação permite determinar a resistência de um solo sobreadensado com base na sua resistência na condição normalmente adensada, previamente conhecida. Por simplicidade, Mayne (1980) afirma que a Equação (62) pode ser aplicada tanto para solos isotrópicos quanto para anisotrópicos, e tanto para resistências na condição do pico quanto para resistências na condição do estado crítico.

$$\frac{(s_u/\sigma'_{v0})_{PA}}{(s_u/\sigma'_{v0})_{NA}} = \text{OCR}^{\Lambda_0} \quad (62)$$

O método denominado *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties* – SHANSEP – apresentado por Ladd e Foott (1974) permite normalizar, em formato logarítmico, as resistências de forma similar ao conceito de estado crítico, como mostra a Equação (63).

$$\Lambda_0 = \frac{\log(s_u/\sigma'_{v0})_{PA} - \log(s_u/\sigma'_{v0})_{NA}}{\log(\text{OCR})} \quad (63)$$

onde OCR é a razão de sobreadensamento (*over consolidation ratio* = $\sigma'_{vm}/\sigma'_{v0} = p'_{vm}/p'_{v0}$), Λ_0 é o parâmetro de poro pressão no estado crítico, variando de 0 a 1 e independe de OCR, conforme a Equação (64).

$$\Lambda_0 = (1 - C_s/C_c) = (1 - \kappa/\lambda) \quad (64)$$

Para uma condição inicialmente isotrópica, é assumida que (s_u/σ'_{v0}) na condição normalmente adensada é definida em termos de tensões efetivas pela Equação (65) com base na teoria de Cam clay proposta por Schofield e Wroth (1968).

$$\left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NA} = \frac{1}{2} M e^{-\Lambda_0} = S = \lambda_{s_u} \quad (65)$$

Combinando as Equações (63) e (65), é possível determinar a Equação (66) que permite determinar (s_u/σ'_{v0}) em termos de tensões efetivas para qualquer valor de OCR.

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{M(e^{-1}\text{OCR})^{\Lambda_0}}{2} = \lambda_{s_u} \text{OCR}^{\Lambda_0} \quad (66)$$

De modo inverso, a Equação (67) pode ser deduzida para calcular o valor de OCR.

$$\text{OCR} = \left[\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \frac{2e^{\Lambda_0}}{M}\right]^{1/\Lambda_0} = \left[\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \frac{1}{\lambda_{s_u}}\right]^{1/\Lambda_0} \therefore \Lambda_0 = (1 - \kappa/\lambda) \quad (67)$$

Na mesma linha, Jamiolkowski *et al.* (1985) propuseram a Equação (68) para argilas levemente sobreadensadas com baixo à moderado índice de plasticidade, baseando na técnica SHANSEP.

$$s_{u,mob}/\sigma'_{v0} \cong \lambda_{s_u} \text{OCR}^m \therefore \lambda_{s_u} = (0,23 \pm 0,04) \text{ e } m = \Lambda_0 = 0,8 \quad (68)$$

Mayne (1980) afirma que existe tendência de argilas naturais altamente sensíveis apresentarem maiores valores de Λ_0 , sendo que a média e desvio padrão são respectivamente 0,64 e $\pm 0,18$. O valor médio de Λ_0 igual a 0,8 vem sendo adotado em muitos estudos, incluindo Karlsrud e Hernandez-Martinez (2013) e Larsson *et al.* (2007). Contudo, Karlsrud e Hernandez-Martinez (2013) encontraram a faixa de variação de 0,7 a 0,95 e Larsson *et al.* (2007) entre 0,75 a 0,95. Larsson *et al.* (2007) acrescentaram ainda que Λ_0 é determinado a partir de abordagem de tensão total em ambos métodos: estado crítico e SHANSEP, no entanto parece mais prudente estimar Λ_0 a partir dos ensaios de cisalhamentos do que a partir de ensaios de adensamento.

Com relação a λ_{s_u} , Karlsrud e Hernandez-Martinez (2013) afirmaram que a faixa de variação típica de λ_{s_u} em solos normalmente adensados ($OCR = 1$) é de 0,08 a 0,35, dependendo do modo de cisalhamento e teor de umidade/plasticidade. Bjerrum (1954) observou uma faixa de λ_{s_u} entre 0,09 a 0,28 em argila mole de Noruega. Continuando, o autor afirma que os baixos valores de λ_{s_u} podem ser relacionados à baixos limites de liquidez e índices de plasticidade de argilas de Noruega causados pela redução do teor de sal devido à percolação. Para Muir Wood (1990), a igualdade ($s_u/\sigma'_{v0} \cong 0,25$) vai em conformidade com o mCCM, e vem sendo assumida de forma genérica visto que muitos depósitos de argilas não são normalmente adensados. Barros *et al.* (2009) investigaram valores de λ_{s_u} e Λ_0 a partir de diferentes tipos de ensaios em argilas marinha da Costa Brasileira. Concluíram que valor de λ_{s_u} depende do tipo de ensaio, porém a média e a faixa de variação são 0,3 e 0,28 a 0,41, respectivamente. Por outro lado, observaram que Λ_0 apresenta a média de 0,84 e faixa de variação entre 0,69 e 1,02. Bjerrum e Rosenqvist (1956) observaram que resistência não drenada de solos com alto teor de sal não aumenta proporcionalmente com a pressão de consolidação, fazendo com que esses solos não obedecem o comportamento de depósitos naturais de argila normalmente adensadas.

Hong *et al.* (2013) observaram em três argilas reconstituídas investigadas que (s_u/σ'_{v0}) varia entre 0,28 a 0,60 dependendo do teor de umidade inicial, e que s_u depende tanto de teor de umidade quanto do índice de liquidez. Skempton e Northey (1952) observaram que (s_u/σ'_{v0}) cresce com LL ou IP. A expressão de Skempton (1957) apresentada na Equação (69) é frequentemente encontrada na literatura para estimar s_u de solos normalmente adensados, medidas com Palheta, em função de IP. Bjerrum (1954), Chandler (1988), Larsson (1980), Karlsrud e Hernandez-Martinez (2013), Hong (2013), e outros desenvolveram estudos também que corroboram o entendimento da resistência não drenada normalizada e apresentaram expressões para estimar (s_u/σ'_{v0}) em função de índices físicos do solo.

$$\left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NA} = 0,11 + 0,37IP \quad (69)$$

Através de resultados de retro-análises de ruptura de aterros, Bjerrum (1972) propôs a utilização do parâmetro μ , que pode depender de IP, anisotropia e taxa de cisalhamento, para corrigir valores de s_u medidos nos ensaios de palheta. A principal

justificativa é que s_u de palheta tende a ser maior do que a resistência não drenada mobilizada, $s_{u,mob}$ na ruptura de aterros e taludes pelo fato da taxa de cisalhamento no ensaio ser maior que na realidade.

Mesri (1975) observou que resistência não drenada normalizada independe do IP quando os valores de s_u medidos nos ensaios de palheta foram corrigidos pelo parâmetro μ (Equação (70)). Por outro lado, Larsson (1980) observou que a Equação (70) superestima valor de s_u em argilas de baixa plasticidade, enquanto subestima s_u em argilas de alta plasticidade.

$$\mu s_{u,pal}/\sigma'_{vm} = s_{u,mob}/\sigma'_{vm} \cong 0,22 \quad (70)$$

Por questões práticas, foram desenvolvidas inúmeras correlações baseadas no conceito de estado crítico que permitem estimar s_u em função de umidade (w), índice de liquidez (LI) e limites de Atterberg. A relação entre s_u e tensão efetiva na ruptura numa condição de carregamento não drenado é definida pela Equação (71).

$$s_u = \frac{q_f}{2} = \frac{M}{2} p'_f \quad (71)$$

Butterfield (1979) reescreveu a Equação (54) na forma da Equação (72) – escala ($\ln - \ln$) – ao observar melhor ajustes dos dados em argilas plásticas remoldadas com uma larga faixa de teor de umidade.

$$\ln v_\Gamma = \ln \Gamma - \lambda^* \ln(p'/p_a) \cong \ln e = \ln(\Gamma - 1) - \lambda^* \ln(p'/p_a) \rightarrow e = (\Gamma - 1)(p'/p_a)^{-\lambda^*} = wG_s/S \quad (72)$$

Combinando as Equações (71) e (72) obtêm-se a relação entre a umidade e a resistência não drenada (Equação (73))

$$w = \frac{S(\Gamma-1)}{G_s} \left(\frac{2}{M}\right)^{-\lambda^*} \left(\frac{s_u}{p_a}\right)^{-\lambda^*} = A \left(\frac{s_u}{p_a}\right)^{-\lambda^*} \quad (73)$$

Reforçando a validade do conceito base da Equação (73), Koumoto e Houlsby (2001) e Boukpeti *et al.* (2012) apresentaram seus resultados experimentais na forma da Equação (74), mostrando a redução da resistência não drenada de solos remoldados com o aumento do teor de umidade.

$$w = a_1 \left(\frac{s_u}{p_a}\right)^{-b_1} \text{ ou } s_u = a_1 w^{-b_1} \quad (74)$$

onde S é o grau de saturação, G_s é a massa específica dos grãos, $a_1 = A$ (kPa) e $b_1 = \lambda^*$ são parâmetros dependentes do tipo de solo e obtidos experimentalmente, w é o teor de umidade em valor não percentual, e p_a é a pressão atmosférica.

Utilizando resultados de ensaios de Palheta realizados por Skempton e Northey (1952), Wroth e Wood (1978) observaram que argilas remoldadas apresentam correlação entre s_u e índice de liquidez, LI proposto por Terzaghi (1936) – Equação (75). Assim, propuseram que $s_u = 1,7\text{kPa}$ e 170kPa nas umidades equivalentes aos limites de liquidez e de plasticidade, respectivamente. Ou seja, a razão entre as resistências não drenadas no limite de plasticidade e no limite de liquidez é de aproximadamente 100 ($R = s_{u,LP}/s_{u,LL} = 100$). É possível assim estimar a resistência não drenada de argilas remoldadas a partir de teores de umidade normalizadas (LI) como mostram a Equação (76) e a Figura 34. O índice de liquidez entre 0 e 1 possibilita a captura das variações de resistência não drenada de solos moles remoldados através de uma única linha de estado crítico.

$$IL = \frac{(w-LP)}{IP} = \frac{(w-LP)}{(LL-LP)} \quad (75)$$

$$s_u = 170e^{-4,6LI} = 1,7 \times 100^{(1-LI)} = s_{u,LL} \times 100^{(1-LI)}, \quad \text{kPa} \quad (76)$$



Figura 34 - Linha de estado crítico idealizado (Wroth e Wood, 1978)

A faixa de variação de $s_{u,LL}$ encontrada na literatura varia de 1,7 a 2,0kPa. Dumbleton e West (1970), Muir Wood (1990) demonstraram que a razão R não é constante (100), pois depende da mineralogia do solo. Em montmorilonita, esse valor situa em torno de 100, ao passo que em caulinita, esse valor é aproximadamente 35. Vardanega e Haigh (2014) afirmaram que a típica faixa de variação de R é de 70 a 160, tendo a média de 100. Contudo, eles observaram a partir da análise de um banco de dados que a média mais provável de R é de 35 em situações onde IL varia de 0,2 a 1,1. Assim, a Equação (76) foi reescrita na forma genérica apresentada na Equação (77).

$$s_u = s_{u,LL} R^{(1-LI)}, \quad \text{kPa} \quad (77)$$

Dumbleton e West (1970), Koumoto e Houlsby (2001) e Boukpeti *et al.* (2012) observaram que as relações entre s_u e LI não normalizam bem os resultados quando LI está muito fora da faixa de 0 a 1. Por isso, Koumoto e Houlsby (2001) apresentaram uma nova forma de normalização baseada no índice de liquidez logarítmico, LI_{LN} definida pela Equação (78). Vardanega e Haigh (2014) reforçaram também a importância dessa normalização uma vez que não observaram linearidade com uso da equação (77) em um conjunto de banco de dados analisados.

$$LI_{LN} = \frac{(\ln w - \ln LP)}{(\ln LL - \ln LP)} = \frac{(\ln(w/LP))}{(\ln(LL/LP))} \quad (78)$$

Manipulando a Equação (78) e tendo em conta a relação entre umidade e resistência não drenada, Koumoto e Houlsby (2001) apresentaram uma nova relação entre s_u e o índice de liquidez logarítmico através da Equação (79).

$$LI_{LN} = a - b \ln s_u \quad \text{ou} \quad s_u = e^{\left(\frac{a-LI_{LN}}{b}\right)} \quad (79)$$

Koumoto e Houlsby (2001) obtiveram valores de a e b iguais a 1,07 e 0,217, respectivamente. Vardanega e Haigh (2014) encontraram valores de a e b iguais a 1,12 e 0,226, respectivamente como os que apresentaram melhor ajuste da reta. Vardanega e Haigh (2014) observaram que o valor médio de R para a mesma faixa de índice de liquidez (0,2 a 1,1) sobe de 35 para 83,5 se a Equação (77) for reescrita em função de índice de liquidez logarítmico.

$$s_u = s_{u,LL} R^{(1-LI_{LN})}, \quad \text{kPa} \quad (80)$$

Locat e Demers (1988), Jeong *et al.* (2009), Boukpeti *et al.* (2012) e Sahdi *et al.* (2014) utilizaram Equação (81) para relacionar valores de s_u medidos a partir de diferentes tipos de ensaios com LI, em amostras remoldadas de argilas naturais e caulim remoldados com LI maiores que 1. Leroueil *et al.* (1983), propuseram a Equação (82) ao analisarem resultados de diferentes argilas de Canadá. Boukpeti *et al.* (2012) apresentaram também outra forma de normalização entre s_u e LI com base na equação empírica da mecânica dos fluidos.

$$s_u = a_2 LI^{-b_2} \quad (81)$$

$$s_u = 1/(LI - a_3)^{b_3} \quad (82)$$

Os parâmetros a_3 e b_3 obtidos correspondem a 0,21 e 2, respectivamente.

2.5.2 Conceito do Modelo Cam Clay Modificado

2.5.2.1 Conceitos Gerais

Este item apresenta uma síntese do conceito de Cam Clay Modificado, mCCM e a sua versão estendida usado no *software* ABAQUS. Para a sua elaboração, foram consultados principalmente os seguintes trabalhos: Roscoe *et al.* (1958), Schofield e Wroth (1968), Roscoe e Burland (1968), Muir Wood (1990), Borja e Lee (1990), Borja (1991); Helwany (2007); Dassault Systèmes (2010).

Cam-Clay é um modelo de endurecimento elastoplástico baseado na teoria do estado crítico, desenvolvido inicialmente através de argilas reconstituídas por Roscoe *et al.* (1958) e Roscoe e Schofield (1963). Schofield e Wroth (1968) e Roscoe e Burland (1968) aperfeiçoaram o modelo Cam Clay (mCC) e denominaram o novo modelo de Cam-Clay Modificado (mCCM). Esses modelos, descritos em termos de tensões efetivas (p' e q), são capazes de descrever o comportamento de tensão-deformação de solos, em particular, de prever a resistência do solo dependente da pressão, da compressão e da dilatação (alteração de volume) causada pelo cisalhamento. Como eles são baseados na teoria do estado crítico, ambos prevêem deformações ilimitadas do solo sem mudanças na tensão ou no volume quando o estado crítico é atingido (HELWANI, 2007).

As formulações do mCCM são baseadas na teoria de plasticidade, através do qual é possível prever de forma realista as mudanças de volume devido a vários tipos de carregamento. Esse modelo assume que o solo é totalmente saturado, não levando em conta a presença de gases (HELWANI, 2007). Assim, o comportamento de endurecimento no mCCM é formulado com base na LCV, enquanto que o parâmetro obtido na linha de descarga e recarregamento é utilizado no cálculo do comportamento elástico. O modelo é descrito basicamente em função de cinco parâmetros: λ , κ , v_{Γ} (ou Γ), M e G (ou v).

A superfície de plastificação (SP) do mCCM, descrita pela Equação (83), é uma curva elíptica no plano $p' \times q$, como mostra a Figura 35. Essa curva passa pela origem, assumindo que materiais argilosos no mCCM não suportam tensões de tração. A função da SP do mCCM, f coincide com a função de potencial plástico, g obedecendo assim a lei de plasticidade associada (condição de normalidade).

$$f \equiv g = q^2 - M^2 p' (p'_c - p') = 0 \rightarrow \frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left(1 - \frac{p'_c}{p'} \right) \text{ ou } \frac{p'}{p'_c} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (83)$$

A superfície de estado crítico (SEC) do mCCM no espaço tridimensional, $v \times p' \times q$, foi mostrada na Figura 33. Essa figura permite observar que o tamanho da SP diminui com o aumento de volume específico.

O parâmetro de endurecimento ($= p'_c$ *hardening parameter* ou a tensão de sobreadensamento) controla o tamanho da SP e é diferente para cada linha de descarga e recarregamento. Esse parâmetro é definido como a interseção da SP com o eixo p' no

plano $p' \times q$. Ainda nesse plano, a envoltória de ruptura e a SP se intersectam no ponto $(p'_c/2, q_{\max})$.

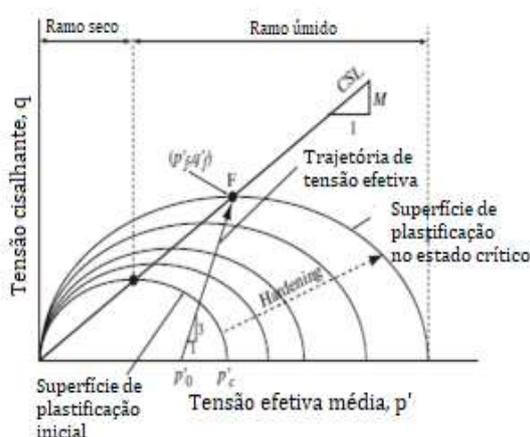


Figura 35 – Superfície de plastificação do mCCM no plano $q \times \ln p'$ - comportamento *hardening*.

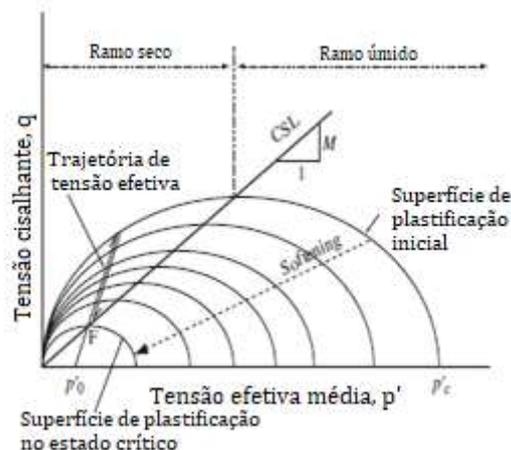


Figura 36 – Superfície de plastificação do mCCM no plano $q \times \ln p'$ - comportamento *softening*.

O estado atual de tensão do solo no mCCM é definido através de estados de tensão (p', q) , volume específico (ou índice de vazios) e tensão de sobreadensamento. Por isso, o conhecimento de OCR é importante para saber se o estado de tensão do solo situa dentro, sobre ou fora da SP. O solo responde ao carregamento de forma puramente elástica e com deformações recuperáveis se o estado de tensão se encontra dentro da SP; responde de forma plástica ao carregamento, indicando solo normalmente adensado, se o estado de tensão situa em cima da linha de SP. Uma vez que o estado tensão inicial fora da SP não tem significado físico para o mCCM, a tensão de sobreadensamento é ajustada de modo a acomodar o nível atual de tensão.

O comportamento de amolecimento e endurecimento (*softening* e *hardening*) no mCCM é definido em função do valor de tensão de sobreadensamento (OCR). Em solos normalmente adensados e levemente sobreadensados, espera-se um comportamento de endurecimento Figura 35, ao passo que em solos altamente sobreadensados ocorre um comportamento de amolecimento de resistência após o pico, conforme mostra a Figura 36.

2.5.2.2 Comportamento Elástico

Ao assumir que dentro da SP o solo comporta de forma elástica e isotrópica, são necessários somente dois dos seguintes parâmetros elásticos: E , G , K ou ν para definir a relação entre tensões e deformações elásticas (rigidez elástica), como mostra a matrix 1.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^e \\ \delta \varepsilon_s^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (1)$$

Para solos modelados com mCCM, o módulo volumétrico, K depende de tensão efetiva média (i.e. K não é constante) tendo em conta que o comportamento elástico do

solo é não linear e dependente de tensão. Assim, a Equação (84) pode ser utilizada para calcular o módulo volumétrico em função de p' , e_0 e κ .

$$K = \frac{(1 + e_0)p'}{\kappa} = \frac{vp'}{\kappa} \quad (84)$$

Os módulos de elasticidade, E e de cisalhamento, G também variam em função de p' , e_0 e κ , como mostram as Equações (85) e (86). Por simplicidade, coeficiente de Poisson, ν é assumido como constante em vez de assumir G como constante.

$$E = 3K(1 - 2\nu) = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)p'}{\kappa} \quad (85)$$

$$G = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)p'}{2(1 + \nu)\kappa} \quad (86)$$

As Equações (87) e (88) permitem calcular de forma não acoplada os incrementos de deformações elásticas volumétrica ($\delta\varepsilon_v^e$) e cisalhante ($\delta\varepsilon_s^e$). O incremento da deformação elástica volumétrica depende somente da variação da tensão efetiva média.

$$\delta\varepsilon_v^e = \frac{\delta p'}{K} = \frac{\kappa \delta p'}{\nu p'} \quad (87)$$

$$\delta\varepsilon_s^e = \frac{\delta q}{3G} = \frac{2(1 + \nu)}{9(1 - 2\nu)} \frac{\kappa}{(1 + e_0)p'} \delta q \quad (88)$$

Com relação ao valor do coeficiente de empuxo lateral no repouso, K_0 , em condições de o solo se comportar de forma isotrópica e elástica, K_0 pode ser estimado em função de coeficiente de Poisson, como apresentada na Equação (89). Na condição normalmente adensada, K_0 é definida como a razão entre as tensões efetivas horizontal e vertical iniciais, como mostra a Equação (90).

$$K_0 = \frac{\delta\sigma'_h}{\delta\sigma'_v} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (89)$$

$$K_0 = K_{0,NA} = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (90)$$

Bishop (1958) afirma que as condições necessárias na prática para medição exata de K_0 não é fácil de realizar. Assim, a expressão de Jaky (1944) – Equação (91) – é amplamente aceita como referência na determinação $K_{0,NA}$ para ϕ' variando de 20 a 45°. Schmidt (1966) e Mayne e Kulhawy (1982) apresentaram a Equação (92) para calcular K_0 em função de OCR e ângulo de atrito. Muir Wood (1990) discutiu a implicação do tipo de ângulo de atrito no valor de K_0 .

$$K_{0,NA} = (1 - \text{sen } \phi') \quad (91)$$

$$K_0 = K_{0,NA} \text{OCR}^m \therefore m = \text{sen } \phi' \quad (\text{Mayne e Kulhawy (1982)}) \quad (92)$$

2.5.2.3 Comportamento Plástico

Esse item consiste em descrever as relações que expressam o comportamento plástico de solo causado pela mudança de tensões. Com relação ao incremento das deformações plásticas, Roscoe e Burland (1968) assumiram na formulação do mCCM que o trabalho (dW) no solo devido às carga q e p' é formado por duas parcelas: trabalho volumétrico (dW_p) e trabalho distorcional (dW_q), de acordo com a Equação (93).

$$\delta W = \delta W_p + \delta W_q = p' \delta \varepsilon_v^p + q \delta \varepsilon_s^p \quad (93)$$

Onde o incremento da deformação volumétrica plástica ($\delta \varepsilon_v^p$) e o incremento da deformação cisalhante plástica ($d\delta$) em um estado de tensão triaxial são dados pelas Equações (94) e (95), respectivamente

$$\delta \varepsilon_v^p = \delta \varepsilon_1^p + 2\delta \varepsilon_3^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \left(\frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta \delta \eta}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (94)$$

$$\delta \varepsilon_s^p = \frac{2}{3} (\delta \varepsilon_1^p - \delta \varepsilon_3^p) = \frac{\lambda - \kappa}{v} \left(\frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta \delta \eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \quad (95)$$

Combinando as equações (49), (50), (93), (94) e (95), a Equação (93) pode ser reescrita em função das tensões principais.

$$\delta W = \sigma'_1 \delta \varepsilon_1^p + 2\sigma'_3 \delta \varepsilon_3^p \quad (93)$$

O incremento da deformação plástica devido ao incremento da carga ($\delta \eta = \delta q = \delta p'$) é normal à SP, comprovando a validade de regra de normalidade no mCCM. Assim, o incremento da deformação volumétrica total ($\delta \varepsilon_v$) e o incremento da deformação cisalhante total ($\delta \varepsilon_s$) podem ser calculados pelas Equações (96) e (97), respectivamente (Desai e Siriwardane, 1984).

$$\begin{aligned} \delta \varepsilon_v &= \delta \varepsilon_v^e + \delta \varepsilon_v^p = \frac{\kappa \delta p'}{v p'} + \frac{\lambda - \kappa}{v} \left(\frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta \delta \eta}{M^2 + \eta^2} \right) \\ &= \frac{\lambda}{v} \left(\frac{\delta p'}{p'} + \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda}\right) \frac{2\eta \delta \eta}{M^2 + \eta^2} \right) \end{aligned} \quad (96)$$

$$\begin{aligned} \delta\varepsilon_s &= \delta\varepsilon_s^e + \delta\varepsilon_s^p \therefore \delta\varepsilon_s^e = 0 \rightarrow \delta\varepsilon_s = \delta\varepsilon_s^p = \frac{\lambda - \kappa}{\nu} \left(\frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta \delta\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \\ &= \delta\varepsilon_v^p \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \end{aligned} \quad (97)$$

Como consequência da regra do fluxo plástico associado, a razão de incremento da deformações plásticas pode ser determinada pela Equação (98).

$$\frac{\delta\varepsilon_v^p}{\delta\varepsilon_s^p} = \frac{\partial g / \partial p'}{\partial g / \partial q} = \frac{M^2(2p' - p'_c)}{2q} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \therefore \eta = M \rightarrow \frac{\delta\varepsilon_v^p}{\delta\varepsilon_s^p} = 0 \quad (98)$$

Com relação à regra de endurecimento (*hardening law*), o incremento da deformação plástica faz com que o tamanho da SP se altera, expandindo sempre na direção normal às superfícies anteriores (regra de fluxo plástico associado). Assim, o incremento da tensão de sobreadensamento pode ser estimado em função do incremento da deformação volumétrica plástica pela Equação (99). O aumento da SP (ou da tensão de sobreadensamento) independe da deformação cisalhante plástica ($\partial p'_c / \partial \varepsilon_s^p = 0$).

$$\frac{\delta p'_c}{p'_c} = \delta\varepsilon_v^p \frac{\nu}{\lambda - \kappa} = \left(\frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta \delta\eta}{M^2 + \eta^2} \right) = \left(\frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{\delta p'}{p'} + \left(\frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{\delta q}{p'} \quad (99)$$

onde η é a razão de tensão ($= q/p'$). Na ruptura, $\eta = M$. $\delta\varepsilon_s^e$ e $\delta\varepsilon_s^p$ são incrementos de deformações cisalhantes elástica e plástica, respectivamente, e $\delta\varepsilon_v^e$ e $\delta\varepsilon_v^p$ são incrementos de deformações volumétricas elástica e plástica, respectivamente. Em síntese, os incrementos das deformações plásticas podem ser agrupados da seguinte forma – matrix (2):

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_v^p \\ \delta\varepsilon_s^p \end{bmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{\nu p' (M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (2)$$

2.5.2.4 Extensão de Cam Clay Modificado – ECCM

Software ABAQUS/CAE possui na sua biblioteca de modelos uma extensão de mCCM baseado na teoria de estado crítico. Esse modelo, base do mCCM, permite modelar solos sem coesão em termos de tensão efetiva, sendo que o solo pode estar saturado com um fluido permeável que carrega uma tensão de pressão, e é assumido que o fluido flui de acordo com a lei de Darcy.

A Figura 37 mostra a SP e SEC do modelo ECCM no espaço de tensões principais. Assume-se que nesse espaço, a SEC é um cone, cujo vértice se localiza na origem, e cujo eixo se coincide com eixo da pressão hidrostática.

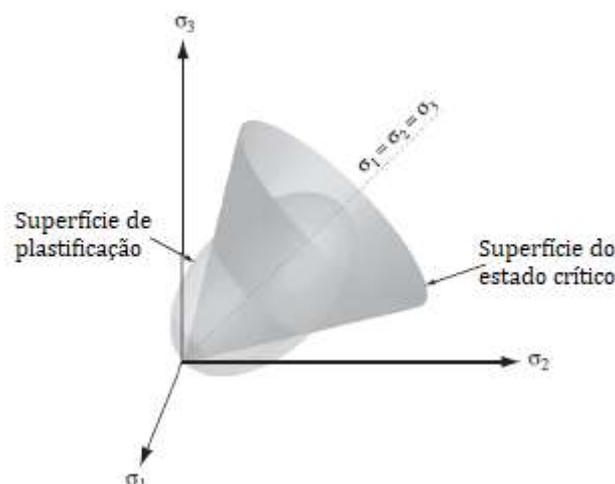


Figura 37 – Elementos do ECCM: Superfície de estado crítico e de plastificação no espaço de tensão principal (HELWANY, 2007).

A projeção da SP elíptica tridimensional do plano Π (o plano no espaço de tensão principal ortogonal ao eixo da pressão hidrostática) tem a forma geral mostrada na Figura 38.

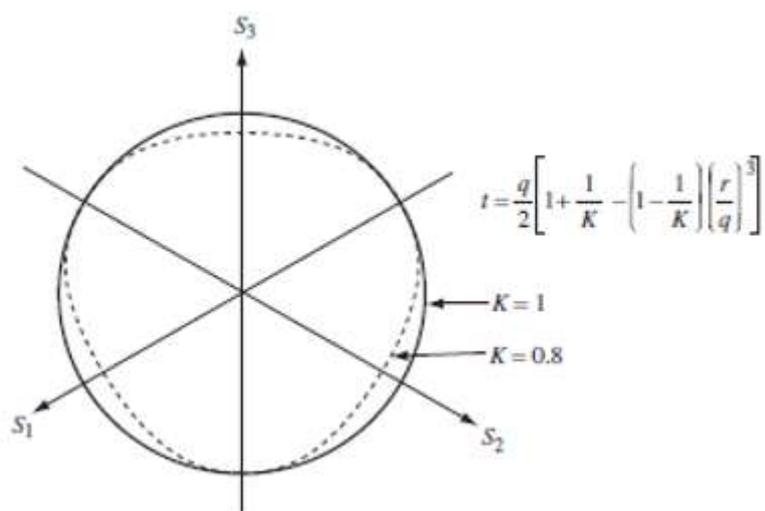


Figura 38 – Projeção da superfície de plastificação do ECCM no plano Π (DASSAULT SYSTÉMES, 2010)

No plano $p' \times t$, a projeção da SEC cônico é uma linha reta que passa pela origem com a inclinação M , enquanto que a SP nesse plano consiste em dois arcos elípticos. O primeiro arco passa pela origem com sua tangente perpendicular ao eixo p' e cruza a linha do estado crítico onde sua tangente é paralela ao eixo p' . O segundo arco é uma continuação suave do primeiro arco através da linha de estado crítico e intersecta o eixo p' com sua tangente em um ângulo de 90° em relação a esse eixo (Figura 39). O fluxo plástico é considerado normal para esta superfície.

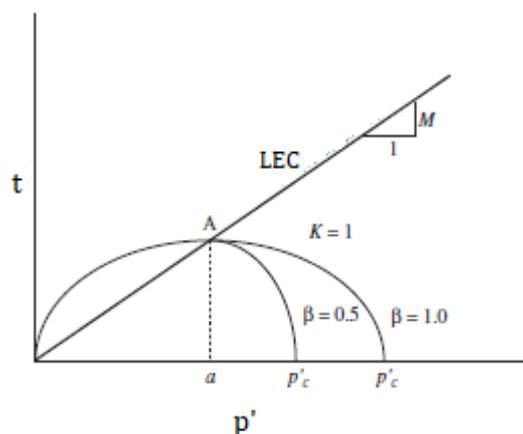


Figura 39 – Superfície de plastificação do EMMC no plano $p' \times t$ (HELWANY, 2007).

O tamanho da SP é controlado pela regra de endurecimento (*hardening rule*), que depende apenas do componente de deformação plástica volumétrica. Assim, quando a deformação plástica volumétrica é compressiva, a SP aumenta de tamanho. Porém quando a deformação plástica é dilatante, a SP se contrai. A SP tridimensional é definida de acordo com a Equação(100).

$$\frac{1}{\beta^2} \left(\frac{p}{a} - 1 \right)^2 + \left(\frac{t}{Ma} \right)^2 - 1 = 0 \quad (100)$$

onde β é uma constante utilizada para modificar a forma da SP no ramo úmido (*wet side*) do estado crítico; a é um parâmetro de endurecimento definido como o ponto no eixo p' no qual os arcos elípticos em evolução da SP interceptam a linha de estado crítico, t é uma medida da tensão de cisalhamento calculada de acordo com a Equação (101).

$$t = \frac{q}{g} = \frac{1}{2}q \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right] \quad (101)$$

onde g é uma função usada para controlar a forma da SP no plano Π , K é uma constante, variando rigorosamente na faixa de $0,778 \leq K \leq 1,0$ de modo a garantir a convexidade da SP. $K = 1$ faz com que a SP seja independente da terceira invariante de tensão, e a projeção da SP no plano Π torna-se um círculo (Figura 38), reduzido a uma condição ($K = 1 \rightarrow g = 1 \rightarrow t = q$) em que as SP de ECCM e CCM se coincidem. r é a terceira invariante de tensão dada pela Equação (102).

$$r = \left(\frac{27}{2} J_{3D} \right)^{1/3} = \left(\frac{27}{2} J_3 - 9J_1J_2 + J_1^3 \right)^{1/3} \quad (102)$$

ECCM usa o fluxo associado (isto é, o potencial plástico é o mesmo que a SP). O tamanho da SP é definido pelo parâmetro, a (Equação (103)); a evolução dessa variável,

portanto, caracteriza o endurecimento ou amolecimento (*hardening* ou *softening*) do material.

$$a = a_0 \exp \left[(1 + e_0) \frac{1 + J^{pl}}{\lambda - \kappa J^{pl}} \right] \quad (103)$$

onde J^{pl} é a parte plástica da mudança de volume J . A mudança de volume é definida como a razão entre o volume atual e o volume inicial: $J = J^{pl} + J^e = (1 + e) / (1 + e_0)$. a_0 é um parâmetro constante – valor inicial do parâmetro de endurecimento –, e define a posição de a no início da análise (tensão de sobreadensamento). O valor de a_0 pode ser especificado diretamente ou pode ser calculado pela Equação (104)

$$a_0 = 0,5 \exp \left(\frac{e_N - e_0 - \kappa \ln p'_0}{\lambda - \kappa} \right) \quad (104)$$

onde p'_0 é a tensão efetiva média inicial e e_N é o índice de vazio correspondente à intercepção da LCV com o eixo de índice de vazios no plano $e \times \ln p'$.

2.6 CONCEITOS GERAIS SOBRE MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS E SOFTWARE ABAQUS

2.6.1 Método de Elementos Finitos para Grandes Deformações

O MEF clássico, baseado na formulação Lagrangeana, fornece respostas satisfatórias para problemas que envolvem pequenas deformações dos elementos. Contudo, em modelagens de problemas que requerem grandes deformações, caso de fundações *offshore*, esses métodos não conseguem lidar com problemas de convergência devido às distorções de malhas de Lagrange e problemas de contato (HU E RANDOLPH, 1998; WANG *ET AL.*, 2010; PUCKER E GRABE, 2012; ZHAO E LIU, 2014 E 2016).

A formulação Lagrangeana, como explicado por Dassault Systèmes (2010) e Pucker e Grabe (2012), descreve o movimento de um contínuo como função das coordenadas do material e do tempo. Cada nó da malha Lagrangeana se move junto com o material durante a simulação. Assim, os elementos são deformados durante a simulação e podem ocorrer problemas devido à distorção da malha visto que a superfície do contínuo é precisamente especificada dentro dessa formulação. Além disso, cada elemento Lagrangeano está sempre associado a um tipo de material. Assim, segundo van den Berg e Vermeer (1988) e van den Berg (1994), grande distorção dos elementos gera problemas numéricos na solução.

Por outro lado, a formulação Euleriana descreve o movimento de um contínuo como função da coordenada espacial e do tempo. Os nós de uma malha Euleriana são fixados durante a simulação, de modo que os elementos não podem se deformar. Ou seja, permite desacoplamento entre a malha do elemento e o material, diferente da formulação Lagrangeana. Para realizar o movimento de um contínuo, o material flui através da malha Euleriana fixa, permitindo modelar problemas que requerem grandes deformações. Portanto, um elemento Euleriano não é dedicado apenas a um tipo de material, e nem deve ser preenchido com qualquer material. Em relação a esta formulação, não ocorre distorção de malha e existe a possibilidade de simular grandes deformações (VAN DEN BERG E VERMEER, 1988; VAN DEN BERG, 1994; DASSAULT SYSTÉMES, 2010; DIJKSTRA *ET AL.*, 2011; PUCKER E GRABE, 2012).

A combinação dessas duas formulações nos Métodos de Elementos Finitos de Grande Deformação (MEFGD) – LDFE (*large deformation finite element*) – vêm sendo empregada cada vez mais para contornar os problemas de convergência. As técnicas RITSS (*remeshing and interpolation technique with small strain*) baseado no método ALE (*arbitrary Lagrangian–Eulerian*), e a técnica CEL (*coupled Eulerian–Lagrangian*) são as duas abordagens mais eficientes utilizadas no MEFGD para analisar problemas que requerem grandes deformações, de acordo com Zhao e Liu (2016). Nesses casos, a estrutura é modelada como material Lagrangeano, enquanto que o solo é modelado como material Euleriano.

RITSS É uma técnica em que uma série de incrementos de análise de pequena deformação são seguidos periodicamente por remalhamento completo e interpolação das

grandezas de campo (tensão e propriedades do material) entre os pontos de Gauss a partir da malha velha para a malha nova. As posições das coordenadas do ponto de Gauss na malha antiga são atualizadas primeiro, de acordo com os deslocamentos acumulativos nos incrementos precedentes da análise. O desacoplamento permite que o material e a malha dos elementos se desloquem separadamente, porém sem a deformação da malha (BENSON, 1989; DIJKSTRA *ET AL.*, 2011; ZHAO E LIU, 2014).

CEL consiste em calcular uma solução desconhecida em um tempo, diretamente pela solução do passo de tempo anterior sem qualquer iteração, sendo que as integrações explícitas são condicionalmente estáveis. A estabilidade numérica é garantida pela introdução de um incremento de tempo crítico em cada intervalo de tempo (PUCKER E GRABE, 2012; LIU E ZHAO, 2014; ZHAO E LIU, 2014 E 2016).

O *software* apresentado a seguir – utilizado nesse estudo – permite modelar diferentes problemas, considerando tanto as formulações baseadas no MEF clássico como as baseadas no MEF de grandes deformações.

2.6.2 Considerações Sobre Software ABAQUS

O ABAQUS FEA é um conjunto de *softwares* da companhia Dassault Systèmes voltado para simulações numérica de problemas de diferentes áreas em elementos finitos. Dentre esse conjunto, são destacados os *softwares* voltados para análises – ABAQUS/Standard, ABAQUS/Explicit e ABAQUS/CFD – e o ABAQUS/CAE voltado para pré e pós processamento.

ABAQUS/CAE é utilizado para criar, enviar, monitorar e avaliar os resultados das simulações do ABAQUS. Através dele é possível definir a geometria e as propriedades do material, gerar malha, enviar tarefas de análise e interpretar os resultados. ABAQUS/Standard é um *software* de análise de elementos finitos de uso geral que emprega esquema de integração implícito (tradicional) para resolver problemas lineares e não-lineares envolvendo respostas estática, dinâmica, térmica, elétrica e eletromagnética dos componentes. É comumente utilizado para simular problemas de pequenas deformações, sendo que a técnica de solução é incondicionalmente estável e baseada na matriz de rigidez do modelo. Pelo fato de ter o método de cálculo mais exato, requer mais tempo computacional para o processamento da análise.

ABAQUS/Explicit é um *software* de elementos finitos para análises dinâmica, não linear e transitória de sólidos e estruturas usando integração de tempo explícita. Além disso, permite modelar ambas as técnicas (RITSS e CEL) baseadas na formulação Eulerian-Lagrangeano.

A resolução de uma análise numérica, de qualquer problema, nos *softwares* do elemento finito, por ex. ABAQUS, envolve os seguintes passos: a) definição da geometria e criação do modelo do problema em estudo; b) discretização do modelo em pequenos elementos finitos – geração da malha; c) definição das propriedades físicas e mecânicas de elementos de todas as partes que constituem o modelo; d) aplicação das cargas e definições das condições contorno; f) definição de interações entre as partes da estrutura,

caso existirem; g) execução da análise numérica através da resolução das equações internas; h) visualização e análise de resultados.

A potencialidade do ABAQUS em modelar numericamente os problemas geotécnicos foi realçado por Helwany (2007) através de exemplos de vários casos analisados. Segundo o autor, uma das maiores vantagens do ABAQUS é a sua capacidade de resolver a maioria dos problemas bidimensionais e tridimensionais de engenharia geotécnica. Dentre os problemas destacam-se os seguintes: interação solo-estrutura, análise de tensão total e efetiva, análise de adensamento, análise de infiltração, análise estática e dinâmica (implícita e explícita), análise de ruptura e pós-ruptura.

3 PROGRAMA DE PESQUISA

O programa metodológico dessa pesquisa consiste caracterização dos materiais e na realização de três tipos de ensaios experimentais em escala 1:40 com o objetivo de estudar o mecanismo da interação entre correntes e solos argilosos.

Assim sendo, o presente capítulo foi estruturado em 5 etapas de acordo com o diagrama mostrado na Figura 40. A primeira parte consiste na definição da escala e na formulação dos parâmetros adimensionais. A segunda etapa é focada na elaboração de planejamento experimental para definir os tipos de ensaios a serem executados, os parâmetros controláveis e não controláveis dos ensaios, a matriz experimental e a ordem dos ensaios. A caracterização dos materiais, englobando ensaios de caracterização física, química e mecânica, foi a terceira etapa da metodologia. A quarta etapa consiste na descrição dos materiais e equipamentos utilizados para a realização dos ensaios. Esta etapa também apresenta o projeto, a montagem e a calibração do aparato experimental utilizado nos ensaios. Por fim, a última parte do programa descreve os métodos empregados na realização dos ensaios planejados.

3.1 DEFINIÇÃO DA ESCALA E DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS

3.1.1 Definição da Escala dos Parâmetros de Interesse

Os estudos anteriores apresentados no capítulo 2 mostraram que a interação entre o solo marinho e as correntes depende essencialmente das propriedades do solo, das características geométricas de correntes, e das condições de carregamento. Assim, para realizar a modelagem física, é preciso formular condições de modo que o comportamento do modelo seja semelhante do ponto de vista das relações, com as três grandezas fundamentais, das diversas grandezas envolvidas no fenômeno a ser estudado. Ou seja, é preciso considerar condições de semelhança relativas à geometria, materiais e forças presentes.

Tomando como base os trabalhos de Rocha *et al.* (2013, 2016), e considerando que as grandezas físicas que regem maioria dos fenômenos relacionados à interação entre solo e elementos estruturais é puramente mecânico, então essas grandezas podem ser expressas em função das seguintes grandezas fundamentais: comprimento (L), massa (M), e tempo (T).

Tomando em consideração o mecanismo de ruptura de solos no fenômeno da interação solo–elemento estrutural, fez-se necessário substituir as três grandezas fundamentais comprimento, L , massa, M e tempo, T por três grandezas de base massa específica (ρ), aceleração da gravidade (g), e profundidade (z). Essas grandezas de base são utilizadas para calcular as tensões totais e efetivas do solo.

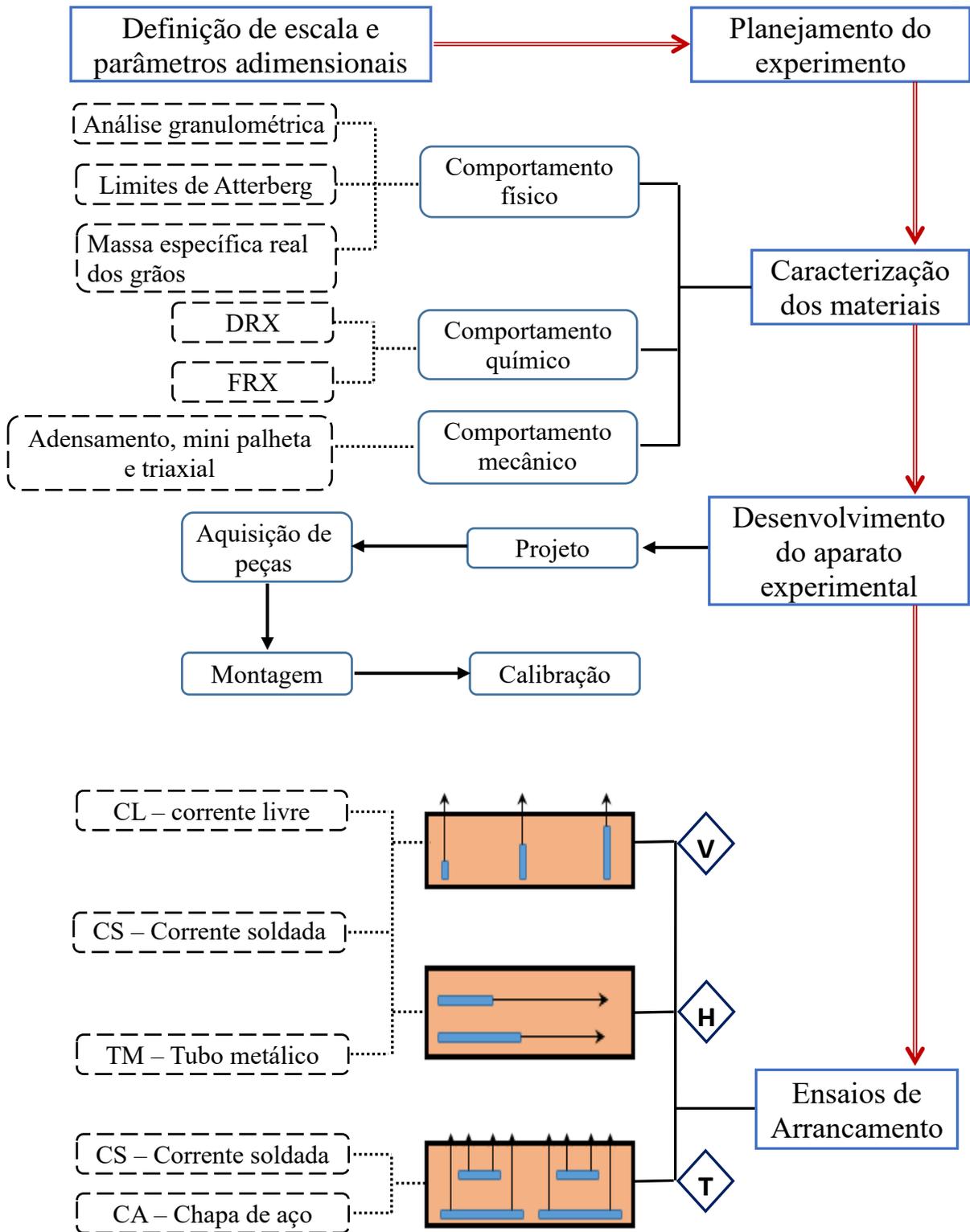


Figura 40 – Diagrama com etapas da metodologia empregada para o estudo da interação solo corrente.

Por outro lado, é importante frisar que, uma das grandezas fundamentais, L , foi utilizada como grandeza de base em forma de z . Acrescenta-se ainda que a resistência ao cisalhamento não drenada do solo, as forças atuantes na linha de ancoragem e as grandezas dos sistemas de ancoragem são facilmente derivadas a partir dessas grandezas

de base. Por exemplo, em solos argilosos, a resistência não drenada, parâmetro que governa o mecanismo de ruptura deste tipo de solo, pode ser calculada em função da razão de sobreadensamento (OCR) e tensão efetiva do solo. Sendo que a tensão efetiva é calculada como produto de massa específica (ρ), aceleração da gravidade (g), e profundidade (z).

Como consequência da escolha dessas grandezas de base, destacam-se as seguintes possibilidades: (i) a reprodução da tensão vertical do solo em modelos devido à manutenção da aceleração da gravidade; (ii) a utilização em modelos de solo obtido no campo sem a necessidade de mudar a sua massa específica; (iii) confeccionar elementos de modelo com materiais iguais aos dos elementos do protótipo, caso o peso dos elementos seja de interesse no estudo.

Rocha *et al.* (2013, 2016) apresentaram a Tabela 6, onde consta o resumo de escalas de alguns parâmetros de interesse. As escalas foram calculadas através da inversão de matriz dimensional de parâmetros de controle, considerando que a escala de comprimento z é 1:40, e escalas de massa específica (ρ) e aceleração de gravidade (g) como fixas, iguais a 1.

Tabela 6 – Escala dos parâmetros de interesse para o estudo da interação solo – corrente (Rocha, 2016).

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	L	M	T	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	L	m	1	0	0	1	0	0	2,500E-02	40
Massa específica	ρ	kg/m ³	-3	1	0	3	1	0	1,000E+00	1
Aceleração (da gravidade)	g	m/s ²	1	0	-2	0,5	0	-0,5	1,000E+00	1
Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	L	m	t	L	\square	g	Escala	Escala Inv.
Massa	M	kg	0	1	0	3	1	0	1,563E-05	64000
Tempo	T	s	0	0	1	0,5	0	-0,5	1,581E-01	6,32
Frequência	f	Hz	0	0	-1	-0,5	0	0,5	6,325E+00	0,16
Velocidade	v	m/s	1	0	-1	0,5	0	0,5	1,581E-01	6,32
Viscosidade cinemática	μ	m ² /s	2	0	-1	1,5	0	0,5	3,953E-03	253
Força	F	N	1	1	-2	3	1	1	1,563E-05	64000
Rigidez axial	k	N/m	0	1	-2	2	1	1	6,250E-04	1600
Tensão (pressão, módulos, coesão, etc.)	σ	Pa	-1	1	-2	1	1	1	2,500E-02	40
Massa por unidade de comprimento	μ	kg/m	-1	1	0	2	1	0	6,250E-04	1600
Viscosidade dinâmica	μ	kg/m/s	-1	1	-1	1,5	1	0,5	3,953E-03	253
Área	A	m ²	2	0	0	2	0	0	6,250E-04	1600
Volume	V	m ³	3	0	0	3	0	0	1,563E-05	64000

A escala 1:40 foi adotada no presente estudo, e foi a mesma utilizada nos estudos anteriores – Rocha (2014) e Sampa (2015) – dessa linha de pesquisa desenvolvidos na

UFRGS. No entanto, chama-se de escala a razão entre o valor que uma dada grandeza assume no modelo e o valor correspondente que a mesma grandeza assume no protótipo.

Com relação às grandezas derivadas na Tabela 6, Rocha *et al.* (2013, 2016) afirmaram que um único critério de similaridade nem sempre permite respeitar as condições de semelhança em todos os parâmetros que governam o fenômeno. Por isso, existe necessidade de serem feitas algumas considerações de ajuste em muitos casos.

Com base nisso, passa-se a apresentar algumas ponderações feitas por Rocha *et al.* (2013, 2016) sobre determinadas grandezas derivadas de interesse.

- conforme apresentado na Tabela 6, nota-se que as grandezas tensão e comprimento estão na mesma escala, o que tem importante implicações para a modelagem de fenômenos que incluem a ruptura do solo. Por outro lado, a escala de tensão dificulta a reprodução em escala dos módulos elásticos dos materiais (módulo de Young, E , módulo cisalhante, G , etc.). Em função disso, o apropriado é aplicar este sistema somente para fenômenos de ruptura e grandes deformações, e não para análise deslocamentos e deformações elásticas do maciço do solo.
- com base na escala de tensão apresentada na Tabela 6, os solos argilosos utilizados nos modelos reduzidos deveriam apresentar a massa específica equivalente ao solo *in situ* e coesão reduzida na mesma proporção do comprimento. Ou seja, faz-se necessário substituir o solo *in situ* por um solo equivalente em escala com a coesão reduzida. Em adição, note-se a necessidade de utilizar solos com a viscosidade reduzida 253 vezes. Com relação à viscosidade, ressalta-se que devido às condições do ensaio, o solo do modelo apresenta viscosidade na mesma ordem de grandeza do solo *in situ*.
- no que se refere a escala das grandezas relacionadas aos elementos de ancoragem, adotou-se correntes com diâmetro nominal de 3mm, equivalente em escala ao diâmetro da corrente utilizado pela Petrobras. Já para a profundidade de embutimento de estacas, construiu-se um tanque de acrílico – como reservatório para argila – com dimensões internas de (comprimento 152cm × largura 24cm × altura 80cm). A altura do tanque satisfaz a condição da altura do solo requerida em escala, 72cm, enquanto que a largura, 27cm e o comprimento, 152cm foram adotados para evitar a influência das paredes nos resultados dos ensaios e para permitir maior percurso de corrente (amarra). Por fim, ressalta-se que a rigidez da corrente está fora de escala, uma vez que que era necessária à sua redução em 160 vezes.

A velocidade do deslocamento de correntes no ensaio de arrancamento foi calculada para garantir uma condição de carregamento não drenada. Assim, foi calculada a partir da Equação (105) proposta por Randolph e Hope (2004). Esta equação define a velocidade adimensional (V) em função da velocidade de penetração de cone (v), do diâmetro de haste (d), e do coeficiente de adensamento do solo (c_v).

$$V = \frac{v d}{c_v} \quad (105)$$

Vários estudos – Randolph e Hope 2004; Kim *et al.*, 2008; Jaeger *et al.*, 2010; Schnaid *et al.*, 2010; Oliveira *et al.*, 2011; Suzuki *et al.*, 2013 - mostram que a condição não drenada de solos silte agilosos e argilosos é garantida para valores de V maiores que 50. Por isso, foi adotada V igual a 100 para garantir a realização de ensaios na condição não drenada.

O valor de coeficiente de adensamento utilizado no cálculo foi extraído no trabalho de Gauer (2015), que obteve um valor médio de c_v igual à $7,35 \cdot 10^{-5} \text{cm}^2/\text{s}$. O diâmetro efetivo de corrente utilizado foi de 1,31cm. Por fim, com base na Equação (105) apresenta acima, foi adotado a velocidade de 5mm/min para a realização de todos os ensaios de arrancamento – ver o cálculo apresentado a seguir.

$$v = \frac{V c_v}{d} = \frac{100 \times 7,35 \times 10^{-5} \text{cm}^2 / \text{s}}{1,31 \text{cm}} = \frac{147}{26200} \text{cm/s} \cong 3,4 \text{mm} / \text{min}$$

Quanto ao critério de parada dos ensaios, adotou-se o deslocamento máximo de 100mm (20min) igual ao percurso máximo do LVDT utilizado. Esse deslocamento equivale à 559% do diâmetro efetivo da maior corrente (17,9mm), e permite descrever o comportamento da curva de ensaios de arrancamento até o estado de comportamento residual – pouca variação da carga com aumento de deslocamento de corrente.

3.1.2 Parâmetros Adimensionais

A teoria de análise dimensional baseada no teorema Π de Vaschy – Buckingham foi utilizada para estabelecer equações de previsões do fenômeno em estudo. Este teorema afirma que, um fenômeno físico qualquer, regido por uma relação entre n grandezas, sendo que cada uma delas tem uma expressão dimensional em termos de p grandezas fundamentais, pode ser expresso por uma relação entre $n-p$ grandezas adimensionais e independentes entre si. Relembrando que, para fenômenos puramente mecânicos, $p = 3$.

Para determinação dos parâmetros adimensionais, o primeiro passo adotado foi identificar e listar as principais variáveis que descrevem o fenômeno, conforme apresenta a Tabela 7. Nesta tabela, o comprimento da corrente, L , o diâmetro efetivo da corrente, D e a resistência não drenada, s_u foram considerados variáveis principais. O diâmetro nominal da corrente, d foi considerado variável secundária por ser utilizado nos estudos anteriores para calcular as resistências do solo nas direções normal e tangencial à corrente.

As variáveis Q'_{\max} , Q'_{res} , Ψ , Δw_{\max} são consideradas variáveis principais de resposta, e são obtidas a partir da curva carga \times deslocamento. A adoção dessas variáveis como principais permite analisar o mecanismo de interação solo–corrente em condições de ruptura e em condições últimas. Nesse contexto, a condição de ruptura é o ponto da curva carga \times deslocamento correspondente à máxima carga medida, ou seja, o valor de Q'_{\max} é obtido no pico da curva. O deslocamento onde ocorre a carga máxima foi denominado de deslocamento de pico, e é representado por Δw_{\max} .

Por outro lado, o trecho da curva onde não se verifica variações significativas de carga medida com o aumento do deslocamento foi denominado de estado último ou residual. O valor de carga obtido nesse trecho foi designado de carga residual, Q'_{res} .

A variável Pp foi considerada variável secundária de resposta pelo fato de não ser fundamental para o entendimento do fenômeno, sendo que a mesma corresponde o peso do solo preso na corrente durante o deslocamento da corrente. Aliado a esta variável, consideram-se também como variáveis secundárias de resposta, as variáveis Q'_{bas} , e Q'_{lat} obtidas indiretamente a partir dos valores Q'_{max} . As variáveis Q'_{bas} e Q'_{lat} podem ser definidas, respectivamente, como resistências de ponta e lateral mobilizadas quando o deslocamento for igual ao Δw_{max} .

As cargas líquidas (*net*) apresentam sinal gráfico plica em itálico (') no lado direito superior. As cargas líquidas dos ensaios de arrancamento na vertical e horizontal podem ser determinadas de acordo com as Equações (106) e (107), respectivamente.

$$Q'_{max,ver.} = Q_{max,ver.} - Pp_{corrente} \quad \therefore \quad Q'_{res,ver.} = Q_{res,ver.} - Pp_{corrente} \quad (106)$$

$$Q'_{max,horizontal} = Q_{max,horizontal} \quad \therefore \quad Q'_{res,hor.} = Q_{res,hor.} \quad (107)$$

Tabela 7 – Matriz dimensional das grandezas de interesse.

Nº	Designação	Dimensão			Descrição
		L	M	T	
1	Q'_{max}	1	1	-2	carga efetiva máxima (<i>net</i>)
2	Q'_{res}	1	1	-2	carga efetiva residual (<i>net</i>)
3	$\Psi = Q'_{max} - Q'_{res}$	1	1	-2	diferença entre as cargas máxima e residual
4	Δw_{max}	1	0	0	deslocamento na carga máxima
5	Δw_{res}	1	0	0	diferença entre os deslocamentos na carga residual e na carga máxima
6	L	1	0	0	comprimento de corrente – característica geométrica longitudinal
7	D	1	0	0	diâmetro efetivo de corrente – característica geométrica transversal
8	d	1	0	0	diâmetro nominal de corrente
9	$S_{u,max}$	-1	1	-2	resistência ao cisalhamento não drenada máxima
10	$S_{u,res}$	-1	1	-2	resistência ao cisalhamento não drenada residual
11	Pp_{solo}	1	1	-2	peso do solo deslocado na corrente
12	Q'_{lat}	1	1	-2	resistência por atrito lateral
13	Q'_{bas}	1	1	-2	resistência de ponta
14	v	1	0	-1	velocidade de deslocamento de corrente

A seguir, é apresentado o procedimento para determinação de um número Π adimensional. O primeiro passo consiste em aplicar o teorema de Bridgman em forma explícita às grandezas consideradas de modo a obter a Equação (108).

$$Q'^{C_1}_{max} Q'^{C_2}_{res} \Psi^{C_3} \Delta w^{C_4}_{max} \Delta w^{C_5}_{res} L^{C_6} D^{C_7} d^{C_8} S_{u,max}^{C_9} S_{u,res}^{C_{10}} Pp^{C_{11}}_{solo} Q'^{C_{12}}_{lat} Q'^{C_{13}}_{bas} v^{C_{14}} = 1 \quad (108)$$

Substituindo cada uma das grandezas da Equação (108) pela respectiva expressão dimensional apresentada na Tabela 7, resultaria na Equação (109).

$$(LMT^{-2})^{C_1} (LMT^{-2})^{C_2} (LMT^{-2})^{C_3} L^{C_4} L^{C_5} L^{C_6} L^{C_7} L^{C_8} (L^{-1}MT^{-2})^{C_9} (L^{-1}MT^{-2})^{C_{10}} (LMT^{-2})^{C_{11}} (LMT^{-2})^{C_{12}} (LMT^{-2})^{C_{13}} (LT^{-1})^{C_{14}} = L^0 M^0 T^0 \quad (109)$$

Desenvolvendo as potenciações, e em seguida, agrupando as grandezas fundamentais, obtém-se a Equação (110) em forma de dimensões.

$$L^{C_1+C_2+C_3+C_4+C_5+C_6+C_7+C_8-C_9-C_{10}+C_{11}+C_{12}+C_{13}+C_{14}} M^{C_1+C_2+C_3+C_9+C_{10}+C_{11}+C_{12}+C_{13}} T^{-2C_1-2C_2-2C_3-2C_9-2C_{10}-2C_{11}-2C_{12}-2C_{13}-C_{14}} = L^0 M^0 T^0 \quad (110)$$

As equações de condição (111) a (113) podem ser obtidas se a homogeneidade dimensional for exprimida nos dois membros da Equação (110).

$$C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 + C_6 + C_7 + C_8 - C_9 - C_{10} + C_{11} + C_{12} + C_{13} + C_{14} = 0 \quad (111)$$

$$C_1 + C_2 + C_3 + C_9 + C_{10} + C_{11} + C_{12} + C_{13} = 0 \quad (112)$$

$$-2C_1 - 2C_2 - 2C_3 - 2C_9 - 2C_{10} - 2C_{11} - 2C_{12} - 2C_{13} - C_{14} = 0 \quad (113)$$

Pelo fato de existir quatorze incógnitas e três equações de condições, escolheu-se três incógnitas (C_7, C_9, C_{14}), cujo determinante formado pelos seus coeficientes é diferente de zero, e a partir delas foram extraídas diversas expressões em função das onze incógnitas restantes para a determinação dos parâmetros adimensionais.

Assim, para a determinação do primeiro parâmetro adimensional, primeiramente, considera-se que $C_1 = 1$ e $C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = C_8 = C_{10} = C_{11} = C_{12} = C_{13} = 0$. Considerando esses valores nas equações de condições (111) a (113), obtém-se as seguintes expressões:

$$1 + C_7 - C_9 + C_{14} = 0$$

$$1 + C_9 = 0$$

$$-2 - 2C_9 - C_{14} = 0$$

Como solução das equações acima, tem-se:

$$C_7 = -2$$

$$C_9 = -1$$

$$C_{14} = 0$$

Atribuindo tais valores, inclusive $C_1 = 1$ aos expoentes das grandezas respectivas, obtém-se a Equação (114) que representa o primeiro Π determinado.

$$\pi_1 = \frac{Q'_{\max}}{s_{u,\max} D^2} \quad (114)$$

Repetindo os procedimentos realizados acima para determinação do Π_1 , obtêm-se os restantes parâmetros adimensionais apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – relação dos parâmetros adimensionais determinados a partir do teorema de Buckingham.

Designação do grupo	Composição	Composição Melhorada
Π_1	$Q'_{\max}/s_{u,\max} D^2$	$Q'_{\max}/s_{u,\max} DL$
Π_2	$Q'_{\text{res}}/s_{u,\max} D^2$	$Q'_{\text{res}}/s_{u,\max} DL$
Π_3	$(Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_{u,\max} D^2$	$(Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_{u,\max} DL$
Π_4	$\Delta w_{\max}/D$	-
Π_5	$\Delta w_{\text{res}}/D$	-
Π_6	L/D	-
Π_7	d/D	-
Π_8	$s_{u,\text{res}}/s_{u,\max}$	-
Π_9	$Q'_{\text{lat}}/s_{u,\max} D^2$	$Q'_{\text{lat}}/s_{u,\max} DL$
Π_{10}	$Q'_{\text{bas}}/s_{u,\max} D^2$	$Q'_{\text{bas}}/s_{u,\max} Dd$
Π_{11}	$Pp_{\text{solo}}/s_{u,\max} D^2$	$Pp_{\text{solo}}/s_{u,\max} DL$

Por fim, são apresentadas através das Equações (115) e (116), respectivamente, as formas explícitas e implícitas do teorema do Buckingham para o fenômeno em estudo.

$$F\left(\frac{Q'_{\max}}{s_{u,\max} D^2}, \frac{Q'_{\text{res}}}{s_{u,\max} D^2}, \frac{\Psi}{s_{u,\max} D^2}, \frac{\Delta w_{\max}}{D}, \frac{\Delta w_{\text{res}}}{D}, \frac{L}{D}, \frac{d}{D}, \frac{s_{u,\text{res}}}{s_{u,\max}}, \frac{Q'_{\text{lat}}}{s_{u,\max} D^2}, \frac{Q'_{\text{bas}}}{s_{u,\max} D^2}, \frac{Pp_{\text{solo}}}{s_{u,\max} D^2}\right) \quad (115)$$

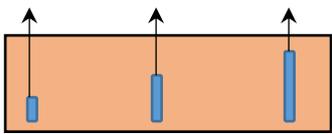
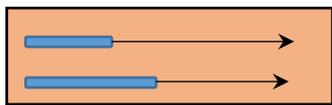
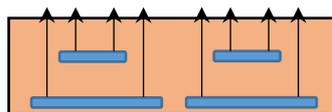
$$\frac{Q'_{\max}}{s_{u,\max} D^2} = \Phi\left(\frac{Q'_{\text{res}}}{s_{u,\max} D^2}, \frac{\Psi}{s_{u,\max} D^2}, \frac{\Delta w_{\max}}{D}, \frac{\Delta w_{\text{res}}}{D}, \frac{L}{D}, \frac{d}{D}, \frac{s_{u,\text{res}}}{s_{u,\max}}, \frac{Q'_{\text{lat}}}{s_{u,\max} D^2}, \frac{Q'_{\text{bas}}}{s_{u,\max} D^2}, \frac{Pp_{\text{solo}}}{s_{u,\max} D^2}\right) \quad (116)$$

Os valores adimensionais apresentados na Tabela 8 permitem observar que os valores das cargas são normalizados em função da resistência não drenada e do diâmetro efetivo da corrente. Sabendo que o comprimento da corrente influencia nos valores das cargas, pode-se fazer a combinação do parâmetro π_6 $\left(\frac{L}{D}\right)$ com os parâmetros adimensionais das cargas. Essa combinação fornece relações que levam em consideração o comprimento da corrente, conforme mostrado na terceira coluna da Tabela 8. As normalizações apresentadas nas duas últimas colunas, apesar de descreverem o comportamento do fenômeno, apresentam interpretações diferentes (explicado no capítulo de resultados).

3.2 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

O presente capítulo apresenta o planejamento experimental dos ensaios realizados nessa pesquisa. Como mencionado anteriormente, foram realizados quatro tipos de ensaios em correntes livres (sem solda), em correntes soldadas, em tubos metálicos, e em chapas de aço enterrados em solo argiloso, nas posições horizontal e vertical (ver Tabela 9).

Tabela 9 – Representação dos quatro tipos de ensaios realizados.

Esquema do ensaio	Tipo de ensaio	Condição
	Deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento	Corrente livre – VCL Corrente soldada – VCS Tubo metálico – VTM
	Deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento	Corrente livre – HCL Corrente soldada – HCS Tubo metálico – HTM
	Deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento	Corrente soldada – TCS Chapa de aço - TCA

Os três tipos de ensaios realizados, com 3 materiais diferentes, em diferentes condições de embutimento e de rigidez foram planejados de modo a investigar e avaliar os efeitos da interação corrente – solo.

Destaca-se que *in situ*, as correntes assumem a forma de catenária invertida quando forem submetidas a um carregamento no leito marinho. A dificuldade de avaliar tanto *in situ* quanto em laboratório a configuração espacial da catenária, aliada à complexidade da geometria de corrente criam necessidade de realizar ensaios com correntes em condições mais simples. Como solução, decidiu-se realizar ensaios com correntes enterradas horizontal e verticalmente para avaliar e quantificar os parâmetros de interesse.

Os ensaios realizados com correntes na horizontal apresentam a vantagem de utilizar o mesmo valor da resistência não drenada para calcular tanto a resistência de ponta quanto a resistência por atrito lateral. Por outro lado, o ensaio na vertical permite captar o efeito da variação de resistência ao longo de profundidade, como é verificado *in situ*.

Com relação ao estado de rigidez de corrente, as correntes livres (sem solda) representam as condições reais de correntes utilizadas no ambiente *offshore*. Contudo, elas ganham uma certa rigidez quando submetidas às elevadas cargas de tração que as fazem cortar o solo durante a formação da catenária invertida. As correntes soldadas são utilizadas justamente para reproduzir essa condição. Por outro lado, a utilização de correntes soldadas possibilita a comparação com as correntes livres que mobilizam o solo de forma progressiva à medida que os seus elos vão se deslocando.

Tendo em conta a geometria de correntes, e considerando que a área real de interação entre corrente e solo é de difícil determinação, decidiu-se realizar ensaios com tubos de aço para fins de comparação, uma vez que os tubos apresentam áreas transversais conhecidas. Os ensaios realizados com tubos metálicos foram essenciais por dois motivos: (i) áreas transversais conhecidas, e (ii) disponibilidade de muitos estudos na literatura e facilidade de se modelar numericamente.

Por fim, decidiu-se realizar ensaios de arrancamento no sentido transversal ao comprimento de correntes. Esses ensaios foram realizados com correntes soldadas e chapas de aço para obter os parâmetros relacionados à resistência do solo na direção normal à corrente. Lembrando que durante a formação da catenária invertida, atuam as resistências de solo nas direções normal e transversal à corrente.

Pela mesma razão da complexidade geométrica de correntes, utilizaram-se chapas de aço como referência devido às suas áreas projetadas conhecidas.

3.2.1 Parâmetros Controláveis e os seus Níveis

O presente item buscou identificar, através do diagrama apresentado na Figura 41, os principais fatores controláveis e não controláveis (ruídos) que influenciam nas variáveis de resposta do experimento, tendo em conta as condições disponíveis do laboratório.

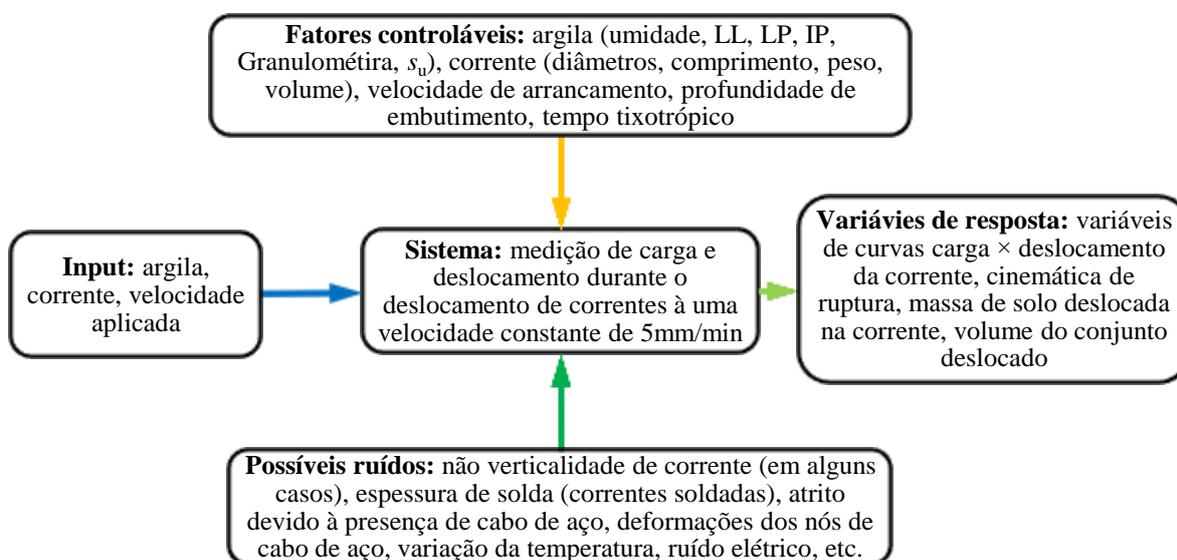


Figura 41 – Representação dos principais fatores controláveis e não controláveis.

A Tabela 10 apresenta os níveis e os números dos níveis das variáveis controláveis relacionadas ao solo, à corrente, ao tubo metálico e à chapa de aço.

Tabela 10 – Definição dos níveis e números de níveis dos fatores controláveis.

	<i>Variáveis controláveis</i>	<i>Nº de níveis</i>	<i>Níveis</i>
Argila	Umidade média da mistura (%)	1	120 ± 2
Corrente	Comprimento nominal de corrente – L (cm)	6	5, 10, 20, 30, 40 e 50
	Diâmetro do arame da corrente – d (mm)	3	3, 4 e 5
Outros	Velocidade de arrancamento da corrente – v	1	5 (fixa)
	Profundidade de embutimento – Z (cm)	5	0, 15, 30, 45 e 60
	Tempo tixotrópico (dias)	1	1 (fixa), e 1 e 7 (alguns)
Tubo metálico	Diâmetro externo de tubo metálico – D (mm)	1	25,55
	Comprimento de tubo metálico – L (cm)	3	10, 30 e 50
Chapa de aço	Largura de chapa de aço – b (mm)	2	12,7 (1/2”) e 25,45 (1”)
	Comprimento nominal de chapa de aço – L (mm)	3	10, 30 e 50

Embora o diâmetro nominal de referência seja de 3mm, foram adicionados mais dois diâmetros maiores (4mm e 5mm) com objetivo de captar a influência do diâmetro no comportamento do mecanismo de interação. Essas dimensões foram adotadas no sentido de evitar que o contorno das paredes laterais do tanque influenciasse nos resultados dos ensaios. De igual modo, os diâmetros de tubos metálicos e larguras de chapas de aço foram definidos na mesma faixa de grandeza dos diâmetros efetivos de correntes.

Com relação ao intervalo de variação do comprimento de correntes, o mesmo foi definido em função da altura útil de solo dentro do tanque de ensaio. Como a altura útil de solo é de 72cm, decidiu-se trabalhar com comprimentos na faixa de 10 a 100 vezes o diâmetro nominal da maior corrente, ou seja, a faixa de variação de comprimento adotada situa-se entre 5 a 50cm.

Quanto à profundidade de embutimento de correntes enterradas na horizontal, definiu-se 5 profundidades (0, 15, 30, 45 e 60cm), cujos espaçamentos equivalem 8 vezes ao diâmetro efetivo de maior corrente. Por fim, em alguns ensaios, adotou-se períodos tixotrópicos (repouso) de 1 e 7 dias como intervalo de tempo entre o fim de preparação de tanque do ensaio e o início dos ensaios. A consideração do tempo tixotrópico de 1 dia visa reproduzir a mesma resistência não drenada dos trabalhos anteriores – Rocha (2014) e Sampa (2015), enquanto que o tempo de 7 dias é para analisar a influência de variação da resistência não drenada no comportamento em estudo.

3.2.2 Referência dos Ensaios da Matriz Experimental

A referência dos ensaios da matriz experimental consiste em definir um padrão para identificação de todos ensaios realizados. Um exemplo de referência para ensaios do tipo VCL, VCS e VTM é apresentado na Figura 42.

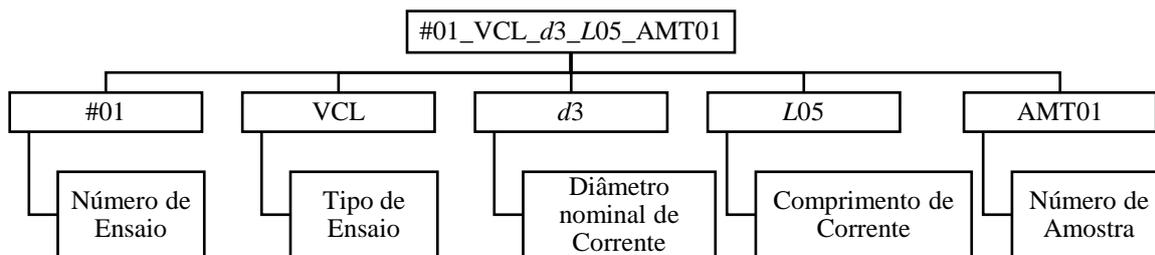


Figura 42 – Referência dos ensaios tipo VCL, VCS e VTM.

A Figura 43 apresenta um exemplo da referência dos ensaios do tipo HCL, HCS, HTM, TCS, TCA, ACS e ATM. As matrizes experimentais de todos os ensaios, contendo quantidades dos ensaios realizados, bem como a combinação das variáveis feitas estão apresentadas no item 3.4.3.

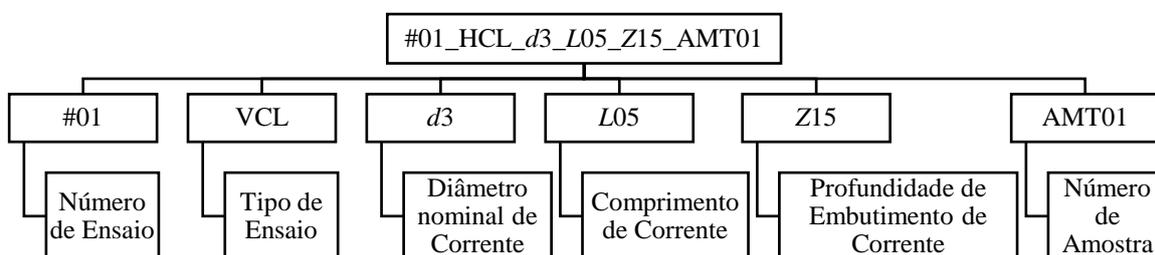


Figura 43 – Referência dos ensaios do tipo HCL, HCS, TCS, TCA, HTM, ACS e ATM.

3.3 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

O presente item destina-se a descrição dos principais materiais utilizados nessa pesquisa. Assim, a primeira parte deste item consiste na apresentação da mini palheta utilizada para medir a resistência não drenada da argila, e do misturador utilizado para produzir amostra de solo argiloso. A segunda parte concentrou-se na apresentação dos equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de arrancamento de correntes.

3.3.1 Equipamentos – Mistura e Caracterização das Amostras

3.3.1.1 Mini Palheta

A Figura 44 apresenta o mini palheta de laboratório – automatizado por Gauer (2010) – utilizado nessa pesquisa para determinação dos valores da resistência não drenada da argila. Esse equipamento consiste em uma estrutura metálica de suporte, uma peça de alumínio para fixação do motor de passo, motor de passo marca KTC-HT23-400, palheta cruciforme, hastes e célula de torque. A célula de torque é constituída por um sensor de torque com capacidade de resistir no máximo 0,5Nm. A descrição completa e detalhada do mini palheta e a curva de calibração de célula de torque podem ser encontradas no Gauer (2010 e 2015), respectivamente.

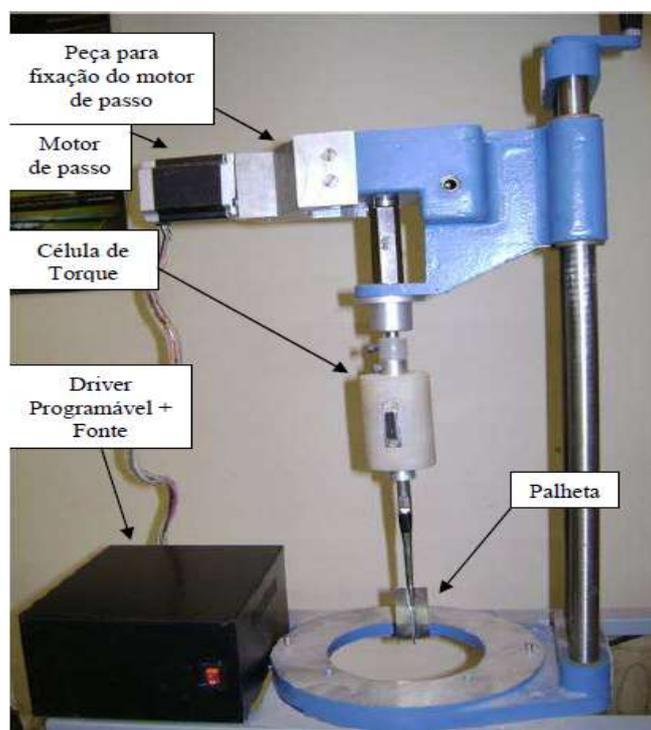


Figura 44 –Visão geral do equipamento de palheta de laboratório automatizado (GAUER, 2010).

O motor de passo é controlado por um driver programável modelo 3540i. O *Software* Si Programmer controla as velocidades de rotação operacionais do equipamento que variam entre $0,68^\circ/\text{min}$ a $10800^\circ/\text{min}$. A Figura 45 ilustra a palheta cruciforme de 2,55cm de diâmetro, 5,10cm de altura e 1mm de espessura, e um conjunto de hastes cilíndricas de 10cm de comprimento cada.



Figura 45 – Palheta cruciforme e hastes prolongadoras.

3.3.1.2 *Misturador*

Para a mistura das amostras, utilizou-se o misturador apresentado na Figura 46 recomendado para misturas de materiais finos e com grande quantidade de água. O misturador, do modelo MV100 e da marca BETOMAK, é formado por um tubo cilíndrico de aço de 120cm de altura e 80cm de diâmetro com capacidade efetiva de 100L. Em cima do misturador, encontra-se uma bomba trifásica de 5cv de potência, marca WEG. A rotação da bomba faz girar um eixo vertical que tem na sua extremidade inferior uma hélice de dentes triangulares de 20cm de diâmetro.



Figura 46 – Vistas lateral e superior do conjunto (misturador, bomba e carrinho) (SAMPA, 2015).

3.3.2 Equipamentos – Ensaios de Arrancamento de Correntes

Alguns dos materiais e equipamentos constituintes do *layout* (aparato) experimental foram desenvolvidos exclusivamente para a realização dos ensaios desta pesquisa. Por isso, maior parte deste item é destinada a detalhar as características e funcionamentos destes materiais ou equipamentos. Outros equipamentos constituintes do *layout* já se encontravam disponíveis no laboratório ou são largamente comercializados, e podem ser encontrados facilmente no mercado, razão pelo qual as suas referências serão fornecidas para auxiliar em informações adicionais.

A Figura 48 apresenta o layout do experimento, com destaque dos principais equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de arrancamento. O *layout* experimental é constituída por materiais e equipamentos que têm as seguintes funções: armazenar as amostras do solo – tanque de acrílico; medir as forças geradas durante o deslocamento de corrente – célula de carga e o seu amplificador; medir o deslocamento de corrente – LVDT e o seu amplificador; adquirir e armazenar dados – computador e sistema de aquisição de dados; puxar correntes enterradas no solo – motor e polia de deslocamento; e acessórios para auxiliar na preparação dos tanques de ensaios e na realização dos ensaios.

3.3.2.1 Tanque de Acrílico

O tanque de acrílico utilizado foi projetado por Rocha (2014). Ele possui as dimensões internas de 152cm de comprimento \times 24cm de largura \times 80cm de altura, sendo que as paredes têm uma espessura de 1,5cm. Para facilitar o seu transporte durante o processo de montagem do ensaio, ele foi colocado em cima de uma estrutura metálica de 6 rodas.

3.3.2.2 Célula de carga

Uma célula de carga modelo CS50, marca Líder Balanças, com capacidade de cargas nominais de tração e compressão de 490,5N, foi utilizada para medir as cargas de tração durante o deslocamento de correntes. As dimensões da célula são 60mm de comprimento \times 32mm de largura \times 20mm de altura. A Figura 47 apresenta a curva de calibração à tração da célula de carga.

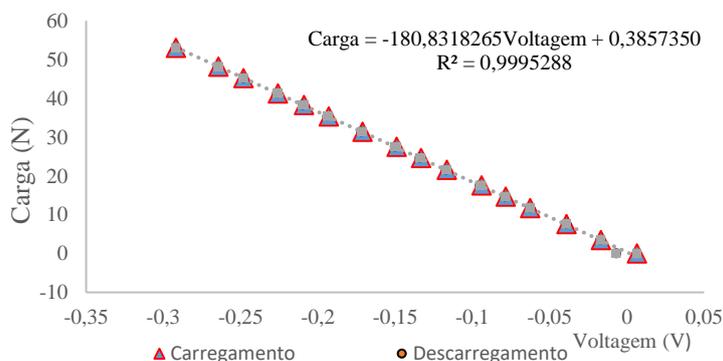


Figura 47 – Curva de calibração da célula de carga

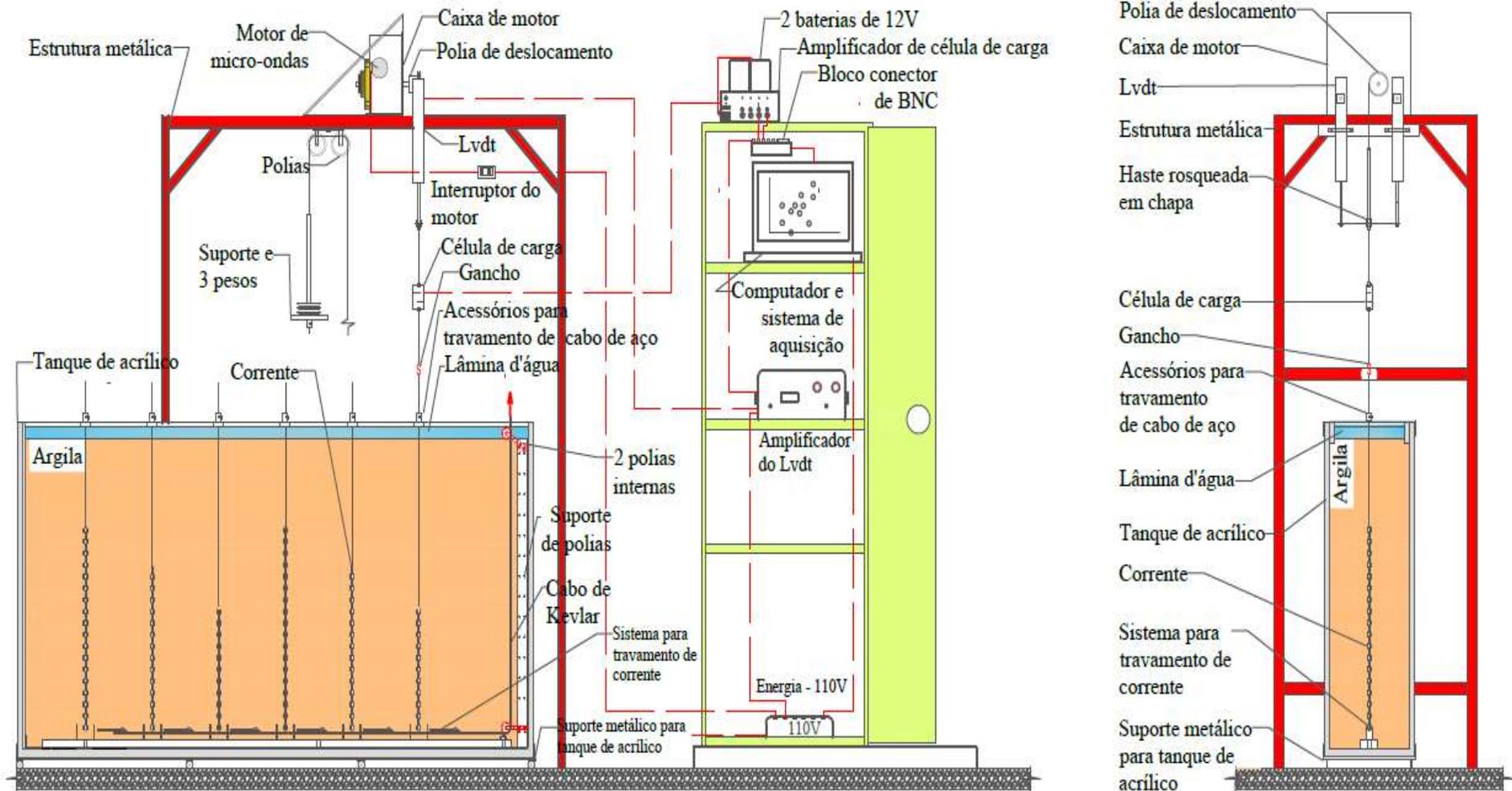


Figura 48 – Representação esquemática da configuração experimental utilizada para a realização dos ensaios de arrancamento de correntes.

Um amplificador de 4 canais, constituído por circuitos integrados INA118, foi utilizado para amplificar os sinais provenientes da célula de carga. O amplificador é alimentado por uma fonte simétrica de duas baterias de 12V cada, conforme apresenta a Figura 49.

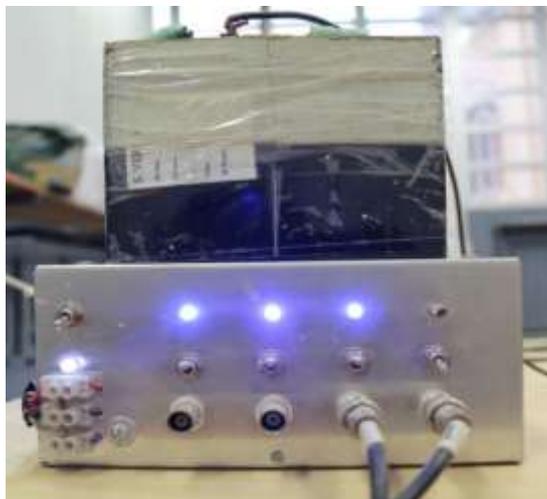


Figura 49 – Amplificador e 2 baterias de 12V cada.

3.3.2.3 Linear Variable Differential Transformer – LVDT

Dois LVDT's, modelo DLT-100AS de marca KYOWA, com percursos máximos de 100mm foram utilizados para medir deslocamento de correntes. A Figura 50 mostra a curva de calibração dos LVDT's, enquanto que a Figura 51 ilustra o amplificador dos LVDT's.

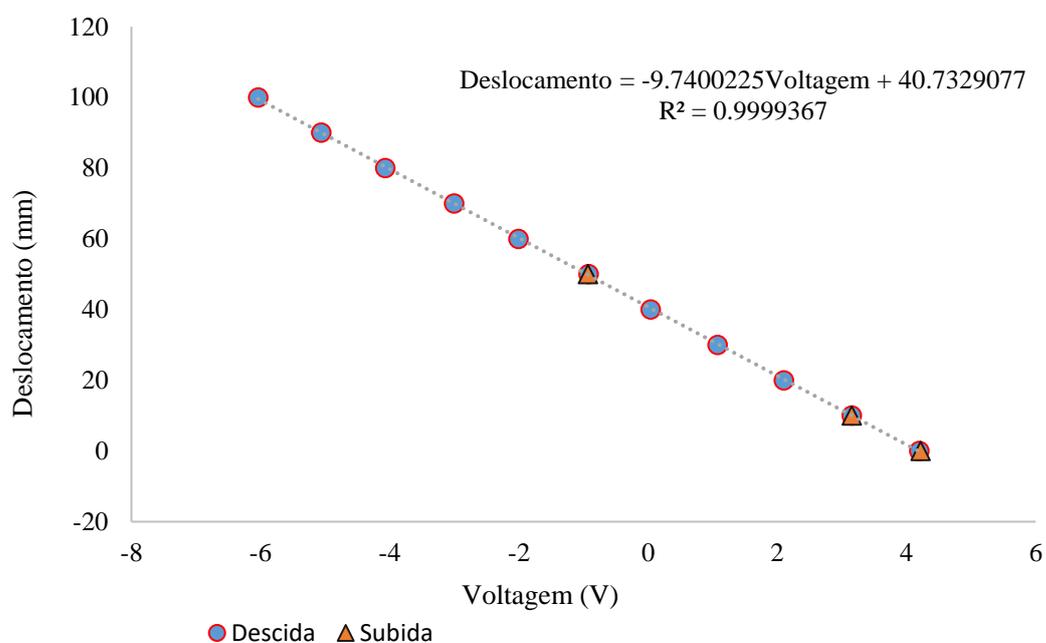


Figura 50 – Curva de calibração dos LVDT's



Figura 51 – Amplificador dos LVDT's.

3.3.2.4 Sistema de Deslocamento

O sistema de deslocamento de correntes consiste em uma caixa de motor, uma polia, um eixo de parafuso com chapa de aço, cabo de aço e um gancho, como mostra a Figura 52.

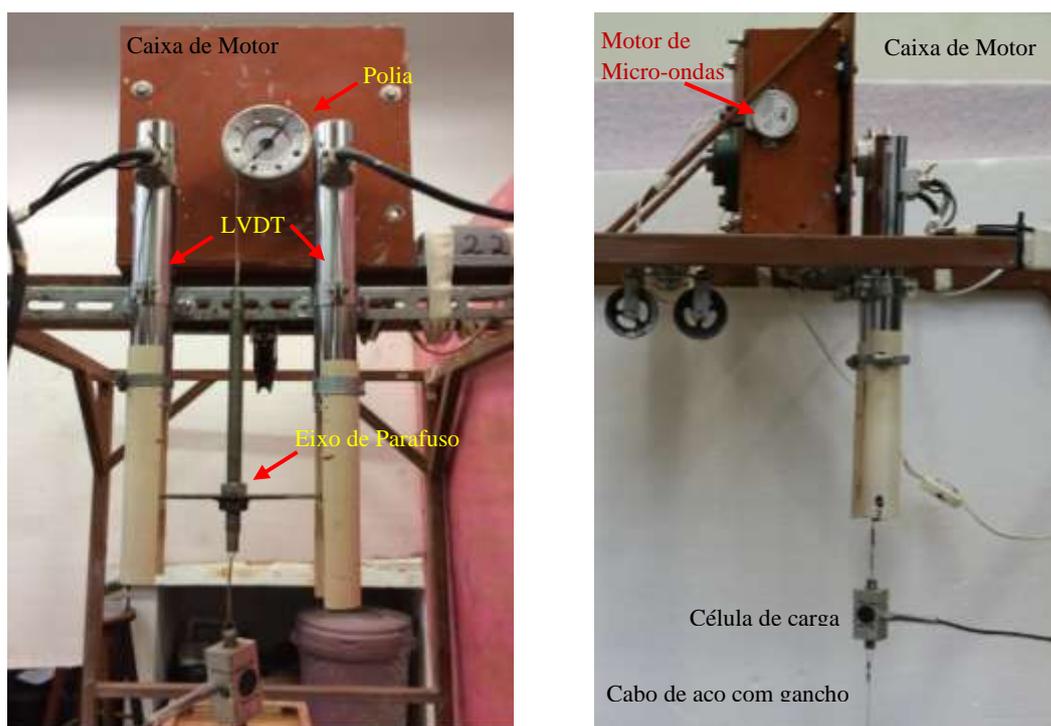


Figura 52 – Apresentação do sistema de deslocamento.

A caixa de motor, apresentada na Figura 53, é composta por um motor de micro-ondas (4W e 2,5-3rpm), um eixo sem fim conectado à uma engrenagem de 61 dentes, 4 mancais com rolamentos de esferas, e um eixo de engrenagem conectado à polia. A caixa de motor foi desenvolvida no laboratório da universidade, e é capaz de funcionar somente com uma velocidade constante de 5mm/min.

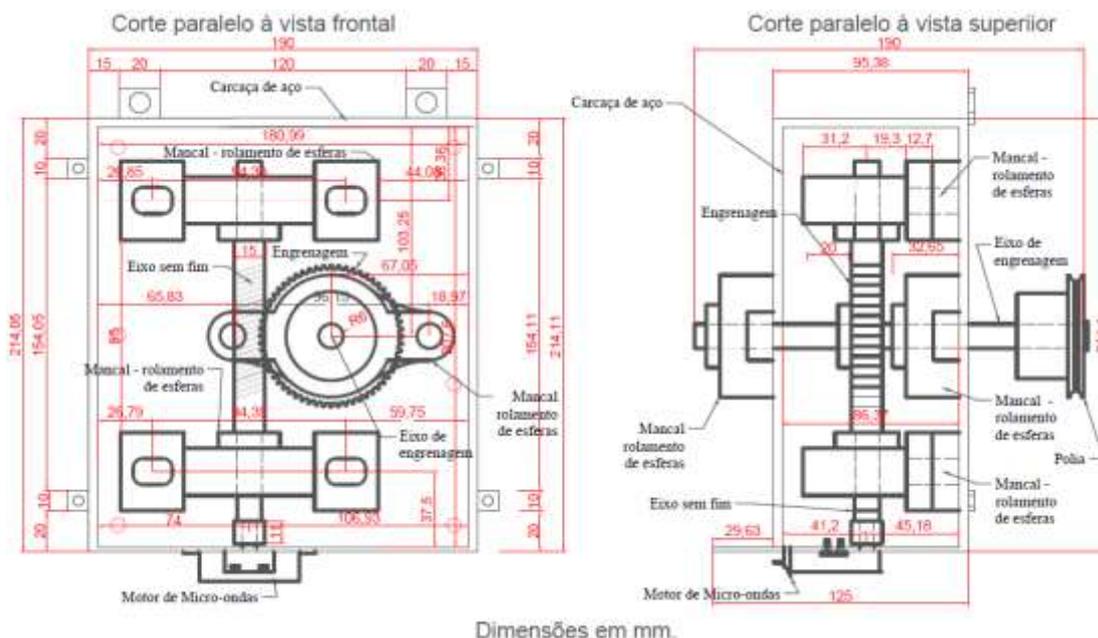


Figura 53 – Caixa de motor utilizado para deslocar correntes enterradas no solo.

Figura 54 apresenta as imagens da polia de alumínio de 44,6mm de diâmetro. Para fixação do cabo de aço, fizeram-se 8 furos nas paredes da polia para auxiliar no ajuste de comprimento do cabo de aço. Como elemento de ligação entre polia e o eixo de parafuso, utilizou-se cabo de aço inox, revestido de *Nylon*, de 1mm de diâmetro com resistência à tração de 533,95N.

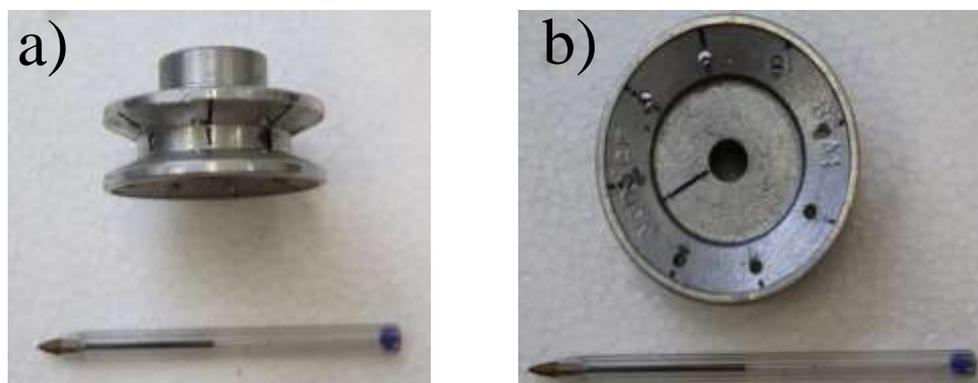


Figura 54 – a) Vista superior da polia de alumínio, b) vista frontal da polia de alumínio.

3.3.2.5 Sistema de Aquisição

O sistema de aquisição de dados consiste em um bloco conector, uma placa de aquisição de dados e um computador. Os cabos provenientes dos amplificadores da célula de carga e do LVDT são conectados no bloco conector de marca *National Instruments* – NI, modelo BNC-2110. O bloco conector foi ligado ao computador – onde está inserida uma placa de aquisição – por meio de um cabo conector E/S (entrada e saída) modelo NI SHC68-68-EP. A placa de aquisição é da marca *National Instruments* – NI, modelo 6036E. Os controles do sistema de aquisição de dados foram feitos através do *software* LabVIEW da NI.

3.3.2.6 Correntes (Amarras)

Correntes (amarras) de aço inox de diferentes comprimentos e diâmetros foram utilizadas nos ensaios de arrancamento. A Figura 55 apresenta as correntes de diâmetros nominais de 3, 4 e 5mm, nas condições livre (sem solda) e soldada, e os seus respectivos detalhes. As correntes soldadas são resultados da solda de correntes livres através do processo de soldagem *metal inert gas* (MIG). Todo o processo foi feito com a precaução de manter a verticalidade e homogeneidade nos pontos de solda. A Tabela 47, apresentada no APÊNDICE A, resume as principais características das correntes utilizadas.

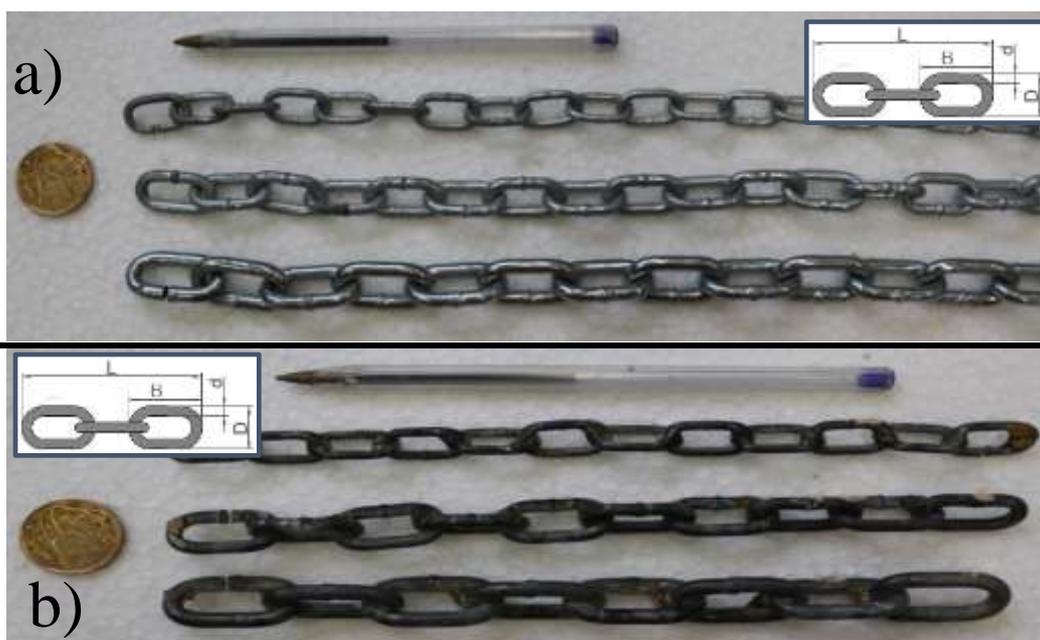


Figura 55 – Detalhe de correntes – a) correntes livres, b) correntes soldadas.

3.3.2.7 Tubo Metálico

A Figura 56 ilustra os tubos metálicos utilizados nos ensaios. Foram empregados 3 tubos de diâmetro externo de 25,55mm e comprimentos de 10, 30 e 50cm. Duas peças roscáveis são colocadas nas extremidades dos tubos para auxiliar na amarração dos cabos de aço. O peso linear dos tubos é de aproximadamente 12,28N/m.



Figura 56 – Tubos metálicos de 10, 30 e 50cm de comprimentos.

3.3.2.8 Barra Chata de Aço Carbono

O aspecto das barras chatas de aço carbono utilizadas nos ensaios de arrancamento transversal é mostrado na Figura 57. As barras de aço (chapas de aço) possuem larguras de 1/2" e 1" e espessuras de 1/8". As chapas de 1/2" apresentam peso linear de 2,96N/m, enquanto que o peso linear das chapas de 1" é de 6,21N/m. Os comprimentos reais das chapas de 1/2" foram 9,9cm, 29,8cm e 49,85cm, ao passo que os comprimentos reais das chapas de 1" foram 10cm, 29,7cm e 49,9cm.



Figura 57 – Barras chatas de aço de carbono (chapas de aço).

3.3.2.9 Acessórios

Denominou-se de acessórios todos os materiais utilizados para auxiliar na realização dos ensaios. A seguir são especificados os principais acessórios utilizados:

- ✓ moitão 28mm simples de encosto (Figura 58) – um conjunto de moitões presos em um tubo metálico fixado no interior de tanque de acrílico foi utilizado para auxiliar no deslocamento de correntes enterradas na posição horizontal.



Figura 58 – Moitão 28mm simples de encosto.

- ✓ sistema para tracionamento de correntes – o sistema apresentado na Figura 59, constituído por duas polias, 3 pesos e um suporte de pesos, foi utilizado para tracionar correntes enterradas no solo, antes de encher o tanque de acrílico. De forma associada,

foi utilizado também um prumo de centro de aço para alinhar a célula de carga com cabo de aço preso nas correntes.



Figura 59 – Sistema para tracionamento de correntes.

- ✓ sistemas para travamento de correntes (Figura 60) – para travar correntes nas posições desejadas, foram utilizados dois sistemas. O primeiro conjunto de sistema (a) utilizado para prender cabos de aço é posicionado na superfície de tanque de acrílico, enquanto que o segundo conjunto (b) que segura o último elo de correntes é posicionado no fundo do tanque.



Figura 60 – a) sistema posicionado na superfície do tanque, b) sistema posicionado no fundo do tanque.

3.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E MÉTODOS DE ENSAIOS

A primeira parte deste item visa descrever os materiais utilizados para produção no laboratório de uma argila altamente plástica em substituição das argilas marinhas da Costa Brasileira. Em seguida, são apresentados os métodos e os procedimentos utilizados para a realização dos diferentes tipos de ensaios de laboratório que visam caracterizar os comportamentos físicos, químicos e mecânicos da argila em estudo. Adicionalmente, é explicado todo o processo para a preparação dos tanques de ensaio de arrancamento. Por fim, são apresentados os procedimentos adotados para a realização dos diferentes tipos de ensaios de arrancamento, bem como a quantidade dos ensaios realizados.

3.4.1 Descrição do caulim, Bentonita, Argila e Água

Com o intento de produzir no laboratório solos com características físicas e mecânicas similares ao solo encontrado em grande parte da Costa Brasileira, foram misturados 85% da massa seca do caulim e 15% da massa seca de bentonita. Os materiais – caulim e bentonita – provenientes do Brasil foram utilizados em todos os ensaios realizados no Brasil. Na Alemanha, devido à pouca quantidade disponível do material do Brasil, decidiu-se utilizar os materiais de ambos os países: Alemanha e Brasil.

O caulim proveniente do Brasil – de coloração rosa – é um silicato de alumínio hidratado formado basicamente por caulinita produzida pela decomposição do feldspato. Esse material foi comprado em sacos de 25kg, e é proveniente de jazidas localizadas no município de Pântano Grande – RS. Por outro lado, foi utilizada bentonita sódica proveniente em sacos de 40kg de jazidas localizadas no município de Santa Maria de Boa Vista – PE. A bentonita empregada é ativada com carbonato de sódio. Ressalta-se que todos os materiais utilizados são comercializados na forma pulverizada. Assim, a ausência de grumos e a homogeneidade em cor e umidade, nos lotes desses materiais, são requisitos básicos para aceitação dos mesmos.

Com relação à água, utilizou-se a água destilada para a produção de amostras de solos usados nos ensaios de limites de Atterberg, de adensamento e triaxial. A água potável distribuída nas redes públicas de abastecimento das cidades de Porto Alegre – RS e de Munique foi utilizada para produção de solos usados nos ensaios de mini palheta e de arrancamento de corrente. O teor alvo de umidade das misturas foi de 120%, valor próximo aos teores de umidade observados nos solos *in situ*, tomados como referência para a produção da argila do laboratório.

3.4.2 Métodos Empregados para Caracterização dos Materiais

Este item apresenta os métodos dos ensaios e os procedimentos utilizados durante o programa experimental para caracterização dos materiais. Ao descrever os métodos, procurou-se referenciar, quando disponível, as normas utilizadas para a realização dos ensaios. Os procedimentos empregados na preparação das amostras do tanque de ensaio basearam-se na

experiência dos estudos anteriores desenvolvidos no LEGG (Laboratório da Engenharia Geotécnica e Geoambiental da UFRGS).

3.4.2.1 Ensaios Físicos, Limites de Atterberg e Granulometria

Para a realização dos ensaios de caracterização física, seguiu-se os procedimentos recomendados pelas seguintes normas: NBR 6457/1986 – para a preparação das amostras e para determinações de teor de umidade; NBR 6459/1984 – para ensaios de limite de liquidez (LL); NBR 7180/1984 – para ensaios de limite de plasticidade (LP); NBR 7181/1984 – para a realização de ensaios de granulometria; NBR 6508/1984 – para ensaios de massa específica real dos grãos. Na posse dos limites de Atterberg, foi utilizada a norma ASTM D2487 (2006) – para enquadrar a mistura dentro dos grupos de classificação definidos por *Unified Soil Classification System*, USCS. Para complementar a classificação granulométrica das amostras, as mesmas foram analisadas por difração a laser, no Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER) da UFRGS.

3.4.2.2 Ensaios Químicos

A caracterização química dos materiais consistiu nas análises de Difração de raios-X – DRX e Espectrometria de Fluorescência de Raio X – FRX. A técnica de Difração de Raios – X foi empregada para a determinação de estruturas cristalinas e amorfas presentes nas amostras mencionadas acima. O ensaio DRX foi realizado no Instituto de Física da UFRGS, em um difratômetro da marca SIEMENS, modelo D50. que utiliza um tubo de radiação $\text{CuK}\alpha$ [$(2k\alpha_1(1,54060\text{Å}) + 1k\alpha_2(1,54430\text{Å}))/3$], sob tensão de corrente elétrica de 40kV e 17,5mA para analisar as fases cristalinas. As medições de DRX foram realizadas a velocidade de varredura de 0,003°/1s ao longo de ângulos de varredura de 2 a 50° (2θ). A identificação das fases das amostras de argila foi feita no programa X –PERT 1,1b da Philips.

