

**ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA AO  
ARRANCAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS**

**Danielle Pereira Neves**

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro  
Campos dos Goytacazes – RJ  
Novembro, 2012.

# **ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS**

**Danielle Pereira Neves**

"Dissertação apresentada ao Centro de  
Ciência e Tecnologia, da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense, como  
parte das exigências para obtenção de  
título de Mestre em Engenharia Civil".

Orientador: Prof. Rodrigo Martins Reis  
Co-orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr.  
Campos dos Goytacazes – RJ  
Novembro, 2012.

# **ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS**

**Danielle Pereira Neves**

"Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil".

Comissão Examinadora:

---

Prof. Roberto Francisco de Azevedo, (Ph.D., Eng. Civil) - UFV

---

Prof. Pedricto Rocha Filho (Ph. D., Eng. Civil) - PUC - Rio

---

Prof. Sérgio Tibana, D.sc – UENF

---

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr., D.sc - Co-orientador– UENF

---

Prof. Rodrigo Martins Reis, D.sc - Orientador – UENF

*Ao meu marido Wagner e à minha mãe Deusimary*

# AGRADECIMENTOS

# SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS .....	v
Lista de Figuras .....	viii
Lista de Tabelas .....	xii
Lista de Símbolos .....	xiii
RESUMO .....	xiv
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações Iniciais .....	1
1.2 Objetivos .....	3
1.3 Justificativa.....	3
1.4 Estrutura da Dissertação.....	4
CAPÍTULO 2.....	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	5
2.1 Estacas Tubulares .....	5
2.2 Estacas Submetidas à Tração .....	12
2.3 Modelagem Física.....	14
CAPÍTULO 3.....	18
3. ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA.....	18
3.1 Procedimento de Cálculo .....	19
3.1.1 Método do Tronco de Cone.....	19
3.1.2 Método do Cilindro de Atrito.....	21
3.1.3 Braja.....	22
CAPÍTULO 4.....	24
4. METODOLOGIA PROPOSTA .....	24
4.1 Ensaio Propostos .....	24

4.1.1	Ensaio em Laboratório – Cisalhamento Direto .....	24
4.1.2	Ensaio em Centrífuga Geotécnica.....	32
4.2	Modelagem Física .....	33
4.2.1	Ensaio Preliminares.....	33
4.2.1.1	Equipamentos.....	33
4.2.1.2	Instrumentação e Aquisição de Dados .....	35
4.2.1.3	Centrífuga Geotécnica.....	38
4.2.1.4	Preparação dos Ensaio.....	40
4.2.2	Ensaio Definitivos .....	47
4.2.2.1	Apresentação dos Ensaio .....	48
4.3	Análise dos Dados .....	49
4.3.1	Metodologia Equivalente .....	49
4.3.2	Metodologia Rigorosa .....	50
CAPÍTULO 5.....		53
5.	RESULTADOS e análises .....	53
5.1	Ensaio Preliminares .....	53
5.2	Ensaio Definitivos.....	53
5.2.1	Resultados dos Modelos ED1 .....	54
5.2.2	Resultados dos Modelos ED2.....	55
5.2.3	Resultados dos Modelos ED3.....	56
5.2.4	Resultados dos Modelos ED4.....	57
5.2.5	Análises dos Resultados Definitivos.....	58
5.2.5.1	Análises das Envoltórias.....	58
5.2.5.2	Análises dos $k_u$ 's.....	61
5.2.5.3	Mecanismo de Ruptura.....	65
6.	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		69

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Porto de Vuosaari em Helsínquia, Finlândia (Ruukk, 2010).....	2
Figura 2.1 – Tipos de estacas tubulares metálicas: (a) Estaca tubular metálica de ponta fechada; (b) Estacas tubulares metálicas vazadas (Ruukk, 2010). ....	6
Figura 2.2 – Comparação entre as estacas tubular aberta, tubular fechada e perfil H (fonte: Mello, 1979). ....	7
Figura 2.3 – Comparação entre as estacas tubular aberta e perfil H (fonte: Mello, 1979).....	8
Figura 2.4 – Resistências desenvolvidas para: (a) estacas de ponta fechada; (b) estacas vazadas sem a formação do <i>plug</i> ; (c) estacas vazadas na fase de formação do <i>plug</i> ; (d) estacas vazadas com o <i>plug</i> formado (Doherty, Gavin and Gallagher, 2010).....	9
Figura 2.5 – Desenvolvimento do <i>plug</i> durante a cravação (Doherty & Gavin, 2010). ....	10
Figura 2.6 – Penetração do <i>plug</i> versus Penetração da estaca versus geometria e ângulo de atrito na parede interna (Richard et al, 1992). ....	11
Figura 2.7 – Normatização da profundidade do <i>plug</i> para diferentes espessuras de paredes. (Sanjeev, 2007). ....	12
Figura 2.8 – Modelo experimental da estaca. (Al-Mhaidib, A. and Edil, T.,1994). ....	16
Figura 2.9 – Modelo experimental para arrancamento de dutos. (Santiago,2010).....	17
Figura 2.10 – Modelo experimental para estacas de sucção. (Melo,2010). ....	17
Figura 3.1 – Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone. (Bessa,2005).....	19
Figura 3.2 – Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito. (Bessa,2005).....	21
Figura 3.1 – Variação de $k_u$ . (Braja,1986). ....	22
Figura 4.1 – Máquina de cisalhamento direto.....	25
Figura 4.2 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da areia no estado fofo. ....	26



Figura 4.3 - Deslocamento vertical x deslocamento horizontal da areia no estado fofo.....	26
Figura 4.4 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da areia no estado denso. ....	27
Figura 4.5 - Deslocamento vertical x deslocamento horizontal da areia no estado denso.....	27
Figura 4.6 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o contato placa lisa-areia fofo.....	28
Figura 4.7 - Deslocamento vertical x deslocamento horizontal da areia para o contato placa lisa-areia fofo.....	28
Figura 4.8 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o contato placa lisa-areia densa. ....	29
Figura 4.9 - Deslocamento vertical x deslocamento horizontal da areia para o contato placa lisa-areia densa.....	29
Figura 4.10 - Envoltória de ruptura da areia no estado fofo. ....	30
Figura 4.11 - Envoltória de ruptura da areia no estado denso. ....	30
Figura 4.12 - Envoltória de ruptura da areia para o contato placa lisa-areia fofo. ....	31
Figura 4.13 - Envoltória de ruptura da areia para o contato placa lisa-areia densa. ....	31
Figura 4.14 - Caixa de teste cilíndrica de aço: (a) foto real da caixa e (b) esquema com as dimensões.....	33
Figura 4.15 – Estacas utilizadas: (a) diâmetros e (b) comprimento.....	34
Figura 4.16 – Equipamentos utilizados para a cravação.....	35
Figura 4.17 – Atuador hidráulico, transdutor de deslocamento e a viga de apoio utilizados nos ensaios. ....	36
Figura 4.18 – Posição das células de carga utilizadas.....	37
Figura 4.19 – Vista do slip ring, da rittal box e da câmera no braço da centrífuga. ....	37
Figura 4.20 – Imagem do LabVIEW durante um ensaio de arrancamento.....	38
Figura 4.21 – Centrífuga geotécnica da UENF.....	39
Figura 4.22 - (a) Esquema do pluviador; (b) Vista do pluviador. ....	41

Figura 4.23 – Ensaio de calibração do pluviador com a areia do IPT (Santiago, 2010). .....	41
Figura 4.24 – Sistema de cravação montado. ....	42
Figura 4.25 – Processo de cravação: (a) posicionamento das estacas; (b) início da cravação; (c) fase final da cravação; (d) cravação concluída. ....	43
Figura 4.26 – Controle de verticalidade das estacas. ....	44
Figura 4.27 – Sistema de arrancamento. ....	45
Figura 4.28 – Arrancamento: (a) antes; (b) depois. ....	45
Figura 4.29 - (a) Esquema de configuração do ensaio; (b) Vista do ensaio montado. ....	47
Figura 5.1 – Arrancamento areia 23% <i>plug</i> 70% - estaca com 47mm de diâmetro. ....	54
Figura 5.2 - Arrancamento areia 23% <i>plug</i> 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro. ....	55
Figura 5.3 - Arrancamento areia 70% <i>plug</i> 70% - estaca com 47mm de diâmetro. ....	56
Figura 5.4 - Arrancamento areia 70% <i>plug</i> 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro. ....	57
Figura 5.5 - Cargas Líquidas de Pico para os ensaios com areia fofa e o <i>plug</i> denso e envoltórias para os diferentes <i>plugs</i> ensaiados. ....	59
Figura 5.6 - Cargas Líquidas Residuais para os ensaios com areia fofa e o <i>plug</i> denso e envoltórias para os diferentes <i>plugs</i> ensaiados. ....	59
Figura 5.7 - Cargas Líquidas de Pico para os ensaios com areia densa e o <i>plug</i> denso e envoltórias para os diferentes <i>plugs</i> ensaiados. ....	60
Figura 5.8 - Cargas Líquidas Residuais para os ensaios com areia densa e o <i>plug</i> denso e envoltórias para os diferentes <i>plugs</i> ensaiados. ....	60
Figura 5.9 – Comparação entre as envoltórias. ....	61
Figura 5.10 – Carga prevista versus carga experimental para areia densa e <i>plug</i> denso. ....	62
Figura 5.11 – $k_u$ equivalente versus <i>plug</i> para areia densa e <i>plug</i> denso. ....	62
Figura 5.12 – Carga prevista versus carga experimental para areia fofa e <i>plug</i> denso. ....	63
Figura 5.13 – $k_u$ equivalente versus <i>plug</i> para areia fofa e <i>plug</i> denso. ....	63

Figura 5.14 – Carga prevista versus carga experimental para areia densa e <i>plug</i> denso.....	64
Figura 5.15 – $k_{uplug}$ versus <i>plug</i> para areia densa e <i>plug</i> denso.....	64
Figura 5.16 – Carga prevista versus carga experimental para areia fofa e <i>plug</i> denso. ....	65
Figura 5.17 – $k_{uplug}$ versus <i>plug</i> para areia fofa e <i>plug</i> denso.....	65
Figura 5.18 – Mecanismo de ruptura.....	66
Figura 5.19 – Mecanismo de ruptura de cada ensaio. ....	67

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resultados de confiabilidade dos métodos de cálculo (Jardine, 1998).....	13
Tabela 2.2 – Fatores escalas associados à modelagem física em centrífuga (Taylor, 1995).....	15
Tabela 3.1 – Sugestões de valores para $k_u$ (Goel e Patra, N. R. ,2006). ....	23
Tabela 4.1 – Propriedades Físicas da Areia (Santiago, 2010). ....	24
Tabela 4.2 – Ensaio preliminares e definitivos. ....	32
Tabela 4.3 – Características dos motores UNIQORE modelo 4013 ATZ.....	40
Tabela 4.4 – Detalhamento de cada ensaio preliminar. ....	46
Tabela 4.5 – Detalhamento do ensaio definitivo para areia a 23% e <i>plug</i> a 70%. .....	48
Tabela 4.6 – Detalhamento do ensaio definitivo para areia a 70% e <i>plug</i> a 70%. .....	48
Tabela 5.1 – Forças de arrancamento para areia 23% <i>plug</i> 70% - estaca com 47mm de diâmetro. ....	55
Tabela 5.2 – Forças de arrancamento para areia 23% <i>plug</i> 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro. ....	56
Tabela 5.3 – Forças de arrancamento para areia 70% <i>plug</i> 70% - estaca com 47mm de ..... .....	57
Tabela 5.4 – Forças de arrancamento para areia 70% <i>plug</i> 70% - estaca com 34,2mm de ..... .....	58

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $A_s$  - área lateral da estaca
- $D_{10}$  - diâmetro efetivo do solo
- $D_r$  - densidade relativa
- $e_{\min}$  - índice de vazios mínimo
- $e_{\max}$  - índice de vazios máximo
- $f_s$  - atrito médio
- $f_{plug}$  - atrito médio no interior da estaca
- $\phi$  - ângulo de atrito
- $g$  - aceleração gravitacional
- $G$  - densidade real dos grãos
- IFR - razão incremental de enchimento
- $\gamma'$  - peso específico do solo
- $\gamma'_i$  - peso específico do solo no interior da estaca
- $\gamma'_{20g}$  - peso específico do solo multiplicado por N
- $k_u$  - coeficiente de empuxo do solo
- $k_{plug}$  - coeficiente de empuxo do solo no interior da estaca
- $L$  - comprimento da estaca
- $L_m$  - comprimento da estaca modelo
- $L_{plug}$  - comprimento do *plug*
- $N$  - Fator que multiplica a gravidade terrestre para a centrífuga
- $Q_o$  - capacidade de carga máxima ao arrancamento
- $Q_{om}$  - capacidade de carga máxima ao arrancamento do modelo
- $\delta$  - ângulo de atrito do contato solo-estaca
- $\delta_{plug}$  - ângulo de atrito do contato solo-estaca do *plug*
- $Z$  - profundidade embutida no solo

## RESUMO

O uso de estacas tubulares de aço gradativamente se torna mais popular nos últimos anos. Uma das grandes vantagens das estacas tubulares de aço é a alta resistência à tração, tornando-a uma solução para obras portuárias e *off-shore*. O aumento de sua aplicação nestas áreas acarretou na necessidade de melhor conhecimento de seu comportamento quando submetidas a estes carregamentos. Este trabalho visa investigar a influência do *plug* na capacidade de carga de estacas tubulares vazadas quando submetidas ao arrancamento através de procedimentos experimentais. Para isso será desenvolvido um modelo em escala reduzida para ser submetido a ensaios em centrífuga a 20G. Com isso, espera-se obter respostas que contribuam para um melhor entendimento do *plug* em estacas tubulares vazadas.