A técnica de Espectrometria de Fluorescência de Raios-X foi utilizada com a intenção de identificar os elementos presentes nas amostras, assim como, estabelecer a proporção de cada elemento presente na amostra. Simultaneamente a realização da análise FRX no LACER, foi feita a análise termogravimétrica para determinar a massa do material perdida com aumento da temperatura.

3.4.2.3 Preparação das Amostras para Ensaios de Mini Palheta

Devido à inexistência de normas que definem os procedimentos para preparação de amostras com os materiais em estudo, a presente pesquisa baseou-se nos procedimentos padronizados por Rocha (2014) e Sampa (2015). Esses procedimentos podem ser descritos resumidamente em seis etapas, sendo que as principais etapas estão apresentadas na Figura 61. Ressalta-se que as etapas apresentadas são exclusivas à preparação do tanque de amostras, e por isso são desenvolvidas antes de iniciar os ensaios.

De forma sucinta, enumeram-se a seguir as seis etapas adotadas para preparação das amostras: **(i)** pesou-se massas de 25,5kg do caulim, 4,5kg de bentonita e 33,18l de água em uma balança cuja resolução é de 1gf. As umidades higroscópicas do caulim e da bentonita foram tomadas em consideração no cálculo da quantidade de água necessária para atingir a umidade alvo; **(ii)** em seguida, esses materiais, em condição seca, foram misturados à mão dentro de um recipiente plástico até garantir uma condição homogênea em termos de cor (ver Figura 61a); **(iii)** devido às características do misturador, primeiramente, colocou-se para dentro do misturador, 2/3 do volume de água e metade da massa seca da mistura. Em seguida, o misturador foi ligado, e os materiais foram misturados até apresentarem a consistência de pastas homogêneas. Depois, desligou-se o misturador e o restante do material seco e água foram adicionados. Novamente, o misturador foi ligado até o momento em que a argila apresentou uma condição homogênea e sem presença de grumos. Essa etapa durou em média 20min (ver Figura 61b); **(iv)** em seguida, colocou-se pequenas quantidades da argila em 3 cápsulas previamente identificadas e pesadas para posterior confirmação da umidade da mistura; **(v)** finalizada a mistura, retirou-se o material à mão do misturador para dentro do tanque. Esse processo foi feito cuidadosamente para evitar presença de ar e espaços vazios dentro do tanque (ver Figura 61c). Devido ao volume do solo necessário para encher o tanque de ensaio, as primeiras cinco etapas foram repetidas 7 vezes.



Figura 61 – Sequência de etapas durante a preparação das amostras: a) mistura à seco dos materiais b) mistura dos materiais no misturador c) retirada dos materiais do misturador para dentro do tanque.

(vi) concluído o processo de enchimento do tanque na altura desejada, a superfície do solo foi nivelada de forma suave para evitar qualquer excedente de pressões. Imediatamente após o enchimento do tanque, uma lâmina de água de aproximadamente 4 cm foi adicionada na superfície para evitar a perda de umidade e para garantir a condição submersa do material. Finalmente, as amostras foram deixadas em repouso de acordo com o período de tempo pré-estabelecido (1dia ou 7dias). Durante esse período, não foi monitorada a existência ou não de adensamento por peso próprio devido à condição do tanque de ensaio.

Em termos de informação, vale frisar que, devido às dimensões do misturador e do tanque de acrílico, a técnica do vácuo não foi usada na mistura e nem no enchimento do tanque. Essa técnica é usada geralmente em situações onde são utilizados pequenos volumes de material, proporcionando assim a vantagem em termos de redução de ar no solo e maior homogeneidade do solo dentro do recipiente. Estudos anteriores de Rocha (2014) e Sampa (2015) obtiveram bons resultados devido à qualidade de preparação das amostras, pelo que a não utilização dessa técnica não influencia de forma significativa a homogeneidade da mistura e a resistência não drenada das amostras.

Por outro lado, ressalta-se que a técnica do enchimento do tanque através de transporte e deposição de solo à mão mostrou-se adequado, prático e rápido durante todo o processo. Em função disso, não foi cogitada a hipótese de utilizar outras técnicas, como por exemplo, bombeamento de solo para dentro de tanque. Para além disso, a técnica de bombeamento possui inconveniências no que se refere ao ressecamento do solo na mangueira, e o transtorno de montar e desmontar o sistema durante as etapas de mistura. Destaca-se também como inconveniências desta técnica, o espaço necessário para acomodar bomba e mangueira, necessidade de instrumentação para controle da pressão de bombeamento, e possível alteração dos comportamentos do solo com o processo de bombeamento.

3.4.2.4 Realização dos Ensaios de Adensamento, Triaxial e de mini palheta

Os procedimentos descritos nas normas NBR 12007:1990 e ASTM D 2435 (2004) foram considerados nos ensaios de adensamento com carga controlada, enquanto que os descritos na norma ASTM D 4186 (2006) foram considerados nos ensaios de adensamento com taxa de deformação controlada. Os procedimentos para a realização dos ensaios triaxiais basearam na norma ASTM D 4767 (2011), sendo que ajustes pertinentes foram feitos com base na experiência dos executantes, tendo em conta a peculiaridade da argila em estudo. Os ensaios de mini palheta foram realizados com base nas normas NBR 10905:1989, ASTM D 4648 -16 (2016) e ASTM D 2573 – 18 (2018).

Quanto ao ensaio de adensamento, optou-se por utilizar, devido às condições da argila altamente plástica e extremamente mole, as células de adensamento com relação $D/H = 3,5$. Nesse caso, o peso de *top cap* foi a primeira carga aplicada – 1,25kPa. Cada estágio de carga, tanto em carregamento quanto no descarregamento, durou aproximadamente 1 dia, exceto nos estágios de carga correspondentes aos finais de semana. A realização de diferentes estágios de carregamento e descarregamento permitiu determinar os coeficientes de compressão (C_c), de recompressão (C_s), de *creep* (C_α) e de adensamento (C_v), apresentados no capítulo dos

resultados. A Figura 212 do APÊNDICE C apresenta as prensas de adensamento utilizadas nos ensaios de adensamento.

Os ensaios de adensamento com taxa de deformação controlada foram realizados em uma prensa automatizada da companhia Wille Geotechnik com célula de carga de 500N. O equipamento permite configurar diferentes condições de carregamento, porém não foram instalados – no momento – transdutores de poro pressão para medir excesso de poro pressão gerado durante o carregamento. Em função disso, foram utilizadas baixas taxas de deformação de modo a garantir condições de carregamento não drenadas. Dos seis ensaios realizados com taxas de deformação na faixa de 0,2 a 0,001%/min para analisar o efeito da viscosidade, somente um apresentou resultados consistentes devido à perda de precisão no sistema do equipamento em taxas de deformação menores que 0,01%/min.

Com relação ao ensaio de compressão triaxial, um sistema de prensa triaxial automatizado de marca GDS foi utilizado para a realização de um ensaio triaxial. Esse equipamento é calibrado para condições de médio a alto nível de tensão confinante. A adaptação do equipamento para uma condição de tensões confinantes menores que 20kPa exigiria a aquisição, instalação e calibração de novos transdutores de poro-pressão e células de carga.

Por razões relacionadas ao estado do material e condições do equipamento de ensaio, não era possível reproduzir dentro da câmara triaxial o mesmo nível de tensão do tanque de ensaio – aproximadamente 2kPa. Decidiu-se adotar a tensão confinante mínima de 10kPa para a realização de um ensaio teste, mesmo sabendo que automação do equipamento é para grandes níveis de tensões. Uma vez que era muito difícil a moldagem e o manuseio de um corpo de prova sem se dissolver – argila com teor de umidade de 120%, recorreu-se ao uso de um suporte metálico mostrado na Figura 213 do APÊNDICE D. O uso desse suporte permitiu a consolidação isotrópica (10kPa) da amostra dentro da câmara triaxial, e não fora como era uma das possibilidades. Assim, a amostra de 7cm de diâmetro e 14cm de altura foi moldada, saturada e adensada dentro do suporte instalado no interior da câmara. O parâmetro B de saturação foi de aproximadamente 0.986. O processo de adensamento demorou 20 dias para atingir o nível de tensão confinante na faixa de 10kPa.

Após o adensamento, o suporte metálico foi retirado e a amostra foi cisalhada em diferentes taxas de deformação – $5 \cdot 10^{-5}$, $5 \cdot 10^{-4}$ (referência) e $5 \cdot 10^{-3}$ – para avaliar o comportamento viscoso da argila. A condição do equipamento aliado ao tempo de adensamento e dificuldades de moldar e manusear corpo de provas não possibilitaram a realização de mais de um ensaio. O ensaio triaxial realizado foi do tipo CIU – compressão isotrópica não drenada.

Os ensaios de mini palheta realizados no Brasil visaram determinar o perfil da resistência não drenada da argila dos ensaios de arrancamento. Por isso, depois da realização dos ensaios de arrancamento, realizou-se ensaios de mini palhetas em diferentes profundidades e posições do tanque. Para evitar a influência das paredes do tanque e das proximidades dos furos, os ensaios foram realizados no centro do tanque, sendo que a distância entre as profundidades sucessivas (vertical) foi de 10cm, e entre as posições sucessivas (horizontal) foi maior que 15cm. Adotou-se como padrão um tempo de aproximadamente 2 minutos entre a cravação e o início do ensaio, visto que a NBR 10905 (1989) recomenda um intervalo de tempo menor que cinco minutos. Os valores de s_u medidos nos ensaios de palheta foram corrigidos pelo valor do atrito haste – solo previamente medidos.

A velocidade de rotação de palheta foi de 0,015rpm ou 5,4°/min para garantir o cisalhamento do solo na condição não drenada. Os dados para a determinação da curva $s_u \times$ ângulo de rotação foram adquiridos a taxa de 16 pontos por segundo.

Em adição aos ensaios realizados no Brasil, um conjunto de ensaios de palheta foi realizado na Alemanha visando entender as influências do teor de bentonita, tempo tixotrópico, umidade, mineralogia e tempo de hidratação no comportamento da resistência não drenada. Para isso, foi utilizado o mini palheta e o molde mostrados na Figura 215 do APÊNDICE E. Esses ensaios foram realizados também com velocidade de 5,4°/min. Por outro lado, devido ao pequeno volume de material requerido nos ensaios realizados em Alemanha, foi utilizado um misturador de bolo para misturar todas as amostras utilizadas nos ensaios de adensamento, de compressão triaxial e de palheta (na Alemanha).

3.4.3 Ensaios de Arrancamento de Corrente

O presente item apresenta os procedimentos adotados para a execução dos quatro tipos de ensaios realizados nesta pesquisa, bem como a quantidade dos ensaios realizados. Os procedimentos adotados foram definidos durante a etapa de planejamento, e ajustados com a realização dos primeiros ensaios. Uma razão para isso foi ausência de normas que regulam os procedimentos destes ensaios. Para cada tipo de ensaio, foram adotados dois procedimentos. O primeiro consiste na preparação dos tanques dos ensaios, enquanto que o segundo incide na realização dos ensaios.

3.4.3.1 Ensaio de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento

A Figura 62 apresenta visão geral da configuração dos equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento.

3.4.3.1.1 Preparação dos Tanques de Ensaio

A preparação dos tanques de ensaio seguiu as seguintes etapas: **(i)** primeiro, fixou-se os últimos elos de correntes no sistema de travamento localizado no fundo do tanque por meio de pinos de aço; **(ii)** em seguida, utilizou-se cabos de aço para ligar os primeiros elos de correntes com um suporte metálico utilizado para aplicação de pesos; **(iii)** aplicou-se peso igual a 29,43N no suporte metálico para tracionar verticalmente a primeira corrente; **(iv)** o cabo de aço da primeira corrente foi presa, por meio de um parafuso, na peça fixada na parte superior do tanque; **(v)** após tracionar verticalmente a primeira corrente, retirou-se o peso aplicado no suporte. Os procedimentos (iii) a (v) foram repetidos nos cinco correntes restantes, considerando que o tracionamento de correntes foi iniciado nas correntes mais afastadas do centro de tanque com o intuito de garantir uniformidade de carga nas seis correntes verticais tracionadas; **(vi)** após tracionar todas as correntes, o solo foi colocado cuidadosamente para dentro do tanque até a altura definida, para depois colocar lâmina de água de aproximadamente

4cm; **(vii)** após o enchimento do tanque, o cabo de kevlar amarrado na barra de aço horizontal que prendia os pinos de aço foi puxado lentamente de modo a retirar os pinos nos elos de correntes. Devido ao tracionamento inicial das correntes que gera um certo atrito entre as correntes e os pinos, o processo da retirada dos pinos conectados aos últimos elos de correntes tende a levar as correntes para uma condição não vertical; **(viii)** finalmente, os parafusos que prendiam os cabos de aço foram desapertados para permitir maior aderência do solo na corrente durante o tempo de repouso. Terminando todos os procedimentos de preparação, o tanque de ensaio foi deixado em repouso durante o tempo pré-estabelecido antes de iniciar a realização dos ensaios.

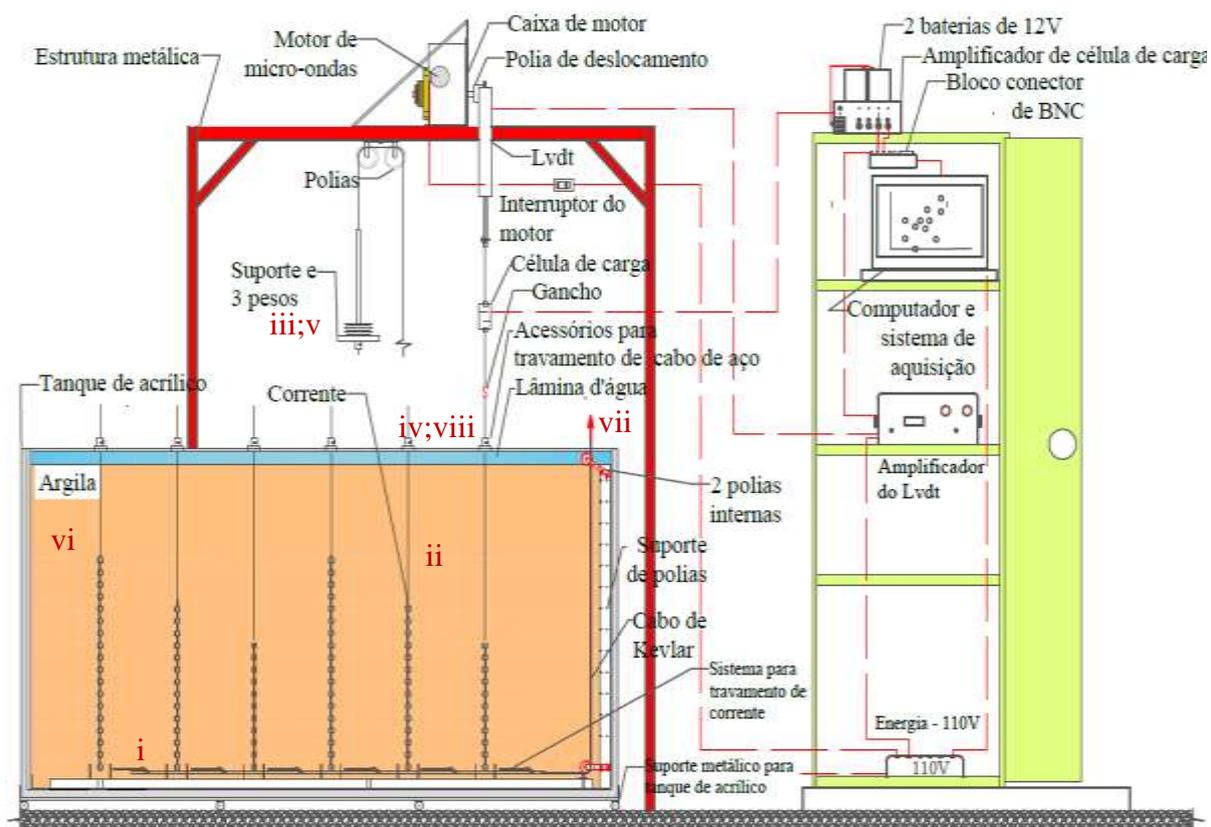


Figura 62 – Esquema do aparato experimental utilizado nos ensaios de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento.

3.4.3.1.2 Realização do Ensaio

Antes de iniciar o ensaio, a célula de carga foi alinhada ao cabo de aço amarrado no primeiro elo da corrente, com auxílio de um prumo de centro. Em seguida, um gancho metálico foi utilizado para conectar o cabo de aço da corrente com o cabo de aço proveniente da célula de carga. O ensaio propriamente dito iniciou-se com o acionamento simultâneo do sistema de aquisição de dados e do motor conectado à polia.

Como consequência da rotação da polia, uma das correntes foi puxada na vertical a velocidade de 5mm/min, por um período de aproximadamente 20min. Assume-se que essa velocidade garante carregamento na condição não drenada, comportamento coesivo da argila e equilíbrio de poro pressões. Durante o deslocamento da corrente, os dados da carga e do

deslocamento de corrente foram medidos, de forma contínua, a partir dos LVDT's e da célula de carga, e os mesmos foram armazenados à taxa de 32Hz. Simultaneamente à realização dos ensaios, a curva carga *versus* deslocamento era apresentada na tela do computador. Depois de terminar os ensaios de arrancamento, a resistência ao cisalhamento não drenada do solo foi medida ao longo da profundidade, com uso da mini palheta descrita no item 3.3.1.1.

3.4.3.1.3 Quantidade de Ensaios

Dezoito ensaios foram realizados com correntes livres (sem solda) de diferentes comprimentos e diâmetros. As referências desses ensaios são apresentadas na Tabela 48 (APÊNDICE A). Os ensaios realizados com correntes de diâmetro nominal 3mm, 4mm e 5mm correspondem, respectivamente, aos tanques de amostras 1, 2 e 3. De igual modo, a Tabela 49 (APÊNDICE A) apresenta a referência e a ordem dos 12 ensaios realizados com correntes soldadas de diferentes diâmetros e comprimentos. Por fim, as referências dos 4 ensaios realizados com tubos metálicos de diâmetro externo de 25,55mm e comprimentos de 10, 30 e 50cm são resumidas na Tabela 50 (APÊNDICE A).

A Figura 63 apresenta a visão geral do *layout* experimental utilizado nos ensaios de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento.

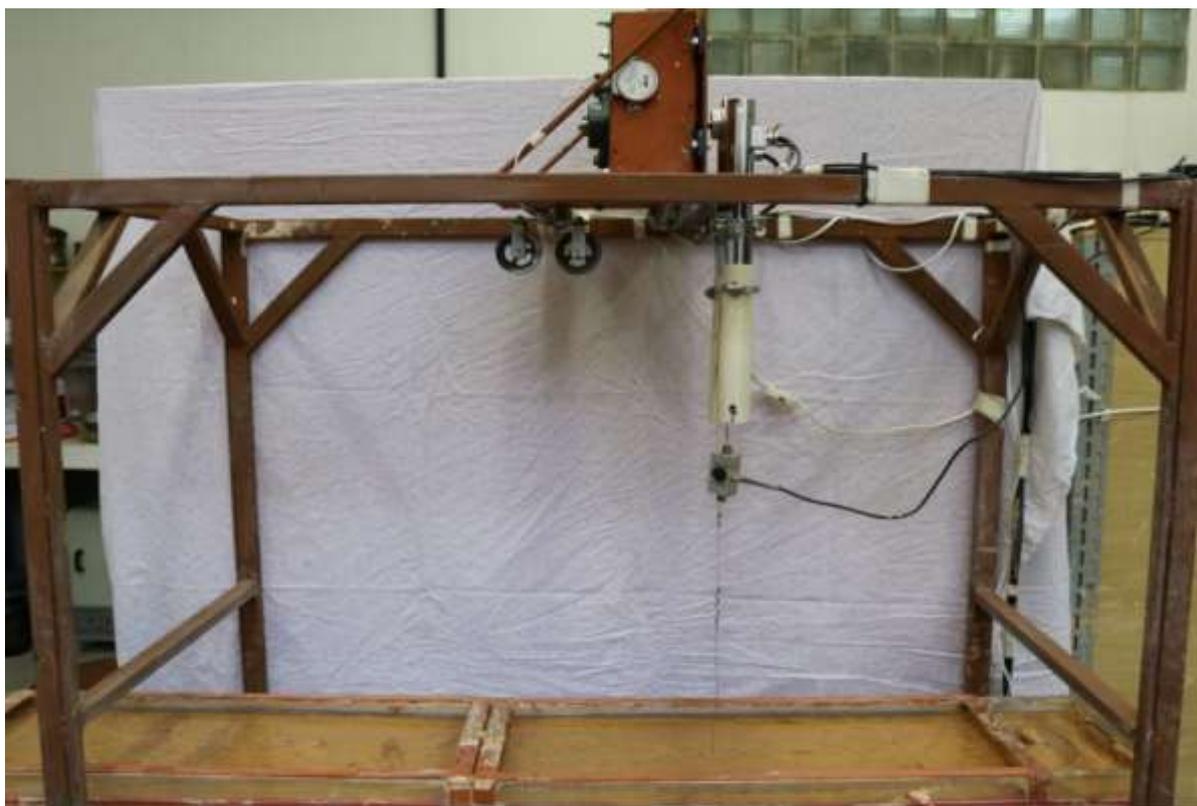


Figura 63 – Visão geral do aparato experimental dos ensaios de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento.

3.4.3.2 Ensaios de deslocamento horizontal no sentido Longitudinal ao comprimento e ensaios de arrasto

A Figura 64 apresenta o esquema do aparato experimental utilizado para a realização dos ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento. O mesmo aparato também foi usado para a realização dos ensaios de arrasto de correntes na superfície.

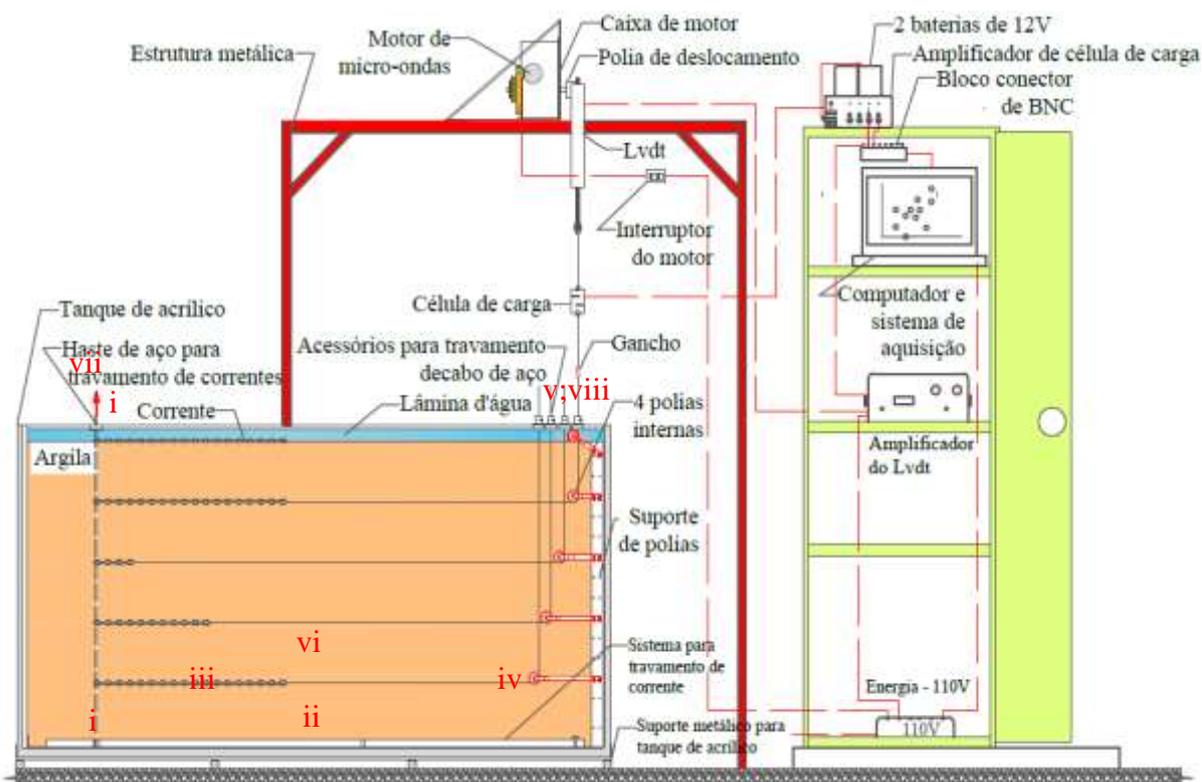


Figura 64 – Esquema do aparato experimental utilizado nos ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento.

3.4.3.2.1 Preparação dos Tanques de Ensaio

Para a realização dos ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento e ensaios de arrasto, os tanques de ensaio foram preparados da seguinte forma: **(i)** para começar, uma haste de aço foi fixado verticalmente, passando pelo furo do sistema de travamento localizado no fundo do tanque e pelo furo da peça metálica colada na parte superior do tanque de acrílico; **(ii)** em seguida, o tanque foi preenchido com solo até a marca equivalente à profundidade de 60cm; **(iii)** a primeira corrente foi colocada horizontalmente no centro do tanque, tendo o seu último elo preso na haste vertical de aço, e o primeiro elo amarrado no cabo de aço; **(iv)** em seguida, essa corrente foi tracionada horizontalmente através do cabo de aço; **(v)** para manter a corrente horizontalmente tracionada, prendeu-se o cabo de aço que traciona a corrente em uma peça fixada na parte superior do tanque, por meio de um parafuso; **(vi)** após o tracionamento da corrente, o solo foi colocado novamente para dentro do tanque até a marca equivalente à profundidade de 45cm. Os procedimentos (iii) a (vi) foram repetidos em correntes

posicionadas nas marcas 45cm, 30cm e 15cm de profundidade; **(vii)** logo após o enchimento do tanque, retirou-se cuidadosamente a haste de aço vertical que prendia os últimos elos das correntes. Por motivos explicados no item 3.4.3.1.1, durante a retirada da haste vertical, as correntes tendem a perder levemente a horizontalidade. Em seguida, colocasse lâmina de água na superfície do solo; **(viii)** por fim, os parafusos que prendiam os cabos de aço foram desapertados para permitir maior aderência do solo na corrente durante o período de repouso. Terminando os procedimentos de preparação, o tanque de ensaio foi deixado em repouso por um período de aproximadamente 24 horas ou 7 dias (dependendo do tempo desejado) antes de iniciar a realização dos ensaios.

3.4.3.2.2 Realização do Ensaio

Os procedimentos para a realização dos ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal e dos ensaios de arrasto foram os mesmos apresentados no item 3.4.3.1.2. A ordem da realização dos ensaios foi de menor profundidade para maior profundidade de modo a evitar interferências entre os ensaios. Depois de terminar os ensaios, a resistência ao não drenada do solo ao longo da profundidade foi medida através da mini palheta descrita no item 3.3.1.1.

3.4.3.2.3 Quantidade de Ensaios

Com relação aos ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal de correntes livres, primeiramente foram realizados trinta ensaios em amostras com períodos de repouso de 1 dia, conforme apresentado na Tabela 51 do (APÊNDICE A). Posteriormente, foram realizados vinte e quatro ensaios de deslocamento horizontal em amostras com períodos de repouso de 7 dias (ver Tabela 52 do APÊNDICE A). O novo conjunto de ensaio apresentado na Tabela 52 foi realizado com o objetivo de obter resultados em amostras de solo com maiores resistências não drenadas. Esses ensaios foram realizados com correntes de diferentes diâmetros e comprimentos, nas profundidades de 15, 30, 45 e 60cm.

Na Tabela 53 (APÊNDICE A) encontram-se resumidas as referências dos doze ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal realizados com correntes soldadas. As correntes utilizadas possuem diâmetros nominais de 3, 4 e 5mm, e comprimentos variando de 10 a 50cm. Acrescenta-se ainda que esses ensaios foram realizados nas profundidades de 15, 30, 45 e 60cm. 3 ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento foram realizados com tubos metálicos de diâmetro externo de 25,55mm e comprimentos de 10, 30 e 50cm, conforme apresentado na Tabela 47 (APÊNDICE A).

3.4.3.3 Ensaio de deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento

A representação esquemática do aparato experimental utilizado para a realização dos ensaios de deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento é apresentada na Figura 65.

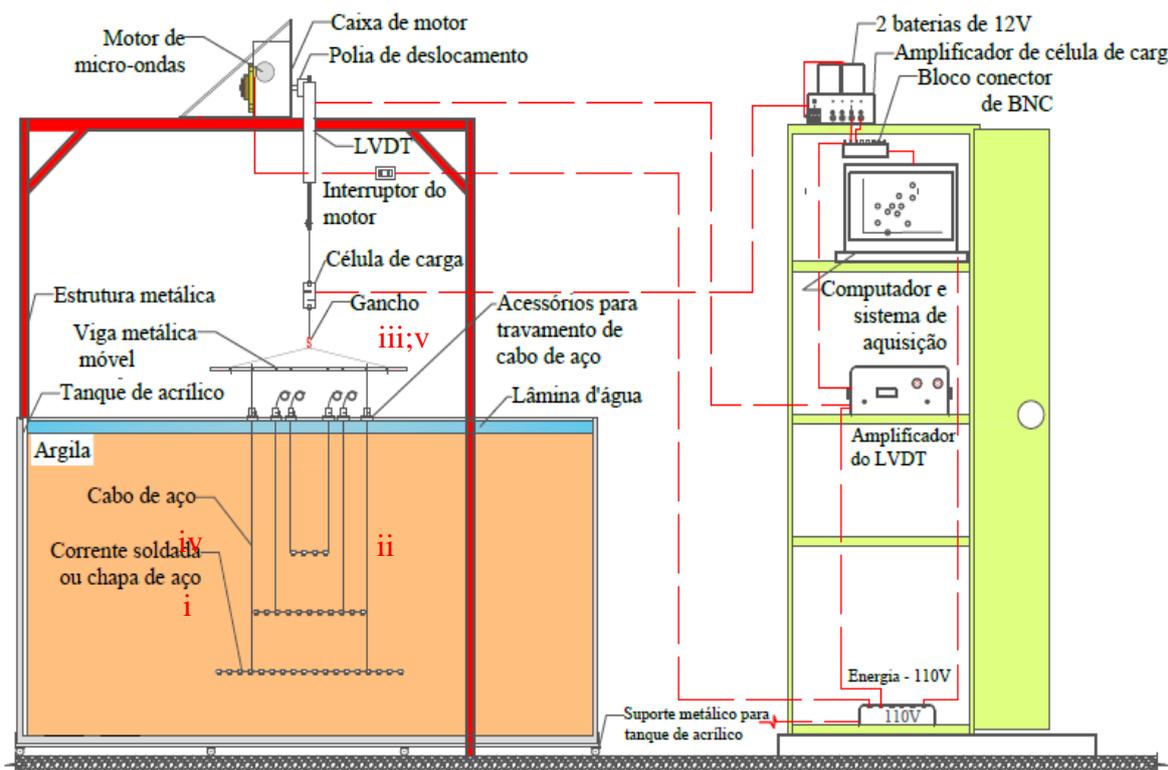


Figura 65 – Esquema do aparato experimental utilizado nos ensaios de deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento.

3.4.3.3.1 Preparação dos Tanques de Ensaio

Os procedimentos prévios adotados na preparação dos tanques de ensaios de deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento – VT, são descritos da seguinte forma: **(i)** o primeiro passo foi colocar o solo no tanque até a marca equivalente a profundidade de 60cm **(ii)** depois, a primeira corrente soldada foi posicionada no centro de tanque. Previamente, dois pedaços de cabos de aço foram amarrados a ela. A fim de reduzir o momento fletor no vão da corrente soldada durante o deslocamento transversal, calculou-se, para cada comprimento de corrente, os pontos de amarração dos cabos de aço; **(iii)** em seguida, os cabos de aço foram esticados, e depois presos em duas peças fixadas na parte superior do tanque, através de parafusos. Nessa etapa, os devidos cuidados foram tomados para evitar a diferença de comprimento entre os cabos; **(iv)** depois de prender os cabos, o solo foi colocado novamente para dentro do tanque até a marca equivalente à profundidade de 45cm. Os procedimentos (ii) a (iv) foram repetidos em correntes posicionadas nas profundidades 45cm, 30cm e 15cm. **(v)** terminado o enchimento do tanque, os parafusos que prendiam os cabos de aço foram desapertados para permitir maior aderência do solo na corrente durante o tempo de repouso. Terminando os procedimentos de preparação do tanque, o mesmo foi deixado em repouso por um período de aproximadamente 24 horas antes de iniciar a realização dos ensaios.

3.4.3.3.2 Realização do Ensaio

Antes de iniciar os ensaios, os dois cabos amarrados na corrente posicionada na profundidade de 60cm foram presos em uma viga metálica móvel posicionada 5cm acima da superfície do tanque (ver a Figura 65). Em seguida, a célula de carga foi alinhada ao centro da viga metálica móvel por meio de um prumo de centro. Depois ela foi conectada ao cabo de aço da viga metálica móvel, através do gancho metálico.

Os procedimentos restantes para a realização destes ensaios foram os mesmos apresentados no item 3.4.3.1.2.. A ordem da realização dos ensaios foi de maior profundidade para menor profundidade, e a duração de ensaios ficou em torno de 10 min de modo a evitar o alívio de tensões no solo. Depois de terminar os ensaios, a resistência não drenada do solo ao longo da profundidade foi medida através do ensaio de mini palheta descrito no item 3.3.1.1.

3.4.3.3.3 Quantidade de Ensaios

Nove ensaios de deslocamento vertical no sentido transversal foram realizados com correntes soldadas de diferentes comprimentos e diâmetros nominais, conforme mostra a Tabela 57 (APÊNDICE A). Também, foram realizados seis ensaios com chapas metálicas, conforme mostra a Tabela 58 (APÊNDICE A)..

A Figura 66 apresenta o ensaio de deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento.



Figura 66 – Visão geral do esquema utilizado nos ensaios de deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento.

4 RESULTADOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

O presente capítulo objetiva apresentar, analisar e discutir os principais resultados obtidos neste trabalho relativos à caracterização física, química e mecânica dos materiais estudados.

4.1 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Os resultados das análises de Difração de raios-X – DRX e Espectrometria de Fluorescência de Raio X – FRX de todos os materiais utilizados estão apresentados no APÊNDICE B. A Tabela 59 (APÊNDICE B) compara as porcentagens dos analitos encontrados nos solos enquanto que as Figuras 207 a 211 (APÊNDICE B) apresentam as fases cristalinas encontradas no caulim, bentonita e mistura.

Observa-se na Tabela 59 que a sílica ou óxido de silício (SiO_2) e alumina ou óxido de alumínio (Al_2O_3) apresentam composição majoritária em todos os materiais analisados, com mais de 80% de composição em caulins e mistura e com mais de 60% em bentonitas. Esses analitos podem ser caracterizados como óxidos ácidos. A maior porcentagem de óxido básico – 10,57% de Fe_2O_3 – foi verificada na amostra da bentonita do Brasil.

Quanto à basicidade, definida como a razão entre a porcentagem de óxidos básicos e óxidos ácidos, é possível notar que a mistura de argila apresenta basicidade menor que 7,5%. Na mesma Tabela 59 nota-se que a quantidade de matéria orgânica, umidade e dióxido de carbono eliminada durante o ensaio de perda ao fogo (análise termogravimétrica) foram de 13,1 % na amostra do caulim do Brasil, 20,8% na amostra de bentonita do Brasil, e 13,5% na amostra de argila (mistura dos dois materiais). O ensaio de perda ao fogo não foi realizado nos materiais da Alemanha.

Embora a bentonita utilizada seja classificada como bentonita sódica, observa-se que as porcentagens de (CaO) e (Na_2O) na amostra de bentonita do Brasil são praticamente iguais a 1. Por outro lado, nas amostras de bentonita da Alemanha e da mistura do Brasil, a porcentagem de (CaO) é superior à porcentagem de (Na_2O). Essa ressalva é importante na medida em que as bentonitas sódicas e cálcicas possuem comportamentos diferentes quanto à capacidade de expansão na presença de água, influenciando assim os valores dos limites de Atterberg e dos parâmetros do solo.

Como era esperado, os espectros de DRX das amostras do caulim e de bentonita destacam a presença dos minerais de caulinita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) e montmorilonita ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) nas suas respectivas amostras. A Figura 209 confirma a presença de quartzo (SiO_2), caulinita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) e montmorilonita ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) como as principais fases cristalinas da amostra de mistura do Brasil. A presença de quartzo e caulinita era esperada devido à grande porcentagem do caulim presente na argila.

4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

A Figura 67 apresenta as curvas granulométricas do caulim, da bentonita e da mistura obtidas nos ensaios a laser e nos ensaios com defloculante do tipo Na_2CO_3 . Para facilitar a comparação, a mesma figura apresenta também uma área sombreada correspondente às curvas granulométricas do solo marinho da Costa Brasileira – caso típico. Entende-se C_{BR} e B_{BR} por caulim e bentonita provenientes do Brasil, respectivamente; C_{AL} e B_{AL} significam caulim e bentonita provenientes da Alemanha, respectivamente; C_{BR_AL} e B_{BR_AL} designam caulim e bentonita provenientes do Brasil, mas utilizados na Alemanha.

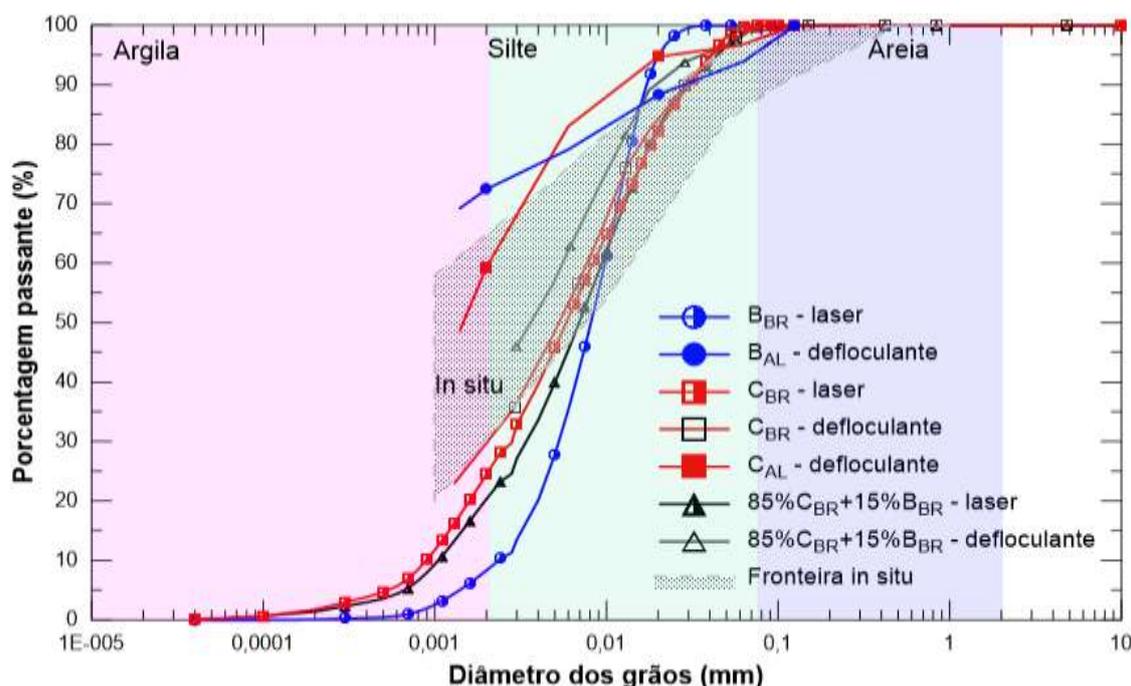


Figura 67 – Curvas granulométricas do caulim, da bentonita, da mistura 85%caulim e 15%bentonita, e do solo *in situ*.

Os resultados das curvas granulométricas realçam a existência de silte e argilas tanto no solo *in situ* quanto nos materiais utilizados, porém com a predominância da parcela siltosa em todas as curvas. Contudo, os materiais utilizados são mais finos do que o solo *in situ*. É de destacar também que a curva granulométrica da mistura do Brasil (85% do caulim e 15% de bentonita) enquadraram-se de forma satisfatória dentro da faixa granulométrica do solo *in situ* na parte siltosa. As curvas granulométricas dos ensaios realizados no Brasil, com defloculante, enquadraram melhor dentro da faixa de curvas do material *in situ* em comparação com os resultados obtidos no ensaio a laser.

Nota-se nessa figura que a porcentagem de caulim e bentonita com tamanho de partículas menor que 1 ou $2\mu\text{m}$ é inferior que 20%. A presença de grande quantidade de partículas desse tamanho no solo, segundo Lambe e Whitman (1979) e Mitchell e Soga (2005) fazem com que as forças de superfície superam infinitamente as forças derivadas de massa e, como consequência, os seus comportamentos começam a ser influenciados pelas forças de superfície.

Entretanto, devido à manifestação do comportamento tixotrópico do material, foi investigado a variação dos limites de Atterberg para diferentes tempos de hidratação. As variações desse limites com o tempo de hidratação – 1h, 24h e 7dias – são mostradas nas Figuras 68 a 71. A Figura 68 ilustra a variação dos LL de caulins e bentonitas, enquanto que a variação dos LP e IP desses materiais são apresentadas nas Figuras 69 e 70, respectivamente. Os resultados da mistura (caulim +bentonita) são ilustrados na Figura 71.

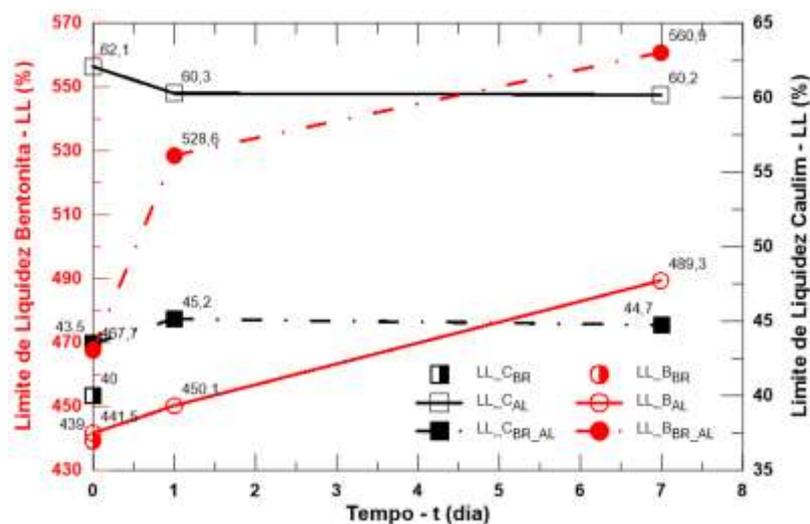


Figura 68 – Variação do limite de liquidez com o tempo de hidratação – caulins e bentonitas.

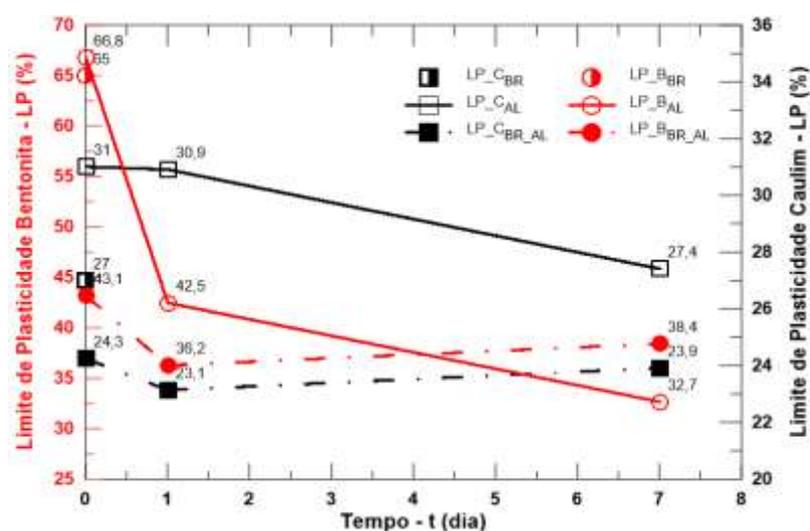


Figura 69 - Variação do limite de plasticidade com o tempo de hidratação – caulins e bentonitas.

Na Figura 68 não se observou uma variação significativa do LL de caulins ao longo do tempo. A variação observada é compatível com a variação esperada devido ao processo manual do ensaio que depende do operador. Ficou evidente um aumento significativo do LL tanto da bentonita do Brasil quanto a da Alemanha ao longo do tempo, evidenciando o aumento da plasticidade com o tempo da hidratação das bentonitas. Exemplificando, o aumento porcentual do LL de 1h para 24h e de 1h para 7dias foram: 13,1% e 2,0% em C_{BR_AL} e C_{AL}, respectivamente e 19,9% e 10,8% % em C_{BR_AL} e C_{AL}, respectivamente.

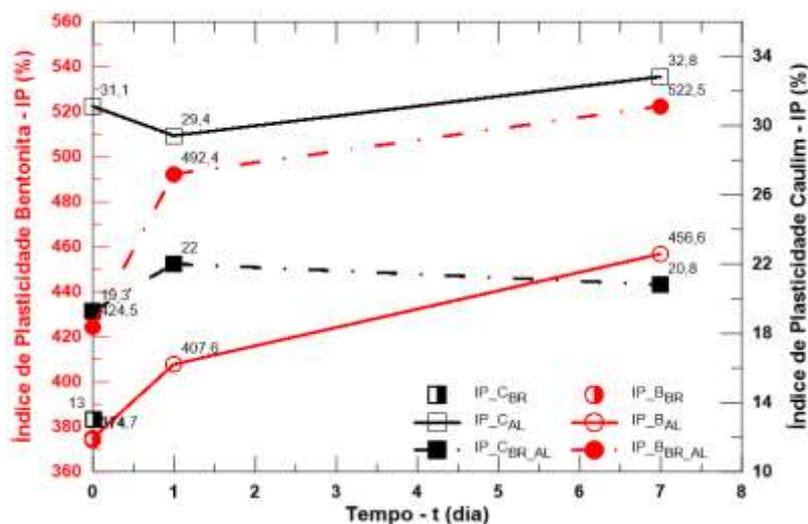


Figura 70 - Variação do índice de plasticidade com o tempo de hidratação – caulins e bentonitas.

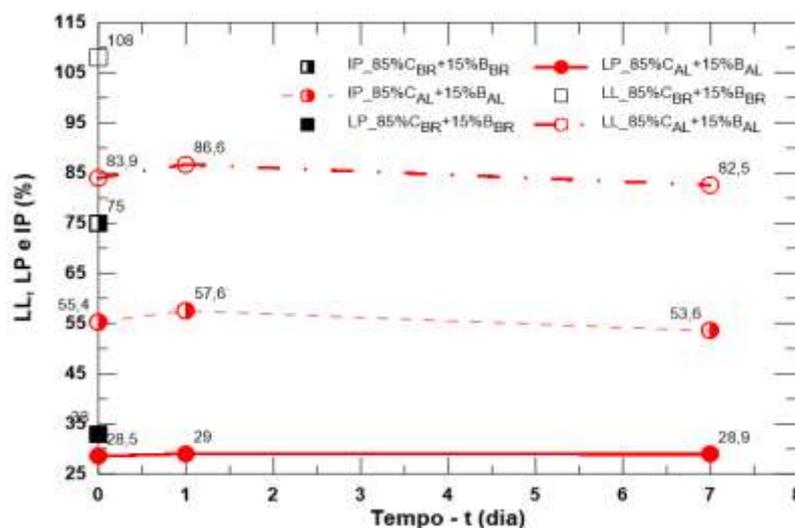


Figura 71 - Variação dos limites de Atterberg com o tempo de hidratação - mistura.

Com relação à influência do tempo de hidratação no LP, a Figura 69 mostra valores menores de LP nos tempos de 24h e 7dias em comparação ao tempo de 1h. A influência do tempo no LP de C_{BR_AL} é menor que 5,0%, ao passo que a redução de LP no C_{AL} é de aproximadamente 11,6% no sétimo dia de hidratação. As maiores reduções de LP ocorreram na bentonita. A redução percentual do LP de 1h para 24h e de 1h para 7dias foram: 16,0% e 34,6% em B_{BR_AL} e B_{AL} , respectivamente e 10,9% e 49,7% % em B_{BR_AL} e B_{AL} , respectivamente.

Com base no Lambe e Whitman (1979) e Mitchell e Soga (2005), os comportamentos observados em bentonitas do presente estudo podem ser explicados pela alta capacidade troca catiônica do mineral de montmorilonita, que pode gerar em muitos casos, mudanças importantes nas propriedades físico-químicas do solo. A natureza de íon trocado no sistema água-solo exerce muita influência no comportamento de argila, alterando assim os limites de Atterberg. Explicando com base no Mesri e Olson (1971) e Mitchell e Soga (2005), a redução da valência catiônica aumenta o limite de liquidez (LL) das argilas expansivas devido ao aumento da dupla camada. A influência de troca catiônica em caulins é menor devido ao

tamanho das suas partículas. Os resultados indicam que esse processo de troca catiônica não é instantâneo, uma vez que depende do tempo de hidratação da bentonita.

Calculando o IP a partir dos valores de LL e LP – Figura 70, observa-se que todos os materiais apresentaram aumento de IP no tempo de 7 dias, sendo que variações mais significativas de IP ocorreram nas amostras de bentonitas.

Por fim, as curvas mostradas na Figura 71 levam a concluir que os valores de LL, LP e IP da mistura dos materiais da Alemanha não variam significativamente com o tempo de hidratação. A pequena variação observada é função da variabilidade do ensaio. Esse resultado permite afirmar que embora os valores dos limites do caulim e bentonita variem com o tempo de hidratação, os valores desses limites tendem a não depender do tempo de hidratação quando esses materiais foram misturados na proporção 85%C e 15%B. Não foram avaliadas às variações desses limites na mistura do Brasil.

A Tabela 11 apresenta um resumo com os valores médios das propriedades físicas e limites de Atterberg dos caulins, das bentonitas e da mistura. Observa-se nessa tabela que, embora a umidade de referência da mistura seja 120%, o grau de saturação é menor que 100%. Esse comportamento pode ser atribuído à elevada superfície específica da bentonita presente na mistura, requerendo muita quantidade de água para hidratar os cátions adsorvidos.

Tabela 11 – Propriedades físicas, limites de Atterberg e outras informações de caulins, bentonitas, mistura e solo *in situ*.

Propriedades físicas	C _{BR}	C _{AL}	C _{BR}	B _{AL}	85%C _{AL} +15%B _A L	Solo <i>in situ</i>
Massa Específica Real dos Grãos	2,7	2,67	2,87	2,79	2,65	-
Peso específico natural (kN/m ³)	-	-	-	-	13,23	15,05+0,07z
Peso específico saturado (kN/m ³)	-	-	-	-	13,74	-
Peso específico aparente seco (kN/m ³)	-	-	-	-	6,01	-
Índice dos vazios	-	-	-	-	3,41	-
Umidade natural (<u>Umidade de mistura</u>) (%)	2,26 a 2,41	1,50	15,70	9,27	120	95,5+1,05z
Grau de saturação (%)	-	-	-	-	93,26	-
Limite de Liquidez – LL (%)	40	-	439	-	108	90
Limite de Plasticidade – LP (%)	27	-	65	-	33	36
Índice de Plasticidade – IP (%)	13	-	374	-	75	54
Classificação SUCS (ASTM, D2487 (2006))	CL	CH	CH	CH	CH	CH
Diâmetro médio de partícula, D ₅₀ (mm)	0,0052	-	0,0083	0,0015	0,007	-
Composição pela massa (%)	-	-	-	-	-	-
Argila (diâmetro <0,002mm)	25 - 30	98	10	97	20 - 40	-
Silte (0,002mm < diâmetro < 0,075 mm)	63 - 68	-	90	-	59 - 79	-
Areia fina (0,075mm < diâmetro < 0,425mm)	2	2	-	3	1	-

A carta de plasticidade de Casagrande apresentada na Figura 72 enquadra os materiais analisados em sub-regiões de comportamentos, dependendo das suas plasticidades. O solo *in situ* mostrado na figura é referente às argilas sedimentares de áreas *offshore* em exploração no Brasil, que servem de comparação para o presente estudo.

Os valores dos LL, LP e IP estão dentro das faixas de variações apresentadas na literatura. A alta plasticidade de bentonita é evidenciada nos elevados valores dos seus limites e na sua localização na carta de plasticidade. A bentonita e a mistura do Brasil apresentam maiores valores de LL e IP do que as da Alemanha, representando um comportamento mais plástico. No entanto, os LL e IP da mistura da Alemanha encontram-se dentro da faixa de variação do solo *in situ*. Por outro lado, os valores de LL e IP do caulim da Alemanha são

maiores do que os do Brasil. Com exceção do caulim do Brasil, todos os restantes materiais apresentam comportamento de materiais altamente plásticos – CH, segundo a classificação SUCS. Nessa classificação, o caulim do Brasil é classificado como argila de baixa plasticidade – CL. Os solos do tipo CH geralmente apresentam baixas resistências e alta compressibilidade.

A dispersão nos valores de LL e LP observada nos materiais do Brasil se deve à variabilidade de diferentes lotes de materiais usados em várias pesquisas. A variabilidade nos valores dos ensaios realizados na Alemanha deve-se a influência do tempo de hidratação das amostras.

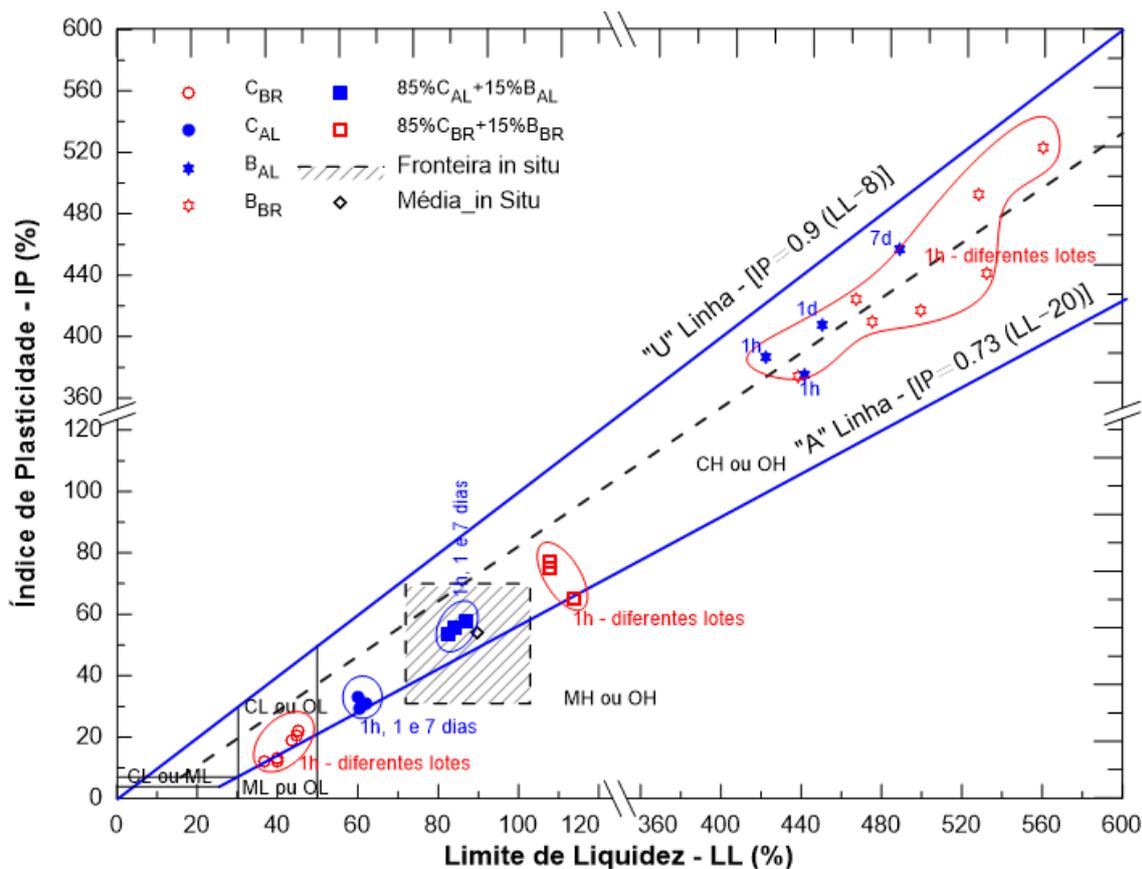


Figura 72 – Localização dos materiais na carta de plasticidade de Casagrande.

4.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

4.3.1 Ensaio de adensamento

Os resultados dos ensaios de adensamento apresentados neste item visam estudar o comportamento de compressibilidade do material e o efeito da viscosidade através da relação entre tensão efetiva e índice de vazios. A Figura 73 ilustra a relação tensão efetiva \times índice dos vazios dos ensaios de adensamento realizados com tensão controlada. O valor máximo da tensão efetiva do primeiro ciclo de carregamento foi da ordem de 50kPa, para em seguida proceder o descarregamento até 2,5kPa. O segundo estágio de carregamento foi até 200kPa para analisar o comportamento da curva nas tensões mais altas.

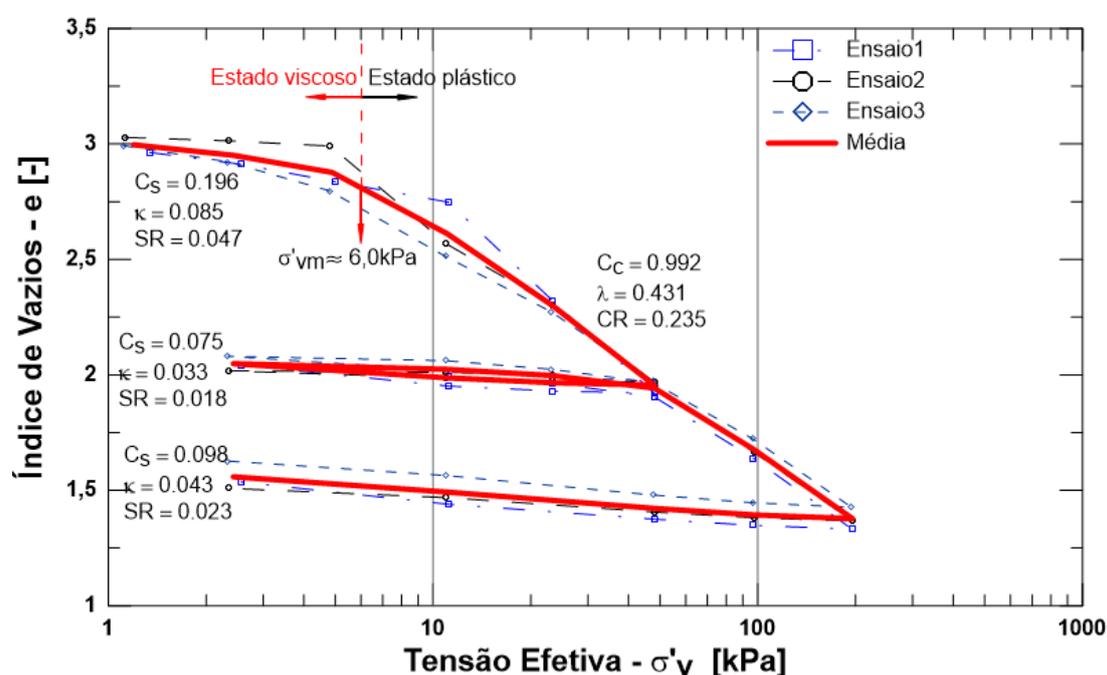


Figura 73 – Curva de adensamento com tensão controlada – tensão efetiva \times índice de vazios.

As curvas apresentadas na Figura 73 mostram a variação do índice de vazios em função da tensão efetiva, com destaque no comportamento de duas declividades distintas C_s e C_c durante o carregamento. Embora a relação não seja linear, observa-se que ela é única para diferentes condições de carregamento. A existência dessa relação permite afirmar que a argila em estudo apresenta, no estado inicial – pequenos níveis de tensão, um comportamento de um solo em transição – já sedimentado, mas não adensado –, mudando de comportamento à medida que aumenta o nível de carga de adensamento. No estado de comportamento intermediário, segundo Been (1980) e Been e Sills (1981), o material não reproduz de forma completa nem o comportamento de um material em suspensão nem o comportamento de um solo adensado. Os materiais em suspensão, segundo explicação de Been (1980), não apresentam uma única linha virgem de consolidação que descreve a relação entre a tensão efetiva e o índice de vazios.

A forma da curva de adensamento apresentada assemelha as formas de curvas de argilas estruturadas. Uma tensão de sobreadensamento virtual de 6kPa separa as duas regiões de comportamentos distintos. Bo *et al.* (2002) chamou o índice de vazio correspondente à essa

tensão de sobreadensamento virtual, de índice de vazios de transição. Esse índice marca o ponto a partir de qual o comportamento de solo ultra mole muda para um solo que obedece a teoria de Terzaghi, isto é, o comportamento do material muda de viscoso para plástico.

Para níveis de tensões menores que 6kPa, trecho antes de índice de vazio de transição, Bo *et al.* (2002) afirma que a deformação do solo é controlada principalmente por fluxo viscoso, sendo que o solo comprime por muito tempo sem qualquer dissipação de poro pressão. Nesse trecho de comportamento viscoso, para uma dada carga aplicada, a magnitude de deformação é proporcional ao teor de umidade. Também para esse trecho, Lambe e Whitman (1979), Bolt (1956) e Markgraf *et al.* (2006) afirmaram que o contacto entre as partículas tende a correr à medida que o estado de material muda de disperso para floculado devido às ações das forças atrativas e repulsivas. Por isso, Markgraf *et al.* (2006) explicaram que a teoria da dupla camada difusa provou que não é necessário qualquer contato físico entre as partículas de argila para que as cargas aplicadas sejam absorvidas.

Esse tipo de comportamento observado em pequenos níveis de tensões – exemplo de nível de tensão encontrado no tanque de ensaios deste estudo, pode ser atribuído ao efeito de forças superfície – forças atrativas de van der Waals e repulsivas de dupla camada – que governam argilominerais caulim e bentonitas saturadas com altos índices de vazios e baixos níveis de tensão confinante. Devido à grande influência dos efeitos físico-químicos no solo no estado de baixo nível de tensão, os estudos apresentados no item 2.4.3 mostraram que a utilização somente das teorias mecânicas não é capaz de explicar a compressibilidade desses materiais. Em função disso, há necessidade de levar em consideração o efeito das forças interpartículas.

Para níveis de tensões efetivas maiores que 6kPa, observa-se a existência de uma única linha virgem de consolidação, indicando a alta compressibilidade do material através do coeficiente de adensamento igual a 0,99. Nesses níveis de tensões, espera-se que o material começa apresentar comportamento de solos normalmente adensados com a redução do índice de vazios e teor de umidade. Para que isso ocorra, certas reações químicas e forças eletrostáticas entre as partículas e os flocos devem ser superadas, e relativamente grandes volumes de água devem ser expulsos, conforme explicação de Been (1980) e Been e Sills (1981). No estado normalmente adensado, espera-se que as forças de massa superem as forças de superfície de modo que as leis mecânicas convencionais podem ser utilizadas para estimar a compressibilidade. O valor de coeficiente de adensamento encontrado corrobora os resultados de Gauer (2015) realizados com esse tipo de material.

Com base nas explicações supracitadas, é possível concluir que é necessária grande altura de solo para que o estado inicial do material mude para condição de solo em adensamento pelo peso próprio. De igual modo, como a tensão de sobreadensamento virtual observado é de 6kPa e a tensão efetiva no tanque de ensaio é menor que 6kPa, pode-se esperar que ocorra uma estagnação hidráulica dentro do solo devido à falta de energia necessária para comprimir a dupla camada, e conseqüentemente provocar o adensamento pelo peso próprio.

Hattab *et al.* (2015) observaram o mesmo comportamento de curva em misturas de caulinita e montmorilonita. Segundo eles, quanto maior é a presença de bentonita na mistura maior é a não linearidade da curva de adensamento visto que as curvas de caulim pura apresentaram um comportamento quase linear. Também concluíram que o comportamento da mistura é totalmente governado por montmorilonita quando o seu teor é maior que 35%. Este

tipo de comportamento foi amplamente discutido no item 2.4.3. O parâmetro elástico (κ) do material está representado no trecho de descarga e recarregamento, sendo que a razão entre λ/κ é igual à 13,1.

Visando avaliar o comportamento viscoso do material, foram realizados ensaios de adensamento com mudanças bruscas de taxas de deformação. A comparação entre os resultados dos ensaios realizados com tensão e deformação controladas é mostrada na Figura 74. No ensaio com taxa de deformação controlada, foram utilizadas três taxas de deformação com razão de ± 10 para analisar o efeito da viscosidade, como mostra a Figura 74. A variação do módulo oedométrico com a tensão efetiva do ensaio de tensão controlada é apresentada na Figura 75.

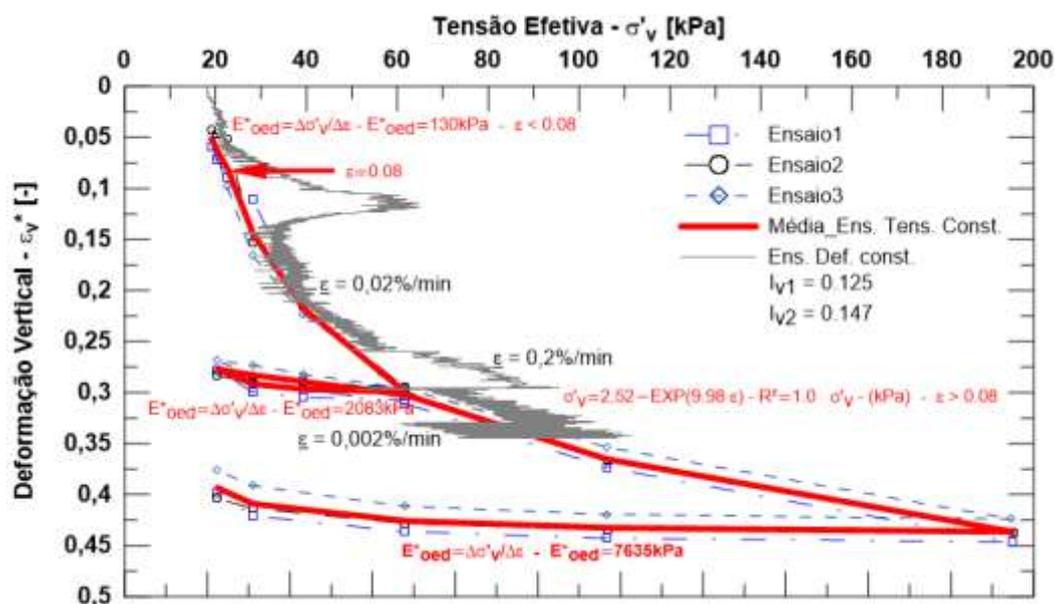


Figura 74 – Comparação entre as curvas tensão efetiva \times deformação vertical dos ensaios com tensão e deformação controladas.

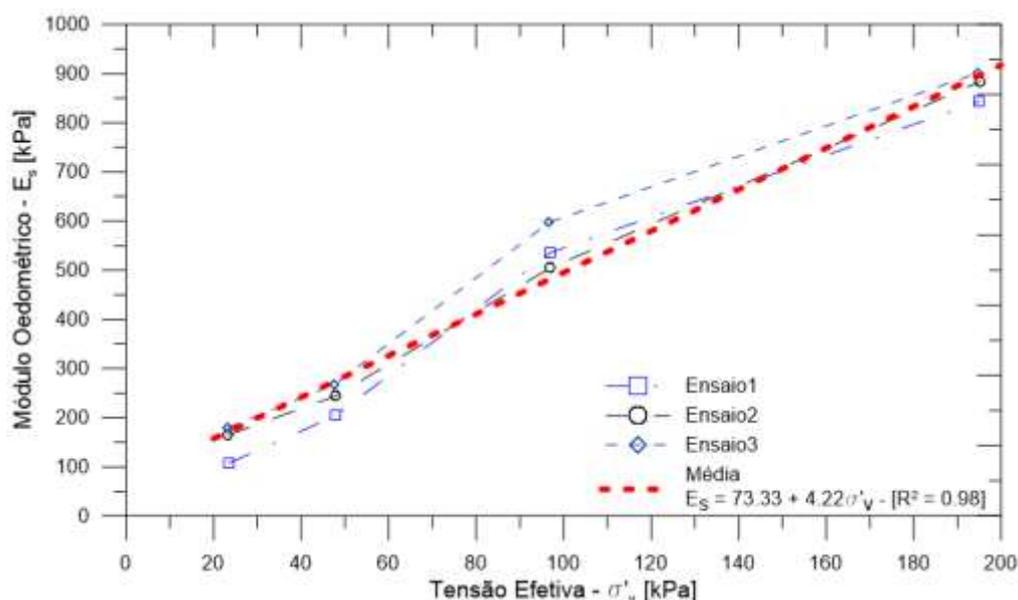


Figura 75 – Variação do módulo oedométrico com a tensão efetiva.

O comportamento de deformação vertical do solo com a tensão, mostrada na Figura 74, indica um comportamento praticamente linear entre a tensão vertical aplicada e a deformação vertical efetiva em tensões menores que 20kPa, traduzindo em um módulo oedométrico de 130kPa. O módulo oedométrico estimado no trecho de recarregamento é de 208,3kPa. Para tensões maiores que 20kPa, a relação entre a tensão efetiva e a deformação vertical não é linear, resultando em um módulo crescente com a tensão, como ilustra a Figura 75.

O paralelismo entre as curvas dos dois tipos de ensaios, mostrados na Figura 74, evidência a boa concordância dos resultados dos ensaios com tensão e deformação controlada. A mudança de taxa de deformação acarretou mudança de tensão efetiva, indicando a manifestação do comportamento viscoso do material. Os valores de índice de viscosidade, I_v iguais a 0,125 e 0,147, apresentados nessa figura, representam a normalização desse comportamento viscoso, e foram calculados através das Equações (40) e (42), respectivamente. Esses valores estão fora da faixa de 0,02 a 0,1 definida nos trabalhos de Mesri e Godlewski (1977), Mesri e Choi (1984) e Mesri e Castro (1987) e Mesri *et al.* (1995). A consideração de que a o carregamento ocorre na condição drenada, ignorando a medição da poro pressão, adotando assim o valor da tensão efetiva igual ao da tensão aplicada, pode ser um dos motivos por essa diferença.

Buscando comparar os valores de índices de viscosidade determinados nos dois tipos de ensaios de adensamento, A Figura 76 ilustra a variação do índice de viscosidade (C_c/C_α) e variação do coeficiente de adensamento, C_v obtidos nos ensaios de adensamento com tensão constante. Os valores do coeficiente de adensamento correspondem à média dos métodos de Taylor e Casagrande.

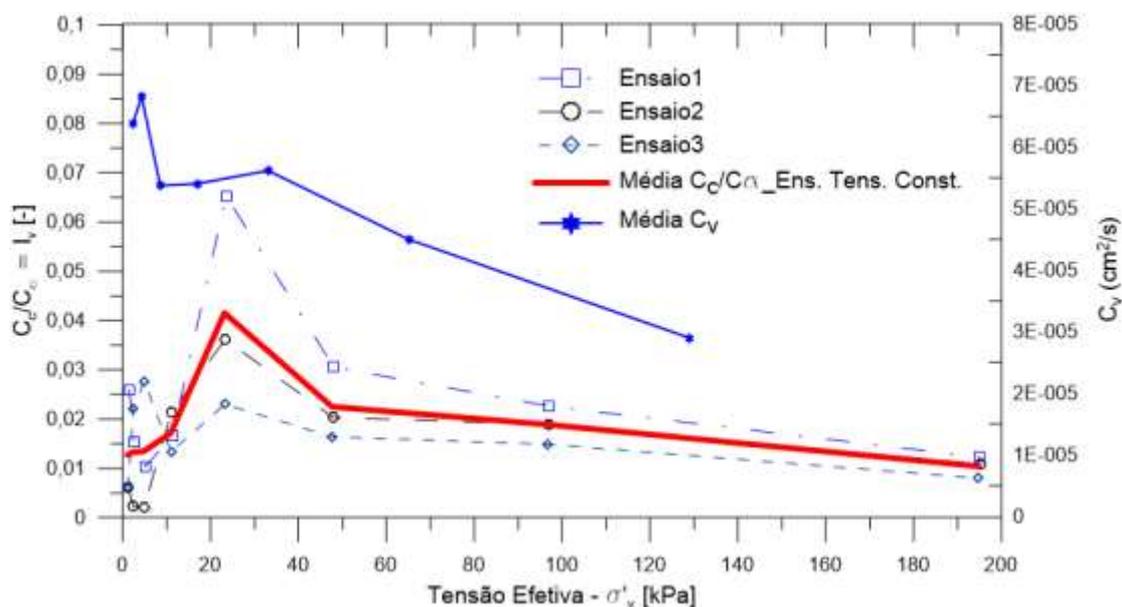


Figura 76 - Variação da razão C_c/C_α e do coeficiente de adensamento com a tensão efetiva.

Diferente do observado com os resultados de ensaios de adensamento com taxa de deformação constante, nota-se que valores de índice de viscosidade estimados nos ensaios de adensamento com tensão controlada – Figura 76 – variam dentro da faixa supracitada. A diminuição de coeficiente de adensamento com o aumento da tensão efetiva é mostrada na

Figura 76. Os valores encontrados possuem a mesma ordem de grandeza dos valores reportados por Gauer (2015) e em pesquisas desenvolvidas na Cornell University (1950).

A influência do comportamento físico-químico do material foi analisada ao plotar no gráfico proposto por Burland (1990), os resultados dos ensaios de adensamento com tensão controlada. Assim, a relação entre o índice de vazios intrínseco, I_v proposto por Burland (1990) e a tensão efetiva é ilustrada na Figura 77, com destaques das linhas de compressão intrínseca e compressão por sedimentação. Esse gráfico estima o comportamento de argilas sobreadensadas, *quick clays*, argilas formadas por sedimentação e argilas remoldadas.

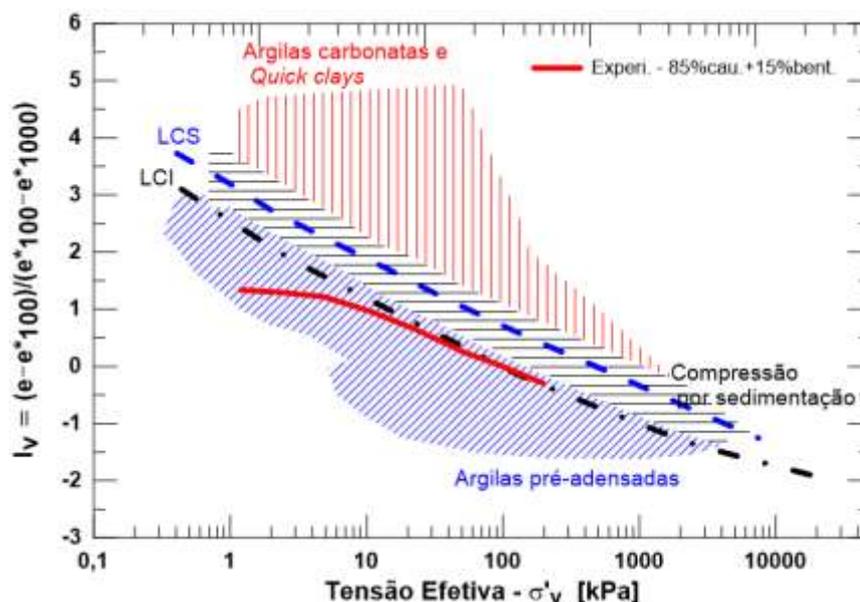


Figura 77 – Relação entre índice de vazios intrínseco e a tensão efetiva plotada no gráfico proposto por Chandler *et al.* (2004).

Observa-se novamente na Figura 77, a existência de um comportamento atribuído às argilas estruturadas ou sobreadensadas, nos pequenos níveis de tensão. O sobreadensamento do material é considerado virtual devido à existência de estruturas formadas pelas forças interpartículas a nível microestrutural. Seguindo o conceito de propriedades intrínsecas de Burland (1990), a linha de compressão intrínseca é o caminho normalizado de solos reconstituídos a partir de teor de umidade em torno de 1 a 1,5 vezes o limite de liquidez. Isso se deve ao fato que em altos teores de umidade, o solo tende a perder a sua memória relacionada à estrutura. Essa figura também permite concluir que o material em estudo não se comporta como argilas adensadas por sedimentação uma vez que para altos valores de tensão efetiva, o comportamento segue a linha de compressão intrínseca.

4.3.2 Ensaio de compressão triaxial

A única curva obtida no ensaio de compressão triaxial é apresentada na Figura 78. Como foi anteriormente explicado no item 3.4.2.4, vários fatores contribuíram na dificuldade de execução dos ensaios triaxiais. Justamente por este motivo, não se encontrou na literatura ensaios triaxiais

realizados em argilas saturadas extremamente moles e altamente plásticas a tensões confinantes menores que 10kPa.

Visando reproduzir nos ensaios triaxiais as condições representativas da argila depositada no tanque de ensaio, a baixos níveis de tensões, verificou-se impossível moldar e manusear um corpo de prova mantendo a geometria cilíndrica. Poderia ser utilizada a opção de sobreadensamento das amostras de modo a ter um corpo de prova mais rígido, mas o resultado não seria representativo em termos de umidade, níveis de tensões e efeitos de forças interpartículas.

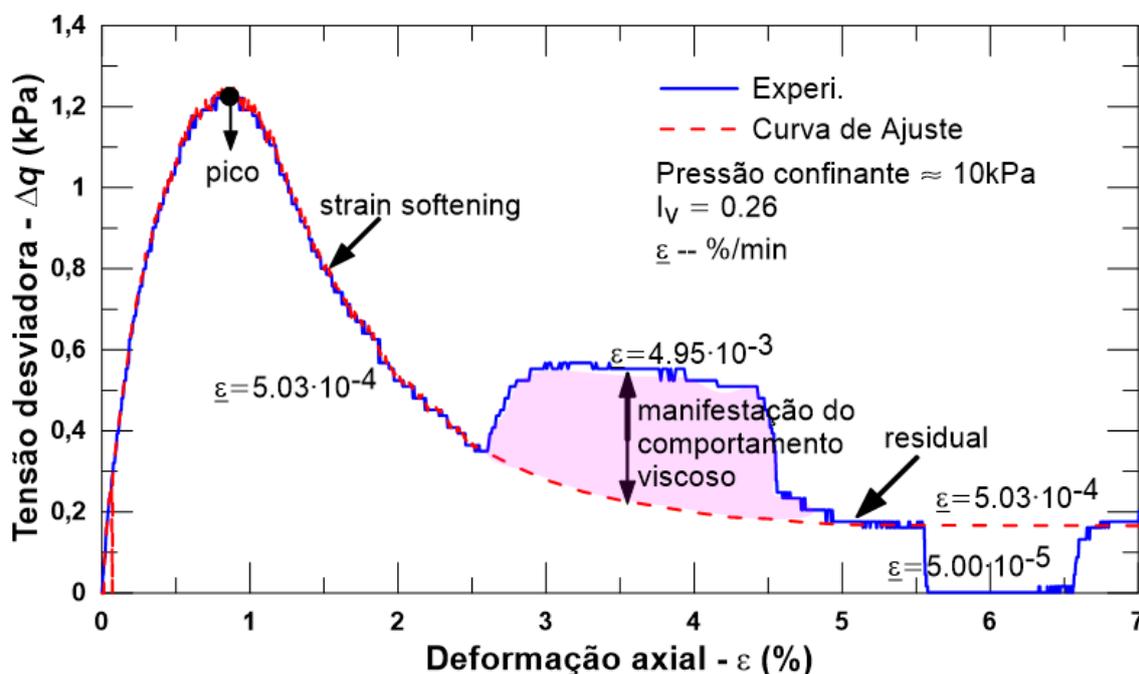


Figura 78 – Curva tensão desviadora × deformação axial – ensaio triaxial.

Durante o ensaio, após a consolidação, observou-se que a amostra sofria um deslocamento viscoso somente com o peso de *top cap*. Por isso, iniciou-se o estágio de cisalhamento sem a completa estabilização da altura do corpo de prova. O suporte metálico utilizado para moldar e consolidar o solo dentro da câmara triaxial funcionou bem, mantendo a altura inicial do corpo de prova (14cm) e diminuindo o diâmetro durante a consolidação. No final da consolidação, o diâmetro do corpo de prova não ficou uniforme ao longo do comprimento. As figuras referentes ao processo de montagem do ensaio e o aspecto final do corpo-de-prova são apresentadas no APÊNDICE D.

Embora tenha sido realizado somente um ensaio do tipo CIU, o resultado apresentado na Figura 78 permite analisar alguns aspectos básicos do comportamento, incluindo resposta tipo *strain softening* característica desse material. Isso corrobora estudos anteriores que observaram que alteração de força externa aplicada ao material tende a gerar, após uma certa deformação, uma grande redução da resistência cisalhante do material. Esse comportamento mereceu uma atenção especial no item 4.3.3 relativo ao ensaio de mini palheta.

É necessário esclarecer que, devido à calibração do sistema para níveis de tensões superiores a adotada neste estudo, a resolução da instrumentação não é ideal para medir as grandezas de ensaio. Mesmo assim, a curva permite tirar conclusões acerca do comportamento

viscoso observado com a mudança de taxa de deformação durante o cisalhamento. O índice de viscosidade calculado com base na Equação (40) foi de 0,26 maior que os obtidos nos ensaios de adensamento, o que pode ser explicado pela diferença de ensaios – enquanto que no ensaio de adensamento o solo é comprimido, o cisalhamento ocorre no ensaio de compressão e triaxial.

Por fim, vale ressaltar que para esse nível de tensão, os parâmetros de cisalhamento geralmente são determinados por ensaios do tipo *ring shear* (TOYOTA ET AL., 2009; MEEHAN ET AL., 2008).

4.3.3 Ensaio de mini palheta

Os resultados dos ensaios de mini palheta apresentados neste item são divididos em dois grupos. O primeiro consiste nos resultados dos ensaios realizados no Brasil com objetivo de caracterizar a resistência não drenada da argila e o efeito do tempo tixotrópico na resistência não drenada. Esses ensaios foram realizados no tanque de acrílico usado nos ensaios de arrancamento. O segundo grupo compreende resultados dos ensaios realizados na Alemanha visando entender as influências do teor de bentonita, tempo tixotrópico, umidade, mineralogia e tempo de hidratação no comportamento da resistência não drenada.

I Primeiro grupo – Ensaios de mini palheta realizados no tanque de ensaio do Brasil

O tanque de acrílico utilizado possui aproximadamente 0,30m³ de volume, e em função disso exige uma quantidade significativa de material que demanda muita energia e tempo para a sua mistura. Levando em consideração esses fatores e ainda cientes de que solos remoldados na mesma condição tendem a apresentar a mesma resistência, decidiu-se reutilizar a argila nos diferentes ensaios de arrancamento. Para isso, é fundamental o controle de umidades e a realização dos ensaios de mini palheta em todos os tanques de ensaio. A reutilização consiste em tirar a argila de dentro do tanque, misturá-la manualmente dentro de bombonas (reservatórios plásticos) até garantir uma condição homogênea com a máxima destruição de possíveis estruturas formadas durante o tempo tixotrópico. Em seguida, a argila é colocada novamente dentro do tanque de ensaio. Em média, em cada re-mistura de argila, foram coletadas 12 cápsulas para a determinação de umidade.

A Figura 79 ilustra 232 valores de umidades medidas em diferentes amostras reutilizadas. A Figura 80 apresenta histograma dos valores de umidade mostrados na Figura 79, tendência de uma distribuição normal ou gaussiana.

A variação de umidade apresentada na Figura 79 evidencia que 8,70% dos pontos relativos às medidas de umidade (destacados em vermelho) estão fora dos limites de controle definidos como média, e mais ou menos três vezes o desvio padrão. Essa variação é atribuída principalmente à dificuldade de retirar toda a lâmina de água colocada na superfície do solo para evitar a perda de umidade. Assim, o teor de umidade tende a aumentar com o número de reutilização da amostra.

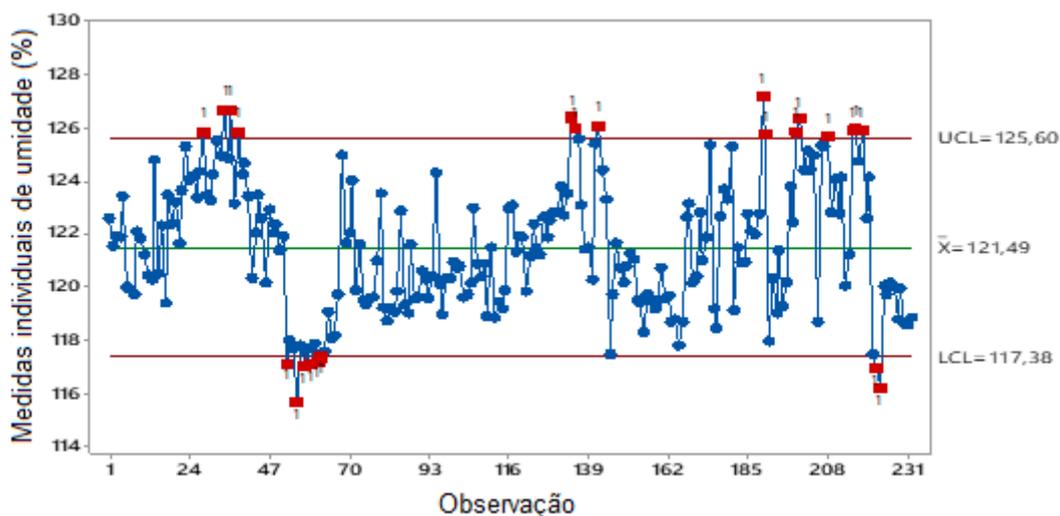


Figura 79 – Representação de umidades de várias amostras reutilizadas.

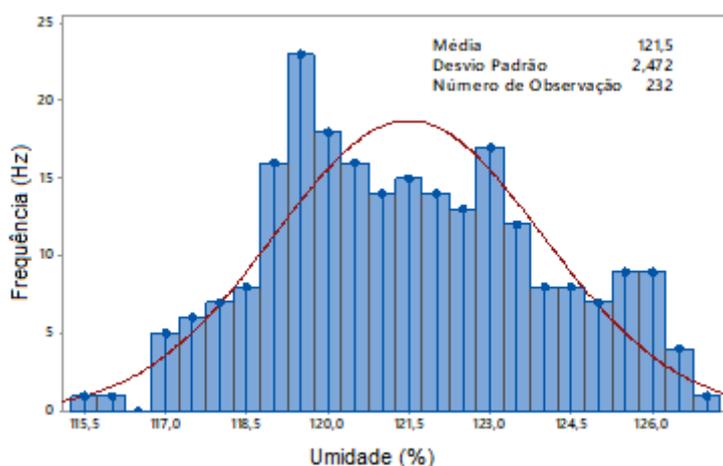


Figura 80 – Histograma de umidades de várias amostras reutilizadas.

As análises da Figura 79 em consonância com as da Figura 80 permitem ressaltar que embora a umidade alvo tenha sido 120%, a média de umidade do conjunto de 232 pontos foi igual a 121,5%, sendo que os limites superior e inferior correspondem respectivamente, 125,6% e 117,4% e o desvio padrão é igual a 2,47%. Considerando que a maior faixa de variabilidade se encontra dentro dos intervalos de confiança, é razoável afirmar que essa variação é aceitável para o objetivo desse estudo uma vez que a realização dos ensaios de mini palheta tendem a captar os efeitos da variabilidade de umidade

Complementarmente, Sampa (2015) estudou a variação da umidade ao longo da profundidade do tanque. Verificou-se que após 1 dia do tempo tixotrópico, a umidade decresceu levemente com a profundidade do tanque até a profundidade de 0,50m para em seguida crescer novamente com a profundidade. A faixa de variação não foi significativa visto que situa entre 120,0% a 118,8%. Como possíveis causas para esse comportamento, ele enumerou o possível processo de consolidação por peso próprio e sensibilidade à água dos minerais de bentonita.

A Figura 81 apresenta a variação da resistência não drenada ao longo da profundidade, obtida nos ensaios realizados em amostras com diferentes tempos tixotrópicos. Entende-se por tempo tixotrópico o tempo que a argila ficou em repouso sem nenhuma perturbação externa.

Para os tempos tixotrópicos de 1 a 139 dias mostrados na Figura 81, nota-se que os valores de s_u variam tipicamente na faixa entre 0,75 e 2kPa, apresentando tendência de crescimento de resistência com o aumento do tempo tixotrópico. Os perfis das resistências apresentam características de argilas muito moles com baixos valores da resistência não drenada, e conseqüentemente alta compressibilidade. Salienta-se que Sahdi *et al.* (2014) e Vipulanandan e Raheem (2015) classificam solos ultra moles como aqueles que apresentam $s_u < 1\text{kPa}$.

O ganho da resistência ao longo da profundidade é atribuído ao aumento de níveis de tensões com a profundidade, enquanto que o ganho da resistência com o tempo tixotrópico pode ser relacionado aos diferentes fatores explicados a seguir no item 2.4.6. Uma das razões está ligada à manifestação de forças superficiais após a hidratação de partículas de argilominerais muito finas. Como explicou Chen *et al.* (2000), as ações de forças atrativas tendem a proporcionar a formação de estruturas ou flocos em amostras na condição de repouso ao longo de tempo. Quanto mais floculada for a argila durante esse intervalo de tempo, maior será a energia necessária para a sua dispersão, e conseqüentemente maior a resistência não drenada.

Para maior clareza, os resultados ilustrados na Figura 81 foram agrupados em três faixas de intervalos de previsão (95%). A primeira faixa contém resultados de amostras com tempo tixotrópico de 1 dia. A segunda faixa engloba amostras com tempos variando de 7 a 31 dias, enquanto que a última faixa contempla amostras com tempos de 50 e 139 dias. Ao analisar os esses intervalos, notou-se que existe a consistência dos valores de s_u pela pequena dispersão de resultados de ensaios realizados em diferentes amostras. Esta evidência indica que o procedimento adotado na preparação das mostras é adequado e que a reutilização da mistura não altera substancialmente a qualidade das amostras.

Na mesma figura, observou-se, por um lado, que o valor da resistência não drenada na superfície não tende à zero, mas sim a um valor de 0,75kPa para o tempo tixotrópico de 1 dia. Por outro lado, notou-se que o crescimento de s_u com o tempo tixotrópico foi maior na superfície do que no fundo do tanque. Esse comportamento mostra que o efeito tixotrópico é mais significativo nas baixas tensões confinantes onde os efeitos físico-químicos são mais pronunciados. Bjerrum e Rosenqvist (1956) afirmaram que a pequena variação observada no teor de íons de potássio pode ser a responsável pela existência da resistência não drenada na superfície, onde existe pouca ou nenhuma tensão de confinamento. Corroborando, Lambe e Whitman (1979) e Mitchell e Soga (2005) afirmaram que as resistências nessa condição são governadas pelas forças de superfície que superam infinitamente as forças derivadas de massa, pelo que não seria adequado utilizar conceitos puramente mecânicos.

Os resultados dos perfis de s_u mostram ainda que maiores ganhos de resistência ao longo da profundidade ocorreram nos tempos tixotrópicos de 1 a 7 dias. Os resultados da amostra com tempo tixotrópico de 139 dias mostram um comportamento homogêneo de resistência não drenada ao longo de profundidade, sinalizando a estabilidade na estrutura do solo e pouca influência de nível de tensão no valor de s_u . O modelo que melhor se ajusta às medidas foi do tipo: $s_u = a(Z + b)^c$.

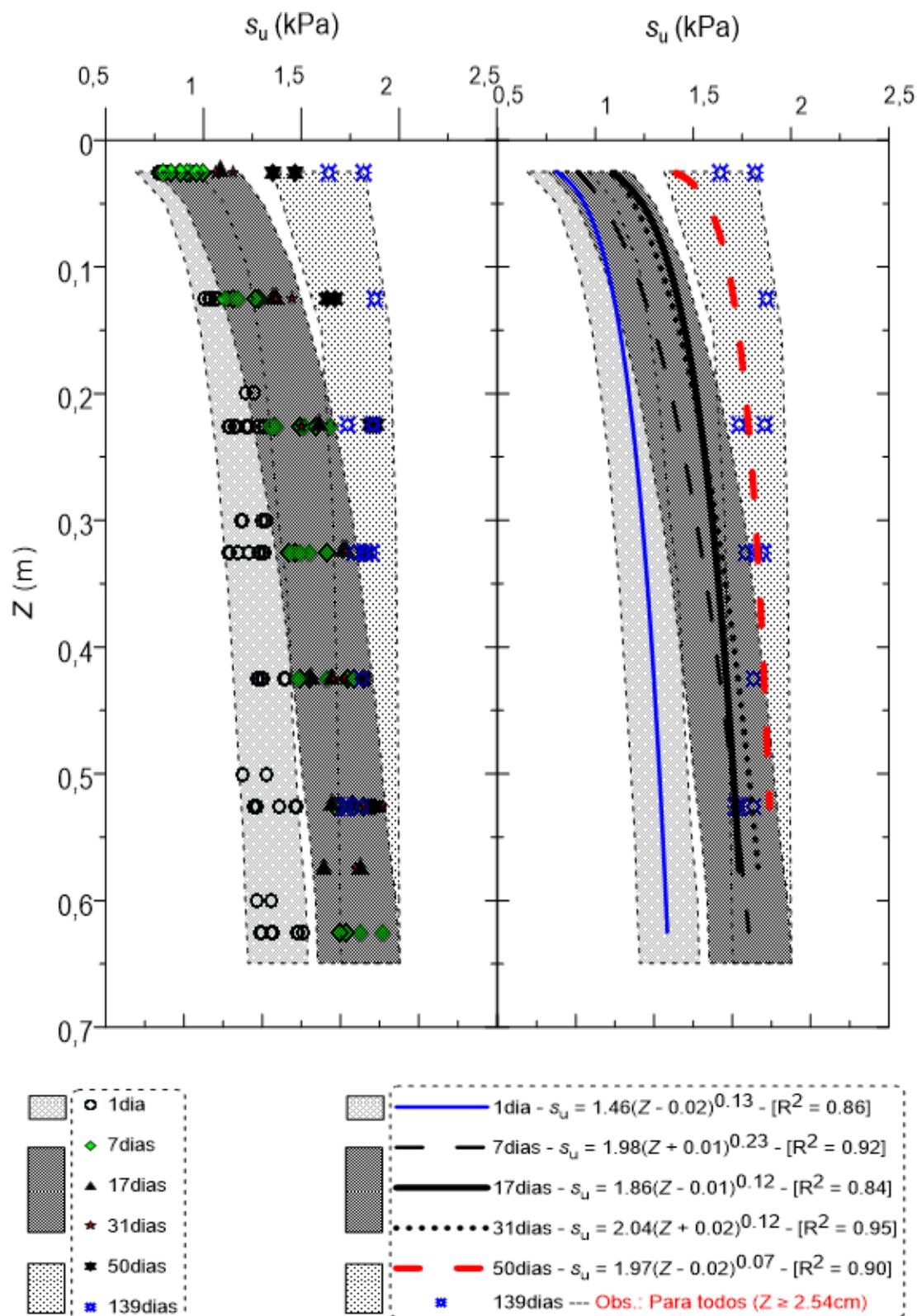


Figura 81 – variação da resistência não drenada ao longo da profundidade – diferentes períodos de repouso da amostra.

A resistência da argila no estado amolgado decorrente do desequilíbrio microestrutural foi investigada ao longo da profundidade de acordo com a norma NBR 10905:1989. Os resultados, mostrados na Figura 216 do APÊNDICE E, permitem concluir que a sensibilidade

da argila não depende da profundidade, cuja média e desvio padrão são iguais à 1,85 e 0,14, respectivamente.

II Segundo grupo – Ensaios de mini palheta realizados na Alemanha

Os resultados apresentados e analisados neste item visam os seguintes objetivos: a) investigar a influência do teor de bentonita no valor de s_u ; b) investigar a influência de umidade (índice de liquidez) no valor de s_u ; c) investigar o comportamento da resistência não drenada do caulim puro; e d) investigar o comportamento da resistência não drenada da bentonita pura e do tempo de hidratação da bentonita no valor de s_u . Em adição, foram investigados o comportamento *strain softening* e a influência do tempo tixotrópico.

Os primeiros resultados apresentados analisam a influência do teor de bentonita no valor de s_u . Assim, são apresentadas na Figura 82 as curvas típicas de variação da resistência ao cisalhamento com o ângulo de rotação, de misturas com tempo tixotrópico de 24 horas, umidade de 129% e diferentes teores da bentonita. As curvas normalizadas em função do $s_{u,max}$ são mostradas na Figura 83.

Ressalta-se que, para investigar a influência do teor da bentonita no valor de s_u , foram realizados ensaios em misturas com umidade de 129%, tempos tixotrópicos de 1h, 24h, 7dias, 18dias e 56dias, e teores de bentonita de 10, 15, 20 e 25%. Em função de grande volume de dados, os restantes gráficos encontram-se na parte A do APÊNDICE E.

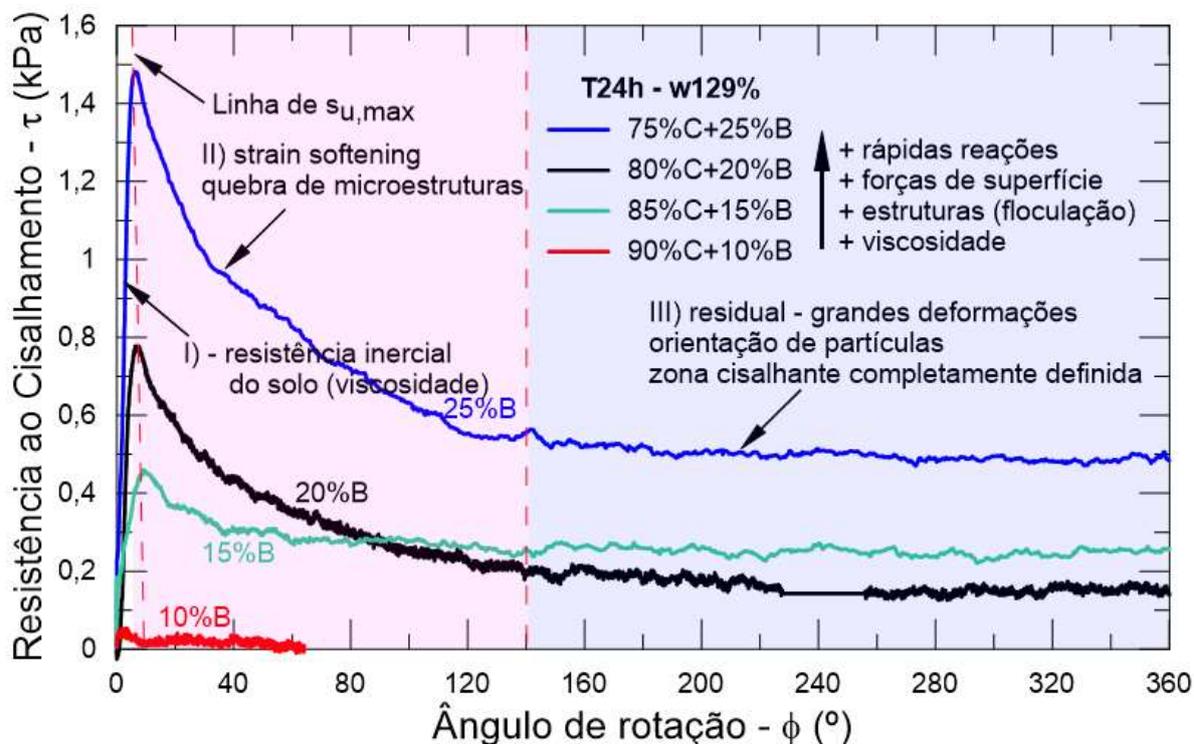


Figura 82 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

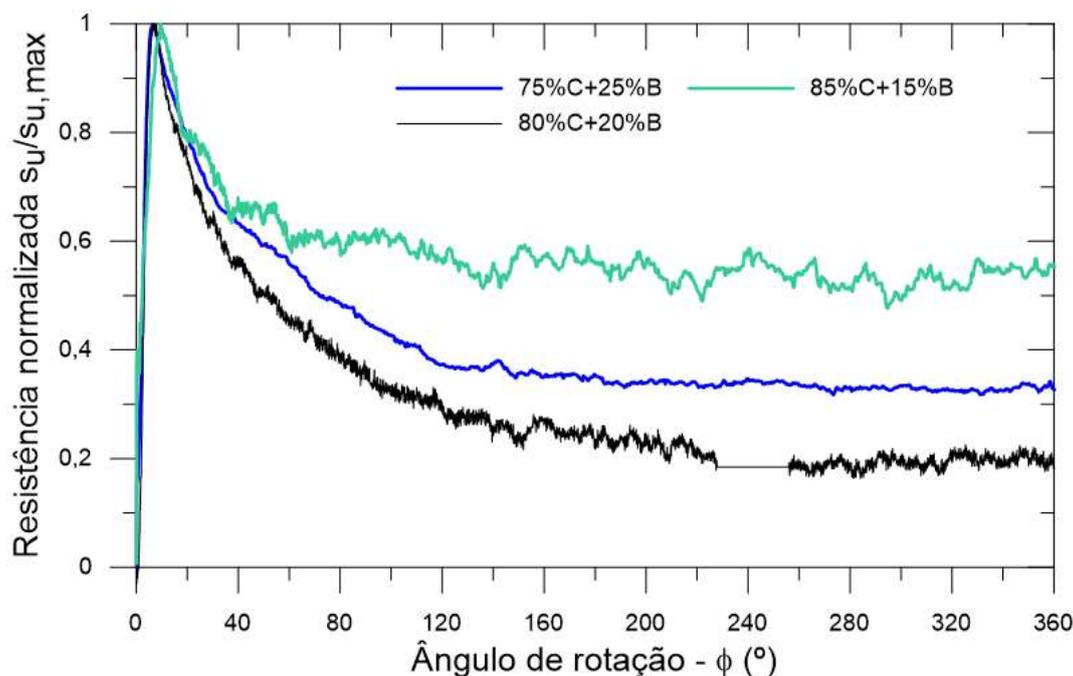


Figura 83 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

As curvas ilustradas na Figura 82 mostram o comportamento típico observado em maioria dos ensaios de mini palheta realizados nesse estudo. Em função disso, elas são tomadas como referência para explicar diferentes mecanismos e padrões de comportamento observados nos resultados dos ensaios de mini palheta. Primeiramente, ressalta-se que a redução da resistência cisalhante após o pico – *strain softening* – é um comportamento observado praticamente em todos os ensaios, independentemente do tipo de mineral, do teor da bentonita, do teor de umidade, do tempo tixotrópico e do tempo de hidratação. Essa observação corrobora Skempton e Northey (1952) que afirmaram que embora a redução da resistência cisalhante após o pico pode depender da mineralogia, do tamanho de partículas, da tixotropia e da estabilidade microestrutural, esse comportamento é um fenômeno restrito às argilas e siltes.

As análises de todas as curvas dos ensaios de mini palheta permitem distinguir três fases de comportamentos distintos, explicados a seguir. No trecho inicial das curvas, observa-se que a resistência cisalhante cresce de forma não linear até o valor máximo correspondente ao ângulo de rotação entre 6 a 12° (0,26 a 0,52cm), para em seguida decrescer de forma significativa. A partir dos ângulos de rotação na faixa de 110 a 160° (4,80 a 6,98cm), a resistência cisalhante começa a estabilizar ou decrescer levemente com o aumento do ângulo de rotação. A alta plasticidade de bentonitas faz com que a resistência cisalhante das mesmas precise de maiores ângulos de rotação para se estabilizar. Os resultados de bentonita pura mostraram que a resistência cisalhante tende a estabilizar para valores de ângulo de rotação na faixa de 200°.

Estas três fases de comportamentos foram explicadas por Osipov *et al.* (1984). Segundo os autores, na primeira fase – o crescimento da resistência se deve à mobilização da força necessária para superar a resistência inercial do solo. Assim, a fraca ligação de estruturas e o equilíbrio microestrutural tendem a ser destruídos com o aumento do ângulo de rotação. À medida que a resistência ao cisalhamento se aproxima do valor máximo e a deformação aumenta, ocorre a mudança gradativa da deformação elástica para visco-plástica na estreita

zona de cisalhamento, e como consequência ocorre redução da viscosidade e da resistência cisalhante. Aumentando o ângulo de rotação, a microestrutura da argila na zona de cisalhamento tende a se alinhar na direção do deslocamento provocado pelas forças cisalhantes, ao mesmo tempo que o sistema tende a equilibrar a essa nova condição. Para maiores deslocamentos cisalhantes, ocorre pouca redução ou estabilização da resistência cisalhante. Os autores acrescentaram ainda que o processo da reorientação de partículas é seguido por: aumento de porosidade, desenvolvimento de pressão negativa e aumento no teor de umidade na zona de cisalhamento. O modelo de decaimento de resistência cisalhante com a deformação – Equação (48) – proposto por Einav e Randolph (2005) pode descrever matematicamente o comportamento observado nas curvas experimentais.

As curvas obtidas mostram que o comportamento *strain softening* depende do tempo tixotrópico e do teor de bentonita presente na amostra. Os resultados permitiram observar que esse comportamento não é evidente nos tempos tixotrópicos menores que 24h, em amostras com menores teores de bentonita – 10% (LI \approx 1,4) – e em amostras de caulim (LI \approx 1,9). Como esse comportamento é o resultado da quebra da fraca ligação microestrutural, os resultados mostram que tempos tixotrópicos menores que 24 não são suficientes para que ocorram de forma significativa as reações físico-químicas (formação de estruturas) em amostras de caulim ou em amostras com menores teores de bentonita. Exceto nos dois casos supracitados, a magnitude de *strain softening* observada nos restantes ensaios mostra que as ligações estruturais ou o equilíbrio no sistema se iniciam instantes após a hidratação. Esse comportamento foi observado após 1h da mistura do material, mesmo nas amostras de bentonita com alto índice de liquidez. Para maiores tempos tixotrópicos, esse comportamento foi observado em todas as amostras, independente do teor de bentonita. A influência de mineralogia no tempo tixotrópico foi discutida por Freundlich (1935). Segundo o autor, o tempo de recuperação das propriedades do material depois de agitação varia em função do tipo de material. Para uns, a recuperação é quase instantânea, enquanto que para outros, a recuperação pode demorar minutos, horas e até dias. Com base nos resultados do presente estudo, é possível concluir que esse tempo em bentonita é menor do que em caulim. Mais discussão sobre esse comportamento será retomada adiante.

Quanto à influência do teor de bentonita, a Figura 84 apresenta a variação das resistências não drenadas s_u e s_{ur} em função do teor de bentonita, para diferentes tempos tixotrópicos. Observa-se nessa figura que o teor da bentonita influencia diretamente ambas as resistências s_u e s_{ur} . Segundo a explicação de Mitchell e Soga (2005) e Lambe e Whitman (1979), devido ao tamanho e ao mineral de bentonita, as forças de superfície superam as forças de massa, e por isso governam o comportamento de bentonitas. Dessa forma, ao hidratar bentonita, as forças de van der Waals tendem a atrair as partículas de modo que as partículas mudam da condição dispersa para condição floculada, como ressaltaram Bolt (1956) e Lambe e Whitman (1979). Em função disso, quanto maior é o teor de bentonita presente no solo, mais rápida ocorre essa mudança de microestrutura devido à atuação da força atrativa. Durante esse processo que decorre em um certo tempo, as estruturas dispersas mudam para estruturas floculadas através da homogeneização da distribuição do tamanho dos poros devido ao movimento das partículas, segundo explicação de Zhang *et al.* (2017). Durante esse processo, ocorre também aumento da viscosidade do material, segundo Freundlich (1935), Díaz-Rodríguez e Santamarina (1999) e Mewis e Wagner (2009).

Quanto maior é o equilíbrio microestrutural do solo ao longo do tempo, garantido pela condição floculada, maior é a energia externa necessária para mudar essa condição para disperso, como foi abordado por Jeong *et al.* (2015), Zhang *et al.* (2017) e Osipov *et al.* (1984). Essas explicações são as principais razões para o aumento da resistência não drenada com o aumento do teor de bentonita.

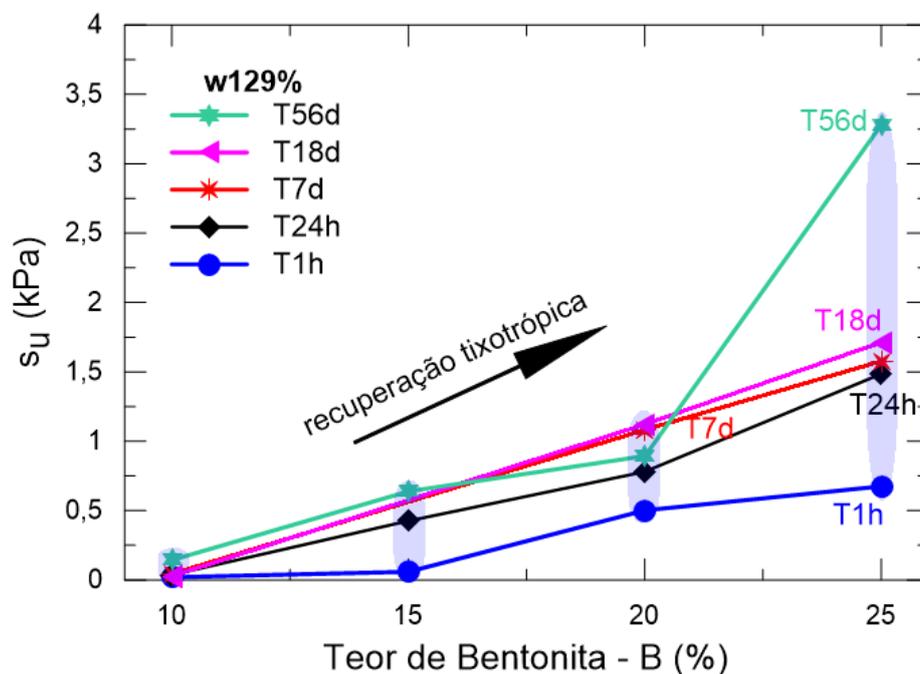


Figura 84 – Variação de s_u com o teor de bentonita em diferentes tempos tixotrópicos (solos da Alemanha), expresso em escala logarítmica.

De forma comparativa, a Figura 85 ilustra a variação dessas resistências – s_u e s_{ur} – em função do tempo tixotrópico, para diferentes teores de bentonita. Essa figura permite observar que a resistência não drenada aumenta com o tempo tixotrópico, caracterizando a mistura como um material tixotrópico. Verificou-se que a recuperação tixotrópica – aumento da resistência ao longo do tempo tixotrópico – aumenta com o teor de bentonita e diminui com aumento do teor de umidade.

A recuperação tixotrópica foi observada (Figura 85 e nas figuras do APÊNDICE E) em quase todos os ensaios realizados, independentemente do tipo de material e do teor de umidade. Contudo, foi notado por outro lado que esse efeito se torna insignificante à medida que aumenta o teor de umidade ou diminui o teor de bentonita. Mesmo em baixos teores de umidade, notou-se que as amostras de caulim não apresentaram uma recuperação tixotrópica significativa após o tempo tixotrópico de 24h. Maior recuperação aconteceu durante os primeiros dias, concretamente 24h após a hidratação. Em amostras com 15% de bentonita, maiores recuperações tixotrópicas no tempo tixotrópico de 24h ocorreram em amostra com altos teores de umidade.

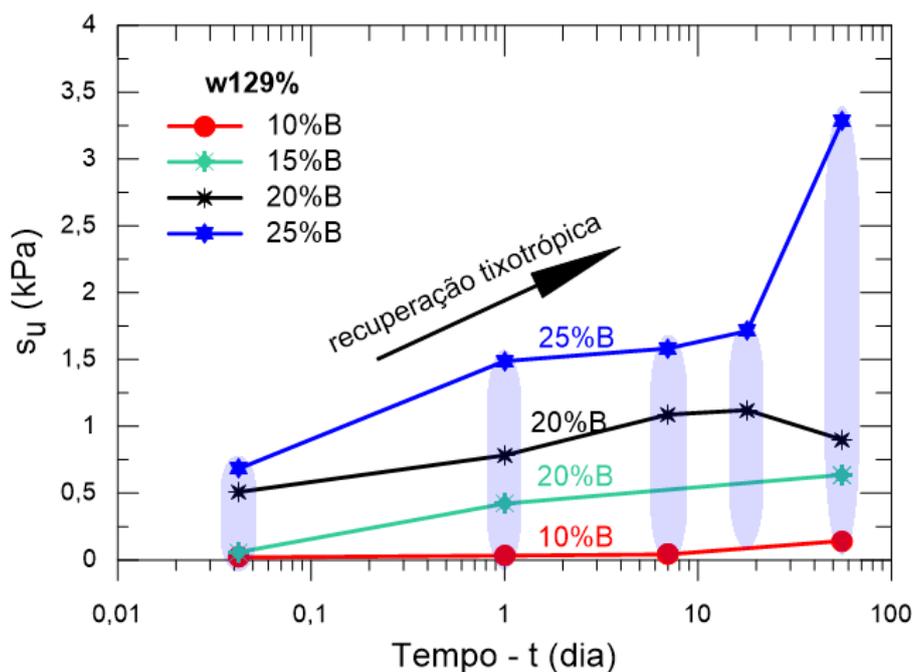


Figura 85 – Influência do tempo tixotrópico no valor de s_u para diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

Como explicado anteriormente, Marshall (1964), Lambe e Whitman (1979), Mitchell e Soga (2005) afirmaram que a fraca ligação entre as camadas sucessivas de minerais de bentonita faz com que as camadas de silicato absorvam prontamente moléculas polares, hidratando os cátions adsorvidos, resultando na separação e expansão das camadas. Esse comportamento foi investigado em ambas as bentonitas (Brasil e Alemanha) através de ensaios de mini palhetas realizados em uma amostra, mas em diferentes tempos de hidratação. Os resultados apresentados nas Figuras 274 a 277 da parte D do APÊNDICE E permitem observar que as amostras com tempos de hidratação de 1h e 24h apresentam praticamente a mesma resistência não drenada. Para maiores tempos de hidratação (8, 11 e 18 dias), foi observado um crescimento significativo de resistências com aumento do tempo de hidratação. Essas observações corroboram às conclusões de limite de Atterberg que mostraram a variação do comportamento de bentonita com o tempo de hidratação, indicando assim a tendência de uma relação entre variação dos limites de Atterberg e a resistência não drenada.

Nas amostras com menores teores de bentonita, o tempo de hidratação praticamente não altera o valor da resistência não drenada. Essa observação corrobora os trabalhos de Rocha (2014) e Sampa (2015) que reutilizaram amostras com diferentes tempos de hidratação pelo fato de apresentarem pequena variação da resistência não drenada após o completo amolgamento.

Vale ressaltar que as conclusões apresentadas corroboram os estudos anteriores, principalmente o trabalho de Mewis e Wagner (2009) que destacam os 3 elementos essenciais na definição da tixotropia: baseia-se na viscosidade, implica uma diminuição dependente do tempo da viscosidade induzida pelo fluxo, e o efeito é reversível quando o fluxo é diminuído ou interrompido.

A partir dos resultados dos ensaios realizados com diferentes teores de bentonita, foi possível relacionar valores de s_u e índice de liquidez, como foi proposta por Wroth e Wood

(1978) – linhas pretas, e entre valores de s_u e índice de liquidez logarítmico, segundo a proposta Koumoto e Houlsby (2001) – linhas vermelhas, como mostra a Figura 86. A linha azul tracejada representa a condição de argilas remoldadas proposta por Wroth e Wood (1978).

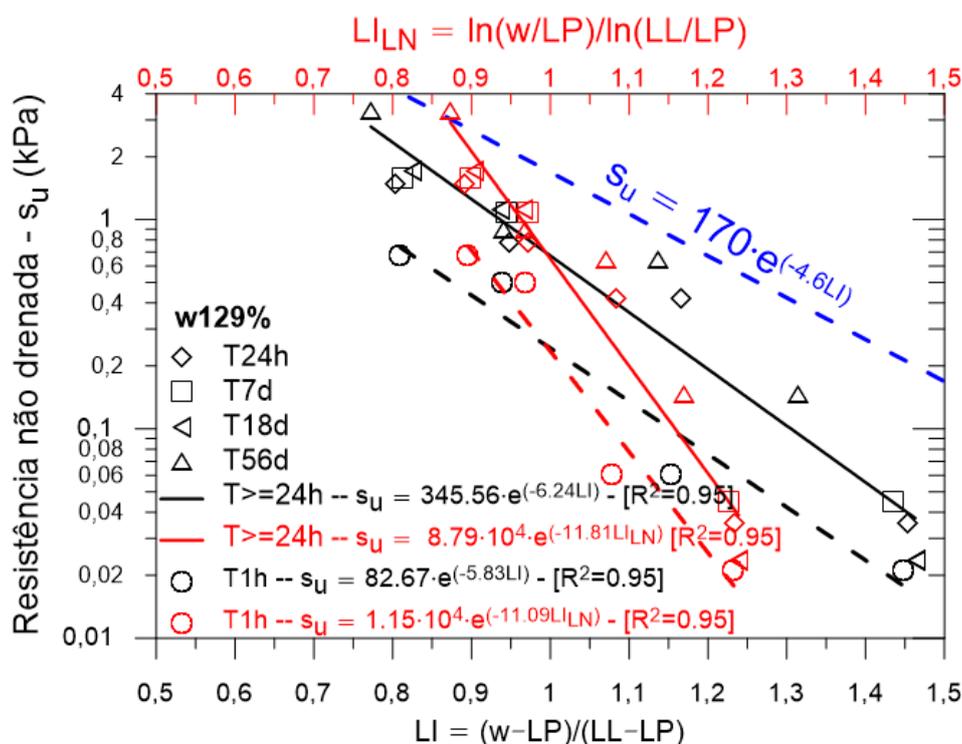


Figura 86 – Relação entre índice de liquidez e s_u – diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

Comparando as duas formas de normalização mostradas na Figura 86, nota-se que ambas descrevem bem a diminuição da resistência não drenada em função do índice de liquidez (LI) ou de índice de liquidez logarítmico. Nota-se a diminuição dos valores da resistência não drenada com aumento de índice de liquidez, como esperado. Os resultados de amostras com tempo tixotrópico de 1h apresentaram um comportamento distinto dos restantes. Observa-se que mesmo para maiores tempos tixotrópicos, as resistências não drenadas de todos os pontos medidos ficaram abaixo da linha proposta por Wroth e Wood (1978), mostrando que a razão ($R = s_{u,LP}/s_{u,LL} = 100$) definida para solos remoldados é diferente da argila em estudo. Novamente, os resultados mostram a diferença de comportamento entre o material em estudo e argilas naturais remoldadas.

Uma vez conhecida a influência do teor de bentonita no valor da resistência não drenada, foi avaliada em seguida a influência de umidade, mantendo constante o teor de bentonita. A Figura 87 apresenta a variação dos valores de s_u e s_{ur} em função de umidade de amostras com diferentes tempos tixotrópicos. De forma normalizada, a Figura 88 mostra a variação dessas resistências em função de índice de liquidez. Em função de grande volume de dados, os restantes gráficos encontram-se na parte B do APÊNDICE E.

O comportamento mostrado na Figura 87 era esperado uma vez que a interação entre partículas diminui com aumento do teor de umidade, reduzindo assim a atuação das forças

interpartículas. As observações referentes à Figura 88 corroboram as conclusões acima apresentadas.

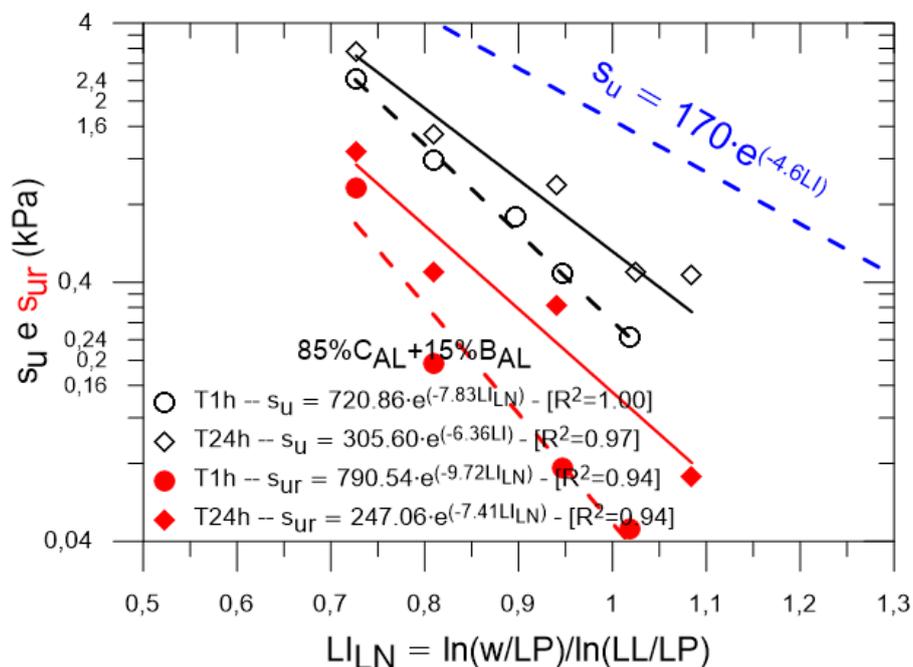


Figura 87 – Relação entre umidade e as resistências s_u e s_{ur} – diferentes umidades (solos da Alemanha).

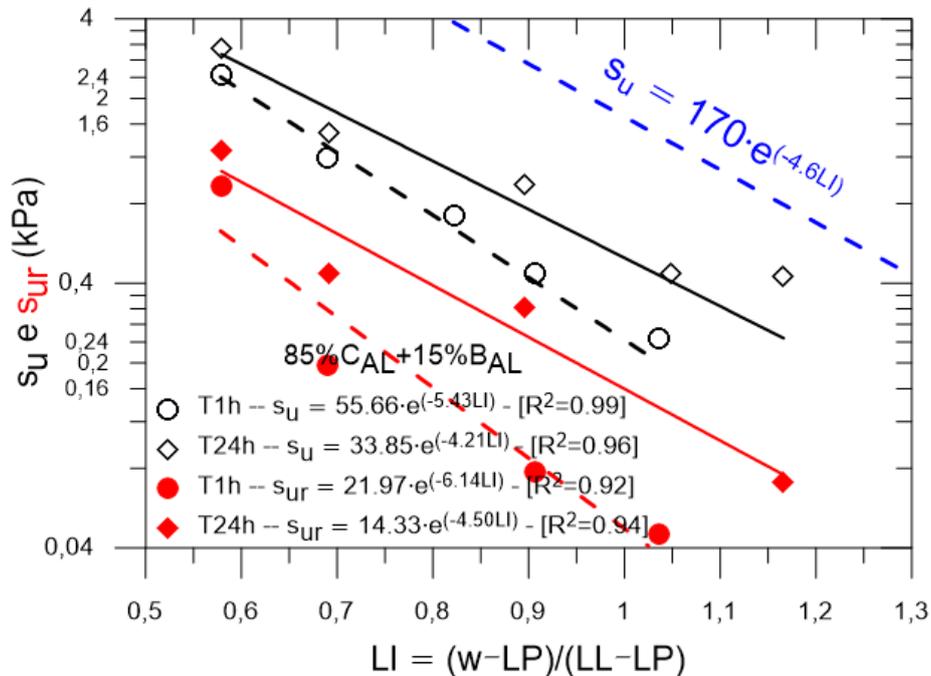


Figura 88 – Relação entre índice de liquidez e as resistências s_u e s_{ur} – diferentes umidades (solos da Alemanha).

Os resultados dos ensaios realizados para analisar as influências dos minerais de caulim e bentonita no valor de s_u são apresentados nas partes C e D do APÊNDICE E, respectivamente.

Ressalta-se que as seguintes condições foram consideradas nos ensaios realizados no caulim da Alemanha: 100% teor de caulim, umidades de 380, 424 e 452% e tempos tixotrópicos de 1h, 24h, 7, 18 e 56 dias. Foram realizados ensaios no caulim do Brasil nas seguintes condições: 100% do teor de caulim, 57% de umidade e tempos tixotrópicos de 1h, 24h, 8 dias.

Quanto aos ensaios realizados em bentonitas, foram consideradas as seguintes condições na bentonita da Alemanha: 100% do teor da bentonita, umidades de 70, 83 e 93% e tempos tixotrópicos de 1h, 24h e 18 dias e 56 dias. Foram realizados ensaios na bentonita do Brasil nas seguintes condições: 100% do teor da bentonita, 469% de umidade e tempos tixotrópicos de 1h, 24h, 18 dias.

De forma comparativa, a Figura 89 apresenta valores de s_u em função de índice de liquidez de todos os ensaios realizados em diferentes materiais, tempos tixotrópicos e umidades. Essa figura permite observar que, com exceção dos resultados das amostras de caulim, as resistências não drenadas das restantes condições analisadas tendem a situar abaixo da linha proposta por Wroth e Wood (1978). A tendência observada tende a indicar que existe um valor de índice de liquidez no qual a resistência do caulim é igual as dos restantes materiais. Para menores índices de liquidez, a resistência dos restantes materiais tende a apresentar maiores valores, ao passo que a tendência muda para maiores valores de índice de liquidez.

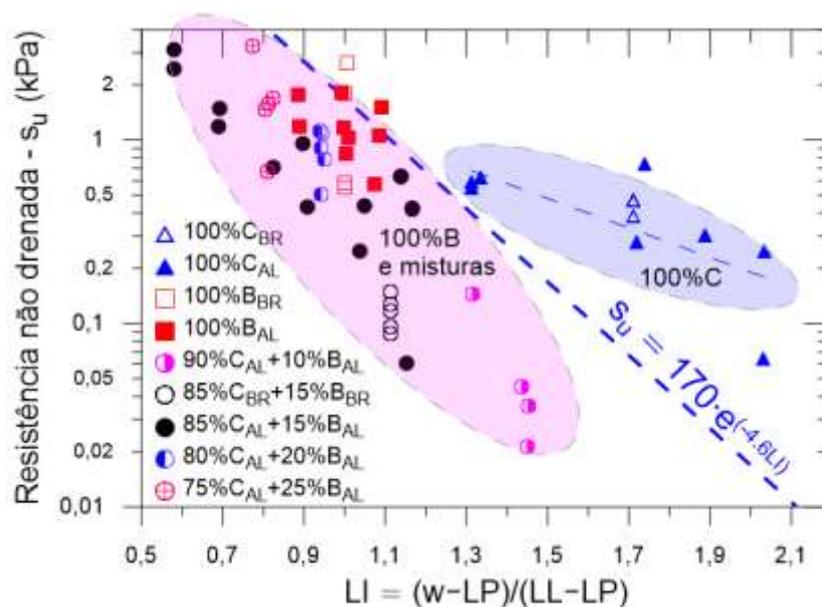


Figura 89 – Relação índice de liquidez e s_u – todos os ensaios realizados com diferentes tempos tixotrópicos e umidades.

A Figura 90 apresenta a relação com os valores das resistências cisalhantes medidos em ângulos de rotação inferiores à 360° . Uma análise alternativa consistiu em medir a resistência não drenada amolgada após 5 revoluções completas da palheta, cuja relação com índice de liquidez é apresentada na Figura 91.

Os resultados da Figura 90 mostram que, mesmo para resistências cisalhantes medidas em ângulos de rotação inferiores à 360° , caulim apresenta comportamento diferente dos restantes materiais, com pontos acima da linha de Wroth e Wood (1978). A mesma tendência pode ser observada na Figura 91 que apresenta resistências não drenadas amolgadas medidas

após 5 revoluções. A Figura 90 também permite observar que para o mesmo valor de índice de liquidez e tempo tixotrópico, as bentonitas do Brasil apresentaram maiores s_u do que as da Alemanha. O comportamento oposto é observado quando as misturas com 15% de bentonita são comparadas. As resistências não drenadas das amostras de caulim não divergem significativamente para o mesmo índice de liquidez, porém o caulim de Alemanha apresenta maior capacidade da recuperação tixotrópica.

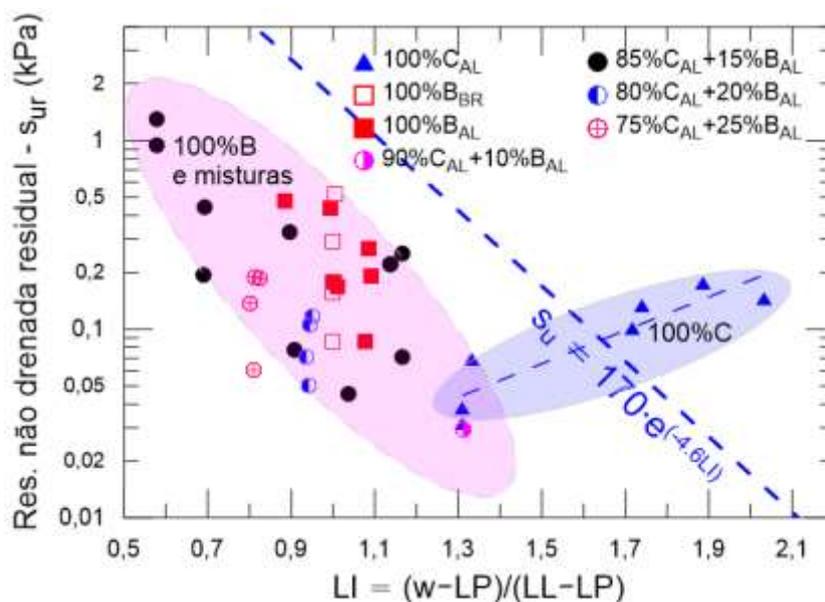


Figura 90 – Relação índice de liquidez e s_{ur} ; s_{ur} determinada em ângulos inferiores à 360° – diferentes tempos tixotrópicos e umidades.

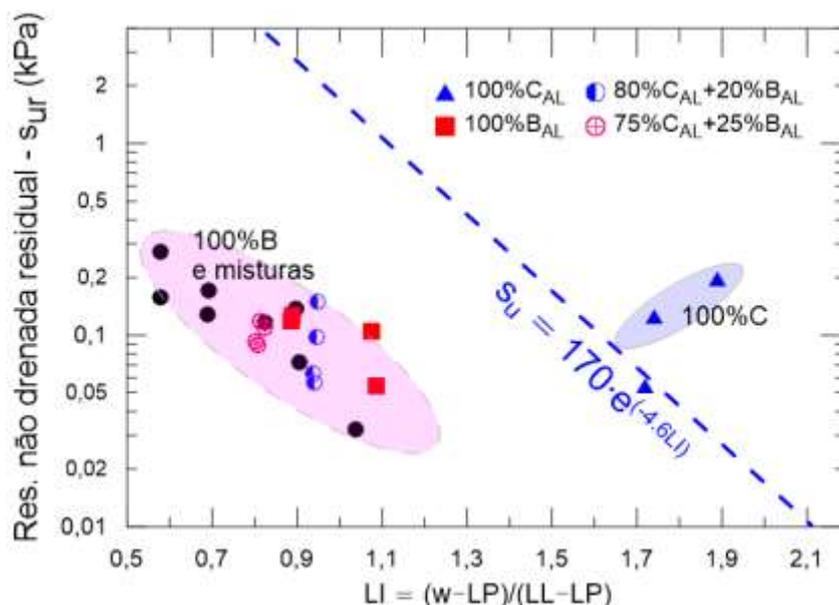


Figura 91 – Relação índice de liquidez e s_{ur} ; s_{ur} determinada após 5 revoluções – diferentes tempos tixotrópicos e umidades.

A sensibilidade dos materiais foi analisada como o inverso da resistência normalizada. Assim, a Figura 92 apresenta a relação entre índice de liquidez e resistência normalizada a partir

dos valores das resistências medidos em ângulos de rotação inferiores à 360°. A relação com valores das resistências amolgadas após 5 revoluções completas de palheta, é apresentada na Figura 93.

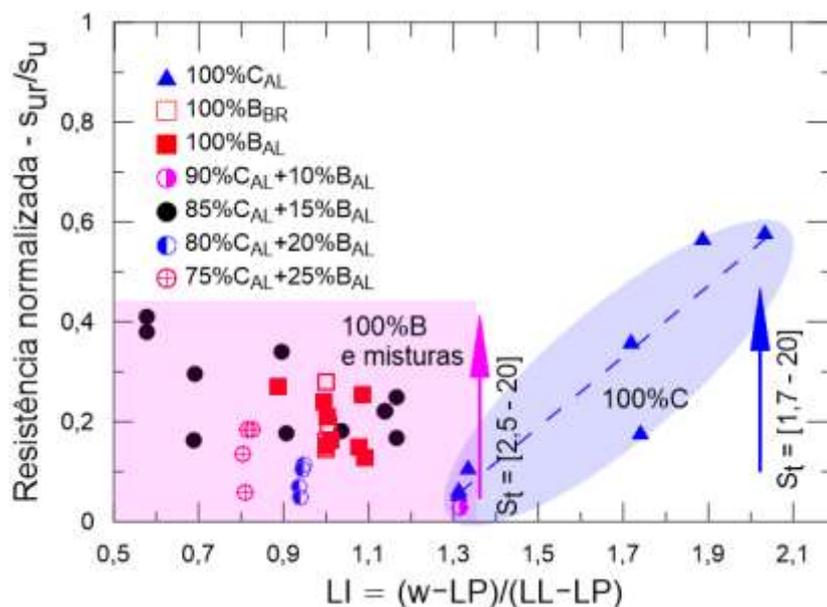


Figura 92 – Variação da resistência normalizada; s_{ur} determinada em ângulos inferiores à 360° – diferentes tempos tixotrópicos e umidades.

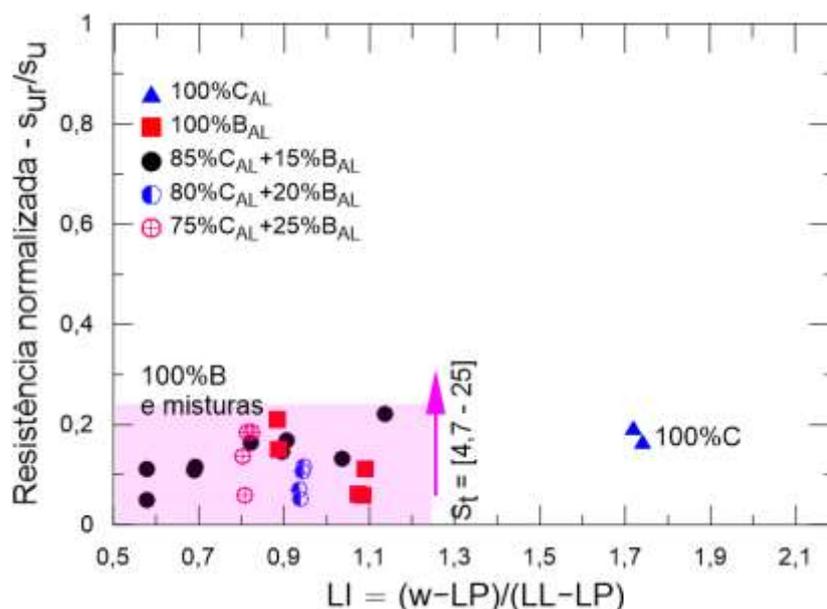


Figura 93 – Variação da resistência normalizada; s_{ur} determinada após 5 revoluções – diferentes tempos tixotrópicos e umidades.

A Figura 92 permite observar que a resistência normalizada tende a decrescer com o índice de liquidez, variando entre 0,05 a 0,4 (sensibilidade entre 2,5 a 20) em todos os casos, exceto os resultados do caulim que apresentam um comportamento oposto, crescendo entre 0,05 a 0,58 (sensibilidade entre 1,72 a 20). Essas observações, exceto às do caulim, corroboram Bjerrum (1954 e 1973) que observaram aumento de sensibilidade de argilas marinhas com o aumento de índice de liquidez. Ao analisar a Figura 93, nota-se que s_{ur} após total amolgamento

do solo é menor que o valor observado antes de 360°. Em função disso, a resistência normalizada mostrou-se independente do índice de liquidez, variando dessa forma entre 0,04 a 0,24 (sensibilidade entre 4,17 a 25). Ressalta-se que Boukpeti *et al.* (2012) observaram que não existe uma correlação significativa entre o teor de umidade e a sensibilidade de uma amostra remoldada do caulim.

Pelas análises previamente realizadas, é possível afirmar que o comportamento sensível desses materiais é característico de solos muito finos, e em função disso depende da mineralogia, do tamanho de partículas, do tempo tixotrópico e da estabilidade microestrutural, como afirmaram Skempton e Northey (1952).

Com relação à influência de sobrecarga no comportamento das curvas de resistências não drenada, a Figura 233 do APÊNDICE E mostra que aplicação de uma sobrecarga de 0,85kPa por apenas 24h aumentou o valor da resistência do pico, mas não alterou o comportamento *strain softening* e nem o valor da resistência residual. Como explicado anteriormente, espera-se alteração no comportamento da curva para níveis de sobrecarga maiores que a tensão de sobreadensamento virtual observado. Mais estudos a respeito precisam ser realizados para entender o efeito da sobrecarga na mudança do comportamento físico, químico e mecânico da mistura.

Por outro lado, a Figura 237 do APÊNDICE E permite observar que devido ao comportamento viscoso e tixotrópico do material, ao re-cisalhar uma amostra previamente cisalhada até 360°, depois de um tempo tixotrópico de 3 dias, a resistência do pico aumentou, mas não atingiu o valor máximo previamente observado no tempo tixotrópico de 1h. Neste caso foi necessário menos de 1° de rotação para atingir o máximo e depois cair para o valor residual previamente observado. Lemos e Vaughan (2000) observaram um comportamento similar ao re-cisalhar argilas depois de vários meses de repouso.

Pelas conclusões acima expostas, é possível afirmar que os materiais utilizados são extremamente tixotrópicos e apresentam valores de sensibilidade de materiais medianamente sensíveis a extremamente sensíveis, que segundo a classificação de Skempton e Northey (1952) e Rosenqvist (1953) correspondem a materiais classificados como medianamente *quick clays*. Também, é possível afirmar que as resistências cisalhantes e a compressibilidade destes materiais, como ressaltam Lambe (1960), Warkentin e Yong (1960) e Sridharan e Rao (1973), devem ser investigados não somente pelos ensaios que descrevem o comportamento mecânico, mas também pelos ensaios que auxiliam o entendimento do comportamento físico-químico a nível microestrutural.

5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO LONGITUDINAL DE CORRENTES

O presente item visa apresentar, analisar e discutir os resultados medidos experimentalmente nos ensaios de arrancamento longitudinal de correntes e tubos de aço enterrados em argila. Ele foi estruturado em duas partes. A primeira visa analisar e avaliar os padrões de comportamento de curvas típicas carga \times deslocamento, curvas típicas cargas normalizadas \times deslocamentos normalizados, e curvas de variação das cargas máximas e residuais medidas com o comprimento normalizado de correntes. No final da primeira parte buscou-se estabelecer uma base conceitual que explica os mecanismos de interação e de ruptura durante o deslocamento longitudinal de correntes. A segunda parte concentrou-se na verificação das formas mais rigorosas de representação dos resultados – variáveis de resposta *versus* variáveis que controlam o fenômeno, através das análises baseadas no teorema de Buckingham.

Análises estatísticas (i.e., média, desvio padrão, coeficiente de variância, intervalo de confiança, intervalo de previsibilidade, curva de regressão), bem como comentários pertinentes aos estudos anteriores, são apresentados e discutidos oportunamente ao longo dos itens.

5.1 DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DE CORRENTES

Os itens seguintes apresentam e discutem os resultados medidos nos ensaios denominados VCL¹, VCS², VTM³, HCL⁴, HCS⁵ e HTM⁶. Esses ensaios são realizados nas direções verticais e horizontais, onde as correntes (nas condições livre e soldada) e tubos metálicos foram deslocados no sentido longitudinal aos seus comprimentos.

5.1.1 Comportamento Carga \times Deslocamento e sua Normalização

Cada um dos ensaios de arrancamento realizados é representado por uma curva carga de arrancamento *versus* deslocamento. Foram medidas dezenas de curvas a partir dos ensaios realizados nesta pesquisa, sendo que a maioria delas apresentou o mesmo padrão de comportamento. Por consequência, a Figura 94 apresenta e compara algumas curvas típicas correspondentes aos ensaios VCL, VCS, HCL e HCS realizados com correntes de 0,30m de comprimento e diâmetros nominais de 3, 4 e 5mm.

Com o intento de verificar a sensibilidade dos parâmetros geométricos da corrente e mecânicos do solo, a Figura 95 apresenta a normalização das curvas típicas da Figura 94. Para normalização dos resultados, as cargas medidas foram divididas pela carga máxima do

¹ Deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento de corrente livre – VCL

² Deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento de corrente soldada – VCS

³ Deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento de tubo metálico – VTM

⁴ Deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento de corrente livre – HCL

⁵ Deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento de corrente soldada – HCS

⁶ Deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento de tubo metálico – HTM

respectivo ensaio, enquanto que os deslocamentos foram normalizados pelo diâmetro efetivo da corrente.

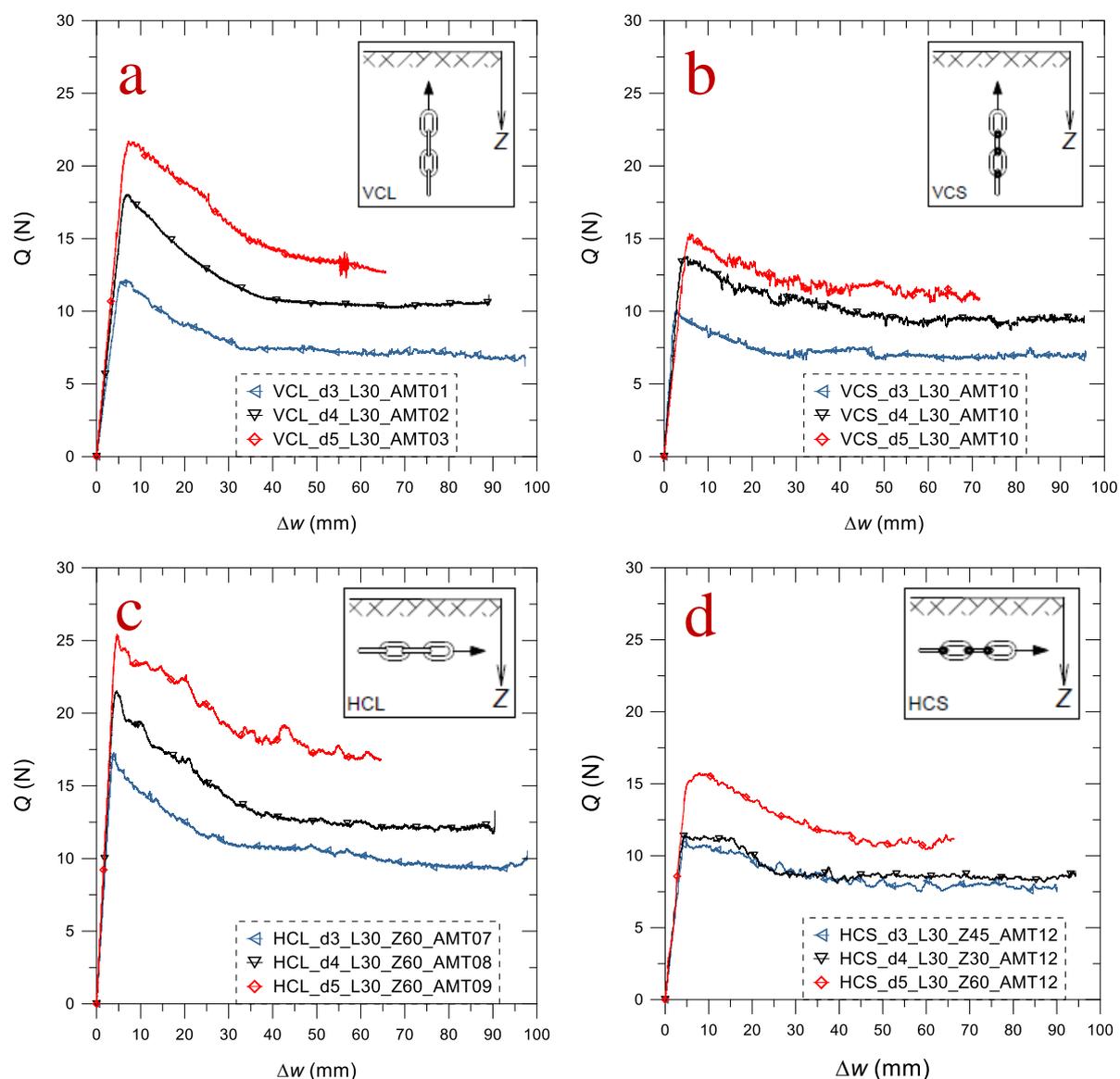


Figura 94 – Curvas típicas de comportamento carga *versus* deslocamento para correntes de 30cm de comprimento – a) Ensaio VCL; b) Ensaio VCS; c) Ensaio HCL; d) Ensaio HCS.

As curvas apresentadas na Figura 94 e as suas normalizações mostradas na Figura 95 permitem observar claramente que, para pequenos deslocamentos de correntes, as cargas medidas tendem a crescer linearmente com o deslocamento. Percebe-se ainda que algumas curvas apresentam um pequeno trecho curvilíneo (hiperbólico), entre o final do trecho linear e o pico da curva. Esse padrão de comportamento – trecho curvilíneo – foi observado principalmente em alguns ensaios realizados com correntes de maiores comprimentos, e em amostras com maior tempo tixotrópico – 7 dias.

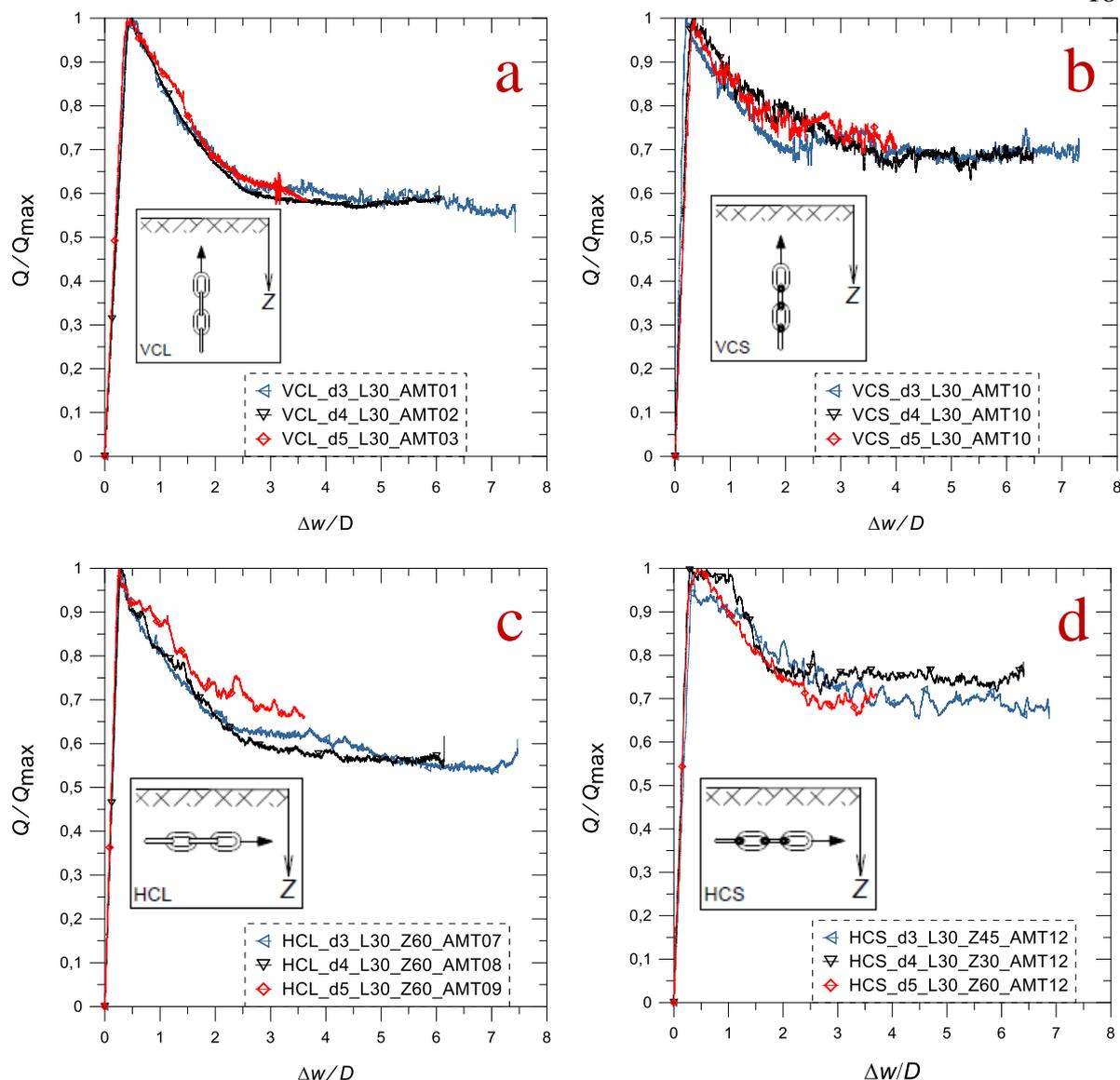


Figura 95 – Curvas típicas de carga normalizada *versus* deslocamento normalizado para correntes de 30cm de comprimento – a) Ensaio VCL; b) Ensaio VCS; c) Ensaio HCL; d) Ensaio HCS.

Quanto às condições de pico, verificou-se que na maioria dos ensaios realizados, a carga máxima é mobilizada totalmente em deslocamentos menores que 10mm, sendo que a faixa de variação desse deslocamento depende do tipo do ensaio e da rigidez das correntes. Em média, os valores desses deslocamentos situam-se na faixa de 5,5mm. Os resultados normalizados mostram que esses deslocamentos variam entre $0,2D$ a $0,6D$. Maiores variações foram encontradas em correntes livres, enquanto que os menores valores de deslocamentos normalizados foram encontrados nos ensaios com tubos metálicos.

O comportamento linear anterior ao pico, assim como deslocamentos relativamente grandes para a mobilização da resistência máxima podem ser relacionados às propriedades do solo com comportamento viscoso. Como explicaram Isopov *et al.* (1984), o comportamento linear pode ser resultado da inclinação parcial de partículas e micro-agregados na direção da força de cisalhamento, sem que haja deslocamento relativo entre as partículas. E ainda, segundo Garrido *et al.* (1984), nas pequenas deformações, a interferência mútua entre os flocos e entre

as partículas associadas aos flocos produz uma fricção sólida na superfície sólida – viscosidade, uma vez que os grandes flocos oferecem uma resistência inercial quando as camadas tentam se mover como os planos de cisalhamento.

Por outro lado, o pequeno trecho curvilíneo observado antes do pico da carga, pode ser devido à mudança gradativa da deformação elástica para visco-plástica na estreita zona de cisalhamento, levando à reorientação da microestrutura do solo nesta zona, como observaram Isopov *et al.* (1984). A alta plasticidade da argila, devido principalmente à presença de bentonita, pode ser considerada uma das causas para grandes deslocamentos observados antes da mobilização da carga máxima. Isso se deve principalmente, como foi citado por Hattab *et al.* (2015), a alta capacidade de deformação e rotação de partículas de bentonita durante o cisalhamento. Os valores de deslocamentos normalizados ($\Delta w/D$) encontrados neste estudo – 0,2 a 0,6 – são superiores aos valores na ordem de 0,1 usualmente adotadas na engenharia de fundações (estacas) para determinação da capacidade de carga.

A Figura 96 corrobora as conclusões supracitadas referentes à influência do solo no comportamento do trecho linear da curva. Verifica-se que, independentemente do nível de deslocamento, a resposta da curva tende a ser linear depois da mudança da direção de deslocamento, refletindo a alta capacidade tixotrópica e viscosa do material. Esse comportamento tixotrópico pode facilitar rapidamente um comportamento reverso de viscosidade, inclinação parcial de partículas e micro-agregados e resistência inercial na direção do deslocamento cisalhante.

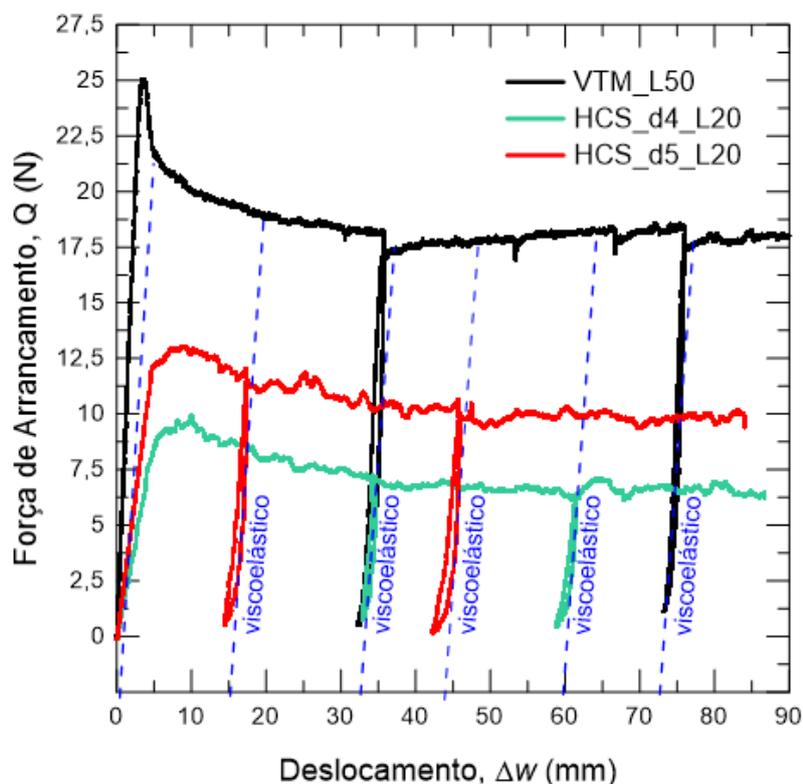


Figura 96 – Análise do comportamento da curva à mudança da direção de deslocamento.

Após o pico, observa-se uma diminuição significativa da carga medida com o aumento do deslocamento de corrente. Como citado anteriormente, esse comportamento observado em

todos os ensaios é denominado de *strain softening*. Para grandes deslocamentos observa-se a tendência de estabilização da carga medida com o aumento de deslocamento, caracterizando o estado residual de comportamento. A análise dos resultados permite ressaltar ainda que o comportamento *strain softening* mostrou-se mais significativo nos ensaios com correntes compridas, enquanto que o comportamento frágil, caracterizado pela queda brusca de resistência, foi observado com maior frequência nos ensaios com correntes livres. Por outro lado, verificou-se que a carga medida tende a estabilizar-se a partir de deslocamentos maiores que 45mm.

Embora o mecanismo de cisalhamento seja diferente, ressalta-se que o comportamento *strain softening* também foi observado por Kwon (2010), Abongo *et al.* (2010a e 2010b) e Choi *et al.* (2014) nos ensaios realizados com correntes enterradas em areias. Esse comportamento também foi relatado por Potts e Martins (1982), Randolph (1983), Fleming *et al.* (2009) e Tomlinson e Woodward (2008) como resultado da ruptura progressiva em estacas longas e esbeltas. No entanto, as características do solo permitem afirmar que o comportamento *strain softening* observado nos ensaios se deve principalmente a degradação da resistência da interface. Essa degradação, por seu turno, depende da degradação da estrutura de argila e posterior reorientação de partículas na direção de deslocamento, como observaram Potts e Martins (1982), Fleming *et al.* (2009) e Tan *et al.* (2014). E ainda, com base na conclusão de Osipov *et al.* (1984), pode-se dizer que a redução da carga após o pico é acompanhada pelo desenvolvimento progressivo da zona de cisalhamento.

Corroborando essas afirmações, os resultados de ensaios triaxiais e de palheta mostraram que o comportamento do material é altamente tixotrópico e sensível. Por isso, o aumento de deslocamento cisalhante tende a destruir a estrutura do solo na zona de interface devido às fracas ligações estruturais entre as partículas favorecidas pelas forças interpartículas e outros efeitos físico-químicos. A partir de análise microestrutural, Osipov *et al.* (1984) e Garrido *et al.* (1984) descreveram diferentes fenômenos que acontecem na zona de cisalhamento durante a destruição de ligações estruturais.

Em correntes livres – não soldadas – espera-se também a contribuição da parcela da ruptura progressiva no comportamento *strain-softening* visto que os elos de correntes são mobilizados em cadeias, de forma gradativa em diferentes instantes.

A tendência de estabilização da carga em grandes deslocamentos pode ser atribuída a orientação parcial das partículas do solo na direção da força cisalhante, com o desenvolvimento completo da zona de cisalhamento. Nesse trecho, uma vez superada a resistência de interface, espera-se que ocorra o deslizamento de correntes ou tubos metálicos com o aumento de deslocamento, provocando a redução da carga para valores residuais.

Em termos gerais, a normalização permitiu observar a superposição das curvas, principalmente no trecho antes do pico. Após o valor máximo da carga, a normalização mostrou claramente que o comportamento *strain softening* é influenciado tanto pelo comprimento da corrente como pela rigidez da corrente. Assuntos discutidos nos próximos itens. Por fim, a Figura 95 permite constatar também que a resistência normalizada tende a se estabilizar a partir de valores de deslocamentos normalizados de 2,5. Baseado nisso, foi adotado como critério para determinação da carga residual, a média dos valores de carga no trecho de deslocamentos normalizados superiores à 5,0.

5.1.2 Considerações sobre Mecanismos de Interação, Condições de Ruptura do Sistema Solo – Corrente e Capacidade de Carga

A previsão do desempenho da curva carga *versus* deslocamento pressupõe o entendimento do comportamento do solo e do mecanismo de interação e de ruptura entre solo e elementos estruturais. Para o entendimento do mecanismo e para a explicação do fenômeno observado nos ensaios, fez-se o uso dos conceitos teóricos encontrados na literatura, desenvolvidos a partir de estudos realizados em estacas e em correntes enterradas em areias. As semelhanças entre comportamentos serão realçadas, enquanto que as diferenças serão devidamente justificadas.

Tendo em vista as considerações apresentadas na literatura, as seguintes hipóteses foram estabelecidas: o comportamento das curvas medidas depende das propriedades e dos níveis de tensão da argila, das propriedades de correntes e de tubos de aço; a degradação da estrutura da argila e a ruptura progressiva são fatores que influenciam no comportamento *strain softening*; a carga medida é composta por 2 parcelas: resistência de ponta e adesão lateral mobilizada na interface interna solo e na interface solo-estrutura.

Adicionalmente foram feitas considerações quanto ao formato das seções do solo mobilizado ao redor da corrente – assumido como circular, com diâmetro igual ao diâmetro efetivo da corrente. Para caracterizar a geometria do solo preso aos elos da corrente no interior do solo, as correntes foram exumadas após os ensaios, sendo retiradas do solo à uma velocidade lenta e controlada, porém superior à velocidade dos ensaios. O peso do conjunto foi medido e o conjunto avaliado e registrado por meio de fotos (Figura 97).

Através desta figura ilustrativa do comportamento típico, é possível observar que os espaços internos dos elos da corrente foram totalmente preenchidos com argila, exceto o último elo utilizado para fixar a corrente na estrutura de suporte. Esse comportamento também foi observado em ensaios de arrancamento realizados na Alemanha. Diante disto, é possível concluir que a coesão e alta plasticidade da argila fazem com que a corrente e a argila aprisionada nos elos e entre os elos desloquem juntas como se fossem um único elemento, durante todo o processo de deslocamento da corrente.

Esta observação pode ser considerada válida somente para as condições geométricas das correntes testadas e para as características geotécnicas da argila do presente estudo. Em correntes enterradas em areias, Abongo *et al.* (2010b) observaram que a velocidade de deslocamento de corrente e o passo do elo de corrente (comprimento de elo dividido pela largura do elo) governam o sistema solo – corrente. Ou seja, o aumento do passo do elo e da velocidade fazem a corrente se deslocar mais rápido que a areia aprisionada nos elos.

Por outro lado, com o intuito de explicar a cinemática de ruptura através da técnica de processamento de imagem digitais, foram captadas fotos durante o deslocamento de correntes, a taxa de 12 fotos por segundo. Esse ensaio foi realizado num tanque de acrílico circular com face transparente onde é fixada a corrente e observado o deslocamento. A Figura 98 ilustra uma das fotos, destacando o descolamento do solo ao redor dos primeiros elos da corrente. Novamente, observou-se que a argila e a corrente se deslocam juntas. Esta evidência indica que a zona de ruptura pode estar ocorrendo no solo que envolve a corrente e também na interface corrente-solo a depender da configuração da corrente (aspeto a ser discutido ao longo deste capítulo).



Figura 97 –Pesagem de uma corrente com solo depois da realização do ensaio de deslocamento vertical com corrente de 20cm de comprimento e 4mm de diâmetro nominal.

É importante salientar que, durante os ensaios realizados com correntes na face do tanque de acrílico, não foi possível observar claramente os sinais de superfície (zona) de cisalhamento devido à alta plasticidade do solo e a baixa velocidade de deslocamento de corrente. Entretanto, é provável que a flexibilidade de corrente influencia na forma da zona de cisalhamento. Ou seja, a superfície de cisalhamento em ensaios com correntes livres é irregular em forma ao longo do comprimento das correntes devido à sua flexibilidade que permite maior acomodação das mesmas no solo.



Figura 98 – Análise do mecanismo de interação e de ruptura em uma corrente de 4mm de diâmetro nominal.

Conhecidas as condições do contorno do problema, é possível apresentar um modelo de comportamento com características similares às das curvas medidas nos ensaios (Figura 99). Entretanto, levando em consideração as características da curva carga \times deslocamento proposta, são estabelecidos quatro estados de comportamento (I, II, III e IV) idealizados para facilitar a avaliação e interpretação dos mecanismos de interação e de ruptura. Essa abordagem seguiu o conceito do modelo Ratz desenvolvido por Randolph (2003). Da mesma forma, as considerações do modelo de transferência de carga e Equação (10) propostos por Randolph (2003) podem ser empregados para descrever o comportamento das curvas medidas.

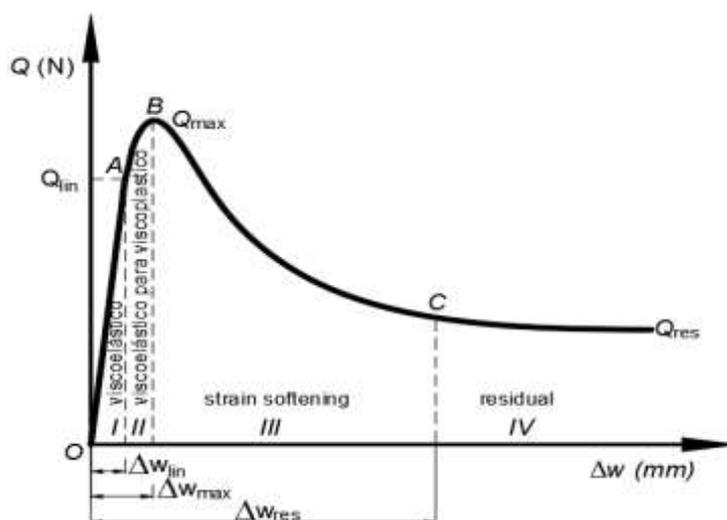


Figura 99 – Detalhes de uma curva modelo carga \times deslocamento com representação de diferentes estados de comportamento.

O primeiro estado correspondente ao trecho linear, compreendido entre os pontos O e A, ocorre no instante inicial do deslocamento de correntes – pequenos deslocamentos. Como explicado no item 5.1.1, esse comportamento se deve fundamentalmente às características da argila do ensaio, principalmente pela presença da bentonita na mistura. Acredita-se que a maior parte da resistência lateral é mobilizada nesse trecho de comportamento.

A avaliação da cinemática de ruptura pelas fotos tiradas – Figura 98 – também permitiu observar que no início do deslocamento de correntes livres, ocorre a mobilização gradual da resistência ao cisalhamento do solo ao redor da corrente em uma área ligeiramente superior à sua seção transversal. Esse comportamento se deve ao não alinhamento dos elos por falta de tensionamento. Assim, continuando o deslocamento, os elos são deslocados em sequência, do primeiro ao último, gerando a mobilização da resistência da interface de forma gradativa. Grandes deslocamentos são, portanto, necessários para mobilização completa do atrito lateral. Em correntes soldadas, o comportamento da curva antes do pico responde também de maneira linear, porém a mobilização do atrito lateral ocorre em deslocamentos menores, a semelhança do comportamento observado em tubos de aço.

Os resultados experimentais sugerem que a parcela da resistência por atrito lateral em ensaios com correntes seja dependente tanto do cisalhamento interno do solo como do cisalhamento da interface corrente–solo. Este mecanismo é melhor compreendido pelas observações efetuadas depois da exumação de correntes, que mostram que essas interações se desenvolvem ao longo de uma área transversal de cisalhamento com formato não circular, como ilustra a Figura 100 (vista superior). Salienta-se ainda que as seções observadas se assemelham muito a uma estrela de quatro pontas redondas, sendo que o raio do arco do solo aprisionado entre os dois elos perpendiculares da corrente não varia significativamente de um ensaio para outro. Diferente das correntes, as resistências laterais nos ensaios realizados com tubos de aço dependem somente do comportamento da interface argila – tubo.

O comportamento observado em correntes enterradas em argilas – em termos de parcelas que formam a resistência lateral – Figura 100 – pode ser considerado semelhante ao observado por Choi *et al.* (2014), Abongo *et al.* (2010a; 2010b), Kwon *et al.* (2010) em ensaios

realizados com correntes enterradas em arreias. Eles observaram que a resistência lateral é formada por duas parcelas: cisalhamento areia–areia e atrito corrente–areia.

Com base na Figura 100 é plausível concluir que a Equação (117) pode ser usada para estimar a parcela de resistência por atrito lateral líquida de ensaios realizados com correntes.

$$Q'_{lat} = \int_0^L (f_{s-c} A_{s-c} + f_{s-s} A_{s-s}) dz \quad (117)$$

onde f_{s-c} e f_{s-s} são resistências laterais unitárias entre solo e corrente, e entre solo e solo, respectivamente; A_{s-c} e A_{s-s} são áreas de cisalhamento por unidade de comprimento entre solo e corrente, e entre solo e solo, respectivamente.

De forma simplificada, em abordagem empírica, as resistências por atrito lateral tanto de correntes como de tubos de aço podem ser estimadas com base na Equação (118), considerando uma resistência unitária média mobilizada ao longo do perímetro total de interface de cisalhamento. Em casos de correntes, a equação simplificada apresenta a vantagem de utilizar uma resistência lateral unitária média uma vez que as áreas A_{s-c} e A_{s-s} são de difícil avaliação e determinação. A resistência unitária, f pode ser expressa com base no conceito de tensões totais usualmente empregado em solos coesivos.

$$Q'_{lat} = \int_0^L \bar{f} A_{total\ cisalhada} dz = \int_0^L \bar{\alpha} s_u A_{total\ cisalhada} dz \quad (118)$$

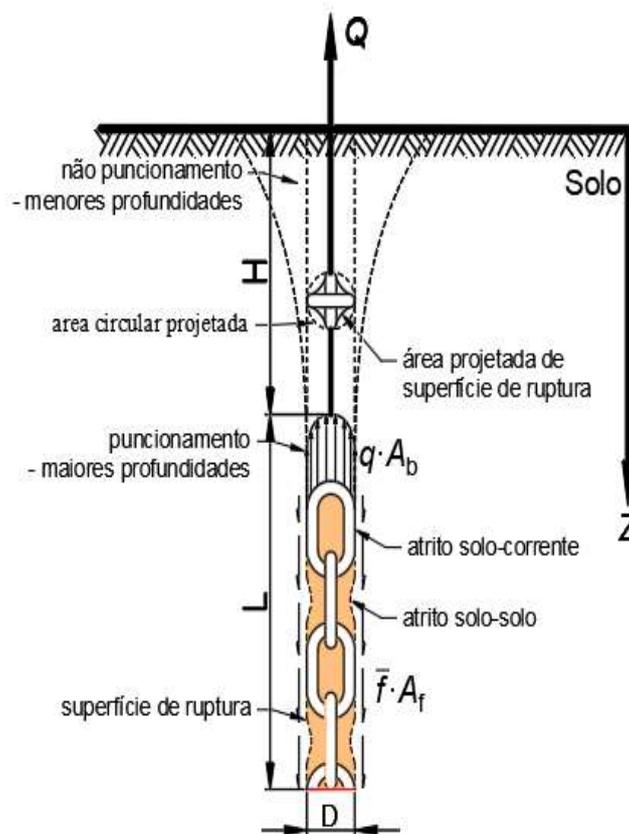


Figura 100 – Modo de transferência de carga durante a interação solo – corrente.

O segundo estado de comportamento é um trecho curvilíneo (hiperbólico), entre os pontos A e B, de aproximadamente 1 a 3mm, que representa a transição entre o fim do trecho linear e o pico da curva. Embora seja observado em poucos ensaios, como citado anteriormente, esse comportamento foi atribuído à mudança gradativa da deformação elástica para viscoplástica na estreita zona de cisalhamento. Sua ocorrência pode estar relacionada à mobilização quase completa da resistência por atrito lateral em maior parte do comprimento da corrente enquanto a resistência de ponta ainda está sendo mobilizada. A desconsideração desse trecho, assumindo que o comportamento da curva antes do pico é linear não acarretará prejuízo no entendimento do comportamento da curva.

No que se refere à carga máxima, (ponto B da Figura 99), é reconhecido que sua magnitude depende das condições de plastificação da argila, representada pela resistência ao cisalhamento não drenada, s_u . Considerando que o mecanismo de mobilização de resistência de ponta se dá por puncionamento, a parcela de ponta líquida (*net*) pode ser calculada somente em função da resistência não drenada do solo e do diâmetro da corrente ou de tudo de aço, desprezando o efeito de sobrecarga ($qN_q = \gamma z N_q$), conforme apresenta a Equação (119). Desse modo, espera-se, devido ao processo de instalação das correntes, que o movimento da corrente mobilize o solo imediatamente acima (corrente vertical) ou imediatamente a frente (corrente horizontal) do primeiro elo da corrente. Em correntes horizontais, o mecanismo se assemelha à expansão de uma cavidade esférica.

$$Q'_{bas} = q A_{bas} = N_c s_u A_{bas} \quad (119)$$

Essa abordagem – desconsiderar o efeito de sobrecarga – segue trabalhos clássicos de Skempton (1951), que afirmam que, em argilas moles homogêneas, na condição não drenada, a resistência unitária de ponta se torna praticamente constante, e pode ser considerada igual a $N_c s_u$, para valores de L/D maiores a 4. Terzaghi (1943) e Vesić (1975) também recomendaram a desconsideração dessa parcela de sobrecarga em solos moles. Meyerhof (1976) também apresentou uma expressão para calcular a resistência de ponta de estaca como $\left[\left(N_c s_u + q(N_q - 1) \right) A_{bas} \right]$, sendo que N_q é igual a 1 em solos coesivos.

Finalmente, as cargas máximas medidas nos ensaios de deslocamento vertical e horizontal podem ser determinadas a partir das Equações (120) e (121), respectivamente. Nessa condição, assume-se que o solo extremamente mole é isotrópico em termos da resistência não drenada devido alto teor de umidade e alta plasticidade.

$$Q'_{max} = Q_{max} - Pp_{cor} = Q'_{lat} + Q'_{bas} \quad \therefore \text{corrente vertical} \quad (120)$$

$$Q'_{max} = Q_{max} = Q'_{lat} + Q'_{bas} \quad \therefore \text{corrente horizontal} \quad (121)$$

Com relação ao estado pós pico, compreendido entre os pontos B e C da Figura 99, observa-se a degradação da carga medida com aumento dos deslocamentos. É possível afirmar que a resistência máxima de interface ao longo de todo o comprimento de correntes ou tubos

metálicos é mobilizada totalmente durante os estados I e II. Entretanto, no ponto B, a carga máxima medida pode ser estimada preponderantemente em função da resistência não drenada do solo. Após o pico (ponto B), o comportamento *strain softening* é o resultado essencialmente da degradação progressiva da resistência de interface do valor máximo ao valor residual, e não pela diminuição da seção transversal do conjunto solo-corrente com aumento de deslocamento. Essa conclusão é válida visto que o comportamento *strain softening* também foi observado nos ensaios com tubos de aço que possuem seções transversais constantes. Reforçando, a diminuição da resistência de interface se deve a degradação da estrutura de argila e posterior reorientação de partículas na direção de deslocamento. Em correntes livres, a ruptura progressiva, devido o deslocamento gradual dos elos, pode contribuir para a degradação da resistência de interface.

Com relação ao quarto e último estado de comportamento, após o ponto C, as curvas atingem um estado residual onde a carga medida tende a ficar constante com o aumento de deslocamento da corrente devido a orientação de partículas e formação completa da superfície de deslizamento. Assim, os parâmetros necessários para calcular a carga residual podem ser ajustados a partir das Equações (118) a (121), usando parâmetros correspondentes ao estado residual.

Quanto à influência de esbeltez (L/D), é de salientar que as curvas dos ensaios para esbeltez menores que 5 não apresentaram um comportamento significativo de *strain softening*. Provavelmente, nestes casos, a parcela de ponta é tão significativa no valor da carga medida, de modo que a carga residual tende a ser igual à carga de pico.

5.1.3 Variação das Cargas Máximas e Residuais

As figuras apresentadas neste item visam mostrar a variação das cargas medidas máximas e residuais em função de comprimentos normalizados de correntes. As cargas apresentadas nos gráficos correspondem às cargas líquidas (*net*), sem a influência do peso de correntes. As curvas de variação das cargas máximas e residuais medidas nos ensaios VCL, VCS, VTM, HCL e HCS realizados com correntes de diferentes comprimentos e diâmetros são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 101 a 105.

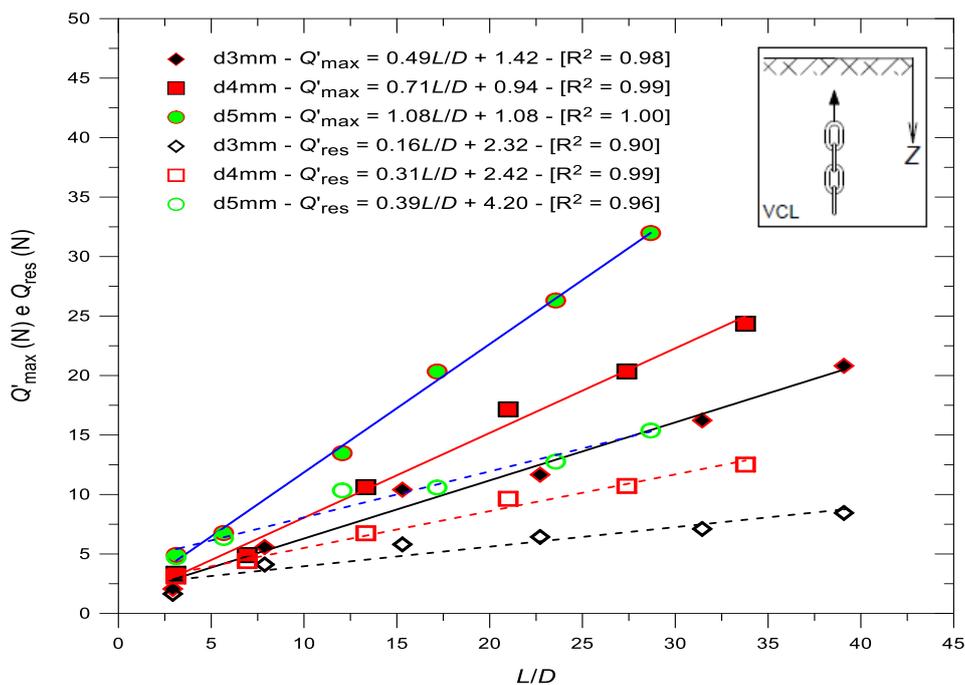


Figura 101 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

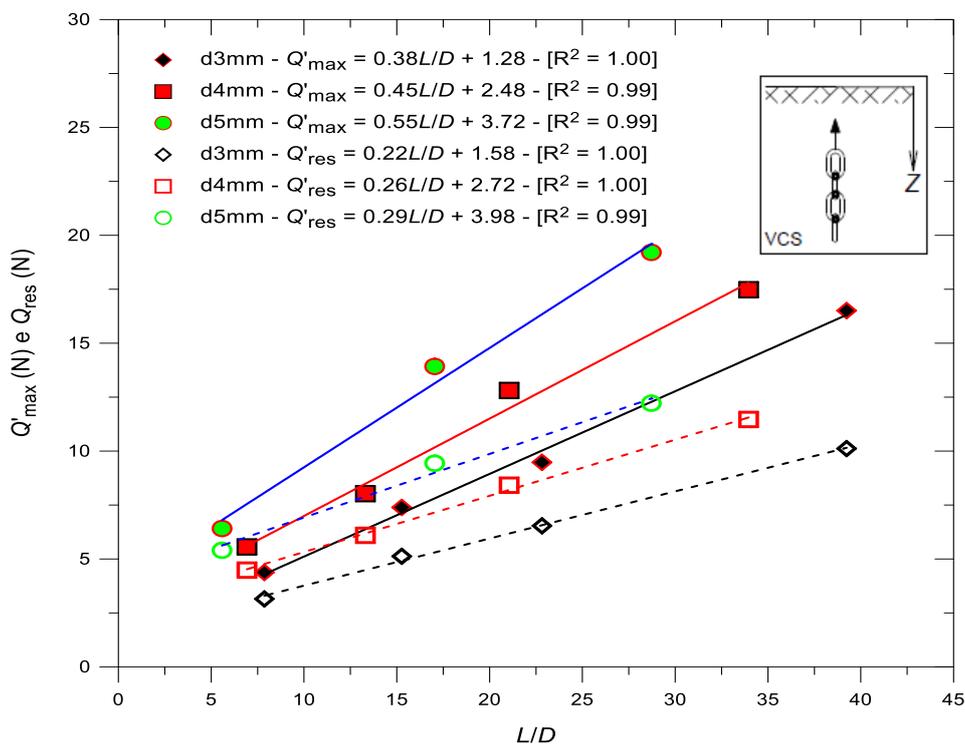


Figura 102 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

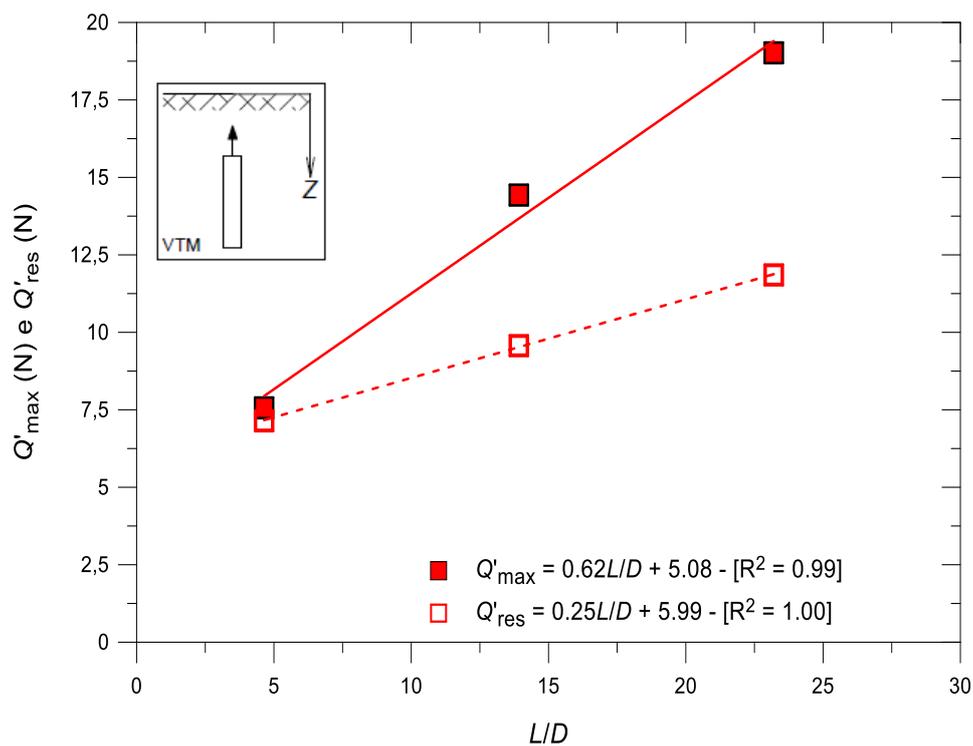


Figura 103 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio VTM em tubos metálicos.

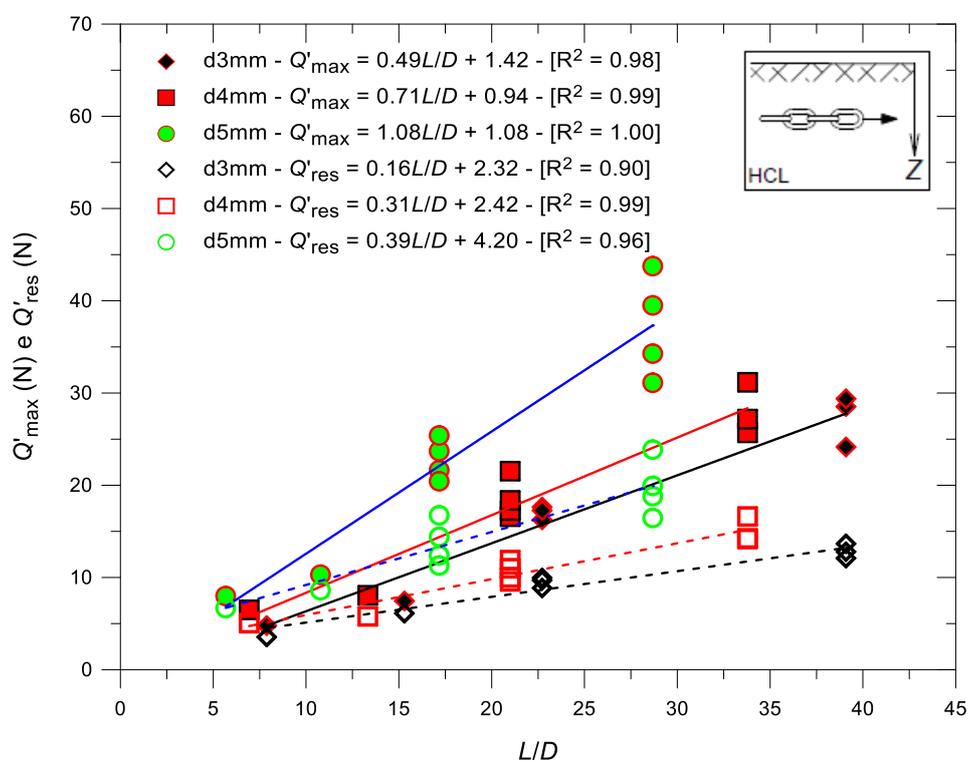


Figura 104 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

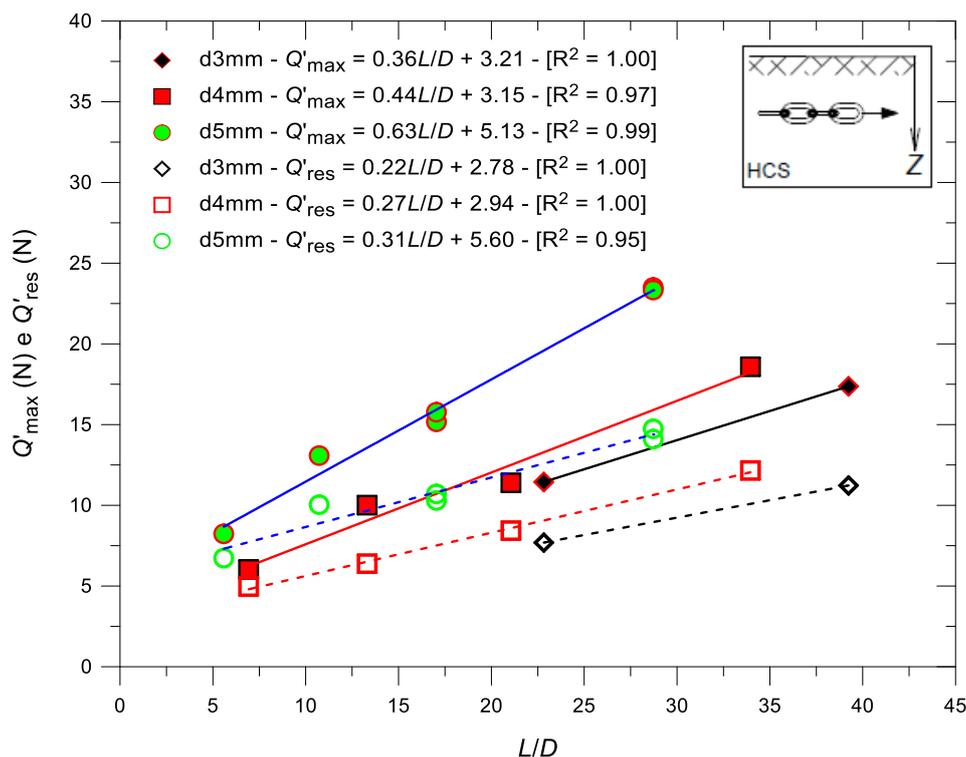


Figura 105 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

As figuras apresentadas mostram tendência de crescimento linear das cargas máximas e residuais com aumento de comprimentos normalizados, apresentando valores de coeficiente de determinação, R^2 próximos à unidade. Por outro lado, as mesmas figuras evidenciam de forma clara a influência de diâmetro de correntes nos valores das cargas de pico e residual, como era esperado. Com exceção de alguns resultados do ensaio HCL plotados na Figura 104, as retas de ajuste sinalizam a contribuição da parcela de ponta nos valores das cargas máximas e residuais, que são indicadas pelo intercepto do eixo vertical das retas de ajuste. Essas observações reforçam novamente a mobilização da parcela de ponta nos ensaios realizados.

Quanto ao efeito da profundidade de embutimento em correntes horizontais, observou-se na Figura 104 um ligeiro aumento das cargas medidas com aumento da profundidade, para um determinado valor de comprimento normalizado. Esse aumento se deve à leve variação da resistência não drenada ao longo da profundidade do tanque de ensaios. Os resultados ilustrados nessas figuras fornecem ordem de grandeza das cargas medidas tendo em conta às características de correntes utilizadas, e tipos de ensaios. A normalização desses resultados em função dos parâmetros geométricos da corrente e da resistência não drenada do solo merecerá atenção nos próximos itens.

5.2 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DESLOCAMENTO LONGITUDINAL

O presente item apresenta diferentes formas de normalização baseadas no teorema π de Buckingham para estabelecer relações que permitem estimar as cargas máximas e residuais medidas. A partir dessas normalizações foi possível dividir as cargas medidas em resistência por atrito lateral e resistência de ponta. Os fatores necessários para estimar essas resistências foram determinados a partir da característica geométrica de correntes e da resistência não drenada do solo. O presente item também apresenta os valores do parâmetro EWS (*effective width in sliding*) largamente utilizado nos modelos propostos na literatura para prever a distribuição de tensão em catenária invertida de correntes enterradas no solo marinho.

Por outro lado, foi analisado o comportamento do estado III de curvas carga \times deslocamento, caracterizado pela queda de carga, bem como o comportamento de deslocamento necessário para a mobilização da resistência máxima. Por fim, o presente item apresenta figuras que mostram a variação da razão entre as cargas residuais e máximas medidas com o comprimento normalizado, assim como a significância da resistência de ponta nos valores de cargas medidas nos estados de pico e residual.

5.2.1 Fatores de Adesão e de Capacidade de Carga – Carga Máxima Medida

As resistências mobilizadas ao longo do comprimento e dos primeiros elos de correntes são dependentes dos fatores de adesão (α) e de capacidade de carga (N_c), respectivamente. Tomando estacas como exemplo, comumente esses fatores são determinados a partir de retro-análises feitas com os resultados de provas de carga realizadas em estacas instrumentadas, conhecendo as características de estacas e os parâmetros geotécnicos do solo.

Com base nos ensaios realizados em modelos reduzidos, este item busca determinar esses fatores por meio de duas abordagens diferentes. A primeira abordagem consiste em realizar análise de regressão linear múltipla (RLM), relacionando as várias cargas máximas medidas com as variáveis relacionadas às resistências lateral e de ponta. A segunda abordagem visa obter as parcelas das resistências lateral e de ponta a partir de análise algébrica sem a necessidade de recorrer aos programas estatísticos utilizados na análise de RLM.

5.2.1.1 Abordagem 1 – Regressão Linear Múltipla (RLM)

Considerando que a carga máxima medida é formada por parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta, pode-se utilizar a Equação (122) para estimar os valores da carga máxima.

$$Q'_{\max} = \int_0^L \bar{\alpha} s_u A_{\text{total cisalhada}} dz + N_c s_u A_{\text{bas}} \quad (122)$$

Se a área da seção transversal do conjunto (corrente e o solo) deslocado for expressado em função da área circunscrito ao diâmetro efetivo da corrente, a Equação (122) pode ser reescrita na forma da Equação (123). Nesse caso, β e ζ são parâmetros de ajuste das áreas de cisalhamento lateral e de ponta, respectivamente.

$$Q'_{\max} = \int_0^L \bar{\alpha} s_u \beta \pi D dz + N_c s_u \zeta \pi \frac{D^2}{4} \quad (123)$$

Substituindo $\bar{\alpha}\beta\pi$ por $\bar{\alpha}'$ e $\bar{N}_c\zeta\pi/4$ por \bar{N}'_c na Equação (123), obtém-se a Equação (124).

$$Q'_{\max} = \bar{\alpha}' D \int_0^L s_u dz + \bar{N}'_c s_u D^2 \quad (124)$$

Ressalta-se que, a Equação (124) também pode ser deduzida a partir da combinação dos parâmetros adimensionais determinados no item 3.1.1, considerando que a relação entre o diâmetro nominal, d e o diâmetro efetivo de corrente, D pode ser expressa por ($d = mD$).

$$\pi_1 = f(\pi_6, \pi_7) \therefore Q'_{\max}/s_{u,\max} D^2 = f(L/D, d/D)$$

Conhecendo as propriedades geométricas de correntes e resistência não drenada do solo, os valores de $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c apresentados na Equação (124) podem ser obtidos a partir de método de regressão linear múltipla. Esse método estatístico consiste em executar uma série de iterações com o intento de obter os melhores valores de $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c que definem um modelo razoável, com menores erros e maior valor de coeficiente de determinação.

Para calcular a resistência por atrito lateral de correntes verticais, integrou-se os valores da resistência não drenada ao longo do comprimento de corrente, enquanto que a média da resistência não drenada entre o topo do primeiro elo de corrente e 10mm acima foi utilizada para calcular a resistência de ponta. Essa faixa foi adotada em função do deslocamento de corrente necessário para a mobilização da carga máxima medida. Para os ensaios realizados com correntes na horizontal, utilizou-se o mesmo valor da resistência não drenada da profundidade do embutimento das correntes, para calcular as duas parcelas de resistência, considerando a isotropia do solo em termos da resistência não drenada.

As Figuras 106 a 112 apresentam a relação entre as cargas máximas medidas e as cargas máximas estimadas por método de RLM, a partir da qual foram calculados os valores médios de $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c . Esses resultados foram apresentados, separadamente, em função do tipo de ensaio com objetivo de destacar as influências de diferentes geometrias de corrente (d3mm, d4mm e d5mm), diferentes condições de corrente (soldada e livre), e diferentes direções de deslocamento de corrente (vertical e horizontal). Nesses gráficos, além das linhas de ajuste 1:1, encontram-se destacadas 4 linhas que auxiliam na análise de variabilidade dos dados – as duas linhas internas correspondem aos intervalos de confiança (IC) de 95% e as duas linhas externas representam os intervalos de previsibilidade (IP) de 95%.

Em resumo, as Figuras 106 a 108 apresentam os resultados dos ensaios de deslocamento vertical no sentido longitudinal realizados com tubos metálicos (VTM) e com correntes

soldadas e livres (VCS e VCL) de diferentes diâmetros e comprimentos. Da mesma forma, as Figuras 109 a 111 mostram os resultados dos ensaios de deslocamento horizontal no sentido longitudinal (HCL, HCS e HTM). Por fim, a Figura 112 compara os resultados de todos os tipos de ensaios realizados (VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM).

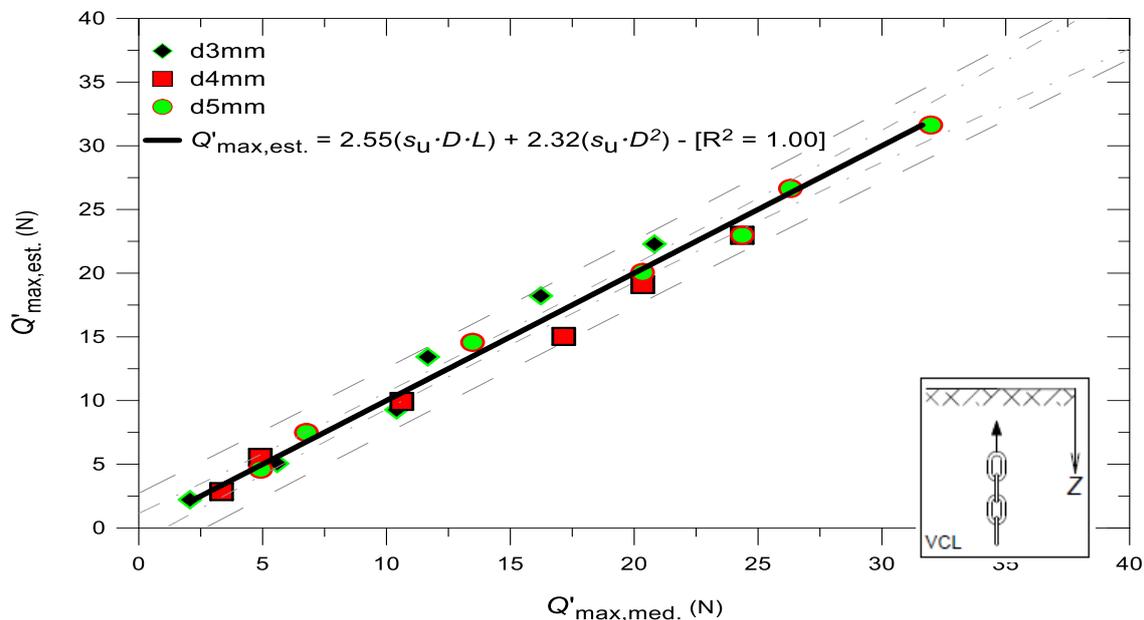


Figura 106 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

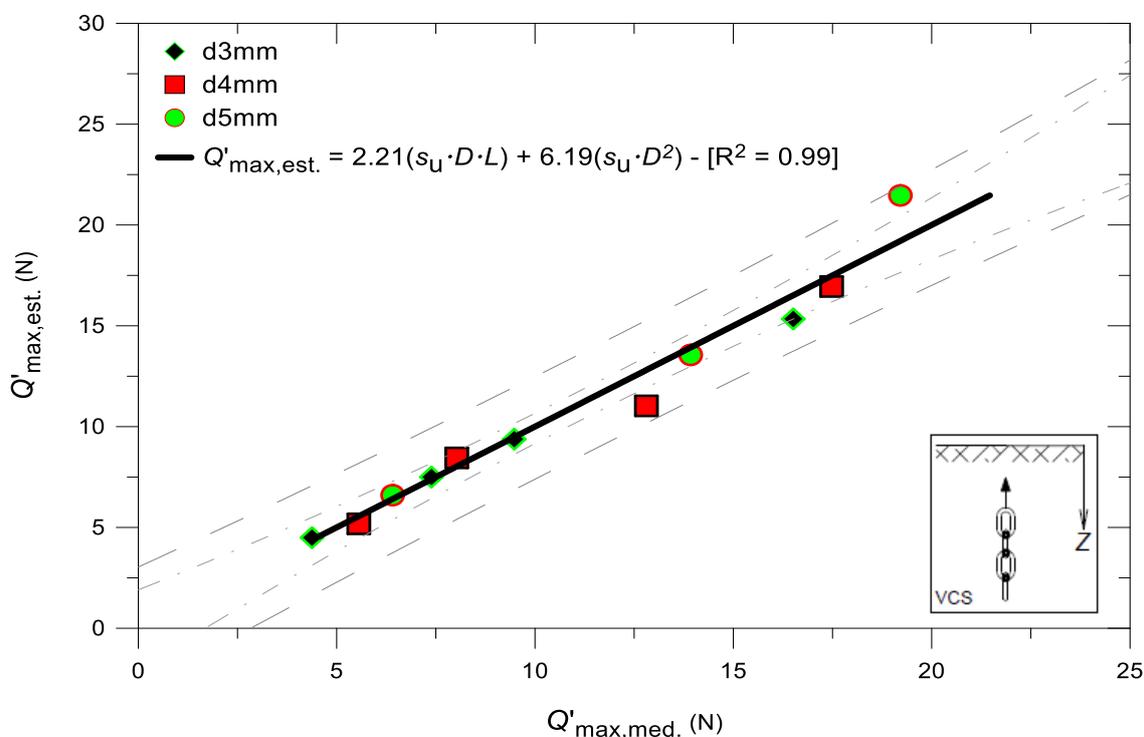


Figura 107 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

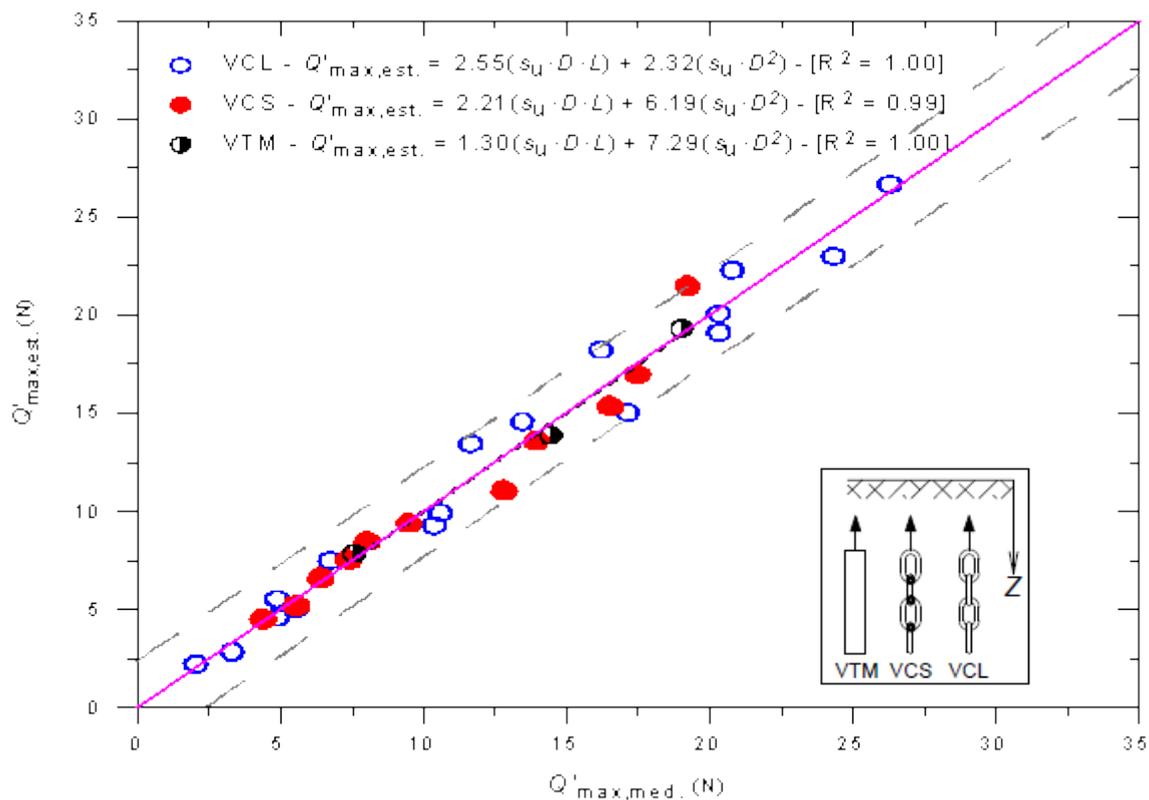


Figura 108 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c - Comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

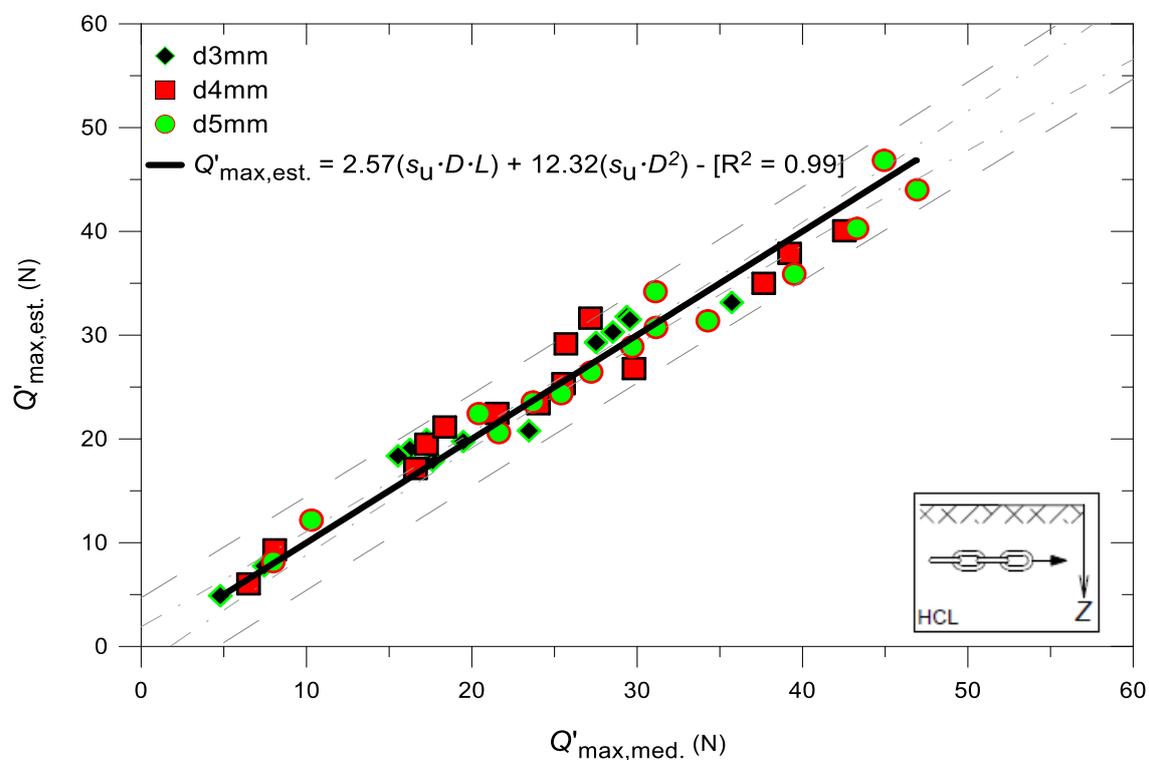


Figura 109 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

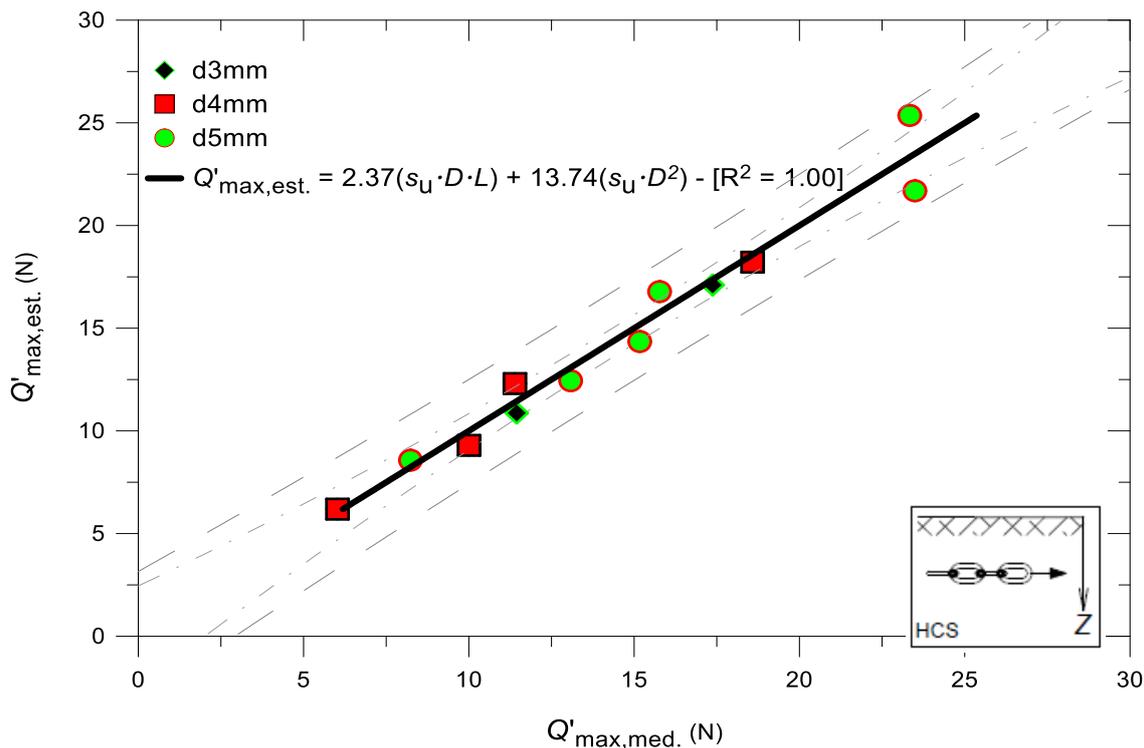


Figura 110 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

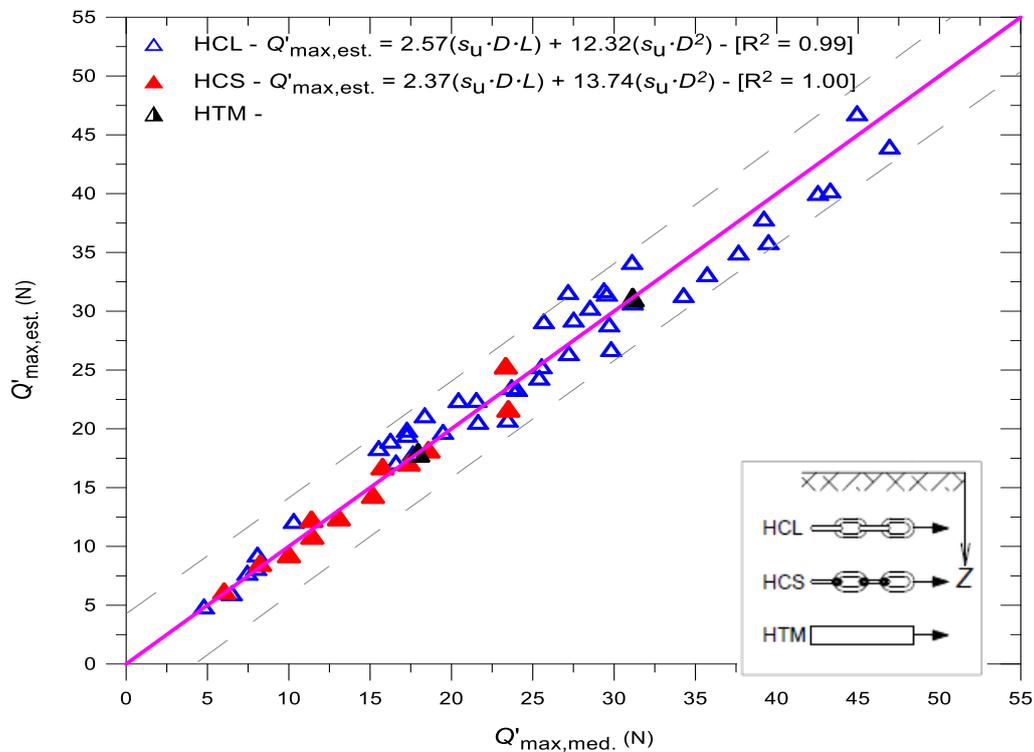


Figura 111 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c - Comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

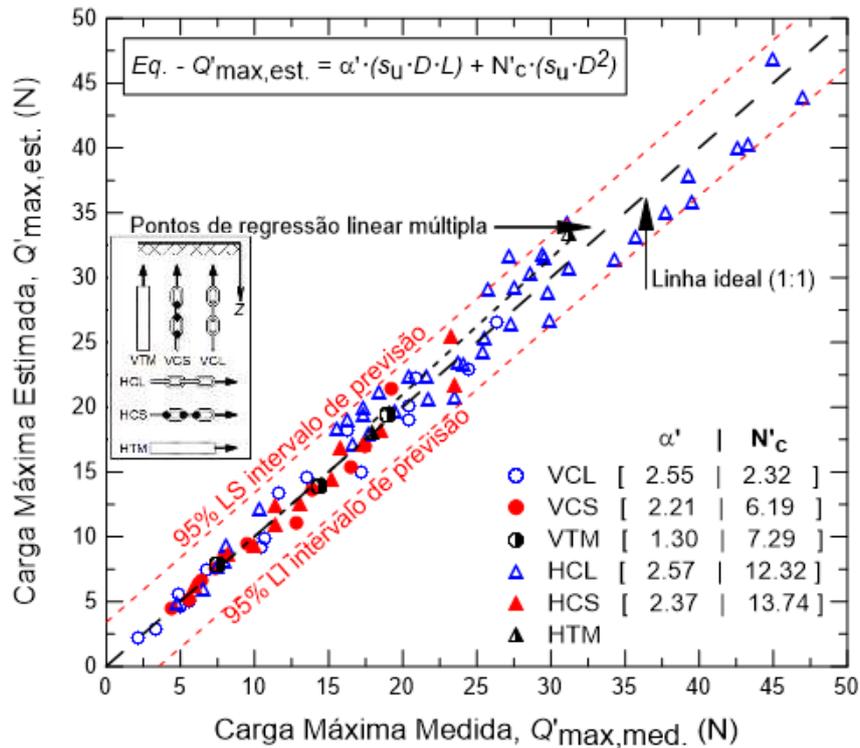


Figura 112 – Relação entre as cargas máximas medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c - Comparação entre os ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.

A Tabela 12 resume as principais análises estatísticas obtidas a partir do *Software* Minitab 17 para avaliar a variabilidade dos dados e estabelecer intervalos de confiança dos parâmetros dos modelos de regressão.

Tabela 12 – Análise estatística dos modelos de regressão e dos seus respectivos parâmetros de ajuste – cargas máximas.

Ensaio	Equação	IC 95% – $\bar{\alpha}'$	IC 95% – \bar{N}'_c	R^2	GL	SQ_E	MQ_E
VCL	$Y = 2,55X_1 + 2,32X_2$	[2,39; 2,72]	[-0,98; 5,65]	1,00	16	22,00	1,38
VCS	$Y = 2,21X_1 + 6,19X_2$	[1,91; 2,51]	[0,12; 12,26]	0,99	9	10,44	1,16
VTM	$Y = 1,30X_1 + 7,29X_2$	[0,12; 2,49]	[-9,10; 23,67]	1,00	1	0,47	0,47
HCL	$Y = 2,57X_1 + 12,32X_2$	[2,33; 2,82]	[6,11; 18,53]	0,99	40	188,29	4,71
HCS	$Y = 2,37X_1 + 13,74X_2$	[2,08; 2,66]	[7,73; 19,75]	1,00	10	11,46	1,15

onde $Y = Q'_{max,est.}$; $X_1 = s_u D L$; $X_2 = s_u D^2$

Diante dos resultados apresentados nas Figuras 106 a 112, ressalta-se a consistência dos mesmos no que se refere à pequena dispersão observada. Os conjuntos dos pontos analisados encontram-se confinados dentro dos limites do intervalo de previsibilidade e os valores de coeficiente de determinação são maiores que 0,99. Na Tabela 12 nota-se pequena faixa de variação dos intervalos de confiança dos parâmetros de regressão, $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c , assim como valores da média quadrática dos erros (MQ_E) na faixa de 1,2, com exceção do ensaio HCL que possui maior grau de liberdade.

Observa-se dispersão aleatória dos pontos medidos nos ensaios realizados em diferentes amostras, com correntes de diferentes diâmetros e comprimentos. Essa constatação sinaliza que os erros decorridos do processo de ensaio são compensados com aleatoriedade dos pontos para

cima e para baixo. Existem pontos nas regiões abaixo (conservador) e acima (não conservador) da curva, permitindo a utilização dos valores médios dos parâmetros de regressão apresentados na Tabela 12.

Com relação aos modelos de ajuste, percebe-se que os valores de $\bar{\alpha}'$ variam de 2,21 a 2,57 em ensaios realizados com correntes. Os valores de $\bar{\alpha}'$ dos ensaios com correntes livres (VCL – 2,55 e HCL – 2,57) são ligeiramente superiores aos dos ensaios com correntes soldadas (VCS – 2,21 e HCS – 2,37). A diferença entre os valores observados indica que correntes livres por serem flexíveis tendem a acomodar de forma irregular no solo, e como consequência, tendem a apresentar geometria da zona cisalhada ligeiramente superior à de correntes soldadas (e consequentemente maiores áreas cisalhadas e resistências laterais).

Por outro lado, os valores de $\bar{\alpha}'$ dos ensaios realizados com tubos metálicos (VTM – 1,30) são inferiores aos valores de $\bar{\alpha}'$ obtidos com ensaios de correntes. Os valores de $\bar{\alpha}'$ dos ensaios de correntes livres e soldadas são, respectivamente 1,97 e 1,76 vezes maiores que os valores de $\bar{\alpha}'$ do tubo metálico na vertical. Esse efeito deve-se ao fato de considerar que o atrito unitário na interface de correntes corresponde à média do atrito unitário solo-solo e solo-corrente. No tubo metálico, atrito unitário lateral reflete somente a interação entre o solo e a parede lisa do tubo. Essas conclusões estão em conformidade com Littleton (1976), Kraft *et al.* (1981), Lemos e Vaughan (2000) que afirmaram que a resistência da interface solo - estrutura é normalmente menor que a resistência interna do solo, sendo que a resistência da interface tende a diminuir com a diminuição da rugosidade superficial do material.

Caso for considerado que a área de cisalhamento é igual à área circunscrita ao diâmetro efetivo de corrente ($\beta=1$), os valores médios do fator de adesão, $\bar{\alpha}$ podem ser calculados dividindo $\bar{\alpha}'$ por π . Nessa condição, os valores $\bar{\alpha}$ correspondem aos apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Valores médios dos fatores de adesão, $\bar{\alpha}$ considerando área cisalhada como circular.

	Ensaio					
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS	HTM
$\bar{\alpha}$	0,81	0,70	0,41	0,82	0,75	

DNV (1996) alega que a resistência friccional medida na penetração de âncora é governada pela resistência não drenada do solo na condição remoldada. Assim, o valor de $\bar{\alpha}$ depende da sensibilidade de argila. Salienta-se que no *software* DIGIN, DNV (1996) recomenda valores de $\bar{\alpha}$ de 0,5 e 0,3 (correntes e cabo de aço) para casos onde os valores não são conhecidos. Analisando a Tabela 13, constata-se que os valores de $\bar{\alpha}$ são inferiores a unidade em todos os ensaios realizados. Os valores médios de $\bar{\alpha}$ de correntes soldadas e livres correspondem, respectivamente 0,725 e 0,815. O menor valor de fator de adesão (0,41) foi observado no ensaio VTM. O valor de $\bar{\alpha}$ (0,41) possui a mesma faixa de magnitude do inverso da sensibilidade de argila do presente estudo (0,54). Essa observação reforça a validade da hipótese adotada de que os valores de $\bar{\alpha}$ medidos com correntes são influenciados tanto pela interação solo-solo como pela interação solo-corrente. Embora tenha sido adotado o valor médio de fator de adesão, é importante frisar, com base nos estudos de Littleton (1976), que existe tendência desse valor variar ao longo do comprimento de correntes, principalmente nos menores deslocamentos devido ao processo de formação de zona de cisalhamento. Espera-se

valores uniformes ao longo do comprimento de correntes nas grandes deformações – estado residual.

Uma vez que as correntes são totalmente embutidas na argila, e instaladas dentro do tanque antes da colocação de argila, é razoável esperar que elas não funcionem nem como estacas cravadas nem como escavadas. Essa condição aliada ao comportamento *sui generis* da argila do presente estudo, podem ser as principais razões para que os valores de $\bar{\alpha}$ determinados nesta pesquisa, considerando a área circular, sejam relativamente inferiores ao valor de α ($\cong 1$). O valor de α ($\cong 1$) é esperado para estacas cravadas em solos argilosos normalmente adensados com baixos valores de s_u , como afirmam Dennis e Olson (1983), API (1987, 2006), Karlsrud *et al.* (2005), Karlsrud *et al.* (2005) e entre outros. Contudo, ressalta-se novamente que os valores $\bar{\alpha}$ são as médias obtidas a partir da área cisalhante equivalente.

Por outro lado, de acordo com Salgado (2008), em estacas cravadas e escavadas, parte importante da resistência de ponta começa a ser mobilizada depois do início da mobilização da resistência lateral. Esse tipo de comportamento não ocorre neste estudo, tendo em consideração que devido ao embutimento completo de correntes no solo, ao puxar a corrente, a parcela de resistência de ponta tende a ser mobilizada quase no mesmo instante do início da mobilização da parcela do atrito lateral. Contudo, espera-se que mobilização completa do atrito lateral aconteça antes da mobilização completa de resistência de ponta que exige maiores deslocamentos. Mesmo em estacas, vários autores – API RP 2A (2006), Murthy (2007) e Tomlinson e Woodward (2008), Salgado (2008), O'Neill (2011) – afirmaram que as resistências por atrito lateral são mobilizadas antes que as resistências de ponta.

Tendo em conta a velocidade constante de 5mm/min utilizada em todos os ensaios, não foi possível avaliar a influência de velocidade de deslocamento nos valores de $\bar{\alpha}$ devido à viscosidade da argila.

A Tabela 12 também permite verificar que os valores de \bar{N}'_c de correntes na vertical (VCL – 2,32 e VCS – 6,19) são inferiores aos de correntes na horizontal (HCL – 12,32 e HCS – 13,74). A média e o desvio padrão dos \bar{N}'_c dos ensaios com correntes na vertical (VCL e VCS) equivalem, respectivamente 4,26 e 2,74, enquanto que a média e o desvio padrão dos \bar{N}'_c de correntes na horizontal (HCL e HCS) correspondem, respectivamente 13,03 e 1,00. Em ambos os casos, correntes na horizontal e na vertical, verifica-se que os valores de \bar{N}'_c de correntes livres são inferiores aos das correntes soldadas.