PALAVRAS-CHAVE: estacas tubulares vazadas, *plug*, resistência ao arrancamento.

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

A necessidade de se construir estruturas com cargas cada vez mais elevadas e em terrenos com condições complexas, seja *on-shore* ou *off-shore*, fez com que avanços tecnológicos ocorressem em projetos de fundações buscando um aumento na capacidade de carga e métodos de construção mais econômicos e eficientes.

Em condições ideais do ponto de vista geotécnico, onde o solo apresenta boa capacidade de suporte, uma alternativa vantajosa é o emprego de fundações rasas. Sendo estas definidas pela NBR 6122 – Projeto de Execução de Fundações (ABNT, 2009) como elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Já as fundações profundas são definidas como elementos de fundação que transmitem carga ao terreno através de sua base, sua superfície lateral ou pela combinação das duas e também caracterizada por apresentar profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e estando estas no mínimo a três metros da superfície do terreno. Sendo empregadas em situações com solo pobre ou quando há necessidade de maior capacidade de carga da fundação.

As estacas são empregadas desde os mais remotos tempos como solução para os desafios nesta área. Para cada situação específica existe um tipo de estaca que melhor atende as necessidades, podendo ser cravadas (pré-moldada de concreto, metálicas) ou escavadas (raiz, hélice, Franki, entre outras).

Atualmente, com a grande demanda por fundações *off-shore* (obras portuárias, torres de transmissão de energia, pontes e plataformas de petróleo) as estacas metálicas, especialmente as tubulares, tem ganhado espaço neste

cenário, uma vez que nestas obras há a necessidade de possuir resistência à tração, já que estas fundações estão sujeitas às ações das marés (Figura 1.1). Existem no mercado estacas tubulares com elevada capacidade de carga, baixa energia de cravação e peso reduzido.



**Figura 1.1– Porto de Vuosaariem Helsínquia, Finlândia (Ruukk, 2010).**

As estacas tubulares podem ser vazadas ou de ponta fechada. As de ponta fechada apresentam comportamento semelhante às estacas convencionais. Já as estacas tubulares vazadas quando são cravadas no solo e ocorre uma obstrução deste no interior da estaca, ou seja, o nível do solo no interior da estaca é inferior ao nível externo, diz-se que houve a formação do *plug*. Que será um dos temas abordados nesta pesquisa.



## 1.2 Objetivos

O objetivo fundamental desta pesquisa é investigar a influência do *plug* na capacidade de carga de estacas tubulares metálicas vazadas quando submetidas ao arrancamento. Serão avaliados diferentes níveis de *plug* em areia densa e fofa, para dois diâmetros de estaca. Para tal fim, os seguintes objetivos serão determinados através da construção de modelos reduzidos para a determinação da capacidade de carga das estacas ao arrancamento em ensaios em centrífuga geotécnica.

## 1.3 Justificativa

As estacas tubulares tem-se tornado cada vez mais populares como alternativas para as fundações. Principalmente as fundações submetidas à tração, como as de estruturas portuárias e *off-shore*, de geradores eólicos e de torres de transmissão. As estacas utilizadas em estruturas portuárias e *off-shore* estão sujeitas às forças de arrancamento significativas devido à ação das ondas. Tal uso mostra a importância de estudos científicos para avaliar o comportamento destas fundações quando submetidas ao arrancamento.

A utilização de centrífuga geotécnica para tal estudo é de fundamental importância, uma vez que ela é capaz de representar estados de tensões reais, apresenta baixo custo e rapidez na obtenção de resultados quando comparados com provas de cargas reais. Outra vantagem se refere à baixa complexidade na realização dos ensaios, já que provas de carga ao arrancamento em estruturas *off-shore* apresentam grandes obstáculos.

Estudos anteriores revelaram que o *plug* de estacas tubulares vazadas em solos argilosos, quando submetidos à compressão, apresenta pouca diferença quando comparada com uma estaca tubular fechada, já que a influência do *plug* na capacidade de carga é praticamente igual à resistência de ponta de uma estaca fechada (DOHERTY, GAVIN e GALLAGHER, 2010). Para investigar as vantagens das estacas tubulares vazadas na capacidade de carga ao arrancamento em solos arenosos foi desenvolvida esta dissertação de mestrado.

## 1.4 Estrutura da Dissertação

A dissertação está dividida em seis capítulos cuja descrição encontra-se abaixo.

No capítulo 1 é apresentada de forma geral a evolução do uso das estacas, a justificativa da pesquisa, o objetivo e a estrutura da dissertação.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica contendo pesquisas já realizadas em estacas vazadas com a presença do *plug e estacas submetidas á tração*.

O capítulo 3 apresenta alguns métodos de calculo para estacas solicitadas à tração.

No capítulo 4 é descrito o programa de ensaios, onde os materiais, equipamentos e a metodologia são apresentados.

O capítulo 5 apresenta os resultados e suas análises, além da comparação dos resultados encontrados.

O capítulo 6 se reserva a conclusões e sugestões para futuras pesquisas neste tema.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas ao longo da pesquisa e os anexos.

### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item serão abordados aspectos importantes sobre a utilização de estacas como solução para projetos de fundação de estruturas *on-shore* e *off-shore*, principalmente associados à estaca tubular, que é o principal objeto de estudo desta pesquisa. Esta abordagem visa introduzir definições sobre o tema ressaltando as vantagens da sua utilização. Além disso, uma síntese sobre modelagem física será apresentada.

#### 2.1 Estacas Tubulares

O crescimento das obras portuárias e *off-shore*, torres de transmissão e de geradores eólicos tem contribuído significativamente para o aumento do uso de estacas tubulares metálicas uma vez que estas possuem inúmeras vantagens para estes tipos de aplicação.

As estacas tubulares são elementos estruturais de grande capacidade portante, quando comparadas com outras estacas de deslocamento, e suas pontas podem ser engastadas, com sucesso, em camadas de solo de elevada capacidade de carga. Elas podem ser produzidas em grandes diâmetros e com diferentes espessuras de parede para atingir a resistência especificada em projeto. Além disso, grandes profundidades podem ser atingidas pela emenda de tubos, por solda, formando juntas tão resistentes quanto outras seções da estaca (Mello,1979).

Outra vantagem é que apresenta, para mesma seção transversal, maior momento de inércia e, portanto maior rigidez à flexão, torção e flambagem (durante a cravação), sendo este momento de inércia igual em todas as direções. Tais características reforçam a indicação deste tipo de estaca para locais em que os carregamentos horizontais variam em direção e sentido, como efeitos sísmicos e efeitos de marés.

Existem dois tipos de estacas tubulares: as vazadas e as de ponta fechada (Figura 2.1 (a) e (b)). As vazadas são de cravação mais rápida e com

energia de cravação de 60% do equivalente para cravar uma estaca de ponta fechada. Possuem maior área disponível para o desenvolvimento de atrito lateral (perímetros externos e internos).



(a)

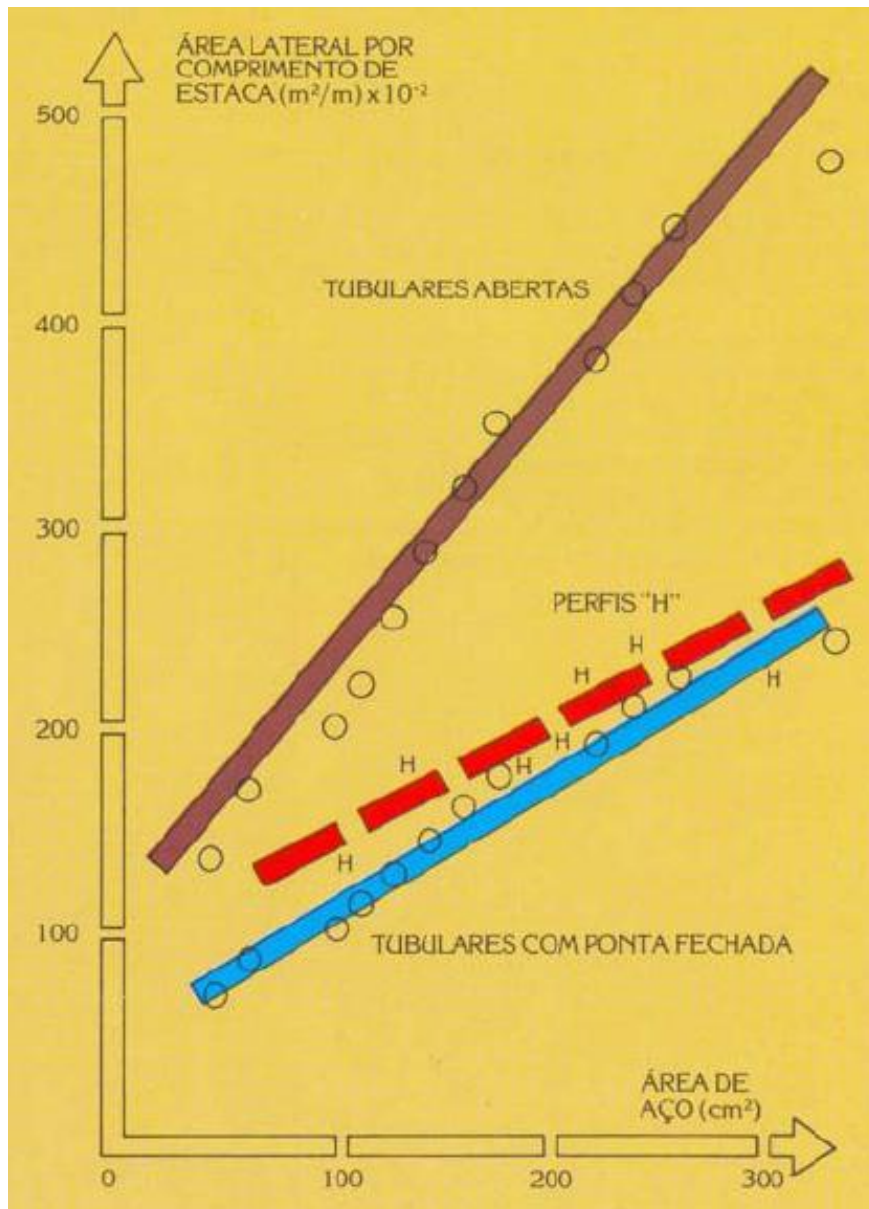


(b)