De igual modo, foi observado que \bar{N}'_c de tubo metálico na vertical (VTM – 7,29) é superior aos \bar{N}'_c de correntes na vertical, porém é inferior aos \bar{N}'_c de correntes na horizontal. A partir desses valores, é possível concluir que os valores médios de \bar{N}'_c das correntes horizontais e do tubo metálico na vertical são, respectivamente 3,06 e 1,71 vezes maiores que o valor médio de \bar{N}'_c de correntes verticais.

Considerando as mesmas hipóteses apresentadas no caso de $\bar{\alpha}'$, os valores dos fatores de capacidade de carga, \bar{N}'_c apresentados na Tabela 14 podem ser obtidos dividindo N'_c por $\pi/4$.

Tabela 14 – Valores dos fatores de fator de capacidade de cargas, \bar{N}'_c considerando circular a área mobilizada na resistência de ponta

	Ensaio					
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS	HTM
\bar{N}'_c	1,82	4,86	5,73	9,68	10,79	

Na Tabela 14 nota-se que os valores de \bar{N}_c são menores que 5 em ensaios com correntes na vertical, e maiores que 9,6 em ensaios com correntes na horizontal. Esses resultados tendem a mostrar que o mecanismo de mobilização de resistência de ponta em ensaios realizados com correntes na vertical é diferente do mecanismo de ensaios com correntes na horizontal. O campo de tensões mobilizado em correntes deslocadas horizontalmente (que se aproxima a uma expansão de cavidade cilíndrica na frente da corrente e alívio de tensões atrás da corrente) é distinto daquele que atua em correntes verticais (expansão de cavidade esférica), e portanto não há porque esperar que os valores de \bar{N}_c sejam semelhantes.

De modo geral, os valores de \bar{N}_c calculados nos ensaios HCL e HCS apresentam a mesma ordem de grandeza dos valores de N_c (9 a 11) recomendados por Skempton (1951), Baligh e Scott (1975), Yen e Tofani (1984), Martin (2001), Salgado *et al.* (2004) e outros autores. Por outro lado, verifica-se que os valores de \bar{N}_c dos ensaios VCL e VCS são inferiores ao valor mínimo de N_c (5,14) utilizado em fundações superficiais, sem levar em consideração os fatores de forma e de profundidade (apresentado no item 2.2.1).

Por fim, é importante ressaltar que os valores de \bar{N}_c apresentados neste item são determinados em deslocamentos menores que 10mm, correspondentes aos deslocamentos necessários para a mobilização da carga máxima.

5.2.1.2 Abordagem 2 – Manipulação Algébrica

Buscando validar os parâmetros $\bar{\alpha}$ e \bar{N}_c obtidos por método de RLM, decidiu-se manipular algebricamente a Equação (124) sem recorrer ao uso de *softwares* estatísticos. Essa abordagem foi considerada nos ensaios onde as correntes foram enterradas na horizontal, por possibilitar utilização da mesma resistência não drenada para calcular as resistências lateral e de ponta. Assim, a Equação (124) apresentada no item 5.2.1.1 pode ser utilizada sem a necessidade de integração da resistência não drenada.

$$Q'_{\max} = \bar{\alpha}' D \int_0^L s_u dz + \bar{N}'_c s_u D^2 = \bar{\alpha}' D s_u L + \bar{N}'_c s_u D^2 \quad (124)$$

Na Equação (124), se o comprimento da corrente, L for expressado em função do diâmetro efetivo da corrente, D , ou seja $\lambda = L/D$, a Equação (124) passa a ser igual a Equação (125).

$$Q'_{\max} = \bar{\alpha}' \lambda D^2 s_u + \bar{N}'_c D^2 s_u \quad (125)$$

Se as variáveis ($D^2 s_u$) forem transportadas do segundo membro para o primeiro membro da Equação (125), obtém-se expressão linear na forma da Equação (126).

$$Q'_{\max}/s_u D^2 = \bar{\alpha}' \lambda + \bar{N}'_c \therefore Q'_{\max}/s_u D^2 = \bar{\alpha}' (L/D) + \bar{N}'_c \quad (126)$$

onde $\bar{\alpha}'$ equivale o coeficiente angular da reta e \bar{N}'_c é igual ao coeficiente linear da reta (intercepto). Determinando estes valores, pode-se estimar a resistência por atrito lateral – ($Q'_{lat} = \bar{\alpha}' s_u DL$) e a resistência de ponta – ($Q'_{bas} = \bar{N}'_c s_u D^2$).

Naturalmente, a Equação (126) também pode ser deduzida a partir da combinação dos parâmetros adimensionais π_1 e π_6 determinados no item 3.1.1 com base no teorema π .

$$\pi_1 = f(\pi_6) \therefore Q'_{max}/s_{u,max} D^2 = f(L/D)$$

Em situações onde a Equação (126) for empregada para correntes na vertical, utilizou-se um valor médio de resistência não drenada medida ao longo do comprimento da corrente para calcular as resistências por atrito lateral e de ponta.

As Figuras 113 a 115 apresentam os resultados dos ensaios de deslocamento vertical realizados com tubos metálicos e com correntes soldadas e livres de diferentes diâmetros e comprimentos. Os resultados dos ensaios de deslocamento horizontal com correntes de diferentes comprimentos e diâmetros são plotados nas Figuras 116 a 118. Por último, a Figura 119 compara os resultados dos ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.

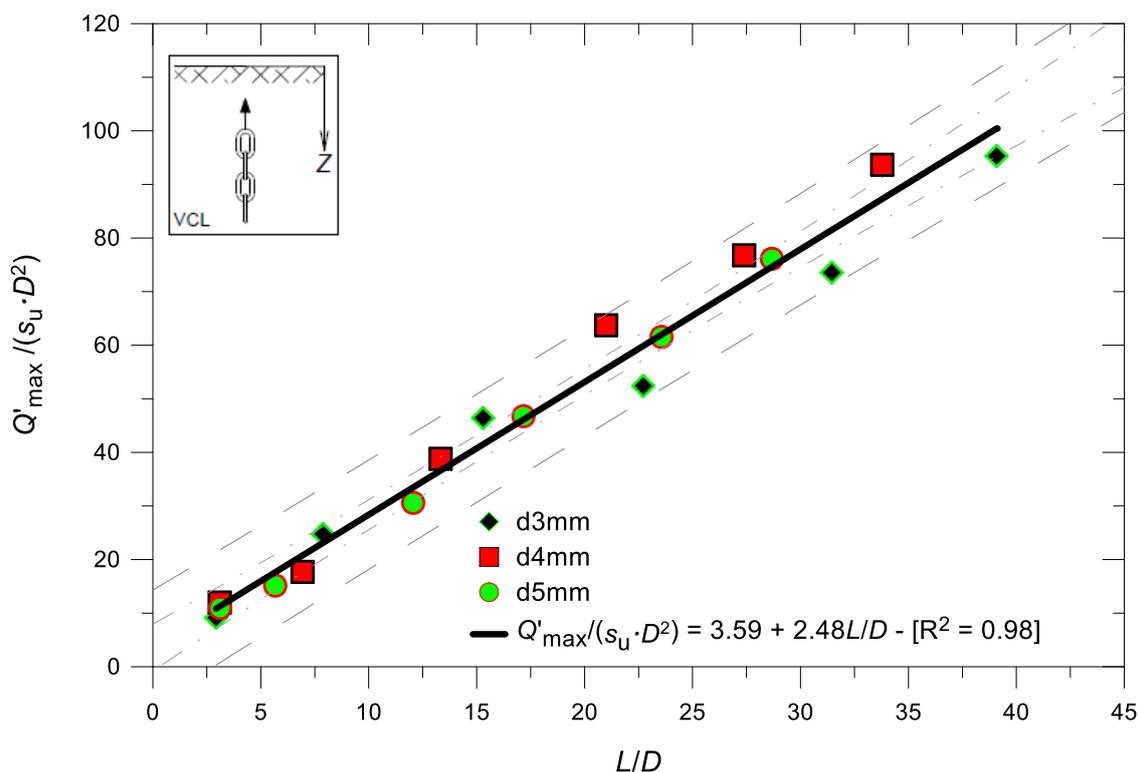


Figura 113 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

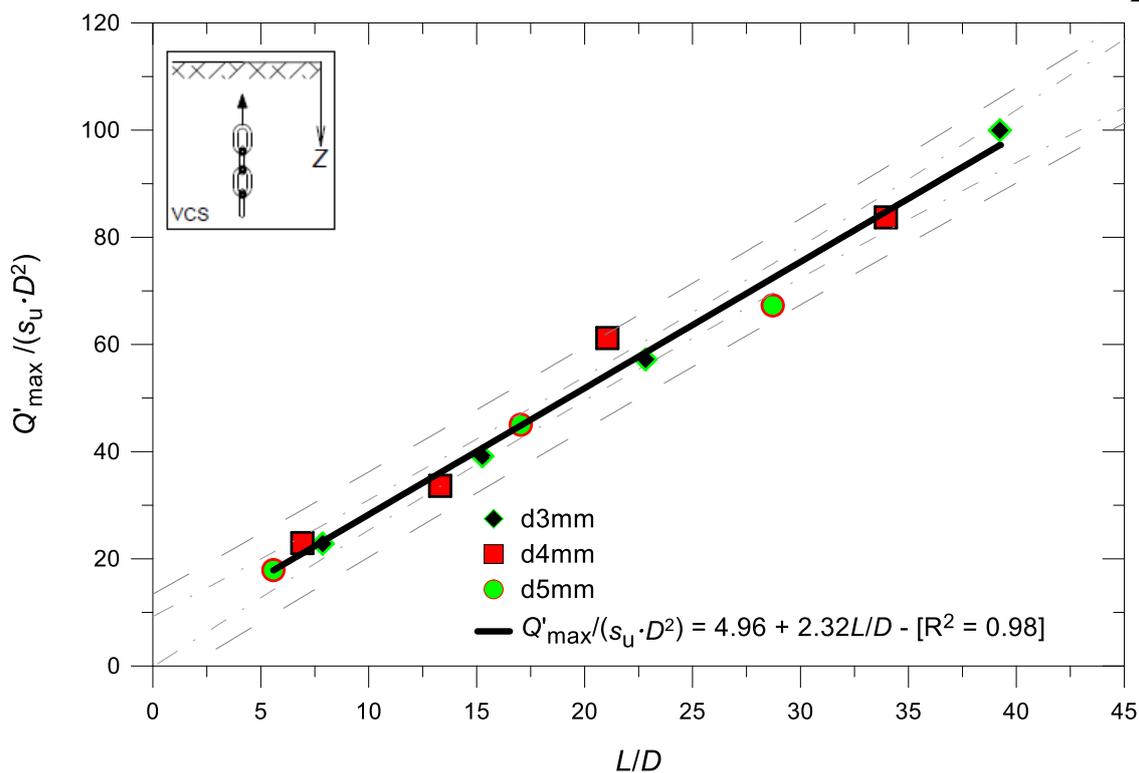


Figura 114 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

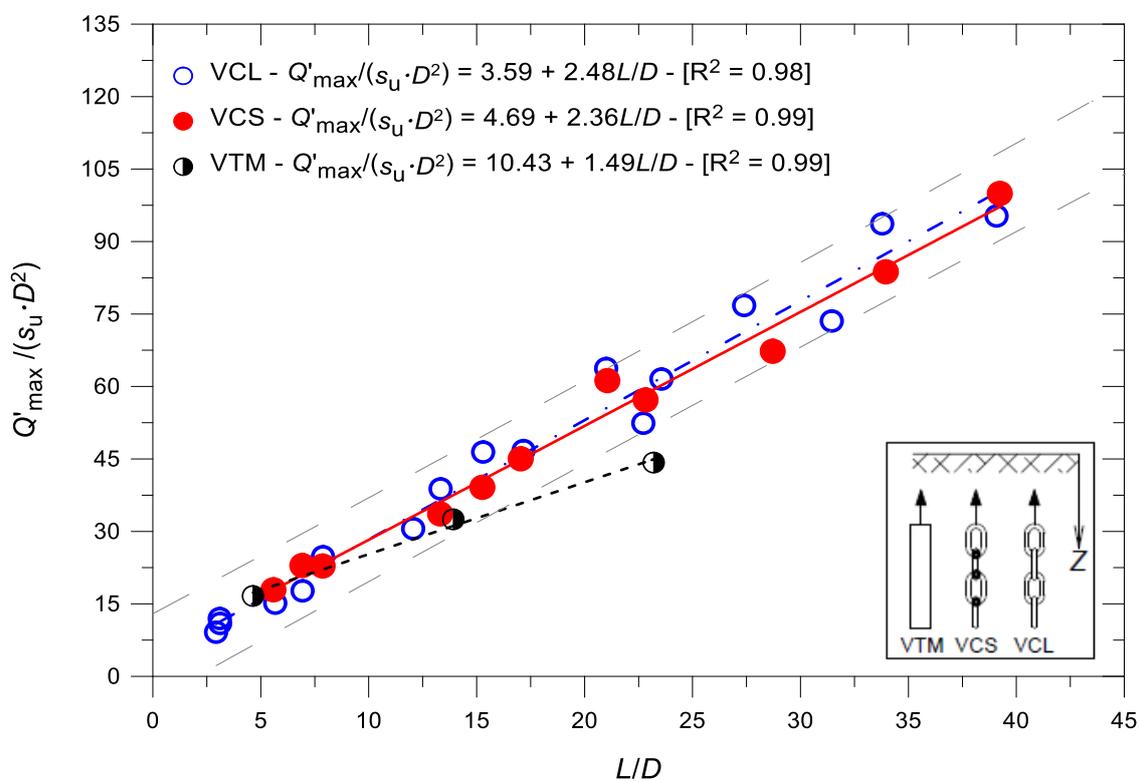


Figura 115 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - Comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

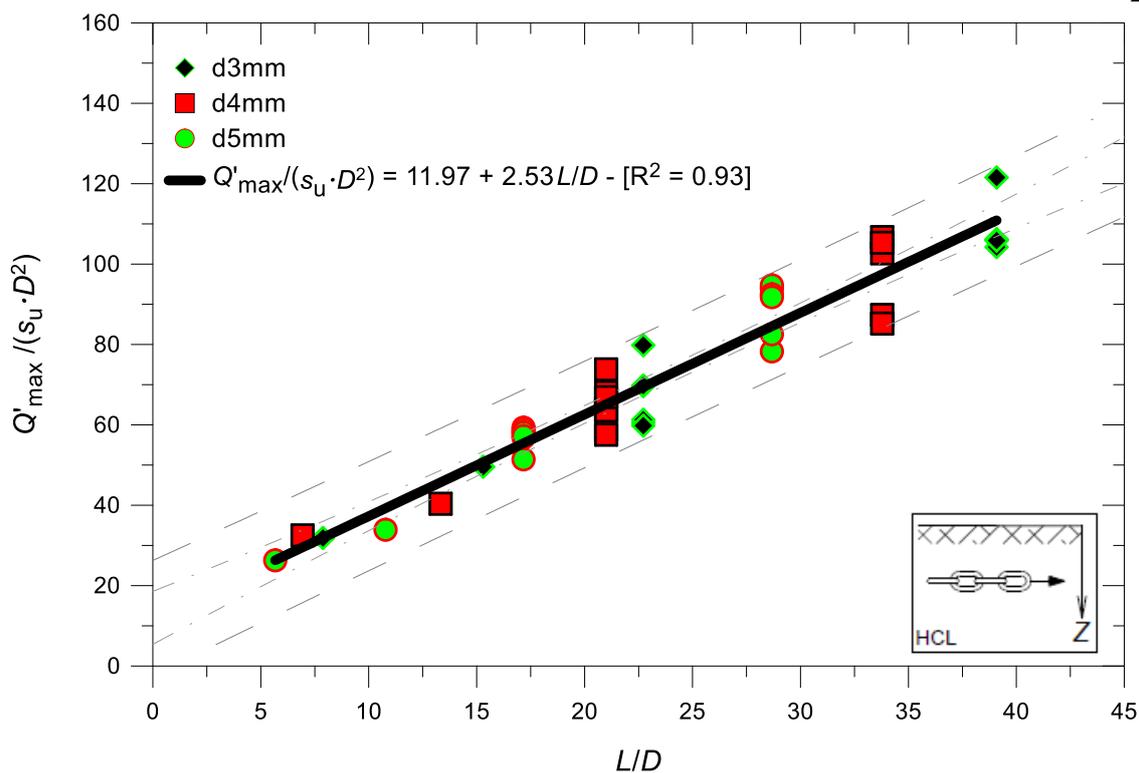


Figura 116 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

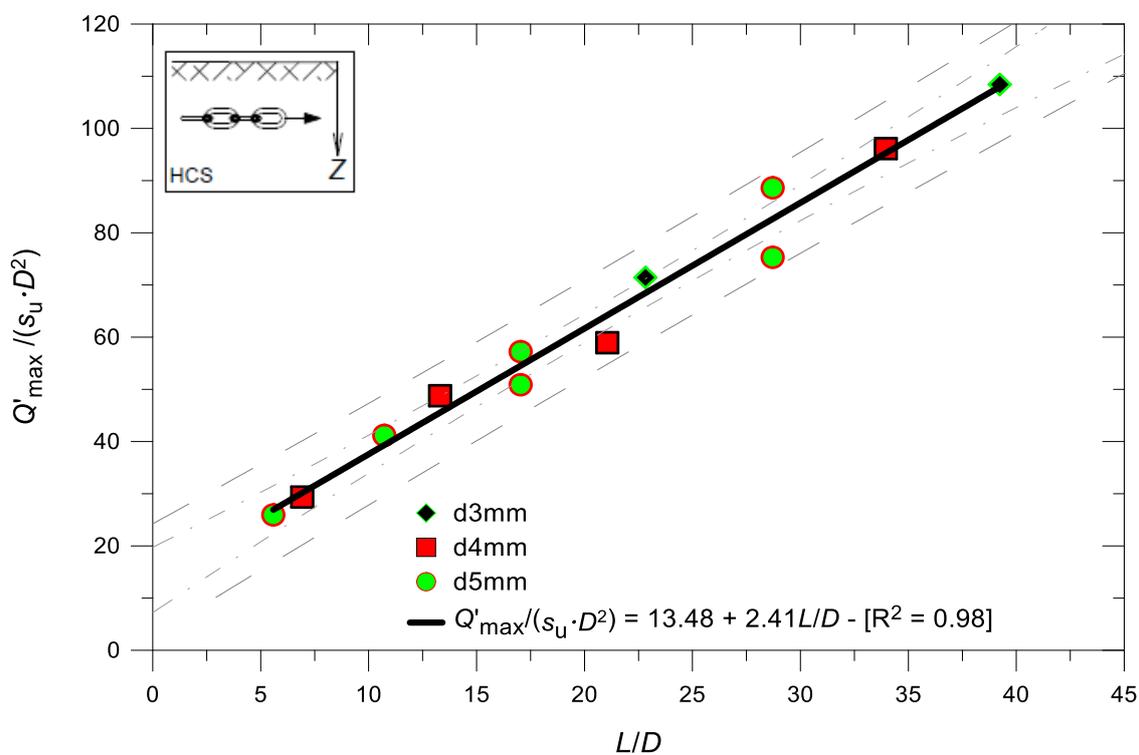


Figura 117 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

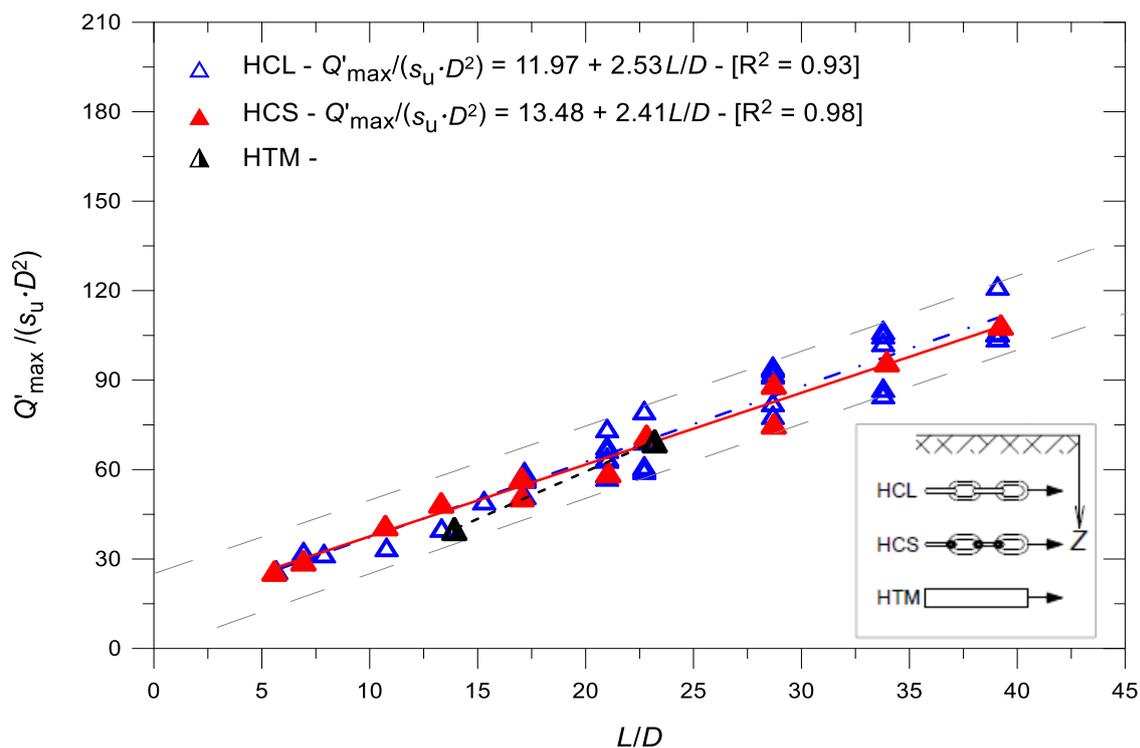


Figura 118 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - Comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

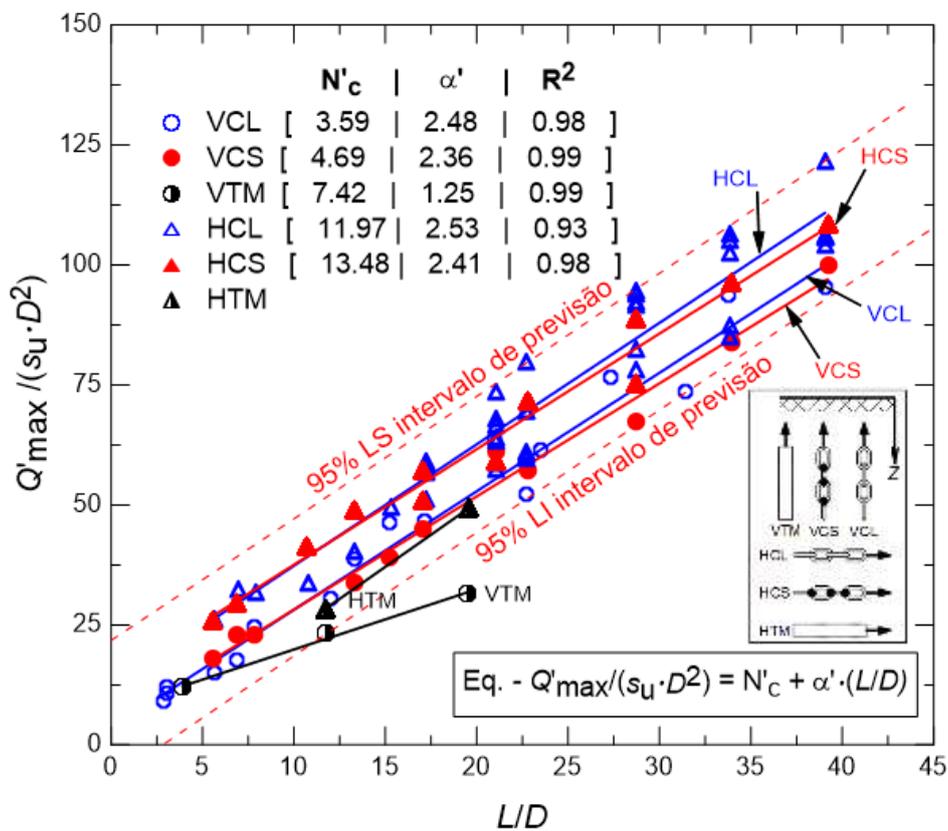


Figura 119 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - Comparação entre os ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.

As principais análises estatísticas dos resultados apresentados nas figuras acima estão resumidas na Tabela 15.

Tabela 15 – Análise estatística dos modelos obtidos a partir da relação entre as cargas máximas normalizadas e os comprimentos normalizados.

Ensaio	Equação	IC 95% – $\bar{\alpha}'$	IC 95% – \bar{N}'_c	R^2	GL	SQ_E	MQ_E
VCL	$Y = 3,59 + 2,48X$	[2,27; 2,68]	[-0,71; 7,89]	0,98	16	342,55	21,41
VCS	$Y = 4,69 + 2,36X$	[2,15; 2,58]	[0,08; 9,29]	0,99	9	96,00	10,67
VTM	$Y = 7,42 + 1,25X$	[-0,14; 3,12]	[3,43; 13,28]	0,99	1	2,84	2,84
HCL	$Y = 11,97 + 2,53X$	[2,31; 2,76]	[6,26; 17,68]	0,93	40	1673,93	41,85
HCS	$Y = 13,48 + 2,41X$	[2,15; 2,66]	[7,67; 19,30]	0,98	10	163,35	16,34

onde $Y = Q'_{\max}/s_u D^2$; $X = L/D$

As Figuras 113 a 119 permitem observar que praticamente todos os pontos medidos estão dentro da faixa de IP de 95%, apresentando boa correlação entre as cargas máximas normalizadas e os comprimentos normalizados. Comparando os resultados resumidos nas Tabelas 12 e 15 observa-se que as larguras do intervalo de confiança dos parâmetros $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c são praticamente iguais nas duas abordagens, ao passo que os coeficientes de determinação da abordagem 2 são levemente inferiores aos da abordagem 1.

Em linhas gerais, nota-se que as cargas normalizadas crescem linearmente com o aumento de deslocamentos normalizados. Na Figura 115 observa-se que as curvas dos ensaios VCL e VCS são praticamente coincidentes. Da mesma forma, a Figura 118 mostra sobreposição das curvas dos ensaios HCL e HCS. A Figura 119 ilustra o paralelismo entre as curvas dos ensaios realizados com correntes, sinalizando pouca variação nos valores de $\bar{\alpha}'$ e interceptos diferentes. Esses comportamentos corroboram a conclusão de que as correntes verticais e horizontais apresentam diferentes mecanismos de mobilização de resistência de ponta.

Como esperado, a abordagem 2 fornece as mesmas conclusões apresentadas na abordagem 1 no que se refere aos valores de $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c . Caso foram feitas as mesmas suposições com relação à área de correntes, os valores médios de $\bar{\alpha}$ e de \bar{N}_c podem ser determinados e comparados com os valores calculados na abordagem 1.

A Tabela 16 compara os valores de $\bar{\alpha}$ das abordagens 1 e 2, enquanto que a Tabela 17 compara os valores de \bar{N}_c dessas abordagens para diferentes tipos de ensaio.

Tabela 16 – Comparação dos valores médios dos fatores de adesão, $\bar{\alpha}$ determinados a partir das abordagens 1 e 2.

Abordagem	Ensaio				
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS
1 – $\bar{\alpha}$	0,81	0,70	0,41	0,82	0,75
2 – $\bar{\alpha}$	0,79	0,75	0,40	0,81	0,77
(%) diferença	2,45	-7,14	2,44	1,21	-2,67

Tabela 17 – Comparação dos valores dos fatores de capacidade de carga, \bar{N}_c determinados a partir das abordagens 1 e 2.

Abordagem	Ensaio				
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS
1 – \bar{N}_c	1,82	4,86	5,73	9,68	10,79
2 – \bar{N}_c	2,82	3,68	5,83	9,40	10,59
(%) diferença	-54,95	24,28	-1,75	2,89	1,85

Comparando os valores médios de $\bar{\alpha}$ apresentados na Tabela 16, verifica-se que a diferença entre as duas abordagens varia de -7,14% a 2,44%. Em ambas abordagens, nota-se que os maiores valores de $\bar{\alpha}$ são encontrados nos ensaios realizados com correntes livres (VCL e HCL), reforçando que a resistência de interação nas correntes livres é maior do que em correntes soldadas e tubos metálicos devido às suas flexibilidades que lhes garantem maior conexão com o solo ao redor.

Com relação à comparação dos valores de \bar{N}_c , pode-se observar que a diferença entre as duas abordagens varia de -54,95% a 24,28%. As maiores porcentagem da diferença s provêm das correntes verticais, como esperado, devido à utilização de resistência não drenada média para calcular as resistências lateral e de ponta.

Com base nessas análises, é possível concluir que a abordagem 2 serve como ferramenta auxiliar para separar as resistências por atrito lateral e de ponta, tanto para correntes verticais como para correntes horizontais. Os melhores resultados são esperados nos casos de correntes horizontais por causa de s_u constante ao longo do comprimento da corrente. Para correntes compridas, os erros apresentados nas resistências de ponta podem ser insignificantes devido à sua pouca contribuição no valor de resistência total.

Buscando representar a variação de fator de adesão em função do comprimento normalizado, e em função da resistência não drenada, os valores de $\bar{\alpha}$ determinados na abordagem 2 foram utilizados para calcular as resistências por atrito lateral do parâmetro adimensional π_9 ($Q'_{lat}/\pi D s_u L$). Assim, o parâmetro adimensional π_9 foi relacionado com o parâmetro π_6 determinado no item 3.1.1.

$$\pi_9 = f(\pi_6) \therefore \alpha = Q'_{lat}/\pi D s_u L = f(L/D)$$

A variação do fator α com o comprimento normalizado correspondente aos ensaios realizados com correntes na vertical foram plotados na Figura 120, enquanto que a Figura 121 apresenta a variação do α com o comprimento normalizado de correntes na horizontal. De igual forma, as variações do fator de adesão em função da resistência não drenada dos ensaios realizados com correntes na vertical e horizontal são plotadas nas Figuras 122 e 123, respectivamente. Nessas figuras encontram-se destacados os intervalos de previsibilidade para avaliar a dispersão dos pontos.

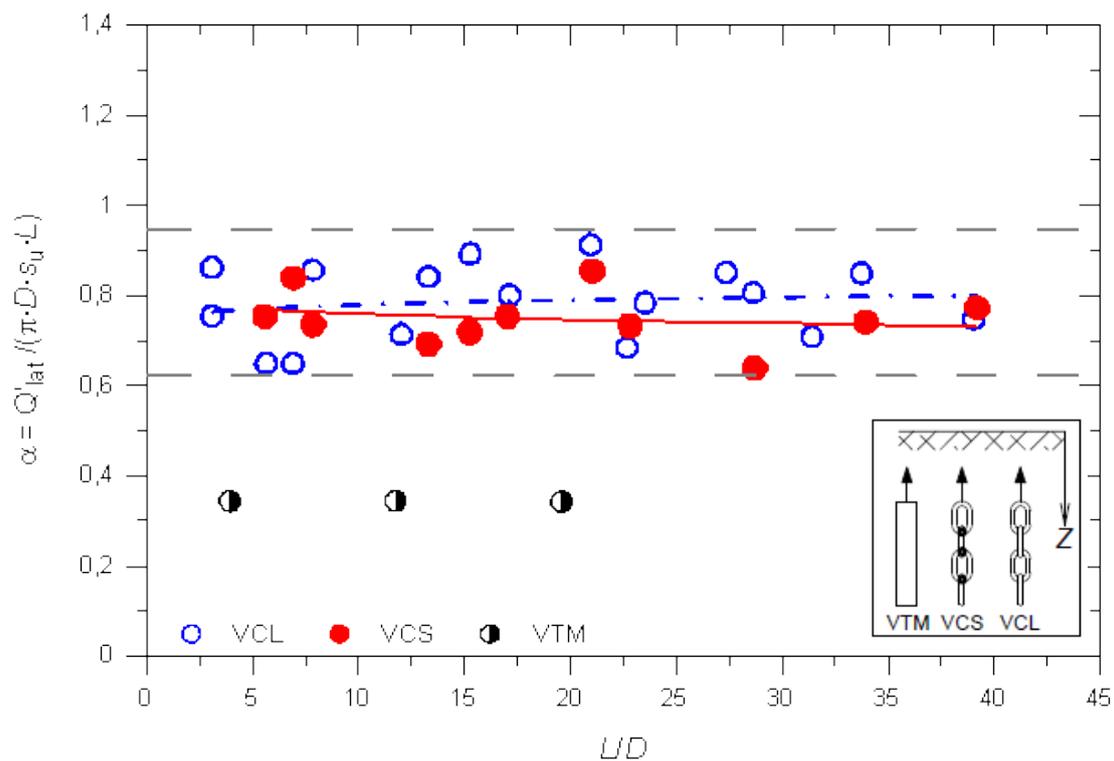


Figura 120 – Variação do fator de adesão em função do comprimento normalizado - Comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

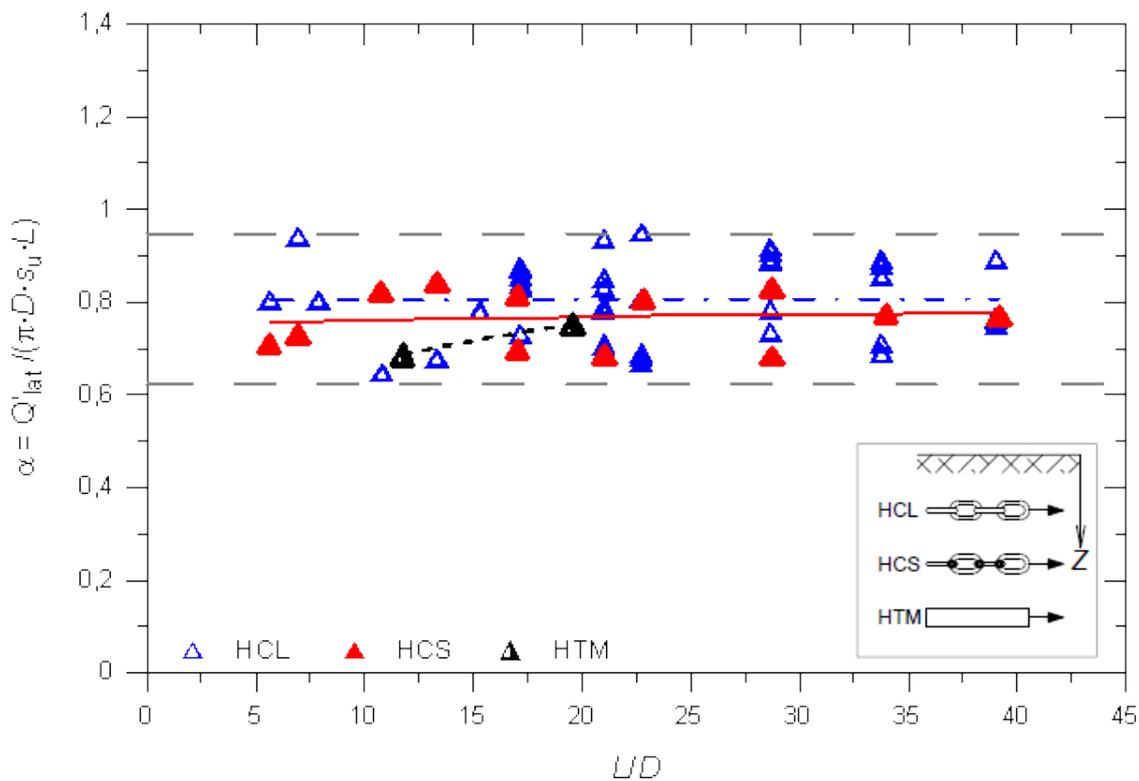


Figura 121 – Variação do fator de adesão em função do comprimento normalizado - Comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

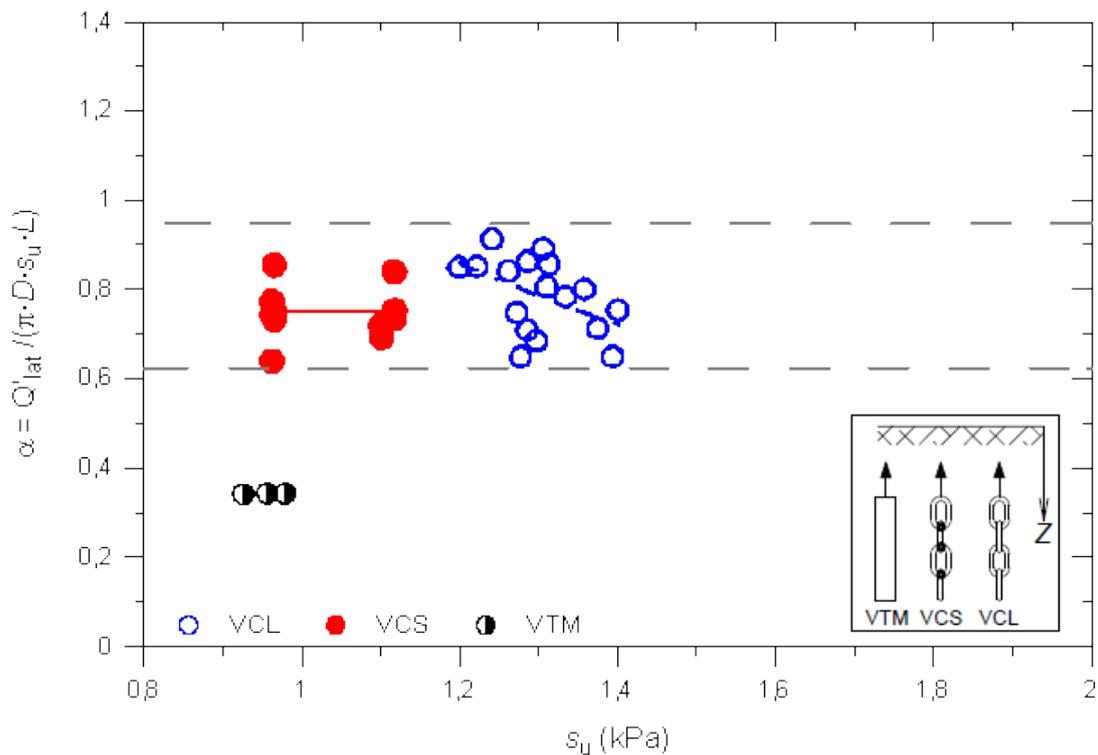


Figura 122 – Variação do fator de adesão em função da resistência não drenada - Comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

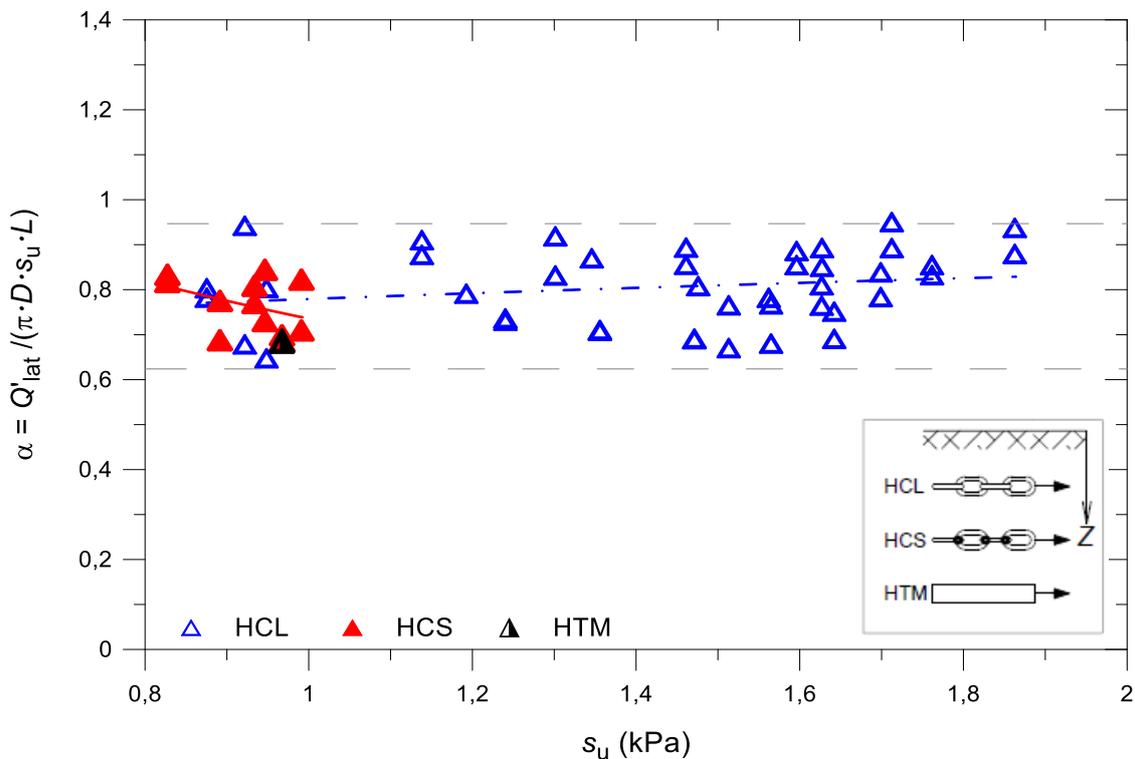


Figura 123 – Variação do fator de adesão em função da resistência não drenada - Comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

As Figuras 120 a 123 mostram dispersão dos pontos em torno da média. Essa dispersão é aceitável e corrobora a dispersão dos valores de α apresentados nos vários gráficos disponíveis na literatura, mostradas nas Figuras 11 e 12 do item 2.2.1.

No entanto, as Figuras 120 a 123 mostram que a variação do fator de adesão, para cada caso, é insignificante para o intervalo de comprimentos normalizados de 0 a 40, e para os níveis de tensões correspondentes às resistências não drenadas na faixa de 0 a 1,9kPa. Assim, é plausível a utilização de valores médios do fator de adesão (ver Tabela 16) para calcular as resistências por atrito lateral.

5.2.2 Fatores de Adesão e de Capacidade de Carga – Carga Residual Medida

Este item visa determinar os fatores de adesão e de capacidade de carga necessários para estimar as cargas residuais, seguindo os mesmos procedimentos discutidos no item 5.2.1.

5.2.2.1 Abordagem 1 – Regressão Linear Múltipla (RLM)

Considerando os mesmos procedimentos realizados no item 5.2.1.1 para estimativa dos fatores $\bar{\alpha}'$ e \bar{N}'_c referentes à carga máxima, a Equação (127) pode ser deduzida para estimar os valores das cargas residuais.

$$Q'_{res} = \bar{\alpha}'_{res} D \int_0^L s_u dz + \bar{N}'_{c,res} s_u D^2 \quad (127)$$

Nesse caso, os fatores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ são determinados com base nas cargas residuais medidas, utilizando o modelo de regressão linear múltipla.

Destaca-se que a Equação (127) também pode ser deduzida a partir da combinação dos parâmetros adimensionais π_2 , π_6 e π_7 determinados no item 3.1.1.

$$\pi_2 = f(\pi_6, \pi_7) \therefore Q'_{res}/s_{u,max} D^2 = f(L/D, d/D)$$

Tendo em conta que a carga residual corresponde a condição residual do solo onde existe a tendência de orientação de partículas na direção do deslocamento cisalhante, seria ideal utilizar os valores de resistência de solo no estado residual para determinar os fatores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ da Equação (127). Porém, mesmo para um tempo de ensaio significativo, dificilmente as curvas medidas nos ensaios de mini palheta realizados no Brasil mostraram o estado residual de carga. Em função disso, foi utilizada a resistência cisalhante máxima (s_u) para estimar os valores de $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$. Por questão de praticidade, a resistência cisalhante máxima é caracterizada de $s_{u,max}$, enquanto que a resistência cisalhante no estado residual é dado por $s_{u,res}$.

No entanto, é importante pontuar desde já que os valores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ determinados com base nas resistências cisalhantes máximas serão menores que os valores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ determinados a partir das resistências não drenadas residuais devido a sensibilidade da argila.

Por isso, espera-se que a relação entre esses valores esteja na mesma faixa de magnitude da sensibilidade da argila deste estudo.

As Figuras 124 a 130 apresentam a relação entre as cargas residuais medidas e as estimadas por método de RLM. Nesses gráficos, além das linhas de ajuste 1:1, encontram-se destacadas 4 linhas para auxiliar na análise de variabilidade dos dados – as duas internas correspondem as linhas do intervalo de confiança (IC) de 95% e as duas externas representam o intervalo de previsibilidade (IP) de 95%.

Em suma, as Figuras 124 a 126 apresentam os resultados dos ensaios de deslocamento vertical realizados com tubos metálicos (VTM) e correntes soldadas e livres (VCS e VCL) de diferentes diâmetros e comprimentos. Da mesma forma, nas Figuras 127 a 129 são plotados os resultados dos ensaios de deslocamento horizontal (HCL, HCS e HTM). Por fim, a Figura 130 mostra a comparação entre os resultados dos ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.

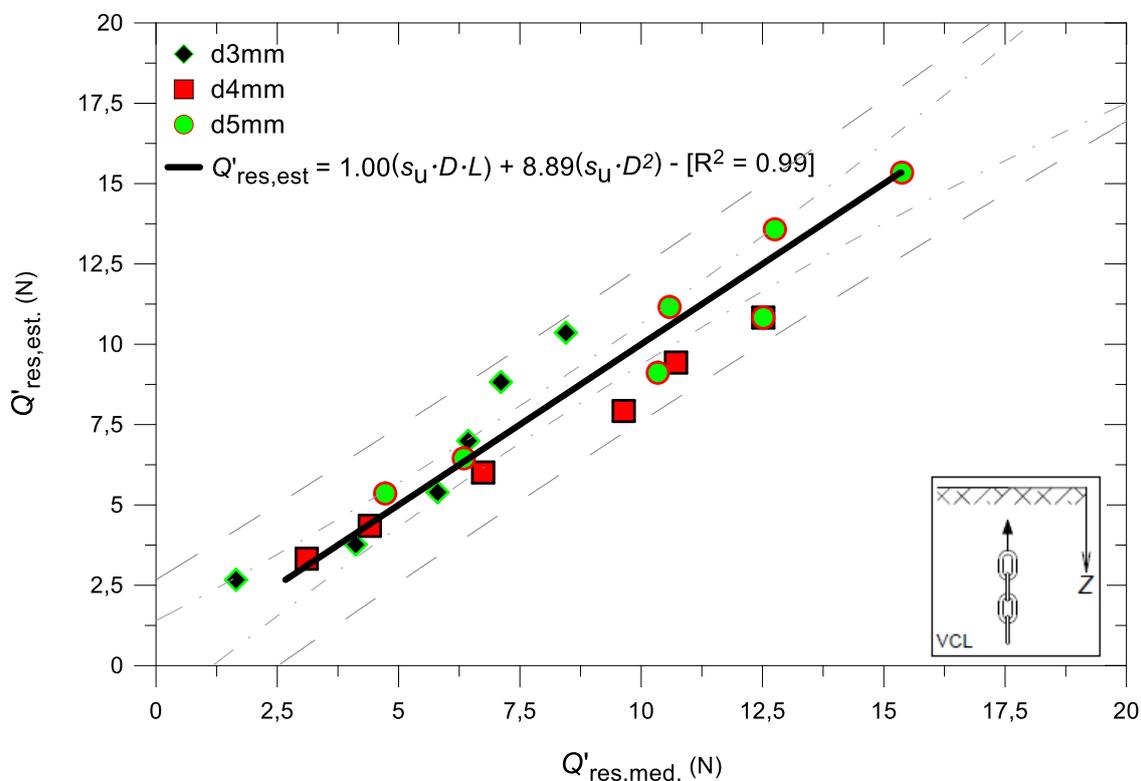


Figura 124 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

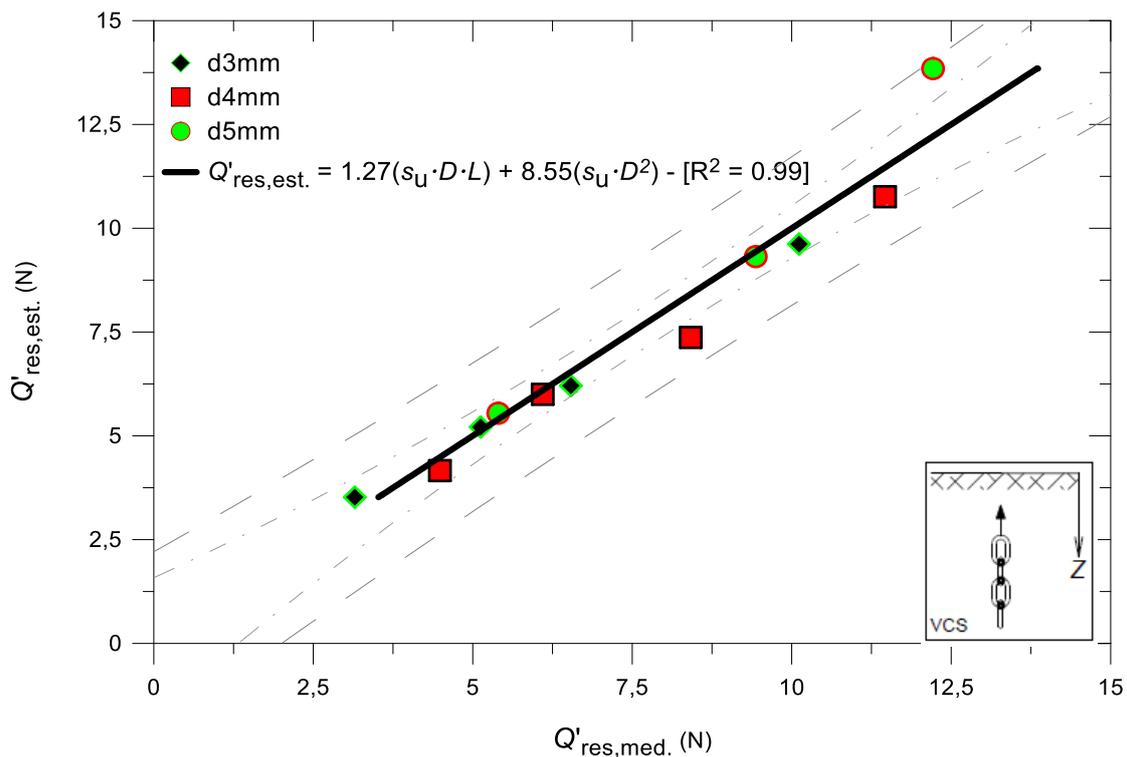


Figura 125 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'_{\text{res}}$ e $\bar{N}'_{\text{c,res}}$ - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

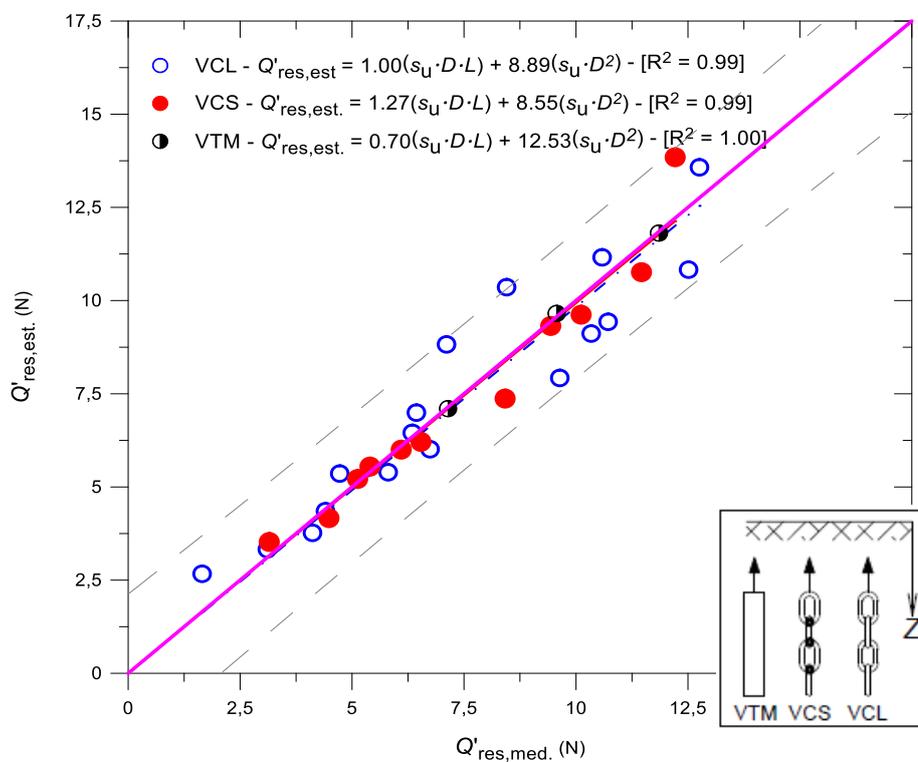


Figura 126 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'_{\text{res}}$ e $\bar{N}'_{\text{c,res}}$ - comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

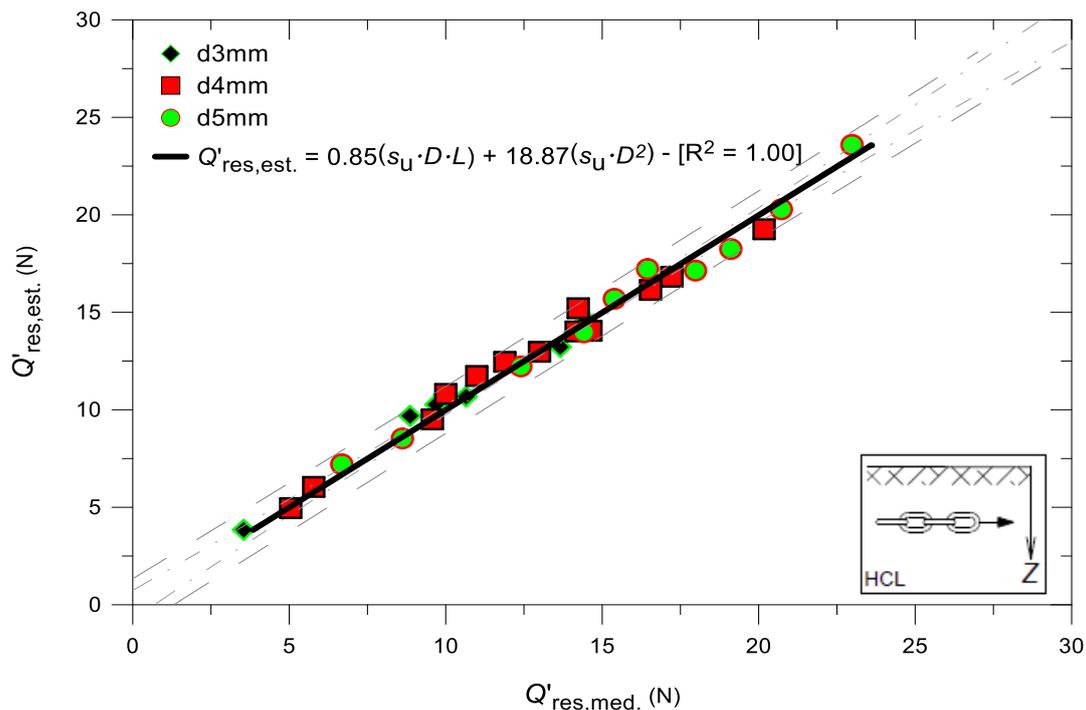


Figura 127 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

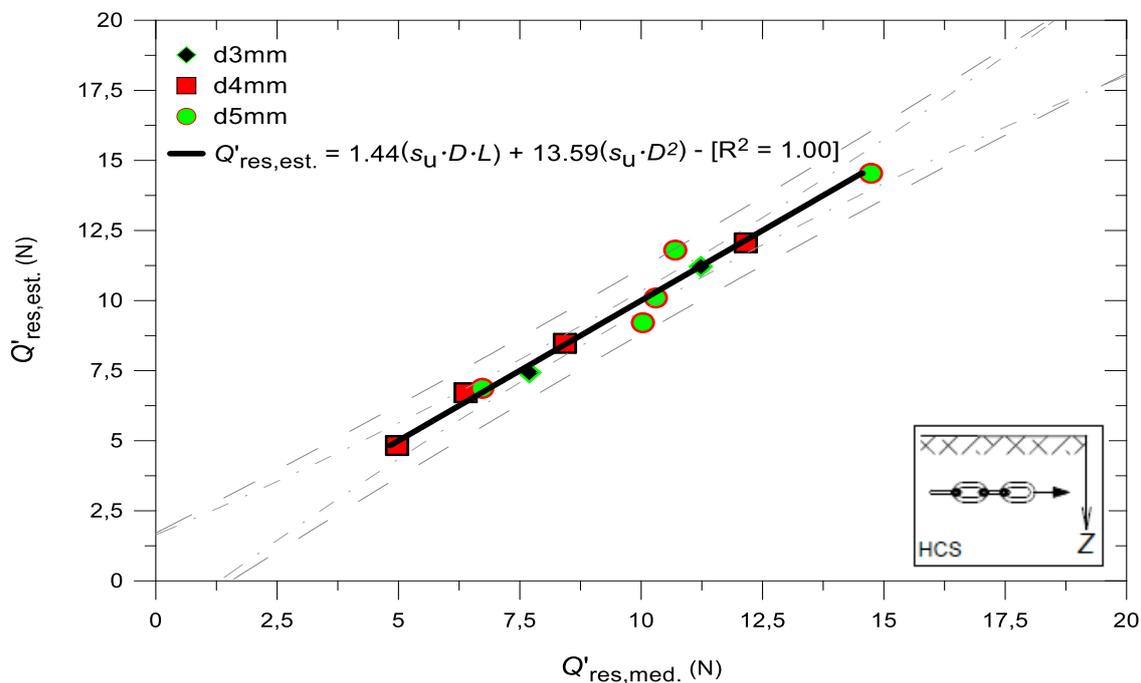


Figura 128 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

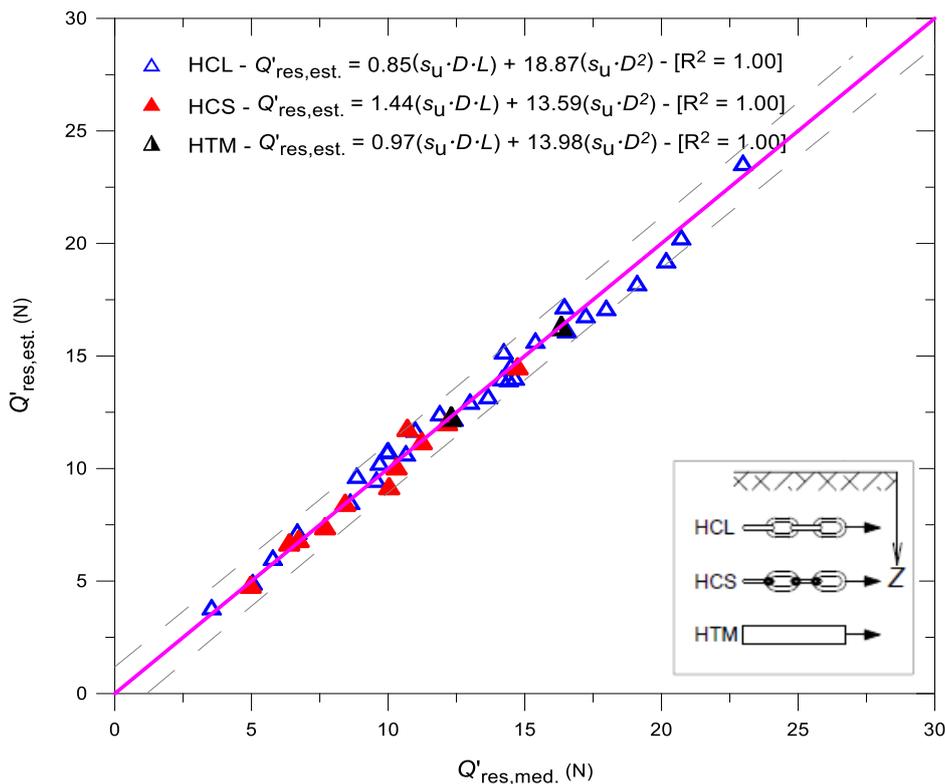


Figura 129 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ - comparação entre os ensaios HCL, HCS e VTM.

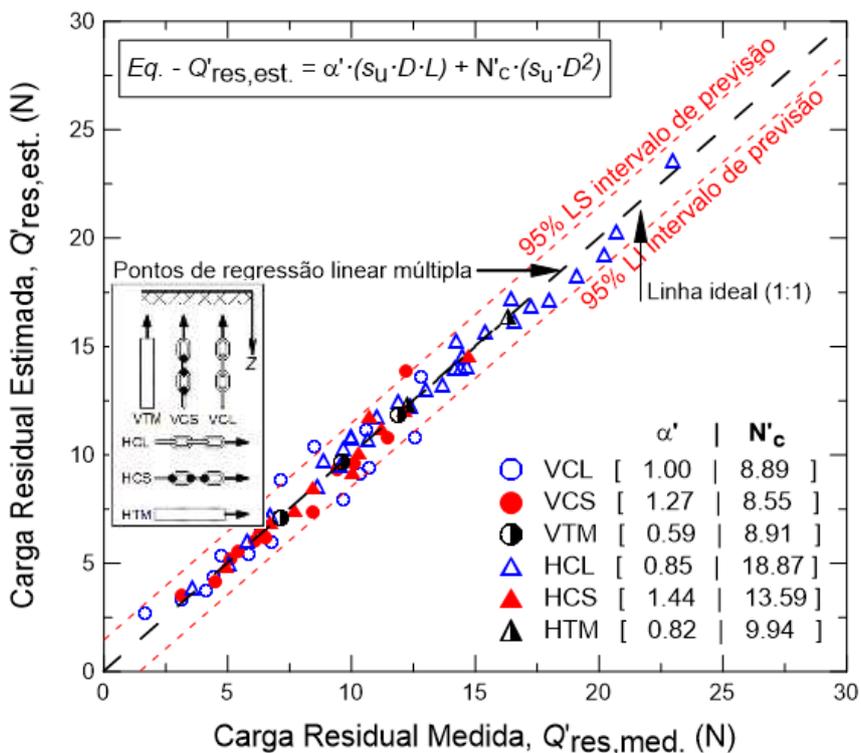


Figura 130 – Relação entre as cargas residuais medidas e estimadas e os fatores $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ - comparação entre os ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.

A Tabela 18 mostra as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar a variabilidade dos dados e estabelecer intervalos de confiança dos parâmetros dos modelos de regressão.

Tabela 18 – Análise estatística dos modelos de regressão e dos seus respectivos parâmetros de ajuste – carga residual.

Ensaio	Equação	IC 95% – $\bar{\alpha}'_{res}$	IC 95% – $\bar{N}'_{c,res}$	R^2	GL	SQ_E	MQ_E
VCL	$Y = 1,00X_1 + 8,89X_2$	[0,84; 1,16]	[5,79; 11,99]	1,00	16	19,17	1,12
VCS	$Y = 1,27X_1 + 8,55X_2$	[1,06; 1,47]	[4,39; 12,71]	0,99	9	4,89	0,54
VTM	$Y = 0,59X_1 + 8,91X_2$	[0,31; 0,88]	[6,37; 11,45]	1,00	1	0,01	0,01
HCL	$Y = 0,85X_1 + 18,87X_2$	[0,77; 0,94]	[16,84; 20,91]	1,00	29	10,98	0,38
HCS	$Y = 1,44X_1 + 13,59X_2$	[1,29; 1,59]	[10,72; 16,47]	1,00	9	2,20	0,24
HTM	$Y = 0,82X_1 + 9,94X_2$	-	-	1,00	-	-	-

onde $Y = Q'_{res,est}$; $X_1 = s_u D L$; $X_2 = s_u D^2$

A partir dos resultados apresentados nas Figuras 124 a 130, é possível observar pequena dispersão dos dados em torno das linhas de ajuste, realçando a consistência dos mesmos. Observa-se também que praticamente todos os pontos analisados estão dentro do intervalo de previsibilidade de 95%, e apresentam dispersão aleatória.

A consistência dos dados pode ser verificada também através da Tabela 18 que apresenta valores de coeficiente de determinação maiores que 0,99, e intervalos de confiança dos parâmetros de regressão, $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$ com pequena faixa de variação. Os valores da média quadrática dos erros (MQ_E) apresentados nessa tabela são menores que 5, indicando bom ajuste dos modelos aos resultados dos ensaios.

Com relação aos modelos de ajuste, nota-se que os valores de $\bar{\alpha}'_{res}$ variam de 0,85 a 1,44 nos ensaios realizados com correntes, sendo que os valores de $\bar{\alpha}'_{res}$ dos ensaios com correntes livres (VCL – 1,00 e HCL – 0,85) são inferiores aos dos ensaios com correntes soldadas (VCS – 1,27 e HCS – 1,44). Esse comportamento difere do comportamento observado no item 5.2.1.1 onde os valores de $\bar{\alpha}'$ de correntes livres foram maiores que os de correntes soldadas. Por outro lado, observa-se também que os valores de $\bar{\alpha}'_{res}$ dos ensaios realizados com tubos metálicos (VTM – 0,59 e HTM – 0,82) são inferiores aos valores de $\bar{\alpha}'_{res}$ dos ensaios com correntes soldadas.

Recorrendo a mesma suposição feita no item 5.2.1.1 para determinar o valor de $\bar{\alpha}$, os valores de $\bar{\alpha}_{res}$ podem ser determinados dividindo $\bar{\alpha}'_{res}$ por π . Assim sendo, a Tabela 19 compara os valores dos fatores de adesão correspondentes às resistências máximas ($\bar{\alpha}$) e residuais ($\bar{\alpha}_{res}$).

Tabela 19 – Comparação dos valores médios dos fatores de adesão máxima e residual.

	Ensaio					
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS	HTM
$\bar{\alpha}$	0,81	0,70	0,41	0,82	0,75	-
$\bar{\alpha}_{res}$	0,32	0,40	0,19	0,27	0,46	0,26
$\bar{\alpha}_{res}/\bar{\alpha}$	0,40	0,57	0,46	0,33	0,61	-

Como esperado, em situações onde a resistência não drenada máxima foi utilizada para estimar as cargas máximas e residuais medidas, a Tabela 19 apresenta os valores de $\bar{\alpha}_{res}$ inferiores aos valores de $\bar{\alpha}$. Também pode ser verificada que as correntes soldadas (VCS – 0,57

e HCS – 0,61) apresentam maiores valores da razão $\bar{\alpha}_{res}/\bar{\alpha}$ do que as correntes livres (VCL – 0,4 e HCL – 0,33). Essa constatação corrobora a hipótese de que a degradação da resistência de interface é mais significativa em correntes livres do que em correntes soldadas. Esses comportamentos podem indicar que a formação da zona cisalhante acompanhada pela orientação de partículas ocorre de forma mais rápida em correntes soldadas por causa de rigidez. O valor igual a 0,46 encontrado em tubos metálicos corrobora as conclusões anteriores apresentadas, e também os trabalhos de Littleton (1976), Kraft *et al.* (1981), Lemos e Vaughan (2000) que realçaram grande redução de resistência de interface argila – aço devido à baixa rugosidade em comparação a resistência interna do solo.

Comparando os valores da razão $\bar{\alpha}/\bar{\alpha}_{res}$ e a sensibilidade média da argila, observa-se que a sensibilidade média da argila (1,85), medida em um tanque de ensaio, é maior que os valores da razão $\bar{\alpha}/\bar{\alpha}_{res}$ de correntes soldadas e menor que os valores da razão de correntes livres e tubos metálicos. No momento, essas constatações não permitem tirar uma conclusão definitiva a respeito da relação entre sensibilidade e razão $\bar{\alpha}/\bar{\alpha}_{res}$ dos diferentes ensaios.

Com relação aos valores de $\bar{N}'_{c,res}$, as Figuras 124 a 130 e a Tabela 18 permitem concluir que os valores de $\bar{N}'_{c,res}$ de correntes verticais (VCL – 8,89 e VCS – 8,55) são inferiores aos de correntes horizontais (HCL – 18,87 e HCS – 13,59). A média e o desvio padrão dos valores de $\bar{N}'_{c,res}$ dos ensaios com correntes verticais (VCL e VCS) equivalem, respectivamente 8,72 e 0,24, enquanto que a média e o desvio padrão dos $N'_{c,res}$ de correntes horizontais (HCL e HCS) correspondem, respectivamente 16,23 e 3,73.

Observa-se que nos ensaios realizados com correntes na horizontal, os valores de $\bar{N}'_{c,res}$ de correntes soldadas são inferiores aos das correntes livres, ao passo que os valores de $\bar{N}'_{c,res}$ de correntes soldadas e livres são praticamente iguais nos ensaios realizados com correntes na vertical. De igual modo, foi observado que valores de $\bar{N}'_{c,res}$ de tubos metálicos (VTM – 12,53 e HTM – 13,98) são superiores aos valores de $\bar{N}'_{c,res}$ de VCL e VCS, inferiores ao valor de $\bar{N}'_{c,res}$ dos ensaios HCL, porém apresentam mesma ordem de grandeza de $\bar{N}'_{c,res}$ dos ensaios HCS.

Se for considerada novamente a hipótese de área circular, valores de $\bar{N}_{c,res}$ podem ser determinados multiplicando $\bar{N}'_{c,res}$ por $\pi/4$. Assim sendo, a Tabela 20 compara os valores de \bar{N}_c e $\bar{N}_{c,res}$.

Tabela 20 – Comparação dos valores médios dos fatores de capacidade para cargas máxima e residual.

	Ensaio					
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS	HTM
\bar{N}_c	1,82	4,86	5,73	9,68	10,79	-
$\bar{N}_{c,res}$	6,98	6,72	8,91	14,82	10,67	9,94
$\bar{N}_{c,res}/\bar{N}_c$	5,16	1,38	3,18	1,53	0,99	-

Analisando os fatores de capacidade de carga apresentados na Tabela 20, nota-se que os valores no estado residual são maiores que os valores no estado de pico. Esse aspecto mostra que as resistências de ponta no estado residual são maiores que as resistências de ponta no estado de pico. Ou seja, os resultados mostram que área de solo mobilizado aumenta com o deslocamento de corrente, fazendo com que a área e a resistência de ponta mobilizadas no estado residual sejam maiores do que a área e a resistência de ponta mobilizadas em estados iniciais de deslocamento de corrente. Esse comportamento não influenciou na mudança do

comportamento das curvas medidas uma vez que a parcela de ponta não é significativa nos ensaios realizados com correntes de maiores comprimentos.

Com exceção dos ensaios VCL e VTM que apresentam elevado valor da razão $\bar{N}_{c,res}/\bar{N}_c$, nota-se que nos demais ensaios, a razão entre $\bar{N}_{c,res}/\bar{N}_c$ varia de 0,99 a 1,53. Em ensaios realizados em correntes com o mesmo sentido de embutimento, verifica-se que as correntes livres tendem a apresentar maiores valores da razão $\bar{N}_{c,res}/\bar{N}_c$ do que as correntes soldadas.

De modo geral, os valores de $\bar{N}_{c,res}$ calculados nos ensaios HCL, VTM e HTM apresentam a mesma ordem de grandeza dos valores de N_c (9 a 11) recomendados por Yen e Tofani (1984), Baligh e Scott (1975), Martin (2001), Skempton (1951), Salgado *et al.* (2004) e outros autores. Por outro lado, verifica-se que o ensaio HCL apresentou valores de $\bar{N}_{c,res}$ superior à faixa recomendada, enquanto que os valores de $\bar{N}_{c,res}$ dos ensaios VCL e VCS apresentam valores inferiores aos recomendados. Essas observações indicam que o valor de $\bar{N}_{c,res}$ é influenciado pela geometria do elemento (corrente ou tubo) e pela direção de deslocamento (vertical ou horizontal), visto que o mecanismo de mobilização de resistência de ponta na direção horizontal se assemelha à expansão de uma cavidade esférica. Na direção vertical, os elementos enterrados são deslocados para zonas de menores resistências sujeitas aos menores campos de força confinante.

5.2.2.2 Abordagem 2 – Manipulação Algébrica

Repetindo os mesmos procedimentos apresentados no item 5.2.1.2, ou combinando os parâmetros adimensionais π_2 e π_6 determinados no item 3.1.1, pode-se obter a expressão linear na forma da Equação (128) para relacionar a carga residual normalizada e o comprimento normalizado.

$$Q'_{res}/s_u D^2 = \bar{\alpha}'_{res}\beta + N'_{c,res} \therefore Q'_{res}/s_u D^2 = \bar{\alpha}'_{res}(L/D) + \bar{N}'_{c,res} \quad (128)$$

onde $\bar{\alpha}'_{res}$ equivale o coeficiente angular da reta e $\bar{N}'_{c,res}$ é igual ao coeficiente linear da reta (intercepto). Determinando estes valores, pode-se estimar resistência por atrito lateral do estado residual – ($Q'_{lat,res} = \bar{\alpha}'_{res}s_u DL$), e resistência de ponta do estado residual – ($Q'_{bas,res} = \bar{N}'_{c,res}s_u D^2$).

As Figuras 131 a 133 apresentam os resultados dos ensaios de deslocamento vertical realizados com tubos metálicos e com correntes soldadas e livres de diferentes diâmetros e comprimentos. Os resultados dos ensaios de deslocamento horizontal com correntes de diferentes comprimentos e diâmetros são plotados nas Figuras 134 a 136. Por último, a Figura 137 apresenta a comparação entre os resultados dos ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM.

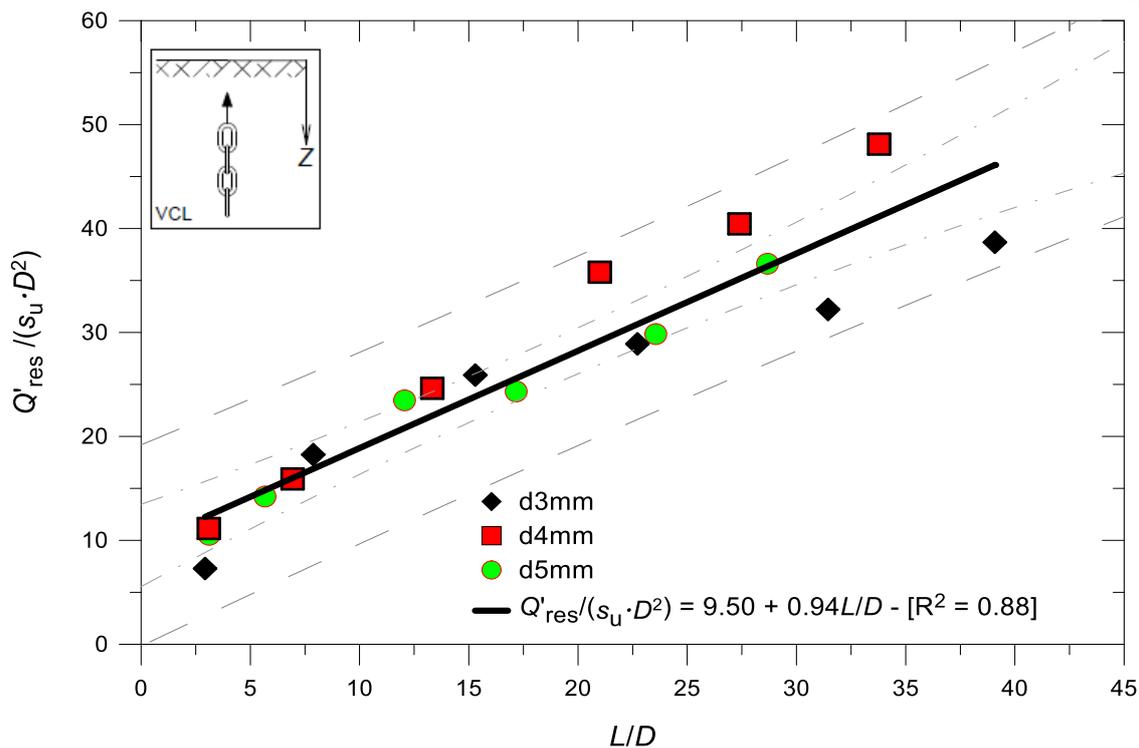


Figura 131 – Cargas residuais normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

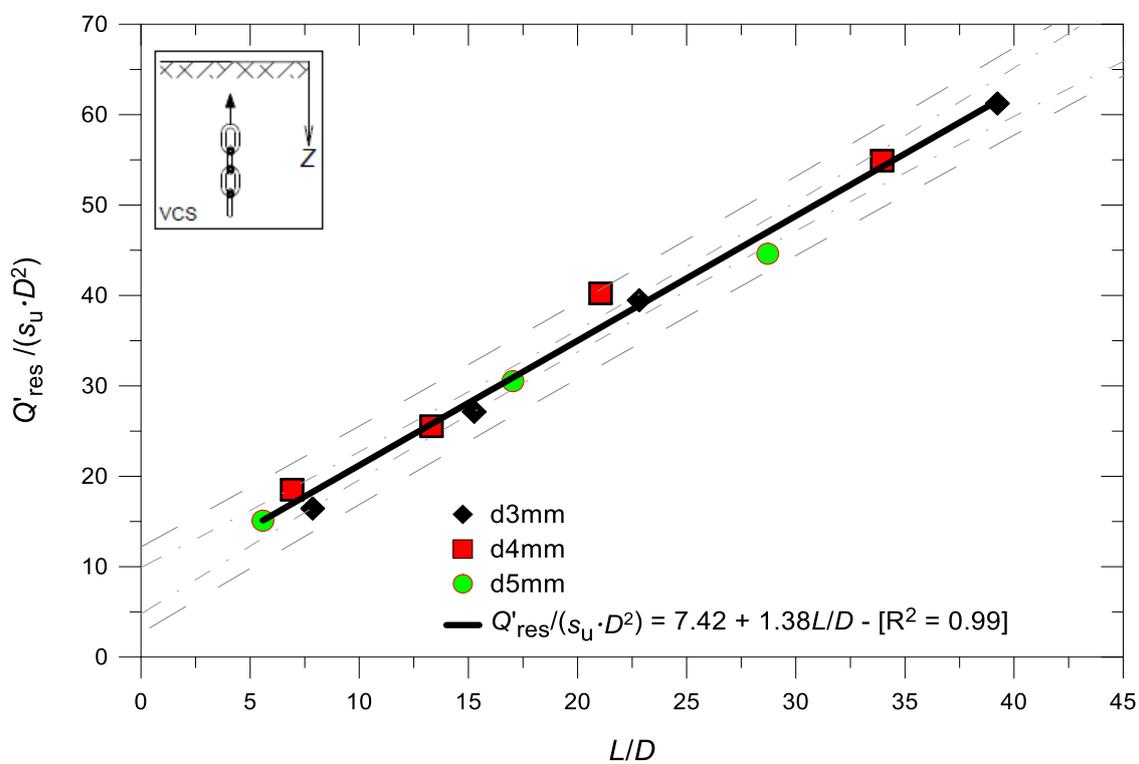


Figura 132 – Cargas residuais normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

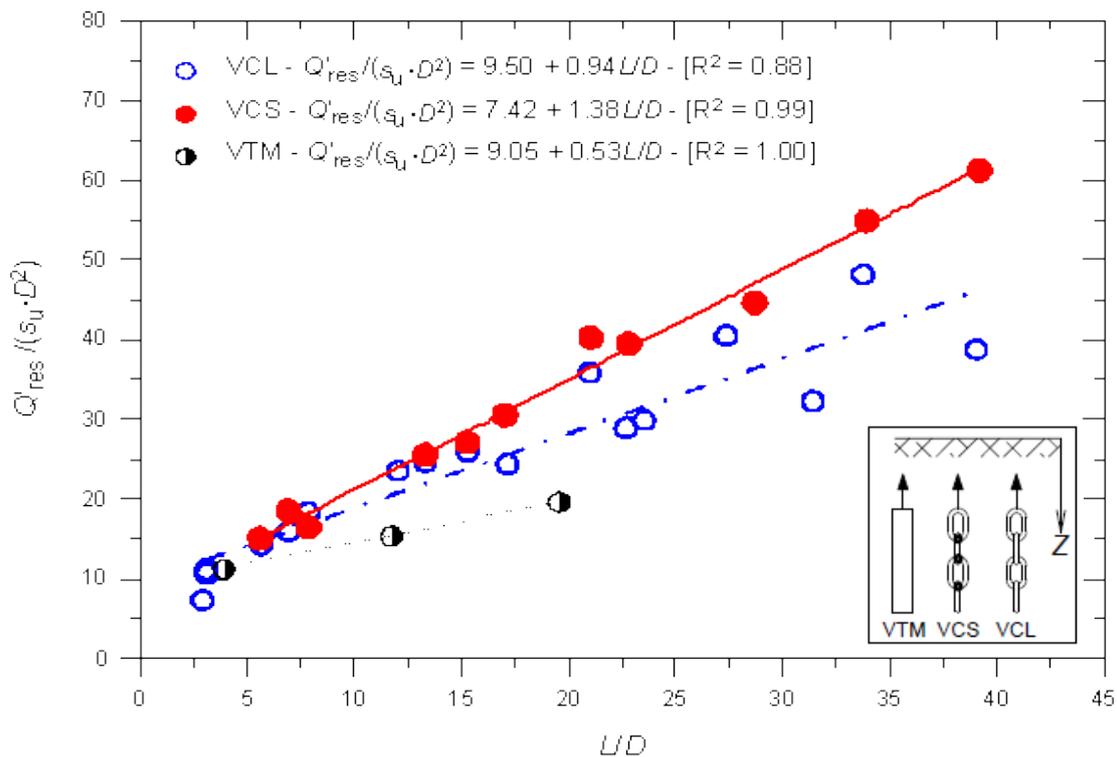


Figura 133 – Cargas residuais normalizadas *versus* comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

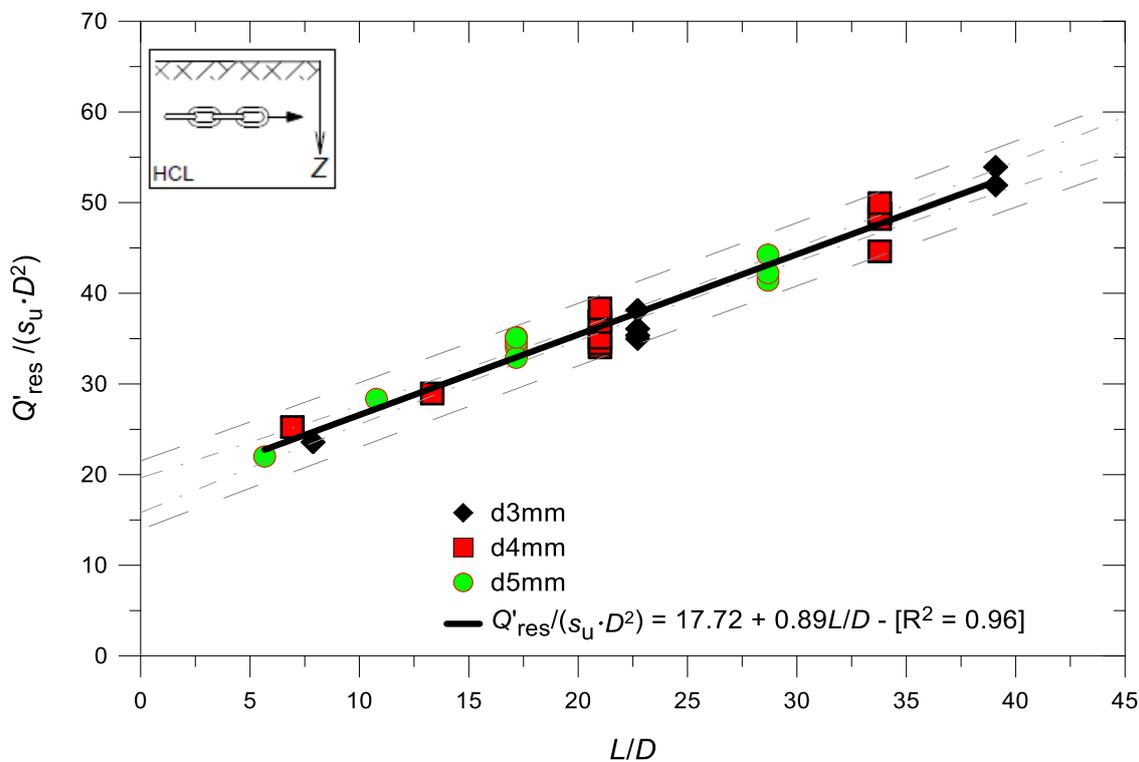


Figura 134 – Cargas residuais normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos

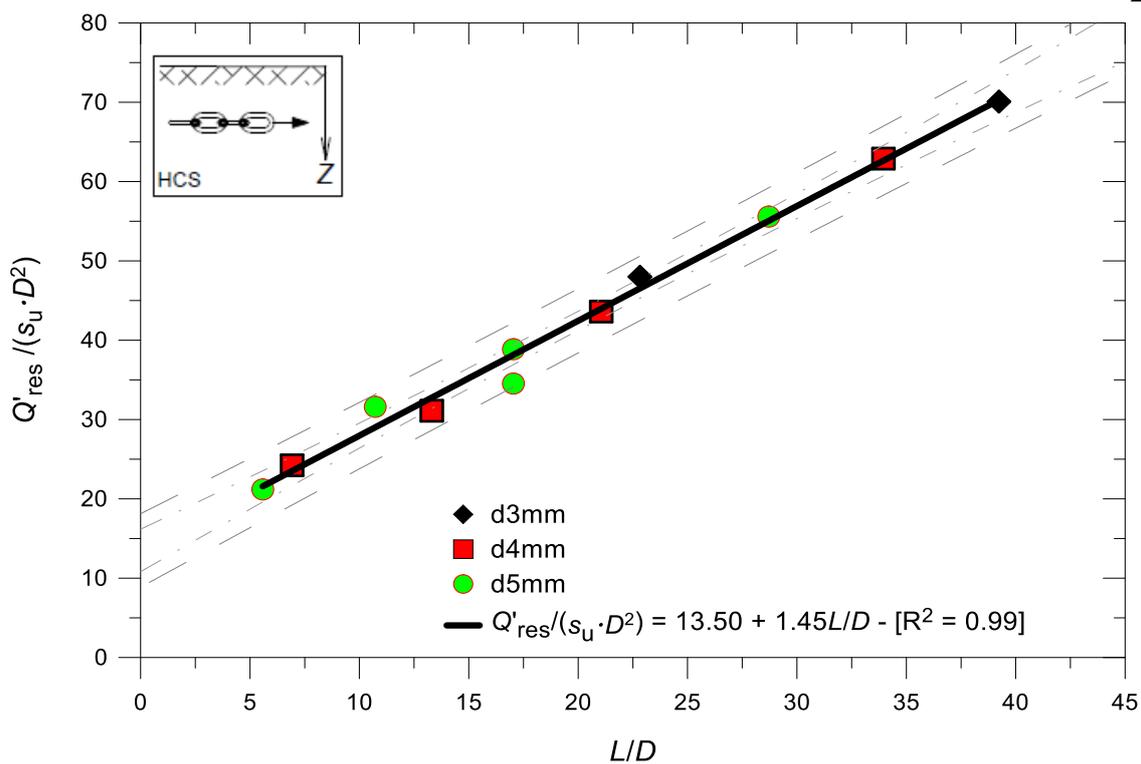


Figura 135 – Cargas residuais normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos

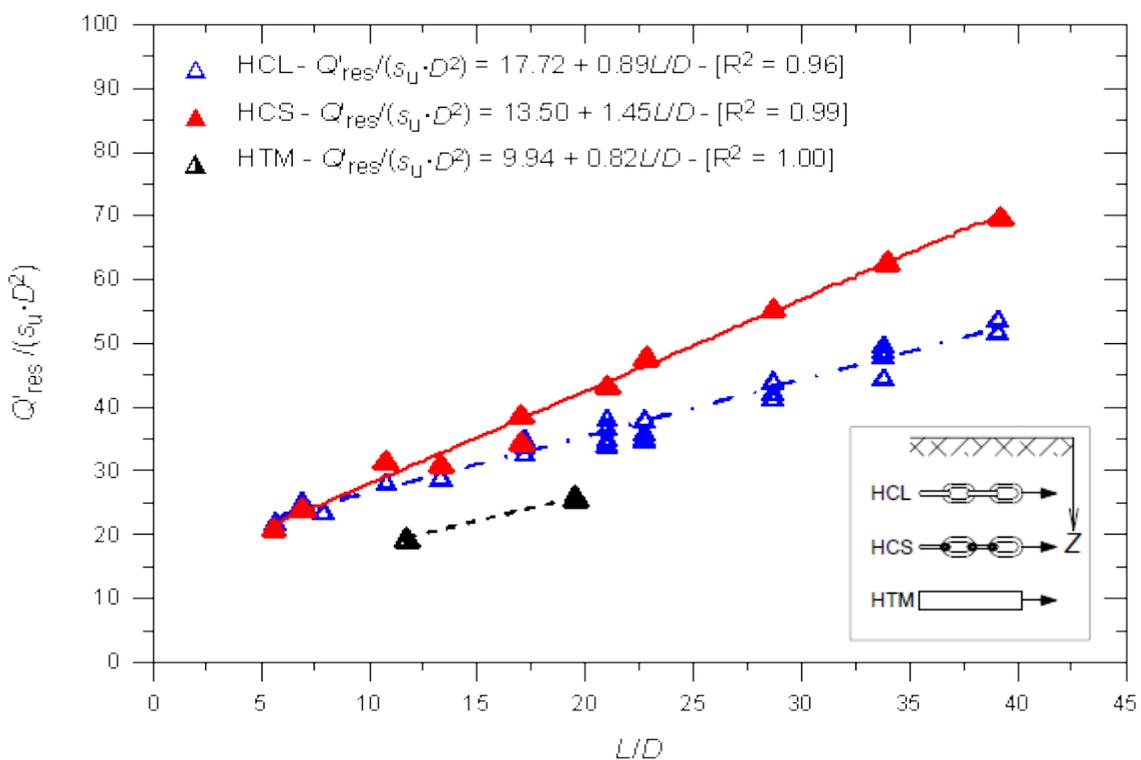


Figura 136 – Cargas residuais normalizadas *versus* comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

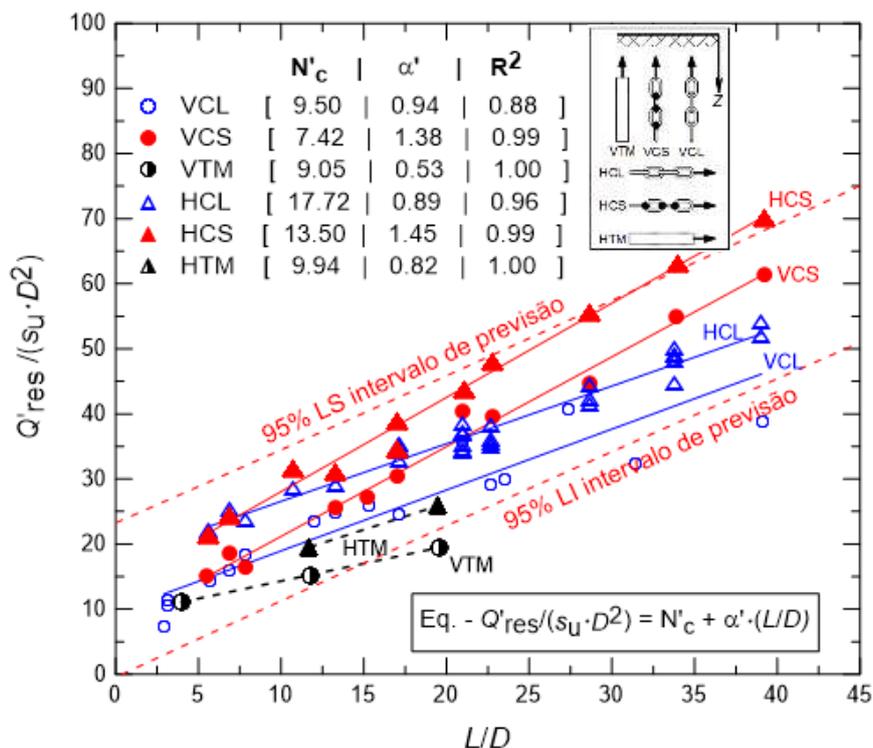


Figura 137 – Cargas residuais normalizadas *versus* comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios VCL, VCS, VTM, HCL, HCS e HTM

As principais análises estatísticas dos modelos apresentados nas figuras acima estão resumidas na Tabela 21.

Tabela 21 – Análise estatística dos modelos obtidos a partir da relação entre a cargas máximas normalizadas e os comprimentos normalizados.

Ensaio	Equação	IC 95% – a	IC 95% – b	R^2	GL	SQ_E	MQ_E
VCL	$Y = 9,50 + 0,94X$	[5,62; 13,39]	[0,75; 1,12]	0,88	16	279,80	17,49
VCS	$Y = 7,42 + 1,38X$	[4,90; 9,93]	[1,27; 1,49]	0,99	9	28,60	3,18
VTM	$Y = 9,05 + 0,53X$	[6,57; 11,88]	[0,47; 0,65]	1,00	1	0,01	0,01
HCL	$Y = 17,72 + 0,89X$	[16,04; 19,41]	[0,82; 0,96]	0,96	28	76,68	2,74
HCS	$Y = 13,50 + 1,45X$	[10,98; 16,01]	[1,34; 1,56]	0,99	9	26,39	2,93
HTM	$Y = 9,94 + 0,82X$	-	-	1,00	-	-	-

onde $Y = Q'_{res}/s_u D^2$; $X = L/D$

As Figura 131 a 137 mostram crescimento linear das cargas residuais normalizadas com o aumento de deslocamento normalizado. Observa-se boa correlação entre essas variáveis, assim como, a localização de praticamente todos os pontos medidos dentro da faixa de IP de 95%.

Fica evidenciada na Tabela 21 a pequena faixa de variação do intervalo de confiança dos parâmetros $\bar{\alpha}'_{res}$ e $\bar{N}'_{c,res}$, e os valores elevados de coeficientes de determinação, destacando a significância dos resultados.

As Tabelas 22 e 23 mostram a comparação dos valores dos fatores de adesão e de capacidade de carga no estado residual calculados a partir das abordagens 1 e 2.

Tabela 22 – Comparação dos valores médios dos fatores de adesão no estado residual, $\bar{\alpha}_{res}$ determinados a partir das abordagens 1 e 2.

Abordagem	Ensaio					
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS	HTM
1 – $\bar{\alpha}_{res}$	0,32	0,40	0,19	0,27	0,46	0,26
2 – $\bar{\alpha}_{res}$	0,30	0,44	0,17	0,28	0,46	0,26
(%) diferença	6,45	-10,00	10,05	-3,70	0,00	0,00

Tabela 23 – Comparação dos valores dos fatores de capacidade de carga no estado residual, $\bar{N}_{c,res}$ determinados a partir das abordagens 1 e 2.

Abordagem	Ensaio					
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS	HTM
1 – $\bar{N}_{c,res}$	6,98	6,72	7,00	14,82	10,67	7,81
2 – $\bar{N}_{c,res}$	7,46	5,83	7,11	13,92	10,60	7,81
(%) diferença	-9,46	13,24	-1,57	6,07	0,65	0,00

Como era esperado, verifica-se a partir das porcentagens da diferença mostradas nas tabelas acima que maiores diferenças entre as duas abordagens ocorreram nos ensaios realizados com correntes na vertical por mesmos motivos explicados no item 5.2.1.2. Quando se compara os valores de $\bar{\alpha}_{res}$ das duas abordagens, nota-se que a porcentagem dos erros nos ensaios VCL, VCS e VTM são respectivamente, 6,45%, -10,00% e 10,05%. Por outro lado, se for comparado os valores $\bar{N}_{c,res}$, verifica-se que as porcentagens da diferença nos ensaios VCL e VCS são respectivamente, -9,46% e 13,24%.

A análise dos resultados ainda mostra que os menores valores das porcentagens da diferença nas correntes horizontais. Isso ocorre porque a abordagem 2 é formulada a partir da hipótese de que a resistência não drenada é constante ao longo do comprimento de corrente. Novamente, reforça-se que a abordagem 2 pode ser utilizada para separar as resistências por atrito lateral e de ponta, tanto para correntes verticais como para correntes horizontais. Contudo, ela apresenta os melhores resultados nas correntes horizontais.

5.2.3 Parâmetro EWS (*effective width in sliding*)

O parâmetro EWS, relacionado com largura efetiva na direção tangencial, foi introduzido por Degenkamp e Dutta (1989a) na fórmula da área de deslizamento por unidade de comprimento de corrente, A_s . Considerando que A_s é igual ao produto do EWS pelo diâmetro nominal de corrente (d), a resistência tangencial (friccional) por unidade de comprimento, f' pode ser calculada a partir da Equação (129). O cálculo preciso dessa resistência é de fundamental importância na determinação da distribuição de tensão ao longo da catenária invertida (GAULT e COX, 1974; VIVATRAT *et al.*, 1982; YEN e TOFANI, 1984; e DEGENKAMP e DUTTA, 1989a).

$$f' = \alpha s_u A_s = \alpha s_u \text{ EWS } d \quad (129)$$

onde α é o fator de adesão adotado como 1 em vários modelos. Nota-se que a resistência tangencial (friccional) por unidade de comprimento é calculada a partir do diâmetro nominal de corrente, d em vez do diâmetro efetivo de corrente, D .

O valor de EWS pode ser calculado a partir da igualdade entre a resistência tangencial (friccional) por unidade de comprimento e a razão entre a resistência lateral e o comprimento de corrente, como mostra a Equação (130). Isolando o parâmetro EWS no primeiro membro e fazendo as devidas simplificações nas variáveis, obtém-se a Equação (131) para estimar o valor de EWS em função da razão dos diâmetros.

$$f' = Q'_{\text{lat}}/L \cdot s_u \text{ EWS } d = \bar{\alpha}' s_u D L/L \quad (130)$$

$$\text{EWS} = Q'_{\text{lat}}/(d L s_u) = \bar{\alpha}' D/d \quad (131)$$

A partir da Equação (131) é possível observar que o parâmetro EWS depende do fator de adesão e também da configuração dos elos de correntes. A configuração dos elos é expressa pela razão entre o perímetro e o diâmetro nominal da corrente, $\pi D/d$, uma vez que $\bar{\alpha}' = \pi \bar{\alpha}$. Caso o fator de adesão médio, $\bar{\alpha}$ for igual a 1, a equação proposta resumiria na expressão deduzida por Gault e Cox (1974).

A Figura 138 mostra a variação do parâmetro EWS com o comprimento normalizado dos ensaios VCL, VCS, HCL e HCS e a Tabela 24 apresenta os valores médios.

Tabela 24 – Valores médios do parâmetro EWS dos ensaios VCL, VCS, HCL e HCS.

	D (diâmetro efetivo)	d (diâmetro nominal)	D/d	Ensaio			
				VCL	VCS	HCL	HCS
EWS	13,1mm	3mm	4,37	10,26	10,15	10,34	10,83
	14,7mm	4mm	3,68	9,98	9,04	9,29	8,78
	17,9mm	5mm	3,58	8,67	8,04	9,33	8,40

De modo geral, os resultados apresentados na Figura 138 e na Tabela 24 mostram que EWS depende da configuração do elo. Independentemente do tipo de ensaio, os valores do EWS tendem a decrescer com a diminuição da razão D/d . Com base na Equação (131), maiores valores de EWS são esperados em correntes com menores diâmetros nominais (diâmetro do arame da corrente), numa comparação de correntes com o mesmo diâmetro efetivo, D . Essas evidências corroboram as conclusões de Degenkamp e Dutta (1989a) que mostraram (Tabela 4) a diminuição da média de EWS com o aumento do diâmetro nominal de corrente, d .

Conforme mostra a Tabela 24, para o mesmo diâmetro de corrente, os valores médios de EWS dos diferentes tipos de ensaios apresentam a mesma ordem de grandeza. Em comparação com a literatura, nota-se que os valores de EWS encontrados seguem a tendência dos seguintes estudos: valor médio de 11,31 – Gault e Cox (1974) e DNV (1996 e 2012); valor médio de 8,2 numa faixa de 5,2 a 10,3 – Degenkamp e Dutta (1989a); valor médio de 10 – Vivatrat *et al.* (1983). Esses valores de EWS medidos em argilas são muito menores do que os valores encontrados por Choi *et al.* (2014) – faixa de 42,5 a 123,7 – em correntes de 6mm de diâmetro nominal enterradas em areias. Segundo Choi *et al.* (2014), essa grande diferença se

deve ao fato de resistências passivas em areias ser maior do que em argilas visto que o mecanismo de interface é totalmente diferente.

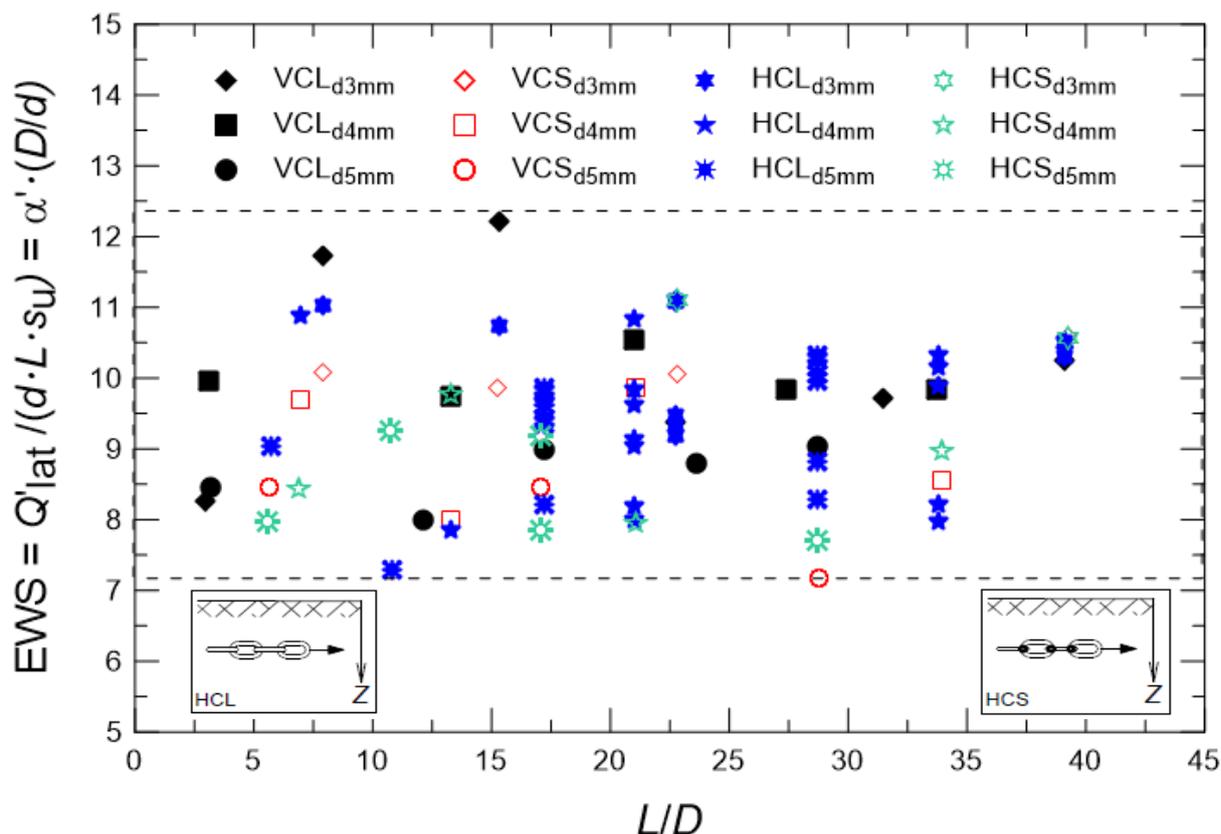


Figura 138 – Valores do parâmetro EWS representado em função do comprimento normalizado.

5.2.4 Significância das Resistências de Ponta estimadas nas Cargas Máximas Medidas

Com base nos parâmetros adimensionais determinados no item 3.1.1 estabeleceu-se relação entre π_1, π_6 e π_9 para avaliar a significância dos valores de resistências de ponta estimadas nos valores de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados. Como explicado anteriormente, devido ao processo de instalação das correntes, as resistências de ponta são devidas à mobilização do solo imediatamente acima (corrente vertical) ou imediatamente a frente (corrente horizontal) do primeiro elo da corrente. A exumação de correntes descartou a possibilidade de resistências de ponta serem mobilizadas em vários elos, como ocorre em correntes enterradas em areias, reportado por Choi *et al.* (2014).

$$(\pi_1, \pi_9) = f(\pi_6) \therefore Q'_{bas}/Q'_{max} = f(L/D)$$

As curvas plotadas nas Figuras 139 a 141 mostram a variação da razão entre resistências de ponta estimadas e as cargas máximas medidas (Q'_{bas}/Q'_{max}) em função de comprimentos normalizados (L/D) dos ensaios realizados com correntes na vertical (VCL, VCS e VTM). De igual modo, as Figuras 142 a 144 apresentam os resultados de ensaios realizados com correntes

na horizontal (HCL, HCS e HTM). Por fim, a comparação entre as curvas de todos ensaios foi apresentada na Figura 145.

No intervalo de comprimentos normalizados estudados, o modelo de ajuste da Equação (132) mostrou-se adequado (elevados valores de R^2 , e baixos valores de resíduos) para exprimir a relação entre Q'_{bas}/Q'_{max} e L/D . Nessa equação a e b são denominados constantes adimensionais de ajuste da curva ou parâmetros do modelo.

$$Q'_{bas}/Q'_{max} = a(L/D)^b \quad (132)$$

Observa-se que o parâmetro b das equações de ajuste apresentadas nas Figuras 139 e 140 (VCL e VCS) são, respectivamente - 0,864 e - 0,812, enquanto que nas Figuras 142 e 143 (HCL e HCS) esses parâmetros correspondem, respectivamente - 0,717 e - 0,699. Devido à semelhança em termos de ordem de grandeza, decidiu-se adotar o valor médio do parâmetro b de cada grupo (VCL e VCS; HCL e HCS) de modo a ajustar os valores do parâmetro a .

A Figura 141 apresenta a comparação das curvas dos ensaios na vertical (VCL e VCS) com os valores corrigidos dos parâmetros a e b . De igual modo, os valores corrigidos dos parâmetros a e b dos ensaios HCL e HCS foram apresentados na Figura 144 que compara os resultados de ensaios realizados com correntes na horizontal. Nota-se nessas figuras que a adoção do valor médio de b permite comparar de forma direta o comportamento das curvas com mesmo expoente sem prejudicar os valores dos coeficientes de determinação.