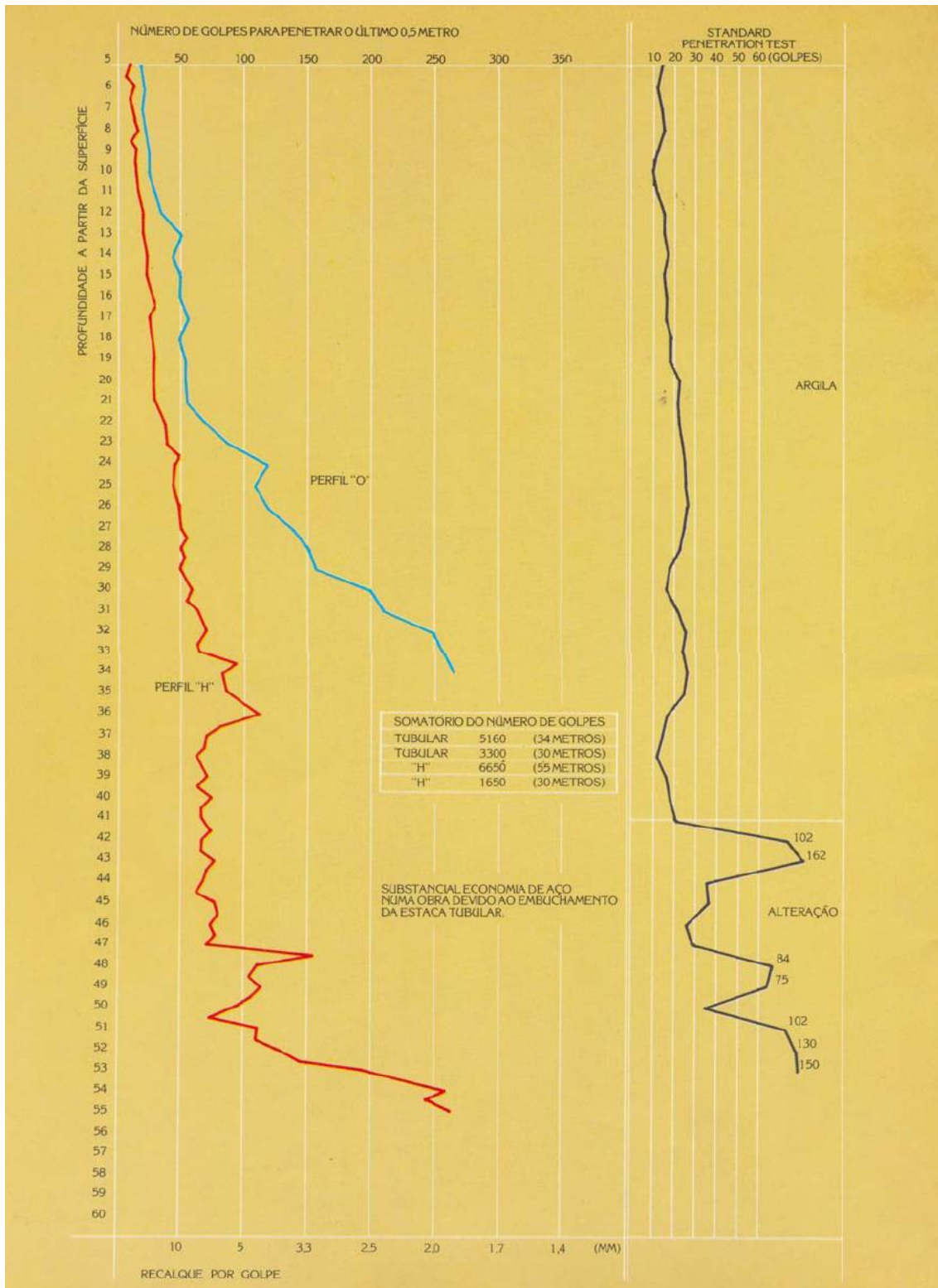
**Figura 2.1– Tipos de estacas tubulares metálicas: (a) Estaca tubular metálica de ponta fechada; (b) Estacastubulares metálicas vazadas (Ruukk, 2010).**

As estacas de ponta fechada são recomendadas quando se tem a intenção de preencher o interior com concreto, a fim de aproveitar a contribuição de aço e a de concreto. Outra opção para o uso deste tipo de estaca tubular é quando há presença de maciços muito resistentes e a utilização de uma ponteira facilita a cravação.

MELLO (1979) comparou as estacas tubulares abertas e fechadas com a estaca perfil H (comumente utilizada), mostrando que para a mesma seção transversal, as estacas tubulares abertas possuem maior área lateral (Figura 2.2). Também observou que para o mesmo comprimento cravado e para a mesma nega de cravação, as estacas tubulares abertas possuem maior carga de trabalho que as estacas perfil H, como pode ser observado na Figura 2.3.



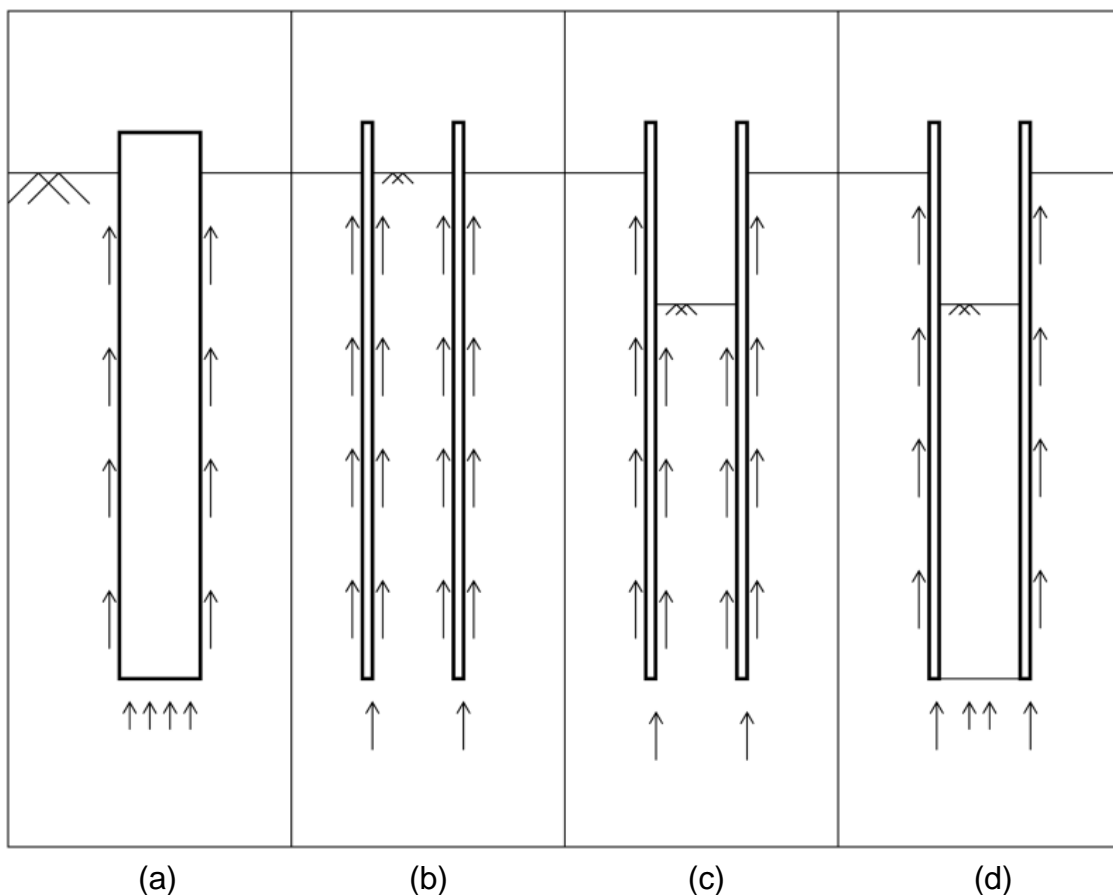
**Figura 2.2– Comparação entre as estacas tubular aberta, tubular fechada e perfil H (fonte: Mello, 1979).**



**Figura 2.3– Comparação entre as estacas tubular aberta e perfil H (fonte: Mello, 1979).**

As estacas tubulares vazadas podem (ou não) desenvolver a formação do *plug*, que é uma obstrução da passagem do solo no interior da estaca durante a cravação.

Durante a fase inicial de cravação das estacas tubulares vazadas, o solo preenche o interior da estaca a uma taxa igual à penetração desta no solo. Quando o comprimento do solo no interior da estaca é aproximadamente igual à profundidade de penetração, não ocorre a formação do *plug*. À medida que a cravação continua, o solo adicional que entra na estaca pode desenvolver resistência ao atrito da parede interna da estaca suficientemente capaz de obstruir a passagem de mais solo. Sendo assim, o comprimento do solo no interior da estaca é menor do que a profundidade de penetração, e a estaca torna-se “plugada”. A Figura 2.4 mostra as resistências desenvolvidas durante a cravação de estaca de ponta fechada, vazadas com e sem a formação do *plug*.



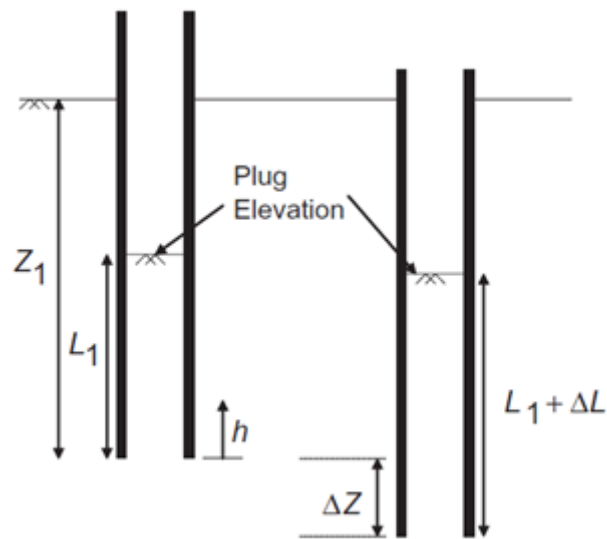
**Figura 2.4– Resistências desenvolvidas para: (a) estacas de ponta fechada; (b) estacas vazadas sem a formação do plug; (c) estacas vazadas na fase de formação do plug; (d) estacas vazadas com o plug formado (Doherty, Gavin and Gallagher, 2010).**

O grau de obstrução no interior da estaca é geralmente quantificado através da razão incremental de enchimento (IFR), que é definida como a

variação de altura do *plug* (L) com respeito a uma mudança em termos de penetração (Z), conforme ilustrado pela Figura 2.5(Doherty & Gavin, 2010).

$$IFR = \frac{\Delta L}{\Delta Z} \quad (2.1)$$

onde  $\Delta L$  é a variação na altura do *plug* do solo ao longo de uma variação de penetração  $\Delta Z$ .



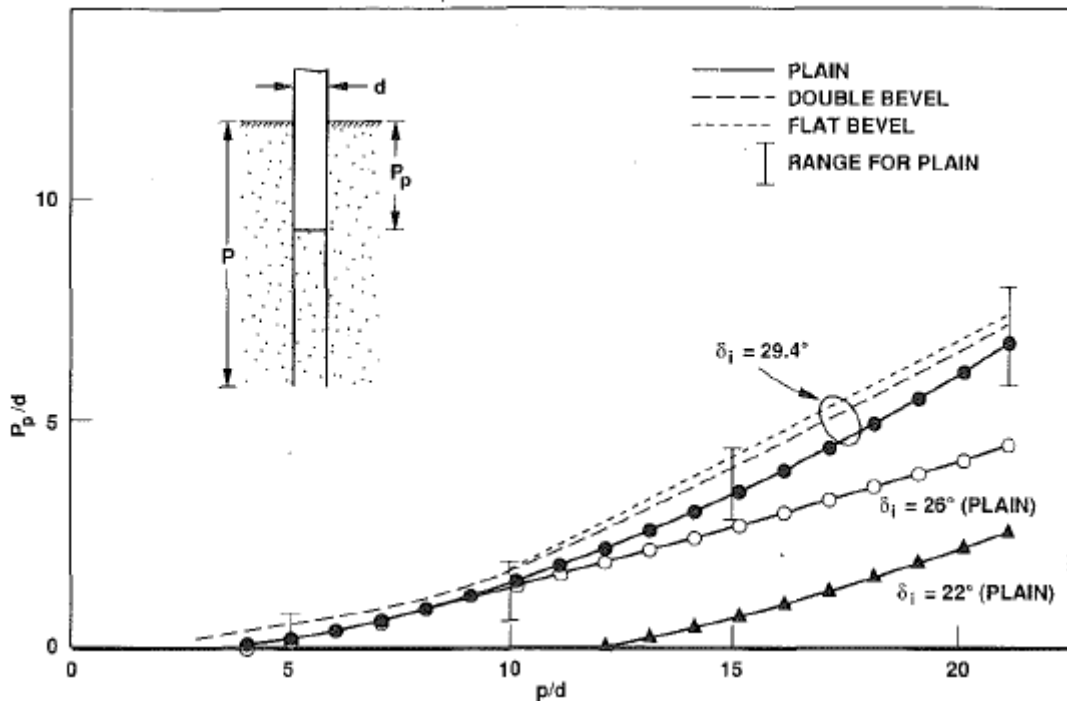
**Figura 2.5– Desenvolvimento do plug durante a cravação (Doherty & Gavin, 2010).**

O IFR é igual a um na fase inicial de cravação, quando a altura do solo no interior da estaca é igual à profundidade de cravação. Quando ocorre a formação completa do *plug*, o IFR é igual a zero. A maioria das estacas tubulares é cravada em uma situação intermediária, isto é, a razão incremental de enchimento está entre zero e um.

Muitos estudos vêm sendo feitos sobre estacas vazadas, buscando entender a influência do *plug*. Al-Mhaidib e Edil (1995) estudaram o efeito da ponta da estaca na capacidade à tração em areia variando os métodos de instalação da estaca, o tipo de ponta (aberta ou fechada) e a densidade (fofa e densa), encontrando como resposta uma maior influência da densidade na resistência e a dependência do método de cravação para a formação do *plug*.

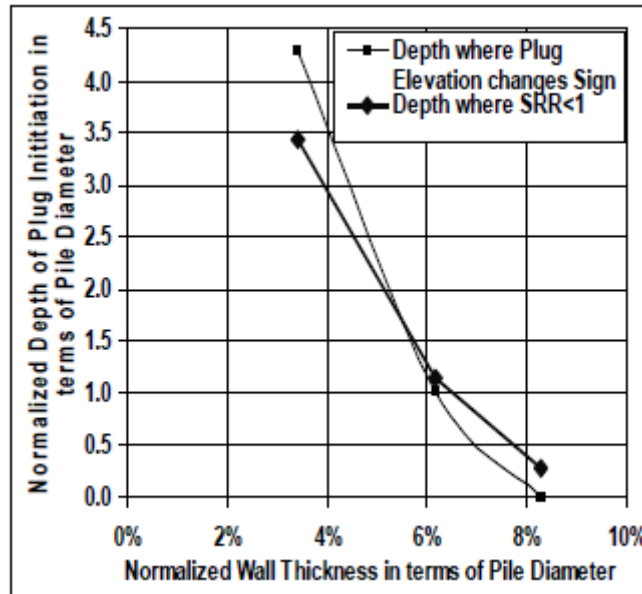


Richard *et al.* (1992) observaram que a taxa de deslizamento do *plug* durante a cravação era aproximadamente iguais para geometrias diferentes e que o fato do *plug* se deslocar durante a cravação não é uma indicação que a estaca não permanecerá “plugada” durante carregamentos estáticos (Figura 2.6).



**Figura 2.6 – Penetração do plug versus Penetração da estaca versus geometria e ângulo de atrito na parede interna (Richard et al, 1992).**

Randolph(1992) mostrou a resposta do *plug* em condições estáticas através de um estudo experimental e numérico combinado da resposta de *plugs* do solo em estacastubulares vazadas. Sanjeev(2007) testou estacas vazadas com diferentes espessuras de parede e uma com ponta fechada para efeito de comparação. Os seus resultados indicaram que as estacas com paredes mais espessas requeriam uma menor penetração de desenvolver o *plug*.



**Figura 2.7 – Normalização da profundidade do plug para diferentes espessuras de paredes.(Sanjeev, 2007).**

SOO *et al.*(1980) analisaram a influência do *plug* em argila mole e observaram que a resistência atingida com o *plug* é aproximadamente igual à resistência de ponta de uma estaca fechada. Resultado também encontrado por Doherty, Gavin e Gallagher (2010).

## 2.2 Estacas Submetidas à Tração

As estacas submetidas à tração tem ganhado, cada vez mais, espaçosa área de fundações, principalmente, em obras *off-shore*, portuárias, de torres de transmissão de energia, pontes e plataformas de petróleo, uma vez que nestas obras as fundações estão sujeitas às ações das marés e vento.

A iteração das parcelas do peso próprio da estaca e a resistência lateral gerada ao longo do fuste da estaca, que atuam no sentido contrário ao carregamento de tração, são responsáveis por resistir a tal solicitação.

Amobilização da resistência lateral se dá pela iteração da deformabilidade do solo e da própria estaca. Tal resistência se desenvolve para deformações pequenas, alguns pesquisadores procuram associar tais deformações em função do diâmetro da estaca da ordem de 0,5 a 0,2% do diâmetro da estaca

em argilas e de 1 a 3% em solos granulares, para mobilização de atrito lateral. Uma outra proposta admite que o valor de pico da resistência solo-estrutura é atingido com movimentos relativos de alguns poucos milímetros: da ordem de 10mm (Bessa, 2005).

É comumente aplicado entre projetistas de fundações a utilização de métodos empíricos e semi-empíricos desenvolvidos para estacas submetidas a esforços axiais de compressão, adotando-se a hipótese de que a resistência a tração de uma estaca corresponderia a uma porcentagem da resistência lateral de uma mesma estaca submetida a compressão. Paschoalin(2008) informa que o valor de 70% é muito utilizado por projetistas, porém não é um comum a todos. Quando uma estaca é comprimida, as tensões cisalhantes transmitidas ao solo pela estaca devem aumentar as tensões verticais do solo junto à estaca, aumentando assim a tensão horizontal que o solo exerce na lateral da estaca. Já para uma estaca tracionada ocorre o oposto, uma vez que as tensões cisalhantes impostas pela estaca ao solo devem diminuir as tensões verticais efetivas do solo em torno da estaca. Sendo assim, a resistência lateral a compressão é maior que a resistência lateral a tração.

Jardine *et al.* (1998) realizaram provas de carga de arrancamento em estacas tubulares vazadas cravadas no mar do Norte a fim de avaliar a confiabilidade de métodos de cálculo de resistência estendendo a pesquisa tanto para o trabalho teórico quanto para estudos de campo. Este trabalho apresentou métodos de previsão de carga, estatisticamente, mais confiáveis, conforme tabela XX.

**Tabela 2.1– Resultados de confiabilidade dos métodos de cálculo (Jardine, 1998).**

Method (1)	$Q_c$ , calculated tension capacity, MN (2)	$Q_c/Q_m$ (3)
Imperial College-methods using ( $R^*$ )	4.96	1.05
API RP2A (1993)	4.42	0.94
API–North Sea practice, Hobbs (1992)	3.36	0.71
Toolan et al. (1990)	2.02	0.43
Randolph et al. (1994)	8.01	1.70
Field test	4.71*	1.00

\*Measured value.

Estudos de arrancamento de estacas tubulares vazadas também foram realizados por YongkyuChoi (2002). Nesta pesquisa o solo no interior da estaca era substituído por concreto e a deformação da estaca durante o arrancamento era analisada.

### **2.3 Modelagem Física**

“Se dois processos físicos são semelhantes, é possível prever o comportamento de um deles quando o outro é conhecido” (Keuper, 2006). Estudos experimentais por meio de modelos possuem dois processos físicos: o protótipo e o modelo.

O protótipo é um objeto ou fenômeno em estudo que possui uma equivalência real, como uma estrutura construída, onde se pretende conhecer o comportamento quando submetida a determinadas ações, ou uma equivalência idealizada, como uma estrutura projetada onde se pretende testar o dimensionamento nas condições de trabalho.

Já o modelo é uma reprodução controlada do protótipo uma vez que é realizada por processos que asseguram o conhecimento e reprodução de suas características.

Os modelos são empregados por serem mais fáceis de usar em laboratório, pois em geral são em escala reduzida, apesar de existirem casos em que o modelo é maior.

A primeira condição para a semelhança física é a semelhança geométrica, mas esta não é suficiente. As dimensões correspondentes relacionam-se pela escala geométrica e os parâmetros envolvidos são os mesmos (Keuper, 2006).

Chama-se fator de escala a relação entre a magnitude de uma grandeza no modelo e a magnitude correspondente no protótipo. Por exemplo, o fator de escala geométrico é a relação entre uma dimensão do modelo e a dimensão correspondente do protótipo. Em geral, a escala é apresentada como fração tendo a unidade como numerador e designada com o símbolo  $k$  ou  $\lambda$ , como mostra a equação abaixo:

$$k_x = \lambda_x = \frac{x_m}{x_p} = \frac{1}{\frac{x_p}{x_m}} = 1: \left( \frac{x_p}{x_m} \right) \quad (2.2)$$

Uma vez satisfeitas essas condições, as relações funcionais adimensionais do modelo e do protótipo coincidirão, possibilitando a previsão da magnitude da variável dependente (incógnita do problema), uma vez determinada sua magnitude no modelo.

A modelagem física tem com uma de suas ferramentas a centrífuga que é muito utilizada na engenharia civil, nas áreas de mecânica das rochas, hidráulica e estruturas, além do extensivo uso em estudos geotécnicos.

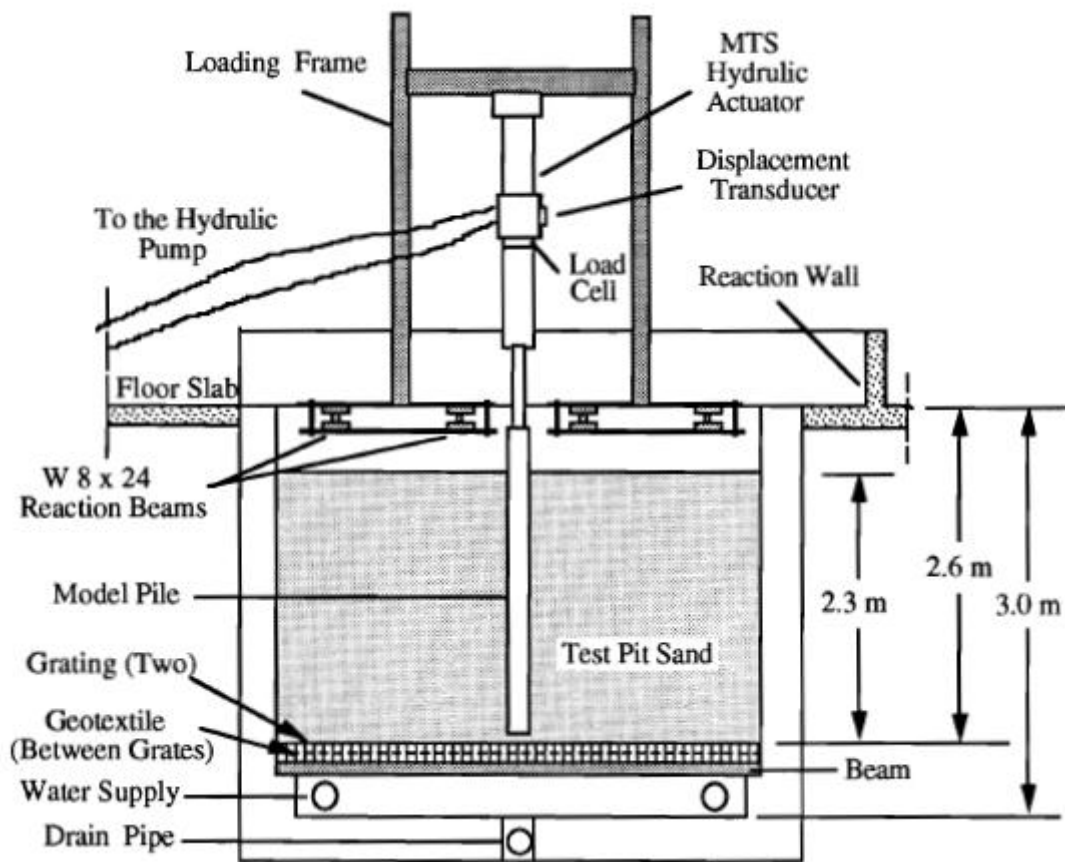
Os ensaios em modelos reduzidos em centrífuga permitem reproduzir o mesmo campo de forças de massa que ocorreria em uma obra em grandeza real. Para que a semelhança seja garantida, utiliza-se a seguinte regra de semelhança: a intensidade do campo gravitacional criado pela aceleração da centrífuga aplicada ao modelo deve ser inversamente proporcional à escala de redução das dimensões da maquete (Tsuha, 2007).

A Tabela 2.2 apresenta algumas relações escalares das grandezas físicas entre o modelo reduzido e o protótipo submetido a N vezes a aceleração da gravidade (Taylor, 1995).