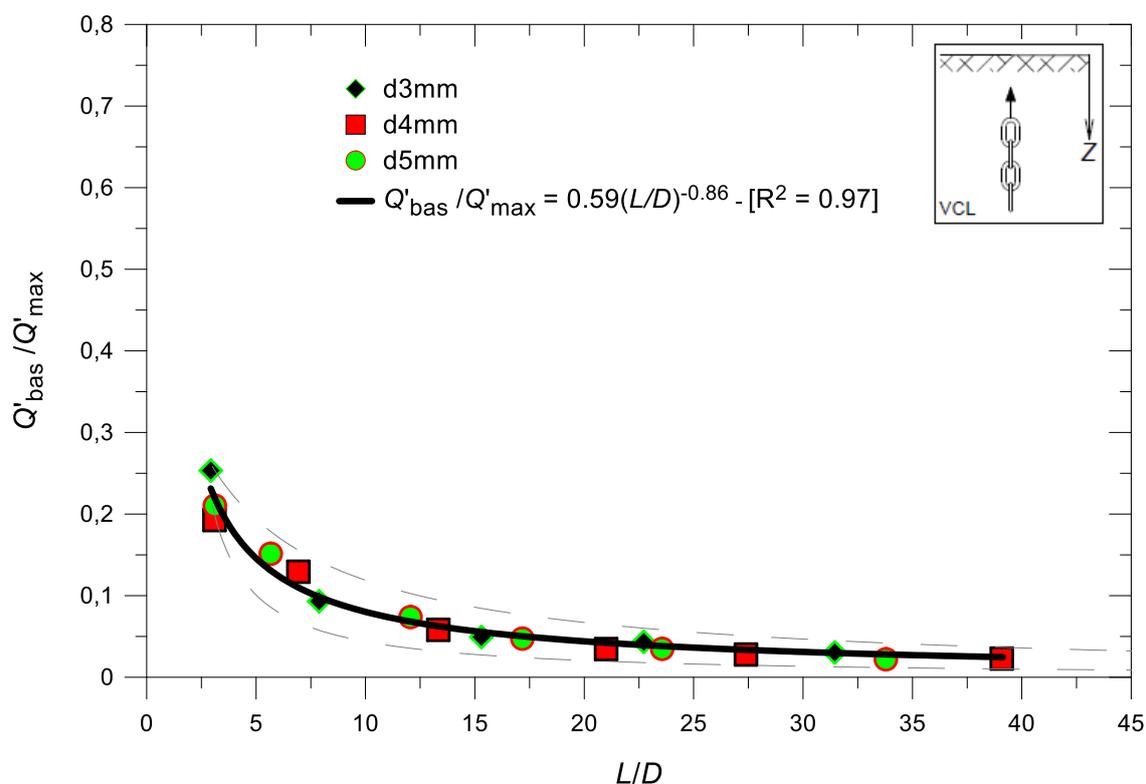


Figura 139 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas *versus* comprimentos normalizados – ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

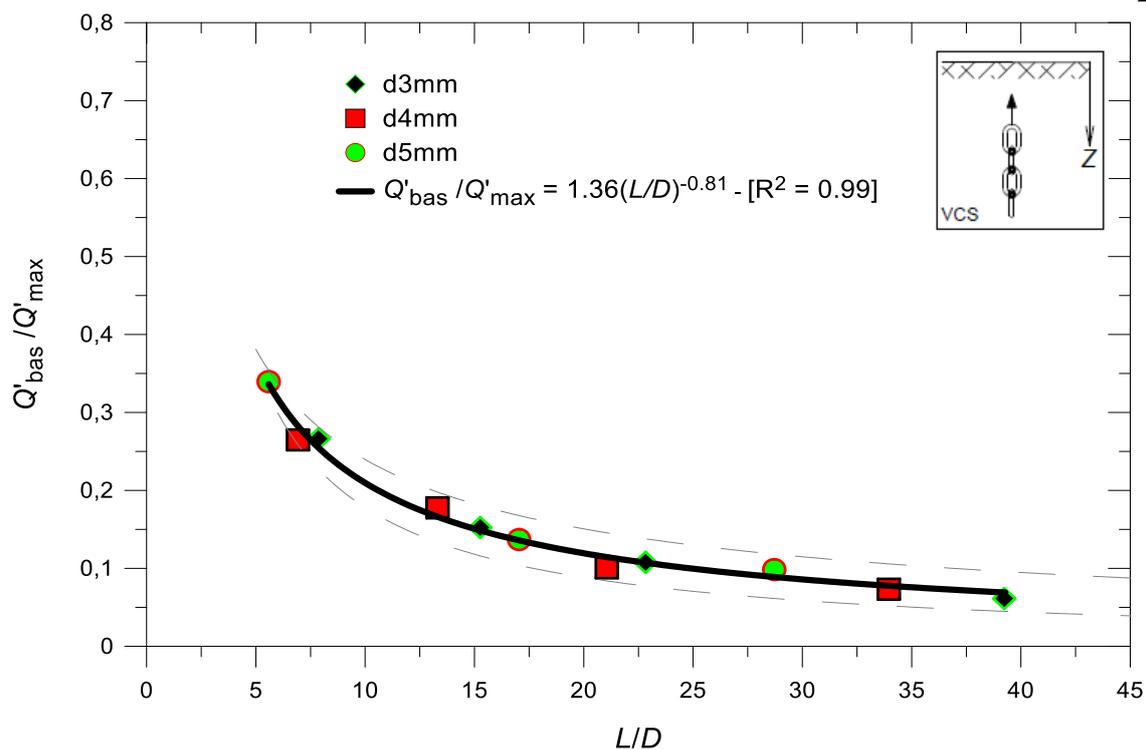


Figura 140 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas *versus* comprimentos normalizados – ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

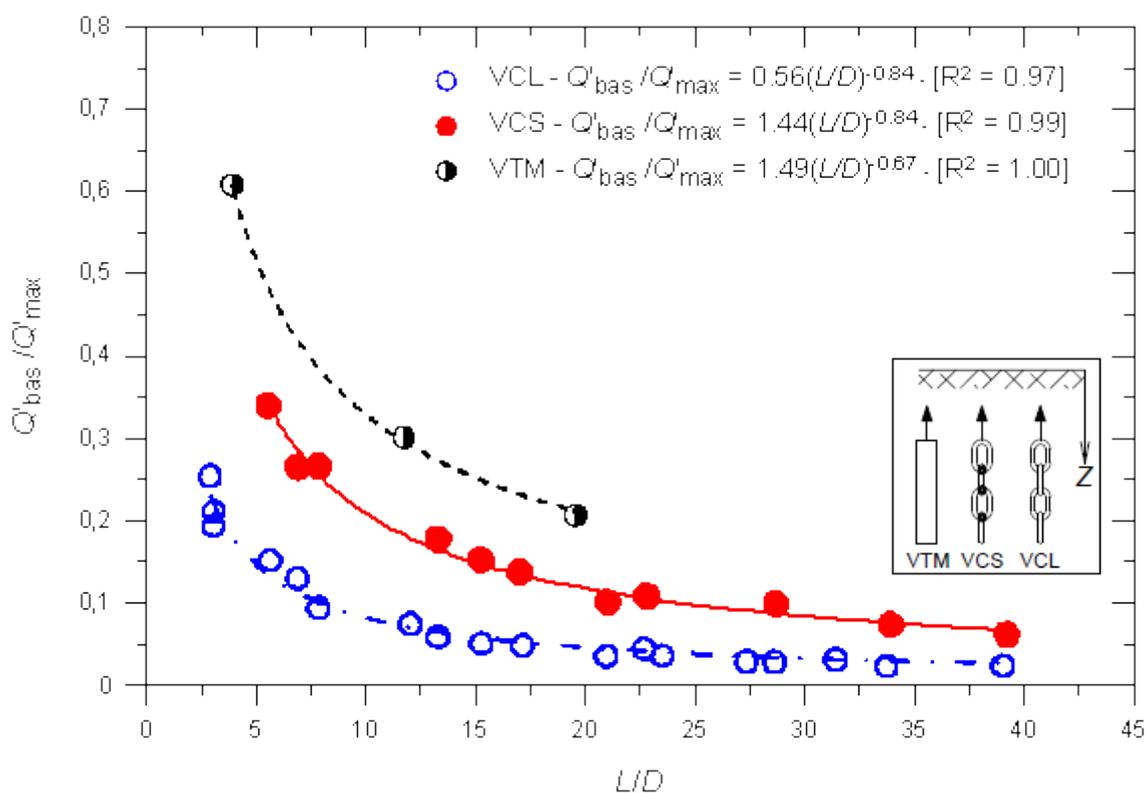


Figura 141 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas *versus* comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

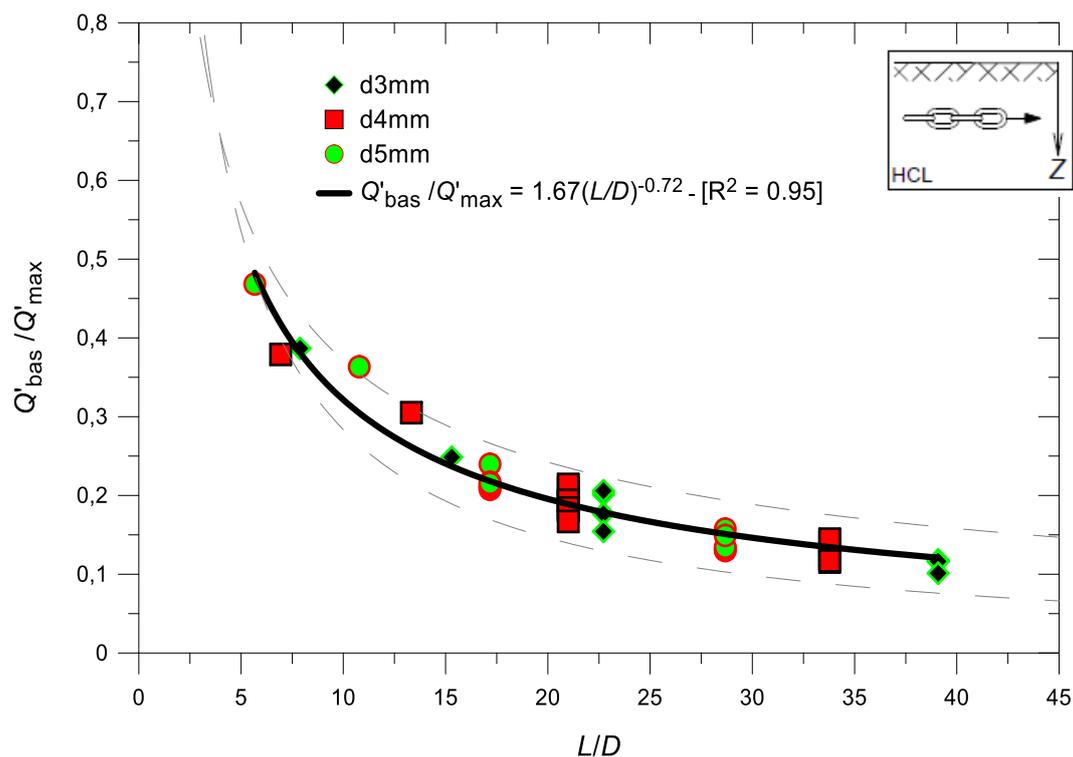


Figura 142 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas *versus* comprimentos normalizados – ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

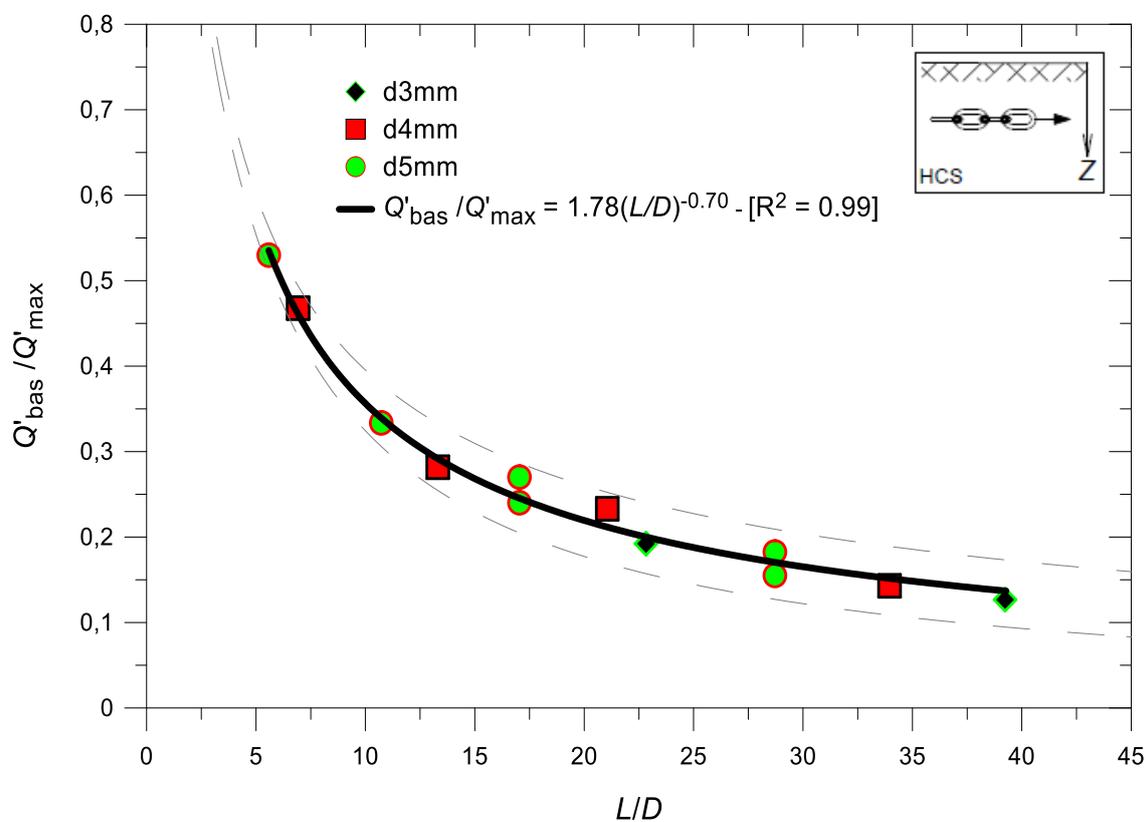


Figura 143 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas *versus* comprimentos normalizados – ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

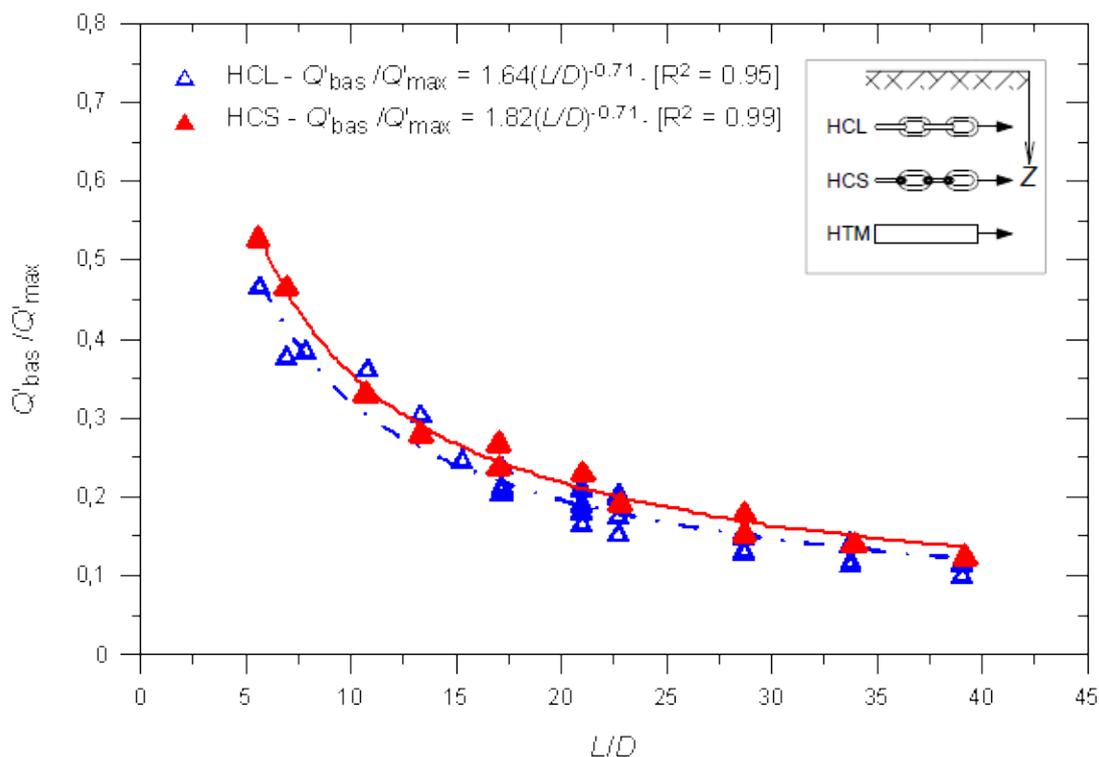


Figura 144 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas *versus* comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

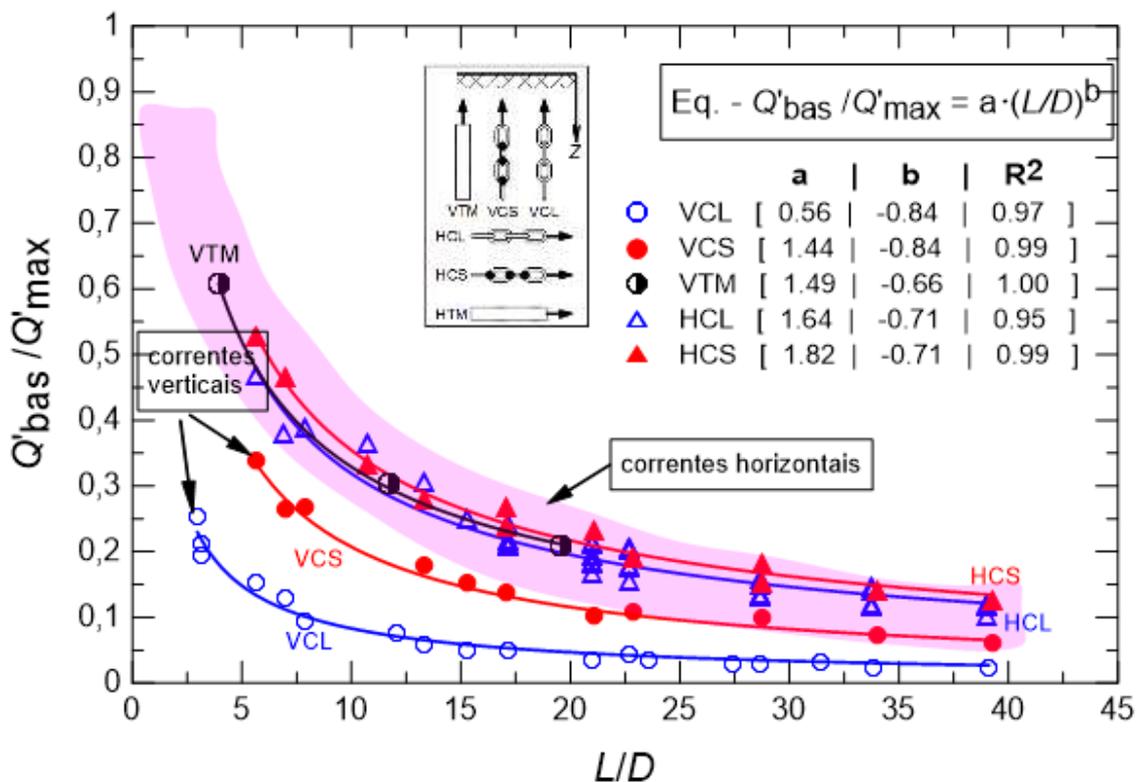


Figura 145 – Razão entre resistências de ponta estimadas e cargas máximas medidas *versus* comprimentos normalizados – comparação entre ensaios.

A Tabela 25 apresenta os intervalos de confiança dos parâmetros dos modelos de ajuste e as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar a dispersão nos gráficos.

Tabela 25 – Análise estatística dos modelos de ajuste das curvas Q'_{bas}/Q'_{max} versus L/D .

Ensaio	Equação	IC 95% – a	IC 95% – b	R^2	GL	SQ_E	MQ_E
VCL	$Y = 0,56X^{-0,84}$	[0,53 0,60]	-	0,97	17	0,00	0,00
VCS	$Y = 1,44X^{-0,84}$	[1,39; 1,49]	-	0,99	10	0,00	0,00
VTM	$Y = 1,49X^{-0,66}$	[1,42; 1,53]	-	1,00	1	0,00	0,00
HCL	$Y = 1,64X^{-0,71}$	[1,59; 1,68]	-	0,95	41	0,02	0,00
HCS	$Y = 1,82X^{-0,71}$	[1,77; 1,87]	-	0,99	10	0,00	0,00

onde $Y = Q'_{bas}/Q'_{max}$; $X = L/D$

Analisando as Figuras 139 a 145, é possível observar boa correlação entre as variáveis de ordenada e de abcissa. Os elevados valores de coeficiente de determinação ($\cong 1$), e os baixos valores dos parâmetros que medem a variabilidade no modelo (Tabela 25) sinalizam que o modelo da Equação (132) representa bem a relação entre as variáveis Q'_{bas}/Q'_{max} e L/D . De igual modo, a Tabela 25 apresenta curto intervalo de confiança dos parâmetros de regressão, indicando estimação precisa desses parâmetros.

Verifica-se em todas as figuras que a esbeltez das correntes, representada pela razão L/D , influencia consideravelmente os valores medidos de (Q'_{bas}/Q'_{max}) . Ou seja, as figuras mostram tendência de decrescimento não linear da razão Q'_{bas}/Q'_{max} com aumento da esbeltez da corrente. Como esperado, esse comportamento confirma que as resistências de ponta são, percentualmente, mais significativas nos ensaios com correntes curtas. Em correntes mais longas, as resistências laterais constituem a maior parcela da carga medida. Comportamentos similares foram reportados por Fleming *et al.* (2009) em estudos realizados com estacas.

Comparando o comportamento das curvas ilustradas na Figura 145 e as suas respectivas equações, fica em evidência que as curvas dos ensaios na vertical – VCL e VCS – apresentam comportamentos similares, porém com diferentes magnitudes da razão Q'_{bas}/Q'_{max} . De igual modo, os mesmos comportamentos podem ser observados nas curvas dos ensaios na horizontal – HCL e HCS. Quando comparadas as curvas de todos os ensaios (Figura 145), observa-se que, com exceção das curvas de correntes na vertical, as restantes curvas tendem a se sobrepor, sinalizando o mesmo padrão de comportamento.

Por outro lado, comparando curvas de ensaios realizados com correntes no mesmo sentido (VCL e VCS; HCL e HCS), verifica-se que, para o mesmo valor de comprimento normalizado, as resistências de pontas estimadas mostraram ser mais significantes nas correntes soldadas do que nas correntes livres. Esse comportamento é coerente com afirmação anterior de que as resistências laterais de correntes livres tendem a ser superiores às das correntes soldadas. Dividindo as equações das correntes soldadas pelas das correntes livres, obtém-se 2,55 em correntes na vertical e 1,11 em correntes na horizontal.

Em termos de magnitude da razão Q'_{bas}/Q'_{max} , a Tabela 26 apresenta os valores máximo e mínimos das curvas e os seus respectivos comprimentos normalizados. É importante salientar que a comparação entre os valores apresentados nessa tabela deve ser feita para o mesmo valor de comprimento normalizado.

Tabela 26 – Valores máximos e mínimos da razão Q'_{bas}/Q'_{max} no intervalo de comprimentos normalizados estudados

Q'_{bas}/Q'_{max} (L/D)	Ensaio				
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS
Mínimo	0,02 (33,78)	0,06 (39,24)	0,21 (19,57)	0,10 (39,08)	0,13 (39,24)
Máximo	0,25 (2,93)	0,34 (5,59)	0,61 (3,91)	0,47 (5,67)	0,53 (5,59)

Nos intervalos de comprimentos estudados, nota-se que a contribuição de ponta no valor da carga máxima medida decresce de 33,9% para 2,2% nos ensaios com correntes verticais, decresce de 53,0% para 10,1% nos ensaios com correntes na horizontal, e por fim, decresce de 60,8% para 14,7% nos ensaios realizados com tubos metálicos. Esses resultados reforçam a importância da resistência de interface solo–corrente no comportamento de curvas, principalmente em correntes mais compridas.

Novamente, os resultados confirmam que o mecanismo de mobilização da resistência de ponta nos ensaios com correntes na vertical (VCL e VCS) é diferente dos demais ensaios devido à influência de campos de tensões. Além dessa constatação, a Figura 145 e a Tabela 26 permitem concluir que a direção de corrente (vertical ou horizontal) e a rigidez da mesma (soldada ou livre) influenciam nos valores da razão Q'_{bas}/Q'_{max} . Essas conclusões corroboram o estudo de Fleming *et al.* (2009) que apresentaram curvas mostrando que a contribuição da parcela da resistência de ponta no valor de capacidade de carga é maior quanto maior for a razão entre a rigidez da estaca em relação à do solo.

Outro modo de avaliar a significância da resistência de ponta no estado de pico é comparar as pressões de ponta e adesões ao longo de comprimento da corrente. Segundo Salgado (2008) e Fleming *et al.* (2009), e expresso na Equação (133), a razão entre a pressão de ponta, q e adesão, f de estacas em solos argilosos varia entre 10 a 20 em situações onde as cargas de ruptura são determinadas a partir de deslocamento de 10% de diâmetro de estacas instrumentadas.

$$q/f = \frac{N_c S_{u,bas}}{\alpha S_{u,lat}} = [10 \text{ a } 20] \quad (133)$$

A Tabela 27 resume os valores médios da razão q/f calculados com base nos resultados desta tese, considerando circular a seção transversal da corrente. A seção circular representa a condição que fornece os maiores valores da razão q/f .

Tabela 27 – Valores médios da razão q/f considerando circular a seção transversal da corrente.

q/f (Desv. Padr.)	Ensaio				
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS
	3,49	11,03	21,18	19,16	23,18
	(0,13)	(0,13)	(1,08)	(-)	(-)

A diferença observada entre os valores da razão q/f apresentados na Tabela 27 deve-se aos diferentes mecanismos de mobilização de resistência de ponta dos diferentes ensaios.

Por outro lado, salienta-se que os valores de q e f determinados neste estudo foram calculados a partir das cargas máximas medidas, e não no deslocamento correspondente à 10% do diâmetro de corrente. Pelas análises já realizadas, existe grande evidência que no pico da carga, a resistência lateral é praticamente mobilizada enquanto que a resistência de ponta ainda não atinge o seu valor máximo. Para grandes deslocamentos, esses valores tendem a aumentar tendo em conta a degradação da resistência lateral.

Em termos de comparação, com exceção do resultado do ensaio VCL, os valores dos restantes ensaios mostrados na Tabela 27 apresentam a mesma ordem de grandeza da faixa de 10 a 20 proposta por Salgado (2008) e Fleming *et al.* (2009).

Com relação ao estado residual, a Figura 146 apresenta curvas de razão entre resistências de ponta estimadas no estado residual e cargas residuais medidas. Os valores máximos e mínimos dessas curvas, assim como os seus respectivos comprimentos normalizados estão resumidos na Tabela 28.

Comparando os resultados apresentados nas Tabelas 26 e 28, observa-se novamente que a significância da resistência de ponta aumenta à medida que correntes sofrem grandes deslocamentos. As possíveis razões são degradação da adesão corrente-solo e aumento da área de ponta do estado de pico para o estado residual.

Repetindo as comparações feitas com os valores da razão do estado de pico, verifica-se que para os intervalos de comprimentos estudados, a contribuição de ponta no valor da carga máxima medida decresce de 83,8% para 13,8% nos ensaios com correntes verticais, decresce de 85,8% para 19,0% nos ensaios com correntes na horizontal, e por fim, decresce de 61,0% para 34,1 nos ensaios realizados com tubos metálicos.

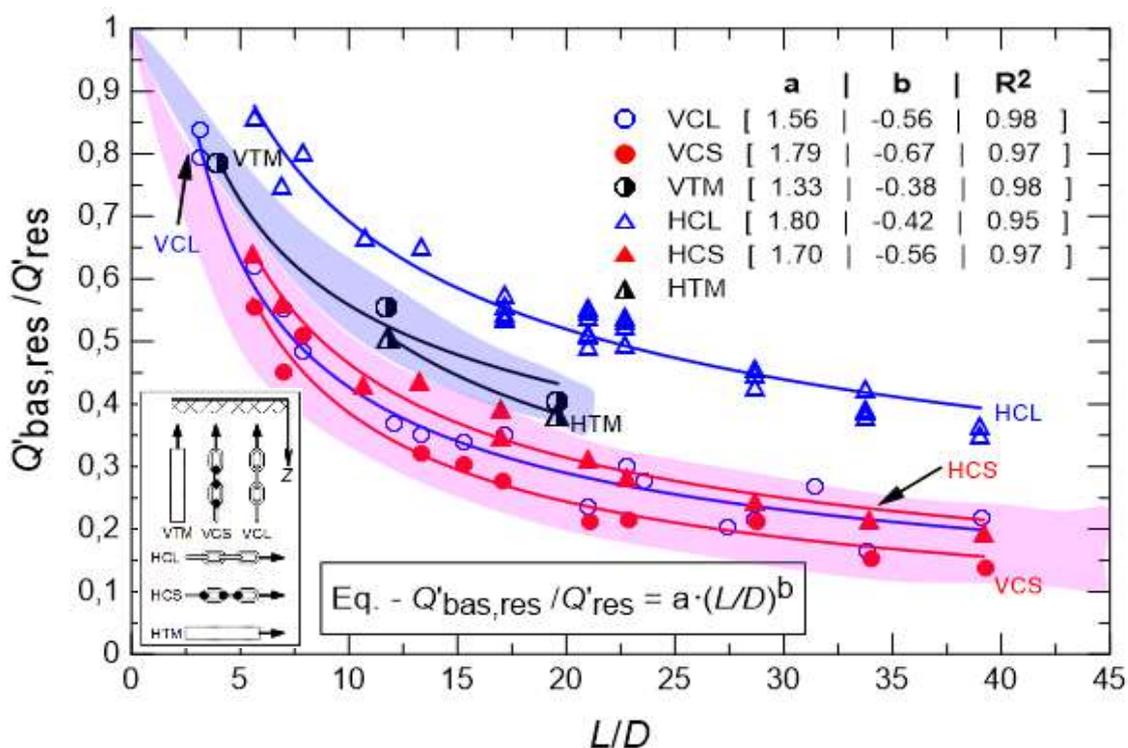


Figura 146 – Razão entre resistências de ponta no estágio residual e cargas residuais *versus* comprimentos normalizados – comparação entre ensaios

Tabela 28 – Valores máximos e mínimos da razão $Q'_{bas,res}/Q'_{res}$ no intervalo de comprimentos normalizados estudados

$Q'_{bas,res}/Q'_{res}$ (L/D)	Ensaio					
	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS	HTM
Mínimo	0,16 (33,78)	0,14 (39,24)	0,406 (19,57)	0,35 (39,08)	0,19 (39,24)	0,34 (23,20)
Máximo	0,84 (3,12)	0,56 (5,59)	0,79 (3,91)	0,86 (5,67)	0,64 (5,59)	0,46 (13,92)

5.2.5 Degradação da Adesão Corrente – Solo

5.1.1.1.1 Razão entre as Cargas residuais e as Máximas Medidas–Efeito de Sensibilidade

Para avaliar a degradação da adesão corrente–solo causada pelo grande deslocamentos das correntes, estabeleceu-se relações a partir dos parâmetros adimensionais π_1, π_2 e π_6 determinados no item 3.1.1. Desse modo foi possível estudar, para diferentes valores de comprimentos normalizados, a razão entre as cargas residuais medidas e as máximas medidas.

$$(\pi_1, \pi_2) = f(\pi_6) \therefore Q'_{res}/Q'_{max} = f(L/D)$$

Com base nas relações dos parâmetros adimensionais, plotou-se as curvas que ilustram a variação da Q'_{res}/Q'_{max} em função de L/D . As curvas correspondentes aos ensaios realizados com correntes na vertical (VCL, VCS e VTM) são apresentadas nas Figuras 147 a 149. As curvas dos ensaios realizados com correntes na horizontal (HCL, HCS e HTM) são ilustradas nas Figuras 150 a 152. Por fim, a Figura 153 compara as curvas de todos ensaios realizados a fim de destacar as semelhanças e as diferenças de comportamento.

No intervalo de comprimentos normalizados, o modelo de ajuste apresentado na Equação (134) mostrou-se adequado (elevados valores de R^2 , e baixos valores de resíduos) para exprimir a relação entre Q'_{res}/Q'_{max} e L/D . Nessa equação a e b são denominados constantes adimensionais de ajuste da curva ou parâmetros do modelo.

$$Q'_{res}/Q'_{max} = a(L/D + 1)^b \quad (134)$$

Analisando as equações das curvas dos ensaios realizados com correntes livres (VCL e HCL), plotadas nas Figuras 147 e 150, verifica-se que os valores do expoente b são, respectivamente - 0,34 e - 0,32, enquanto que nas Figuras 148 e 151 correspondentes aos ensaios com correntes soldadas (VCS e HCS), os valores do expoente b são, respectivamente - 0,17 e -0,16. Devido à semelhança entre esses valores, decidiu-se adotar o valor médio do parâmetro b de cada grupo (VCL e HCL; VCS e HCS) de modo a ajustar os valores do parâmetro a .

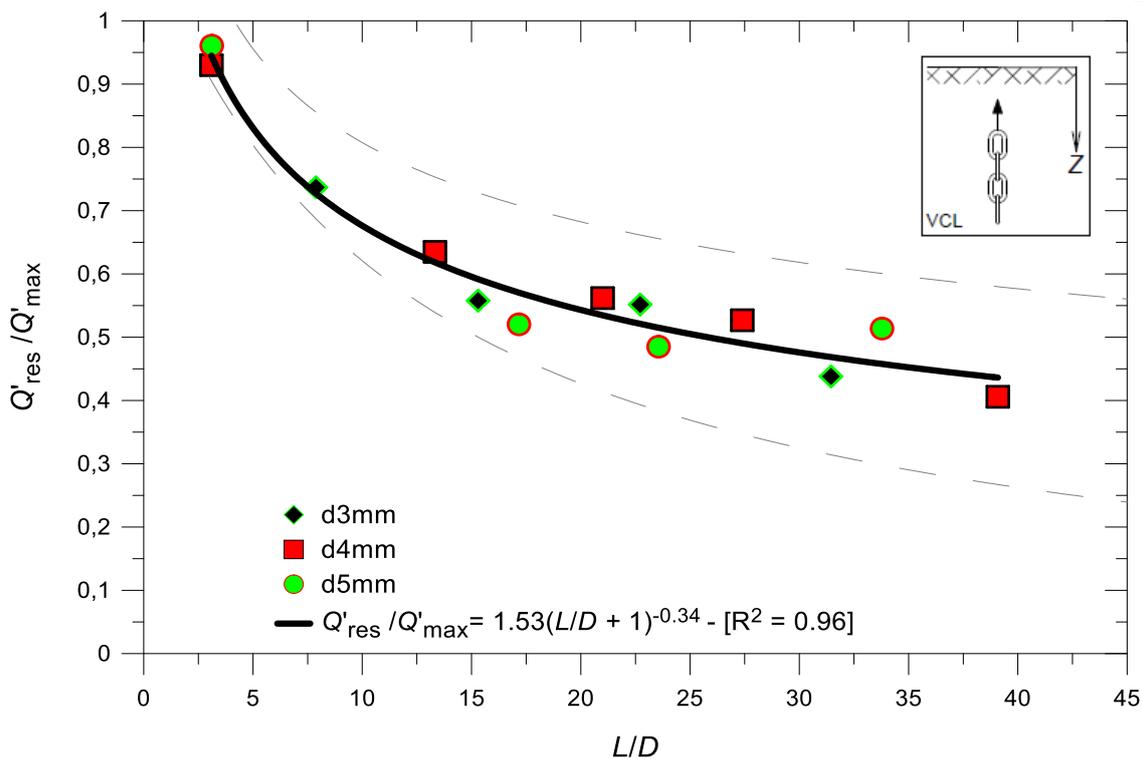


Figura 147 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

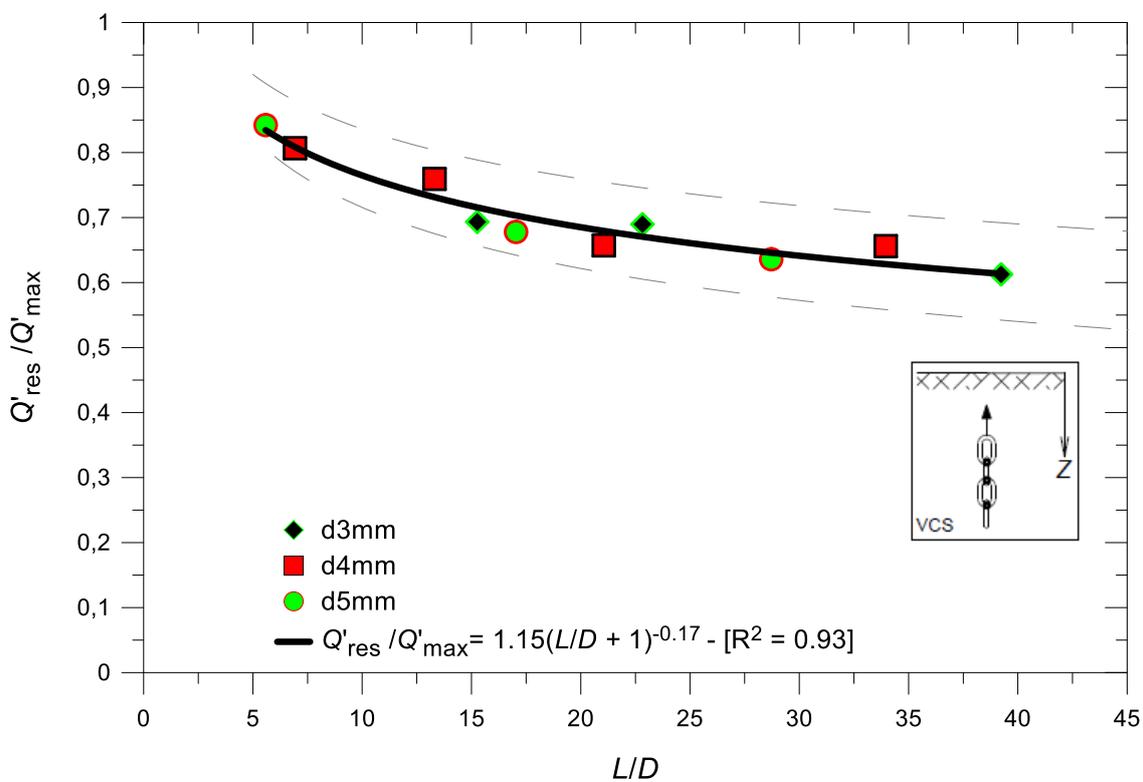


Figura 148 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

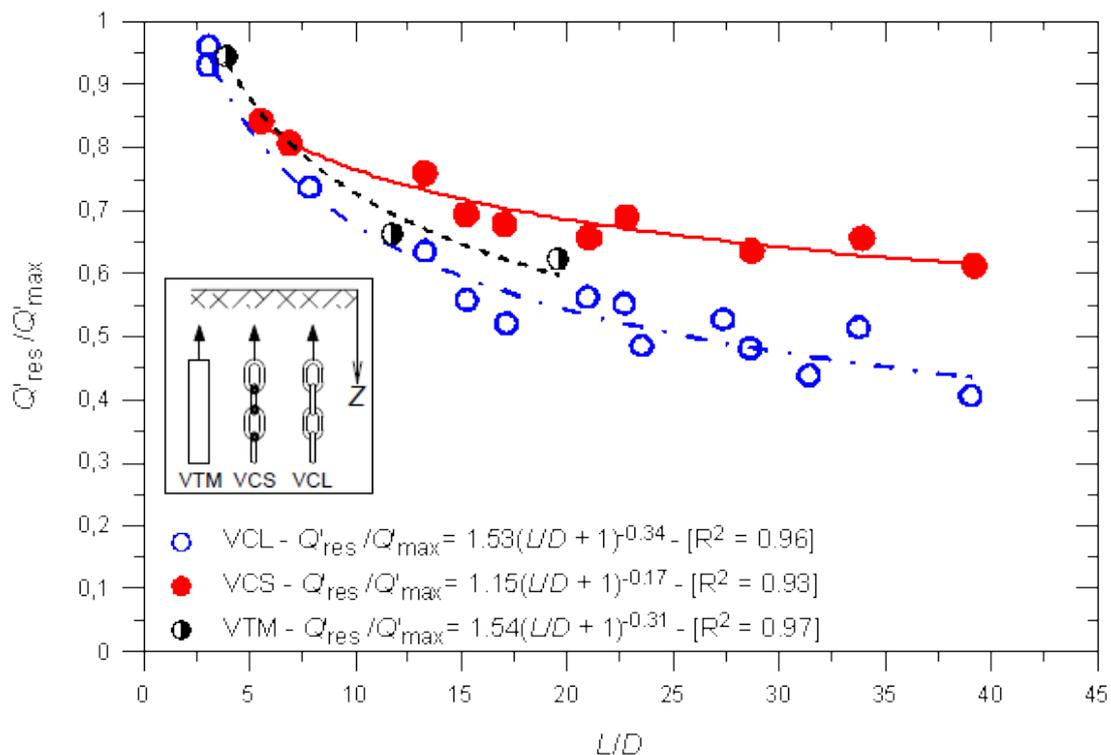


Figura 149 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

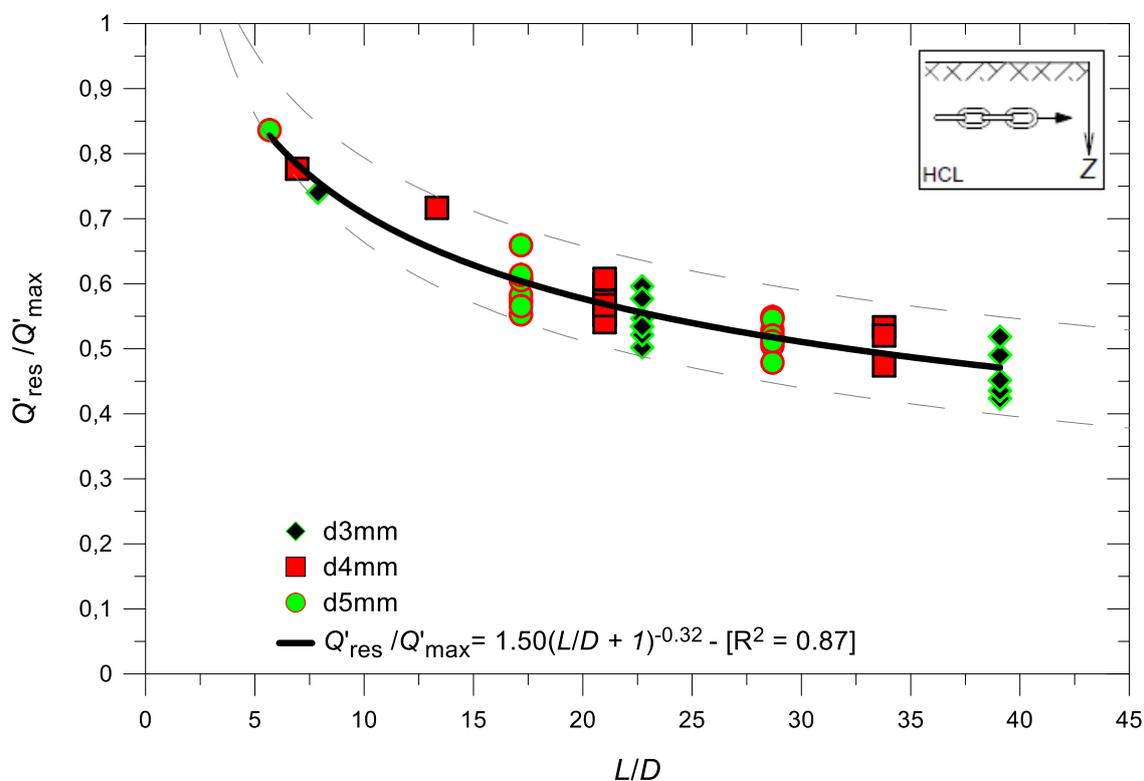


Figura 150 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

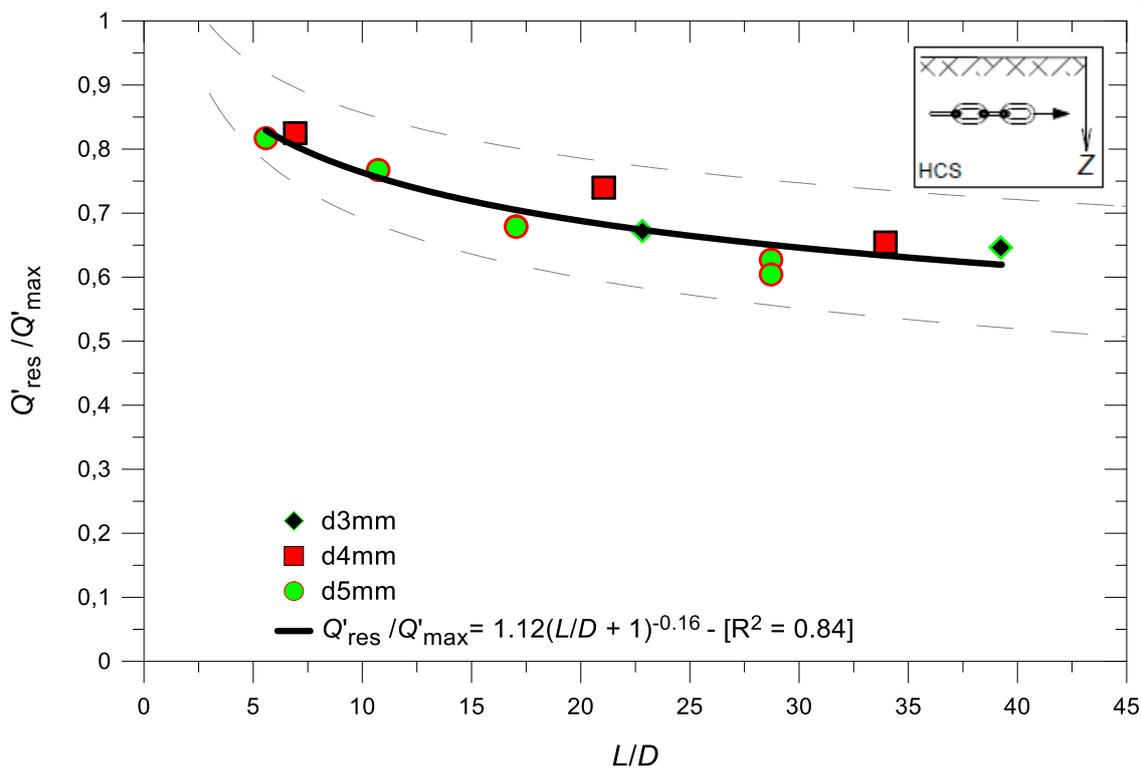


Figura 151 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

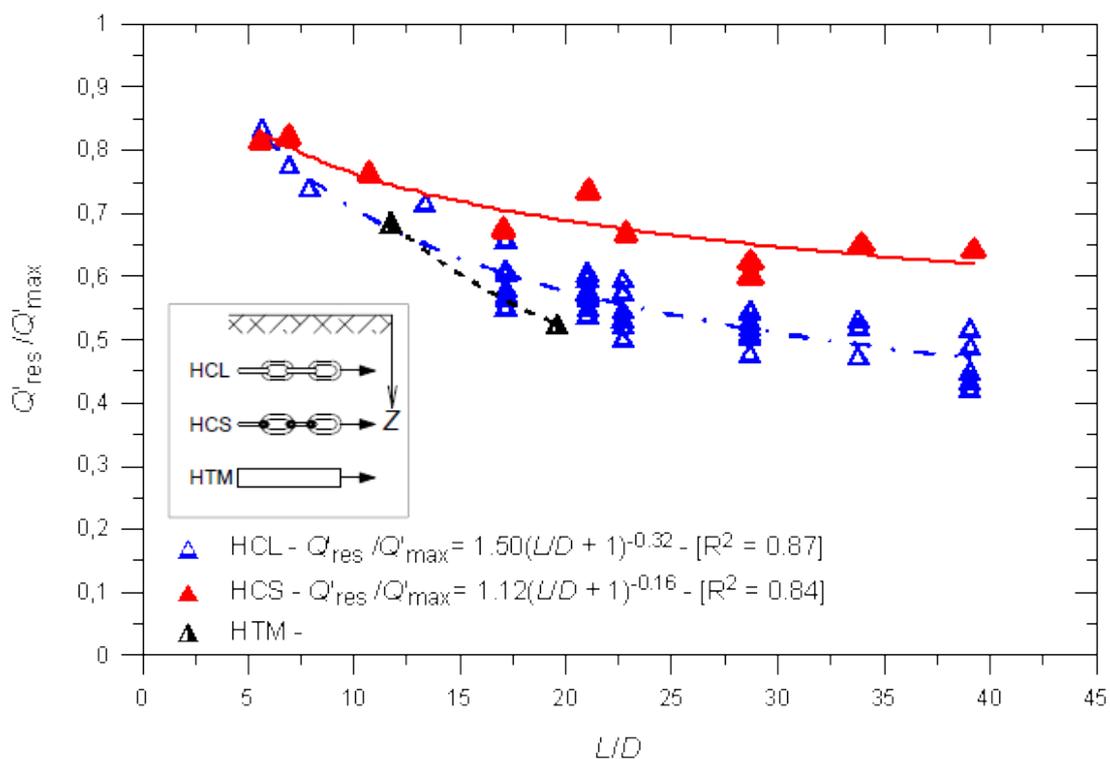


Figura 152 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

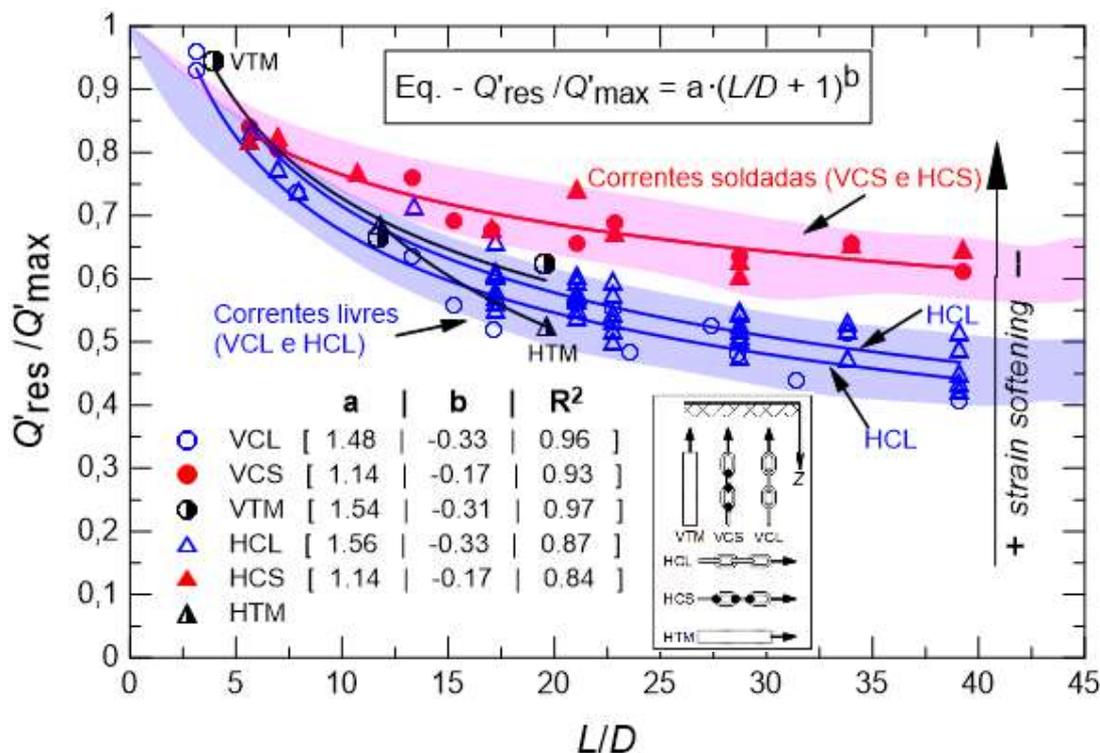


Figura 153 – Variação da razão de cargas medidas em função dos comprimentos normalizados - comparação entre ensaios.

A Figura 153 apresenta a comparação das curvas e as correções das suas respectivas equações. Pode-se observar que o parâmetro b das equações dos ensaios realizados com correntes livres (VCL e HCL) é igual a $-0,33$, enquanto que o parâmetro b das equações dos ensaios realizados com correntes soldadas (VCS e HCS) é igual a $-0,17$. Nota-se nessas figuras que a adoção do valor médio de b permitiu comparar de forma direta o comportamento das curvas que apresentam o mesmo expoente sem prejudicar os valores dos coeficientes de determinação.

A Tabela 29 apresenta os intervalos de confiança dos parâmetros dos modelos de ajuste e as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar a dispersão nos gráficos.

Tabela 29 – Análise estatística dos modelos de ajuste das curvas Q'_{res}/Q'_{max} versus L/D .

Ensaio	Equação	IC 95% - a	IC 95% - b	R ²	GL	SQ _E	MQ _E
VCL	$Y = 1,48(X + 1)^{-0,33}$	[1,44; 1,53]	-	0,96	13	0,01	0,00
VCS	$Y = 1,14(X + 1)^{-0,17}$	[1,11; 1,16]	-	0,93	9	0,00	0,00
VTM	$Y = 1,54(X + 1)^{-0,31}$	[1,45; 1,59]	-	0,97	1	0,00	0,00
HCL	$Y = 1,56(X + 1)^{-0,33}$	[1,54; 1,60]	-	0,88	25	0,02	0,00
HCS	$Y = 1,14(X + 1)^{-0,17}$	[1,11; 1,17]	-	0,84	10	0,01	0,00

onde $Y = Q'_{res}/Q'_{max}$; $X = L/D$

De modo geral, essas figuras mostram boa correlação entre os valores de Q'_{res}/Q'_{max} e L/D , e tendência da do comportamento *strain softening* – razão Q'_{res}/Q'_{max} – decrescer de forma não linear com aumento de L/D . Igualmente, observa-se ainda que o modelo da Equação (134) representa bem a relação entre as variáveis Q'_{res}/Q'_{max} e L/D . A Tabela 29 mostra valores de coeficiente de determinação próximos a unidade e baixos valores dos parâmetros que medem a variabilidade do modelo, assim como apresenta curto intervalo de confiança dos parâmetros de regressão, indicando estimação precisa desses parâmetros.

Novamente, é possível destacar as influências do comprimento normalizado e de rigidez de correntes na magnitude de *strain softening*. Observa-se por um lado que as curvas dos ensaios com correntes livres – VCL e HCL – apresentam o mesmo comportamento, caracterizado pelo mesmo valor do parâmetro *b*. Enquanto que por outro lado, verifica-se uma superposição das curvas dos ensaios com correntes soldadas – VCS e HCS – sinalizando a igualdade de ambos parâmetros *a* e *b*. Dividindo as equações de VCL pelas de HCL e as de VCS pelas de HCS, obtém-se 1,06 em correntes livres e 1,00 em correntes soldadas, mostrando que para um determinado valor de comprimento normalizado, a direção de deslocamento de corrente não influencia no comportamento *strain softening*.

Destaca-se, que a degradação de adesão após o pico é mais intensa em correntes livres do que em correntes soldadas e tubos metálicos, indicando a influência da rigidez de corrente no comportamento *strain softening* e conseqüentemente na magnitude da degradação da resistência de interface corrente – solo. Devido a influência de rigidez, é razoável afirmar a existência de dois comportamentos: tendência da formação de zona cisalhante de forma mais rápida em correntes soldadas e tubos metálicos do que em correntes livres, e a possibilidade de redução da área cisalhada, em correntes livres, à medida que elas sofrem grandes deslocamentos.

A Tabela 30 apresenta os valores máximo e mínimos da razão Q'_{res}/Q'_{max} das curvas de todos os ensaios, assim como os seus respectivos comprimentos normalizados. É importante salientar que a comparação entre os valores apresentados nessa tabela deve ser feita para o mesmo valor de comprimento normalizado.

Tabela 30 – Valores máximos e mínimos da razão Q'_{res}/Q'_{max} no intervalo de comprimentos normalizados estudados

Ensaio						
Q'_{res}/Q'_{max} (<i>L/D</i>)	VCL	VCS	VTM	HCL	HCS	HTM
Mínimo	0,41 (39,08)	0,61 (39,24)	0,62 (19,57)	0,49 (39,08)	0,65 (39,24)	0,53 (19,57)
Máximo	0,96 (3,12)	0,84 (5,59)	0,95 (3,91)	0,84 (5,67)	0,82 (5,59)	0,69 (11,74)

Nos intervalos de comprimentos estudados, os valores das razões Q'_{res}/Q'_{max} decrescem de 96,1% para 40,6% nos ensaios realizados com correntes livres, decrescem de 84,2% para 61,3% nos ensaios realizados com correntes soldadas, e por fim, decrescem de 94,5% para 52,5% nos ensaios realizados com tubos metálicos. Como esperado, a magnitude da degradação da resistência na interface aumenta com o comprimento da corrente.

5.2.5.1 Normalização da Diferença de Cargas Medidas nos Estados de Pico e Residual

O item 5.1.1.1.1 analisou as magnitudes da diferença entre porcentagens de cargas medidas no estado residual em relação às cargas medidas no estado de pico para diferentes comprimentos normalizados. Visando complementar o entendimento da degradação de resistência após o pico, o presente item busca analisar a influência da geometria de corrente e da resistência não drenada do solo nos valores da magnitude da resistência degradada.

No entanto, estabeleceu-se relações entre os parâmetros adimensionais π_3 e π_6 determinados no item 3.1.1 de modo a efetuar essa análise.

$$\pi_3 = f(\pi_6) \therefore (Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_{u,\max} D^2 = f(L/D)$$

As relações entre os parâmetros π_3 e π_6 também podem ser expressas de outra forma, como mostra a Equação (135), se $s_{u,\max} D^2$ for levado para o segundo membro da equação.

$$(Q'_{\max} - Q'_{\text{res}}) = f(s_{u,\max} L D) \quad (135)$$

As Figuras 154 a 156 apresentam as curvas que mostram variação da diferença de carga normalizada $((Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_{u,\max} D^2)$ em função de comprimentos normalizados dos ensaios realizados com correntes na vertical (VCL, VCS e VTM). As curvas dos ensaios realizados com correntes na horizontal (HCL, HCS e HTM) são ilustradas nas Figuras 157 a 159. Por fim, a Figura 160 compara as curvas de todos ensaios realizados a fim de destacar as semelhanças e as diferenças de comportamento.

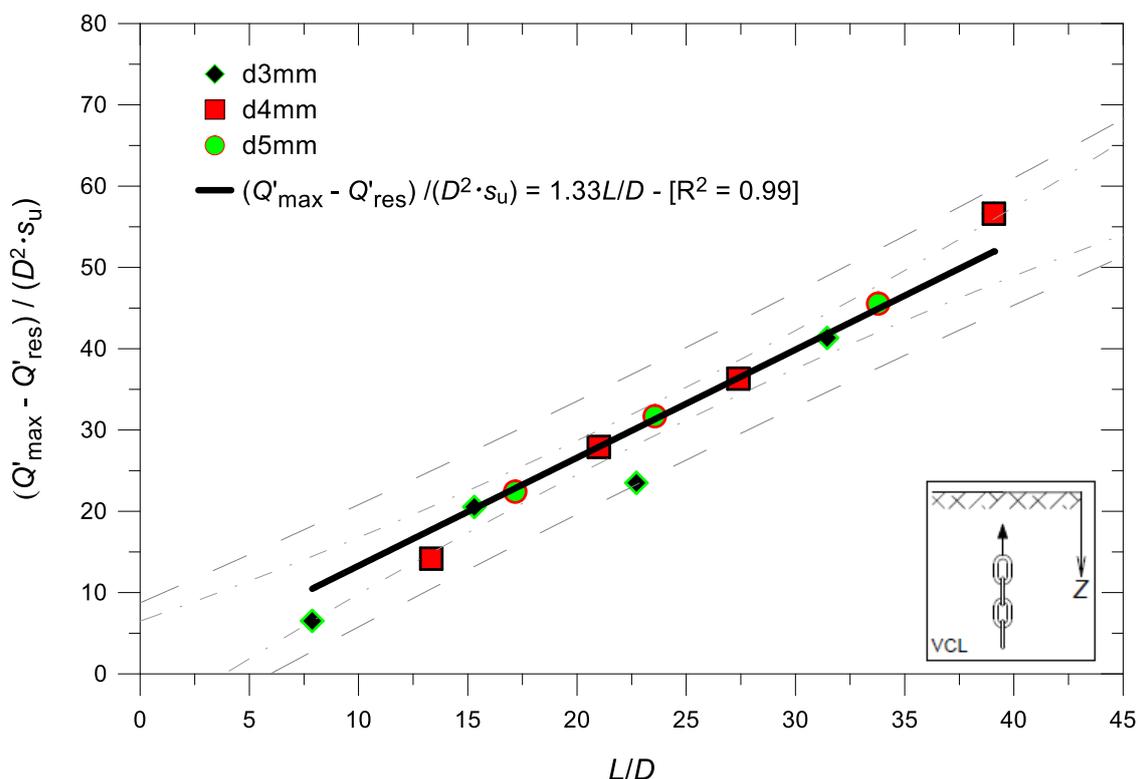


Figura 154 – Diferença das cargas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

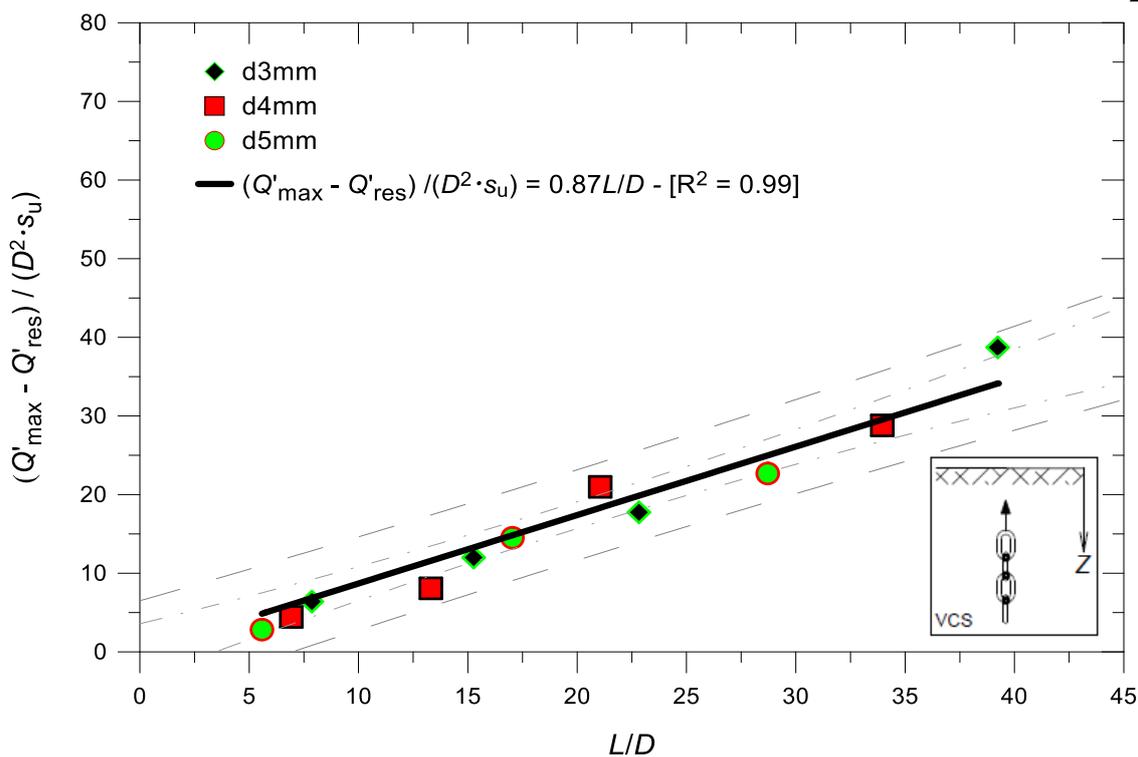


Figura 155 – Diferença das cargas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

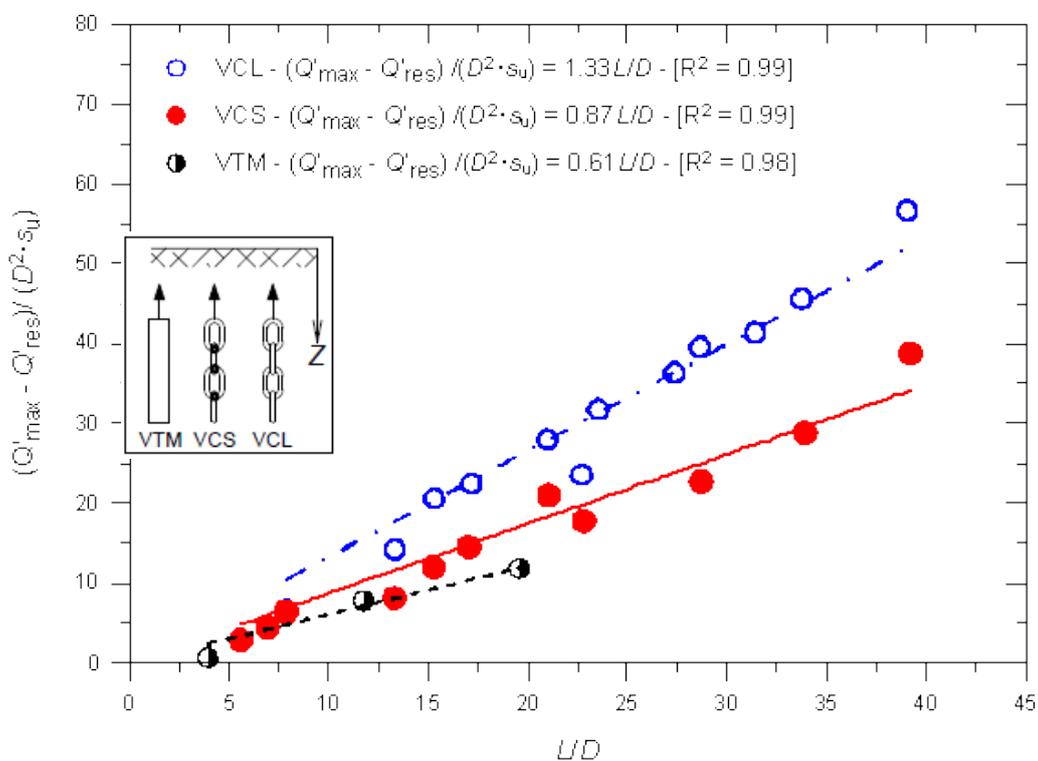


Figura 156 – Diferença das cargas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

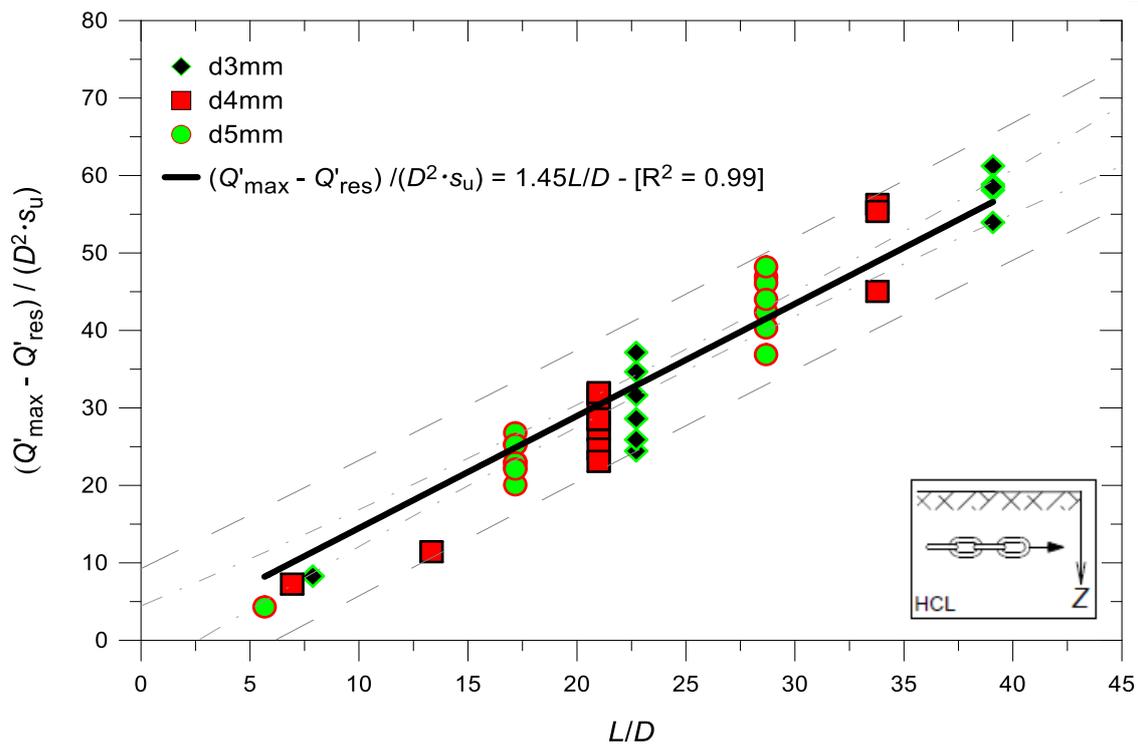


Figura 157 – Diferença das cargas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

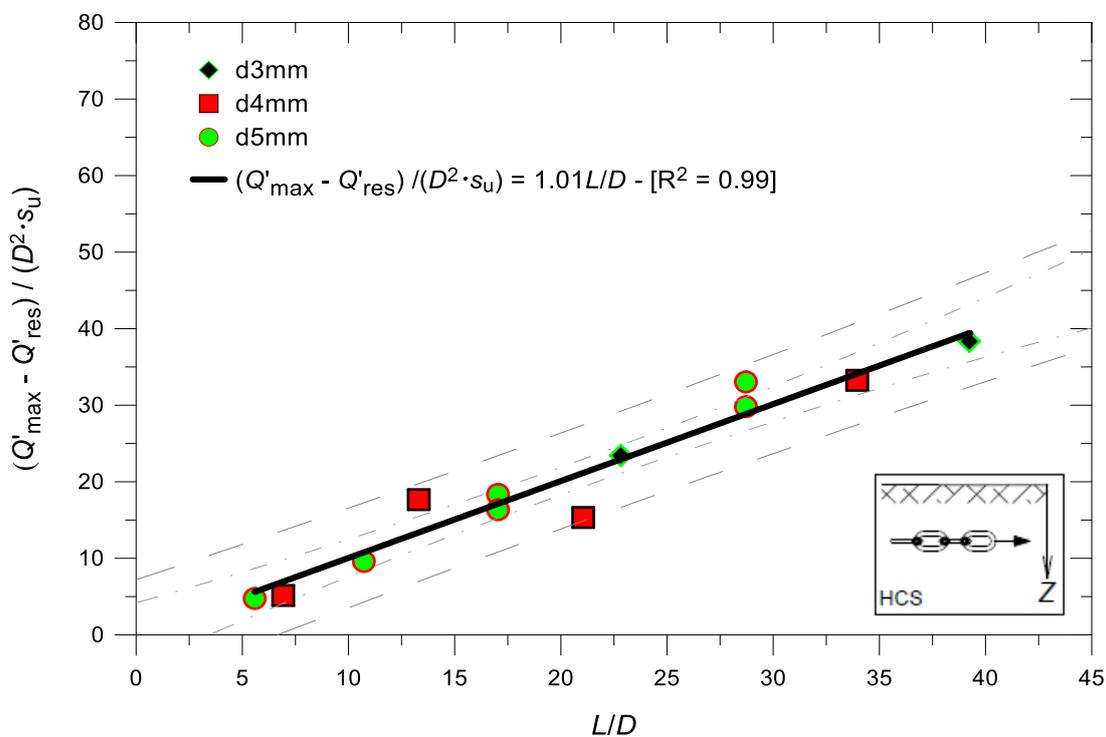


Figura 158 – Diferença das cargas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

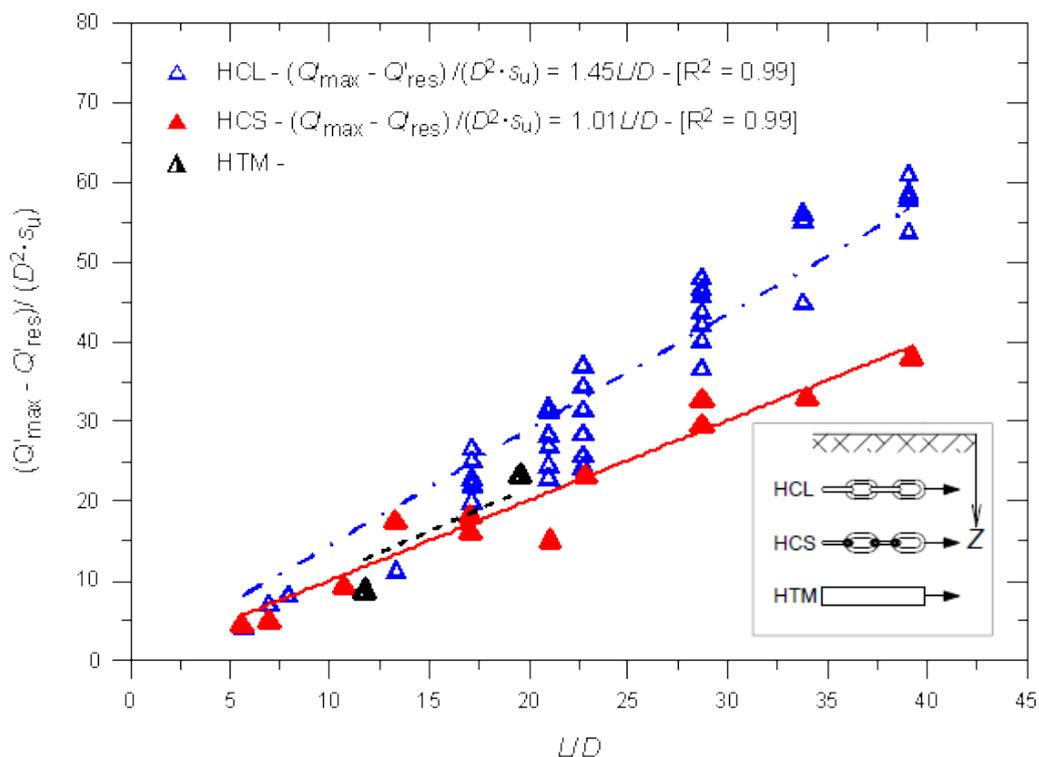


Figura 159 – Diferença das cargas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

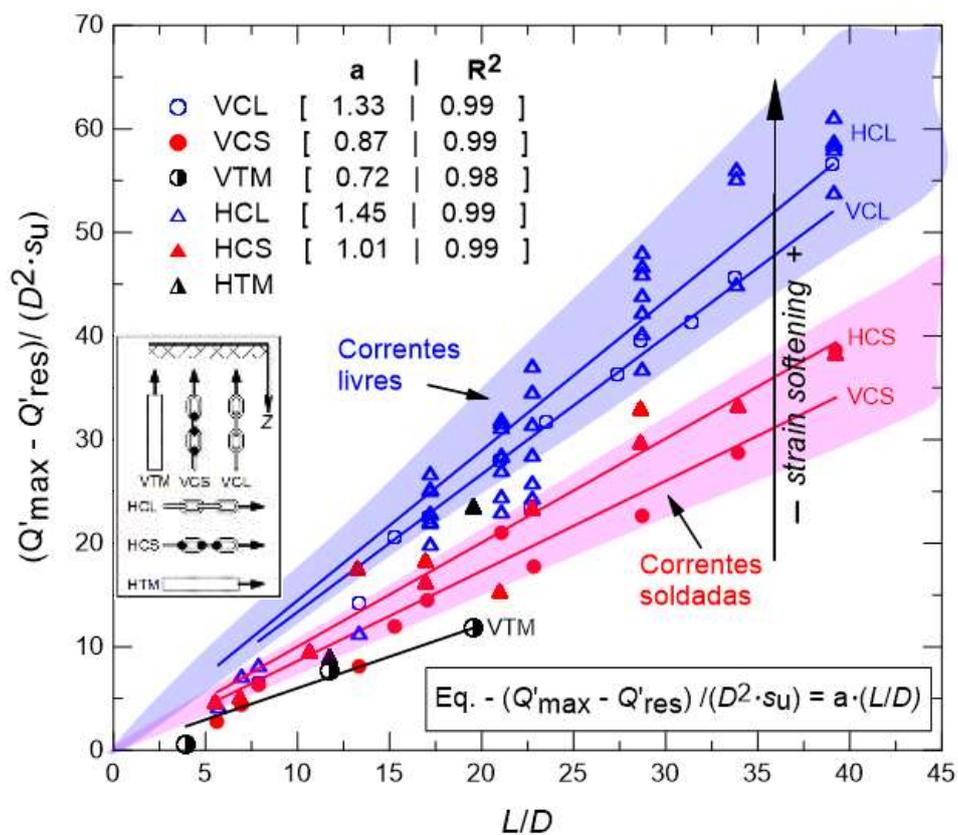


Figura 160 – Diferença das cargas normalizadas *versus* comprimentos normalizados – comparação entre ensaios.

Os intervalos de confiança do parâmetro a do modelo de ajuste das curvas e as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar a dispersão nos gráficos são resumidos na Tabela 31.

Tabela 31 – Principais análises estatísticas dos modelos de ajuste.

Ensaio	Equação	IC 95% – a	R^2	GL	SQ_E	MQ_E
VCL	$(Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_u D^2 = 1,33 L/D$	[1,25; 1,41]	0,99	11	97,85	8,90
VCS	$(Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_u D^2 = 0,87 L/D$	[0,80; 0,94]	0,99	10	59,21	5,92
VTM	$(Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_u D^2 = 0,61 L/D$	[0,50; 0,82]	0,99	2	6,72	3,36
HCL	$(Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_u D^2 = 1,45 L/D$	[1,40; 1,50]	0,99	40	688,58	17,21
HCS	$(Q'_{\max} - Q'_{\text{res}})/s_u D^2 = 1,01 L/D$	[0,93; 1,08]	0,99	11	80,43	7,31

As curvas apresentadas nas Figuras 154 a 160 mostram crescimento linear da diferença de cargas normalizadas. Boa correlação entre as variáveis pode ser observada através da distribuição dos pontos dentro dos intervalos de previsibilidade de 95% e através da Tabela 31 que apresenta elevados valores de coeficientes de determinação, curto intervalo de confiança do parâmetro de modelo e baixos valores de medidas de resíduos.

Como explicado anteriormente no item 5.1.1.1.1, verifica-se novamente através dessas figuras que maiores valores de degradação de resistência são encontradas nas correntes livres.

Baseada na Equação (135), a Figura 161 mostra relações dimensionais entre as diferenças de cargas, resistência não drenada e geometria de corrente. As conclusões referentes às figuras anteriores podem ser consideradas válidas nesta forma de normalização. As duas formas de apresentação dos resultados permitem obter os valores próximos do parâmetro a .

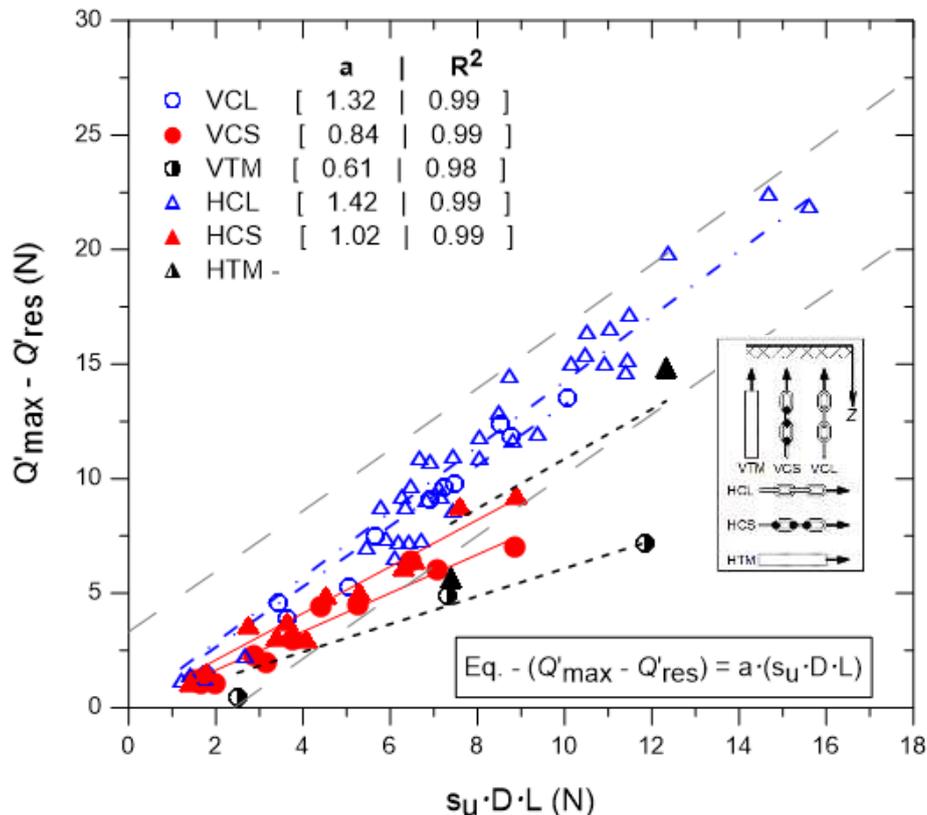


Figura 161 – Diferença das cargas normalizadas *versus* comprimentos normalizados – comparação entre ensaios.

5.2.6 Deslocamentos nas Cargas Máximas

As curvas carga *versus* deslocamento apresentadas no item 5.1.1 mostraram que são necessários deslocamentos relativamente grandes para a mobilização das cargas máximas. Buscando analisar um padrão de comportamento desses deslocamentos, estabeleceu-se relações entre os parâmetros adimensionais π_4 e π_6 determinados no item 3.1.1.

$$\pi_4 = f(\pi_6) \therefore \Delta w_{\max}/D = f(L/D)$$

A relação entre esses parâmetros permitiu analisar a variação de deslocamentos normalizados ($\Delta w_{\max}/D$) em função de comprimentos normalizados (L/D), dos ensaios realizados com correntes e tubos metálicos. Como consequência, as Figuras 162 a 164 apresentam resultados dos ensaios realizados com correntes na vertical (VCL, VCS e VTM). As curvas dos ensaios realizados com correntes na horizontal (HCL, HCS e HTM) são ilustradas nas Figuras 165 a 167. Por fim, a Figura 168 compara as curvas de todos os ensaios realizados a fim de destacar as semelhanças e as diferenças de comportamento.

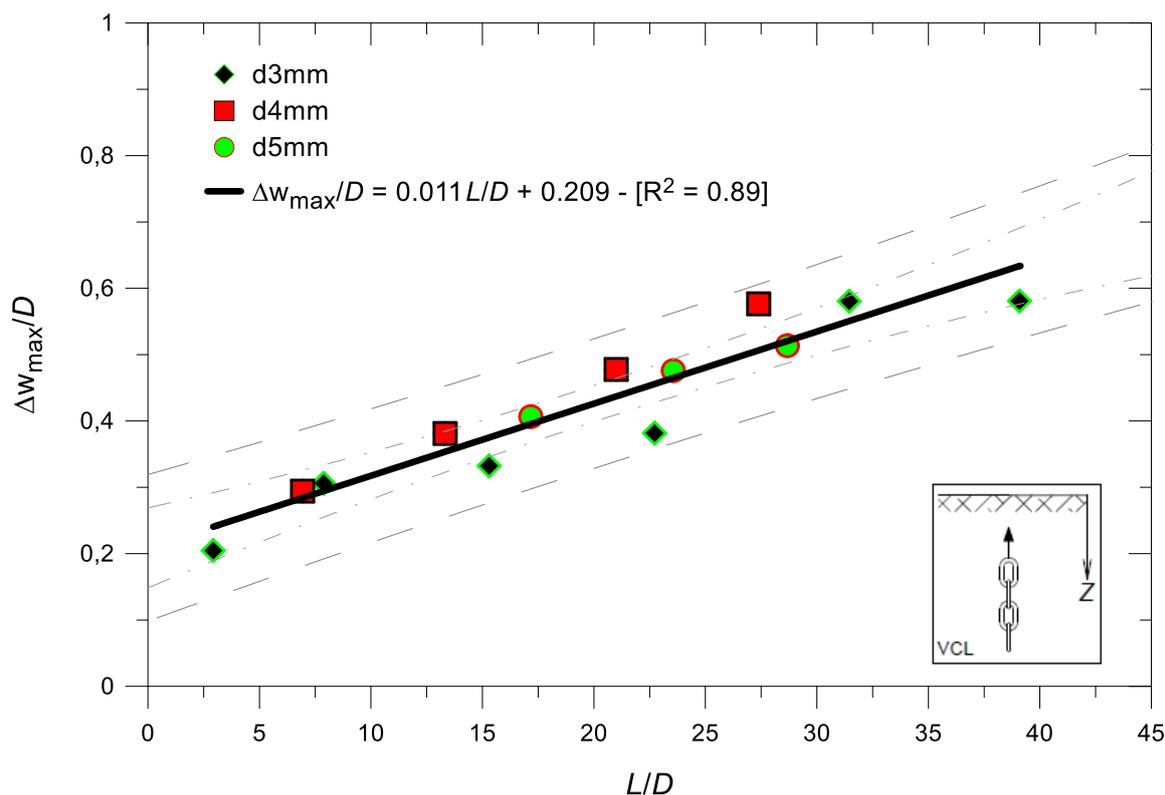


Figura 162 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – ensaio VCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

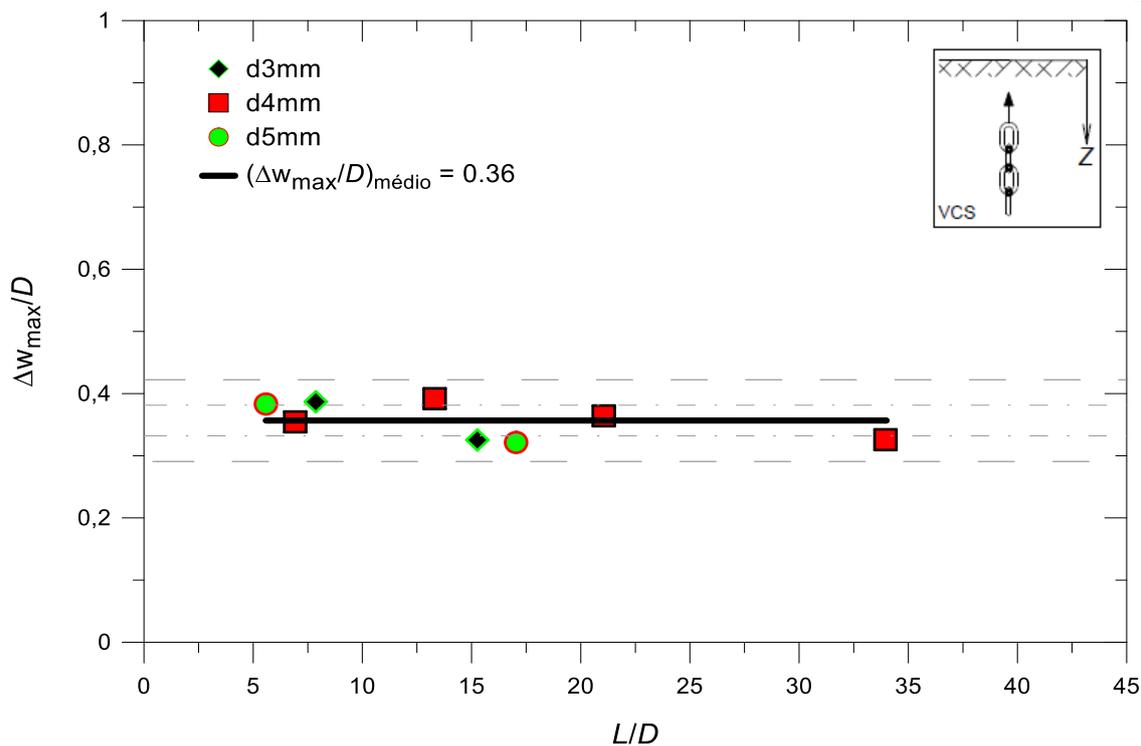


Figura 163 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – ensaio VCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

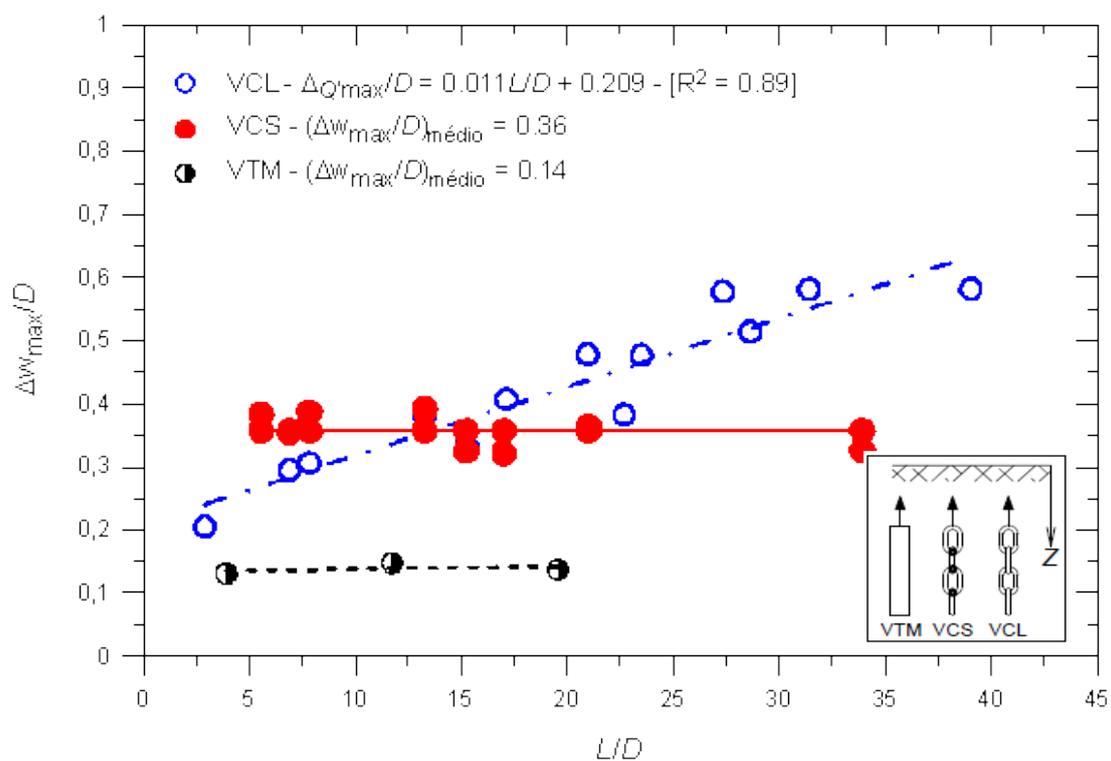


Figura 164 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios VCL, VCS e VTM.

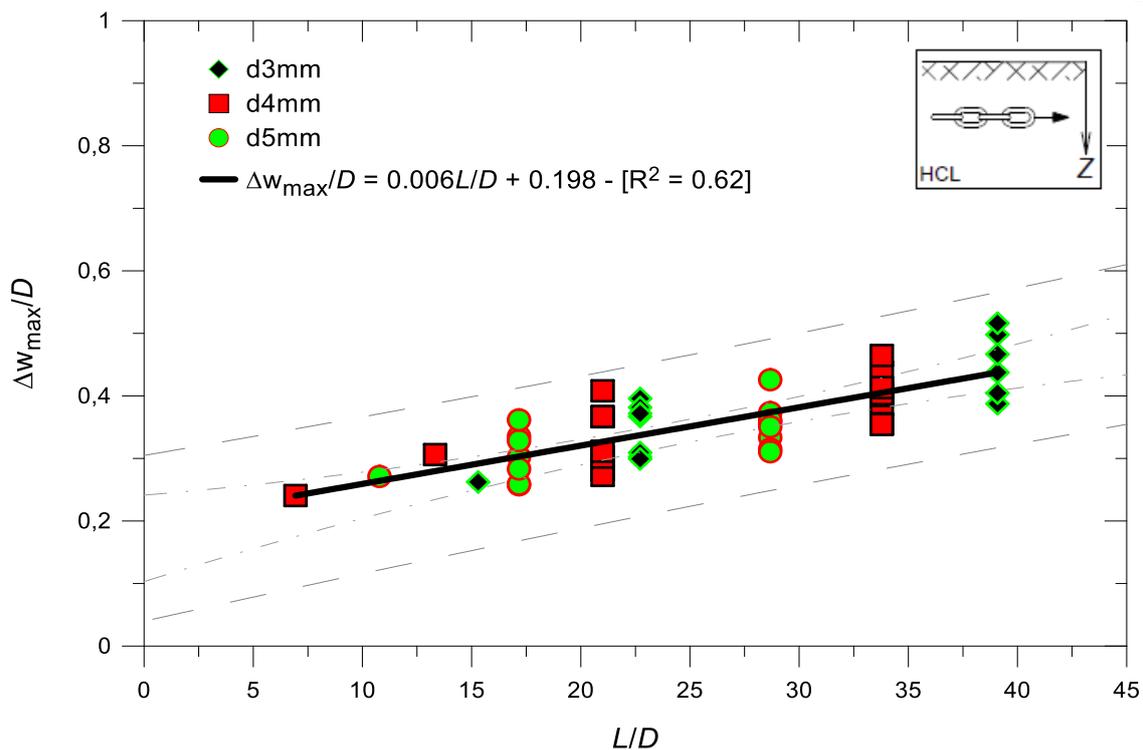


Figura 165 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – ensaio HCL em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

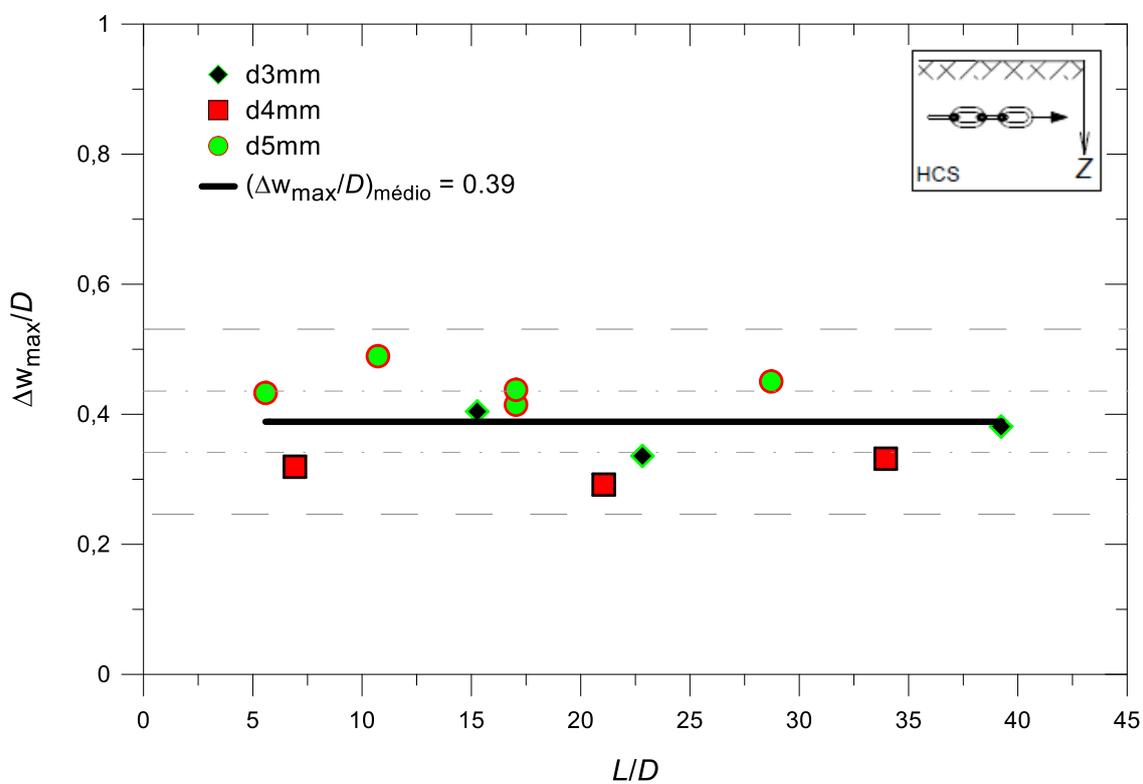


Figura 166 - Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – ensaio HCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

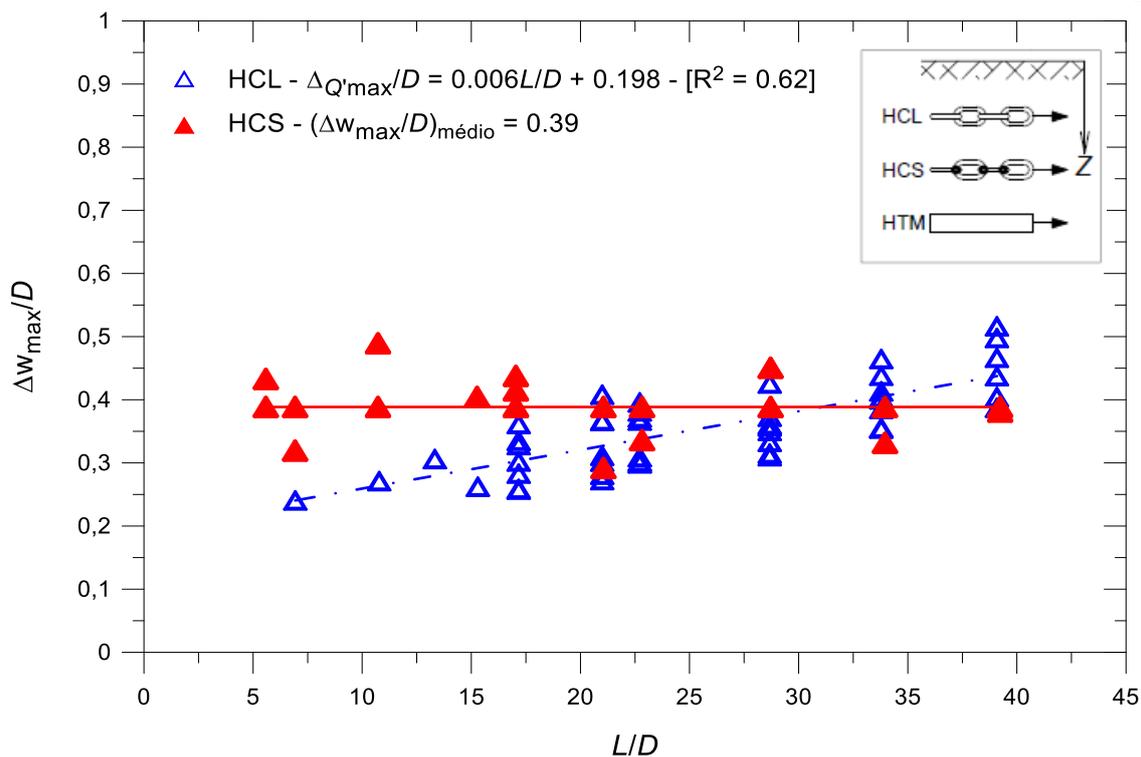


Figura 167 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios HCL, HCS e HTM.

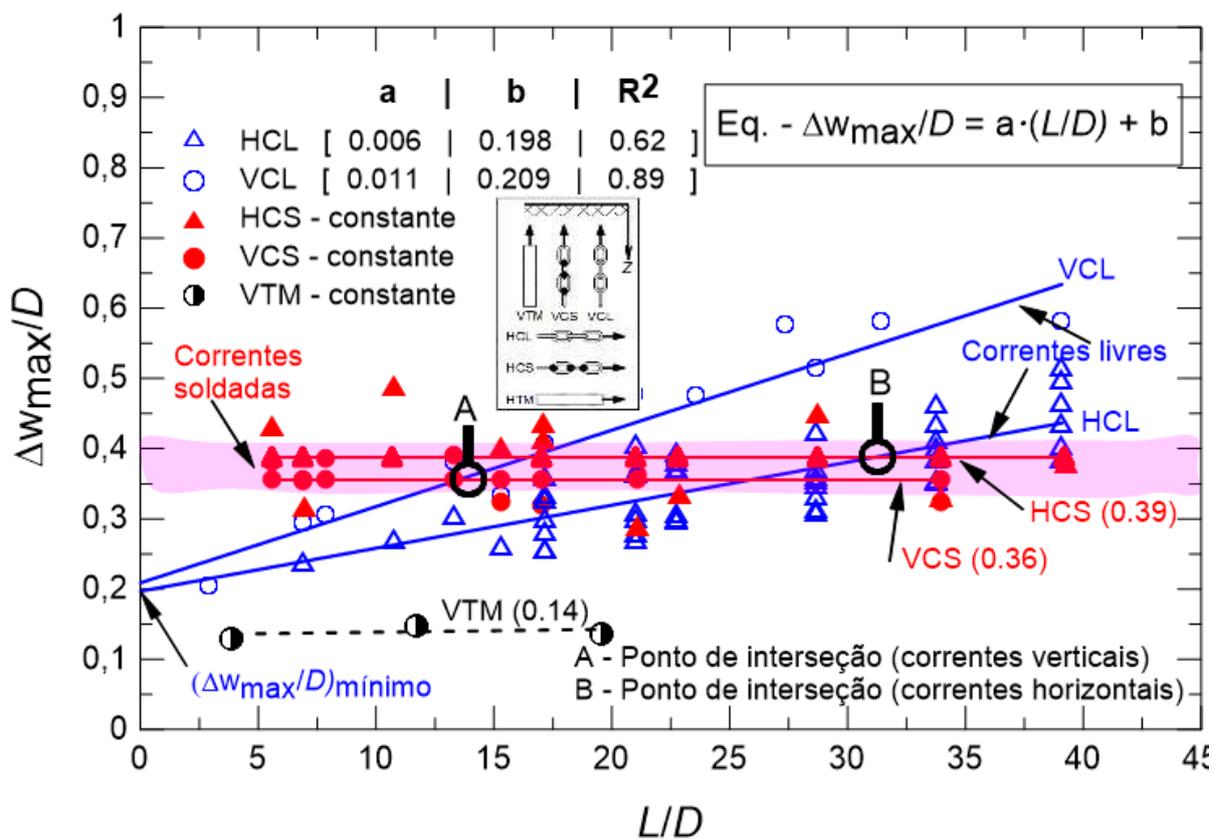


Figura 168 – Relação entre deslocamentos em cargas máximas e comprimentos normalizados – comparação entre ensaios.

A Tabela 32 resume as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar a variabilidade dos dados e adaptação do modelo de ajuste aos conjuntos de pontos medidos nos ensaios.

Tabela 32 – Principais análises estatísticas das curvas deslocamentos normalizados *versus* comprimentos normalizados.

Ensaio	Equação	IC 95% – a	IC 95% – b	R ²	GL	SQ _E	MQ _E
VCL	$Y = 0,209 + 0,011X$	[0,008;0,013]	[0,15;0,27]	0,89	11	0,02	0,00
HCL	$Y = 0,198 + 0,006X$	[0,005;0,008]	[0,16;0,24]	0,62	46	0,08	0,00
Ensaio	Média	IC 95%	σ	σ^2	n	cv (%)	-
VCS	$Y = 0,36$	[0,33; 0,38]	0,001	0,03	8	8,28	-
VTM	$Y = 0,14$	[0,12; 0,17]	0,000	0,01	3	6,02	-
HCS	$Y = 0,39$	[0,34; 0,44]	0,004	0,07	10	16,99	-

onde $Y = \Delta w_{\max}/D$; $X = L/D$

De modo geral, observa-se que os deslocamentos necessários para a mobilização da carga máxima de correntes livres crescem linearmente com L/D , enquanto que os deslocamentos de correntes soldadas e tubos metálicos tendem a manter constante com aumento de L/D . Esses comportamentos reforçam a afirmação de que a rigidez dos elementos influencia no comportamento da curva carga *versus* deslocamento e conseqüentemente no valor do deslocamento para mobilização da carga do pico. Em outras palavras, a flexibilidade de correntes livres permite a mobilização progressiva dos elos durante o deslocamento de correntes gerando assim o crescimento linear de $\Delta w_{\max}/D$ com L/D .

No entanto, devido à mobilização progressiva dos elos de correntes livres, é possível observar que existe um certo valor de L/D para qual as correntes livres começam a apresentar valores de $\Delta w_{\max}/D$ maiores do que os das correntes soldadas. Assim, a Figura 168 mostra que para valores de L/D maiores que 13,7, as correntes livres na vertical passam a ter maiores valores de $\Delta w_{\max}/D$ do que as correntes soldadas na vertical. É possível observar na mesma figura que valores de $\Delta w_{\max}/D$ de corrente livres na horizontal são maiores que os das correntes soldadas na horizontal a partir de L/D igual à 32. No momento, não se sabe ao certo e nem foi encontrado na literatura as possíveis razões para essa mudança de comportamento.

Comparando as curvas dos ensaios com correntes livres, nota-se que para o mesmo L/D , as correntes deslocadas na vertical requerem maiores deslocamentos para mobilizar a carga máxima do que as correntes deslocadas na horizontal. Um comportamento oposto foi observado nos ensaios realizados com correntes soldadas.

Extrapolando as curvas dos ensaios com correntes livres para a origem do eixo horizontal ($L/D = 0$), nota-se que o valor de $\Delta w_{\max}/D$ tende à 0,2 independentemente da direção de deslocamento de corrente, sinalizando que o mínimo deslocamento necessário para mobilizar carga máxima corresponde à 0,2D de correntes livres. Para maior valor de comprimento normalizado ($L/D = 40$), os resultados mostram que as cargas máximas são mobilizadas nos deslocamentos iguais a 0,44D e 0,65D de correntes livres nas direções horizontal e vertical, respectivamente.

Os resultados de correntes soldadas mostram que, para a mobilização das cargas máximas, são necessários valores médios de deslocamento de 0,36D em correntes na vertical, e 0,39D correntes na horizontal independentemente do comprimento da corrente. Em função da

dispersão dos resultados de correntes na horizontal, destaca-se que valores médios de deslocamentos nas cargas máximas são 0,37D em correntes de 3mm, 0,31D em correntes de 4mm, e 0,44D em correntes de 5mm de diâmetro nominal. As curvas correspondentes aos tubos metálicos mostram que as cargas máximas são mobilizadas, em média, em deslocamentos de 0,14 independentemente do comprimento do tubo.

Como foi observado por Isopov *et al.* (1984), Garrido *et al.* (1984) e Hattab *et al.* (2015), as particularidades dos argilominerais, principalmente as das bentonitas, proporcionam ao solo alta capacidade de deformação e rotação durante o cisalhamento. Em função disso, acredita-se que a alta plasticidade da argila em estudo pode ser uma das causas para grandes deslocamentos observados antes da mobilização da carga máxima em todos os ensaios. A comprovação pode ser observada nos resultados de ensaios de mini palhetas realizados na Alemanha que mostraram mobilização dos valores de s_u nos ângulos de rotação entre 6 a 12° (0,26 a 0,52cm) correspondentes aos deslocamentos lineares entre 0,11 a 0,21D de palheta.

Os altos valores de deslocamentos observados em correntes em comparação com os observados em tubos metálicos se devem ao fato da mobilização da resistência de interface corrente – solo englobar cisalhamento interno solo-solo e resistência de interface corrente-solo. Devido a configuração da corrente, espera-se que o mecanismo seja controlado pelo cisalhamento interno solo-solo. Vários estudos – Kanji (1974), Littleton (1976), Martins (1983), Lemos e Vaughan (2000) – observaram que o deslocamento necessário para mobilizar a resistência máxima da interface solo – estrutura é menor do que no caso de cisalhamento solo - solo.

Os altos valores de deslocamentos normalizados medidos corroboram os estudos anteriores. Por exemplo, os deslocamentos necessários para mobilizar as cargas máximas foram: 0,90D em correntes enterradas na argila – Yen e Tofani (1984); 0,24D em correntes de 10cm de comprimento e 0,95D em correntes de 30cm de comprimentos enterradas em areia – Choi *et al.* (2014); 1,68D e 1,90D em correntes enterradas na areia – Abongo *et al.* (2010a) e Abongo *et al.* (2010b). Os resultados de Choi *et al.* (2014) mostraram também que os valores de $\Delta w_{max}/D$ aumentam à medida que L/D aumenta, enquanto que Kwon *et al.* (2010) observaram defasagem de deslocamento de 5 a 10mm dos últimos elos em relação aos primeiros, em uma corrente livre de 0,80m de comprimento enterrada em areia.

Embora os mecanismos de mobilização de resistência e as características do solo sejam diferentes, ressalta-se que os valores de $\Delta w_{max}/D$ encontrados nos ensaios com correntes são maiores do que o valor de 0,10D usualmente aplicado para determinar a carga máxima de estacas, como reportados por API RP 2A (2006), Fleming *et al.* (2009), Murthy (2007), Tomlinson e Woodward (2008). Deslocamentos normalizados medidos nos ensaios com tubos metálicos na vertical estão dentro da faixa apresentada por Murthy (2007), e Tomlinson e Woodward (2008).

5.3 VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DESLOCAMENTO LONGITUDINAL

Um conjunto de ensaios de deslocamento longitudinal de correntes e tubos de aço foi realizado na Alemanha com objetivo de validar alguns padrões de comportamento observados nos resultados dos ensaios realizados no Brasil. Esses padrões de comportamento consistem principalmente no aspeto da superfície de cisalhamento, magnitude da parcela da resistência lateral, *strain softening* após carga máxima, comportamento linear antes do pico, deslocamentos relativamente grandes antes de mobilização da carga máxima, e o estado residual em grandes deslocamentos.

Todos os ensaios realizados na Alemanha consistiram somente em medir as resistências laterais visto que os elementos não foram totalmente enterrados – extremidades fora do solo. A realização desse tipo de ensaio foi fundamental para corroborar as conclusões obtidas sobre o comportamento *strain softening* observado nos resultados do Brasil.

Buscou-se realizar os ensaios na Alemanha a partir de condições similares às do aparato experimental do Brasil. Para isso, foram utilizados: um tubo de PVC de 25 cm de diâmetro externo – Figura 278 (APÊNDICE F); uma prensa hidráulica com velocidade controlada de 5mm/min; uma argila com 120% de teor de umidade, resultado de mistura de 85% de caulim e 15% de bentonita; tempo tixotrópico de 1h. Não foram realizados ensaios no tempo tixotrópico de 24h, como foi feito em maioria dos ensaios realizados no Brasil, devido a uma avaria na prensa hidráulica. As dimensões das correntes e do tubo de aço estão resumidas na Tabela 33, enquanto que o layout do experimento é mostrado na Figura 279 (APÊNDICE F).

A Figura 169 resume as curvas típicas carga \times deslocamento medidas experimentalmente nos ensaios VCL e VTM e as suas normalizações. Essas cargas são devidas somente a interação solo-estrutura ao longo do comprimento, não levando em consideração a contribuição de ponta. Os pesos das correntes e do tubo metálico estão devidamente marcados nas respectivas figuras.

Tabela 33 – Definição dos níveis e números de níveis dos fatores controláveis.