**Tabela 2.2– Fatores escalas associados à modelagem física em centrífuga (Taylor, 1995).**

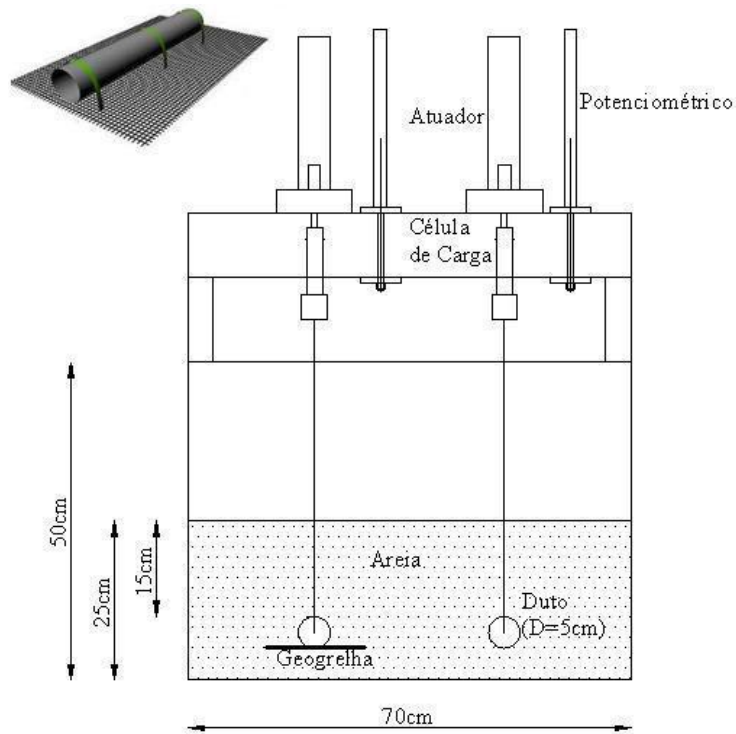
Grandeza	Modelo/ Protótipo
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N <sup>3</sup>
Força	1/N <sup>2</sup>
Tensão	1
Deformação	1
Tempo (difusão)	1/N <sup>2</sup>

Al-Mhaidib, A. and Edil, T. (1994) utilizaram da modelagem física para desenvolver seus estudos. A estaca utilizado neste estudo era um tubo de aço com diâmetros externo e interno de 8,90 centímetros e 7,30 cm, respectivamente e de 2,75 m de comprimento. Uma carga vertical foi aplicada à estaca, um hidráulico atuador era acionado por um gerador de função capaz de conduzir a estaca de carga ou de controle de curso em qualquer modo estático ou cíclico. O arranjo experimental é mostrado na Figura 2.8.



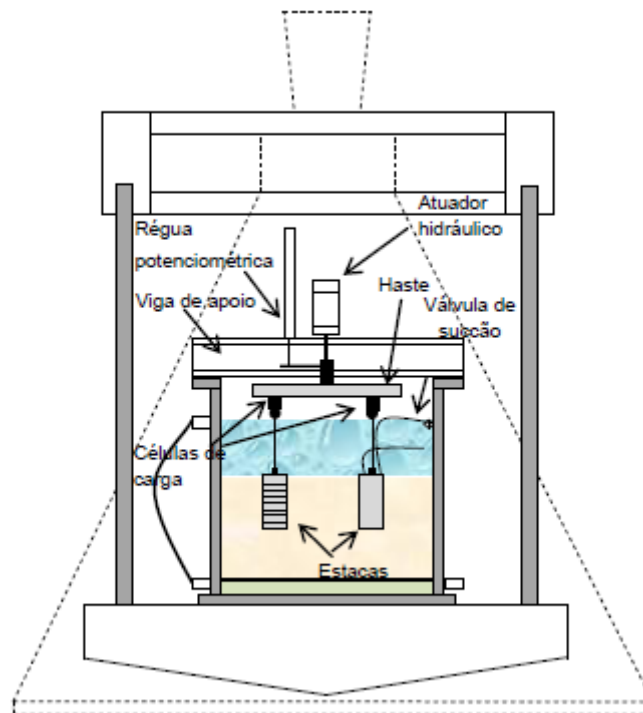
**Figura 2.8 – Modelo experimental da estaca.(Al-Mhaidib, A. and Edil, T.,1994).**

Santiago (2010) utilizou de modelagem física para desenvolver o estudo do comportamento de dutos enterrados sujeitos à subpressão, os modelos foram ensaiados a 1g e em centrífuga a 10g. A Figura 2.9 apresenta o modelo desenvolvido.



**Figura 2.9 – Modelo experimental para arrancamento de dutos.(Santiago,2010).**

Melo (2010) também recorreu a modelagem física para avaliação de desempenho e desenvolvimento de metodologias para estudos de ancoragem de estruturas flutuantes com estacas de sucção. Seus ensaios foram realizados a 1g e 50g em centrífuga. A Figura 2.10 apresenta o modelo desenvolvido.



**Figura 2.10 – Modelo experimental para estacas de sucção.(Melo,2010).**

### 3. ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga da estaca é determinada com base na capacidade de carga estrutural e geotécnica, sendo a menor escolhida para o projeto.

O cálculo deve ser feito de maneira que a estaca deve sustentar as cargas com segurança e os recalques e os movimentos horizontais devem estar dentro das tolerâncias estruturais permitidas.

A capacidade de carga geotécnica é função do tipo de solo e tipo de estaca e é determinada através da soma da capacidade de carga da ponta e da capacidade da carga devido ao atrito lateral. Considerações adicionais devem ser feitas dependendo do tipo de estaca a ser utilizada e das solicitações a que serão submetidas. Estacas submetidas à tração, por exemplo, não é considerada a parcela de capacidade de carga de ponta.

A capacidade de carga pode ser determinada de varias maneiras distintas. Os métodos poder ser divididos em diretos e indiretos. Os métodos indiretos incluem:

- fórmulas de capacidade de carga estática;
- métodos empíricos com base na resistência de sondagem;
- fórmulas para cravação dinâmica de estacas.

Os metodos diretos incluem:

- teste de carga dinâmico;
- testes de cargas estáticas.

A capacidade de carga de estacas vazadas deve levar em consideração, além das capacidades de ponta e lateral (externa), a parcela de capacidade de carga lateral interna, já que o solo penetra em seu interior. Porém, esta contribuição só deve ser considerada se houver a formação do *plug*.



### 3.1 Procedimento de Cálculo

#### 3.1.1 Método do Tronco de Cone

O método do tronco de cone é considerado por vários pesquisadores como um dos métodos mais antigos para a determinação da capacidade de carga em estruturas submetidas à tração. A carga última à tração da fundação ( $P_u$ ) é obtida segundo a soma do peso próprio do elemento de fundação e o peso do solo contido em um tronco de cone. O tronco do cone parte da base da fundação e se abre até a superfície do terreno, cuja geratriz forma um ângulo  $\alpha'$  com a vertical (Figura 3.1).

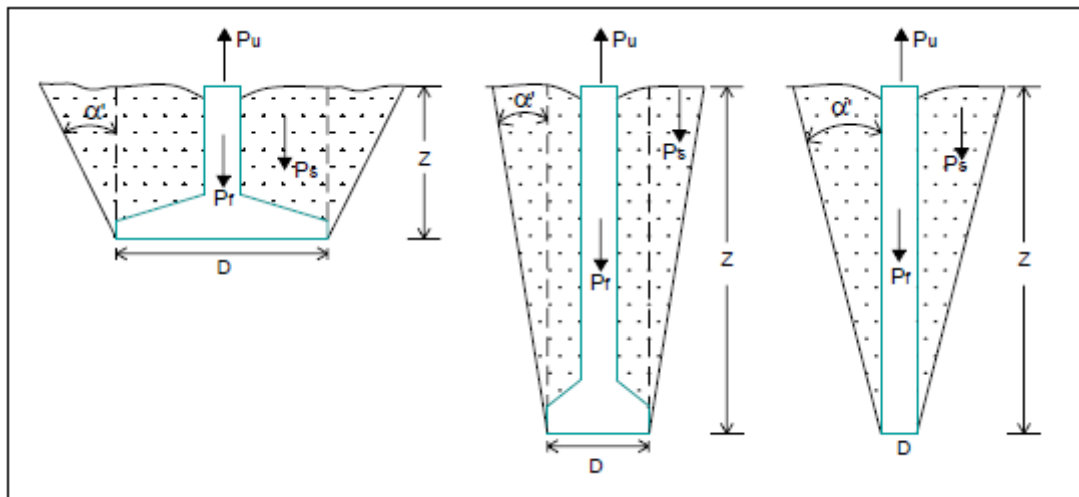


Figura 3.1 – Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone. (Bessa, 2005).

Sendo assim, a carga última à tração é obtida segundo a expressão:

$$P_u = P_f + P_s \quad (3.1)$$

Onde:

$P_f$  – peso do elemento e fundação;

$P_s$  – peso do solo contido no tronco de cone ( base circular) ou tronco pirâmide (base retangular ou quadrada).

Para fundações com bases circulares de diâmetro D e profundidade z, a carga última pode ser calculada conforme equação a seguir:

$$P_u = P_f + P_s + C_2 \cdot z^2 + C_3 \cdot z^3 \quad (3.2)$$

Onde:

$P_s$  – peso do solo contido no cilindro de base D (diâmetro) e altura z.

$$C_2 = (\pi \cdot D \cdot \text{tg} \alpha' \cdot \gamma) / 2 \quad (3.3)$$

$$C_3 = (\pi \cdot \text{tg}^2 \alpha' \cdot \gamma) / 3 \quad (3.4)$$

Já para fundações quadradas, têm-se:

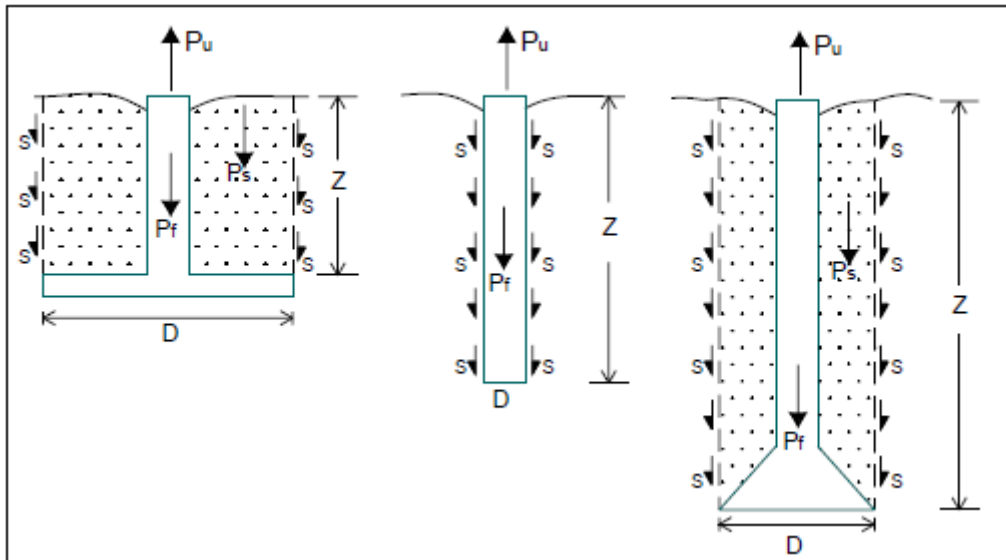
$$P_u = P_f + P_s + C'_2 \cdot z^2 + C'_3 \cdot B^3 \quad (3.5)$$

Onde:

$P_s$  – peso do solo contido no paralelepípedo de base B (diâmetro) e altura z.

### 3.1.2 Método do Cilindro de Atrito

Este método é uma evolução do método anterior, onde admite-se que a ruptura ocorre ao longo de um cilindro, a partir da base da fundação ate a superfície do solo (Figura 3.2).



**Figura 3.2 – Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito.(Bessa,2005).**

Para o cálculo são consideradas as mesmas parcelas do método anterior (peso próprio do elemento de fundação mais o solo contido no interior do cilindro) acrescido da resistência imposta pelo atrito ao longo da superfície de ruptura. A equação a seguir apresenta tais parcelas:

$$P_u = P_f + P_s + P_{lu} \quad (3.6)$$

Onde:

$P_f$  – peso do elemento e fundação;

$P_s$  – peso do solo contido cilindro;

$P_{lu}$  – resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura.