	<i>Variáveis controláveis</i>	<i>Nº de níveis</i>	<i>Níveis</i>
Argila	Umidade média da mistura (%)	1	120 \pm 1
Corrente	Comprimento nominal de corrente – L (cm)	2	30 e 50
	Diâmetro do arame da corrente – d (mm)	2	3,75 e 4,80
Tubo metálico	Diâmetro externo de tubo metálico – D (mm)	1	25,55
	Comprimento de tubo metálico – L (cm)	2	10, 30 e 50

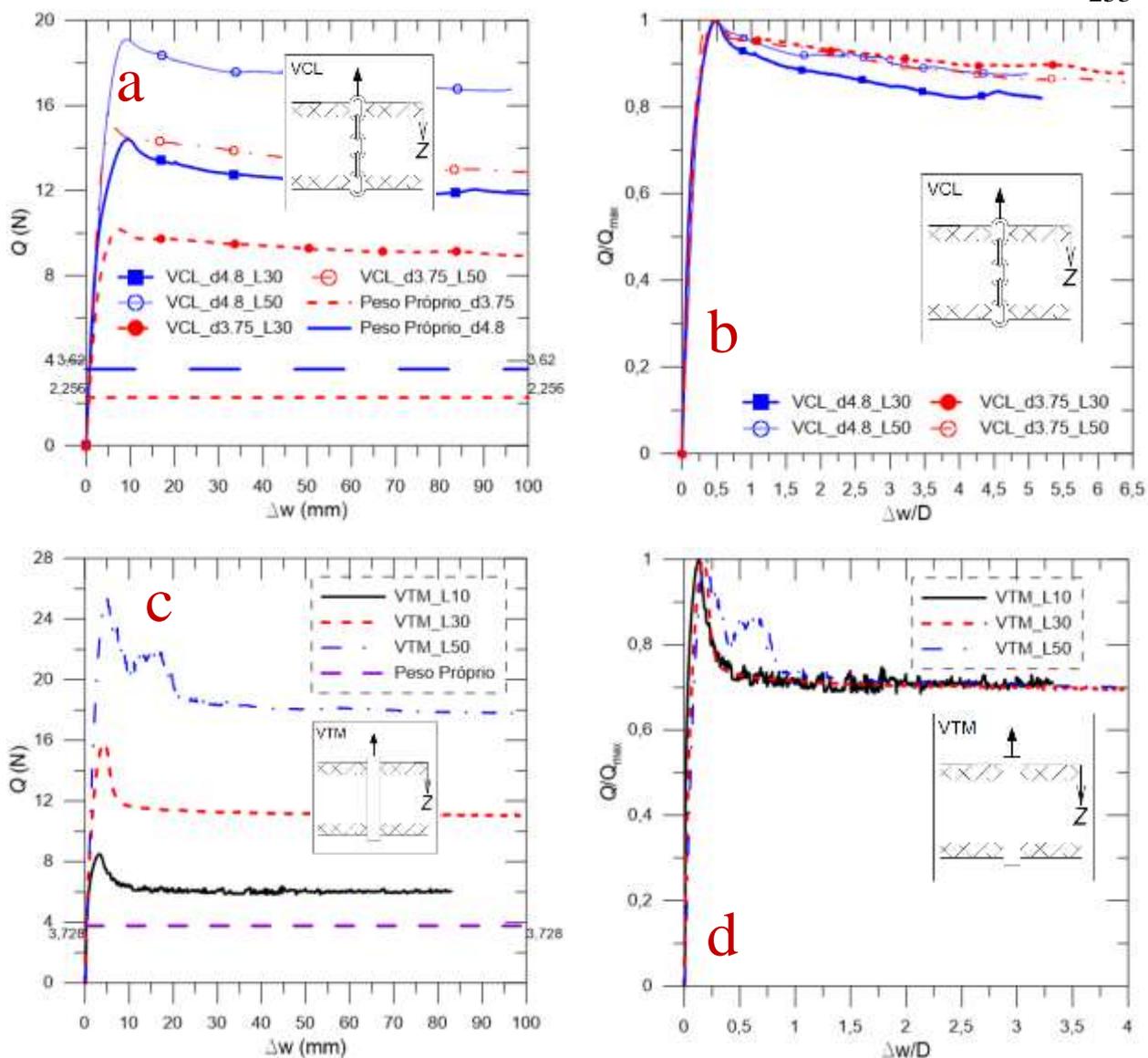


Figura 169 – Curvas típicas de carga *versus* deslocamento e carga normalizada *versus* deslocamento normalizado – a) e b) Ensaio VCL; c) e d) Ensaio VTM.

As variações das cargas laterais máximas e residuais normalizadas em função de L/D são apresentadas na Figura 170, com o destaque do ajuste linear da curva, passando pela origem, devido a consideração da inexistência da parcela de ponta.

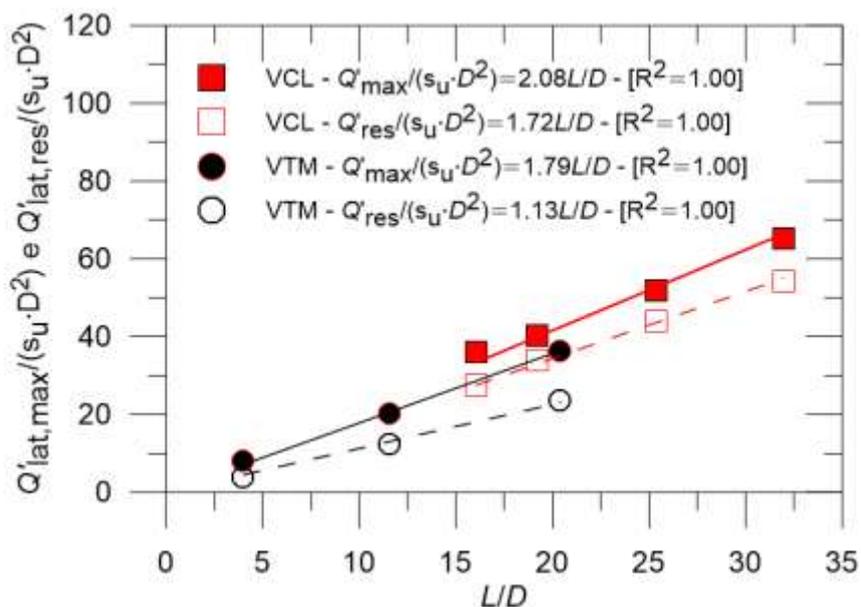


Figura 170 - Cargas laterais máximas e residuais normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaios VCL e VTM.

As curvas mostradas na Figura 169 apresentam semelhanças de comportamento em comparação às curvas obtidas nos ensaios realizados no Brasil. As semelhanças vão desde trecho linear antes do pico, deslocamentos normalizados relativamente grande antes da carga máxima, *strain softening* após o pico até o trecho residual em grandes deformações.

Os níveis de deslocamentos observados na Figura 169 estão dentro da faixa de variação dos resultados do Brasil. Nota-se também a mesma tendência de que os deslocamentos normalizados necessários para mobilização da resistência máxima dos tubos metálicos são menores em comparação aos das correntes.

Embora os ensaios da Alemanha tenham sido realizados em tempos tixotrópicos de 1h, onde é esperado pouca formação e equilíbrio de microestrutura, nota-se que o comportamento *strain softening* em tubo metálico apresenta a mesma faixa de magnitude dos resultados do Brasil. Menores reduções de resistência após pico, observados em correntes, refletem a pequena mudança da resistência não drenada do solo durante o tempo tixotrópico de 1h. Ressaltando novamente que a interface solo corrente é predominantemente governado pelo cisalhamento solo-solo e não pela interação solo-corrente. Para maiores tempos tixotrópicos, espera-se um comportamento *strain softening* similar aos resultados obtidos no Brasil. Entretanto, esses resultados obtidos a partir dos ensaios de interface lateral reforçam a conclusão de que o comportamento *strain softening* se deve principalmente a degradação da resistência na interface solo-estrutura ao longo de comprimento. Sendo que essa degradação está intrinsicamente relacionada ao desequilíbrio microestrutural e a orientação de partículas da argila na zona de cisalhamento, em grandes deslocamentos.

A Figura 279, apresentada no APÊNDICE F, mostra o aspecto da corrente fora do solo, reforçando novamente a conclusão de que durante todo o processo de deslocamento, as correntes e a argila aprisionada nos elos e entre os elos deslocam juntas como se fossem um único elemento. Essa evidencia permite comparar os valores de carga lateral medidas nos ensaios da Alemanha com os valores estimados nos ensaios do Brasil.

As equações de previsão das cargas laterais nos estados de pico e residual mostradas na Figura 170 são comparadas com as obtidas no Brasil, como mostra a Tabela 34. Comparando os valores dos coeficientes, observa-se uma certa diferença entre eles, sendo que as maiores diferenças ocorrem na previsão da carga lateral no estado residual. Esse comportamento era esperado por 3 motivos. O primeiro está relacionado à diferença de mecanismos de mobilização do solo nos dois ensaios. Nos ensaios realizados no Brasil, os elementos de interface estavam totalmente enterrados dentro do solo de modo que o processo de mobilização de ponta interfere no valor da resistência lateral. Essa interferência não ocorre nos ensaios realizados na Alemanha. O segundo motivo se deve a diferença nos valores de s_u devido a tempos tixotrópicos diferentes e ainda pelo fato de considerar um valor médio de s_u nas análises da Alemanha. Por fim, o último motivo está relacionado as possíveis diferenças no comportamento do material e na rugosidade dos elementos de interface.

Tabela 34 – Comparação das cargas laterais máximas e residuais medidas no Brasil e na Alemanha.

Cargas	VCL		VTM	
	Brasil	Alemanha	Brasil	Alemanha
$Q'_{lat,max}$	$2,55s_uDL$	$2,08s_uDL$	$1,30s_uDL$	$1,79s_uDL$
$Q'_{lat,res}$	$1,00s_uDL$	$1,72s_uDL$	$0,59s_uDL$	$1,13s_uDL$

As análises comparativas permitiram concluir que os padrões de comportamentos observados nos ensaios realizados no Brasil são consistentes e passíveis de repetição em aparatos experimentais similares. As conclusões de que o comportamento *strain softening* está relacionado ao processo de degradação da resistência de interface e que os níveis de deslocamentos e o trecho linear antes do pico se devem ao comportamento da mistura caulim e bentonita são plausíveis. Por fim, destaca-se que os resultados são normalizáveis em função das características do solo e do material da interface.

6 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO TRANSVERSAL DE CORRENTES

Este item apresenta, analisa e discute os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento transversal de correntes soldadas (TCS⁷) e de chapas de aço (TCA⁸) enterradas em solo argiloso. Sua apresentação foi estruturada em três partes. A primeira apresenta e analisa os padrões de comportamento de curvas típicas carga × deslocamento, curvas típicas normalizadas de cargas × deslocamentos, e curvas de variação das cargas máximas e residuais medidas em função de comprimentos normalizados de correntes. Também, é discutida na primeira parte os mecanismos de interação e de ruptura desenvolvidos durante o deslocamento transversal de correntes. A segunda parte consiste na apresentação de formas mais rigorosas de representação dos resultados com base nas análises do teorema de Buckingham – variáveis de resposta *versus* variáveis que controlam o fenômeno. A terceira e última parte relacionou as resistências por atrito lateral determinadas nos ensaios de deslocamento longitudinal com as resistências normais dos ensaios de deslocamento transversal de modo a determinar os valores do coeficiente friccional, μ em condição de grande deslocamento.

Como nos itens anteriores, as análises estatísticas (média, desvio padrão, coeficiente de variância, intervalo de confiança, intervalo de previsibilidade, curva de regressão), bem como comentários pertinentes a estudos anteriores, são apresentados e discutidos oportunamente ao longo dos itens.

6.1 DESLOCAMENTO TRANSVERSAL DE CORRENTES

6.1.1 Comportamento Carga × Deslocamento e Normalização Carga × Deslocamento

A Figura 171 apresenta e compara as curvas típicas carga × deslocamento e curvas cargas normalizadas *versus* deslocamentos normalizados medidas experimentalmente nos ensaios TCS realizados com correntes soldadas de 0,50m de comprimento, e diâmetros nominais de 4 e 5mm.

A análise do comportamento das curvas apresentadas na Figura 171 permite observar que para valores de deslocamento normalizados menores que 0,9, o trecho inicial das curvas tende a crescer de forma linear com o deslocamento normalizado. O mesmo comportamento foi observado nos ensaios de arrancamento longitudinal apresentados no item 5.1.1. As características da argila, como explicado no item 5.1.1, são as principais razões para o comportamento linear observado. Também foram observados os estados de comportamento *strain softening* e residual após o valor máximo da resistência, porém o comportamento *strain softening* é menor em comparação com os ensaios de arrancamento longitudinal. Essa diferença de comportamento pode ser atribuída a pequena influência de quebra de estrutura e orientação de partículas da argila no ensaio transversal devido à reduzida área de interface solo-corrente.

⁷ Deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento de corrente soldada – TCS

⁸ Deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento de chapa de aço – TCA

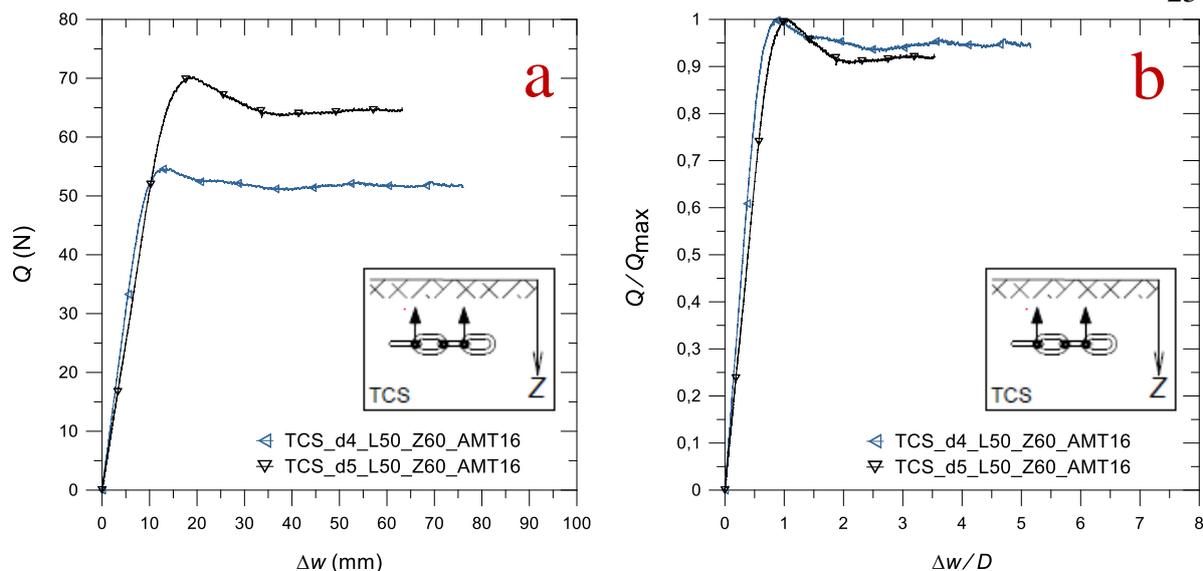


Figura 171 – Curvas típicas a) carga *versus* deslocamento; b) carga normalizada *versus* deslocamento normalizado.

Os resultados normalizados destacam a tendência de superposições de curvas medidas nos ensaios com correntes de diferentes diâmetros e comprimentos, e permitem observar que os deslocamentos necessários para a mobilização das cargas máximas variam entre $0,5D$ a $0,9D$. Por outro lado, as curvas normalizadas mostram que a carga medida tende a estabilizar a partir de deslocamentos normalizados da ordem de 2. Baseado nisso, os valores das cargas residuais foram tomados como a média de cargas medidas no trecho de deslocamentos normalizados maiores que 2.

6.1.2 Variação das Cargas Máximas e Residuais

A Figura 172 ilustra a variação das cargas máximas e residuais medidas experimentalmente nos ensaios de deslocamento transversal de correntes soldadas de diferentes diâmetros e comprimentos. Cargas máximas e residuais medidas nos ensaios realizados com chapas de aço são apresentados na Figura 173. As cargas apresentadas nessas figuras são denominadas de cargas líquidas (*net*) por resultarem das diferenças entre as cargas totais medidas e os pesos dos respectivos elementos.

Analisando o efeito da redução da carga após o pico, dividiu-se as equações das cargas residuais pelas equações das cargas máximas das curvas e os valores das razões são apresentadas na Tabela 35.

Tabela 35 – Razão entre as equações das cargas residuais e máximas medidas.

Ensaio	Diâmetro nominal, d	Q'_{res}/Q'_{max}	Tipo de ensaio	Largura da chapa, D	Q'_{res}/Q'_{max}
TCS	4mm	0,94	TCA	12,7mm	0,85
	5mm	0,95		25,5mm	0,46

Observa-se a partir dessas figuras que as cargas máximas e residuais são linearmente proporcionais aos comprimentos normalizados de correntes. Como esperado, as figuras mostram crescimento das cargas medidas com aumento dos diâmetros nominais de correntes e

larguras das chapas. Os elevados valores dos coeficientes de determinação, R^2 evidenciam boa correlação entre as variáveis (cargas medidas e os comprimentos normalizados).

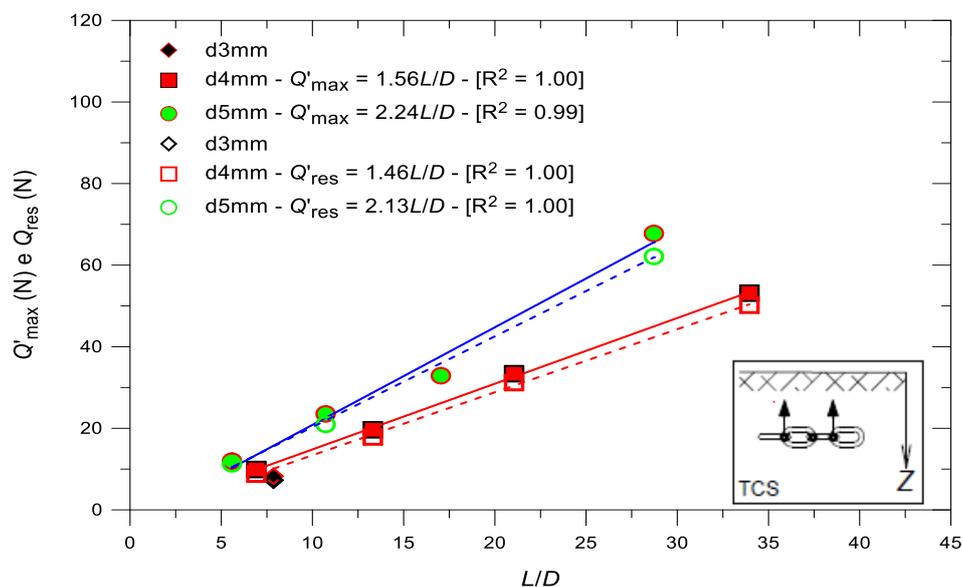


Figura 172 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio TCS em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

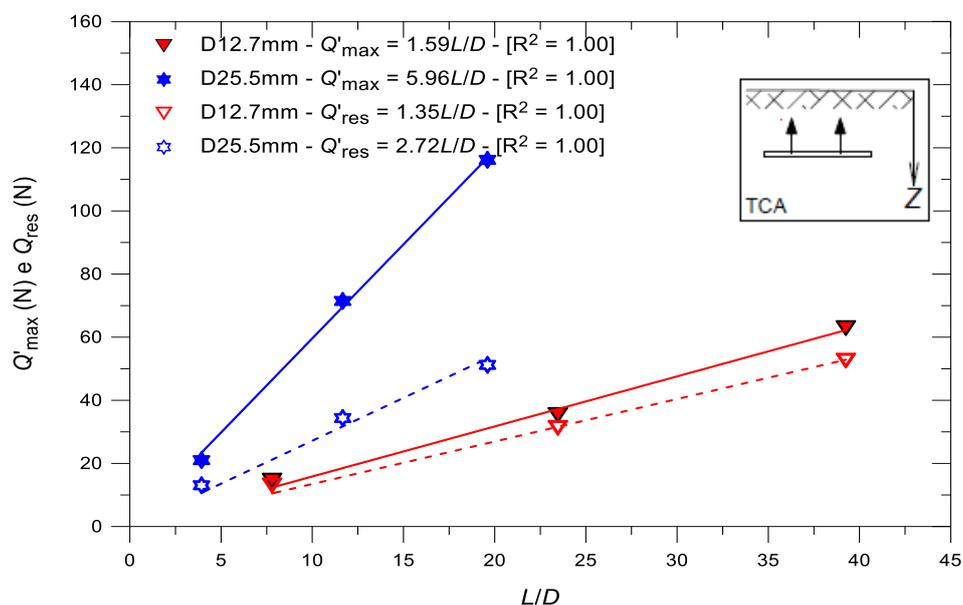


Figura 173 – Variação das cargas máximas e residuais com comprimentos normalizados – Ensaio TCA em correntes de diferentes diâmetros e comprimentos.

Pela Tabela 35 é possível observar que a razão entre as cargas residuais e máximas em ensaios transversais realizados com correntes soldadas varia entre 0,94 a 0,95, indicando pouca influência do comportamento *strain softening* em ensaios transversais, como explicado anteriormente. Já nos ensaios transversais realizados com chapas de aço, verifica-se certa influência da largura de chapa nos valores da razão entre as cargas. Chapas de aço com largura de 12,7mm apresentam razão entre as cargas de 0,85, enquanto que as chapas com dobro de

largura (25,5mm) apresentam razão entre as cargas de 0,46. Esses resultados mostram que essa redução de resistência após o pico se deve ao processo de mobilização de solo ao redor das chapas, sinalizando que a largura de chapa influencia esse processo.

Os resultados ilustrados nessas figuras fornecem ordem de grandeza das cargas medidas tendo em conta às características de correntes e de chapas de aço utilizadas. A normalização desses resultados em função da geometria dos materiais e da resistência não drenada do solo merecerá atenção no item 6.2.

6.1.3 Considerações sobre Mecanismos de Interação e Condições de Ruptura do Sistema Solo – Corrente

Para avaliar os mecanismos de interação e de ruptura em correntes enterradas em argilas, e submetidas ao deslocamento transversal, dividiu-se a curva apresentada na Figura 171a em quatro trechos denominados estados (I, II, III e IV), de modo igual ao ilustrado na Figura 99 do item 5.1.2.

O trecho linear verificado no início do deslocamento de correntes corresponde ao estado I. Como frisado no item 5.1.2, esse comportamento está relacionado à resposta da argila em pequenos níveis de deslocamentos cisalhantes. O segundo estado de comportamento, trecho curto curvilíneo, foi atribuído à mudança gradativa da deformação elástica para visco-plástica na estreita zona de cisalhamento. Como frisado no item 5.1.2, a desconsideração deste trecho curto não tem grande influência no comportamento do sistema. A carga máxima medida é obtida no final desse trecho, onde ocorre o pico da curva carga \times deslocamento.

Segundo Das (2007), em argilas moles saturadas, quando uma âncora (placa) é submetida à uma força de arrancamento, ocorrerá compressão no solo acima da âncora ao mesmo tempo em que o solo abaixo manifestará alívio de tensões. Em caso de âncoras grandes, esse processo resultará em aumento de poro pressões acima de âncora e diminuição de poro pressões abaixo de âncora. A diferença entre as poro pressões geradas acima e abaixo de âncora resultará em uma força de sucção. Baseado nisso, ele propôs a Equação (136) para calcular a carga máxima líquida (*net*), Q'_{max} em ensaios de arrancamento de placas. Com relação a força de sucção, ele frisou que não se conhece praticamente a magnitude dessa força e nem a sua variação com a profundidade ou tipo de solo argiloso. Portanto, para fins de projeto e para âncoras menores, essa força pode ser negligenciada de modo que a carga máxima líquida passa a ser calculada de acordo com a Equação (137).

$$Q'_{max} = Q_{max} - Pp - U \quad (136)$$

$$Q'_{max} = Q_{max} - Pp \quad (137)$$

onde Q_{max} é a carga máxima total (*gross*), Pp é o peso próprio da placa ou corrente no ar, e U é força de sucção gerada abaixo de âncora.

Levando em conta as dimensões de placa e a resistência não drenada do solo, o valor da carga máxima líquida pode ser determinado a partir da expressão utilizada para calcular

resistências de pontas de estacas. Se for desprezado a parcela de sobrecarga ($N_q\gamma z$) por motivos explicados no item 5.1.2, a carga máxima líquida pode ser estimada segundo a Equação (138).

$$Q'_{\max} = N_c s_u A_{\text{pro}} \quad (138)$$

onde A_{pro} é a área projetada de corrente soldada ou chapa de aço na direção de deslocamento transversal.

A Figura 174 representa a área projetada de uma chapa metálica utilizada no ensaio de deslocamento transversal.

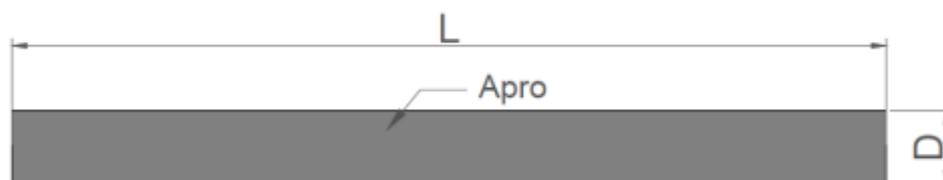


Figura 174 – Representação da área projetada de uma chapa de aço.

Baseado no Das (2007), a Figura 175 pode ser utilizada para representar a mobilização do solo nos ensaios de deslocamento transversal. Para maiores profundidades de embutimento, espera-se que a região do solo mobilizado pelo deslocamento de correntes tenha largura aproximada do diâmetro de corrente. À medida que corrente vai se aproximando da superfície, onde é esperado menores campos de tensões, existe tendência de aumento da área de solo mobilizado.

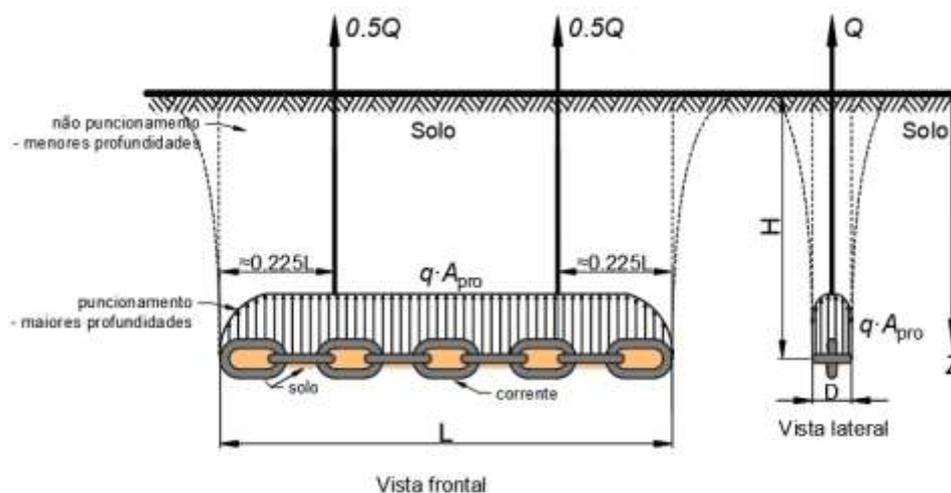


Figura 175 – Esquema de mobilização de solo nos ensaios de deslocamento transversal.

Em função da geometria dos elos de correntes, dificilmente é conhecida a verdadeira área projetada nos ensaios de deslocamento transversal. Assim, pode-se inclusive supor que a área a ser considerada seja função da resistência ao cisalhamento do solo. Contando que, em argilas moles o solo pode fluir entre os elos da corrente, enquanto que em argilas mais resistentes o solo é integralmente arrastado pelo deslocamento da corrente. Em função disso, as

análises realizadas nos itens seguintes utilizaram três definições de áreas projetadas de correntes (Figura 176) para estudar o fator de capacidade de carga, N_c e o parâmetro EWB (*effective width in bearing*) utilizado para calcular a resistência do solo normal à corrente.

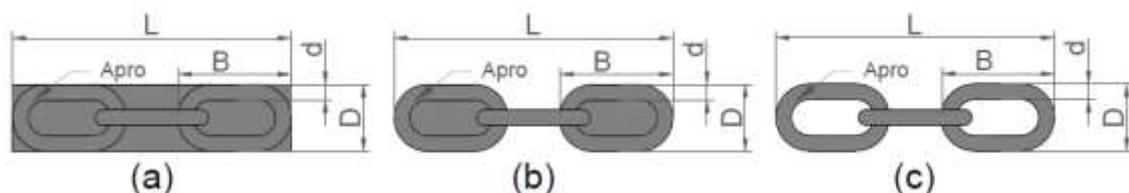


Figura 176 – Representação de diferentes definições da área projetada - a) TCS,1 – área circunscrita; b) TCS,2 – área de projeção elo fechado; c) TCS,3 – área de projeção elo aberto.

Com relação ao terceiro trecho denominado estado III, ele fica compreendido entre o pico da curva e o ponto onde inicia a estabilização da carga medida. Esse trecho é caracterizado por uma leve queda das cargas medidas em curto intervalo de deslocamento. Acredita-se que a diminuição de carga medida do estado de pico ao estado residual seja causada pelo processo de separação completa entre a parte posterior da corrente e o solo, e pelo deslocamento de correntes para regiões com menores resistências não drenada. Sabe-se que a resistência não drenada da argila, no tanque de ensaio, decresce levemente com o deslocamento de correntes para menores profundidades. Espera-se também pouca influência de quebra de estrutura e orientação de partículas da argila na redução da resistência devido à reduzida área de interface solo-corrente.

No quarto e último estado de comportamento, observa-se que a carga medida tende a estabilizar com o aumento de deslocamento da corrente. Neste estado, espera-se desprendimento completo entre a parte posterior da corrente e o solo, de modo que o mecanismo de interação se resume somente na força de araste devido o deslocamento da parte frontal de corrente contra o solo no estado amolgado.

6.2 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DESLOCAMENTO TRANSVERSAL

O presente item apresenta diferentes formas de normalização baseadas no teorema Π de Buckingham para estabelecer relações que permitem estimar as cargas máximas e residuais medidas nos ensaios de deslocamento transversal. A partir dessas normalizações foi possível determinar o fator de capacidade de carga, N_c e o parâmetro EWB. Salienta-se que o parâmetro EWB é bastante utilizado nos modelos propostos na literatura para estimar as resistências do solo contra o deslocamento transversal (normal) de corrente. O cálculo preciso dessas resistências é indispensável para a previsão da curvatura da catenária invertida, e consequentemente do comportamento de âncoras de arrasto, como explicado anteriormente.

6.2.1 Fator de Capacidade de Carga – Cargas Máximas Medidas

Nas correntes soldadas, primeiramente, os fatores de capacidade de carga foram determinados a partir da suposição de que a corrente é um elemento fechado com largura constante ao longo do comprimento da corrente. Essa suposição corresponde a definição da área circunscrita (Figura 176a), e facilita a interpretação dos resultados tendo em conta a dificuldade de definir a verdadeira área projetada de corrente em ensaios de deslocamento transversal. Em função disso, pode-se afirmar que esses fatores de capacidade de carga são válidos somente para as condições similares às estabelecidas, ou seja, condição da área circunscrita.

Por outro lado, considerando que as áreas projetadas de chapas de aço são conhecidas, o valor do fator de capacidade de carga pode ser medido de forma direta nos ensaios de deslocamento transversal utilizando chapas de aço (TCA).

Com base no estudo de Das (2007), pode-se de antemão negligenciar qualquer contribuição da parcela da resistência por atrito lateral se for levado em consideração que as espessuras das chapas de aço e os diâmetros efetivos de correntes são pequenos. Assim, é possível estabelecer uma relação entre os parâmetros adimensionais π_1 e π_6 que permitem determinar o valor de N_c como sendo a constante de proporcionalidade entre π_1 e π_6 (inclinação da reta).

$$\pi_1 = f(\pi_6) \therefore Q'_{\max}/s_{u,\max} D^2 = f(L/D)$$

Igualmente, a relação entre os parâmetros π_1 e π_6 também pode ser expressa de outra maneira, como mostra a Equação (139), se $s_{u,\max} D^2$ for levado para o segundo membro da equação.

$$Q'_{\max} = f(s_{u,\max} L D) \equiv \bar{N}_c s_{u,\max} A_{\text{pro}} \quad (139)$$

onde A_{pro} é a área projetada de correntes soldadas ou de chapas de aço. Nas chapas de aço, a área projetada é igual ao produto da largura pelo comprimento ($D \cdot L$), ao passo que em correntes a área projetada depende da definição da área adotada, como mostrada na Figura 176.

A Figura 177 apresenta as curvas de cargas máximas normalizadas em função de comprimentos normalizados de correntes soldadas, considerando a definição da Figura 176a ($A_{pro} = D \cdot L$). As curvas referentes aos ensaios realizados com chapas de aço de diferentes larguras e comprimentos são apresentadas na Figura 178. Por fim, a Figura 179 compara os resultados dos ensaios de correntes soldadas com os de chapas de aço.

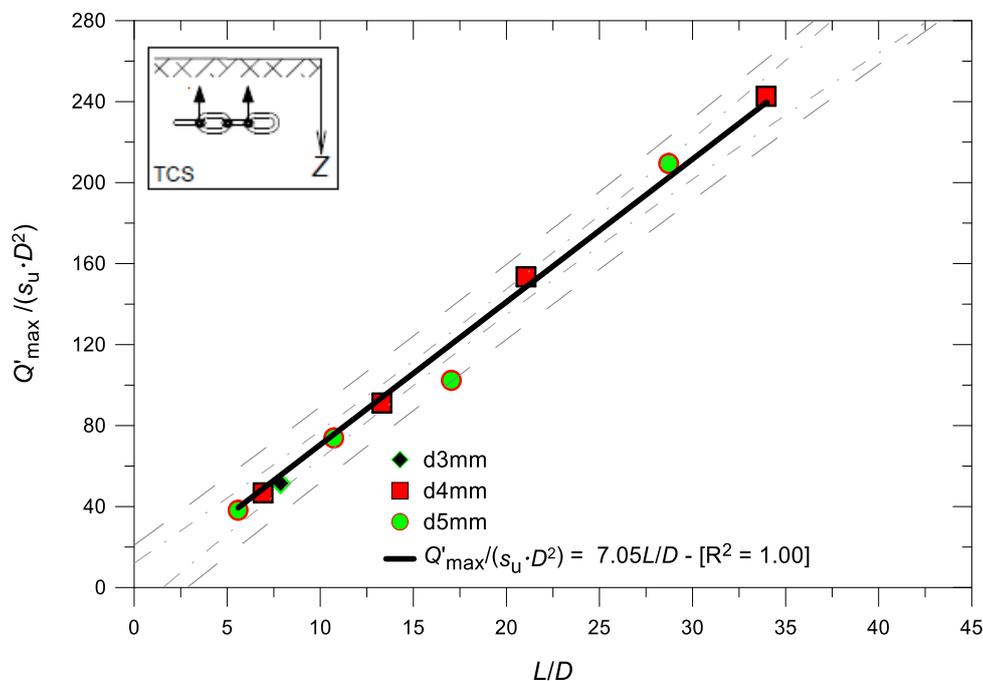


Figura 177 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio TCS em correntes soldadas de diferentes diâmetros e comprimentos (abordagem 1).

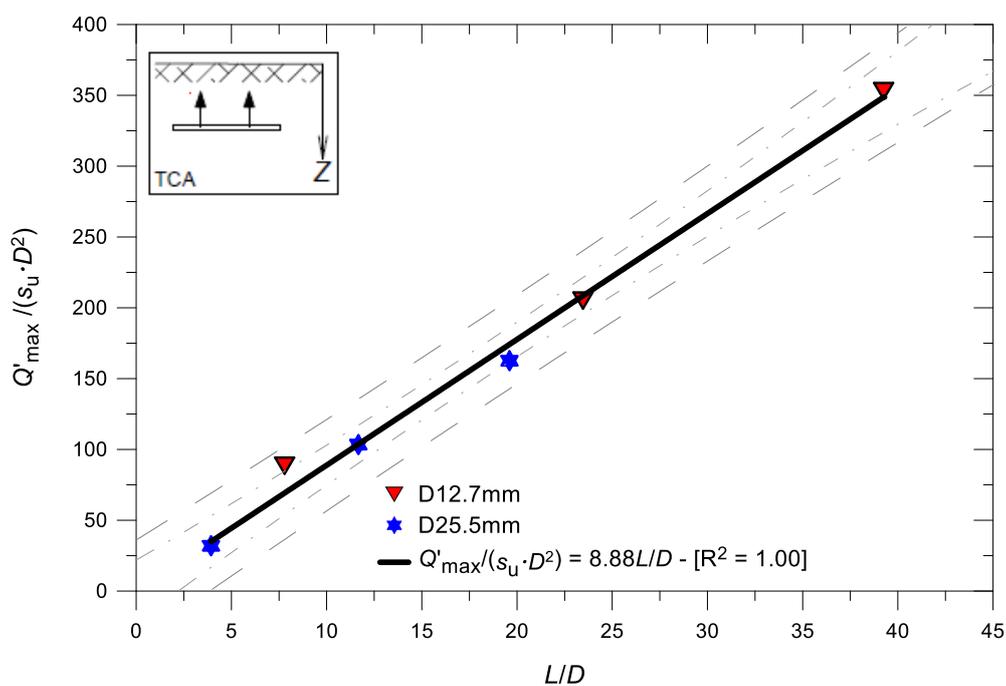


Figura 178 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados - ensaio TCA em chapas de aço de diferentes larguras e comprimentos.

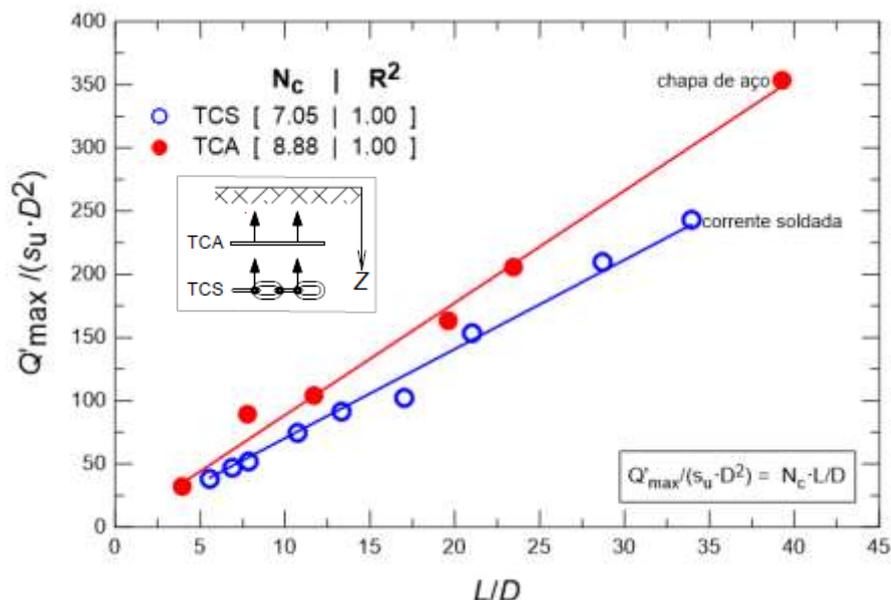


Figura 179 – Cargas máximas normalizadas *versus* comprimentos normalizados – comparação entre os ensaios TCS e TCA.

Os intervalos de confiança do parâmetro a (\bar{N}_c) do modelo de ajuste das curvas e as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar a dispersão nos gráficos são resumidos na Tabela 36.

Tabela 36 – Principais análises estatísticas dos modelos de ajustes das curvas $Q'_{max}/s_u D^2 \times L/D$.

Ensaio	Equação	IC 95% – \bar{N}_c	R^2	GL	SQ_E	MQ_E
TCS,1	$Q'_{max}/s_u D^2 = 7,05 L/D$	[6,75; 7,36]	1,00	8	434,16	54,27
TCA	$Q'_{max}/s_u D^2 = 8,88 L/D$	[8,37; 9,40]	1,00	5	545,10	109,02

As figuras apresentadas mostram boa correlação entre as cargas máximas normalizadas e os comprimentos normalizados, e uma relação de crescimento linear entre essas variáveis. A boa representação do modelo de ajuste também pode ser verificada na Tabela 36.

Os valores médios do fator de capacidade de carga dos ensaios TCS,1 e TCA são 7,05 e 8,88, respectivamente. O valor do \bar{N}_c do ensaio TCA é 20,61% superior ao valor do \bar{N}_c do ensaio TCS,1 considerando a primeira definição de área projetada (mais conservador).

Analisando os resultados, é possível verificar que o valor do \bar{N}_c do ensaio com chapa de aço (8,88) é 9,46% superior ao valor do \bar{N}_c do ensaio com tubo metálico na vertical (8,04) calculado no item 5.2.1.1. Apesar de existir essa diferença que pode ser atribuída aos diferentes mecanismos de mobilização do solo nos dois tipos de ensaios, os valores apresentam a mesma ordem de grandeza.

Por outro lado, é razoável afirmar que o valor do $\bar{N}_c = 8,88$ medido no ensaio TCA é praticamente igual ao valor de $\bar{N}_c = 9$ proposto por Skempton (1951) e amplamente utilizado nos estudos de catenária invertida.

Visando mostrar a influência da definição da área projetada nos valores do fator de capacidade de carga, a Figura 180 compara os valores do N_c medidos no ensaio TCA com os

valores do N_c determinados a partir das três definições de áreas projetadas de corrente (Figura 176).

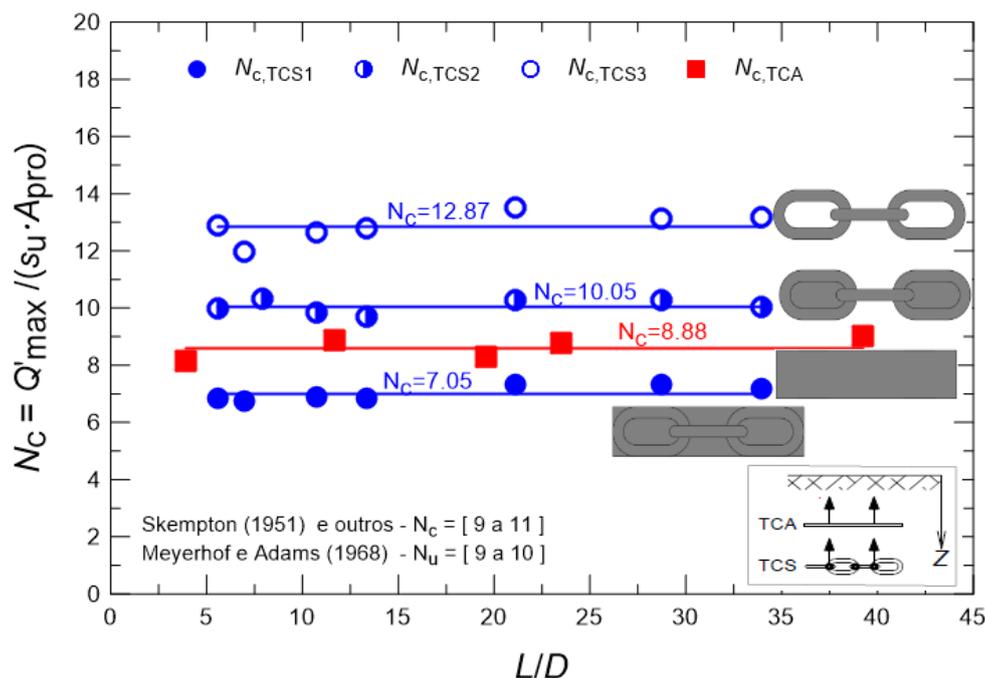


Figura 180 – Variação do fator de capacidade de carga em função de comprimentos normalizados - ensaio TCA e ensaios TCS considerando as três abordagens de áreas projetadas.

A Tabela 37 resume as principais análises estatísticas dos valores de N_c apresentados na Figura 180.

Tabela 37 – Principais análises estatísticas dos valores do N_c medidos nos ensaios TCS e TCA.

	\bar{N}_c	IC 95% - N_c	σ	σ^2	cv (%).	n
$N_{c,TCS1}$	7,05	[6,75; 7,36]	0,23	0,05	3,29	7
$N_{c,TCS2}$	10,05	[9,83; 10,27]	0,24	0,06	2,36	7
$N_{c,TCS3}$	12,87	[12,42; 13,32]	0,49	0,24	3,79	7
$N_{c,TCA}$	8,88	[8,37; 9,40]	0,37	0,14	4,35	5

Os resultados da Figura 180 e da Tabela 37 permitem observar que os maiores valores do N_c correspondem à definição área de projeção elo aberto (Figura 176c). Comparando os valores de N_c , é possível observar que o valor médio do N_c considerando área de projeção elo aberto é aproximadamente 44,93% superior ao valor médio do N_c medido com chapa de aço. Essas observações mostram que a definição área de projeção elo aberto não reproduz da melhor forma a área projetada de correntes soldadas em ensaios de deslocamento transversal. Destes resultados, é possível concluir que durante o deslocamento transversal de correntes, o solo não atravessa toda a área livre (abertura) existente nos elos e entre os elos de correntes. De igual modo, pode-se concluir também que o valor de N_c de correntes está ligado à definição da área de projeção assumida durante o projeto.

A Figura 180 e a Tabela 37 também mostram valor médio N_c de chapa de aço inferior ao valor médio N_c considerando a definição área de projeção elo fechado, e superior ao valor de N_c considerando a definição área circunscrita. O valor médio do N_c de chapa de aço é aproximadamente 20,61% superior ao valor de N_c da definição 1 (área circunscrita), e 13,18% inferior ao valor de N_c da definição 2 (área de projeção elo fechado).

O valor médio de N_c da definição 2 (área de projeção elo fechado) é praticamente igual ao valor médio de N_c (9,7) obtido por Yen e Tofani (1984) em correntes do tipo *stud link chain* enterradas em solos argilosos. É interessante pontuar que os elos de correntes do tipo *stud link chain* (Figura 181) são divididos no meio de modo que as suas áreas projetadas são mais semelhantes às áreas de projeção elo fechado.



Figura 181 – Visão geral de correntes do tipo *stud link chain*.

A partir dos resultados apresentados, é possível afirmar que para os níveis da resistência não drenada da argila deste estudo, as áreas projetadas de correntes em ensaios transversais tendem à aproximar-se da área apresentada na Figura 182. Ou seja, os resultados permitem concluir que durante o deslocamento transversal de corrente, os espaços internos dos elos são totalmente preenchidos com solos enquanto que os espaços entre os elos são parcialmente preenchidos.

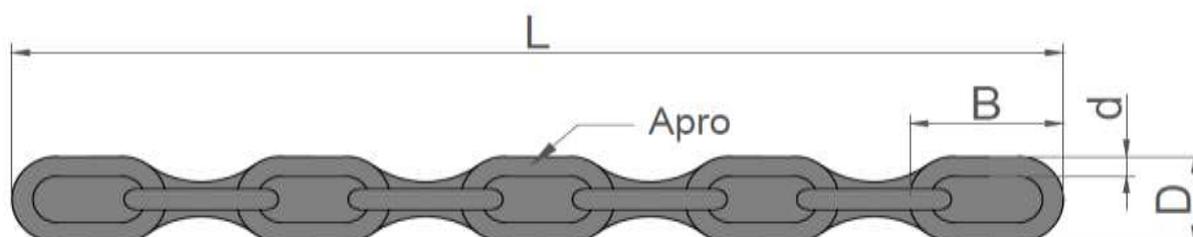


Figura 182 – Provável área de projeção dos elos de corrente em ensaios de deslocamento transversal, considerando as resistências não drenadas da argila dos ensaios.

6.2.2 Parâmetro EWB (*effective width in bearing*)

O parâmetro EWB, relacionado com largura efetiva na direção normal (transversal), foi introduzido por Degenkamp e Dutta (1989a) na fórmula da área de corte por unidade de comprimento de corrente, A_c . Considerando que A_c é igual ao produto do EWB pelo diâmetro nominal de corrente (d), a resistência normal por unidade de comprimento, Q pode ser calculada a partir da Equação (140). O cálculo preciso dessa resistência é de fundamental importância na determinação da curvatura da catenária invertida de linhas de ancoragem (GAULT e COX, 1974; VIVATRAT *et al.*, 1982; YEN e TOFANI, 1984; e DEGENKAMP e DUTTA, 1989a).

$$Q = N_c s_u A_c = N_c s_u EWB d \quad (140)$$

O valor de EWB pode ser calculado a partir da igualdade entre a resistência normal por unidade de comprimento e a razão entre a carga máxima medida no deslocamento transversal e o comprimento de corrente, como apresenta a Equação (141).

$$Q = Q'_{\max}/L \therefore N_c s_u EWB d = N_c s_u A_{\text{pro}}/L \quad (141)$$

Com base na Equação (141), o parâmetro EWB pode ser determinado a partir de duas abordagens. A primeira abordagem é descrita como geométrica, e consiste em determinar o valor do parâmetro EWB com base nas características geométricas de correntes, como mostra a Equação (142). Essa abordagem permite determinar o valor de EWB das três definições de área de projeção de elos apresentadas na Figura 176.

$$EWB = A_{\text{pro}}/L d \quad (142)$$

A segunda abordagem, descrita como retro-análise (experimental), consiste em determinar o valor do parâmetro EWB a partir das cargas máximas medidas nos ensaios de deslocamento transversal de corrente, como apresenta a Equação (143). Nessa equação, tomou-se como referência o valor de N_c de chapa metálica – (8,88) determinado no item 6.2.1.

$$EWB = Q'_{\max}/N_c s_u d L \quad (143)$$

A Figura 183 ilustra a variação dos parâmetros EWB calculados a partir da geometria de correntes, considerando as três definições de área de projeção de elo, assim como, a variação do EWB calculado com base nos resultados experimentais.

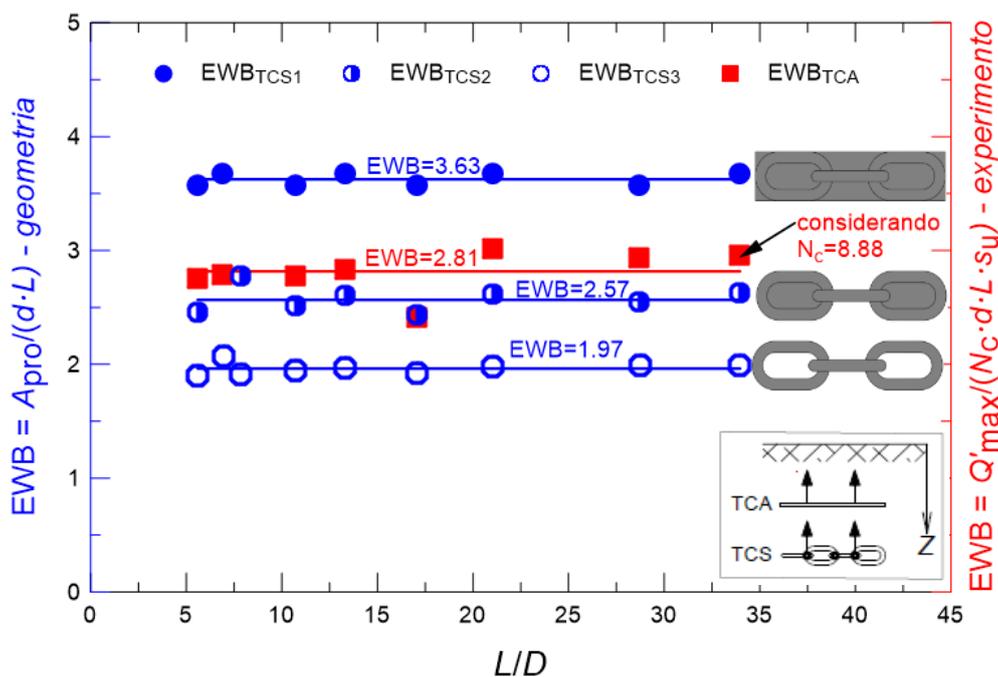


Figura 183 – Variação do parâmetro EWB em função do comprimento normalizado.

A Tabela 21 resume as principais análises estatísticas do parâmetro EWB.

Tabela 38 – Principais estatísticas do parâmetro EWB.

	Média	IC 95% – $\bar{E}WB$	σ	σ^2	cv (%)	n
EWB_{geo1}	3,63	[3,59; 3,68]	0,054	0,003	1,49	8
EWB_{geo2}	2,57	[2,48; 2,66]	0,011	0,012	4,27	8
EWB_{geo3}	1,97	[1,93; 2,01]	0,053	0,003	2,70	9
EWB_{r-a}	2,81	[2,66; 2,97]	0,186	0,035	6,60	8

Os resultados apresentados permitem observar que o valor de EWB da abordagem experimental é 29,18% inferior ao valor de EWB geométrico da definição de área circunscrita, e é 8,54% e 29,89% superior aos valores de EWB das definições de área de projeção elo fechado e elo aberto, respectivamente.

Novamente, pode-se concluir através dos resultados apresentados que, durante o deslocamento transversal de correntes, a área projetada é muito diferente das definições de área circunscrita e de área de projeção elo aberto. Reforçando a suposição da forma de área projetada apresentada na Figura 182.

Os valores médios de EWB_{geo2} (2,57) e EWB_{r-a} (2,81) determinados neste estudo apresentam a mesma ordem de grandeza da faixa de 2,2 a 2,8 encontrados nos trabalhos de Vivatrat *et al.* (1982), Degenkamp e Dutta (1989a), Bang e Taylor (1995), Frankenmolen *et al.* (2016), entre outros. Ressalta-se novamente que DNV (1996 e 2012) adotaram valor padrão de EWB igual à 2,5 no software DIGIN.

6.2.3 Razão entre Cargas Residuais e Cargas Máximas Medidas

A Figura 184 mostra a variação da razão entre cargas residuais e cargas máximas medidas (Q'_{res}/Q'_{max}) em função de comprimentos normalizados (L/D) de correntes soldadas e chapas de aço de diferentes diâmetros, larguras e comprimentos. A partir dessa figura é possível observar a influência do (L/D) no comportamento *strain softening*, caracterizado pela diminuição da carga após o valor máximo.

Como mostrado no item 5.1.1.1.1, a relação entre as variáveis apresentadas nas figuras pode ser estabelecida a partir dos parâmetros adimensionais π_1 , π_2 e π_6 determinados no item 3.1.1.

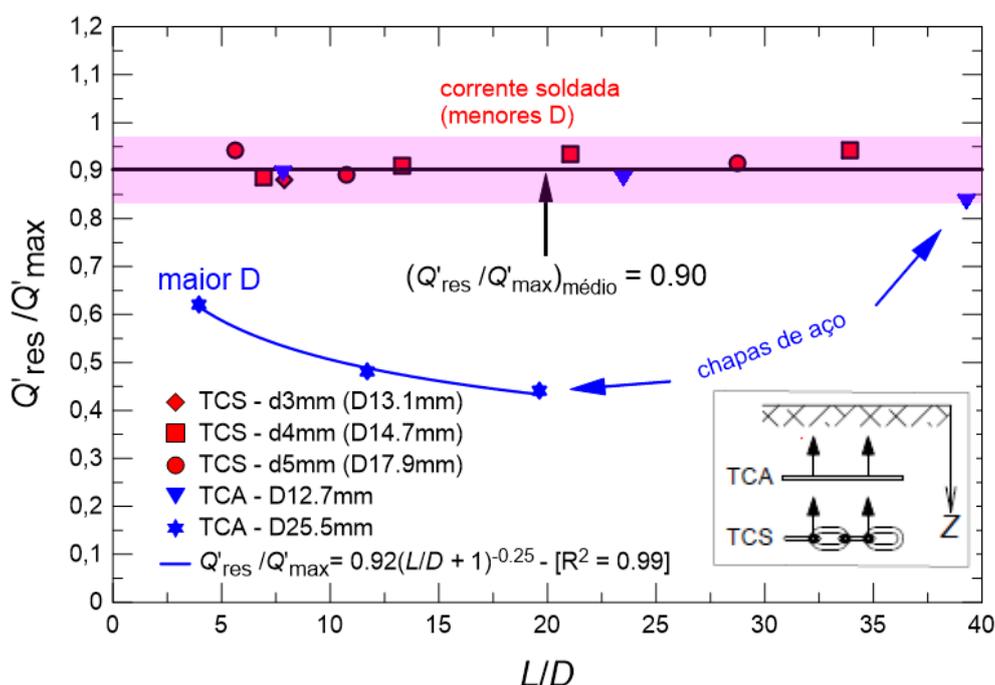


Figura 184 – Razão entre cargas residuais e cargas máximas medidas *versus* comprimentos normalizados - ensaios TCS e TCA.

A Tabela 39 resume as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar tendência central e variabilidade da razão (Q'_{res}/Q'_{max}) do conjunto de pontos delimitados pelos intervalos de confiança de 95% (Figura 184).

Tabela 39 – Principais análises estatísticas dos valores da razão (Q'_{res}/Q'_{max}) obtidos nos ensaios TCS com correntes de diâmetros nominais 3, 4 e 5mm e nos ensaios TCA com chapas de aço de largura de 12,7mm.

	Máximo	Mínimo	Média	σ	σ^2	cv (%)	n
Q'_{res}/Q'_{max}	0,94	0,84	0,90	0,03	0,00	3,58	11

Os resultados apresentados na Figura 184 e na Tabela 39 permitem observar que no intervalo de L/D de 5 a 40, os valores de Q'_{res}/Q'_{max} dos ensaios realizados com correntes e chapas de aço de 12,7mm de largura apresentam a média e o desvio padrão de 0,90 e 0,03, respectivamente, em uma faixa de 0,84 a 0,94. Um comportamento diferente foi observado na

curva de chapa de aço de 25,5mm de largura. Para elementos embutidos de menores larguras, Q'_{res}/Q'_{max} tende a ser constante, enquanto que Q'_{res}/Q'_{max} tende a diminuir com aumento de L/D em elementos de maiores larguras. Essa diferença de comportamento permite concluir que a largura do elemento embutido influencia no mecanismo da mobilização de resistência e consequentemente no comportamento da curva carga \times deslocamento.

Diferentemente dos ensaios de deslocamento longitudinal onde o comportamento *strain softening* foi atribuído principalmente ao efeito da degradação de adesão ao longo do comprimento de correntes, nos ensaios de deslocamento transversal, a degradação de resistência não é o principal fator. Acredita-se que o comportamento *strain softening* seja causado pelo processo de separação completa entre a parte posterior da corrente e o solo, e pelo deslocamento de correntes para regiões com menores resistências não drenada. Espera-se também pouca influência de quebra de estrutura e orientação de partículas da argila na redução da resistência devido à reduzida área de interface solo-corrente.

6.2.4 Deslocamentos nas Cargas Máximas

Procedimentos adotados no item 5.2.6 podem ser repetidos para estabelecer relações de comportamento entre deslocamentos normalizados ($\Delta w_{max}/D$) e comprimentos normalizados, L/D através dos parâmetros adimensionais π_4 e π_6 .

A Figura 185 apresenta a variação de deslocamentos normalizados dos ensaios de deslocamentos transversais realizados com correntes soldadas e chapas de aço de diferentes diâmetros nominais, larguras e comprimentos.

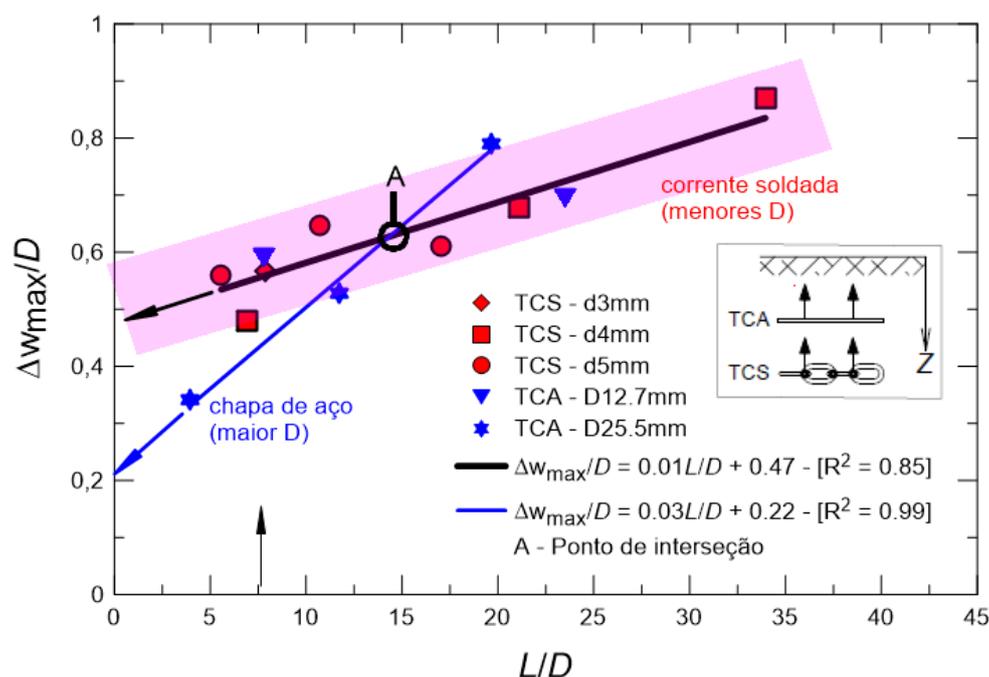


Figura 185 – Variação de deslocamentos medidos em cargas máximas – Todos os ensaios.

A Tabela 40 resume as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar a variabilidade dos dados e adaptação do modelo de ajuste aos conjuntos de pontos medidos.

Tabela 40 – Principais análises estatísticas das curvas deslocamentos normalizados *versus* comprimentos normalizados.

Ensaio	Equação	IC 95% – a	IC 95% – b	R ²	GL	SQ _E	MQ _E
TCS	$Y = 0,47 + 0,01X$	[0,007;0,014]	[0,406; 0,543]	0,85	7	0,01	0,00
TCA (D25,5mm)	$Y = 0,22 + 0,03X$	[0,00;0,06]	[-0,23; 0,66]	0,99	1	0,00	0,00

onde $Y = \Delta w_{\max}/D$; $X = L/D$

Os resultados apresentados na Figura 185 reforçam novamente a afirmação de que a largura dos elementos embutidos influencia no mecanismo de mobilização das resistências do solo. Nota-se a diferença de comportamento entre as curvas dos elementos de menores larguras e a curva da chapa de aço de 25,5mm de largura.

Entretanto, todos os casos mostram o crescimento linear dos valores de $\Delta w_{\max}/D$ com aumento de comprimentos normalizados. Pelo intercepto das linhas, conclui-se que é necessário, no mínimo, deslocamento transversal na ordem de 0,47D para mobilizar a carga máxima nos ensaios com elementos de menores larguras. No ensaio com chapa de aço de 25,5mm de largura, a mobilização da carga máxima requer deslocamento transversal de no mínimo 0,22D. Em termos de comparação, Yen e Tofani (1984) obtiveram Δw_{\max} menores que 0,90D no comprimento normalizado (L/D) de 9,3.

Devido à diferença de mecanismos de mobilização do solo, os valores de $\Delta w_{\max}/D$ observados nos ensaios de deslocamento transversal são relativamente maiores aos observados nos ensaios de deslocamento longitudinal (item 5.2.6). Pelas mesmas razões, ressalta-se que os valores de $\Delta w_{\max}/D$ observados nos ensaios de deslocamento transversal são maiores aos valores da faixa entre 0,05 a 0M2 requeridos para mobilização completa da resistência de ponta de estacas, segundo Murthy (2007) e Tomlinson e Woodward (2008), Salgado (2008), Fleming *et al.* (2009), O'Neill (2011).

6.2.5 Relação entre as Resistências Laterais (Tangenciais) e Resistências Normais (Transversais) no Estado Limite

Este item visa avaliar a variação do coeficiente friccional no estado limite, através da relação entre as cargas laterais, Q'_{lat} calculadas nos ensaios de deslocamento longitudinal (item 5.1.2) e as cargas máximas, Q'_{max} medidas nos ensaios de deslocamento transversal (item 6.1.3), como mostra a Equação (144).

$$\mu = \frac{F}{Q} = \frac{Q'_{\text{lat}}/L_{\text{lon}}}{Q'_{\text{max}}/L_{\text{tra}}} \quad \text{(ensaio de deslocamento longitudinal)} \quad \text{(ensaio de deslocamento transversal)} \quad (144)$$

onde L_{lon} e L_{tra} são comprimentos de correntes dos ensaios de deslocamentos longitudinal e transversal, respectivamente.

Tendo em conta que os ensaios de deslocamentos longitudinais foram realizados em amostras com resistências não drenadas diferentes das amostras dos ensaios de deslocamento transversal, foi necessário corrigir esse efeito, dividindo as cargas medidas pelas suas respectivas resistências não drenadas. Dessa forma, o coeficiente friccional passa a ser calculado de acordo com a Equação (145).

$$\mu = \frac{F}{Q} = \frac{Q'_{lat}/L_{lon} s_{u,lon}}{Q'_{max}/L_{tra} s_{u,tra}} \quad (\text{ensaio de deslocamento longitudinal}) \quad (145)$$

Vale ressaltar que os resultados anteriormente apresentados indicaram que os deslocamentos de correntes necessários para mobilizar o estado limite das cargas medidas em ensaios de deslocamento transversal são maiores do que os dos ensaios de deslocamento longitudinal. Por isso, é alertado desde já que os estado limites de F e Q da Equação (145) são mobilizados em distintos valores de deslocamento de corrente.

As Figuras 186 e 187 ilustram a variação dos coeficientes friccional calculados a partir dos ensaios de deslocamento vertical com correntes livres (VCL) e soldadas (VCS), respectivamente. A variação dos coeficientes friccional dos ensaios de deslocamento horizontal com correntes livres (HCL) e soldadas (HCS) é apresentada nas Figuras 188 e 189, respectivamente. A Figura 190 compara os valores dos coeficientes friccional de todos os ensaios.

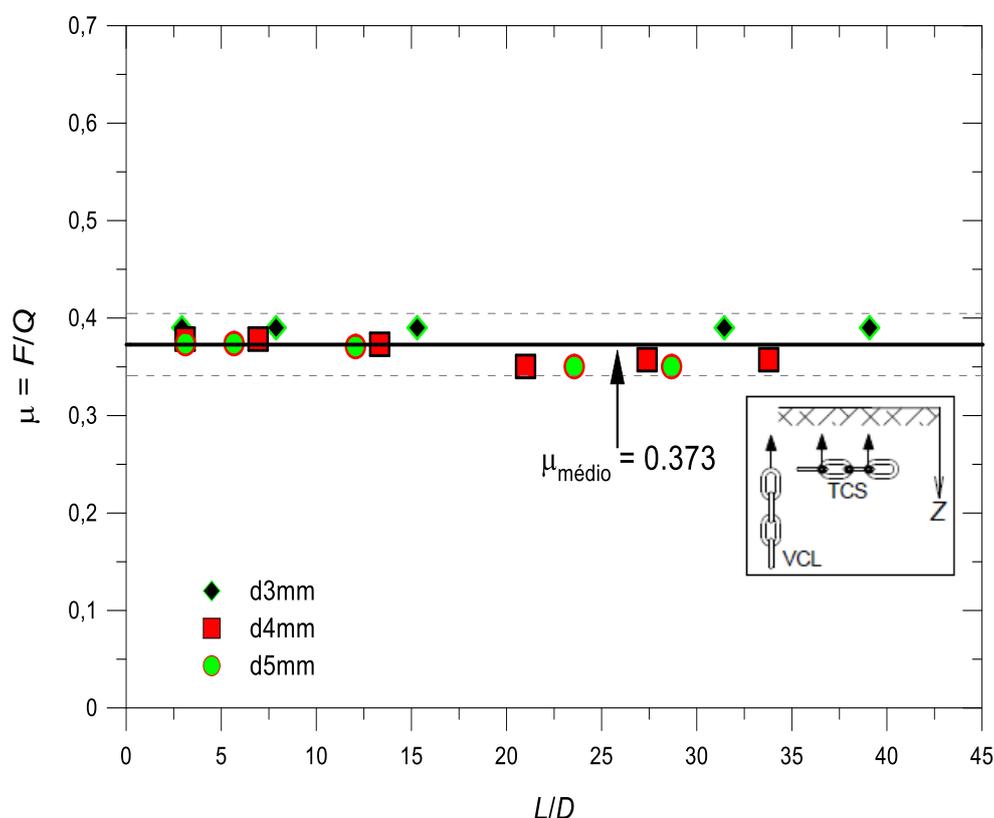


Figura 186 – Coeficiente friccional *versus* comprimento normalizado – Ensaios VCL e TCS.

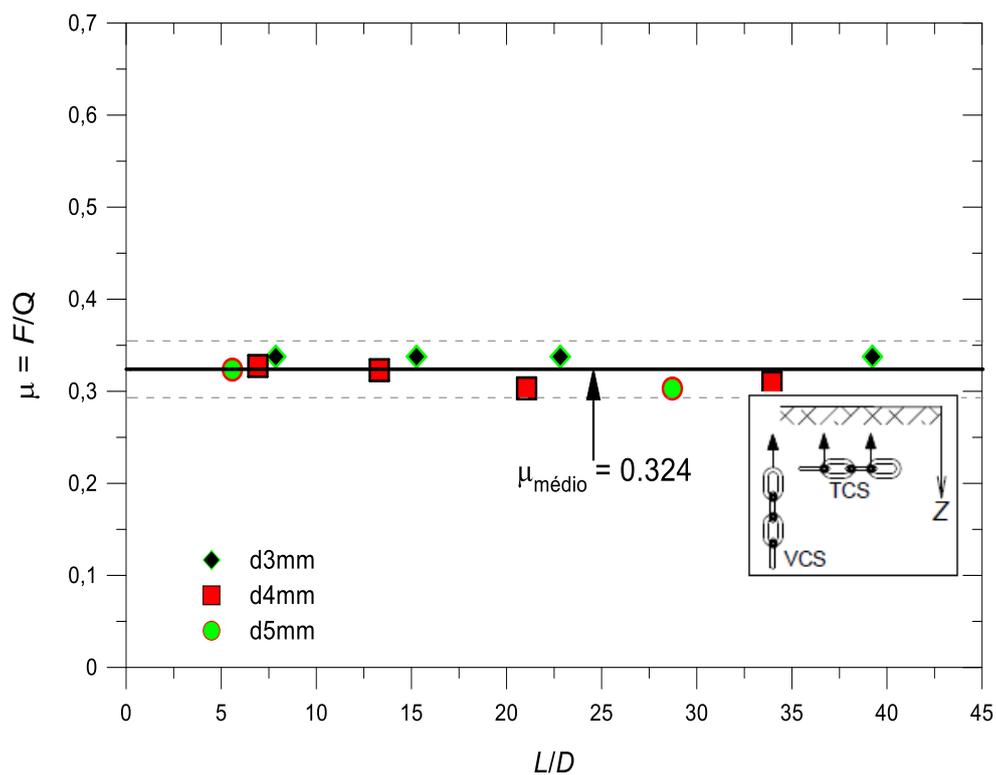


Figura 187 – Coeficiente friccional *versus* comprimento normalizado – Ensaio VCS e TCS.

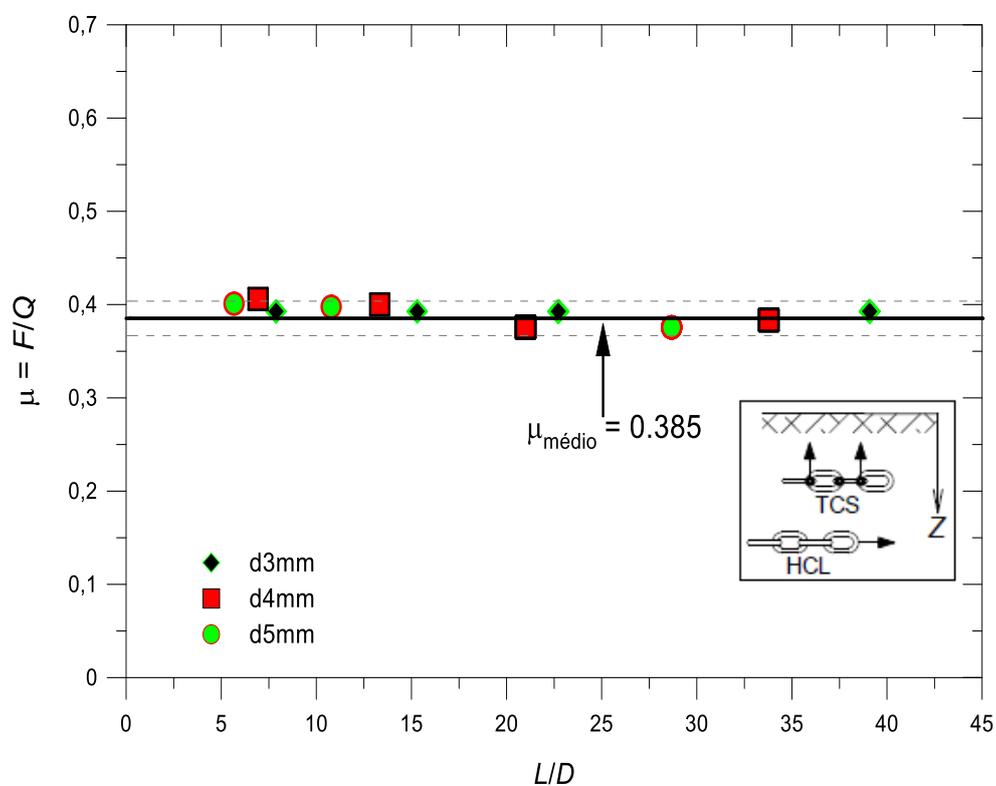


Figura 188 – Coeficiente friccional *versus* comprimento normalizado – Ensaio HCL e TCS.

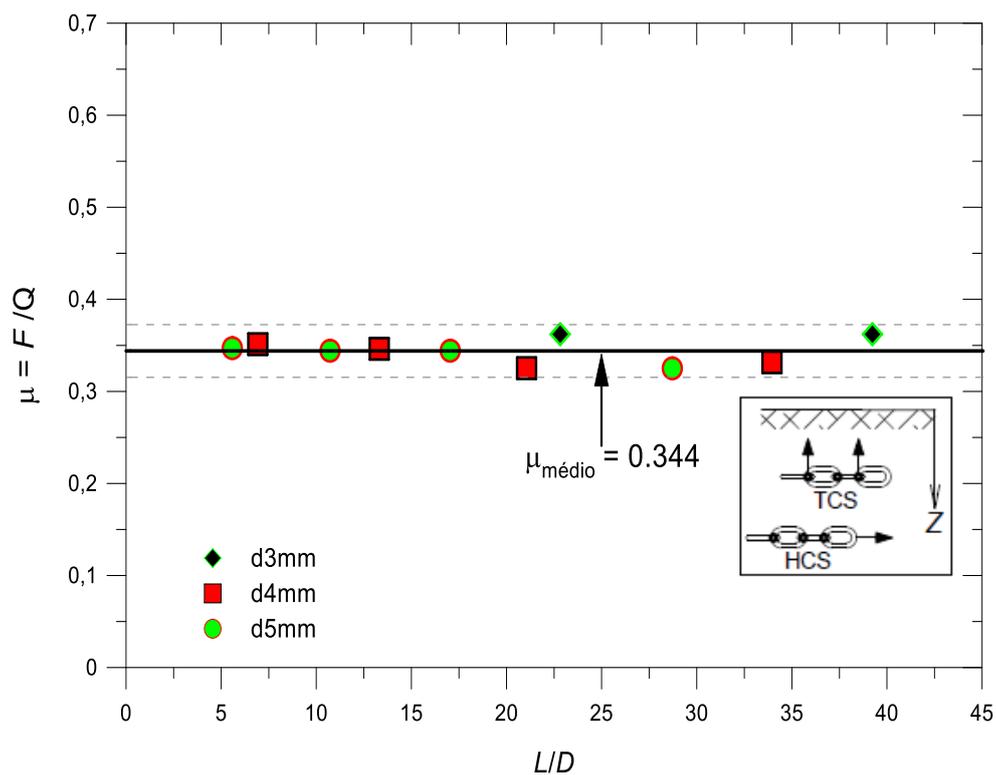


Figura 189 – Coeficiente friccional *versus* comprimento normalizado – Ensaios HCS e TCS

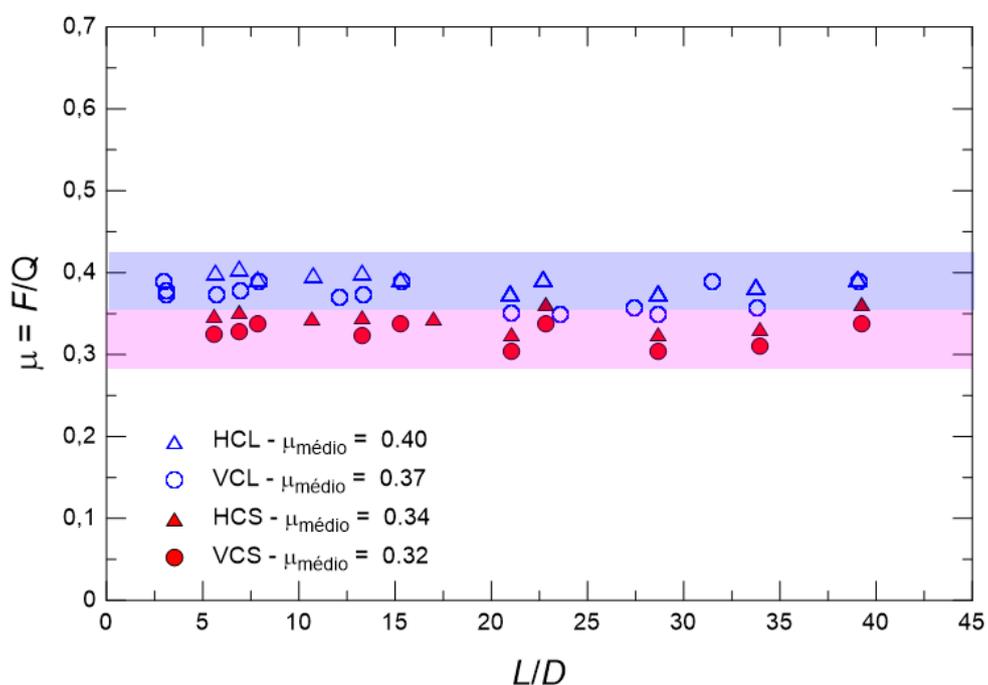


Figura 190 – Coeficiente friccional *versus* comprimento normalizado – Todos os ensaios.

A Tabela 41 resume as principais análises estatísticas utilizadas para avaliar tendência central e variabilidade do coeficiente friccional.

Tabela 41 – Principais estatísticas do coeficiente friccional, μ .

Ensaio	$\bar{\mu}$	IC 95% – $\bar{\mu}$	σ	σ^2	cv (%)	n
VCL	0,373	[0,365; 0,381]	0,015	0,000	4,14	16
VCS	0,323	[0,314; 0,334]	0,014	0,000	4,42	10
HCL	0,385	[0,382; 0,388]	0,009	0,000	2,40	39
HCS	0,344	[0,334; 0,353]	0,013	0,000	3,86	10

De modo geral, destaca-se o curto intervalo de previsibilidade nas figuras apresentadas, realçando a consistência dos valores de coeficiente friccional. Também, as figuras mostram que no estado limite, o coeficiente friccional depende da rigidez de corrente e da direção de deslocamento, porém não depende do comprimento normalizado. Por um lado, verifica-se que as correntes livres apresentam médias de μ superiores às de correntes soldadas. Por outro lado, nota-se que os valores de μ dos ensaios de deslocamento horizontal são maiores que os dos ensaios de deslocamento vertical. Por fim, destaca-se que a média de μ de todos os ensaios – 0,356 – é menor do que os valores (0,4 a 0,6) recomendados por Neubecker e Randolph (1995a) e encontrados por Rocha *et al.* (2016), maior que 0,2 obtido por House (2002). O valor do presente estudo encontra-se dentro da faixa de 0,2 a 0,5 proposto por Randolph *et al.* (2005) e dentro da faixa de 0,1 a 0,6 usada por Liu *et al.* (2010) com base na compilação dos valores de estudos anteriores.

7 ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O Método dos Elementos Finitos – MEF – é utilizado em muitas áreas da engenharia como a principal ferramenta da análise numérica para simular de forma rápida, precisa e econômica os complexos problemas de comportamento estrutural, mecânico, térmico, elétrico e químico de sistemas. Além de fornecer diferentes possibilidades em termos de análise e interpretação de resultados. A quantidade de trabalhos e livros publicados na área da Geotecnia realça a importância e a vantagem do emprego do MEF nos diferentes problemas geotécnicos que envolvem complexas geometrias e condições de contornos. Neste capítulo, o MEF é aplicado à modelagem de ensaios de arrancamento.

7.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA

Os pacotes ABAQUS/Standard e ABAQUS/CAE do *software* ABAQUS FEA foram utilizados para simular numericamente o problema da interação solo-estrutura objeto dessa pesquisa. Primeiramente, o arquivo de entrada – *input file* – com todas as informações sobre definição de nós e elementos, definições de materiais, interações e contatos, cargas e condições de contorno, foi escrito e editado no formato ASCII através de um editor de texto. Depois, o processamento e análise desse arquivo foram realizados no ABAQUS/Standard, enquanto que o ABAQUS/CAE foi utilizado para visualizar, analisar e gerar os resultados.

Visando simplificar a modelagem numérica do problema de interação do presente estudo, o planejamento preliminar permitiu estabelecer três considerações importantes explicadas a seguir.

A primeira consideração está relacionada aos problemas de convergência encontrados no ABAQUS/Standard na modelagem de problemas que envolvem grandes distorções de malhas do elemento finito, por razões explicadas no item 2.6. Ciente desse problema, foi descartado modelar o deslocamento de tubos totalmente embutidos dentro do solo, de forma contínua, até o estado de comportamento residual. Para contornar esse problema, o processo da modelagem numérica foi dividido em duas partes como mostrado na Figura 191. A primeira parte consistiu em modelar somente o comportamento inicial da curva experimental – pequeno nível de deslocamento –, considerando o embutimento completo do tubo de aço dentro do solo. Buscou-se por meio da modelagem numérica realizar a retro-análise de modo a ajustar a rigidez e a magnitude da carga do trecho antes do pico, levando em conta a contribuição das parcelas de ponta e atrito lateral. Nessa condição, devido aos problemas de convergência, o deslocamento máximo dos tubos foi de 5mm. A segunda parte consistiu em modelar o estado residual de comportamento, desprezando o trecho *strain softening*. Na modelagem dessa parte foi considerada que a extremidade do tubo se prolonga para fora do solo, existindo somente

a mobilização de atrito lateral entre solo e tubo. Isso permitiu modelar o deslocamento de tubos para deformações de até 100mm, sem problemas de convergências. A realização dessa análise é fundamental visto que as linhas de ancoragem de fundações *offshore* são submetidas grandes deslocamentos durante a formação de catenária inversa.

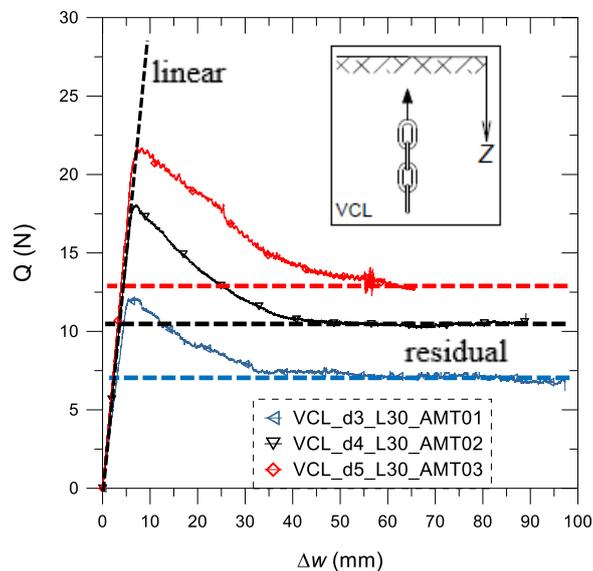


Figura 191 – Destaque dos comportamentos linear e residual que mereceram atenção na análise numérica.

A segunda consideração feita foi de modelar o tubo metálico em vez de correntes. As características de correntes – conexão de sucessivos elos de mesmos materiais e geometrias – impõem dificuldades e limitações na análise numérica. As principais dificuldades estão relacionadas aos problemas de contatos e discretização de malhas dos elementos do solo dentro dos elos e entre os elos de correntes. Além disso, a representação da liberdade dos elos de correntes de deslocarem e rotacionarem entre si é outro desafio a ser modelado. Outra limitação causada pela geometria de correntes é a impossibilidade de modelar o problema através de estado bidimensional visto que nem os estados de tensão ou deformação plana nem o estado axissimétrico conseguem representar o comportamento de interação solo-corrente devido às complexas condições de contorno.

Poucos estudos de modelagem numérica no espaço tridimensional foram encontrados na literatura sobre a interação solo-corrente. As dificuldades de modelar numericamente esse problema de interação foram ressaltadas por Liu e Zhao (2014) e Zhao e Liu (2014 e 2016). Segundo Liu e Zhao (2014) e Zhao e Liu (2014 e 2016), a configuração de correntes faz com que as mesmas tenham somente a capacidade de transmitir forças axiais, uma vez que a rigidez a flexão é zero. A reprodução desse comportamento na modelagem numérica requer a utilização de elementos do tipo *truss*. Porém, o contato Eulerian-Lagrangeano no ABAQUS/Explicit utilizados para modelar grandes deformações não suporta elementos desse tipo. Para contornar esse problema, os autores simplificaram as geometrias de correntes em sucessivas unidades de cilindros conectados por elementos de conexão do tipo LINK.

A terceira consideração se deve ao comportamento *strain softening* relacionado à degradação da resistência de interface. Como explicado no item 4.3.3, esse comportamento está relacionado ao desequilíbrio microestrutural da argila pela quebra de estrutura e orientação de partículas na direção do deslocamento cisalhante. A versão do modelo Cam Clay Modificado disponível no ABAQUS e utilizado nessa pesquisa não é capaz de reproduzir esse tipo de comportamento e nem o comportamento viscoso do material. De acordo com Potts e Martins (1982) e Tan e Sun (2014), o comportamento *strain softening* de solos estruturados com tendência de orientação de partículas durante cisalhamento não pode ser modelado através de modelos elasto-plástico Mohr-Coulomb ou Cam Clay Modificado. Tan e Sun (2014) acrescentam ainda que os elementos de interface dos modelos elasto-plásticos com método de interface de Coulomb não conseguem simular o comportamento *strain softening* devido à natureza desses modelos. Para simular esse tipo de comportamento, eles substituíram elementos de interface por camadas de solo muito finas e com malhas altamente refinadas. O comportamento dessas camadas foi simulado pelo modelo hipoplástico melhorado por Masin (2007) que considera a estrutura de argilas e a degradação de estruturas durante cisalhamento.

Tendo em conta as considerações supracitadas, o objetivo da simulação numérica consistiu primeiramente em calibrar o modelo de solo através da retro-análises dos ensaios de adensamento, palheta e de arrancamento. Concluída a calibração do modelo do solo, o objetivo da segunda parte da modelagem numérica foi de analisar alguns padrões de comportamentos observados ou inferidos nos ensaios experimentais.

7.2 MODELO NUMÉRICO

7.2.1 Descrição do Modelo

As dimensões (altura e diâmetro) e as características do modelo numérico basearam-se no modelo físico experimental por motivos de comparação e visando representar adequadamente o fenômeno em estudo. O diâmetro do modelo numérico foi considerado igual à largura do tanque de ensaio, enquanto que altura do modelo é igual à espessura do solo dentro do tanque, como mostra a Figura 192. A primeira parte dessa figura apresenta o esquema do modelo usado para analisar pequeno nível de deslocamento de tubo, medindo as resistências de ponta e lateral. A segunda parte ilustra o esquema usado para analisar o comportamento do sistema no estado residual.

Estudos prévios foram realizados neste estudo para analisar a influência das condições de contorno (distância do modelo às bordas externas) no desempenho do modelo durante a simulação numérica. Os resultados permitiram observar que as dimensões adotadas são adequadas uma vez que os deslocamentos não atingem as extremidades do tanque, por consequência, não influenciam no comportamento carga \times deslocamento do tubo e nas zonas de plastificação. As bordas adotadas estão distantes da zona de plastificação no modelo onde foi considerada a parcela de ponta. No caso de análise de comportamento residual, o problema se resume essencialmente à interface argila-tubo, representada por uma zona muito fina na camada do solo circundante, junto a parede do tubo.

Devido à simetria do modelo em relação à linha do centro, que passa no eixo do tubo, somente a metade do domínio do modelo foi modelada no espaço bidimensional, considerando o estado axissimétrico. A massa de solo foi modelada como um cilindro de raio igual à metade da largura do tanque de acrílico,

Tendo em conta a condição saturada da argila e a realização do ensaio na condição não drenada, um modelo bidimensional de elementos finitos foi assumido para simular a análise acoplada *pore fluid* de interação solo-tubo de aço. O tubo de aço foi modelado como um corpo rígido seguindo o comportamento de um material elástico linear isotrópico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Isso se deve ao fato de considerar que a deformação do tubo é praticamente nula para os níveis de tensão observados. O tubo de aço apresenta diâmetro externo de 25mm e comprimentos de 10, 30 e 50cm, sendo que sua extremidade inferior se encontra a 5cm acima da borda inferior do solo. Por questões de simplicidade e para evitar problemas de convergência, porém sem prejuízo nos resultados, não foi modelada a camada de solo imediatamente abaixo dos tubos. Trechos de tubos de aço, denominados de materiais inertes, foram ligados às extremidades dos tubos para preencher os espaços vazios que não influenciam na modelagem. Esses materiais não possuem peso e não interagem com os tubos de aço e solo.

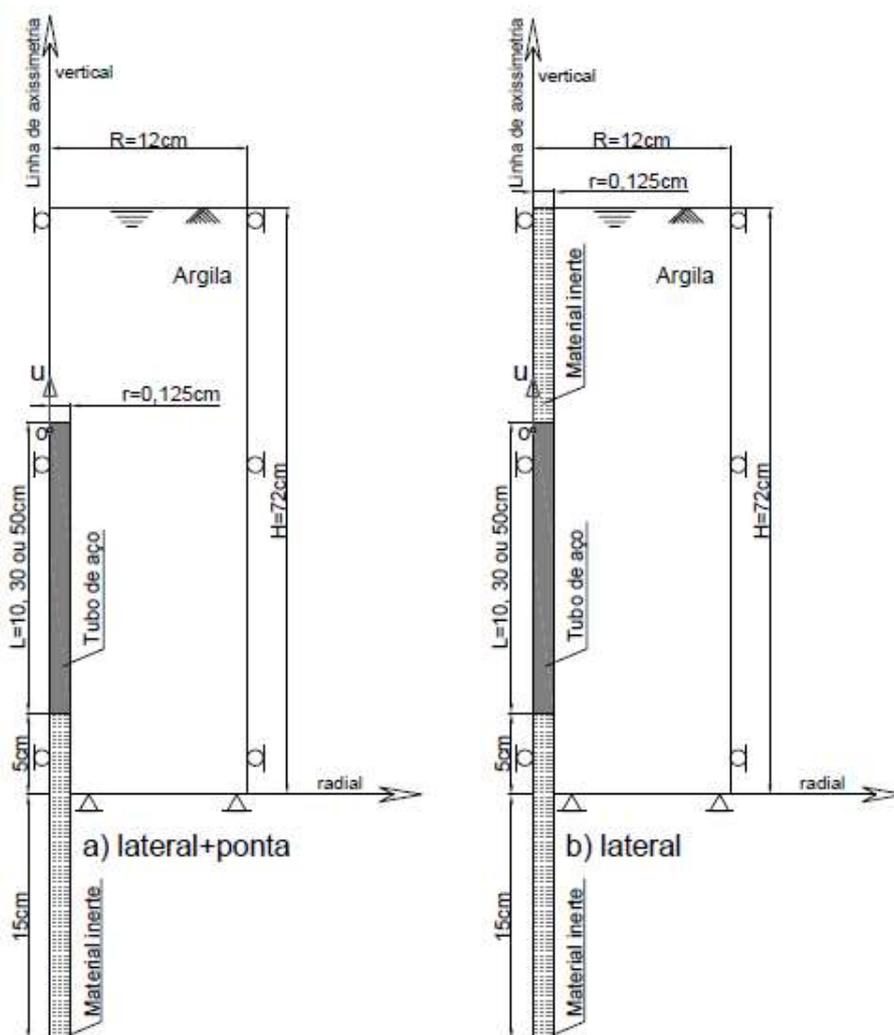


Figura 192 – Representação bidimensional do modelo utilizado na modelagem da interface solo-estrutura a) tubo totalmente embutido b) extremidades do tubo fora do solo.

O raio e a altura da massa solo foram de 12,0cm e 72,0cm, respectivamente. O solo foi modelado na condição saturada – nível de água na superfície – como um material elasto-plástico obedecendo o critério de plastificação do modelo Cam Clay Modificado disponível no ABAQUS.

7.2.2 Parâmetros do Modelo

As propriedades do tubo de aço utilizados na modelagem numérica estão resumidas na Tabela 42. Os parâmetros necessários para modelar o comportamento linear elástico do tubo foram os seguintes: módulo de elasticidade, E , coeficiente de Poisson, ν , e massa específica do material, ρ . A massa específica utilizada foi calculada de modo que o peso do tubo maciço do modelo seja igual ao peso do tubo oco do ensaio experimental.

A Tabela 42 também apresenta as propriedades da argila utilizada na modelagem. Os parâmetros da argila foram obtidos através dos resultados dos ensaios experimentais apresentados no item 4. Os valores dos índices de compressão (λ) e expansão (κ) e do coeficiente de permeabilidade (k) foram determinados no ensaio de adensamento em uma

amostra com índice de vazios inicial de 3,9. Valor de ângulo de atrito de 20,7° utilizado no cálculo de constante de atrito do estado crítico, M foi extraído no trabalho de Hattab *et al.* (2015), enquanto que o módulo cisalhante adotado foi de $47s_u$.

Tabela 42 – Valores dos parâmetros utilizados no modelo numérico.

	Parâmetros MCC	Unidade	Valor	Parâmetros	Unidade	Valor
Elástico	Índice de expansão - κ	[-]	0,08	Módulo de Elasticidade - E	[kN/m ²]	2.1E8
	Modulo cisalhante - G	[kPa]	$47s_u$	Coefficiente de Poisson - ν	[-]	0,285
	p_t^{el}	[kN/m ²]	0,0	Densidade do material - ρ	[kg/m ³]	0,91
Plástico	Índice de compressão - λ	[-]	0,46			
	Constante de atrito do estado crítico - M	[-]	0,8			
	Tamanho inicial da superfície de plastificação - $a_0(z)$	[kN/m ²]	$0,44\sigma'_{vm}$			
	Tamanho da superfície de plastificação no ramo úmido - β	[-]	1,0			
	Taxa de tensão de fluxo - K	[-]	1,0			
	Outros parâmetros	Unidade	Valor			
Gerais	Índice de vazios inicial - e_0	[-]	3,9			
	Tensão vertical efetiva - σ'_v	[-]	$3,7z$			
	Coefficiente de empuxo lateral no repouso - K_0	[-]	0,25			
	Densidade específica seca - ρ_d	[kg/m ³]	0,63			
	Coefficiente de permeabilidade - k	[m/dia]	$4,96E-5$			

7.2.3 Condições de Contorno

Tendo em conta a condição axissimétrica do modelo, foram definidas três condições de contorno ao longo das bordas externas do modelo. Nos contornos ou nas bordas verticais – direito e centro – foram restritos os movimentos na direção radial, mas permitido livre movimento na direção axial. No contorno inferior da massa do solo, foi restrito o movimento na direção axial, mas permitido livre movimento na direção radial. A superfície superior do solo é aberta e permeável de modo que ocorra, caso existir, a perfeita drenagem durante o adensamento.

O carregamento não drenado foi simulado através de aplicação de incrementos de deslocamento axial controlado a uma velocidade de 5mm/min, adotado no ensaio experimental. O nó utilizado para deslocar o tubo de aço fica localizado na linha do centro, a 1 cm abaixo do topo do tubo, como mostrado na Figura 192. A partir desse ponto foram coletados os dados para reproduzir o comportamento da curva carga \times deslocamento. Por fim, devido à alta rigidez radial do tubo em comparação com a do solo, foi considerado nulo o deslocamento do tubo na direção radial. Pelo mesmo motivo, foi imposto o mesmo deslocamento axial para todos os nós e elementos do tubo.

7.2.4 Discretização da Malha dos Elementos Finitos

Quanto à discretização da malha do elemento finito, foram utilizados elementos quadriláteros axissimétricos (bidimensionais) para modelar tanto o tubo de aço como o solo. A malha bidimensional de todos os elementos apresenta a forma retangular uniforme (não estruturada), como mostra o exemplo correspondente ao tubo de 50cm – Figura 193. Tubos foram modelados com elementos do tipo CAX8R – quadrilátero axissimétricos de 8 nós, deslocamento biquadrático e integração reduzida. Para o solo, foram utilizados elementos do tipo CAX8RP – quadrilátero axissimétrico de 8 nós, deslocamento biquadrático, poro pressão bilinear, integração reduzida. Esse tipo de elemento responde bem análise acoplada *pore fluid*.

Nas vizinhanças do tubo, as malhas foram refinadas nas duas direções devido à tendência de maiores concentrações de tensões e deformações nessas regiões. As espessuras e alturas das malhas foram definidas com base nas análises prévias realizadas para estudar o efeito de refinamento de malha no comportamento do modelo numérico. Na direção horizontal, a espessura dos elementos mais próximos do tubo é de 1,0mm. Na direção vertical, a altura dos elementos mais próximos ao topo do tubo é de 1,1mm. Em ambas as direções, o tamanho dos elementos aumenta à medida que a posição do elemento se afasta das bordas do tubo de aço.

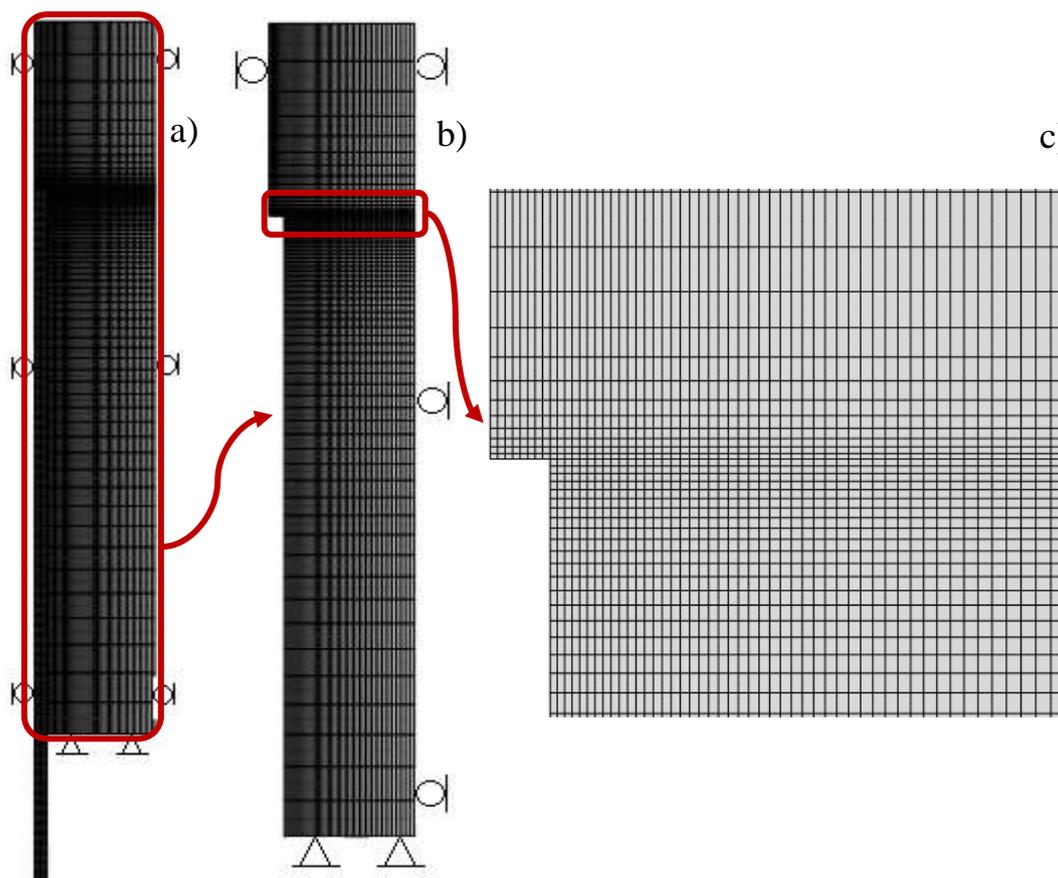


Figura 193 – Malha do Elemento Finito utilizada na modelagem – a) representação completa da malha do solo e do tubo; b) representação da malha do solo; c) detalhe de maior refinamento da malha na região perto da extremidade superior do tubo de aço.

A Tabela 43 apresenta a quantidade de elementos quadriláteros utilizados nas diferentes partes do modelo (solo, tubo, e material inerte) no caso A – tubo totalmente enterrado – e no caso B – extremidades do tubo fora do solo.

Tabela 43 – Discretização da geometria do modelo – quantidade de elementos quadriláteros.

	L=10cm			L =30cm			L =50cm		
	Argila	tubo	Material inerte	Argila	tubo	Material inerte	Argila	tubo	Material inerte
Caso A	3912	80	160	3752	240	160	3592	400	160
Caso B	3456	80	616	3456	240	456	3456	400	296

7.2.5 Interações de Contato

Para que o *software* reconheça qualquer contato entre as partes – tubo de aço e argila – é necessário a discretização das superfícies em contato e a definição de propriedades de contato. Primeiramente, foi utilizada a formulação *contact pair* para definir os pares de superfícies de contato durante a análise. Depois, as superfícies de contato entre as partes foram discretizadas através da técnica *surface-to-surface contact* com o algoritmo *master – slave contact*. Dassault Systèmes (2010) recomenda seguir os seguintes passos para a definição das superfícies mestre e escrava:

- a) a maior das duas superfícies deve atuar como a superfície mestre.
- b) se as duas superfícies forem de tamanho comparável, a superfície do corpo mais rígido deve atuar como a superfície mestre.
- c) se as superfícies forem de tamanho e rigidez comparáveis, a superfície com a malha mais grossa deverá atuar como a superfície mestre.

A superfície do tubo de aço foi assumida como a superfície mestre por ser mais rígida e apresentar malha mais grossa, enquanto que a superfície do solo circundante foi assumida como a escrava.

Com relação à formulação de contato mostrada na Figura 194, as propriedades de contato na direção normal à interface foram implementadas através do método direto denominado *hard contact* para minimizar a penetração da superfície mestre na superfície escrava. O método direto utiliza multiplicador de Lagrange que são ativadas assim que as superfícies estiverem em contato. O parâmetro *no separation* foi considerado para evitar qualquer separação entre as superfícies depois que estiverem em contato.

A formulação do contato do modelo de interface (fricção) de Coulomb foi utilizada para representar o comportamento tangencial na interface solo-tubo. A tensão cisalhante τ entre as superfícies de contato é calculada pela expressão $\tau = \mu \cdot \sigma$, onde σ = é a pressão normal de contato e μ é o coeficiente de atrito. Não foi considerado um valor máximo de tensão cisalhante. Vale ressaltar que o parâmetro μ do MEF é relacionado ao ângulo de atrito da interface e não ao fator de adesão usado no método alfa para calcular a resistência lateral de estacas. O coeficiente de atrito entre os materiais inertes e o solo é igual a 0 (*frictionless*), ou seja, a ausência completa de fricção permite que o material deslize no solo sem gerar força cisalhante. No caso A, onde o tubo se encontra totalmente

embutido dentro do solo, e a interação entre o topo do tubo e o solo foi considerada totalmente rugosa (*rough*), sem possibilidade de deslizamento.

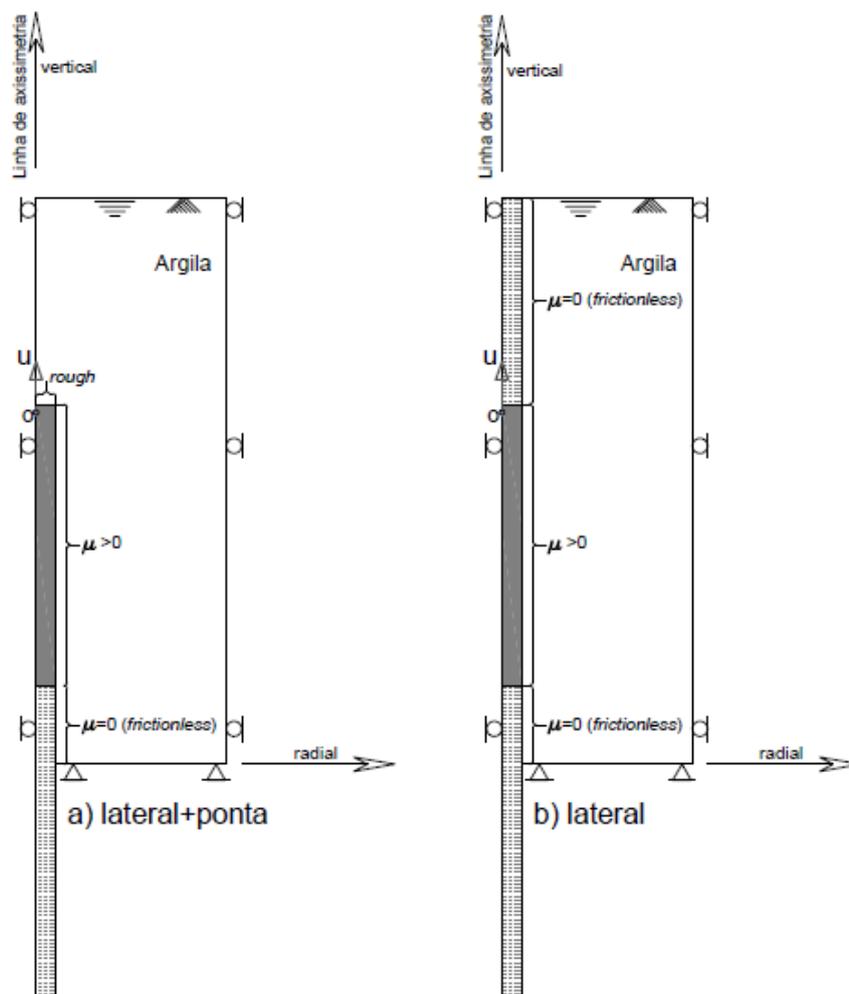


Figura 194 – Configuração de contato adotada no modelo numérico a) tubo totalmente embutido b) extremidades do tubo fora do solo.

7.2.6 Sequências de Análise

Visando reproduzir as sequências do ensaio experimental, o processo da análise da simulação numérica da interação solo-estrutura foi dividido em quatro etapas. A primeira etapa de análise consistiu na geração de tensões geostáticas iniciais – peso próprio efetivo das camadas do solo – através da opção *Body Force*. Foi utilizada essa opção em substituição da *Gravity* (aceleração de gravidade) por questão de facilidade na interpretação do excesso de poro pressão gerado durante análise. A etapa foi iniciada com a invocação do comando *Geostatic* para garantir que o equilíbrio seja satisfeito dentro da camada de argila. Ou seja, garantir que a condição de tensão inicial em qualquer elemento dentro da camada de argila esteja dentro da superfície de plastificação inicial do modelo Cam Clay Modificado. Durante essa etapa é verificada se o campo de tensão geostática inicial está em equilíbrio com as cargas aplicadas e com condições de contorno.

A Figura 195 mostra a variação da tensão vertical efetiva inicial e o deslocamento total inicial ao longo da profundidade. A figura permite observar a existência de equilíbrio entre as tensões internas do solo com as forças externas (*Body Force*) através de valores nulos de deslocamentos, comprovando a não deformação da massa do solo. Uma sobrecarga de 0,16kPa foi colocada na superfície do solo para evitar plastificação inicial das camadas superficiais com baixos níveis de tensões.

A segunda etapa consistiu na instalação do tubo dentro do solo para reproduzir o procedimento experimental da preparação do tanque de ensaio, diferente dos procedimentos de cravação e escavação de estacas. Considerando que o tubo e o solo estão em equilíbrio dentro do tanque experimental, na modelagem numérica, o tubo de aço e o material inerte foram instalados por meio da técnica de substituição. Essa técnica consiste em ativar os elementos do tubo e do material inerte ao mesmo tempo que são desativados os elementos do solo localizados no mesmo lugar. Simultaneamente, foram também ativados os contatos entre o solo e o tubo.

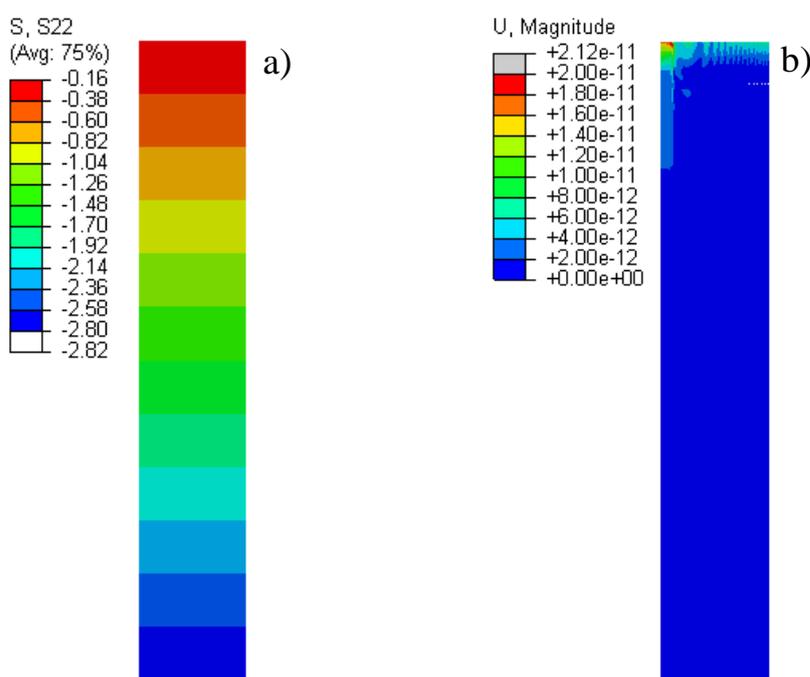


Figura 195 – a) Geração das tensões geostáticas - variação da tensão vertical efetiva com a profundidade b) Representação do deslocamento total no estado inicial.

O processo de adensamento durante 24h de repouso do tanque foi simulado na terceira etapa. Na etapa de adensamento, a borda superior da massa do solo foi selecionada e tornada permeável ao atribuir a condição de poro pressão nula na superfície. O tempo total de adensamento foi de 24h igual ao tempo de adensamento no ensaio experimental.