### 3.1.3 Braja

Segundo Braja (1986), a capacidade de carga das estacas quando submetidas a tração pode ser calculada através da seguinte equação:

$$Q_o = f_s A_s \quad (3.7)$$

Onde  $Q_o$  é a capacidade de carga máxima ao arrancamento,  $f_s$  é o atrito médio e  $A_s$  é a área lateral da estaca.

O atrito médio pode ser determinado pela seguinte equação:

$$f_s = k_u \frac{\gamma' L}{2} \tan \delta \quad (3.8)$$

Onde  $k_u$  é o coeficiente de empuxo do solo,  $\gamma'$  é o peso específico do solo,  $L$  é o comprimento da estaca e  $\delta$  é o ângulo de atrito do contato solo-estaca.

Braja (1986) também apresentou estudos de Meyerhof (1973) para a determinação do coeficiente  $k_u$  através de uma estimativa teórica relacionando o ângulo de atrito do solo e o  $k_u$ .

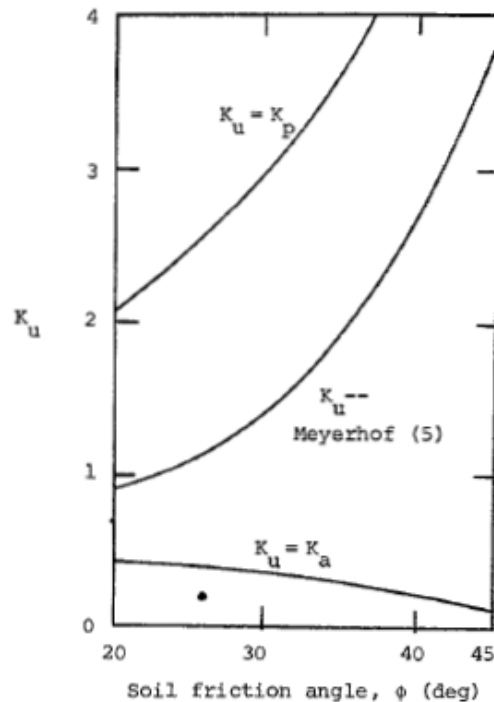


Figura 3.3 – Variação de  $k_u$ . (Braja, 1986).

A Tabela 3.1 apresenta algumas sugestões de valores para  $k_u$  segundo Goel e Patra (2006).

**Tabela 3.1– Sugestões de valores para  $k_u$  (Goel e Patra, N. R. ,2006).**

Parameter and suggested value	Pile-soil condition	Reference
$2/3 < K_u/K_o < 1$ where $K_o = (1 - \sin \phi)$ $K_u = 0.5$	Bored cast in place concrete piles Driven steel pile	Kulhawy (1985) American Petroleum Institute (1977)
$K_u = 0.8$ (small displacement) $\delta = \phi$	Driven steel pile Bored cast in place concrete piles	American Petroleum Institute (1984) Kulhawy (1985)

A previsão de carga, para este trabalho, foi realizada utilizando o método de Braja (1986).

## 4. METODOLOGIA PROPOSTA

### 4.1 Ensaios Propostos

Para este trabalho foram realizados ensaios em laboratório, para determinação das propriedades do solo, e em centrífuga geotécnica através de modelos reduzidos, com o objetivo de estudar a influência do *plug* na capacidade de carga das estacas tubulares vazadas.

Neste estudo, a areia utilizadafoia mesma empregada no estudo de Santiago (2009), que é a areia industrial normalizada, comercializada pelo Instituto de Pesquisa Tecnológica (IPT). A Tabela 4.1 apresenta algumas características desta areia.

**Tabela 4.1 – Propriedades Físicas da Areia (Santiago, 2010).**

Propriedade	Valor
Diâmetro Efetivo $D_{10}$	0,27 mm
Densidade real dos grãos (G)	2,67
Índice de vazios mínimo $e_{\min}$	0,72
Índice de vazios máximo $e_{\max}$	1,06
Ângulo de atrito de pico para a compacidade relativa = 23 %	$36^{\circ}$
Ângulo de atrito residual	$33^{\circ}$

#### 4.1.1 Ensaios em Laboratório – Cisalhamento Direto

Para se obter maiores informações sobre a areia utilizada nesta pesquisa, foram realizados ensaios de cisalhamento direto nos estados fofo e denso. Também foram realizados ensaios de cisalhamento entre a areia e a placa de alumínio, mesmo material da estaca em estudo, para determinar o coeficiente de contato. Todos os ensaios foram executados conforme as normas técnicas brasileiras.

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado no laboratório de engenharia civil (LECIV) com um equipamento específico (Figura 4.1) para determinar o ângulo de atrito da areia nos estados fofo e denso e, também da interface solo-placa lisa para a areia no estado fofo e denso. Foram obtidos um ângulo de resistência ao cisalhamento para a areia no estado fofo ( $\phi = 38^\circ$ ), um ângulo de resistência ao cisalhamento para a areia no estado denso ( $\phi = 41^\circ$ ), um ângulo de atrito no contato entre a placa lisa e a areia fofo ( $\phi = 25^\circ$ ) e um ângulo de atrito no contato entre a placa lisa e a areia densa ( $\phi = 29^\circ$ ).



**Figura 4.1 – Máquina de cisalhamento direto.**

Duas séries de ensaios de cisalhamento direto foram realizadas. Primeiro foram feitos ensaios com areia pura e depois uma placa de alumínio lisa foi colocada, na parte inferior da caixa de teste, para cisalhamento direto e na parte superior da caixa a areia. O cisalhamento se deu a uma velocidade constante de 0,60mm/min.

Os ensaios foram realizados com três estágios de pressão: 8kPa, 16 kPa e 32 kPa. As Figura 4.2, Figura 4.4, Figura 4.6 e Figura 4.8 apresentam a curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para a areia nos estados fofo e denso e para o contato placa lisa-areia fofo e densa, respectivamente. As curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento

horizontal são apresentadas nas Figura 4.3, Figura 4.5, Figura 4.7 e Figura 4.9. As Figura 4.10, Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.13 apresentam as envoltórias de ruptura dos três casos ensaiados.

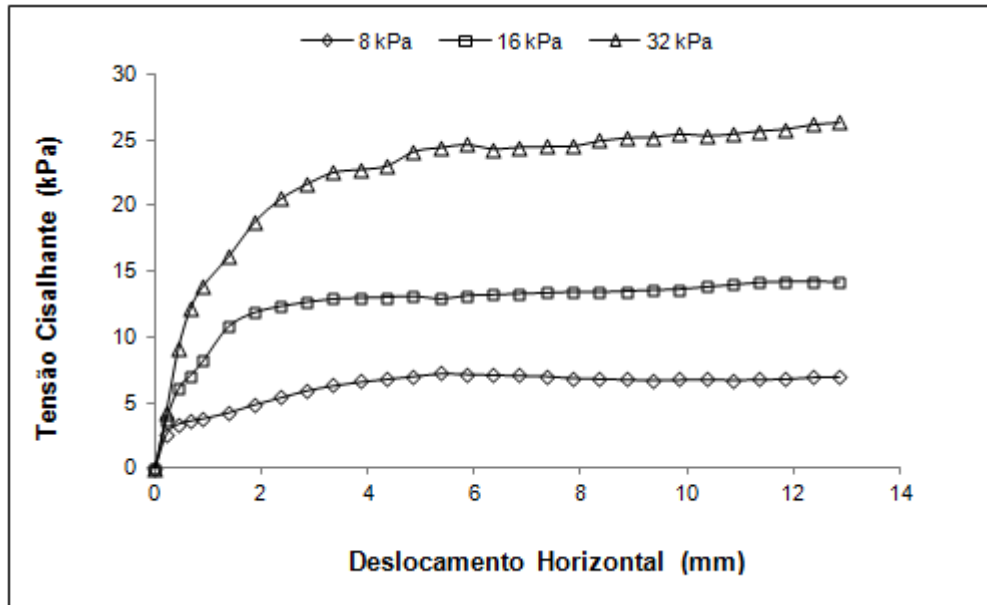


Figura 4.2 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto da areia no estado fofo.

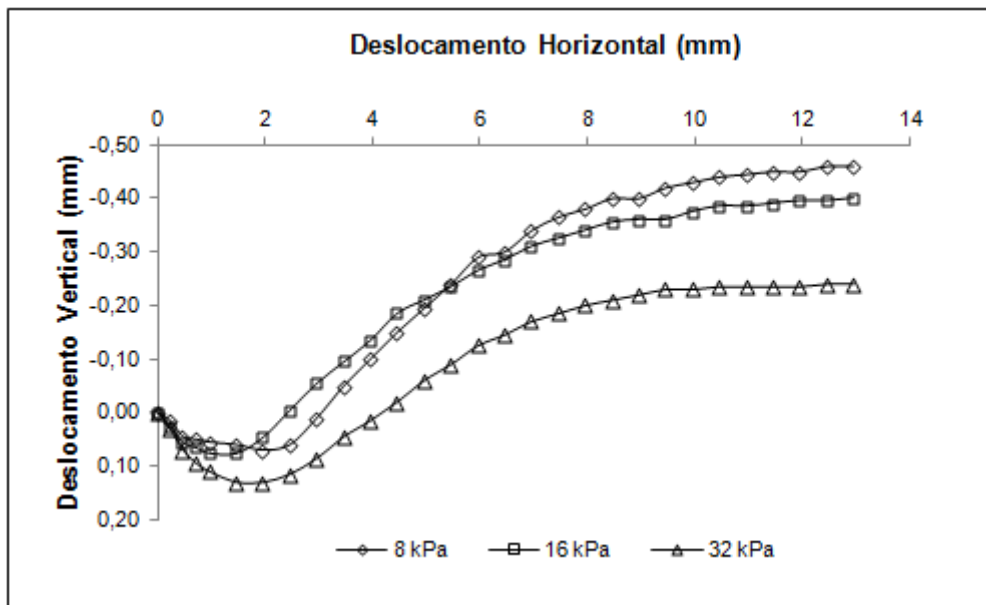


Figura 4.3-Deslocamento vertical x deslocamento horizontal da areia no estado fofo.



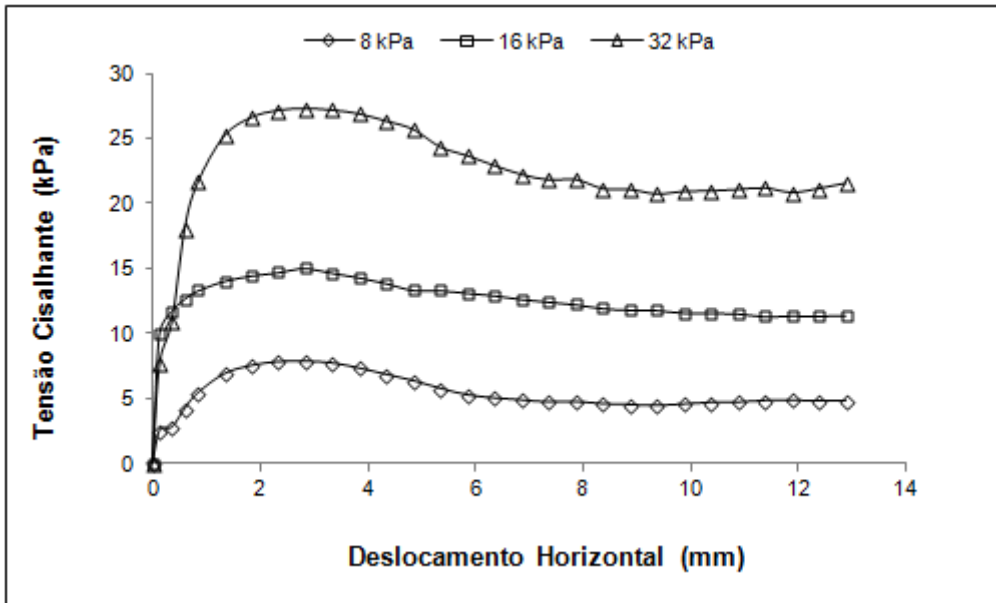


Figura 4.4-Resultado do ensaio de cisalhamento direto da areia no estado denso.