A escolha do intervalo de tempo inicial (Δt) é uma questão importante na modelagem numérica quanto ao comportamento durante o adensamento. Por isso, foi utilizada a Equação (146), recomendada em vários exemplos práticos no Dassault Systèmes (2010) para determinar o intervalo de tempo inicial usado na modelagem.

$$\Delta t \geq \frac{\gamma_w}{6Ek} (\Delta h)^2 \quad (146)$$

A quarta e a última etapa consistiu na aplicação de deslocamento axial à 1cm abaixo da extremidade superior do tubo à velocidade correspondente de 5mm/min. Na situação onde o tubo foi totalmente enterrado, o deslocamento máximo foi de 5mm, correspondente à 20,0% do diâmetro do tubo de referência (D=25mm). Maiores deslocamentos nessa situação geram problemas de convergência na simulação. Na situação onde as extremidades do tubo não foram embutidas dentro do solo, os deslocamentos foram de 100cm.

7.3 CALIBRAÇÃO DO MODELO

Para reproduzir o comportamento da curva carga \times deslocamento experimental no modelo numérico foi necessário ajustar os parâmetros da interface e os parâmetros do solo utilizados no modelo CCM. Como explicado anteriormente, as análises prévias permitiram considerar como adequadas as bordas e a configuração da malha utilizadas. Em função disso, foi necessário somente a análise dos parâmetros do solo de modo a calibrar as curvas respostas em função das curvas experimentais. Os parâmetros do solo foram ajustados com base nos resultados experimentais dos ensaios de adensamento e de palheta, enquanto que os parâmetros de interface solo-tubo foram ajustados a partir dos resultados dos ensaios de arrancamento.

7.3.1 Simulação Numérica dos Ensaios de Adensamento e Triaxial

Os parâmetros de solos utilizados no modelo Cam Clay Modificado podem ser obtidos a partir dos ensaios de adensamento (λ e κ) e de ensaios de compressão triaxial. Por isso, quando possível, faz-se necessário simular esses ensaios no modelo numérico de modo a calibrar o comportamento de solo. O comportamento do solo do modelo numérico tende a ser representativo do solo real se os parâmetros de entrada (laboratório) forem iguais aos da saída (modelagem numérica).

Com base no modelo CCM, foi simulado um ensaio de adensamento unidimensional nas mesmas condições – tamanho do anel, carga aplicada, velocidade de carregamento e condições de contorno – do ensaio realizado no laboratório. Tendo em conta a condição axissimétrica do anel de adensamento, foi utilizado um modelo bidimensional axissimétrico com 5 elementos (5linhas e 1coluna) do tipo CAX8RP. A altura e o raio do modelo foram de 20mm e 35,7mm, respectivamente. A Tabela 44 resume os principais parâmetros utilizados na simulação do ensaio de adensamento.

Tabela 44 – Valores dos parâmetros utilizados na calibração do ensaio de adensamento.

Parâmetros	κ	ν	λ	M	α_0	e_0	ρ_d	k (m/dia)
Valores	0,08	0.3	0,46	0.8	3,1	3,9	0,63	4,96E-5

A comparação entre as curvas experimentais e as curvas da modelagem numérica são apresentadas na Figura 196. O resultado mostrado permite observar a superposição das duas curvas, corroborando a conclusão que o modelo CCM, implementado no software ABAQUS, consegue modelar de forma satisfatória o comportamento de argilas, a diferentes níveis de tensão. Os valores dos parâmetros (λ e κ) da saída (modelo) são iguais aos da entrada (laboratório). A tensão de sobreadensamento virtual de 6,2kPa utilizada para definir o tamanho da superfície inicial de plastificação conseguiu captar a mudança de comportamento da curva nos baixos níveis de tensão.

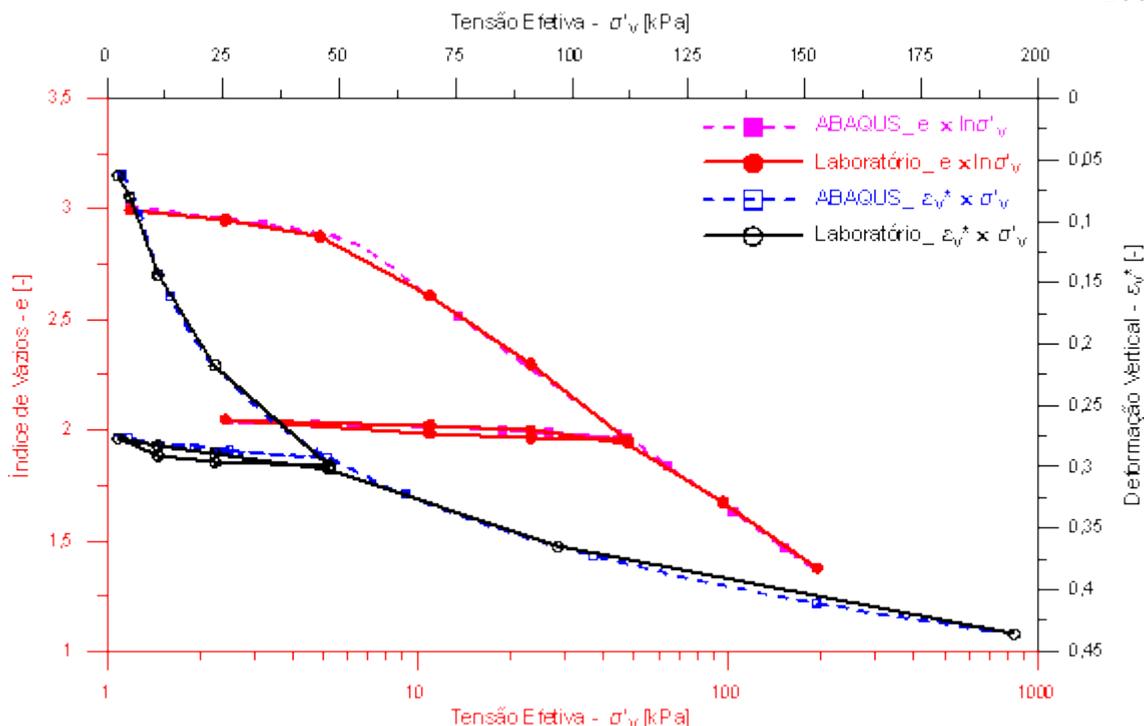


Figura 196 – Comparação das curvas do ensaio de adensamento – laboratório e ABAQUS: tensão efetiva \times índice de vazios e tensão efetiva \times deformação vertical.

Por questões de praticidade, o perfil da resistência não drenada do solo foi calibrado através da simulação numérica de sete ensaios de compressão triaxial não confinados e não drenados (tipo UU) – Figura 197. Para isso, foi utilizado um modelo com 72 elementos – 72 linhas e 1 coluna – de 1cm de altura e 1,25cm de espessura. As propriedades e os tipos dos elementos utilizados foram as mesmas apresentadas anteriormente no item 7.2.4.

A representação correta do estado inicial de tensões do solo é de determinante na qualidade dos resultados da modelagem numérica. Contudo, a determinação da tensão vertical efetiva (σ'_v) real da argila em estudo exige uma investigação detalhada da variação de poro-pressão e efeitos das forças atrativas e repulsivas na argila. Para a modelagem, foi considerada que a tensão efetiva cresce linearmente com a profundidade na taxa de 3,7, correspondente à condição da argila no estado normalmente adensado. Uma vez que a análise e o carregamento ocorrem na condição não drenada, adotou-se o valor médio da resistência não drenada determinada nos tanques de ensaios com tempo tixotrópico de 24h. O módulo cisalhante, G variou ao longo da profundidade em função de s_u .

Com base nessas considerações, foi possível estimar a variação de OCR em termos de tensões efetivas, utilizando a Equação (67). Conhecendo valores de OCR, foram determinados os valores da tensão de sobreadensamento e do parâmetro a_0 – tamanho inicial da superfície de plastificação – do modelo MCC. Esse procedimento permitiu levar em consideração o efeito de sobreadensamento virtual da argila causada pelas ações físico-químicas a níveis microestruturais.

$$\text{OCR} = \left[\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \frac{2e^{\Lambda_0}}{M} \right]^{1/\Lambda_0} \quad \therefore \Lambda_0 = 1 - \kappa/\lambda \quad (69)$$

Com relação aos valores de coeficiente de empuxo no repouso, K_0 foi adotado um valor constante de 0,25 ao longo da profundidade. Previamente, várias tentativas foram feitas para calibrar o modelo com base nos valores de K_0 calculados pelas Equações (89) e (92), porém os resultados obtidos não foram satisfatórios. Vale frisar que ao assumir que o $G = 47s_u$, o coeficiente de Poisson, calculado de acordo com a Equação (86), cresce com a profundidade até o valor máximo igual a 0,3.

$$K_0 = \frac{\delta\sigma'_h}{\delta\sigma'_v} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (89)$$

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{\text{sen } \phi'} \quad (92)$$

Os limites inferior ($\sigma_{h,A}$) e superior ($\sigma_{h,P}$) da tensão total horizontal na condição não drenada podem ser estimados com base nas Equações (147) e (148), respectivamente levando em conta a resistência não drenada do material. Uma vez que o valor da tensão horizontal total no estado inicial está entre os limites inferior e superior, é possível assim afirmar que o equilíbrio de tensão total é satisfeito e o critério de ruptura de tensão total não é violado.

$$\sigma_{h,A} = \sigma_v - 2s_u \quad (147)$$

$$\sigma_{h,P} = \sigma_v + 2s_u \quad (148)$$

As considerações supracitadas permitiram iniciar a primeira etapa da análise do modelo que consistiu em invocar a condição geostática para aplicação das tensões efetivas iniciais. A Figura 197a mostra a malha e a variação da tensão vertical efetiva inicial do modelo bidimensional axissimétrico. Depois da condição geostática, um conjunto de 37 elementos foram desativados com objetivo de formar 7 corpos-de-prova de 5 elementos cada, em diferentes profundidades. A razão entre a altura e o diâmetro de corpos-de-prova é igual a 2. As condições de contorno e o processo de carregamento utilizados nas modelagens dos ensaios triaxiais foram os mesmos dos ensaios de compressão triaxial do tipo UU realizados no laboratório.

A Figura 197b permite observar a variação da máxima tensão cisalhante (Tresca), a localização e o estado final dos elementos. Com base na teoria de máxima tensão cisalhante de Tresca, é possível determinar a resistência não drenada a partir da Equação (149), considerando a condição de carregamento não drenado de argilas saturadas.

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 + 2s_u = 0 \rightarrow s_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_e}{2} \quad (149)$$

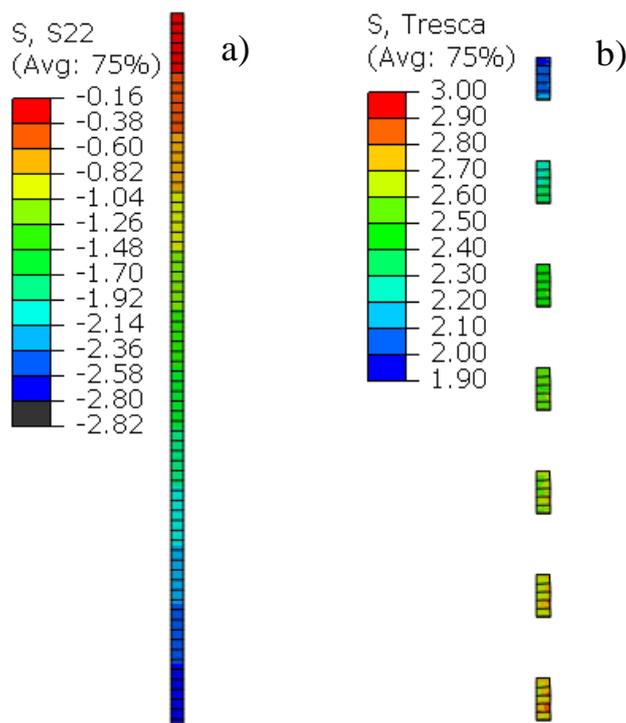


Figura 197 – a) Geração das tensões geostáticas - variação da tensão vertical efetiva com a profundidade b) Variação da máxima tensão de cisalhamento (Tresca).

A Figura 198 mostra a comparação entre os valores de s_u medidos no ensaio de palheta e os valores de s_u calculados no modelo numérico através de simulações de ensaios de compressão triaxial do tipo UU.

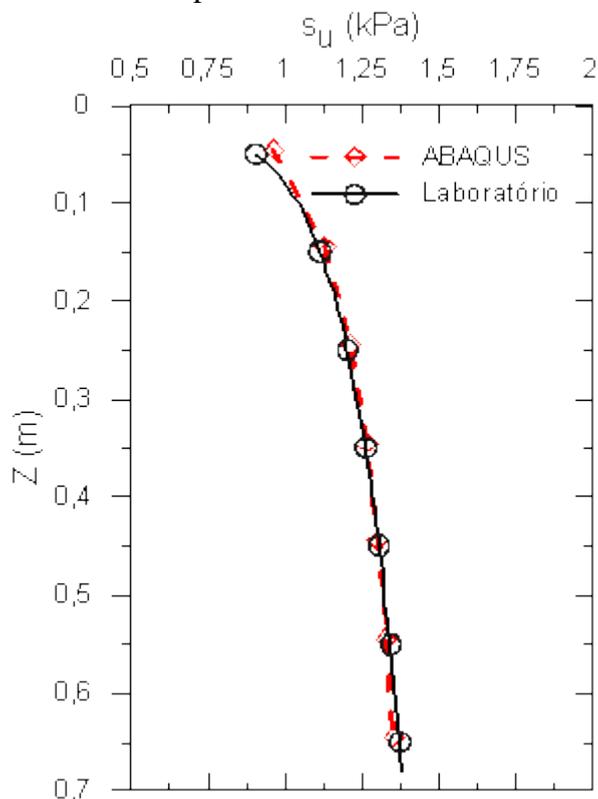


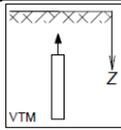
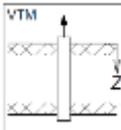
Figura 198 – Comparação das curvas da resistência ao cisalhamento não drenada – Laboratório e ABAQUS.

Nota-se na Figura 198 a superposição das duas curvas de resistência não drenada, validando o procedimento adotado para simular os ensaios triaxiais. Entretanto, vale citar o trabalho de O'Malley e Wright (1987) que reportaram maiores valores de s_u nos ensaios de palheta em comparação com os valores dos ensaios triaxiais do tipo UU. Esse detalhe e o fator de correção de Bjerrum (1972) não foram levadas em consideração nesse estudo. A superposição das duas curvas é um outro indicativo que permite validar os parâmetros adotados e corrobora a conclusão que o modelo CCM, implementado no software ABAQUS, consegue reproduzir de forma satisfatória o comportamento de argilas, a diferentes níveis de tensão.

7.3.2 Simulação do Ensaio de Arrancamento

Os resultados dos três ensaios experimentais realizados com tubos de aço de diferentes comprimentos foram utilizados para validar o modelo numérico. Embora esses ensaios tenham sido realizados em diferentes tanques (solos com diferentes perfis de s_u), adotou-se um modelo com as mesmas características no item 7.3.1 para calibrar a curva da resistência não drenada. Considerou-se mais adequado utilizar um único modelo de solo – no caso o modelo de solo já calibrado – e ajustar o parâmetro de interface de cada ensaio ao invés de manter o parâmetro de interface e variar o perfil do solo. As dimensões e os parâmetros dos tubos foram aquelas apresentadas nos itens 7.2.1 e 7.2.2, respectivamente. Os valores de coeficiente de atrito, μ utilizados nos casos “A” – totalmente embutido e “B” não embutido – estão resumidos na Tabela 45.

Tabela 45 – Valores dos coeficientes de atrito utilizados nos modelos dos casos A e B.

		L=10cm	L=30cm	L=50cm
	Caso A	1,00	1,32	2,00
	Caso B	0,37	0,46	0,6

A Figura 199 apresenta a comparação entre as curvas experimentais e as curvas da simulação numérica dos tubos de 10, 20 e 50cm de comprimento, correspondentes ao caso A. A figura também apresenta as curvas referentes às mobilizações das resistências de ponta e resistências por atrito lateral em função do deslocamento normalizado. Os resultados apresentados mostram um ajuste satisfatório entre as curvas dos dois casos, tanto no trecho inicial como no valor da carga máxima, indicando que o modelo de solo e os valores dos coeficientes de atrito adotados são adequados para reproduzir o comportamento do ensaio experimental. A dificuldade de garantir a verticalidade de tubos de menores comprimentos durante a preparação dos tanques de ensaios pode ser uma das causas da diferença de comportamento observado na Figura 199a. Como explicado

anteriormente, o modelo Cam Clay Modificado não consegue captar o comportamento *strain softening* observado após o pico da resistência.

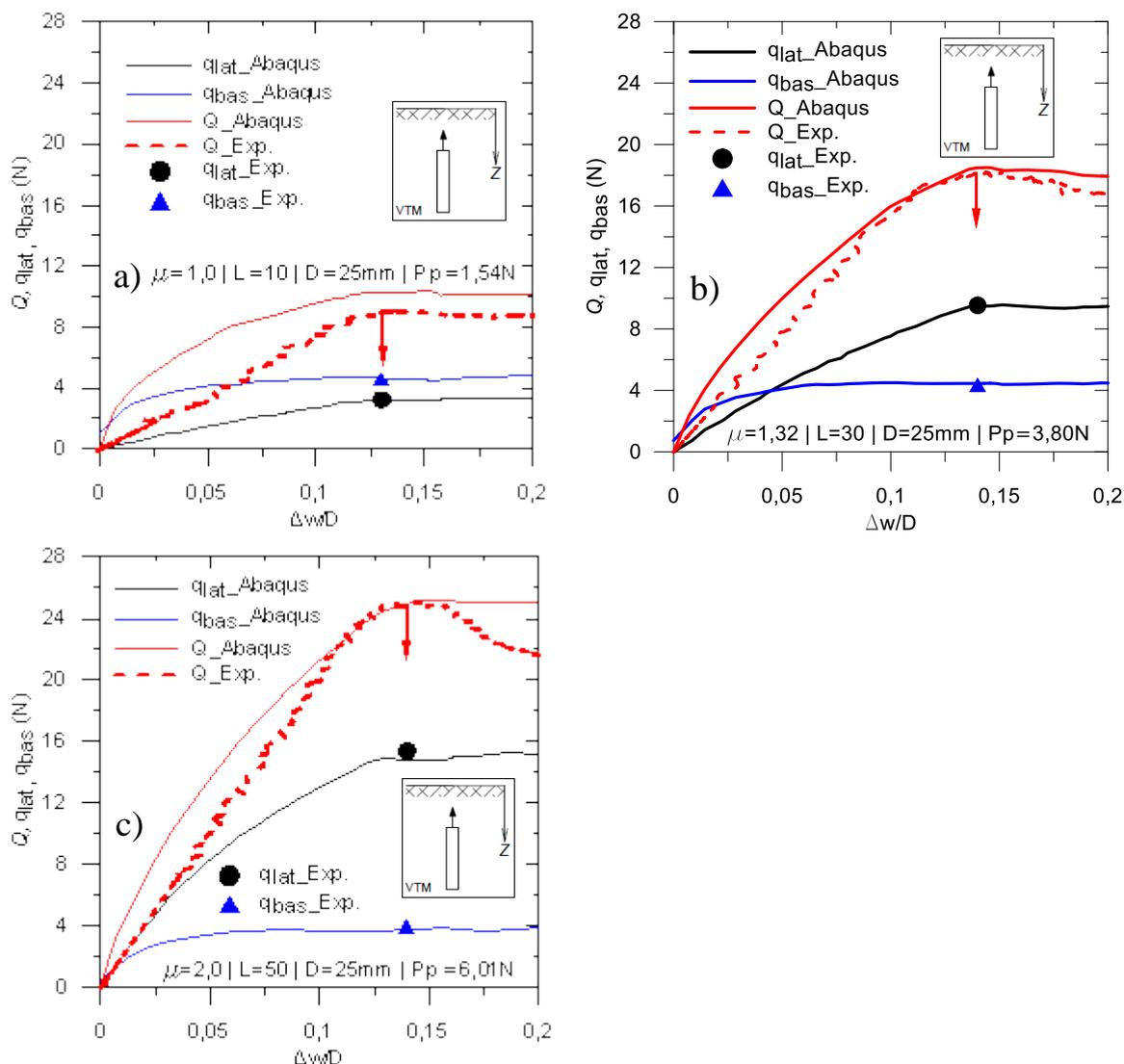


Figura 199 – Comparação do trecho inicial das curvas carga \times deslocamento normalizado – Laboratório e ABAQUS. a) tubo de 10cm de comprimento; b) tubo de 30cm de comprimento; c) tubo de 50cm de comprimento.

Por outro lado, é importante realçar a concordância entre os valores das resistências de ponta (q_{bas}) e lateral (q_{lat}) determinados na simulação numérica com os valores estimados a partir dos resultados dos ensaios experimentais. Nota-se também nas figuras que a influência da resistência de ponta no comportamento da curva diminui com aumento do comprimento do tubo e com o aumento do deslocamento normalizado. A tendência de mobilização completa das resistências de ponta antes da mobilização completa da resistência lateral pode ser observada também na figura. Esses comportamentos serão investigados no capítulo seguinte.

Com relação ao trecho do estado residual de comportamento, a Figura 200 ilustra a comparação entre os valores estimados da resistência lateral e as curvas da resistência lateral do modelo numérico. A curva (Q_{lat_Exp}) corresponde à variação da carga total

medida durante os ensaios, contendo as parcelas das resistências de ponta e lateral, e o peso próprio dos tubos (P_p). Os resultados apresentados permitem observar a concordância entre os valores estimados da resistência lateral e as curvas da resistência lateral do modelo numérico. Esse comportamento indica que o modelo de solo e os valores dos coeficientes de atrito adotados são adequados para reproduzir o comportamento do trecho residual.

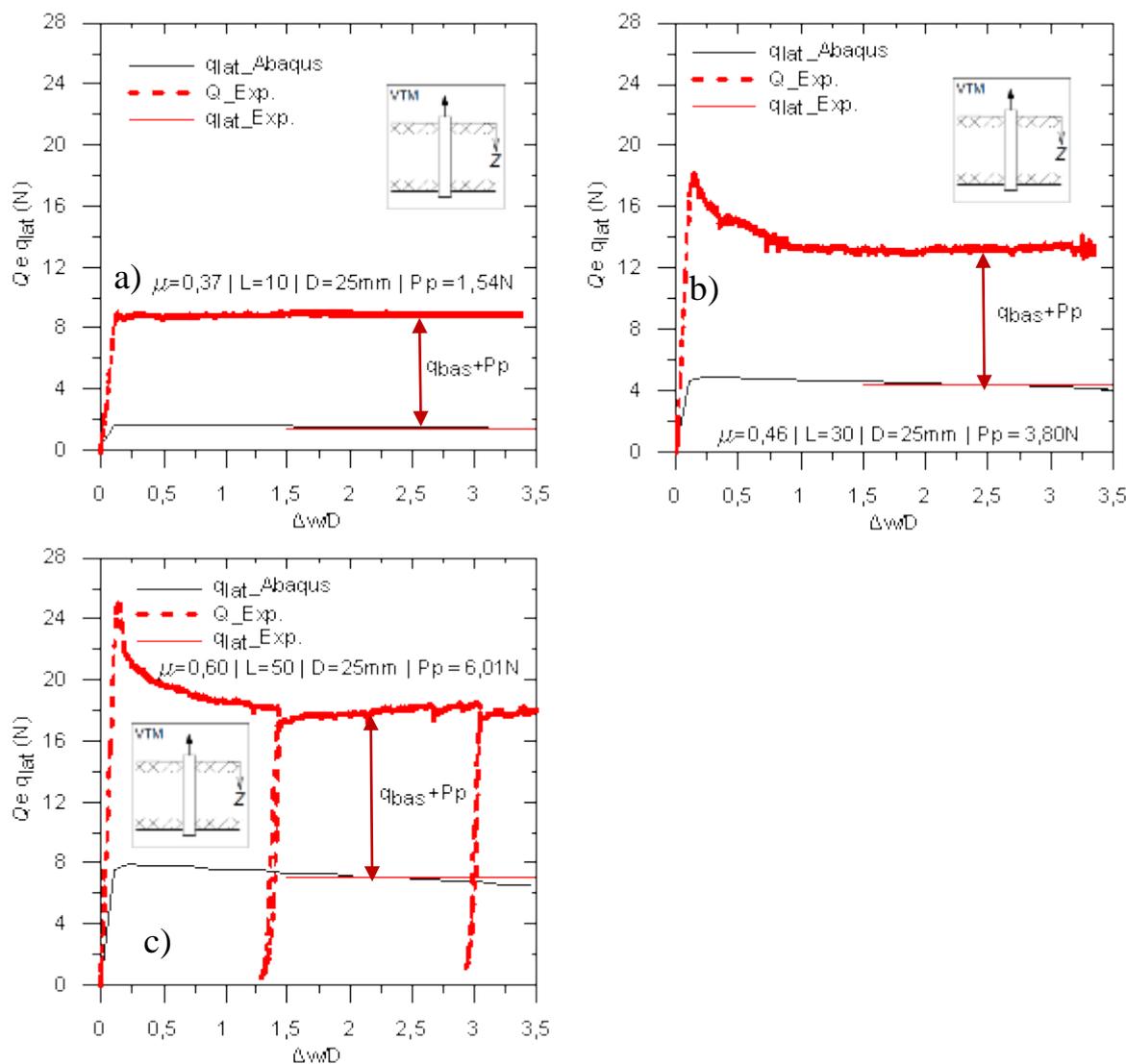


Figura 200 – Comparação do trecho residual das curvas carga \times deslocamento normalizado – Laboratório e ABAQUS. a) tubo de 10cm de comprimento; b) tubo de 30cm de comprimento; c) tubo de 50cm de comprimento.

De modo geral, é possível afirmar, com base no comportamento das curvas obtidas no modelo numérico, que o modelo do solo calibrado e adotado nas modelagens apresenta um comportamento satisfatório do ponto de vista prático, e por isso, pode ser utilizado para estudar o mecanismo de interação entre solo-tubo para investigar padrões de comportamento.

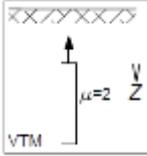
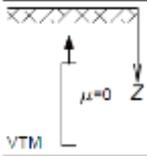
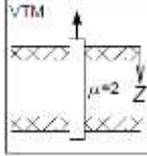
7.4 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

O presente item visa estudar os principais aspectos de comportamento relativos à interação solo-tubo através da simulação de arrancamento de tubos de diferentes diâmetros e comprimentos, utilizando o modelo de solo calibrado no item 7.3.

Considerando que o tubo de aço é instalado dentro do tanque de ensaio antes da colocação do solo, e sendo que ambas as extremidades do tubo são cobertas por solo, é de esperar que o mecanismo de interação entre o solo e o tubo tenha comportamento distinto daquele observado em estacas escavadas e cravadas – mecanismos extensivamente investigados na engenharia de fundações.

Com o intuito de investigar esses mecanismos, foram simulados três casos diferentes, como mostra a Tabela 46. O caso “A” representa o ensaio experimental com tubo totalmente embutido dentro do solo. A influência da mobilização do atrito lateral no valor da resistência de ponta foi investigada no caso “B”, onde foi desconsiderado o atrito entre as superfícies de interface. O caso “C” visa analisar a influência da mobilização da resistência de ponta no valor da resistência por atrito lateral. A comparação dos resultados dos casos “B” e “C” com os resultados do caso “A” é importante para entender o fenômeno em estudo.

Tabela 46 – Apresentação dos três casos analisados.

	Caso A	Caso B	Caso C
			
D (mm)	25, 27 e 29	25, 27 e 29	25, 27 e 29
L (cm)	10, 20 e 50	10, 20 e 50	10, 20 e 50
Resistência por Atrito lateral (μ)	Sim (2,0)	Não (0)	Sim (2,0)
Resistencia de ponta	Sim	Sim	Não
Extremidade superior do tubo	embutida	embutida	não embutida

Em todos os casos, os tubos foram deslocados no máximo 5mm por questões de comparação, e também para evitar problemas de convergência. Com relação aos diâmetros adotados, decidiu-se utilizar a mesma geometria do item 7.3.2 e variar o diâmetro dos tubos em 1mm. Ressalta-se que a utilização de tubos de diâmetros maiores em relação aos adotados, obrigaria a mudança de posição das bordas para evitar as suas influências nos resultados da modelagem numérica.

A Figura 201 compara o comportamento das curvas carga \times deslocamento normalizado dos três casos, obtidos em simulações com tubos de 10cm de comprimento e diferentes diâmetros. O caso “A” possibilita obter de forma separada as curvas da resistência de ponta (q_{bas}), da resistência por atrito lateral (q_{lat}) e carga total (Q). O caso “B” fornece a curva da resistência de ponta, enquanto que a caso “C” permite obter a curva da resistência por atrito lateral.

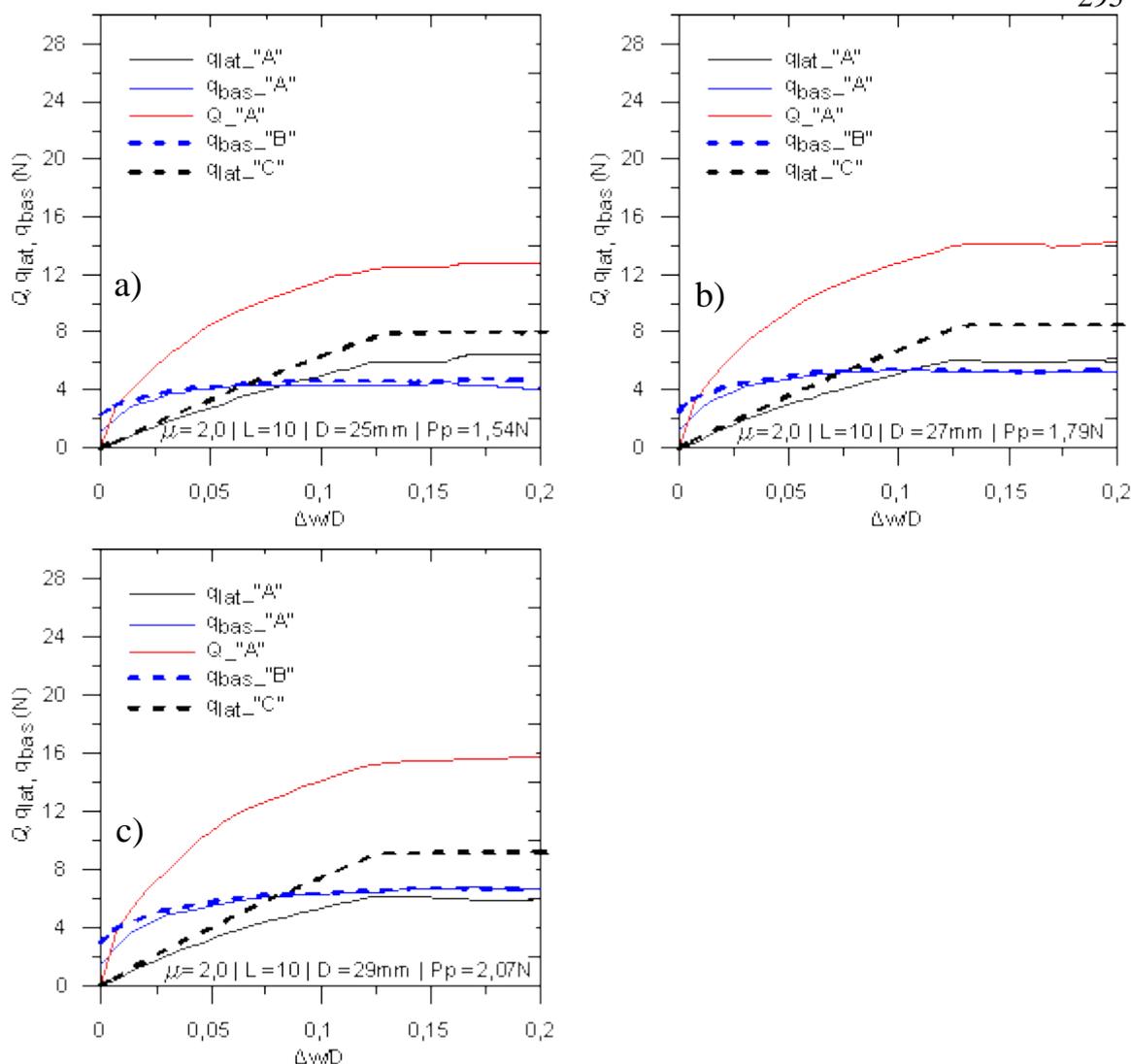


Figura 201 – Comparação das curvas carga \times deslocamento normalizado dos casos “A”, “B” e “C” – a) tubo de 10cm de comprimento e 25mm de diâmetro; b) tubo de 10cm de comprimento e 27mm de diâmetro; c) tubo de 10cm de comprimento e 29mm de diâmetro.

As curvas de simulações realizadas com tubos de 30cm de comprimento e diferentes diâmetros são apresentadas na Figura 202. A comparação do comportamento das curvas carga \times deslocamento normalizado dos três casos, obtidos em simulações com tubos de 50cm de comprimento e diferentes diâmetros é apresentada na Figura 203.

Como esperado, observa-se a influência dos diâmetros e dos comprimentos dos tubos bem como da variação da resistência não drenada ao longo da profundidade nos valores das resistências de ponta e lateral. Maiores resistências por atrito lateral foram observadas em tubos de maiores comprimento e de maiores diâmetros. Nota-se também maior resistência unitária lateral no tubo de 10cm enterrado na região de maior resistência não drenada.

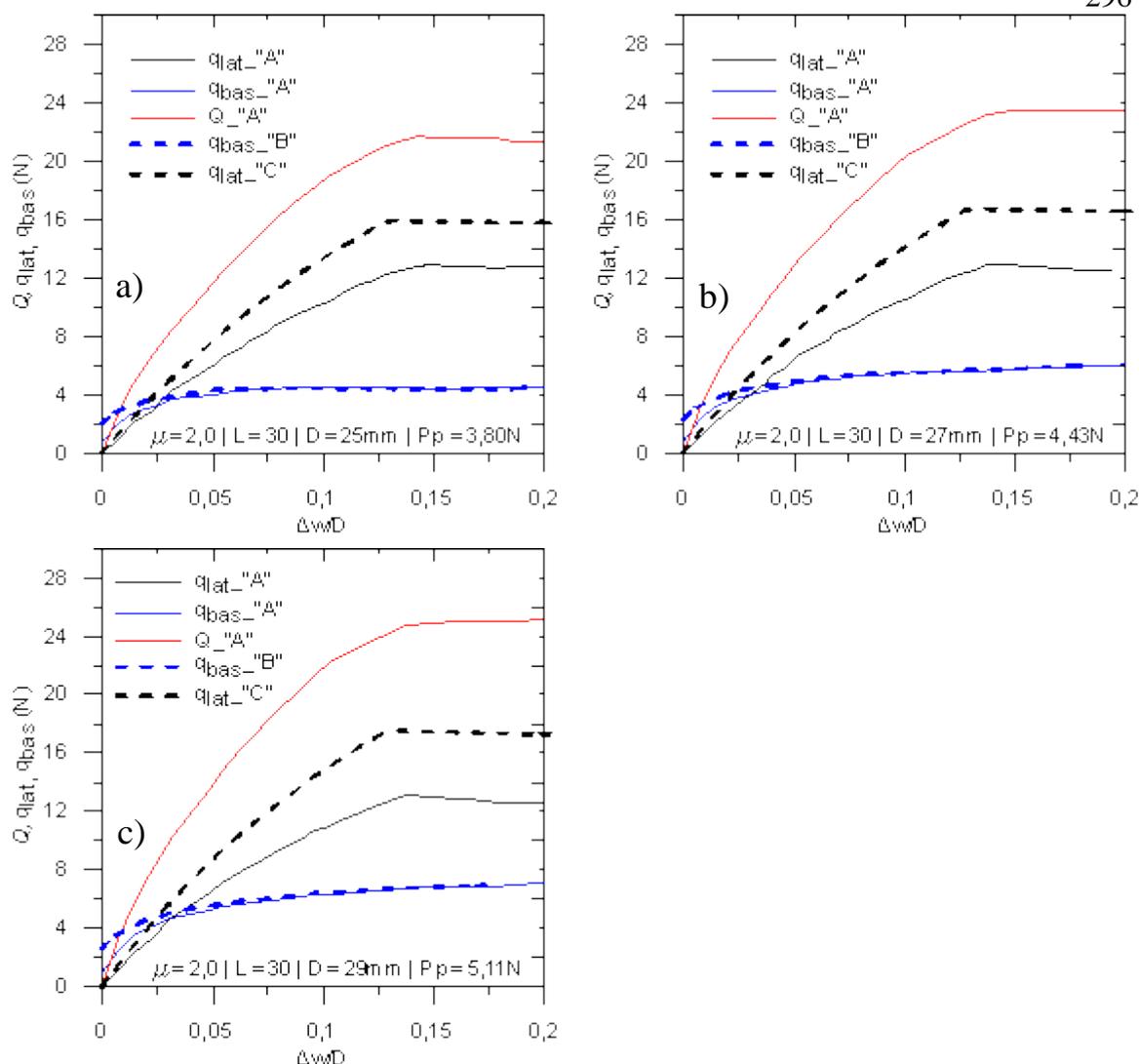


Figura 202 – Comparação das curvas carga \times deslocamento normalizado das casos “A”, “B” e “C” – a) tubo de 30cm de comprimento e 25mm de diâmetro; b) tubo de 30cm de comprimento e 27mm de diâmetro; c) tubo de 30cm de comprimento e 29mm de diâmetro.

Por outro lado, nota-se a tendência de linearização do trecho inicial das curvas da carga total com aumento do comprimento de tubos. Explicando, a transição da curva fica menos suave à medida que o comprimento de tubo aumenta, independente do diâmetro.

Comparando as curvas da resistência de ponta (q_{bas}) dos casos “A” e “B” em todas as figuras, fica nítida a superposição das duas curvas, independente do diâmetro e comprimento do tubo. Pequena dispersão pode ser observada nos deslocamentos normalizados menores que 2,5%, nos tubos de 10 e 30cm de comprimento. Estas observações permitem concluir que a mobilização do atrito lateral não influencia nos valores da resistência de ponta à medida que aumentam o comprimento do tubo e o deslocamento normalizado. Corroborando essa conclusão, nota-se também nas mesmas figuras que no trecho onde foi observada a pequena dispersão, as resistências de ponta tendem a ser maiores que as resistências laterais. Vale ressaltar que o embutimento completo de tubo faz com que as resistências de ponta sejam mobilizadas já no início de deslocamento, não dependendo da mobilização posterior da resistência lateral.

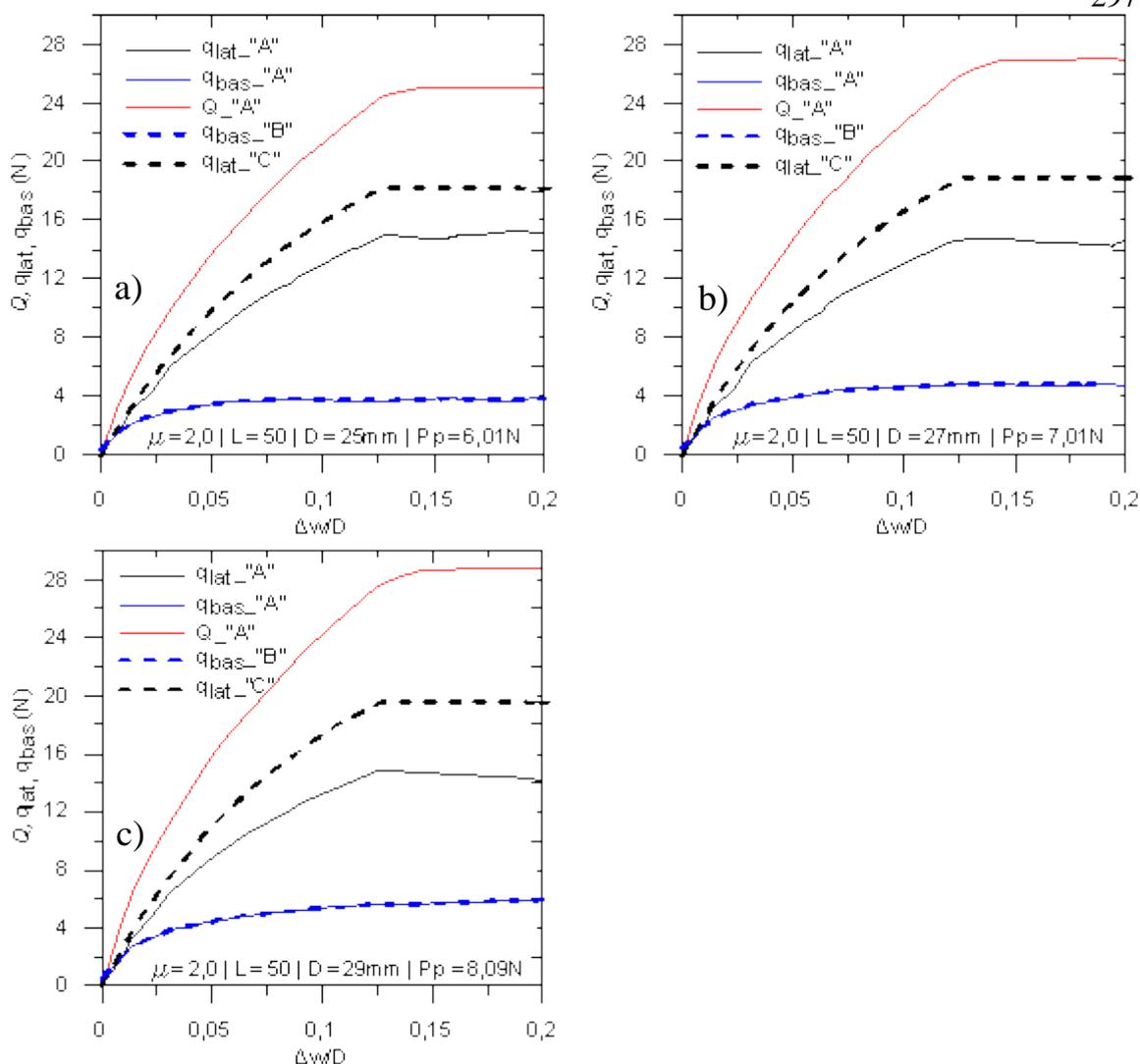


Figura 203 – Comparação das curvas carga \times deslocamento normalizado dos casos “A”, “B” e “C” – a) tubo de 30cm de comprimento e 25mm de diâmetro; b) tubo de 30cm de comprimento e 27mm de diâmetro; c) tubo de 30cm de comprimento e 29mm de diâmetro.

Comportamento contrário pode ser observado quando se compara as curvas da resistência por atrito lateral (q_{lat}) dos casos “A” e “C”. Os resultados mostram que valores de resistência lateral do caso “C” são maiores que as do caso “A”, independente das dimensões dos tubos e da magnitude de deslocamento normalizado, indicando assim a influência da resistência de ponta na mobilização da resistência lateral. Um dos motivos para ocorrência do comportamento observado pode ser a mobilização da resistência de ponta no instante inicial do deslocamento de tubos, o que pode ocorrer antes ou no mesmo instante da mobilização da resistência por atrito lateral, gerando assim uma redução da resistência de interface.

Quanto à resistência cisalhante mobilizada na interface dos casos “A” e “C”, é possível determinar a variação dos fatores de adesão ao longo da profundidade como sendo a razão entre a resistência cisalhante da interface e a resistência não drenada do solo medido experimentalmente. A Figura 204 apresenta a comparação entre os valores dos fatores de adesão determinados na simulação numérica e o valor médio determinado nos ensaios experimentais de arrancamento. Observa-se que o fator de adesão medido

apresenta a mesma ordem de grandeza dos valores obtidos na simulação numérica com tubo de 30cm. Os menores valores da modelagem numérica foram encontrados em tubos de 50cm, sendo que em todos os casos, os valores dos fatores de adesão praticamente não variam com a profundidade. Quando se compara os fatores de adesão dos casos “A” e “C” para o mesmo comprimento do tubo, nota-se maiores valores no caso “C”, corroborando a conclusão de que a resistência de ponta influencia mobilização da resistência por atrito lateral.

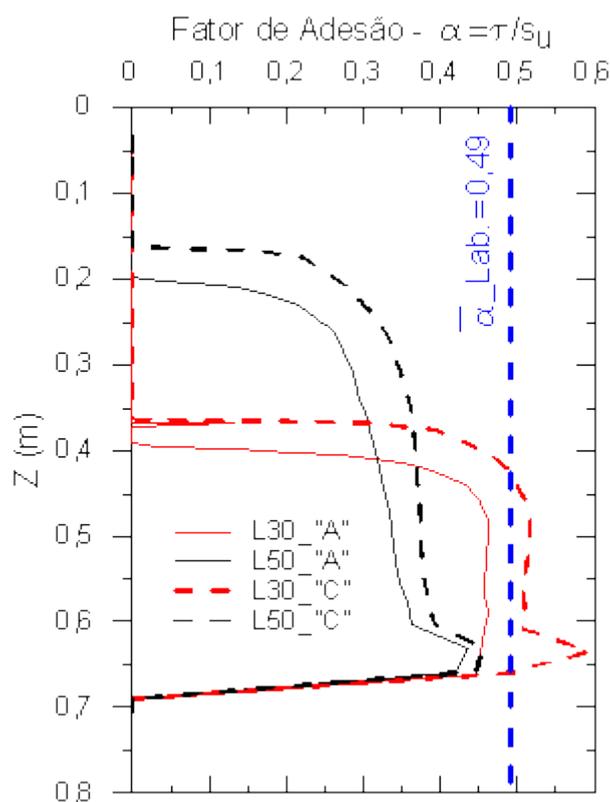


Figura 204 – comparação entre os fatores de adesão determinados no laboratório e no ABAQUS para casos “A” e “B”.

Investigando o campo de deslocamentos mobilizado ao deslocar tubos menos de 5mm, é possível observar, através da Figura 205a que o raio do bulbo para 5% de deslocamento aplicado fica em torno de 2D. Esse comportamento é similar a previsões adotadas na aplicação na teoria de capacidade de carga (FLEMING *ET AL.*, 2009). Observa-se nas Figura 205a e 205b que os bulbos de maiores níveis de deslocamento concentram-se numa faixa estreita acima da extremidade superior do tubo. Esse comportamento corrobora as conclusões do experimento de que o mecanismo de mobilização de resistência de ponta em grandes profundidades tende a ser por puncionamento (embora o tubo não tenha deslocado mais do que 5mm, espera-se observar, nos maiores níveis de deslocamentos, o estreitamento do bulbo configurando a condição de puncionamento).

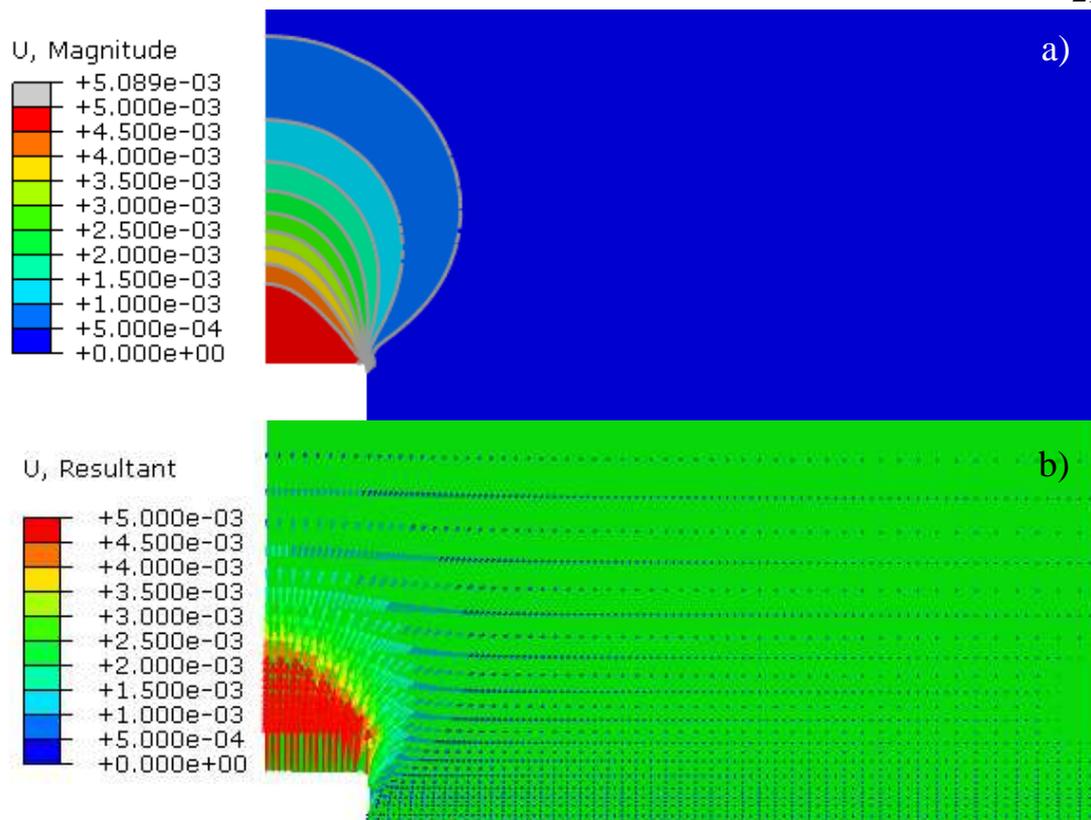


Figura 205 – Mobilização do solo ao redor da extremidade superior do tubo – a) contornos de deslocamentos totais e b) vetores de deslocamentos totais.

A Figura 206 apresenta a zona de plastificação quando o tubo é deslocado em torno de 17% do seu diâmetro. Percebe-se que a plastificação do solo inicia no canto da extremidade superior do tubo, e caminha na direção ao eixo do modelo, em forma de cunha. Para pequenos níveis de deslocamentos, esse comportamento é esperado de acordo com a teoria de capacidade de carga (TERZAGHI, 1943).



Figura 206 – Zona de plastificação no plano principal em pequenos níveis de deslocamento do tubo.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo estudar os mecanismos de interação de linhas de ancoragem de plataformas *offshore* em solos argilosos por meio de modelagens físicas e numéricas.

As principais conclusões obtidas nesse trabalho, apresentadas a seguir, são importantes para o entendimento de comportamento de argilas sensíveis e tixotrópicas e para o entendimento dos mecanismos de interação solo-corrente relacionados à instalação de âncoras de arrasto e ao dimensionamento de fundações *offshore*;

8.1.1 Caracterização dos Materiais

O comportamento dos materiais foi investigado através de um conjunto de ensaios físicos, químicos e mecânicos que permitiram estabelecer as seguintes conclusões:

- os materiais investigados apresentam comportamento de materiais tixotrópicos com alto grau de sensibilidade – S_t entre 2,5 a 25. O nível de manifestação desses comportamentos depende do teor de bentonita, do índice de liquidez e do tempo tixotrópico;
- os perfis das resistências não drenadas apresentam características de argilas plásticas muito moles com baixos valores da resistência não drenada (0,75 a 2,0kPa), e conseqüentemente alta compressibilidade ($C_c=0,992$). A argila utilizada está em uma condição diferente de solos em sedimentação e normalmente adensados;
- para todas as condições investigadas (diferentes teores de bentonita, diferentes teores de umidade, diferentes tempos tixotrópicos, diferentes argilominerais), os materiais apresentam comportamento cisalhante diferente de argilas naturais amolgadas, representada pela linha de estado crítico no gráfico proposto por Wroth e Wood (1978). As resistências não drenadas das misturas caulim e bentonitas e da bentonita pura situam abaixo da linha proposta por Wroth e Wood (1978), enquanto que as resistências de caulim puro tendem a situar acima da referida linha;
- na condição de baixo nível de tensões – tensão efetiva menor que 3kPa (caso do tanque de ensaio), os comportamentos desses materiais, especialmente resistência cisalhante, viscosidade e compressibilidade, são fortemente dependentes das forças interpartículas decorrentes dos efeitos físico-químico dos argilominerais. Para níveis de tensões efetivas maiores que 6kPa, os ensaios de adensamento mostram a existência de uma única linha virgem de consolidação – estado de comportamento plástico, indicando a mudança do comportamento do material com o nível de tensão.

- o estado de tensões do material no tanque de ensaio não é suficiente para superar uma provável estagnação hidráulica causada pelas ações das forças atrativas e o efeito de dupla camada, de modo que ocorra o adensamento do material por peso próprio. A tensão de sobreadensamento virtual observado (6kPa) é um indicativo de que maiores níveis de tensões (elevada espessura da argila) são necessários para superar as ações das forças superficiais que restringem o adensamento por peso próprio;
- comportamento de bentonita é influenciado pelo tempo de hidratação devido à adsorção dos cátions absorvidos e consequente expansão das suas camadas, como explicaram Lambe e Whitman (1979) e Mitchell e Soga (2015). Esse comportamento tende a ser desprezível nas amostras investigadas com menores teores de bentonita;
- os ensaios de laboratório realizados mostraram-se adequados para entender os padrões de comportamentos de caulim, bentonita e da mistura. Para o propósito da pesquisa, a mistura produzida no laboratório apresentou parâmetros de resistência representativos ao comportamento de argilas sedimentares da costa brasileira.

8.1.2 Ensaios de arrancamento

Os diferentes tipos de ensaios de arrancamento realizados permitiram estabelecer as seguintes conclusões como as principais para o entendimento do mecanismo de interação estudado:

- o comportamento da curva carga \times deslocamento depende das características do solo, e da geometria e do estado de rigidez de correntes (livre e soldada). De forma particular, os comportamentos *strain softening* e viscoso da argila exercem grande influência no comportamento da carga \times deslocamento, principalmente na resposta da interface solo – corrente;
- a rigidez do material utilizado (correntes soldada e livre ou tubo de aço) influencia a magnitude da carga medida e o nível de deslocamento necessário para a mobilização da carga máxima. Correntes livres, por serem flexíveis, tendem a acomodar de forma irregular no solo, e como consequência, apresentam geometria da zona cisalhada ligeiramente superior à de correntes soldadas, gerando assim maiores áreas cisalhadas e resistências laterais. Por outro lado, em correntes soldadas e tubos metálicos – materiais rígidos, a magnitude de deslocamento necessário para mobilizar a carga máxima não depende de comprimento desses elementos embutidos. Nas correntes livres, a magnitude de deslocamento necessário para mobilizar a carga máxima cresce com o comprimento de correntes devido à mobilização progressiva dos elos;
- os modos de transferência de carga propostos para diferentes condições de ensaios são representativos do comportamento da interação solo-corrente. Devido ao embutimento completo de correntes no solo, ao puxar a corrente, a parcela de resistência de ponta tende a ser mobilizada quase no mesmo instante do início da

mobilização da parcela do atrito lateral. As cargas medidas são devidas à mobilização das resistências de ponta e por atrito lateral, sendo que a parcela da resistência por atrito lateral controla o fenômeno à medida que aumenta o comprimento da corrente. A resistência por atrito lateral, devido à geometria dos elos de correntes, consiste em duas parcelas: interação solo-solo e interação solo-corrente. O mecanismo da mobilização da resistência de ponta depende da direção do deslocamento de correntes, visto que esse mecanismo na direção horizontal se assemelha à expansão de uma cavidade esférica. Na direção vertical, os elementos enterrados são deslocados para zonas de menores resistências sujeitas aos menores campos de força confinante.

- valores do fator de adesão, $\bar{\alpha}$, medidos com correntes são influenciados tanto pela interação solo-solo como pela interação solo-corrente. Há tendência desses valores variarem ao longo da profundidade, principalmente nos menores deslocamentos devido ao processo de formação de zona de cisalhamento. Espera-se valores uniformes ao longo do comprimento de correntes nas grandes deformações – estado residual. Os valores médios de $\bar{\alpha}$ de correntes soldadas e livres correspondem, respectivamente 0,725 e 0,815, superiores aos valores 0,5 utilizados no *software* DIGIN. O menor valor de fator de adesão (0,41) foi observado no ensaio vertical com tubo metálico. A diferença observada deve-se ao fato que o atrito unitário na interface de correntes corresponde à média do atrito unitário solo-solo e solo-corrente. No tubo metálico, atrito unitário lateral reflete somente a interação entre o solo e a parede lisa do tubo.
- o parâmetro EWS (*effective width in sliding*) utilizado para estimar a distribuição de carga ao longo de comprimento embutido de corrente depende do fator de adesão e da configuração dos elos de correntes – $EWS = \pi \cdot \bar{\alpha} \cdot D/d$. Independentemente do tipo de ensaio, os valores do EWS tendem a decrescer com a diminuição da razão D/d . Maiores valores de EWS são esperados em correntes com menores diâmetros nominais (diâmetro do arame da corrente), numa comparação de correntes com o mesmo diâmetro efetivo, D . Para um solo não homogêneo, valores de EWS não é constante. Eles devem ser calculados em função do fator de adesão que varia com a resistência não drenada da argila. A consistência da argila tem grande impacto na quantidade da massa do solo mobilizada ao redor da corrente e na forma da área deslizante. Para as diferentes condições de ensaios analisados, os valores médios de EWS variam entre 8,4 a 10,83.
- em função da geometria dos elos de correntes, dificilmente é conhecida a verdadeira área mobilizada durante o deslocamento transversal de correntes. Essa área pode ser considerada função da resistência ao cisalhamento do solo. Em argilas moles, o solo pode fluir entre os elos da corrente, enquanto que em argilas rijas o solo é arrastado pelo deslocamento da corrente. Em função disso, o valor de fator de capacidade de carga N_c a ser utilizado no projeto deve ter em conta a consideração da área projetada. Valor de N_c igual a 9, adotado no *software* DIGIN, deve ser utilizado na condição em que a área projetada real é conhecida após a

calibração por retroanálise (Figura 182 – área projetada do presente estudo). Caso for assumida uma condição de área projetada onde o solo flui pelo e/ou entre elos, o valor de N_c deve ser maior que 9, dependendo da abordagem escolhida para a definição da área projetada.

- o parâmetro EWB (*effective width in bearing*) utilizado para estimar a configuração da catenária invertida depende da área do solo arrastada (área projetada) pelo deslocamento transversal de corrente – $EWB = A_{pro}/L$ d. O valor de EWB não é constante ao longo da profundidade, e deve ser calculado levando em consideração a variação da resistência do solo ao longo da profundidade e do ângulo entre os elos de correntes. Maiores valores de EWB são esperados em solos mais resistentes, visto que há pouca possibilidade de solo fluir entre os elos de correntes. Para as diferentes condições de ensaios analisados, os valores extremos de EWB são 1,97 e 3,63.
- o coeficiente friccional, $\mu = F/Q$, depende da rigidez de corrente, do ângulo entre os elos e da curvatura da corrente. Correntes livres apresentam médias de μ (0,40 para HCL e 0,37 para VCL) superiores às de correntes soldadas (0,34 para HCS e 0,32 para VCS). Valor de μ pode decrescer com a profundidade em situações onde a curvatura da catenária aumenta com a profundidade. Em ambientes *offshore*, devido à mudança de curvatura de correntes, do ângulo entre os elos e da rigidez da linha com aumento da força aplicada, os valores de μ devem ser analisados com mais rigor.

8.1.3 Modelagem Numérica

Da modelagem numérica realizada através dos Métodos de Elementos Finitos no *software* ABAQUS, é possível concluir os seguintes:

- as considerações feitas no modelo com relação às condições de contorno, discretização da malha, contatos e sequência de análises funcionaram de forma adequada e são representativas à condição experimental;
- os parâmetros do solo adotados e a utilização do modelo Cam Clay Modificado como critério de ruptura permitiram a calibração do modelo numérico com comportamento satisfatório do ponto de vista prático, e por isso, os resultados consequentes podem ser comparados aos resultados do experimento;
- o Modelo de Elementos Finitos utilizado conseguiu reproduzir de forma satisfatória vários padrões de comportamento observados no ensaio experimental em modelo reduzido, com especial atenção aos mecanismos de mobilização das resistências de ponta e por atrito lateral para diferentes níveis de deslocamento de corrente;
- a mobilização do atrito lateral não influencia nos valores da resistência de ponta à medida que aumentam o comprimento do tubo e o deslocamento normalizado. Por outro lado, independente da geometria do elemento embutido e da magnitude

de deslocamento normalizado, a mobilização da resistência de ponta influencia no valor da resistência lateral;

- o mecanismo de mobilização de resistência de ponta em grandes profundidades tende a ser por puncionamento e a plastificação do solo inicia no canto da extremidade superior do tubo, e caminha na direção ao eixo do modelo, em forma de cunha.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros que desejam dar prosseguimento a presente pesquisa, de modo a consolidar e ampliar o entendimento sobre mecanismos de interação entre linhas de ancoragem e solos argilosos, são recomendados os seguintes:

- investigar a variação do comportamento do material para diferentes níveis de tensão confinante e tempo tixotrópico de modo a obter parâmetros representativos do solo necessários para modelagem numérica;
- realizar ensaios de microscopia eletrônica de varredura (SEM – *Scanning Electron Microscopy*) para estudar alterações nas microestruturas, e ensaios de Porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP – *Mercury intrusion porosimetry*) para estudar mudanças na distribuição de tamanho dos poros;
- realizar ensaios com correntes sendo colocadas após o enchimento do tanque de ensaio; realizar ensaios com correntes sem carga de ponta, ou seja, não enterrar a extremidade superior de correntes; realizar ensaios com solo real e com correntes instrumentadas para avaliar a variação da resistência por atrito lateral ao longo da profundidade;
- realizar ensaios em escalas maiores e em diferentes velocidades de arrancamento para avaliar os efeitos de escala e da viscosidade no comportamento da curva carga \times deslocamento;
- utilizar Métodos de Elementos Finitos de Grande Deformação com modelos constitutivos que preveem o comportamento *strain softening* para modelar os resultados dos ensaios experimentais;
- realizar estudos paramétricos através da modelagem numérica dos ensaios de arrancamento longitudinal nas direções horizontal e vertical e dos ensaios de arrancamento transversal.

REFERÊNCIAS

- ABONGO, K.; KIMURA, M.; KITAMURA, A. Design and construction of reinforced steel chain wall. In: GeoShanghai International Conference, **Proceedings...**, 2010a.
- ABONGO, K.; BOONYATEE, T.; KIMURA, M.; KITAMURA, A. Mechanisms that generate pullout resistance of steel chain in non – cohesive soils. In: Earth Retention Conference, **Proceedings ...**, p. 548 – 555, 2010b.
- AMARAL, C. S.; COSTA, A. M.; CARDOSO, C. O.; ANDUESA, A. **Previsão numérica da capacidade de carga dos pontos fixos de ancoragem da plataforma SS-11 e navio avaré no campo de coral considerando diferentes condições de inclinação e carregamento.** Relatório Parcial do Projeto. CENPES/PDEP/MC/COPPETEC/SERCON, Rio de Janeiro, 2002.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE – API. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms— working stress design.** API Recommended Practice 2A-WSD, Washington, U.S.A., 1969.
- _____. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms— working stress design.** API Recommended Practice 2A-WSD, Washington, U.S.A., 1987.
- _____. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms— working stress design.** API Recommended Practice 2A-WSD, Washington, U.S.A., 1993.
- _____. **Design and analysis of Stationkeeping systems for floating structures.** API Recommended Practice 2SK, Washington, U.S.A., ed. 3, oct. 2005.
- _____. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms— working stress design.** API Recommended Practice 2A-WSD, Washington, U.S.A., 2006.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS – ASTM. **D 2573: 18: Standard test method for field vane shear test in cohesive soil.** 2018.
- _____. **D 2435: 11 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.** 2004.
- _____. **D 4186 Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading.** 2004.
- _____. **D 2487: 17 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).** 2006
- _____. **D 4648: 16 Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil.** 2016.
- _____. **D 4767: 00 Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils.** 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro, Ago. 1986.
- _____. **NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, Out. 1984.

- _____. **NBR 7180: Solo – determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, Out. 1984.
- _____. **NBR 7181: Solo – análise granulométrica.** Rio de Janeiro, Dez. 1984.
- _____. **NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, Out. 1984.
- _____. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, Out. 2010.
- _____. **NBR 10905: Solo – ensaio de palheta in situ- método de ensaio.** Rio de Janeiro, Out. 1989.
- _____. **NBR 12007: Solo – ensaio de adensamento unidimensional - método de ensaio.** Rio de Janeiro, Dez. 1990.
- BANG S. Static mooring line configuration analysis tool. In: The Challenges and Opportunities in Marine Environment, 1994, Washington DC, USA. **Proceedings...** 1994.
- BANG, S.; TAYLOR, R. J. Anchor mooring line configuration analysis. In: The 5th International Offshore and Polar Engineering Conference, 1995, Hague, Netherlands. **Proceedings...** 11-16 jun. 1995.
- BANG, S.; TAYLOR, R. J.; YU, J.; KIM, H. T. Analysis of anchor mooring lines in cohesive seafloor. **Transportation Research Record**, 1562, p. 47 – 56, 1996.
- BANG, S. **Anchor mooring line computer program user's manual for chain-soil analysis program (CSAP).** Technical Report N. CR-6108-OCN, jun, 1996.
- BANG, S.; TAYLOR, R. J. Analysis of anchor mooring lines in sands. In: The 7th International Offshore and Polar Engineering Conference, Honolulu, U.S.A. 1997.
- BANG, S.; HAN, H.; TAYLOR, R. J. Calibration of Analytical Solution Using Centrifuge Model Tests on Mooring Lines. In: The 9th International Offshore and Polar Engineering Conference, 1999, Brest, France. **Proceedings...** v. 1, 30 may - 4 jun. 1999.
- BANG, S.; HAN, H.; TAYLOR, R. J. Development and validation of mooring line analysis in cohesive seafloor. In: The 10th International Offshore and Polar Engineering Conference, 2000a, Seattle, U.S.A. **Proceedings...** v. 2, 28 may - 2 jun. 2000a.
- BANG, S.; HAN, H.; TAYLOR, R. J. Calibration of Analytical Solution Using Centrifuge Model Tests on Mooring Lines. **International Journal of Offshore and Polar Engineering**, v. 10, N. 3, p. 236 – 240, 2000b.
- BANG, S.; HAN, H.; TAYLOR, R. J. Development and validation of mooring line analysis in cohesive seafloor. **International Journal of Offshore and Polar Engineering**, v. 11, N. 2, p. 141 – 146, 2001.
- BANG, S.; RICHARDSON, R.; CHO, Y.; KIM, Y. S. Calibration of Analytical Solution Using Centrifuge Model Tests on Mooring Lines. In: The 13th International Offshore and Polar Engineering Conference, 2003a, Honolulu, U.S.A. **Proceedings...** 25-30 may. 2003a.
- BANG, S.; CHO, Y.; KIM, Y. S. Centrifuge model tests on mooring lines in sand. In: The 38th Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering, 2003b, Reno, U.S.A. **Proceedings...** 2003b.
- BALIGH, M.M.; SCOTT, R.F. Quasi-static Deep Penetration in Clay. *Journal of*

- Geotech. Engr. Division, ASCE, v. 101, Nov., 1975.
- BARROS, J. M. C.; SILVEIRA, R. M. S.; AMARAL, C. S. Geotechnical properties of Brazilian marine clays. In: 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. **Proceedings ...**, 2009.
- BEEN, K. **Stress strain behavior of a cohesive soil deposited under water**. 1980, Thesis (Doctor in Civil Engineering), University of Oxford, 1980.
- BEEN, K.; SILLS, G. C. Self-weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study. **Géotechnique**, v. 31, No. 4, p. 519-535, 1981.
- BISCONTIN, G.; PESTANA, J. M. Influence of peripheral velocity on undrained shear strength and deformability characteristics of a bentonite-kaolinite mixture. **Geotechnical Engineering Report No UCB/GT/99-19**, University of California, Berkeley, 2000.
- BISHOP, A. W. Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest. In: Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems (Brussels:Belgian Group of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering), **Proceedings...**, v. 1, p. 2-14, 1958.
- BJERRUM, L. Geotechnical properties of Norwegian marine clays. **Géotechnique**, v. 4, No. 2, p. 49-69, 1954.
- BJERRUM, L.; ROSENQVIST, I. TH. Some experiments with artificially sedimented clays. **Géotechnique**, v. 6, p. 124-136, 1956.
- BJERRUM, L. Embankments on soft ground. In: ASCE specialty Conference on performance on earth and earth supported structures, Purdue University, Lafayette, **Proceedings ...**, v. 2, p.1-54, 1972.
- BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction in soft clay. In: The 8th International Conference, ISSMFE. Moscow, Russia, **Proceedings...V. 3**, p. 150-7, 1973.
- BO, M. W.; CHOA, V.; WONG, K. S. Compression tests on a slurry using a small-scale consolidometer. *Canadian Geotech. Journal*, v. 39, p. 388-398, 2002.
- BO, M. W.; CHOA, V.; WONG, K. S.; ARULRAJAH, A. Laboratory Validation of Ultra-Soft Soil Deformation Model. **Geotech. Geol. Eng.**, v. 29, p. 65-74, 2011.
- BOLT, G. H. Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays. **Géotechnique**, v. 6, p. 86-93, 1956.
- BOLT, G. H.; MILLER, R. D. Compression studies of illite suspensions. In: Soil Sci. Soc. Am. **Proceedings ...**, v. 19. p. 285-288, 1955.
- BORJA, R. I.; LEE, S. R. Cam-clay plasticity, part i implicit integration of elasto-plastic constitutive relations. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, v. 78, p. 49-72, 1990.
- BORJA, R. I. Cam-clay plasticity, part ii: implicit integration of constitutive equation based on a nonlinear elastic stress predictor. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, v. 88, p. 225-240, 1991.
- BOSWELL, P. G. H. A preliminary examination of the thixotropy of some sedimentary rocks. *Journal of the Geological Society*, v. 104, p. 499-526, 1948.
- BOUKPETI, N.; WHITE, J. D.; RANDOLPH, M. F.; LOW, H. E. Strength of fine-grained soils at the solid-fluid transition. **Géotechnique**, v. 62, No. 3, p. 213-226,

- 2012.
- BRINCH HANSEN, J. Discussion on hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 89, N. SM4, p. 241 – 242, 1963.
- BRINCH HANSEN, J. A revised and extended formula for bearing capacity. The Danish Geotechnical Institute, Bulletin N. 2, 1970.
- BURGERS, J. M.; SCOTT-BLAIR, G. W. Report on the Principles of Rheological Nomenclature. North-Holland Publishing Company, Amsterdam, 1949.
- BURLAND, J. P. Shaft friction of piles in clay - a simple fundamental approach. **Ground Eng** v. 6, p. 30–42, 1973.
- BURLAND, J. P. Closing address. In: recent large-scale fully instrumented pile tests in clay. Institute of Civil Engineers, **Proceedings ...**, London, p. 590–595, 1993.
- Butterfield, R. A natural compression law for soils (an advance on e -log p'). **Technical Note**, Southampton University, 1980.
- CASTRO, F. A. **Estudo da interação entre risers, linhas de ancoragem e unidade flutuante do tipo turret**. 2008, 223p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.
- CARGILL, K. Prediction of consolidation of very soft soil. **Journal of Geotech Eng (ASCE)**, v. 110, No. 6, p. 775–795, 1984.
- CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J. Determining intrinsic compressibility of fine-grained soils. **Journal Geotech. Geoenviron. Engng ASCE**, v. 130, No. 8, p. 872–877, 2004.
- Chandler, R. J. The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. In: Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies. ASTM STP 1014. ASTM, Philadelphia, **Proceedings...**, p. 13–44, 1988.
- CHEN, J.; ANANDARAJAH, A.; INYANG, H. Pore fluid properties and compressibility of kaolinite. **Journal of Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 126, p. 798-807, 2000.
- CHIN, F. V. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: The 2nd Southeast Asian Conf. Soil Engineering, **Proceedings...** p. 81 – 90., 1970.
- CHOI, Y.; *et al.* Horizontal pullout capacity of steel chain embedded in sand. *Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering*, p. 500–508, 2014.
- CHOW, F. C. **Investigations into the behaviour of displacement piles for offshore foundations**. 1997, Thesis (Doctor in Civil Engineering), Imperial College London, 1997.
- CLARK, J. I.; MEYERHOF, G. G. The Behavior of Piles Driven in Clay. I. An Investigation of Soil Stress and Pore Water Pressure as Related to Soil Properties. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 9, p. 351- 373, (1972)
- CODUTO, D. P. *Foundation Design: principles and practices*. Prentice Hall, 2 ed. New Jersey, 2001.
- CORNELL UNIVERSITY. *Final Report, Soil Solidification Research*, Cornell University, Ithaca, NY, 1950.
- DAS, B. M. *Earth Anchors*, J. Ross Publishing, Florida, 2007.
- DAS, B. M.; SEELEY, G. M. Uplift capacity of pipe piles in saturated clay. *Soils and Found.*, Japan, 22, 91-94, 1982.

- DASSAULT SYSTÉMES. Abaqus User Manual Version 6.10; 2010.
- DAVISSON, M. T. Pile load capacity. In: The ASCE Conf. Design Construction and Performance of Deep Foundations, ASCE, University of California, Berkeley, **Proceedings...** 1975.
- DEAN, E. T. R. **Offshore geotechnical engineering Principles and practice**. London: Thomas Telford Limited, 554p, 2010.
- DE BEER, E. E. Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op stall. Tijdschrift der Openbar Verken van Belgie, No. 6, 1967 and No. 4, 5, and 6, 1968.
- DÉCOURT. L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE). 3. ed., São Paulo. Anais...São Paulo, v. 1, p. 215 – 224, 1996.
- DÉCOURT. L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: Fundações: teoria e prática. PINI, 2. ed. 1998.
- DEGENKAMP, G.; DUTTA, A. Soil resistances to embedded anchors chain in soft clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 115, n. 10, oct. 1989a.
- DEGENKAMP, G.; DUTTA, A. Soil Resistances to embedded anchor chain in firm clay. In: The OMAE (Europe) Conference, 1989b, Hague, **Proceedings...** mar, 1989b.
- DENNIS, N. D.; OLSON, R. E. Axial capacity of steel pipe piles in clay. In: ASCE Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, Texas, **Proceedings...**, 1983.
- DET NORSKE VERITAS – DNV. **Deep water anchors: User’s manual DIGIN ver. 5.3**. DNV Technical Report No. 96-3637, Oslo, Norway, 1996.
- DET NORSKE VERITAS – DNV. **Design and installation of fluke anchors**. DNV Recommended Practice DNV-RP-E301, Oslo, Norway, 2012.
- Díaz-Rodríguez, J. A.; SANTAMARINA, J. C. Thixotropy: The Case of Mexico City Soils. In: XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, **Proceedings ...**, v. 1, p. 441-448, 1999.
- DIJKSTRA, J.; BROERE, W.; HEERES, O. M. Numerical simulation of pile installation. **Computers and Geotechnics**, v.38, p. 612–622, 2011.
- DI MAIO, C.; SANTOLI, L.; SCHIAVONE, P. Volume change behaviour of clays: the influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state. **Mech. Mater**, v. 36, No. 5, p. 435– 451, 2004.
- DOHERTY, P.; GAVIN, K. The shaft capacity of displacement piles in clay: A State-of-the-Art Review. **Journal Geotech and Geol. Eng.** v. 29, p. 389–410, 2011.
- D’SOUZA, R. B.; DOVE, P. G. S.; KELLY, P. J. Taut leg spread moorings: A cost-effective alternative for deepwater platforms. In: 35th Annual Offshore Technology Conference, Paper 7203, 1993, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 3-6 may 1993.
- DUMBLETON, M. J.; WEST, G. The suction and strength of remoulded soils as affected by composition. (Crowthorne: Road Research Laboratory), LR306, 1970
- DUTTA, A. A simple method of analyzing mooring chains with embedded anchor point. **J. Offshore Mech. and Arctic Engrg., American Society of Mech. Engrg.**, v. 110, p. 71-73, 1988.
- DUTTA, A.; DEGENKAMP, G. Behavior of embedded mooring chains in clay during

- chain tensioning. In: 21st Annual Offshore Technology Conference, Paper 6031, 1989, Houston, U.S.A. **Proceedings...**1-4 may 1989.
- EDEN, W. J.; KUBOTA, J. K. Some observations on the measurement of sensitivity of clays. In: American Society for Testing and Materials, **Proceedings ...**, v. 61, p. 1239-1249, 1961.
- EINAV, I.; RANDOLPH, M. F. Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance. **Int. J. Numer. Meth. Engng**, v. 63, p. 1991–2016, 2005.
- FLAATE, K.; SELNES, P. Side friction of piles in clay. In: 9th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, **Proceedings ...**, p. 517–522, 1977.
- FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. Piling Engineering. Taylor & Francis, London and New York, 3ed, 2009.
- FRANKENMOLEN, S. F.; WHITE, D. J.; O'LOUGHLIN, C. D. Chain-soil interaction in carbonate sand. In: Annual Offshore Technology Conference, Paper 27102, 2016, Houston, U.S.A. **Proceedings...**2-5 may. 2016.
- FRUENDLICH, H. Thixotropy. Hermann, Paris, 1935.
- GARRIDO, L.; GAINZA, J.; PEREIRA, E. Influence of sodium silicate on the rheological behaviour of clay suspensions - Application of the ternary Bingham model. **Appl. Clay Sci.**, v. 3, p. 323-335, 1988.
- GAUER, E. A. **Influência da velocidade de rotação da mini palheta na resistência de um solo siltoso**. 2010. 126p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- GAUER, E. A. **Efeitos da velocidade em ensaios de palheta**. 2015. 274p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.
- GAULT, J. A.; COX, W. R. Method for predicting geometry and load distribution in an anchor chain from a single point mooring buoy to buried anchorage. In: Sixth Annual Offshore Technology Conference, Paper 2062, 1974, Houston, U.S.A. **Proceedings...**6-8 may. 1974.
- GIBSON, R. E.; ENGLAND, G. L.; HUSSEY, M. J. L. The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. **Géotechnique**, v. 17, p. 261-273, 1967.
- GIBSON, R. E.; SCHIFFMAN, R. L.; C ARGILL, K. W. The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. **Canadian Geotech. Journal**, v. 18, p. 280-293, 1981.
- GILLOTT, J. A. Fabric, composition and properties of sensitive soils from canada, alaska and norway. **Engineering Geology**, v. 14, p. 149—172, 1979.
- GOODEVE, C. F. A general theory of thixotropy and viscosity. **Transactions of the Faraday Society**, v. 35, 1939.
- GRAHAM, J.; CROOKS, J. H. A.; BELL, A. L. Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays. **Géotechnique**, v. 33, No. 3, p. 327-340, 1983.
- HATTAB, M.; HAMMAD, T.; LEUREAU, J. M. Internal friction angle variation in a kaolin/montmorillonite clay mix and microstructural identification. **Géotechnique**, v. 65, No. 1, p. 1–11, 2015.

- HELWANY, S. *Applied Soil Mechanics With ABAQUS Applications*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2007.
- HERNÁNDEZ, A. O. V. **Metodologia de calibração de fatores parciais de segurança para projetos de linhas de ancoragem baseada em confiabilidade**. 2004, 143p. Tese (Doutor em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.
- HONG, Z. S.; BIAN, X.; CUI, Y. J.; GAO, Y. F.; ZENG, L. L. Effect of initial water content on undrained shear behaviour of reconstituted clays. **Géotechnique**, v. 63, No. 6, p. 441–450, 2013.
- HOUSE, A. R. **Suction caisson formulation for buoyant offshore facilities**. 2002, Thesis (Doctor in Civil Engineering) – University of Western Australia, Perth, 2002.
- HU, Y.; RANDOLPH, M. F. A practical numerical approach for large deformation problems in soils. **Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.**, v. 22, p. 327–50, 1998.
- ISOPOV, V. I.; NIKOLAEVA, S. K.; SOKOLOV, V. N. Microstructural changes associated with thixotropic phenomena in clay soils. **Géotechnique**, v. 34, No. 2, p. 293–303, 1984.
- JAEGER, R. A.; DEJONG, J. T.; BOULANGER, R. W.; LOW, H. E.; RANDOLPH, M. F. Variable penetration rate CPT in an intermediate soil. In: Int. Symp. on Cone Penetration Testing, Huntington Beach (USA). **Proceedings...**, 2010
- JAKY, J. The coefficient of earth pressure at rest, *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Budapest, p. 355–358, 1944.
- JAMIOLKOWSKI, M. New developments in field and laboratory testing of soils, State of the Art Report. In: 11th Int. Conf. on SMFE, **Proceedings...**, 1985.
- JEONG, S. W.; LOCAT, J.; TORRANCE, J. K.; LEROUEIL, S. Thixotropic and anti-thixotropic behaviors of fine-grained soils in various flocculated systems. **Engineering Geology**, v. 196, p. 119–125, 2015.
- JIMENEZ SALAS J. A.; SERRATOSA J. M. Compressibility of clays. In: 3rd Int. Conf. Soil Mech. Foundation Eng., Zurich, **Proceedings ...** v. 1, p. 192–198, 1953.
- KANJI, M. A. The relationship between drained friction angles and Atterberg limits of natural soils. **Géotechnique**, v. 24, p. 671–674, 1974.
- KARLSRUD, K.; CLAUSEN, C. J. F.; AAS, P. M. Bearing capacity of driven piles in clay, the NGI approach. In: *frontiers in offshore geotechnics: ISFOG, 2005*, Perth, **Proceedings ...** p. 775–782, 2005.
- KARLSRUD, K.; HERNANDEZ-MARTINEZ, F. G. Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 50, p. 1273–1293, 2013.
- KENNEY, T. C. The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils. In: *Geotechnical Conf., Oslo, Proceedings ...*, v. 1, p. 123–129, 1967.
- KIM, K.; PREZZI, M.; SALGADO, R.; LEE, W. Effect of penetration rate on cone penetration resistance in saturated clayey soils. **J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.** v. 134, p. 1142–1153, 2008
- KOLK, H. J.; VAN DER VELDE, E. A reliable method to determine the friction capacity of piles driven into clays. In: 28th annual offshore technology conference, Houston, U.S.A, **Proceedings ...** p. 337–346, 1996.

- KOUMOTO, T.; HOULSBY, G. T. Theory and practice of the fall cone test. **Géotechnique**, v. 51, p. 701–712, 2001.
- KRAFT L.M., Ray R.P. and Kagawa T. Theoretical t-z curves. **J. of Geot. Engng Div., ASCE**, v. **107**, p. 1543-1562, 1981.
- KULCHITSKII, G. B. Thixotropy of soils of the middle ob region and its consideration when constructing pile foundations. **Fundamenty 1 Mekhanika Guntov**, No. 3, p. 19-20, 1975.
- KULHAWY, F. H.; MAYNE, P.W. Manual on estimating soil properties for foundation design (No. EPRI-EL-6800). Prepared by Cornell University Geotechnical Engineering Group, Ithaca, New York, for Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif, 1990.
- KUNITAKI, D. M. K. N. **Tratamento de Incertezas no Comportamento Dinâmico de Estacas Torpedo para Ancoragem de Sistemas Flutuantes na Exploração de Petróleo Offshore**. 2006, 124p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2006.
- KWON, Y.; *et al.* Pullout resistance characteristics of chain type retaining system. **International Journal of the Physical Sciences**. p. 1344 – 1359, 2010.
- LADD, C.C.; FOOTT, R. A new design procedure for stability of soft clays. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 100, p. 763–786, 1974
- LAMBE, T. W. A mechanistic picture of shear strength in clay. In: ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, **Proceedings ...**, p. 555-580, 1960.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. Soil Mechanics. SI Version, Wiley, New York, 1979.
- LARSSON, R. Skjuvhållfasthet: utvärdering i kohesionsjord, Statens geotekniska institute (SGI), 2007.
- LEE. K.; SILLS, G. C. The consolidation of a soil stratum, including self-weight effects and large strains. **Int. Journal of Numer. Anal. Methods Geomech**, v. 5, p. 405–428, 1981.
- LEE, H.; KIM, D. S.; CHOO, Y. W. Profile and frictional capacity of a mooring line embedded in sand via centrifuge model testing. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 140, N. 10, 2014.
- LEINENKUGEL, H. J. **Deformations und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe; Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung**. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 66, 1976.
- LEMONS, L. J. L.; VAUGHAN, P. R. Clay-interface shear resistance. **Géotechnique**, v. 50, No. 1, p. 55-64, 2000.
- LEROUEIL, S.; TAVENAS, F.; LE BIHAN, J.-P. 1983. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, p. 681–705, 1983.
- LIENG, J. T., HOVE, F.; TJELTA, T. I. Deep penetrating anchor: subseabed deepwater anchor concept for floaters and other installations. In: The 9th Int. Offshore and Polar Eng. Conf., 1999, Brest, **Proceedings...** p. 613-619, 1999.
- LIENG, J. T.; KAVLI, A.; HOVE, F.; TJELTA, T. I. Deep penetrating anchor: further development, optimization and capacity clarification. In: The 10th Int. Offshore &

- Polar Eng. Conf., 2000, Seattle, **Proceedings...** p. 410-416, 2000.
- LITTLETON, I. An experimental study of the adhesion between clay and steel. **Journal of Terramechanics**, v. 13, No. 3, p. 141-152, 1976.
- LIU, H. Recent study of drag embedded plate anchors in China. **Journal Marine Science** v. 11, p. 393 – 401, 2012.
- LIU, H.; LIU H.; YANG, H.; LI, Y.; ZHANG, W.; XIAO, Z. A novel kinematic model for drag anchors in seabed soils. **Ocean Engineering**, v. 49, p. 39–42, 2012.
- LIU, H.; LIU, C. L.; ZHAO, Y. B.; WANG, C. Reverse catenary equation of the embedded installation line and application to the kinematic model for drag anchors. **Applied Ocean Research**. Western Cape, South Africa, v. 43, p. 80 – 87, 2013.
- LIU, H.; LIU, C.; ZHAO, Y.; WANG, C. Comparative study of reverse catenary properties of the installation line for drag anchors. **Applied Ocean Research**. Western Cape, South Africa, v. 48, p. 42 – 54, 2014.
- LIU, H.; ZHAO, Y. Numerical study of the penetration mechanism and kinematic behavior of drag anchors using a coupled Eulerian-Lagrangian approach. **Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA**. Western Cape, South Africa, v. 45, p. 29 – 39, 2014.
- LIU, A. M.; YE, G. L.; ZHU, Y. T. Research on consolidation characteristics of ultra-soft clay. **Japanese Geotechnical Society Special Publication**, v. 2, No. 11, p. 469 – 472, 2016.
- LOBO CARNEIRO, F.; **Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físicos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1993.
- LOCAT, J.; DEMERS, D. Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays. **Can. Geotech. J.**, v. 25: p. 799-806, 1988.
- Lu, N.Z.; Suhayda, I. J. N.; Prior, D. B.; Bornhold, B. D.; Keller, G. H.; Wiseman, WM. J.; Wright, L; D.; Yang, Z. S. Sediment Thixotropy and Submarine Mass Movement, Huanghe Delta, China. **Geo-Marine Letters**, v. 11, p. 9-15, 1991.
- LUPINI, J. F. **The residual strength of soils**. 1980, Thesis (Doctor in Civil Engineering), University of London, 1980.
- MARKGRAF, W.; HORN, R.; PETH, S. An approach to rheometry in soil mechanics- Structural changes in bentonite, clayey and silty soils. **Soil & Tillage Research**, v. 91, p. 1–14, 2006.
- MARKGRAF W.; WATTS, C. W.; WHALLEY, W. R.; HRKAC, T.; HORN, R. Influence of organic matter on rheological properties of soil. **Applied Clay Science**, v. 64, p. 25–33, 2012.
- MARSHALL, C. E. **The Physical Chemistry and Mineralogy of Soils**. New York Wiley, v. 2, 1964.
- MARTIN, C. M. Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil. In: The 15th ICSMGE, Istanbul, Turkey. **Proceedings...** v. 1, p. 743 – 746, 2001.
- MARTINS, J. P. **Shaft resistance of axially loaded piles in clay**. 1983, Thesis (Doctor in Civil Engineering), University of London, 1983.
- MARTINS, M. A. L.; LAGES, E. N. On the formulation of three-dimensional inverse catenary for embedded mooring line modeling. **Computer Modelling in Engineering & Science - CMES**, v. 102, N. 6, p. 449 – 474, 2014.

- MAYNE, P. W. Cam-Clay Predictions of Undrained Strength. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 106, p. 1219-1242, 1980.
- MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. K_0 -OCR relationship in soil. **ASCE Journal of Geotechnical Engineering**, v. 108, p. 851-872, 1982.
- MCCLELLAND, B. Design of deep penetration piles for ocean structures. **Journal of Geotech Eng Div**, v. 100, p.709–747, 1974.
- MCNABB, A. 1960. A mathematical treatment of one-dimensional soil consolidation. **Quarterly of Applied Mathematics**, v. 17, p. 337-347, 1960.
- MEDEIROS JR., C. J. Low cost anchor system for flexible *risers* in deep waters. In: Annual Offshore Technology Conference, Paper 14151, 2002, Houston, U.S.A. **Proceedings...2002**.
- MEEHAN, L. C.; BRANDON, T. L.; DUNCAN, J. M. Measuring “Fast” Shear Strengths Along Slickensided Surfaces in the Bromhead Ring Shear. **Geotechnical Testing Journal, ASTM**. v. 31, p. 239-242, 2008.
- MERCKELBACH, L. M.; KRANENBURG, C. Equations for effective stress and permeability of soft mud–sand mixtures. **Géotechnique**, v. 54, No. 4, p. 235–243, 2004.
- MESRI, G. E.; OLSON, R. E. Shear strength of montmorillonite. **Géotechnique**, v. 20, No. 3, p. 261-270, 1970.
- MESRI, G. E.; OLSON, R. E. Consolidation characteristics of montmorillonite. **Géotechnique**, v. 21, No. 4, p. 341-352, 1971.
- MESRI, G. E. (1975) Discussion: New design procedure for stability of soft clays. In: ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, **Proceedings...**, v. 101, p. 409-12, 1975.
- MESRI, G.; GODLEWSKI, P.M. Time- and Stress-Compressibility Interrelationship. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 105, p. 106–113, 1977.
- MESRI, G.; CHOI, Y. K. Time Effects on the Stress-Strain Behavior of Natural Soft Clays. Discussion, **Géotechnique**, v. 34, No. 3, p. 439-442, 1984.
- MESRI, G.; CASTRO, A. The C_a/C_c concept and K_0 during secondary compression. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, v. 113, No. 3, p. 230–247, 1987.
- MESRI, G.; FENG, T. W.; SHAHIEN, M. Compressibility parameters during primary and secondary consolidation. In: Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Balkema, Rotterdam The Netherlands, **Proceedings ...**, 201–217, 1995.
- MEWIS, J.; WAGNER, N. J. Thixotropy. **Adv. Colloid Interface Sci.**, v. 147, p. 214–227, 2009.
- MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Géotechnique**, v. 2, N. 4, p. 301 – 332, 1951.
- MEYERHOF, G. G.; MURDOCK, L. J. An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clay. **Géotechnique**, v. 3, p. 267-282, 1953.
- MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, (Terzaghi Lecture), v. 102, N. GT3, p. 197 – 228, 1976.
- MIKASA, M. The consolidation of soft clay - a new consolidation theory and its application. **Japanese Society of Civil Engineers** (Reprint from Civil Engineering in

- Japan, p. 21-26, 1965.
- MIRONER, A. 1979. Engineering fluid mechanics. USA, 592p.
- MITCHELL, J. K. The application of colloidal theory to compressibility of clays. In: seminar on interparticle forces in clay-water-electrolyte systems. Melbourne; Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation, **Proceedings ...**, v. 2, p. 92-97 1960.
- MITCHELL, J. K.; SOGA, K. Fundamentals of Soil Behavior. 3rd Edition, John Wiley & Sons, Hoboken, 2005.
- MORAIS, JOSÉ MAURO DE. Petróleo em águas profundas: uma história tecnológica da Petrobras na exploração e produção *offshore*. IPEA: Petrobras, Brasília, 2013.
- MORETTO, O. 1948. Effect of natural hardening on the unconfined compression strength of remoulded clays. In: 2nd Int. Conf. Soil Mech, **Proceedings...**, 1948.
- MORRISON, M. J. **In situ measurements on a model pile in clay**. 1984, Thesis (Doctor in Civil Engineering), Massachusetts Institute of Technology, 1984.
- MUIR WOOD, D. Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press, UK, 1990.
- MÜLLER-VONMOOS, M.; LØKEN, T. The Shearing Behaviour of Clays. **Applied Clay Science**, v. 4, p. 125-141, (1989),
- MURTHY, V. N. S. Advanced foundation Engineering. CBS Publishers & Distributors, India, 2007.
- NEUBECKER, S. R.; RANDOLPH, M. F. Profile and frictional capacity of embedded anchor chains. **Journal of Geotechnical Engineering**. New York, v. 121, n. II, Nov. 1995a.
- NEUBECKER, S. R.; RANDOLPH, M. F. Performance of embedded anchor chains and consequences for anchor design. In: Annual Offshore Technology Conference, Paper 7712, 1995b, Houston, U.S.A. **Proceedings...1-4 may**. 1995b.
- NEUBECKER, S. R.; RANDOLPH, M. F. The static equilibrium of drag anchors in sand. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 33, p. 574 -583, mar. 1996.
- NEUBECKER, S. R.; O'NEILL, M. P. Study of chain slippage for embedded anchors. In: Annual Offshore Technology Conference, Paper 16445, 2004, Houston, U.S.A. **Proceedings...3-6 may**. 2004.
- NIE, R. C.; ZIMMERMAN, E. H. Fully couple mooring line and anchor catenary analysis. In: Oceans Conference, 2010, Seattle, U.S.A. **Proceedings...20-23 sep**. 2010.
- OLIVEIRA, M. C, **FPSO cidade de Angra dos Reis (tupi pilot 1 unit) mooring system assessment**. Relatório técnico 008/2009. CENPES/EB-E&P/EM, Rio de Janeiro, 2009.
- OLIVEIRA, J. R. M. S.; ALMEIDA, M. S. S.; MOTTA, H. P. G.; ALMEIDA, M. C. F. Influence of penetration rate on penetrometer resistance. **J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng**. v. 137, p. 695-703, 2011.
- O'LOUGHLIN, C. D.; RANDOLPH, M. F.; RICHARDSON, M. Experimental and theoretical studies of deep penetrating anchors. In: Annual Offshore Technology Conference, Paper 16841, 2004, Houston, U.S.A. **Proceedings...3-6 may**. 2004.
- O'NEILL, M. W. Side resistance in piles and drilled shafts. **Journal of Geotech. Geoenviron. Eng**. v. 127, p. 3-16, 2001.

- OSIPOV, V. I.; NIKOLAEVA, S. K.; SOKOLOV, V. N. Microstructural changes associated with thixotropic phenomena in clay soils, **Géotechnique**, v. 34, No. 2, p. 293-303, 1984.
- PERRET, D.; LOCAT, J.; MARTIGNONI, P. Thixotropic behavior during shear of a fine-grained mud from Eastern Canada. **Eng. Geol.**, v, 43, No. 1, p. 31–44, 1996.
- PETERFI, T. Arch. Entwicklungsmech. Organ, v. 112, p. 660–695, 1927.
- POTTS, D. M.; MARTINS, J. P. The shaft resistance of axially loaded piles in clay. **Géotechnique**, v. 32. No. 4. p. 369–386, 1982.
- POTYONDY, J. G. Skin friction between various soils and construction material, **Géotechnique**, v. II, No. 4, p. 339-353, 1961.
- PUCKER, T.; GRABE, J. Numerical simulation of the installation process of full displacement piles. **Computers and Geotechnics**, v. 45, p. 93–106, 2012.
- RANDOLPH, M. F. e WROTH, C. P. Recent developments in understanding the axial capacity of piles in clay. **Ground Engineering**, v. 15, No. 7, p. 17–25, 1982.
- RANDOLPH, M. F. Design considerations for offshore piles, Proc. Conf. on Geotech. Practice in Offshore Eng., ASCE, Austin, p. 422–439. 1983.
- RANDOLPH, M. F.; MURPHY, B. S. Shaft capacity of driven piles in clay. In: 17th annual offshore technology conference, 1985, Houston, U.S.A. **Proceedings...** p. 371–378, 1985.
- RANDOLPH, M. F. Load transfer analysis of axially loaded piles. RAZ manual version 4.2, Western Australia, 2003.
- RANDOLPH, M. F.; HOPE, S. Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures. In: International Symp. On Engineering Practice and Performance of Soft Deposits. Osaka, Japan. **Proceedings...** 2004.
- RANDOLPH, M. F. *et al.* Challenges of offshore geotechnical engineering. In: 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – (ICSMGE), 2005, Osaka, Japan. **Proceedings...** p. 123-176, 2005.
- REESE, L. C. A. Design method for an anchor pile in a mooring system. In: Offshore Technology Conference, Paper 1745, 1973, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 29apr. - 2 may 1973.
- ROCHA, C. M. **Atenuação de cargas estáticas em linhas de ancoragem**. 2014, 209p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2014
- ROCHA, M. M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. **Considerações sobre leis de semelhança em modelos reduzidos para estudos geotécnicos**. Relatório Interno, UFRGS, 2013.
- ROCHA, M. M.; SCHNAID, F.; ROCHA, C. C. M.; AMARAL, C. S. Inverse catenary load attenuation along embedded ground chain of mooring lines. **Ocean Engineering**, v. 122, p. 215–226, 2016.
- ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. ON THE YIELDING OF SOILS. **Géotechnique**, v. 8, p. 22-53, 1958.
- ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N. Mechanical Behaviour of an Idealised ‘Wet’ Clay, In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, **Proceedings ...**, 1963.

- ROSCOE, K. H.; BURLAND, J. B. On the Generalized Behaviour of Wet Clays in Engineering Plasticity. in J. Heyman and F.A. Leckie (eds) Engineering Plasticity, Cambridge University Press, p. 535-609, 1968.
- ROSENQVIST, I. TH. Considerations on the sensitivity of Norwegian quick clays.” **Norwegian Geotechnical Institute**. Publ. 2, 1953.
- RUINEN, R.; DEGENKAMP, G. Prediction of the holding capacity and trajectory of drag embedment anchors. In: Annual Offshore Technology Conference, Paper 14305, 2002, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 6-12 may 2002.
- SAGRILO, L. V. S. *et al.* Safety factors evaluation for torpedo anchors. **Mecânica computacional**, v. XXIX, p. 9023 – 9036, 2010.
- SAHDI, F.; GAUDIN, C.; WHITE, D. J. Strength properties of ultra-soft kaolin. **Canadian. Geotech. Journal**, v. 51, p. 420–431, 2014.
- SALGADO, R.; LYAMIN, A. V.; SLOAN, S. W.; YU, H. S. Two-and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay. **Geotechnique**, v. 54, N. 5, p. 297 – 306, 2004.
- SALGADO, R. The Engineering of Foundations, McGraw-Hill. (2008).
- SAMPA, N. C. **Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas offshore**. 2015, 186p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2015.
- SAMPA, N. C.; SCHNAID, F.; ROCHA, M. M. Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas offshore. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016, Belo Horizonte-MG, Brasil, **Proceedings...** 19-22 out. 2016.
- SCHIFFMAN, R. L. Finite and infinitesimal strain consolidation. **Journal of Geotech Eng Div ASCE**, v. 106, p. 203–207, 1980.
- SCHMIDT, B. Discussion of earth pressures at rest related to stress history. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 3, p. 239–242, 1966.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012, 223p.
- SCHNAID, F.; BEDIN, J.; COSTA FILHO, L. M. 2010. Drainage characterization of tailings from in situ tests. In: 2nd Int. Symp. Cone Penetration Testing, Huntington Beach (USA), **Proceedings...**, 2010.
- SCHOFIELD, R. K. Ionic forces in thick films of liquid between charged surfaces. **Transactions Faraday Society**, v. 42B. No. 219, 1946.
- SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill, London, 1968.
- SEMPLE, R. M. and RIGDEN, W. J. Shaft capacity of driven pipe piles in clay, Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations, American Society of Civil Engineers, San Francisco, 1984, p. 59–79, 1984.
- SENG, S.; TANAKA, H. Properties of very soft clays: A study of thixotropic hardening and behavior under low consolidation pressure. **Soils and Foundations**, v. 52, No. 2, p. 335–345, 2012.
- SKEMPTON, A. W. 1953. The Colloidal Activity of Clays. In: 3rd Inter. Conf Sol/ Mecft. Found. Eng. (Switzerland), **Proceedings ...**, v. I, p. 57-61, 1953.
- SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: Building Research Congress,

- 1951, London, England. **Proceedings...**, p. 180 – 189, 1951.
- SKEMPTON, A. W. Discussion: The planning and Design of the new Hong Kong airport, **Proc. ICE**, v. 7, p. 350-357, 1957.
- SKEMPTON, A. W. Cast in-situ bored piles in London Clay, **Géotechnique**, v. 9, N. 4, p. 153–173. 1959.
- SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The Sensitivity of Clays. **Géotechnique**, v. 3, p. 30-53. 1952.
- SLADEN, J. A. The adhesion factor, applications and limitations. **Canadian Geotechnical Journal**, p. 322 – 326, 1992.
- SÖDERBLOM; R: A new approach to the classification of quick class. GSI reports 55, p. 1-17, 1974.
- SRIDHARAN, A. **Some studies on the strength of partly saturated clays**. 1968, Thesis (Doctor in Civil Engineering), Purdue University, Lafayette, Indiana, 1968.
- SRIDHARAN, A.; RAO, S. N.; RAO, G. V. Shear strength characteristics of saturated montmorillonite and kaolinite clays. **Soil and Foundations: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 11. No. 3, 1971.
- SRIDHARAN, A.; RAO, G. V. Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of the effective stress concept. **Géotechnique**, v. 23. No. 3, p. 359-382, 1973.
- SUZUKI, Y.; LEHANE, B. M.; FOURIE, A. 2013. Effect of penetration rate on piezocone parameters in two silty deposits. In: ISC'4 – Geotechnical and Geophysical Site Characterization. **Proceedings ...**, p. 809-815, 2013.
- TAN, S. A., SUN, J., NG, K. S. Numerical simulation of strain softening behavior at pile-soil interface. In: 8th European **Proceedings ...**, Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Delft, June, 2014.
- TERZAGHI, K. Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. (In German.) Sitz. **Akademie der Wissenschaften in Wien**, Sitzungsberichte, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse, Part IIa, v. 132, p. 125–138, 1923.
- TERZAGHI, K. 1924. Die Theorie der Hydrodynamischen Spannungserscheinungen und ihr Erdbautechnisches Anwendungsgebiet. In: 1st International Congress of Applied Mechanics, Delft, Netherlands, **Proceedings ...**, v. 1, p. 288-294, 1924.
- TERZAGHI, K. Stability of slopes of natural clay. In: 1st Int. Conf. Soil Mech. **Proceedings ...**, v. 1, 1936.
- TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1943.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York: John Wiley & Sons, 1948.
- TOMLINSON, M. J. (1957) The adhesion of piles driven in clay soils. In: 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, 1957, London, England, **Proceedings ...** v. 2, p.66-71, 1957.
- TOMLINSON, M. J. Pile design and construction practice. 4. ed. London: E & EN Spon, 1994.
- TOMLINSON, M. J.; WOODWARD, J. Pile Design and Construction Practice. 5. ed. Taylor & Francis, New York, 2008.

- TOORMAN, E. A. Sedimentation and self-weight consolidation: general unifying theory. **Géotechnique**, v. 46, No. 1, p. 103-113, 1996.
- TOYOTA, H.; NAKAMURA, K.; SUGIMOTO, M.; SAKAI, N. Ring shear tests to evaluate strength parameters in various remoulded soils. **Géotechnique**, v. 59, p. 649-659, 2009.
- TOWNE, R. C.; STALCUP, J. V. **Test of BUSHIPS anchors in mud and sand bottoms**. Technical Note N-195, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, Ago. 1954.
- TSUBAKIHARA, Y. & KISHIDA, H. Frictional behaviour between normally consolidated clay and steel by two direct shear type apparatuses, **V. Soils Found.** v. 33, No. 2, p. 1-13, 1993.
- VAN DEN BERG, P. (1994). Analysis of soil penetration. Delft: Delft University Press, 1994.
- VAN DEN BERG, P.; VERMEER, P. A. Undrained strength from CPT and finite element computations. In: Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Balkema: Rotterdam: Balkema, **Proceedings ...**, p. 1095-1100, 1988.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: ICSMFE, Zurich. **Proceedings...** v. 2, p. 84 – 90, 1953.
- VAN OLPHEN, H. An introduction to clay colloid chemistry. New York and London: Interscience, 1963.
- VAN OLPHEN, H. An Introduction to Clay Colloid Chemistry. John Wiley and Sons, New York, NY, 318p, 1977.
- VARDANEGA, P. J; HAIGH S. K. The undrained strength – liquidity index relationship. **Can. Geotech. Journal.** v. 51, p. 1073–1086, 2014.
- VESIĆ, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F.: FANG, H.Y. (Eds.). Foundation engineering handbook. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975.
- VIJAYVERGIYA, V. N.; FOCHT, J. A. A new way to predict the capacity of piles in clay. In: 4th annual offshore technology conference, 1972, Houston, **Proceedings ...** p. 269–284, 1972.
- VIPULANANDAN, C.; RAHEEM, A. M. Characterizing Ultra-Soft Soils and Anchor-Soil Interaction for Deepwater Applications. In: Twenty-fifth International Ocean and Polar Engineering Conference, Kona, Big Island, Hawaii, USA, **Proceedings ...**, June, p. 21-26, 2015.
- VIVATRAT, V.; VALENT, P. J.; PONTEIRO, A. A. The influence of chain friction on anchor pile design. In: 14th Annual Offshore Technology Conference, Paper 4148, 1982, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 3-6 may. 1982.
- VRYHOF ANCHORS. **Anchor Manual 2010**: The Guide to Anchoring. Netherlands 2010.
- YEN, B. C.; TOFANI, G. D. Soil resistance to stud link chain. In: 16th Annual Offshore Technology Conference, Paper 4769, 1984, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 7-9 may. 1984.
- WANG, M. C.; NACCI, V. A.; BECKWITH, R. D. Resistance to lateral movement of objects on the ocean floor. **Marine Geotechnology.** Crane, p. 187–194. 1970.

- WANG, L. Z.; GUO, Z. YUAN, F. Three-dimensional interaction between anchor chain and seabed. **Applied Ocean Research**. Western Cape, South Africa, v. 32, n. 4, p. 404–413, oct. 2010.
- WANG, D.; HU, Y.; RANDOLPH, M. F. Three-dimensional large deformation analysis of plate anchors in uniform clay. **J. Geotech Geoenviron Eng**, v. 136, p. 355–65, 2010.
- WARKENTIN, B. P.; BOLT, G. H.; MILLER, R. D. Swelling pressure of montmorillonite. In: Soil Sci. Soc. Am. **Proceedings ...**, v. 21. P. 495-497, 1957.
- WARKENTIN, B. P.; YONG, R. N. Shear strength of montmorillonite and kaolinite related to interparticle forces. **Clays and Clay Minerals**, v. 9, No. 1, p. 210-218, 1960.
- WATABE, Y.; UDAKA, K.; NAKATANI, Y.; LEROUEIL, S. Long-term consolidation behavior interpreted with isotache concept for worldwide clays. **Soils and Foundations**, v. 52, No. 3, p. 449–464, 2012.
- WINKLER, H. G. F. Thixotropie von Mineralpulvern mikroskopischer Grösse. **Kolloid-Beihefte**, v. 48. p. 341-366, 1938.
- WINKLER, H. G. F. Über die Thixotropie Montmorillonits. **Kolloid-Zeitschr.** v. 105, p. 29-38, 1943.
- WROTH, C . P.; WOOD, D. M. The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, p. 137-145, 1978.
- ZHANG, WEI. **Penetration mechanism and kinematic behavior of drag anchors**. 2011, 206p. Thesis (Doctor in Civil Engineering), Tianjin University, Tianjin, 2011.
- ZHANG, W.; LIU, H. X.; ZHAO, Y. B.; YUE, Y. Z. Interactional properties between drag anchor and installation line. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 140, 2013.
- ZHANG, X. W.; KONG, L. W.; YANG, A. W.; SAYEM, H. M. Thixotropic mechanism of clay: A microstructural investigation. **Soils and Foundations**, v. 57, p. 23–35, 2017.
- ZHAO, Y.; LIU, H. Large deformation finite element analysis of the anchor line embedded in seabed soils. in: 32nd International Conference on Ocean, Offshore, and Artic Engineering, 2013, Nantes, France. **Proceedings...** 9-14 jul. 2013.
- ZHAO, Y.; LIU, H. Numerical simulation of drag anchor installation by a large deformation finite element technique. in: 33rd International Conference on Ocean, Offshore, and Artic Engineering, 2013, San Francisco, U.S.A. **Proceedings...** 8-13 jun. 2014.
- ZHAO, Y.; LIU, H. Numerical implementation of the installation/mooring line and application to analyzing comprehensive anchor behaviors. **Applied Ocean Research**, v. 54, p. 101–114, 2016.

APÊNDICE A – Programa Experimental

Tabela 47 – Principais características de correntes livre e soldada – comprimentos utilizados.