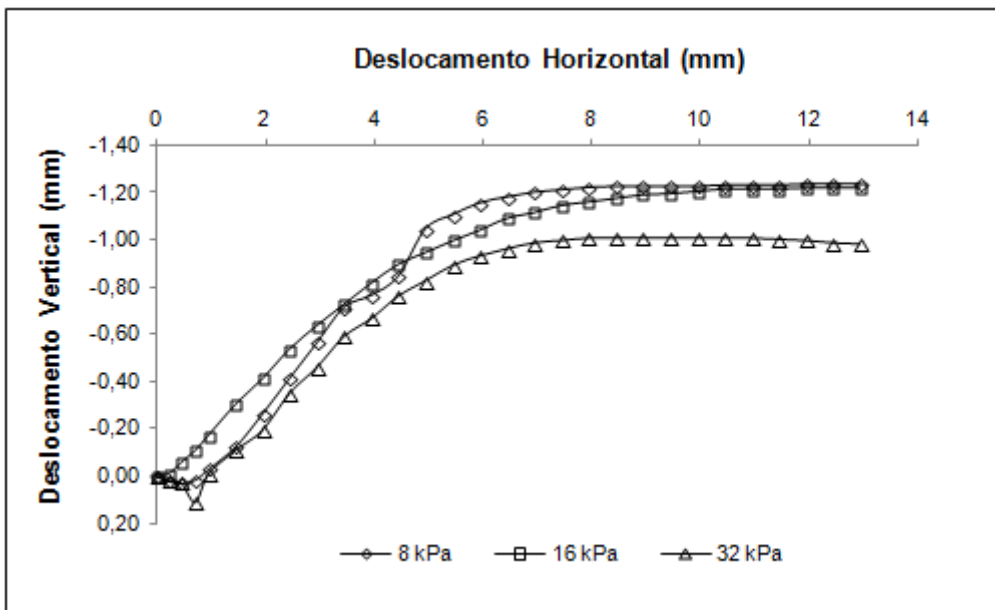


Figura 4.5-Deslocamento vertical x deslocamento horizontal da areia no estado denso.

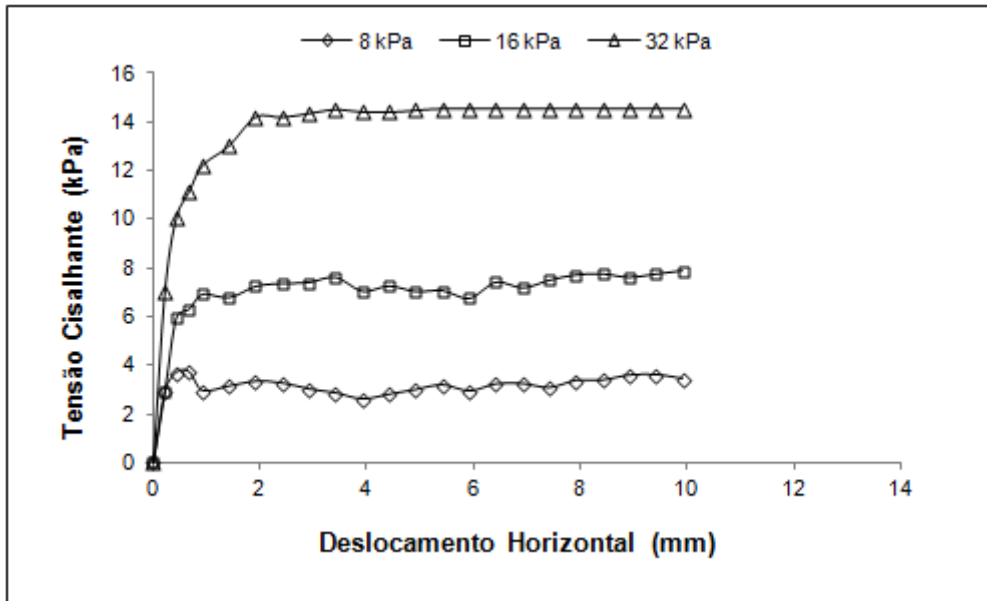


Figura 4.6-Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o contato placa lisa-areia fofa.

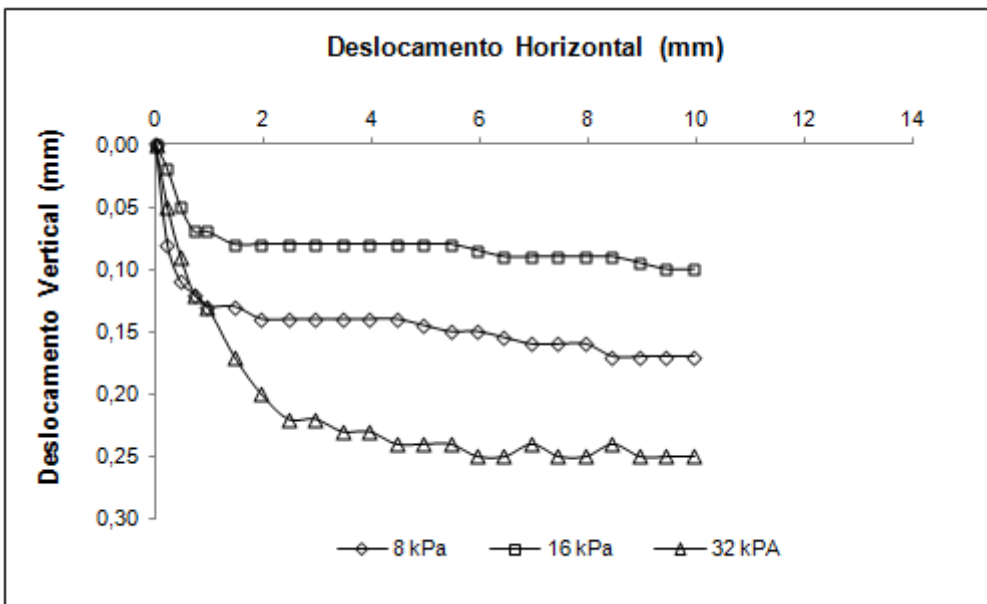
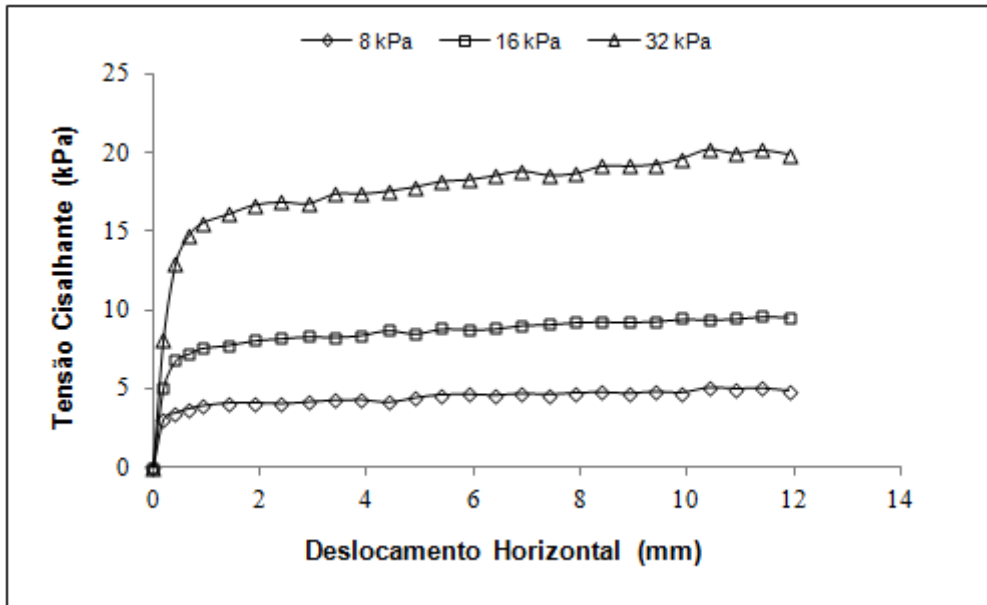
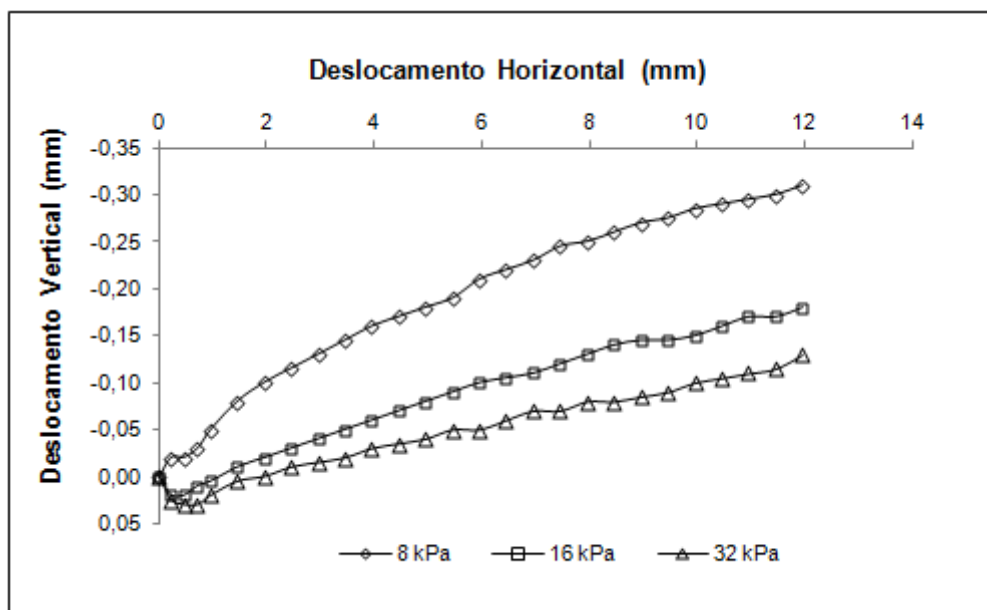


Figura 4.7-Deslocamento vertical x deslocamento horizontal da areia para o contato placa lisa-areia fofa.



**Figura 4.8-Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o contato placa lisa-areia densa.**



**Figura 4.9-Deslocamento vertical x deslocamento horizontal da areia para o contato placa lisa-areia densa.**

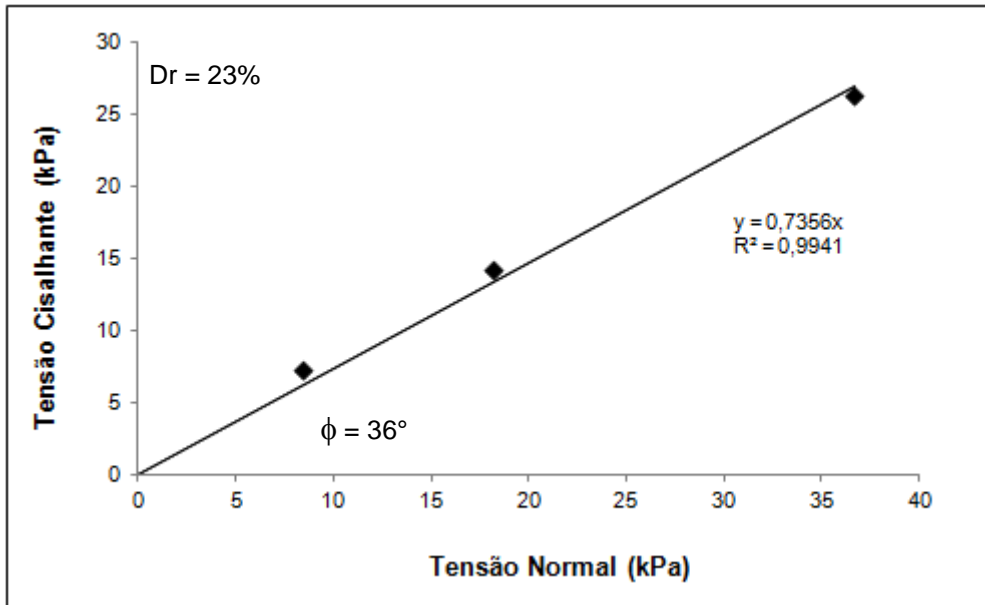


Figura 4.10 - Envoltória de ruptura da areia no estado fofo.