Referência	Correntes Livres (sem solda)				Correntes Soldadas		
	Quantidade de elos – n	Comprimento Real de Corrente - L* (m)	Peso de Corrente (N)	Volume de corrente (cm ³)	Quantidade de elos – n	Comprimento Real de Corrente - L* (m)	Peso de Corrente (N)
d3_D13,1_B22,2	2	0,038	0,0649	7,58E-07	-	-	-
	6	0,102	0,1742	2,03E-06	6	0,103	0,1701
	12	0,198	0,3380	3,95E-06	12	0,2	0,3376
	18	0,297	0,5070	5,93E-06	18	0,299	0,3370
	25	0,412	0,7033	8,22E-06	-	-	-
	31	0,512	0,8740	1,02E-05	31	0,514	0,9017
d4_D14,73_B26,83	2	0,046	0,1340	1,72E-06	-	-	-
	5	0,103	0,3001	3,85E-06	5	0,102	0,2961
	10	0,198	0,5769	7,40E-06	10	0,196	0,5748
	16	0,312	0,9090	1,17E-05	16	0,310	0,9476
	21	0,407	1,1858	1,52E-05	-	-	-
	26	0,502	1,4626	1,88E-05	26	0,500	1,5488
d5_D17,9_B32,88	2	0,056	0,2555	3,22E-06	-	-	-
	4	0,102	0,4653	5,87E-06	4	0,100	0,4311
	9	0,217	0,9899	1,25E-05	8	0,192	0,8883
	13	0,309	1,4096	1,78E-05	13	0,305	1,4299
	18	0,424	1,9341	2,44E-05	-	-	-
	22	0,516	2,3538	2,97E-05	22	0,514	2,4247

d – diâmetro nominal do elo (mm), D – diâmetro efetivo do elo (mm), B – comprimento efetivo do elo (mm).

Tabela 48 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento da corrente livre

Referência	Referência	Referência
#01_VCL_d3_L05_AMT01	#07_VCL_d4_L05_AMT02	#13_VCL_d5_L05_AMT03
#02_VCL_d3_L10_AMT01	#08_VCL_d4_L10_AMT02	#14_VCL_d5_L10_AMT03
#03_VCL_d3_L20_AMT01	#09_VCL_d4_L20_AMT02	#15_VCL_d5_L20_AMT03
#04_VCL_d3_L30_AMT01	#10_VCL_d4_L30_AMT02	#16_VCL_d5_L30_AMT03
#05_VCL_d3_L40_AMT01	#11_VCL_d4_L40_AMT02	#17_VCL_d5_L40_AMT03
#06_VCL_d3_L50_AMT01	#12_VCL_d4_L50_AMT02	#18_VCL_d5_L50_AMT03

Tabela 49 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento da corrente soldada

Referência	Referência	Referência
#01_VCS_d3_L10_AMT15	#05_VCS_d4_L10_AMT15	#09_VCS_d5_L10_AMT15
#02_VCS_d3_L20_AMT15	#06_VCS_d4_L20_AMT15	#10_VCS_d5_L20_AMT15
#03_VCS_d3_L30_AMT10	#07_VCS_d4_L30_AMT10	#11_VCS_d5_L30_AMT10
#04_VCS_d3_L50_AMT10	#08_VCS_d4_L50_AMT10	#12_VCS_d5_L50_AMT10

Tabela 50 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido longitudinal ao comprimento do tubo metálico.

Referência	Referência
#01_VTM_d21,55_L10_AMT11	#03_VTM_d21,50_L50_AMT11
#02_VTM_d21,55_L30_AMT11	#04_VTM_d21,55_L50_AMT15

Tabela 51 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento da corrente livre – amostras com tempo de repouso de 1dia.

Referência	Referência	Referência
#01_HCL_d3_L10_Z15_AMT13	#11_HCL_d4_L10_Z30_AMT13	#21_HCL_d5_L10_Z45_AMT13
#02_HCL_d3_L20_Z15_AMT13	#12_HCL_d4_L20_Z30_AMT13	#22_HCL_d5_L20_Z45_AMT13
#03_HCL_d3_L30_Z15_AMT04	#13_HCL_d4_L30_Z15_AMT05	#23_HCL_d5_L30_Z15_AMT06
#04_HCL_d3_L30_Z30_AMT04	#14_HCL_d4_L30_Z30_AMT05	#24_HCL_d5_L30_Z30_AMT06
#05_HCL_d3_L30_Z45_AMT04	#15_HCL_d4_L30_Z45_AMT05	#25_HCL_d5_L30_Z45_AMT06
#06_HCL_d3_L30_Z60_AMT04	#16_HCL_d4_L30_Z60_AMT05	#26_HCL_d5_L30_Z60_AMT06
#07_HCL_d3_L50_Z15_AMT04	#17_HCL_d4_L50_Z15_AMT05	#27_HCL_d5_L50_Z15_AMT06
#08_HCL_d3_L50_Z30_AMT04	#18_HCL_d4_L50_Z30_AMT05	#28_HCL_d5_L50_Z30_AMT06
#09_HCL_d3_L50_Z45_AMT04	#19_HCL_d4_L50_Z45_AMT05	#29_HCL_d5_L50_Z45_AMT06
#10_HCL_d3_L50_Z60_AMT04	#20_HCL_d4_L50_Z60_AMT05	#30_HCL_d5_L50_Z60_AMT06

Tabela 52 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento da corrente livre – amostras com tempo de repouso de 7dias.

Referência	Referência	Referência
#01_HCL_d3_L30_Z15_AMT07	#09_HCL_d4_L30_Z15_AMT08	#17_HCL_d5_L30_Z15_AMT09
#02_HCL_d3_L30_Z30_AMT07	#10_HCL_d4_L30_Z30_AMT08	#18_HCL_d5_L30_Z30_AMT09
#03_HCL_d3_L30_Z45_AMT07	#11_HCL_d4_L30_Z45_AMT08	#19_HCL_d5_L30_Z45_AMT09
#04_HCL_d3_L30_Z60_AMT07	#12_HCL_d4_L30_Z60_AMT08	#20_HCL_d5_L30_Z60_AMT09
#05_HCL_d3_L50_Z15_AMT07	#13_HCL_d4_L50_Z15_AMT08	#21_HCL_d5_L50_Z15_AMT09
#06_HCL_d3_L50_Z30_AMT07	#14_HCL_d4_L50_Z30_AMT08	#22_HCL_d5_L50_Z30_AMT09
#07_HCL_d3_L50_Z45_AMT07	#15_HCL_d4_L50_Z45_AMT08	#23_HCL_d5_L50_Z45_AMT09
#08_HCL_d3_L50_Z60_AMT07	#16_HCL_d4_L50_Z60_AMT08	#24_HCL_d5_L50_Z60_AMT09

Tabela 53 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento da corrente soldada.

Referência	Referência	Referência
#01_HCS_d3_L10_Z15_AMT14	#05_HCS_d4_L10_Z30_AMT14	#09_HCS_d5_L10_Z45_AMT14
#02_HCS_d3_L20_Z15_AMT14	#06_HCS_d4_L20_Z30_AMT14	#10_HCS_d5_L20_Z45_AMT14
#03_HCS_d3_L30_Z45_AMT12	#07_HCS_d4_L30_Z30_AMT12	#11_HCS_d5_L30_Z60_AMT12
#04_HCS_d3_L50_Z45_AMT12	#08_HCS_d4_L50_Z30_AMT12	#12_HCS_d5_L50_Z60_AMT12

Tabela 54 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento horizontal no sentido longitudinal ao comprimento de tubo metálico.

Referência	Referência	Referência
#01_HTM_d21,55_L10_Z60_AMT14	#02_HTM_d21,55_L30_Z60_AMT12	#03_HTM_d21,55_L50_Z60_AMT12

Tabela 55 – Referência e ordem dos ensaios de arrasto em corrente livre

Referência	Referência	Referência
#01_ACL_d3_L30_AMT04	#05_ACL_d4_L30_AMT05	#09_ACS_d5_L20_AMT06
#02_ACL_d3_L30_AMT07	#06_ACL_d4_L30_AMT08	#10_ACS_d5_L20_AMT14
#03_ACL_d3_L50_AMT04	#07_ACL_d4_L50_AMT05	#11_ACS_d5_L30_AMT09
#04_ACL_d3_L50_AMT07	#08_ACL_d4_L50_AMT08	#12_ACS_d5_L40_AMT06
		#13_ACS_d5_L40_AMT09
		#14_ACS_d5_L50_AMT14

Tabela 56 – Referência e ordem dos ensaios de arrasto em tubo metálico.

Referência	Referência	Referência
#01_ATM_d21,55_L10_AMT13	#02_ATM_d21,55_L50_AMT12	#03_ATM_d21,55_L50_AMT12

Tabela 57 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento da corrente soldada.

Referência	Referência	Referência
#01_TCS_d3_L10_Z15_AMT17	#02_TCS_d4_L10_Z15_AMT16	#06_TCS_d5_L10_Z15_AMT16
	#03_TCS_d4_L20_Z30_AMT16	#07_TCS_d5_L20_Z30_AMT16
	#04_TCS_d4_L30_Z45_AMT16	#08_TCS_d5_L30_Z45_AMT16
	#05_TCS_d4_L50_Z60_AMT16	#09_TCS_d5_L50_Z60_AMT16

Tabela 58 – Referência e ordem dos ensaios – deslocamento vertical no sentido transversal ao comprimento da corrente soldada.

Referência	Referência
#01_TCA_b12,7_L10_Z30_AMT17	#04_TCA_25,45_L10_Z30_AMT17
#02_TCA_b12,7_L30_Z45_AMT17	#05_TCA_25,45_L30_Z45_AMT17
#03_TCA_b12,7_L50_Z60_AMT17	#06_TCA_25,45_L50_Z60_AMT17

APÊNDICE B – Ensaios FRX e DRX

Tabela 59 – Comparação das porcentagens de analitos identificados nas amostras do caulim, bentonita e mistura.

Analito	Resultado (%)				
	C _{BR}	C _{AL}	B _{BR}	B _{AL}	Mistura – caulim e bentonita
SiO ₂ (O.A.)	52,407	54,8	52,7814	48,6	51,8206
Al ₂ O ₃ (O.An.)	30,7409	31,6	10,5771	16,0	28,5953
Fe ₂ O ₃ (O.B.)	1,267	0,19	10,8558	3,85	2,5714
K ₂ O (O.B.)	0,08286	1,15	0,3015	0,16	0,8099
TiO ₂ (O.B.)	0,1382	0,08	0,82	0,22	0,4126
SO ₃ (O.A.)	0,127	0,028	0,1531	0,061	-
CaO (O.B.)	0,08	0,33	0,9798	5,2	0,2279
ZnO (O.An.)	0,0148	-	0,0196	-	-
Rb ₂ O (O.B.)	0,0127	-	-	-	0,0174
MgO (O.B.)	-	-	1,595	-	-
Na ₂ O (O.B.)	-	-	0,9733	-	0,1565
CO ₂ (P.F.)	13,1357	-	20,7814	-	13,5375

(O.B.) = Óxidos básicos; (O.A.) = Óxidos ácidos.
(O.An.) = Óxidos Anfóteros; P.F. = Perda ao fogo (calcinação a 1000°C).

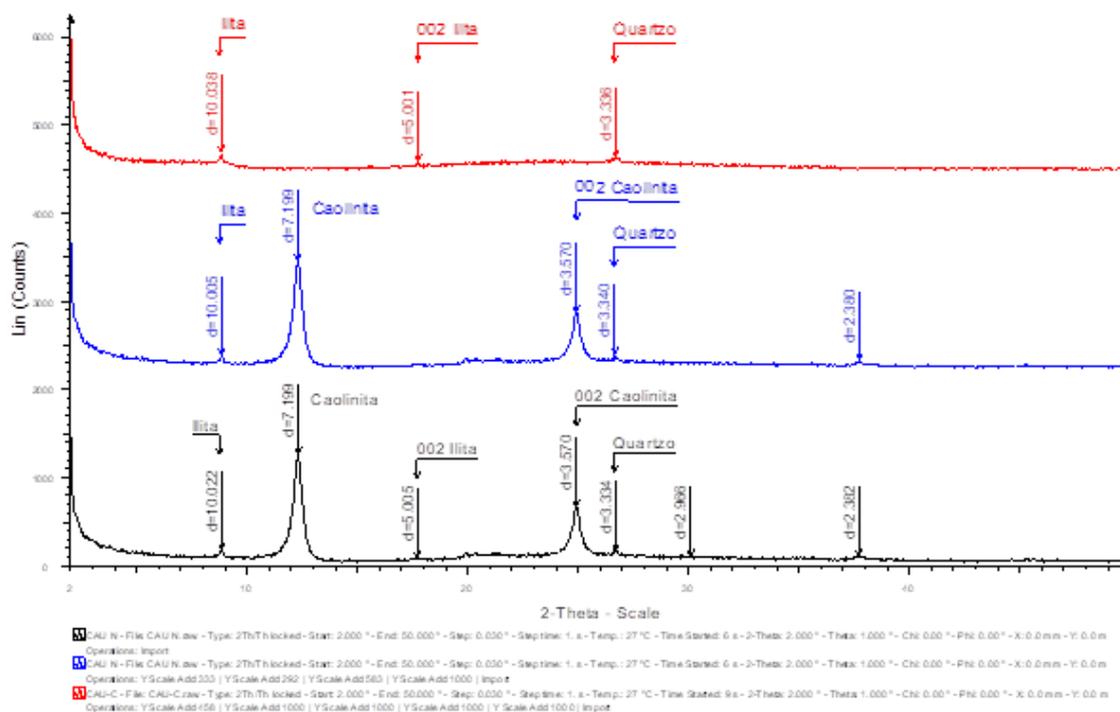


Figura 207 – Espectro de DRX do caulim do Brasil.

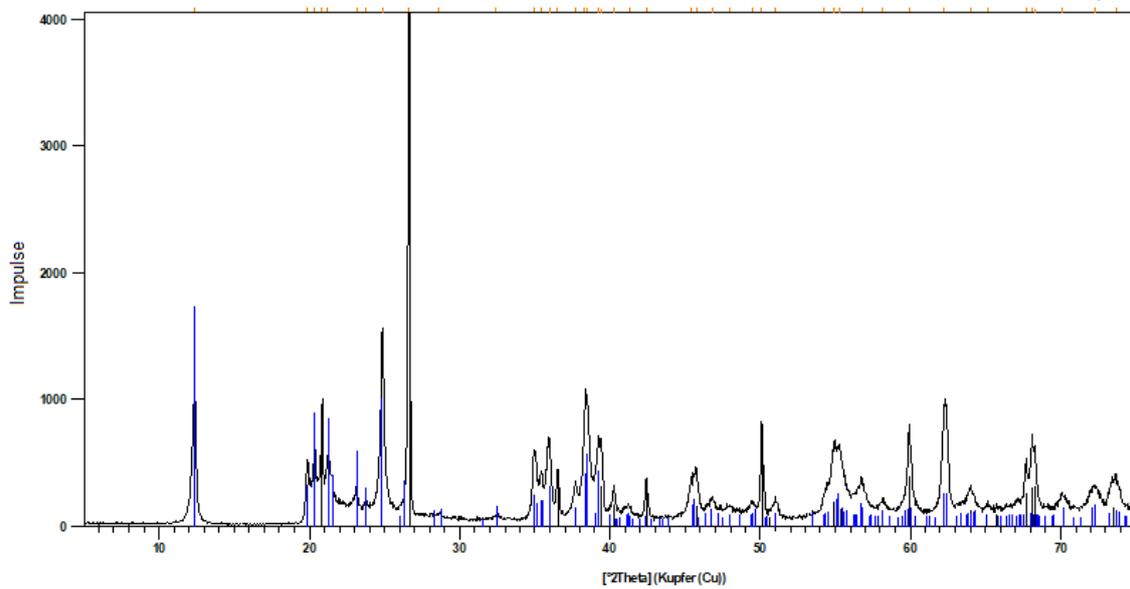


Figura 210 – Espectro de DRX do caulim da Alemanha.

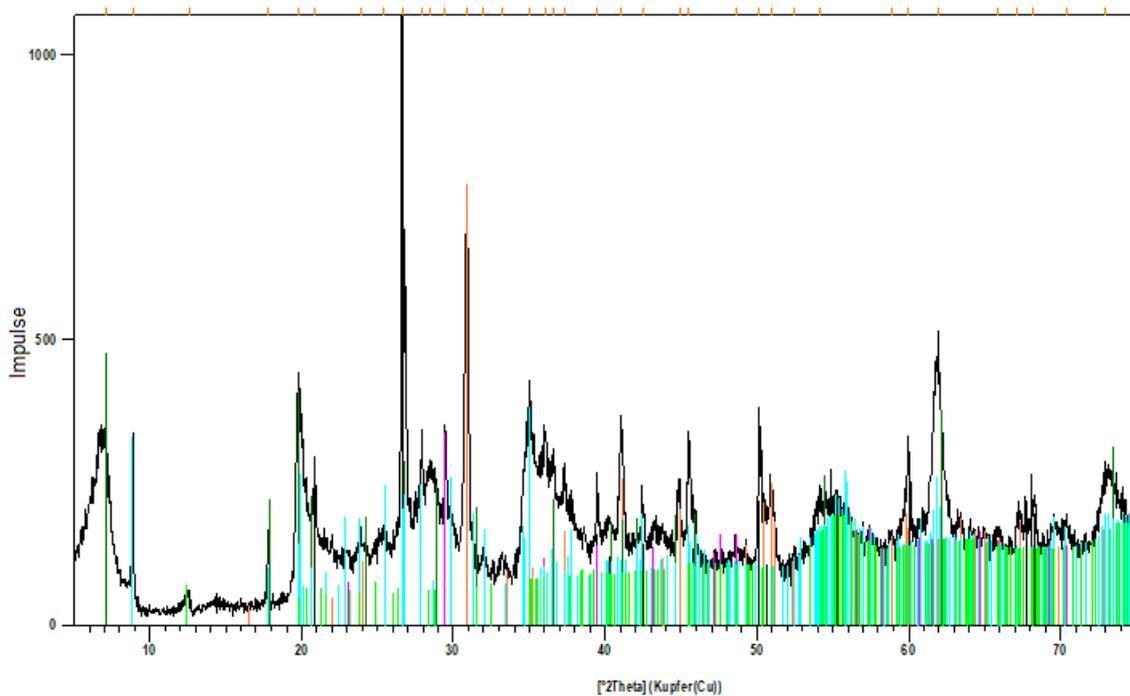


Figura 211 – Espectro de DRX de bentonita da Alemanha.

APÊNDICE C – Ensaio de Adensamento



Figura 212 – a) Prensa de adensamento com tensão constante; b) Prensa de adensamento com taxa de deformação controlada

APÊNDICE D – Ensaio de Compressão Triaxial

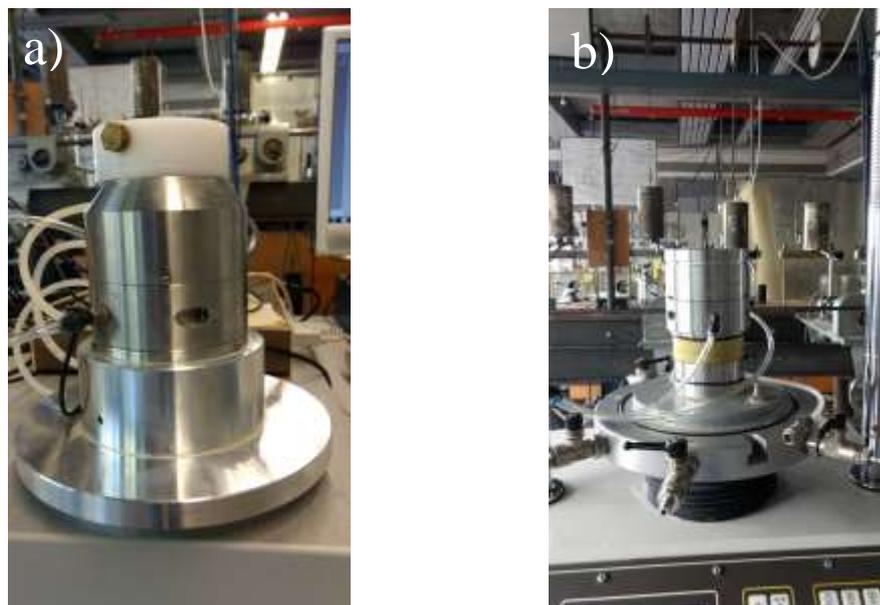


Figura 213 – a) suporte metálico utilizado para consolidar o corpo-de-prova dentro da câmara triaxial; b) etapa inicial da montagem da câmara triaxial

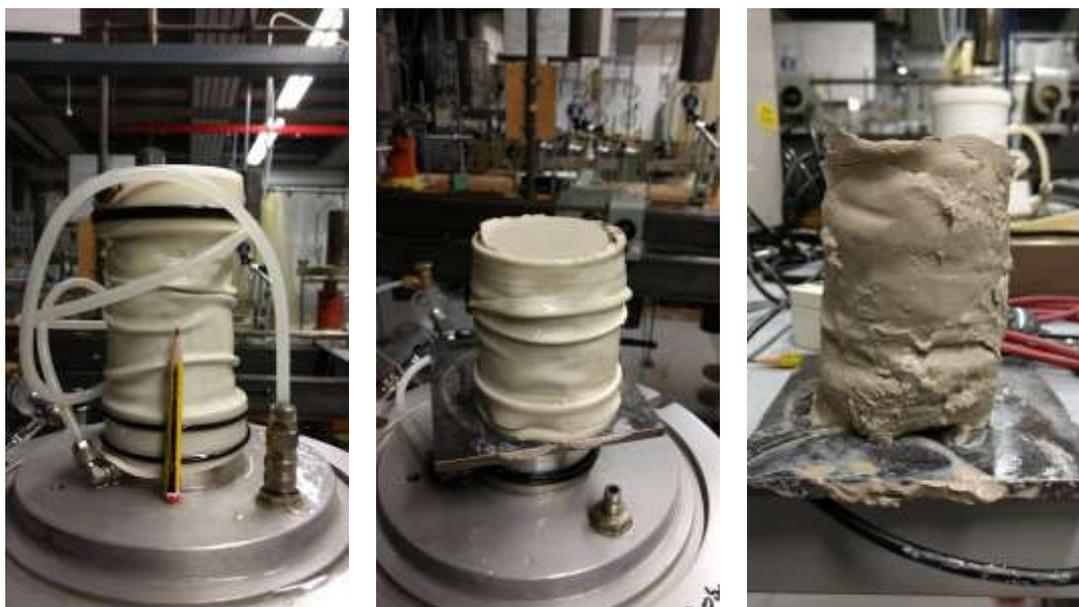


Figura 214 – Aspectos de corpo-de-prova em diferentes momentos após a realização do ensaio.

APÊNDICE E – Ensaio de Palheta

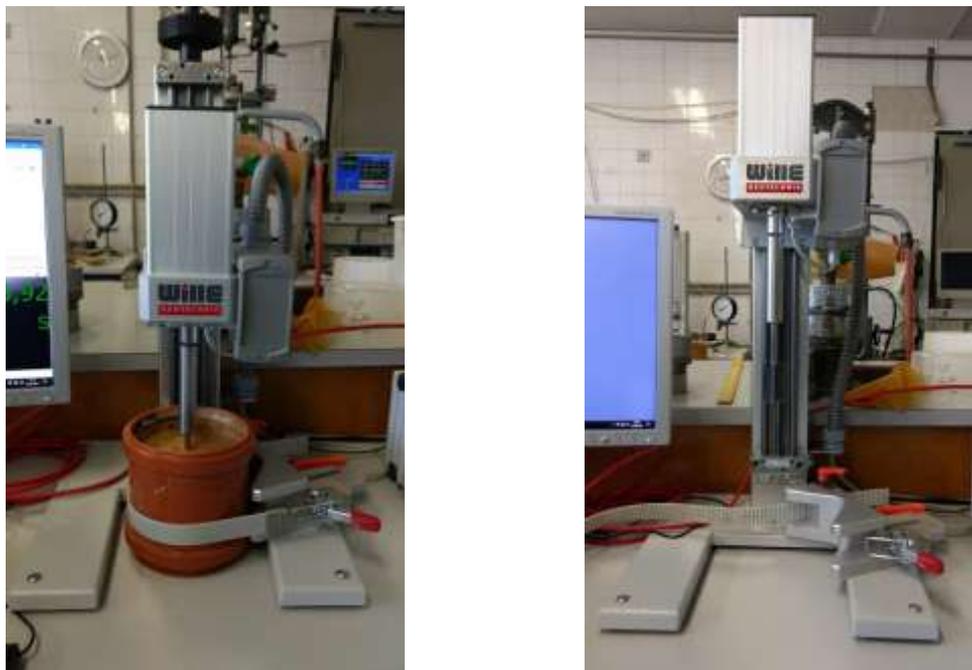


Figura 215 – Equipamento de mini palheta utilizada na Alemanha/TUM

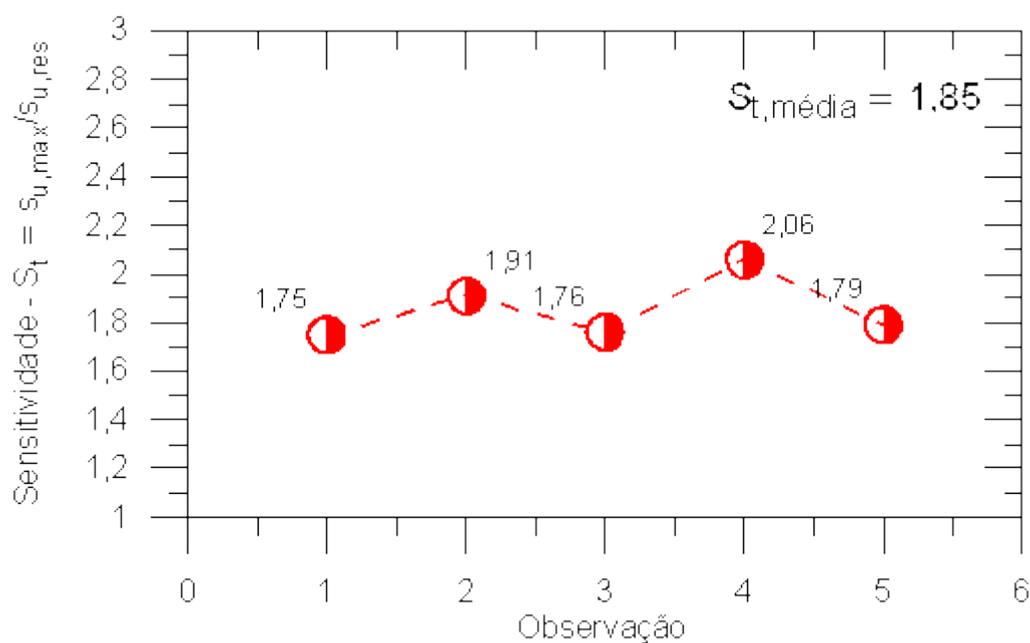


Figura 216 – Sensibilidade de argila medida em várias profundidades de uma amostra reutilizada.

Parte A - Análise da influência do tempo e do teor de bentonita

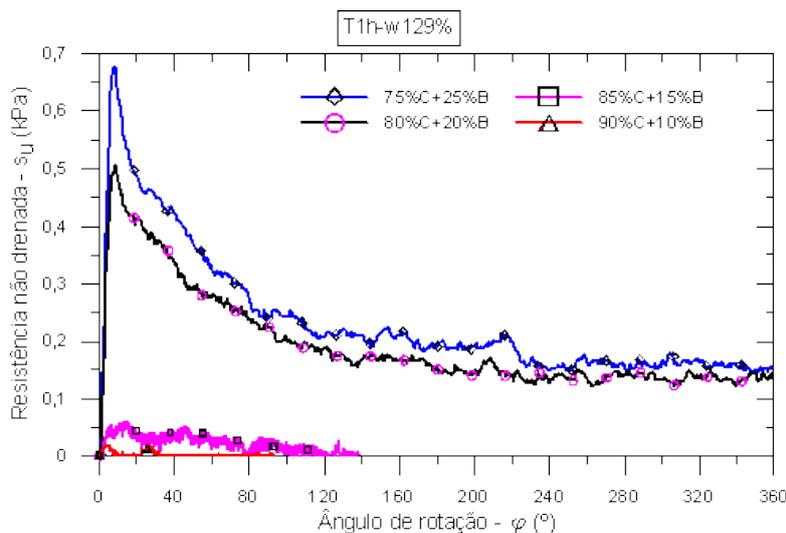


Figura 217 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

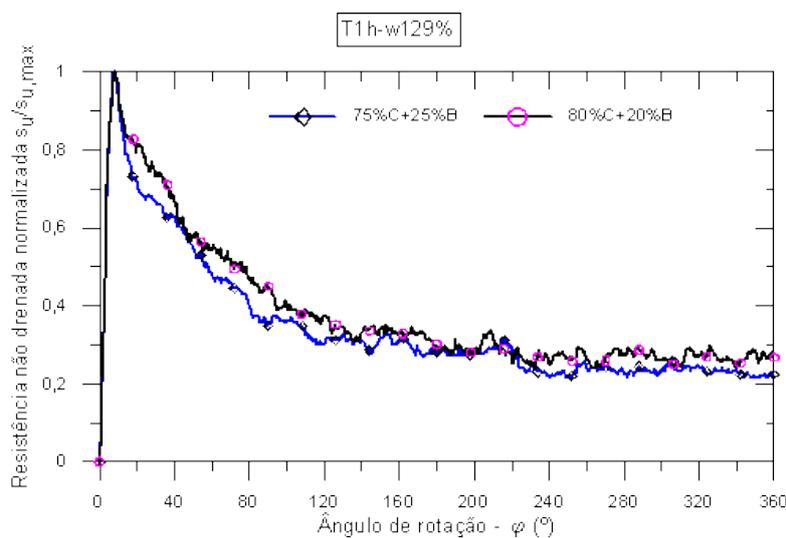


Figura 218 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

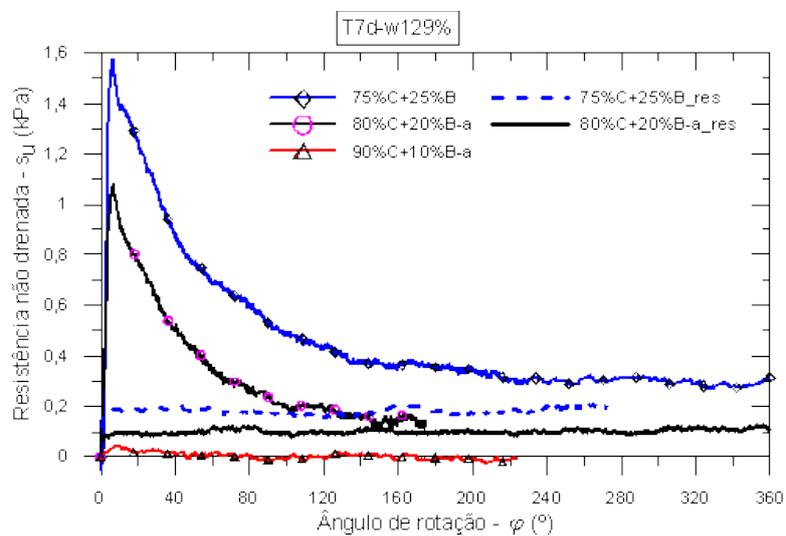


Figura 219 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 7 dias, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

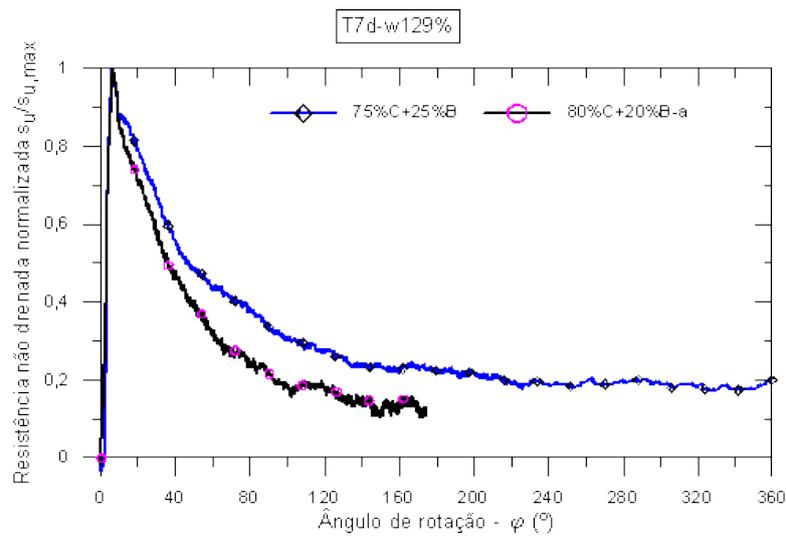


Figura 220 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 7 dias, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

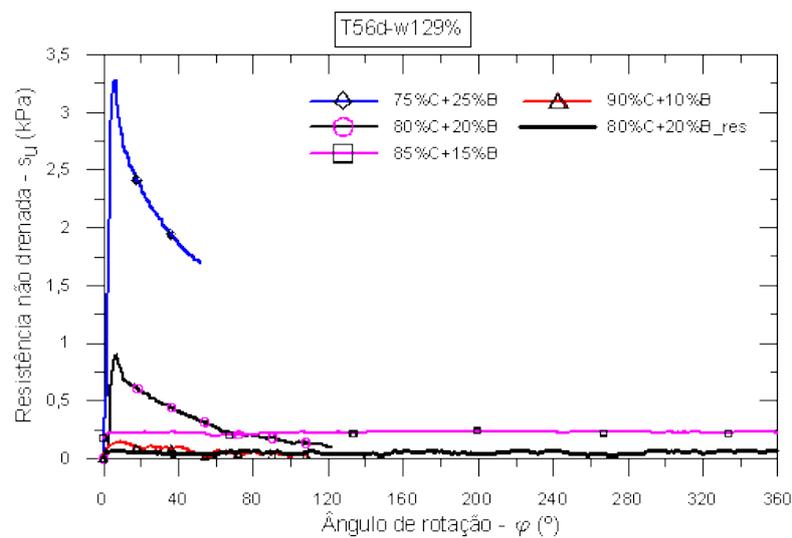


Figura 221 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 56 dias, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

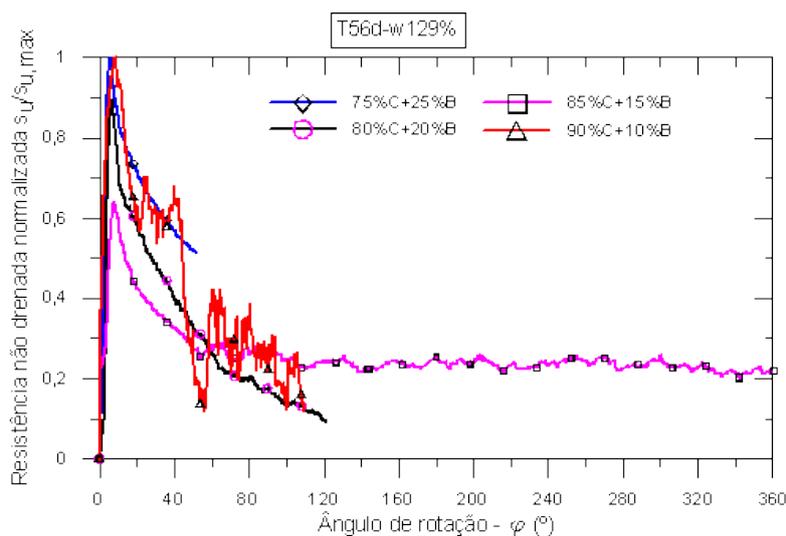


Figura 222 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 56 dias, umidade de 129% e diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

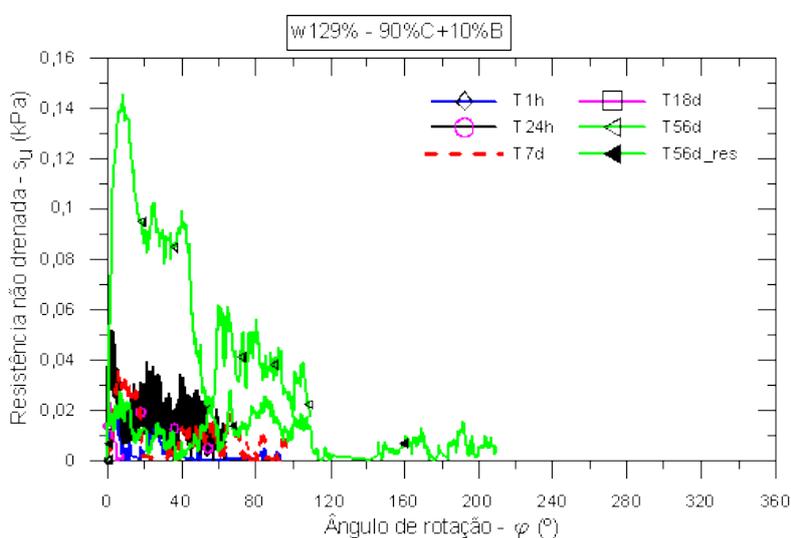


Figura 223 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 10% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

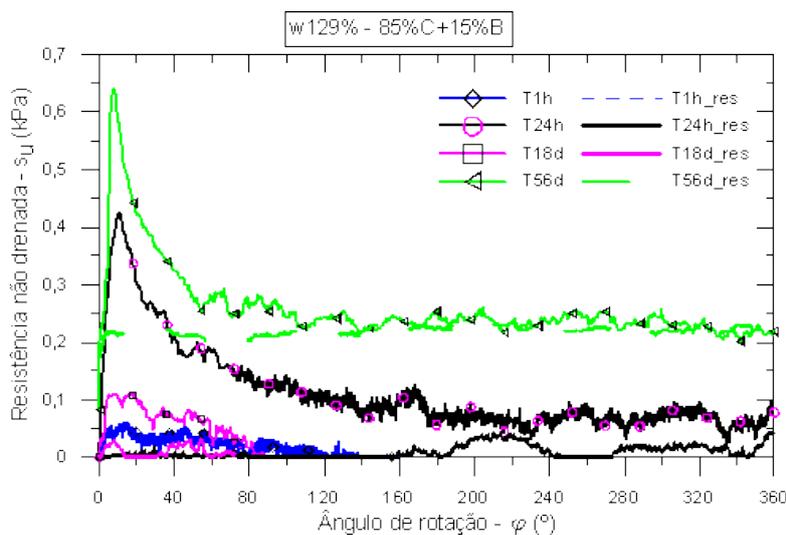


Figura 224 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

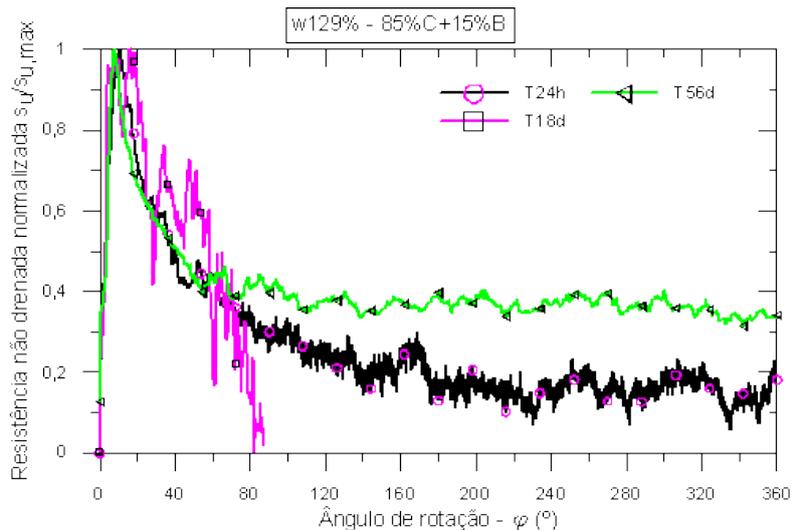


Figura 225 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

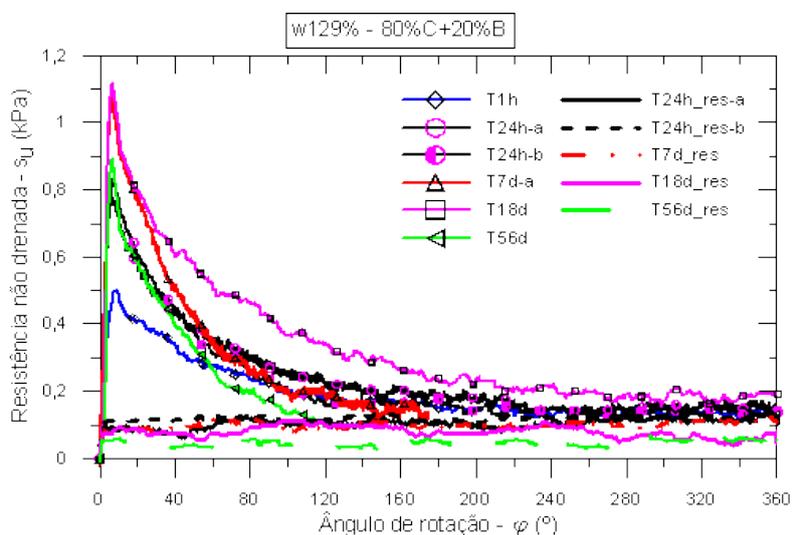


Figura 226 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 20% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

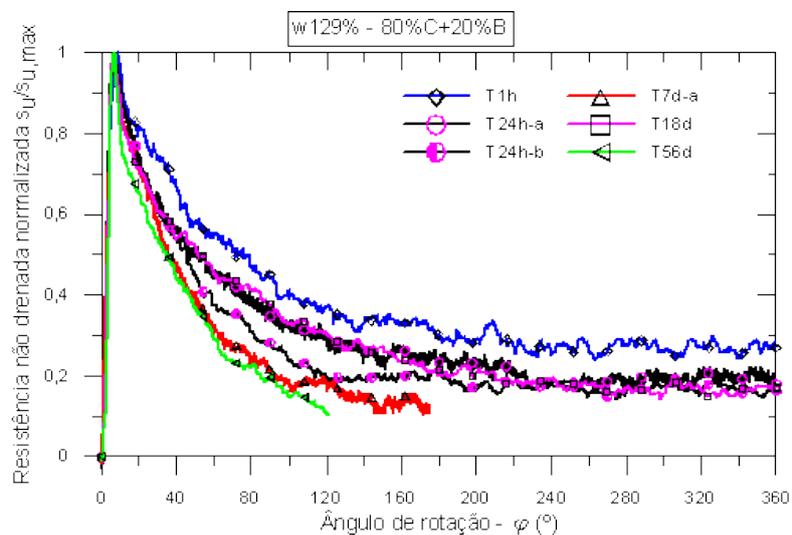


Figura 227 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 20% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

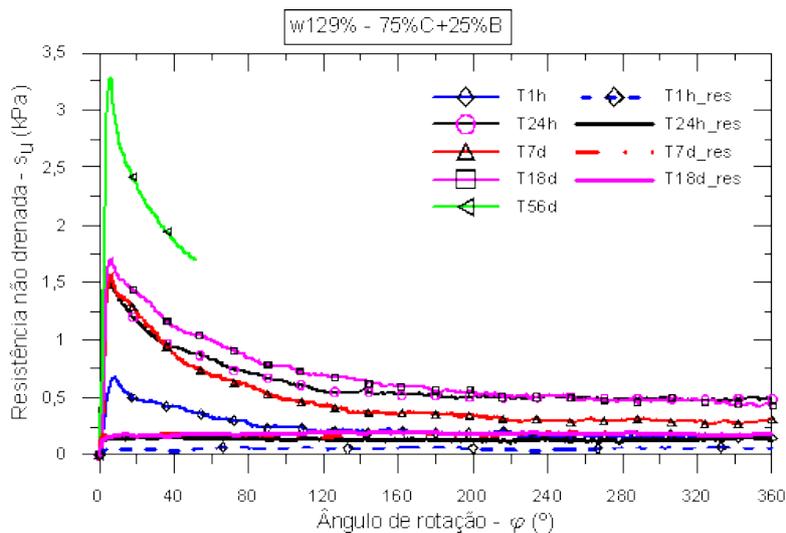


Figura 228 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 25% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

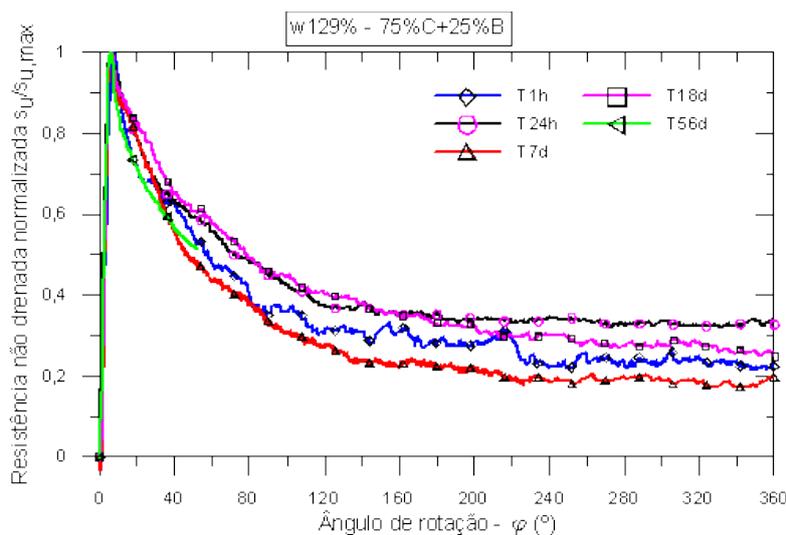


Figura 229 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 25% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

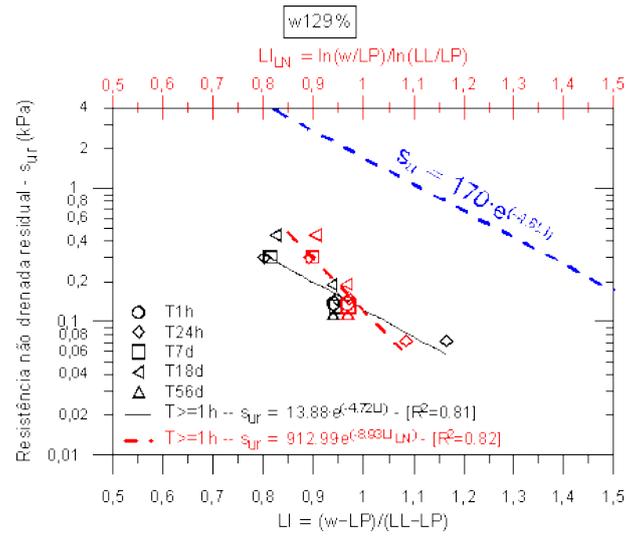


Figura 230 – Relação entre índice de liquidez e s_{ur} – diferentes teores de bentonita (solos da Alemanha).

Parte B - Análise da influência da umidade ou do índice de liquidez

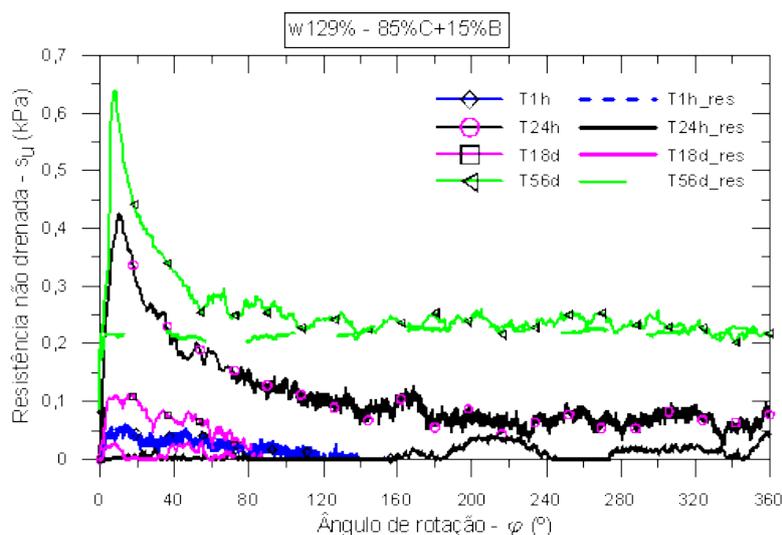


Figura 231 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

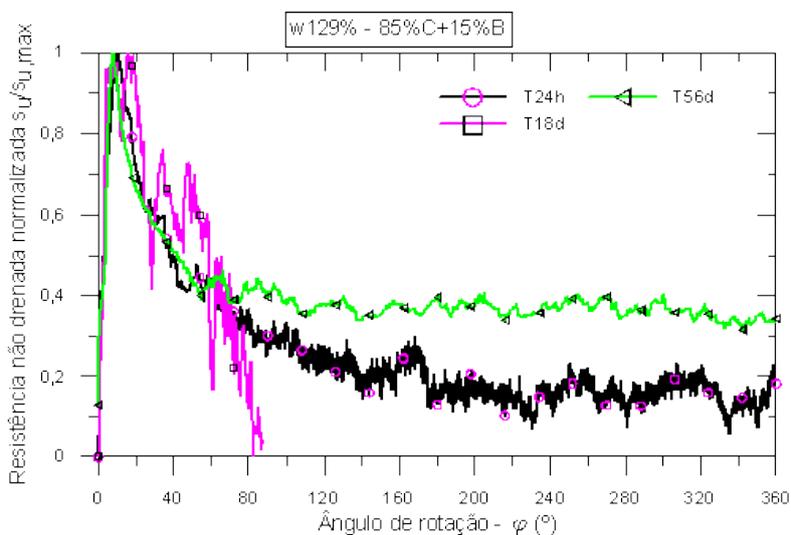


Figura 232 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 129% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

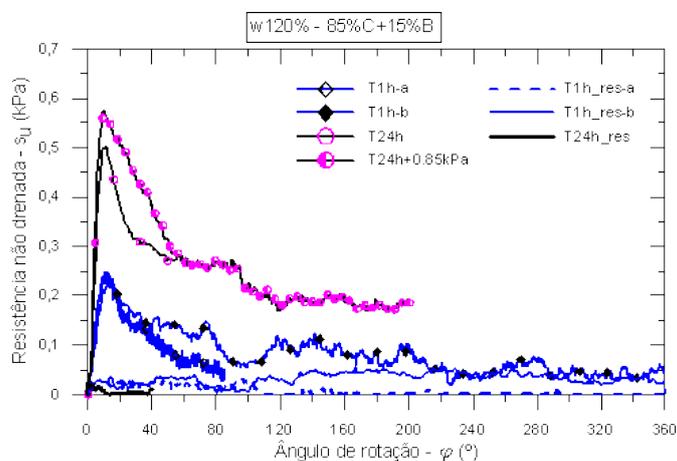


Figura 233 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 120% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

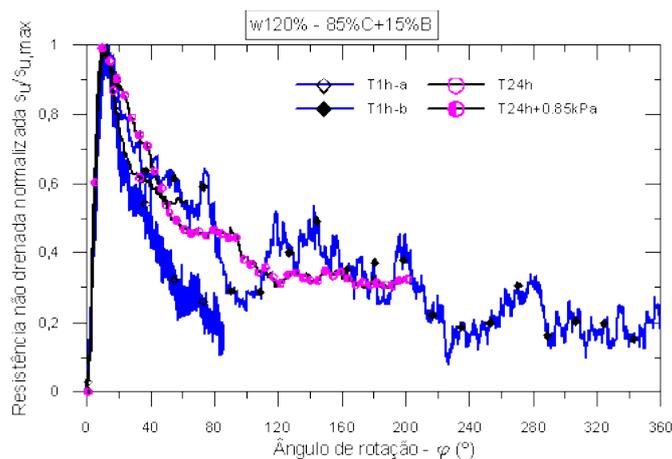


Figura 234 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 120% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

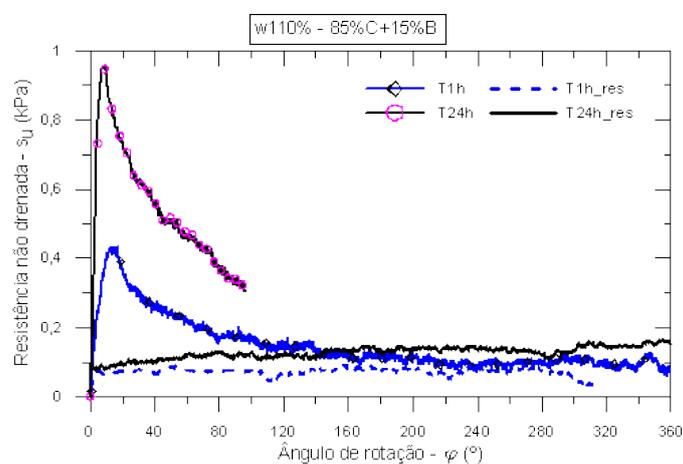


Figura 235 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 110% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

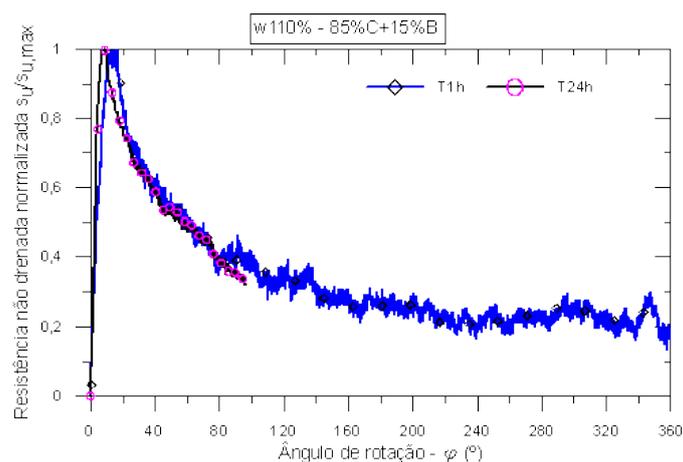


Figura 236 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 110% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

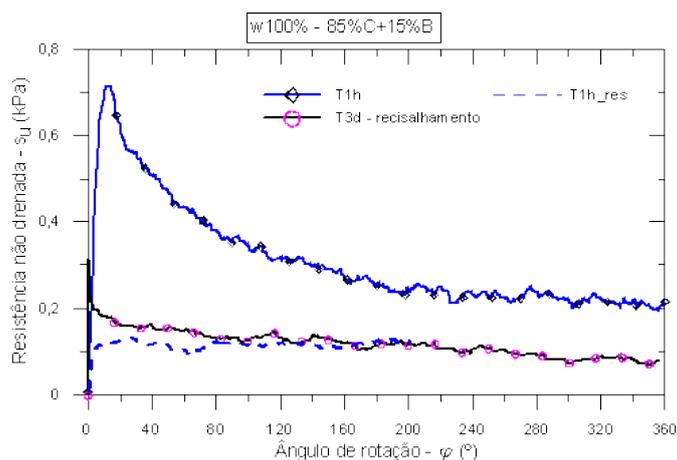


Figura 237 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 100% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

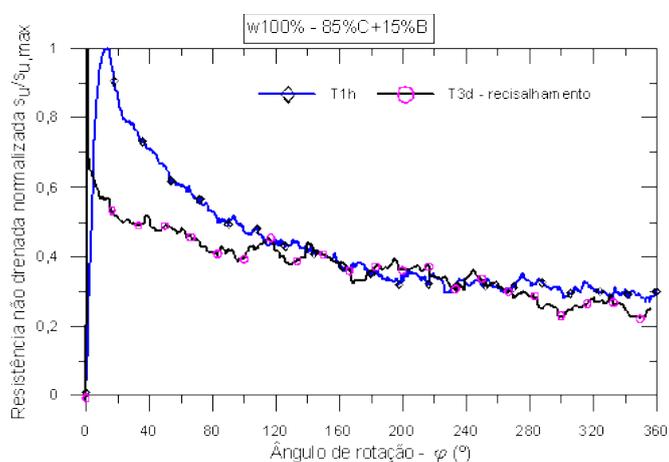


Figura 238 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 100% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

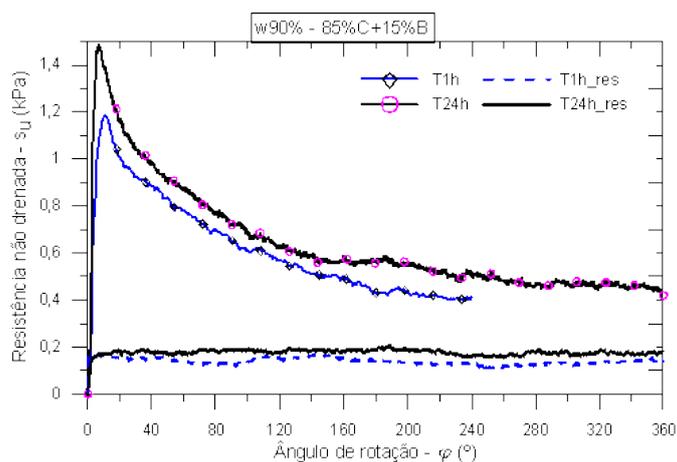


Figura 239 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 90% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

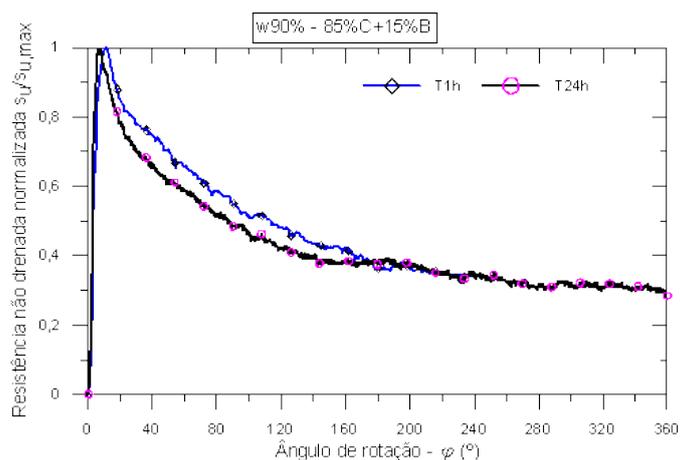


Figura 240 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 90% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

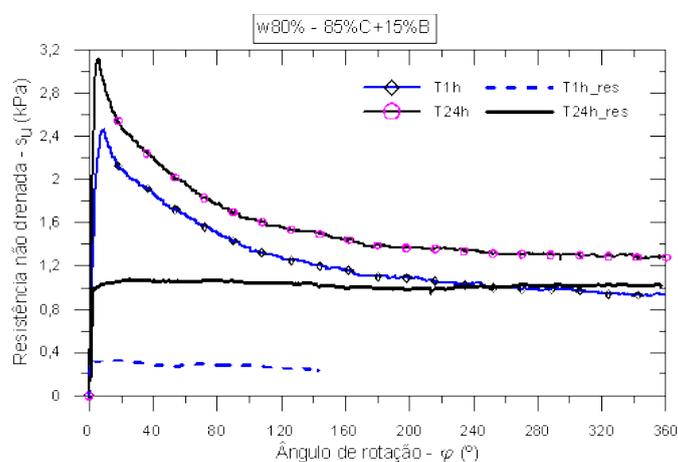


Figura 241 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 80% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

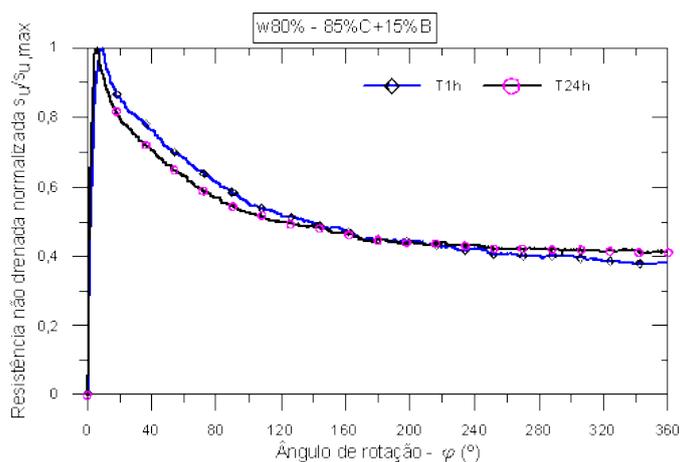


Figura 242 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 80% e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

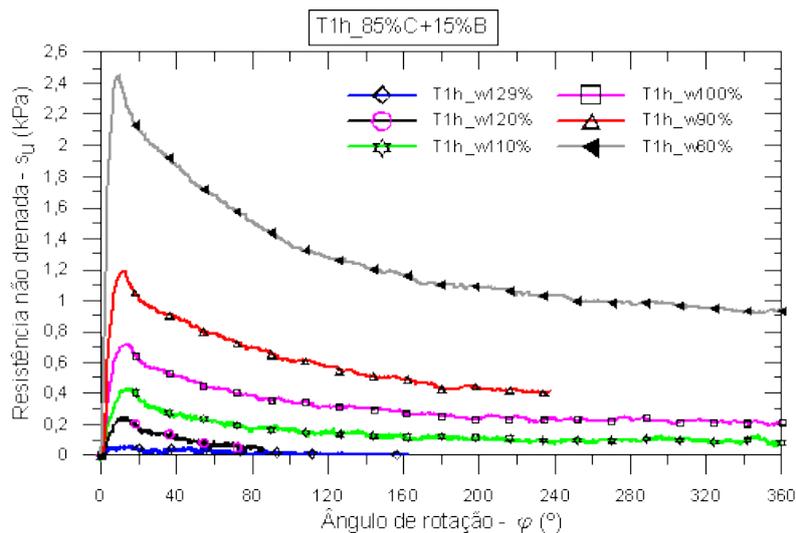


Figura 243 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

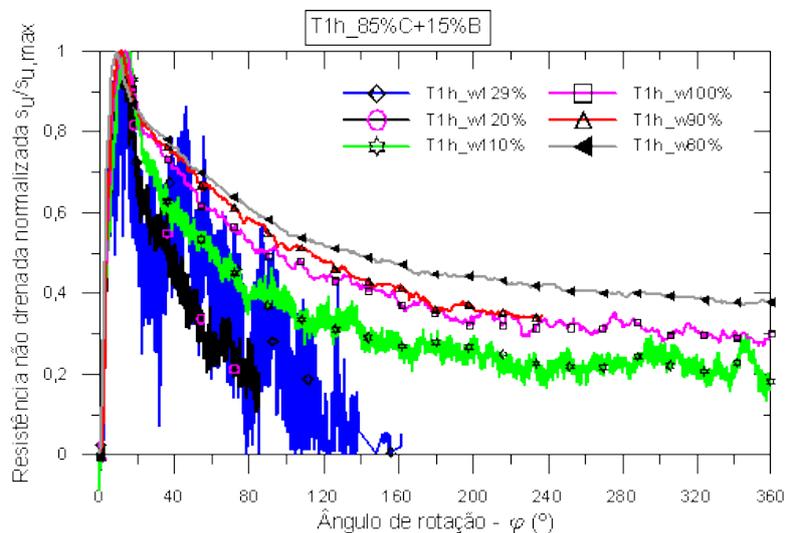


Figura 244 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

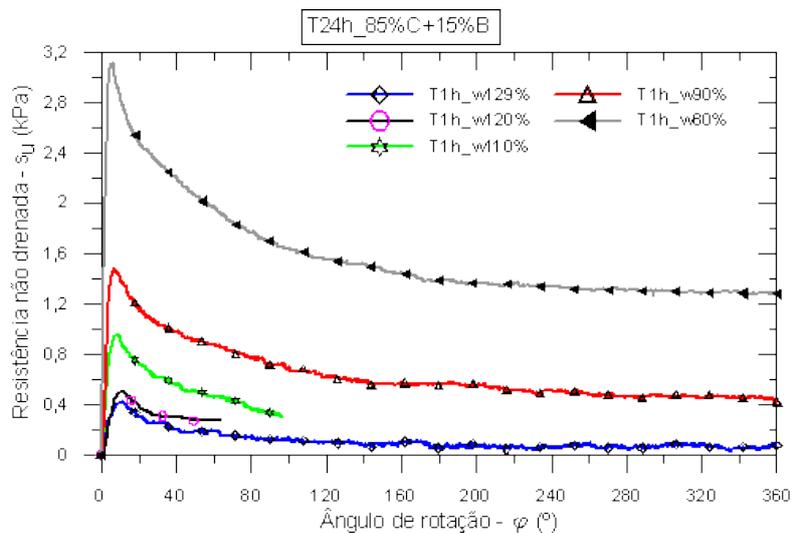


Figura 245 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

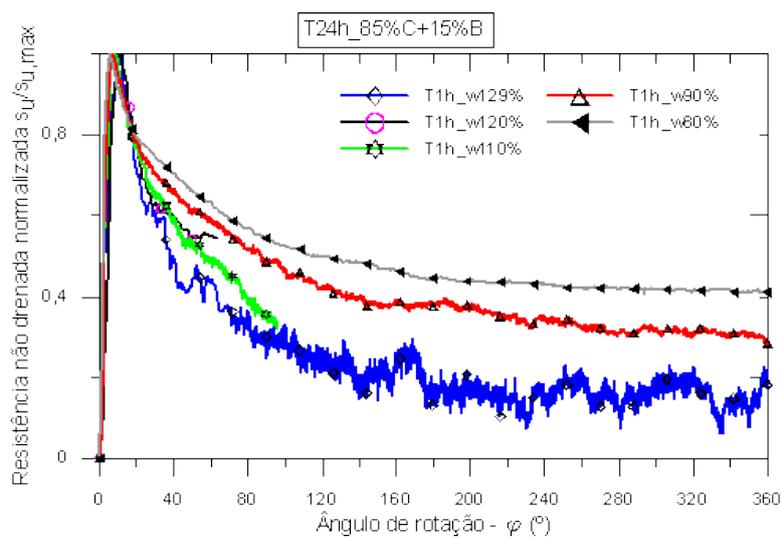


Figura 246 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 15% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

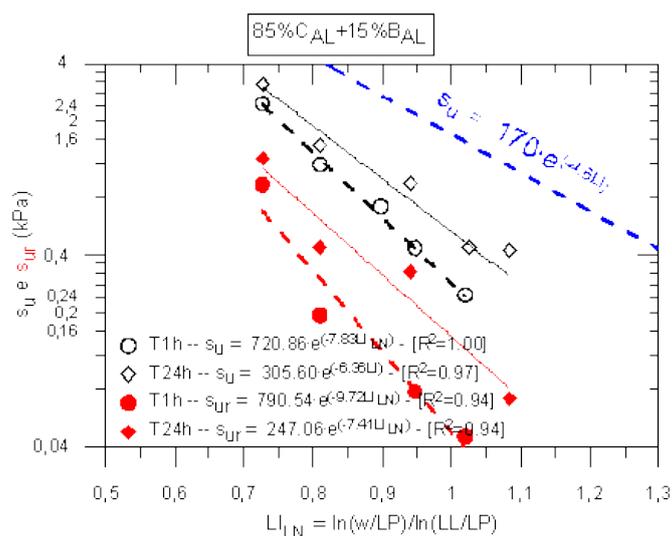


Figura 247 – Relação entre índice de liquidez logarítmico e s_u e s_{ur} – diferentes umidades (solos da Alemanha).

Solos do Brasil

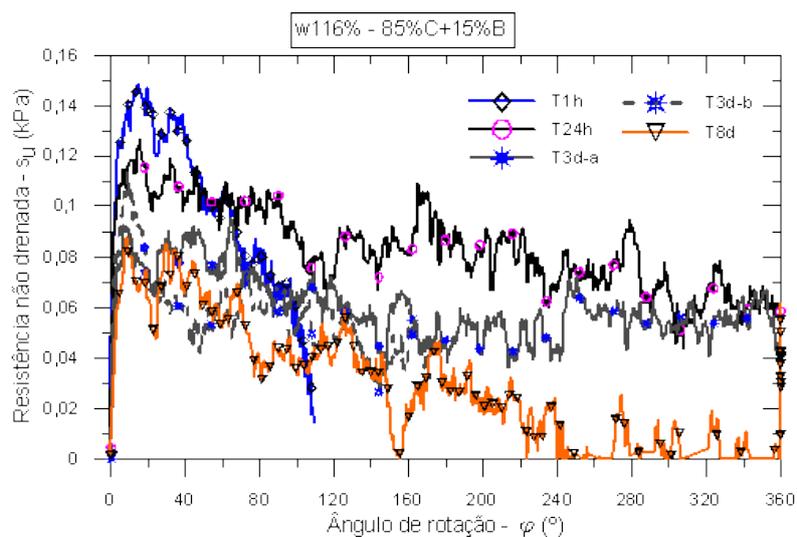


Figura 248 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 116% e 15% do teor de bentonita (solos do Brasil).

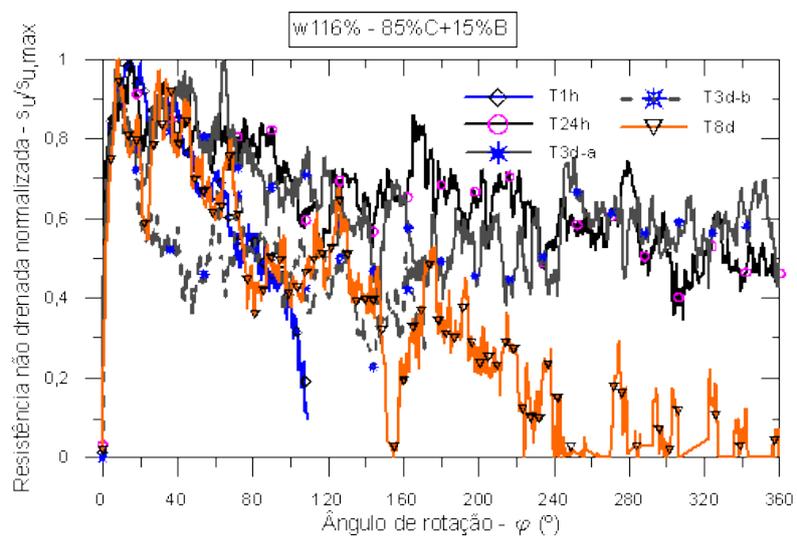


Figura 249 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 116% e 15% do teor de bentonita (solos do Brasil).

Parte C - Análise da influência do mineral do tipo caulinita (caulim)

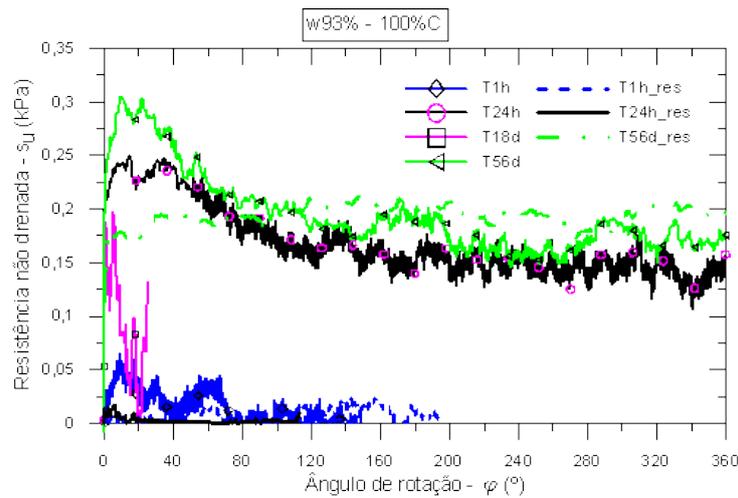


Figura 250 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 93% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

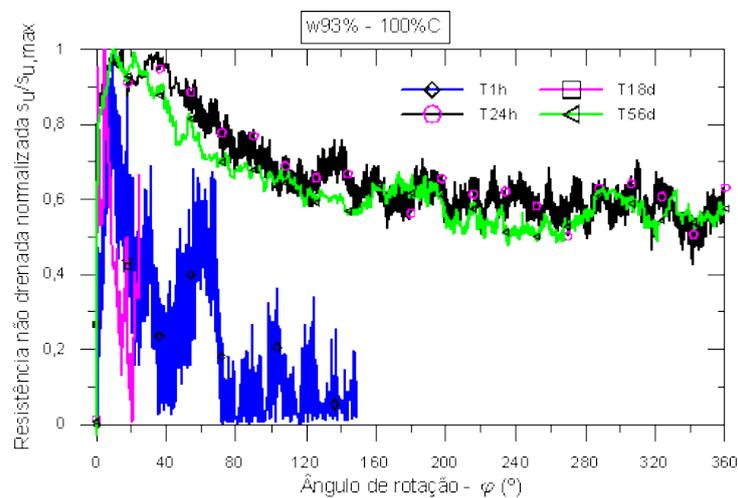


Figura 251 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 93% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

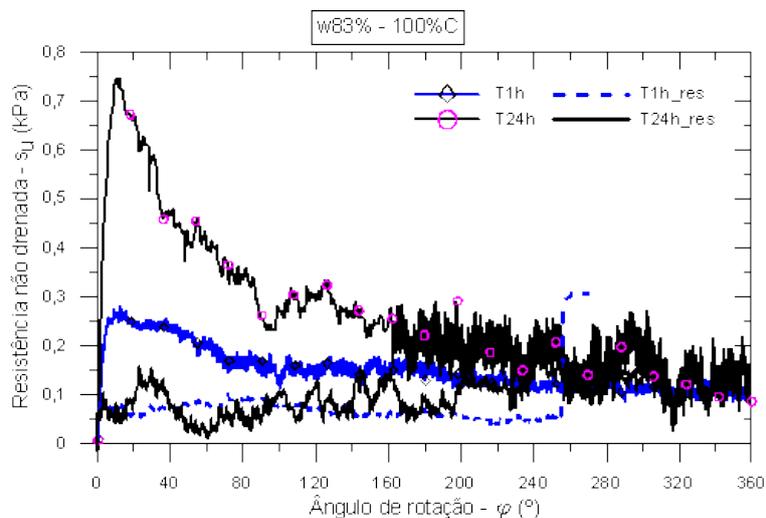


Figura 252 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 83% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

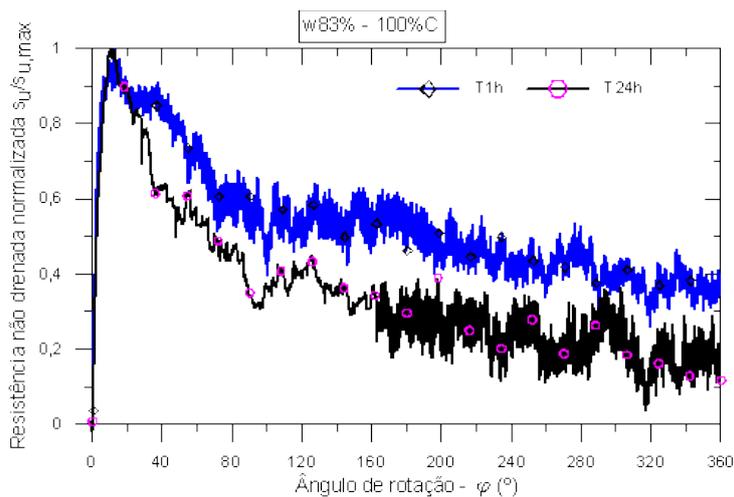


Figura 253 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 83% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

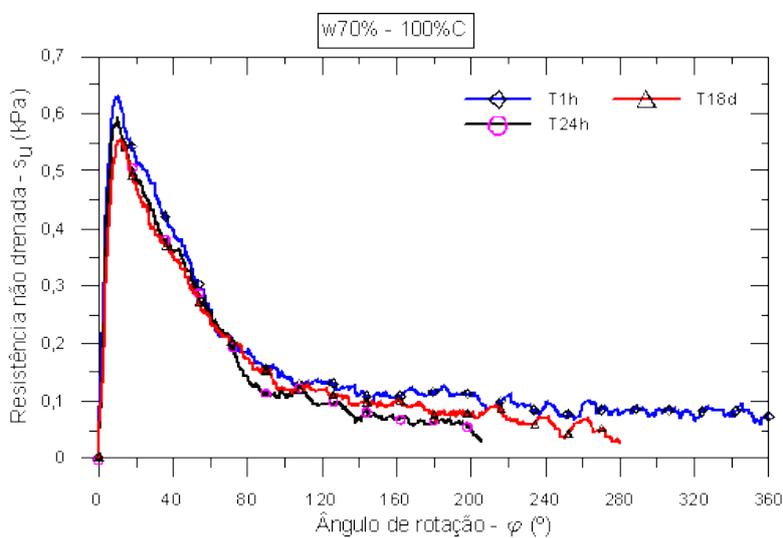


Figura 254 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 70% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

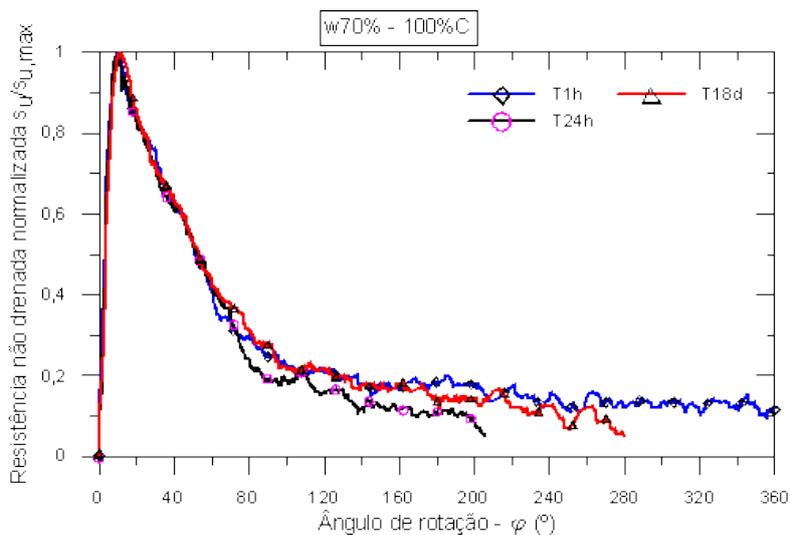


Figura 255 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 70% e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

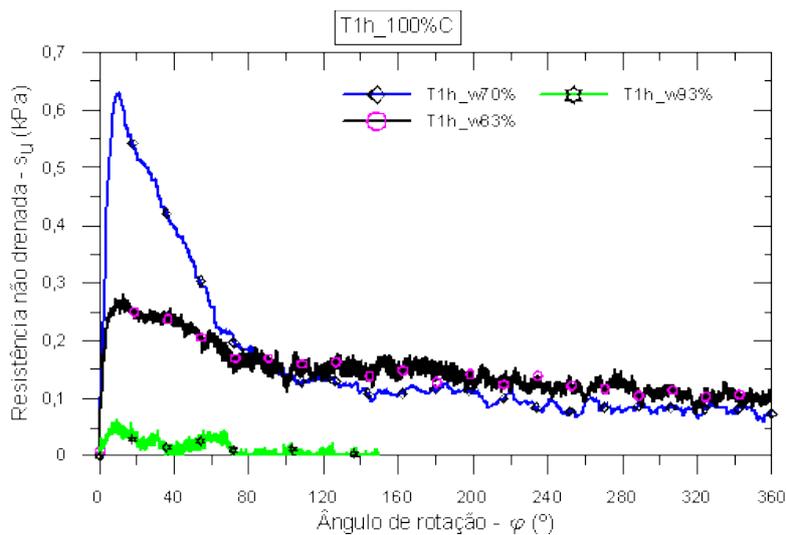


Figura 256 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

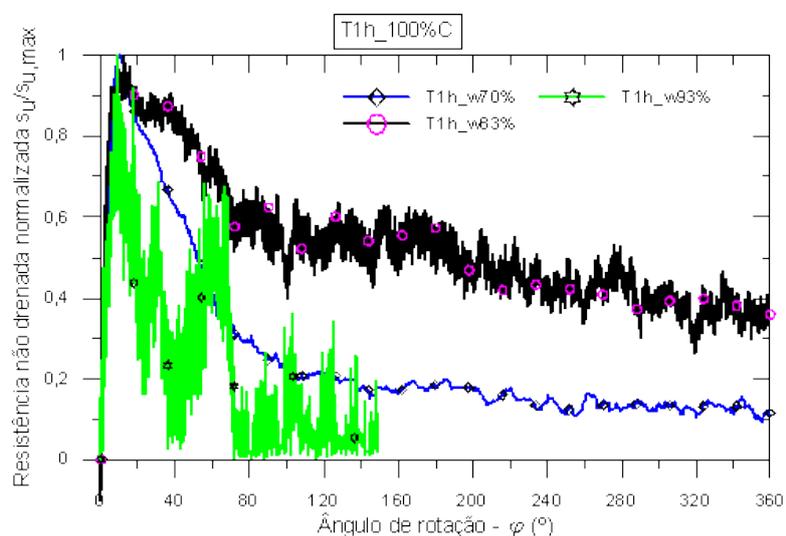


Figura 257 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

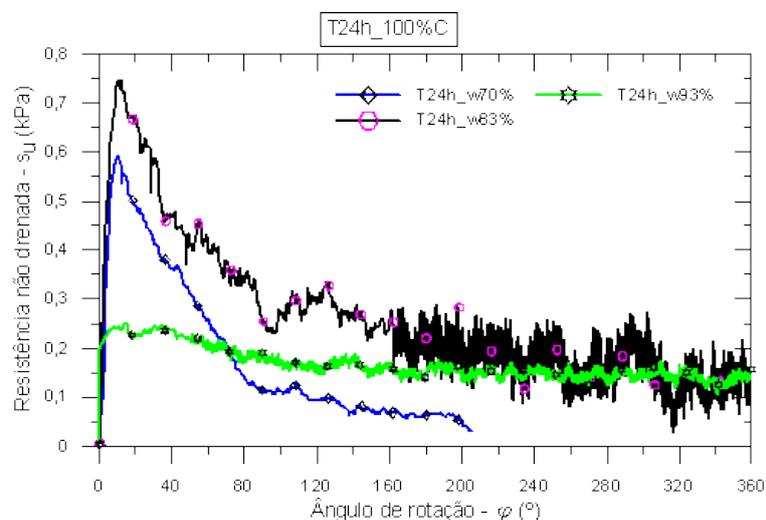


Figura 258 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

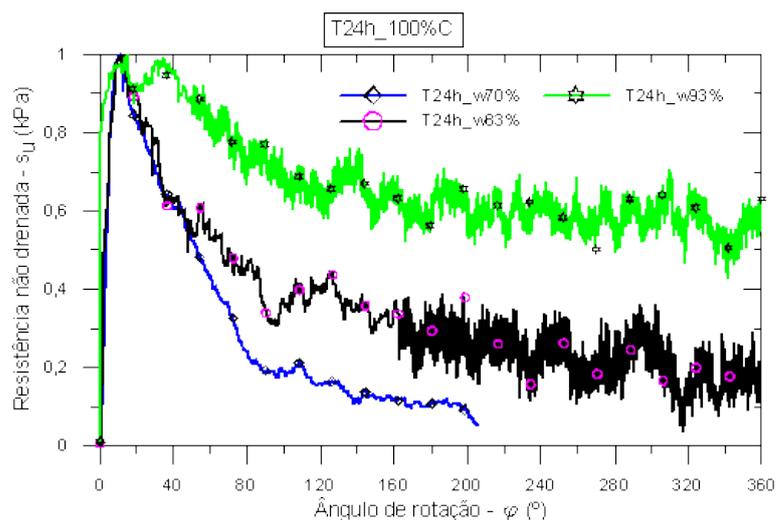


Figura 259 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 100% do teor do caulim (solos da Alemanha).

Solos do Brasil

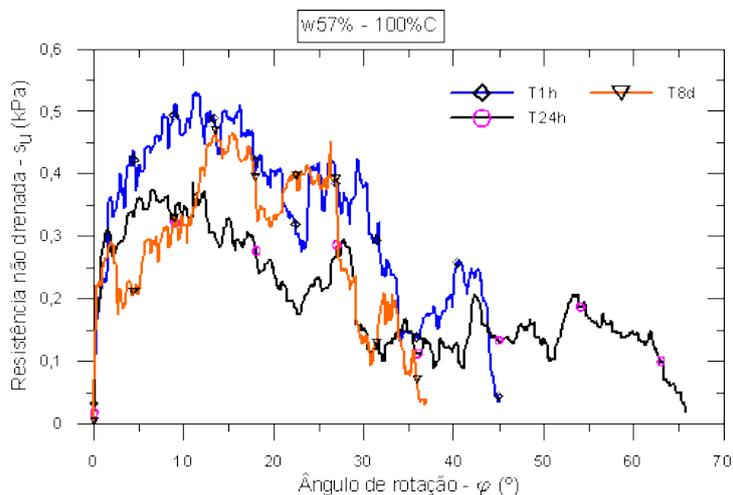


Figura 260 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, teor de umidade de 57% e 100% do teor do caulim (solos do Brasil).

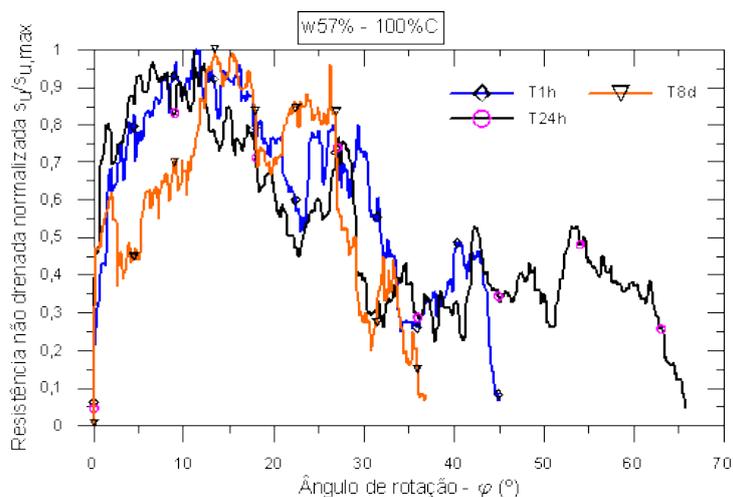


Figura 261 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, teor de umidade de 57% e 100% do teor do caulim (solos do Brasil).

Parte D - Análise da influência do mineral do tipo montmorilonita sódica (bentonita)

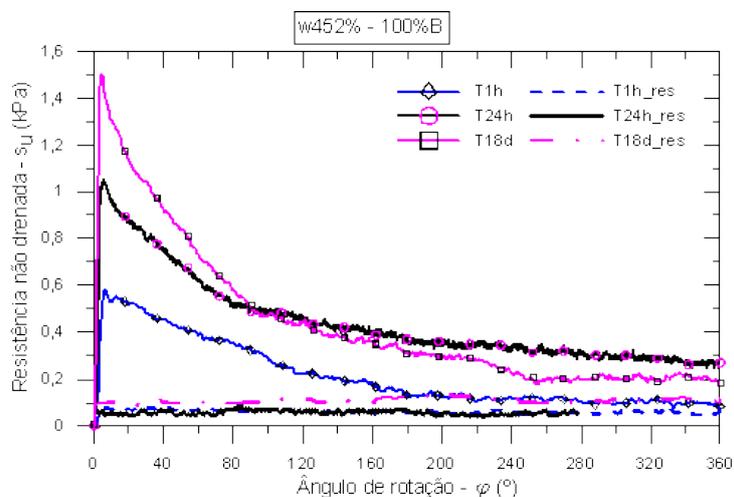


Figura 262 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, unidade de 452% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

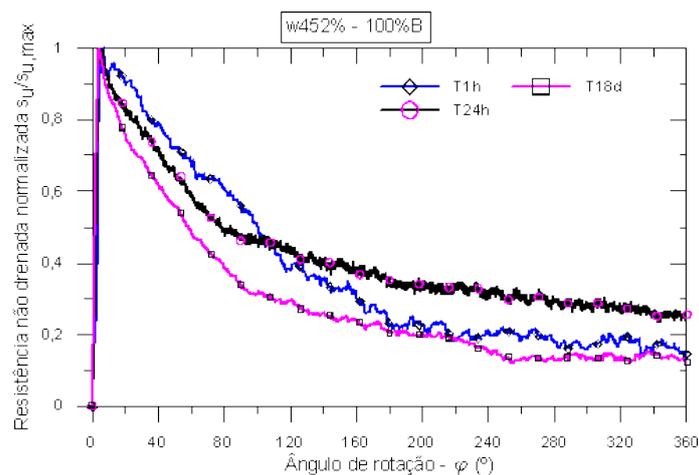


Figura 263 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, unidade de 452% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

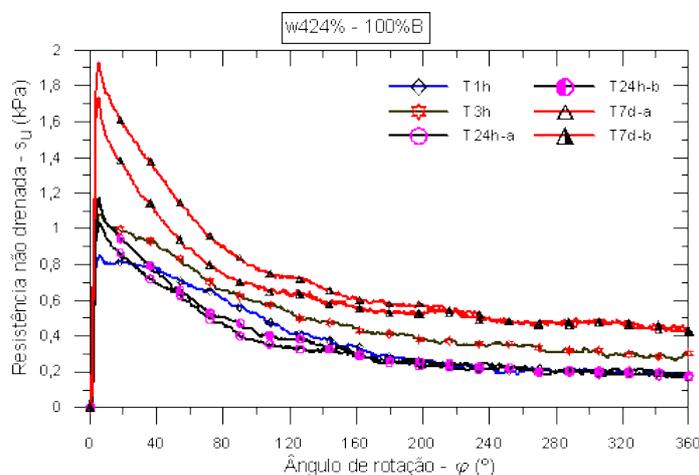


Figura 264 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, unidade de 424% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

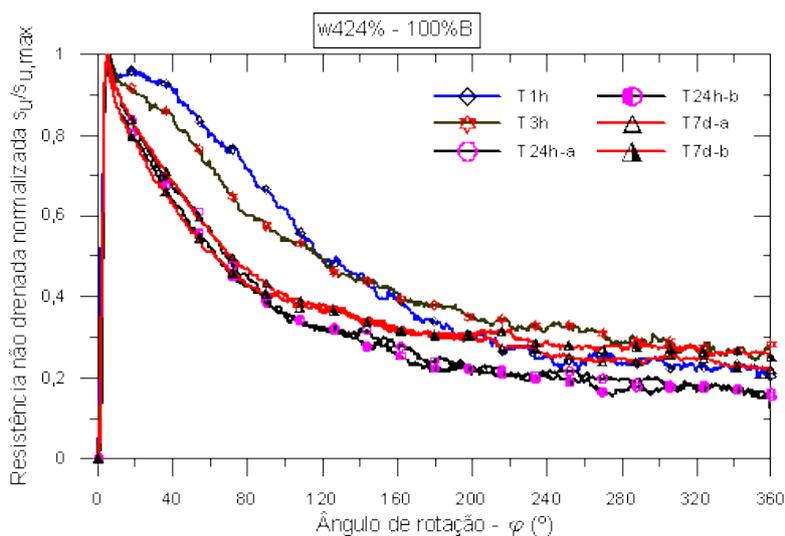


Figura 265 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 424% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

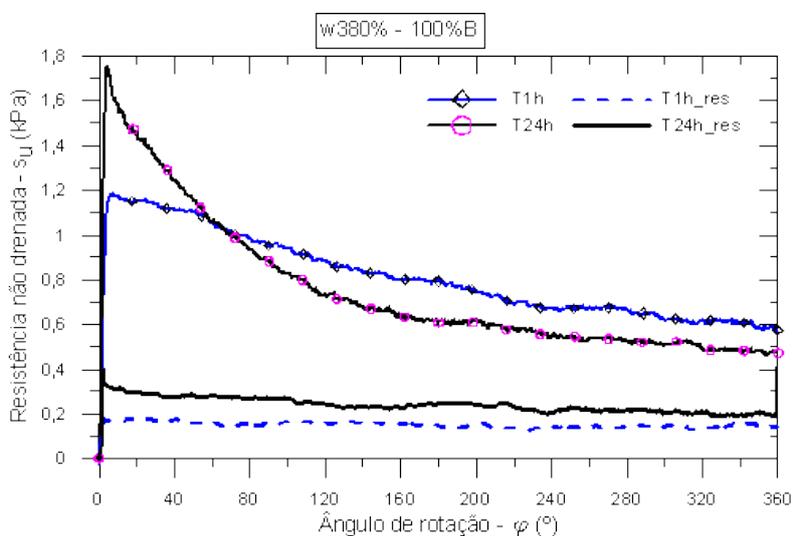


Figura 266 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 380% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

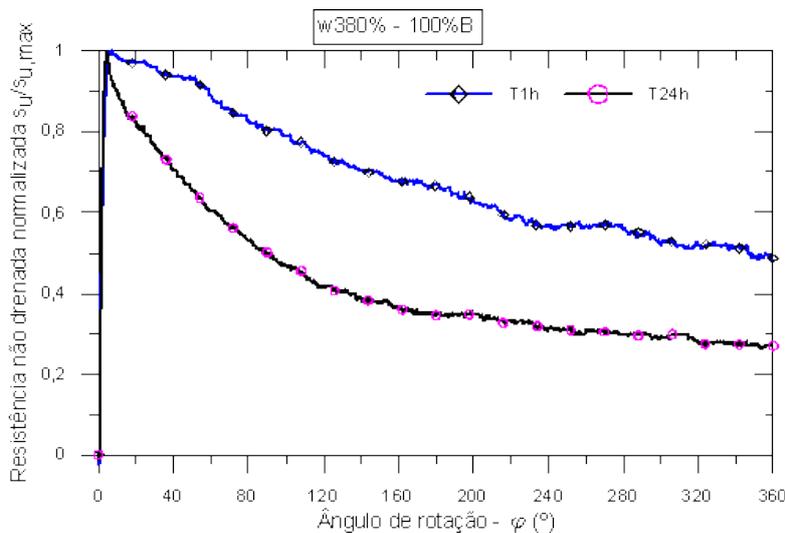


Figura 267 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 380% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

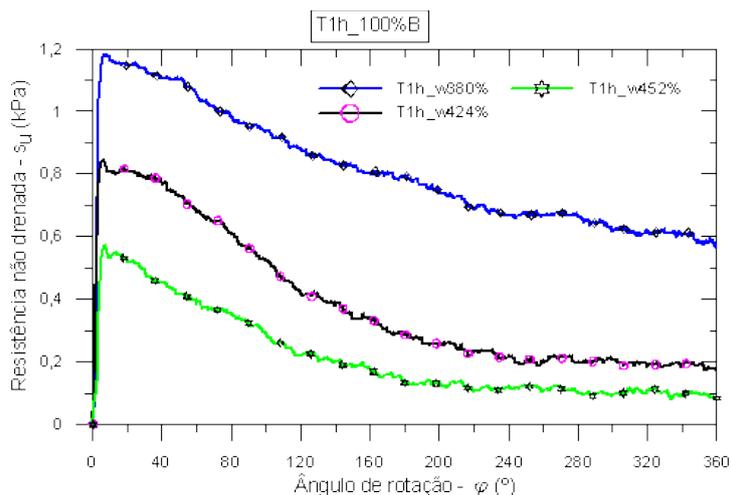


Figura 268 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

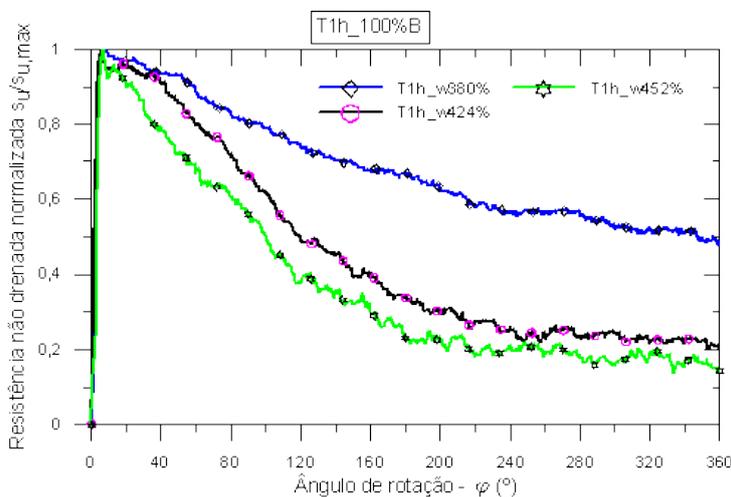


Figura 269 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 1h, diferentes teores de umidade e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

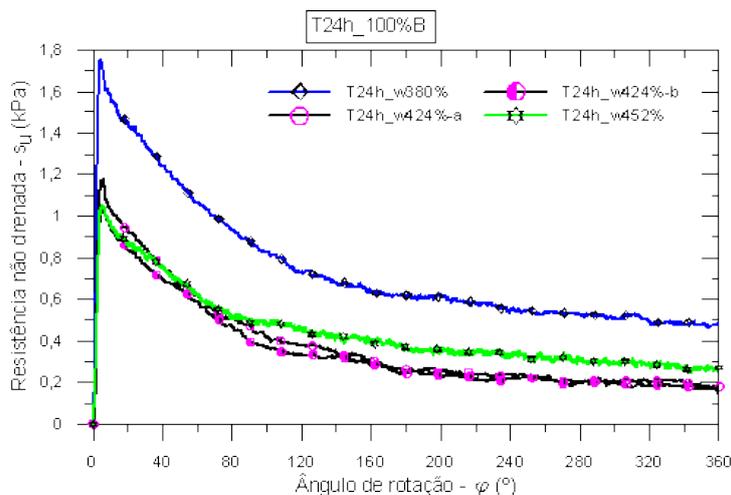


Figura 270 – Curvas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

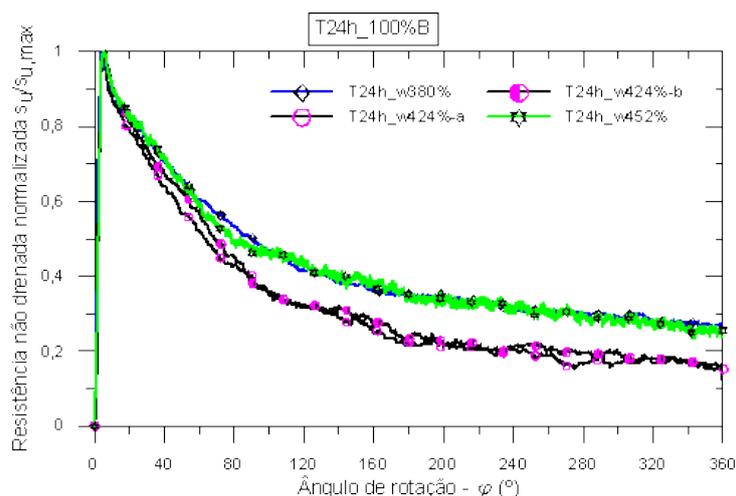


Figura 271 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – tempo tixotrópico de 24h, diferentes teores de umidade e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

Solo do Brasil

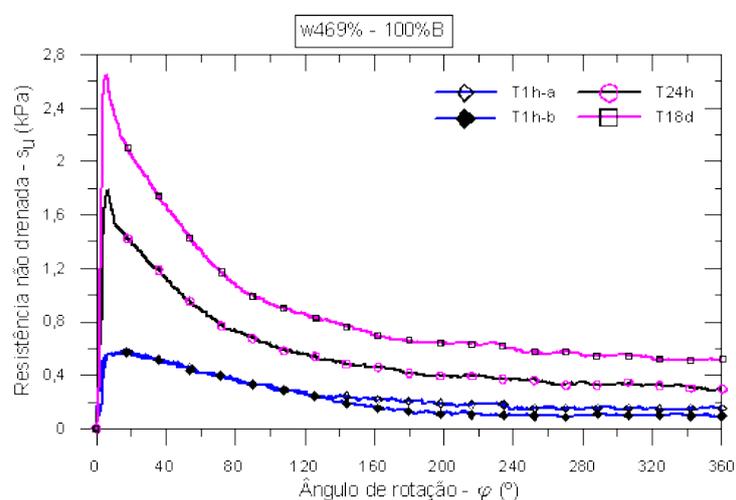


Figura 272 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 469% e 100% do teor de bentonita (solos da Brasil).

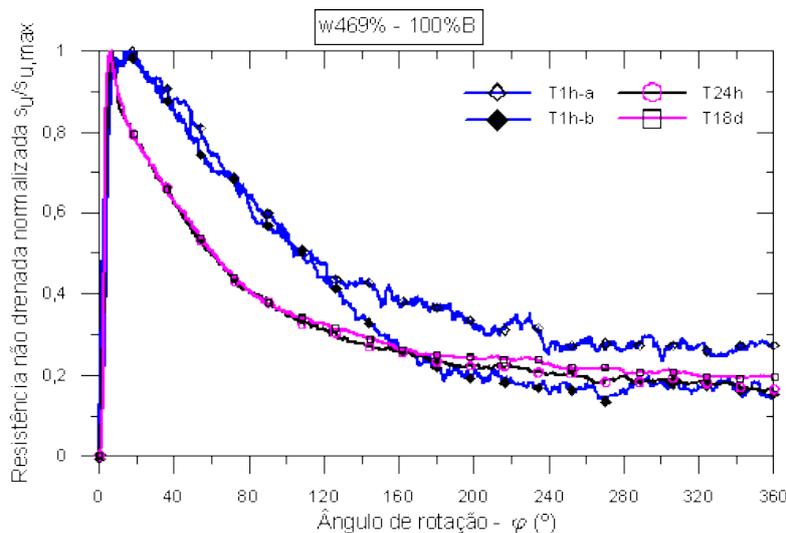


Figura 273 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos tixotrópicos, umidade de 469% e 100% do teor de bentonita (solos da Brasil).

Influência do tempo de hidratação

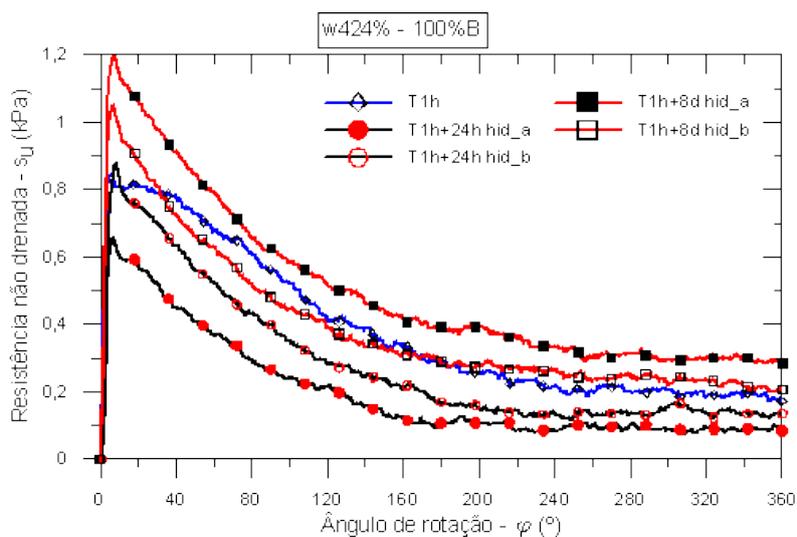


Figura 274 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos de hidratação da bentonita, umidade de 424% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

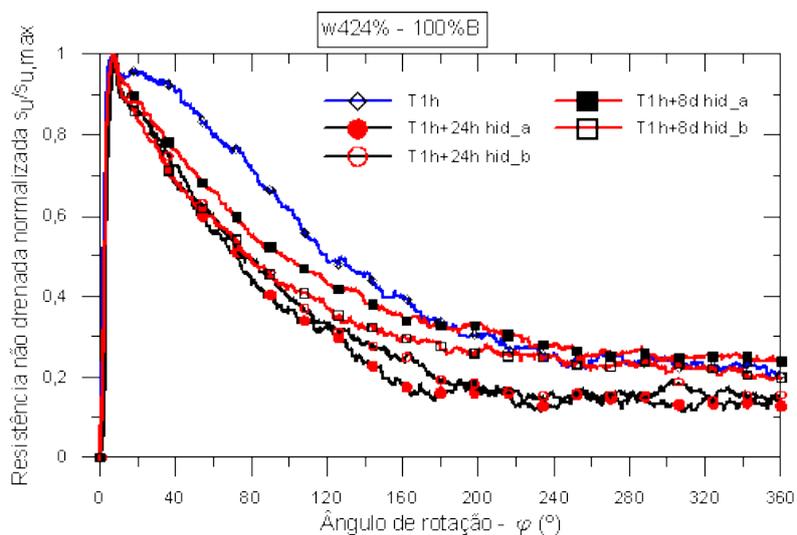


Figura 275 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos de hidratação da bentonita, umidade de 424% e 100% do teor de bentonita (solos da Alemanha).

Solo do Brasil

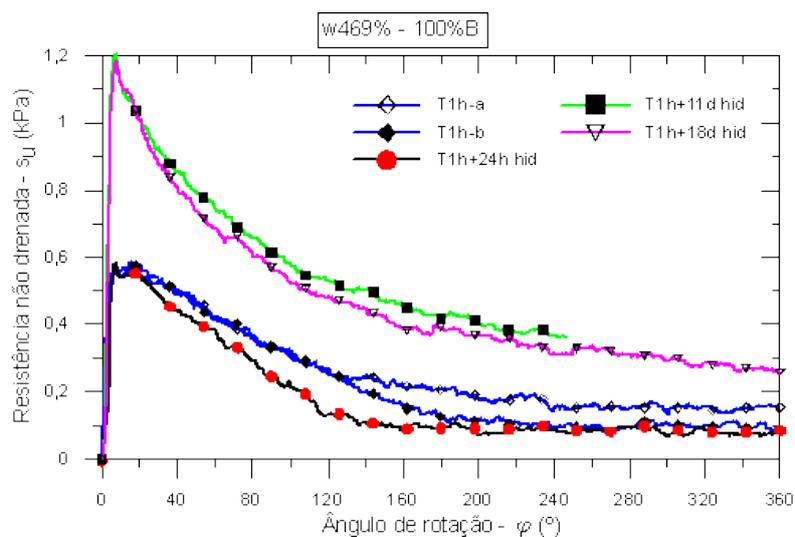


Figura 276 – Curvas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos de hidratação da bentonita, umidade de 469% e 100% do teor de bentonita (solos do Brasil).

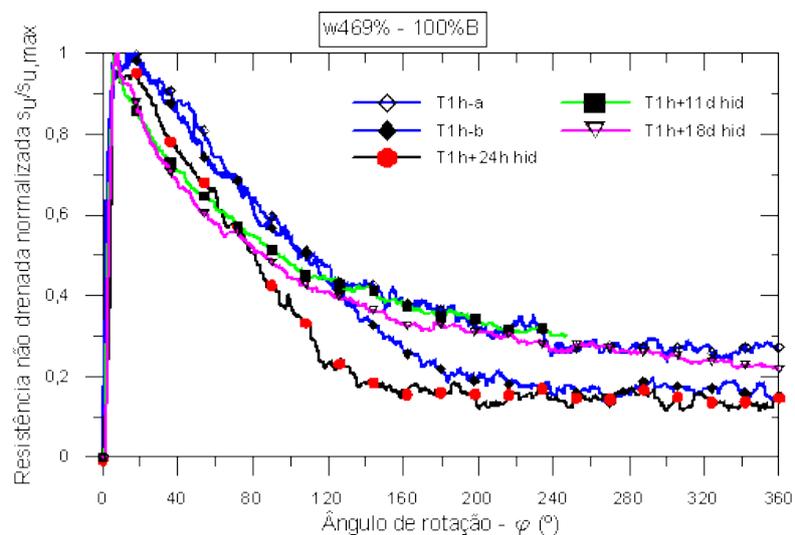


Figura 277 – Curvas normalizadas dos ensaios de mini palheta – diferentes tempos de hidratação da bentonita, umidade de 469% e 100% do teor de bentonita (solos do Brasil).

APÊNDICE F – Ensaio de Arrancamento Longitudinal - Alemanha

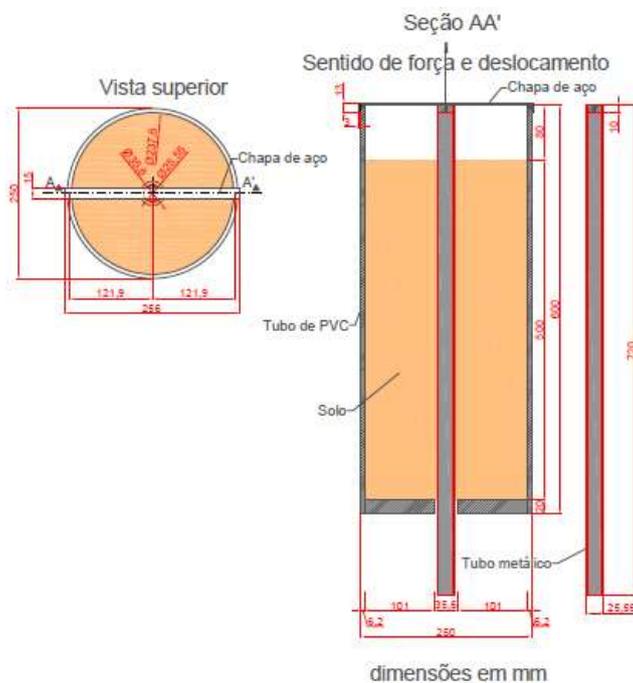


Figura 278 – Dimensões do tubo de PVC e tubo metálico usados no ensaio de arrancamento.

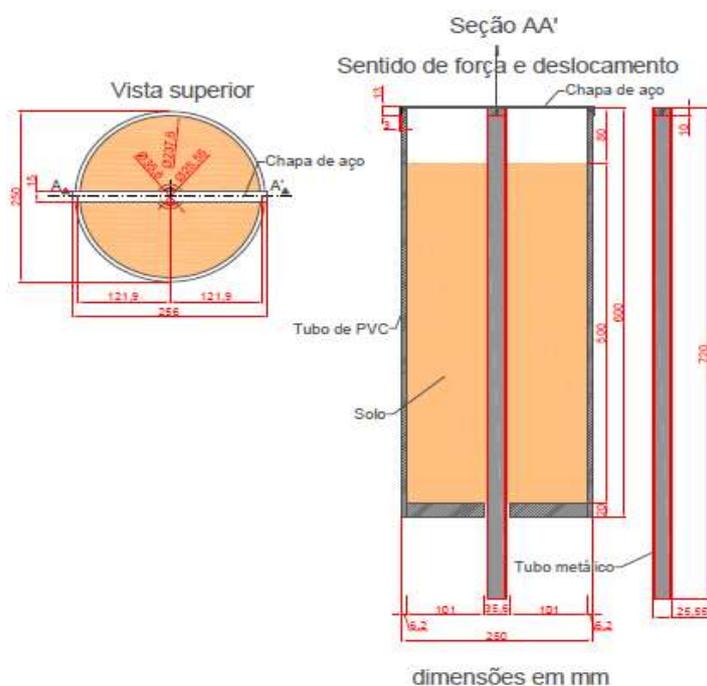


Figura 279 – Layout do aparato experimental.