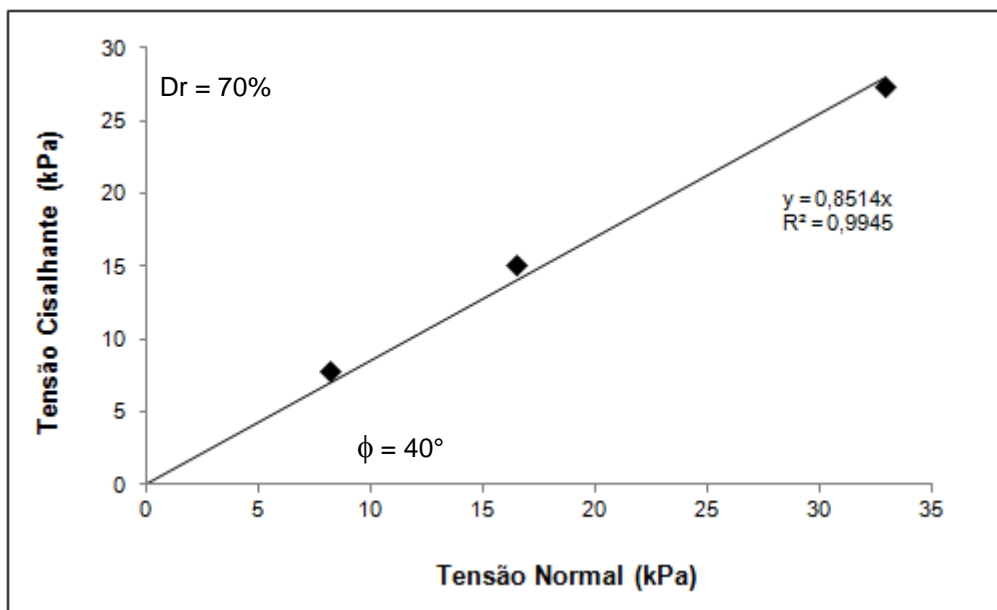


Figura 4.11 - Envoltória de ruptura da areia no estado denso.

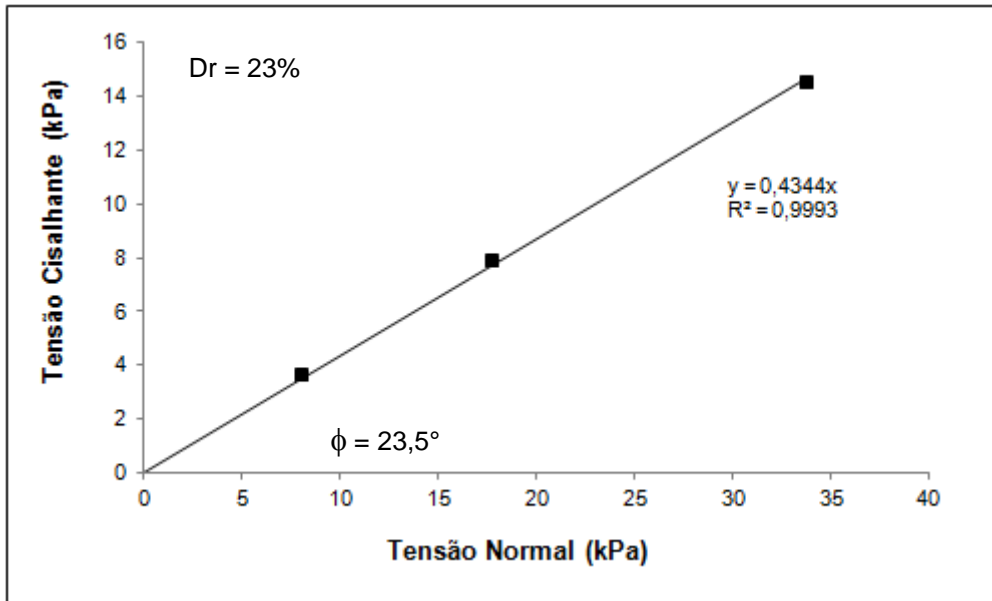


Figura 4.12-Envoltória de ruptura da areia para o contato placa lisa-areia fofa.

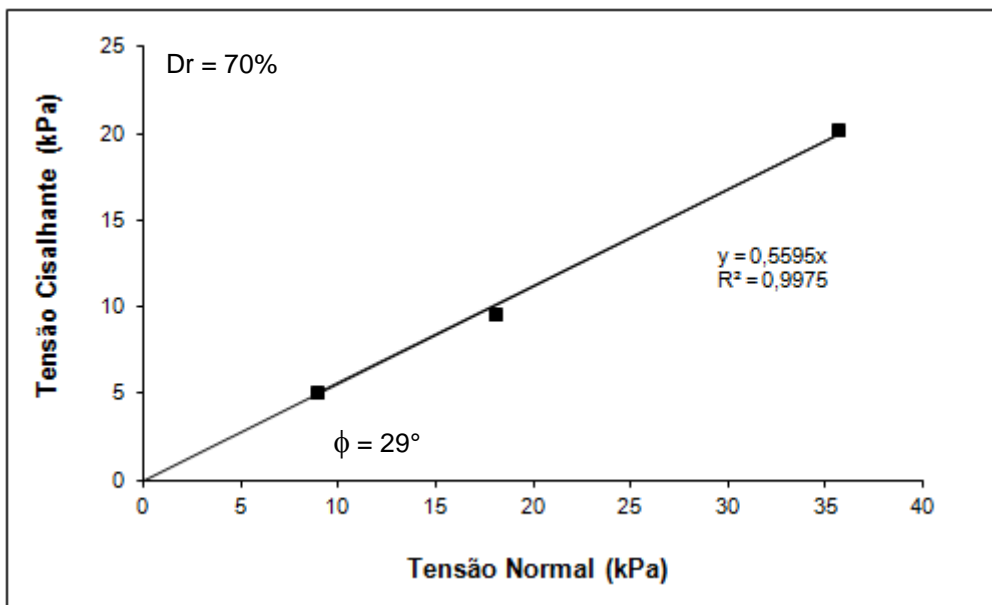


Figura 4.13 - Envoltória de ruptura da areia para o contato placa lisa-areia densa.

#### 4.1.2 Ensaios em Centrífuga Geotécnica

A fim de se conhecer a interação solo-estaca foram realizados três ensaios preliminares e quatro ensaios definitivos de arrancamento em centrífuga geotécnica, ambos a 20g. A Tabela 4.2 mostra a disposição dos ensaios.

**Tabela 4.2 – Ensaios preliminares e definitivos.**

DIÂMETRO (mm)	DENSIDADE RELATIVA DA AREIA (%)	DENSIDADE RELATIVA DA AREIA DO PLUG (%)	FASE
22,3	23	23	PRELIMINAR
34,2	23	23	
47	23	23	
34,2	23	70	DEFINITIVO
47	23	70	
34,2	70	70	
47	70	70	

Os três ensaios preliminares foram realizados com o intuito de se estabelecer uma metodologia específica e confiável. Através destes ensaios foi possível conhecer todas as dificuldades e variáveis a serem controladas nos ensaios definitivos. O procedimento de pluviação, a calibração dos instrumentos, a capacidade das células de carga a ser utilizada, o desenvolvimento de um *software* específico para aquisição de dados e o sistema de cravação foram estabelecidos nesta fase. Deste estudo preliminar resultou um artigo, "Estudo da Capacidade ao Arrancamento de Estacas Tubulares Vazadas em Areias Fofas", que foi aceito para publicação no Cobramseg 2012 e que está no ANEXO 01 desta dissertação.

Os ensaios definitivos foram executados conforme metodologia estabelecida através dos ensaios preliminares. Conforme apresentado, anteriormente, na Tabela 4.2, foram utilizadas duas diferentes densidades relativas de areia (70% e 23%), estacas com dois diâmetros distintos (34,2mm e 47mm). Cada ensaio era composto por quatro estacas de mesmo diâmetro com alturas de *plugs* de 0%, 20%, 35% e 50% da altura da estaca a uma determinada densidade.

## 4.2 Modelagem Física

Este item pode ser dividido em duas etapas distintas. Na primeira etapa foi estabelecida a metodologia nos ensaios preliminares e na segunda etapa foram realizados os ensaios definitivos.

### 4.2.1 Ensaios Preliminares

Inicialmente foram realizados ensaios preliminares em areia fofa com *plug* fofo, com o objetivo de testar, aprender e conhecer melhor a confecção do modelo e o sistema de arrancamento. Sabe-se que areia fofa com *plug* fofo não é comum na prática da engenharia, porém não havia informações sobre os valores das cargas que seriam obtidas antes da realização dos ensaios.

#### 4.2.1.1 Equipamentos

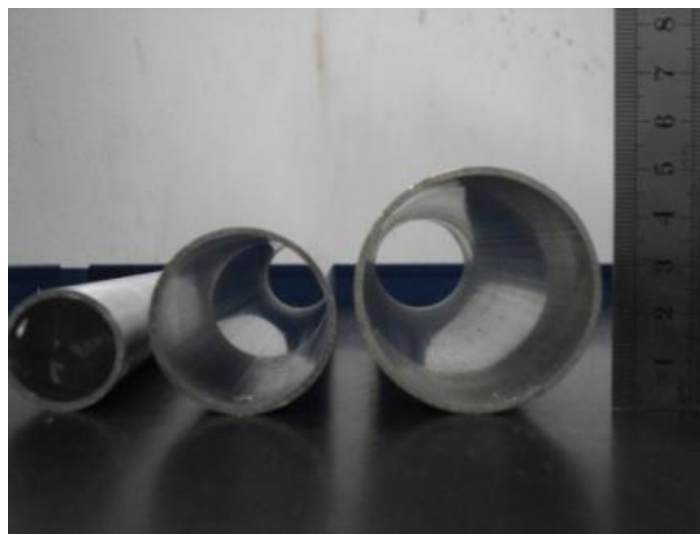
Os ensaios foram realizados em uma caixa cilíndrica de aço com 465 mm de diâmetro e uma altura de 480 mm (Figura 4.14 (a) e (b)). Na parte inferior da caixa, existem dois orifícios com válvulas para drenagem, que não foram utilizados nos ensaios. A caixa é pintada com uma tinta especial (PlastFilm da Quimatic-Tapmatic do Brasil) que protege a superfície das paredes da caixa de teste contra ferrugem e diminui o atrito lateral.



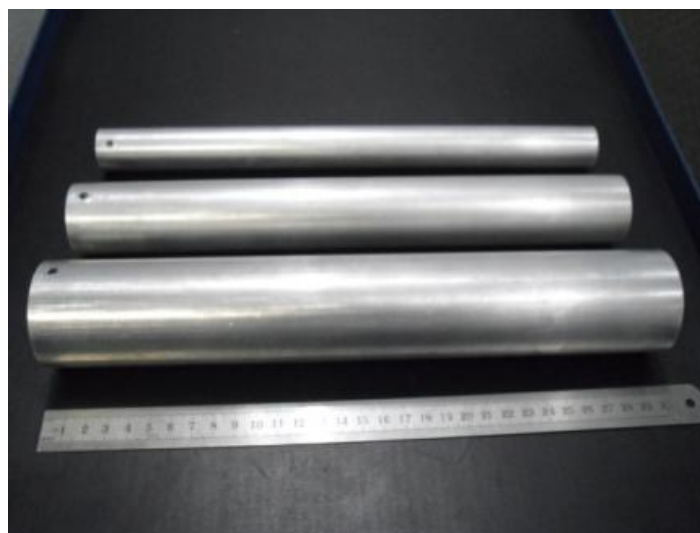
**Figura 4.14-Caixa de teste cilíndrica de aço: (a) foto real da caixa e (b) esquema com as dimensões.**

As estacas são representadas por tubos de alumínio, comercializadas pela Shockmetais, com os diâmetros de 22,3mm, 34,2mm e 47mm(Figura 4.15 (a)) para a mesma espessura da parede de 1,58mm pesando 98,6g, 154,4g e 214,4g, respectivamente. O comprimento total da estaca é de 300mm e o comprimento efetivo (comprimento em contato com o solo) é de 273mm (Figura 4.15 (b)).

A escala utilizada no modelo em relação ao protótipo é de 1:20, o que significa que o protótipo tem diâmetros de 446mm, 684mm e 940mm comprimento de 6000mm.



(a)



(b)

**Figura 4.15 – Estacas utilizadas: (a) diâmetros e (b) comprimento.**



As estacas foram cravadas a 1g com o auxílio de um cilindro de simples ação modelo RC-53 de capacidade máxima de 5 toneladas acoplado a uma bomba hidráulica manual de aço modelo P-84 com pressão máxima de trabalho de 700 bar (10.000 psi), ambos fabricados pela ENERPAC, e uma viga de champox em forma de cruz. Uma guia de madeira foi utilizada para minimizar a possibilidade de inclinação das estacas. Um monitoramento da verticalidade das estacas foi realizado com o auxílio de níveis. O cilindro de simples ação, a bomba hidráulica, a viga de champox, a guia de madeira e os níveis podem ser observados na Figura 4.16.

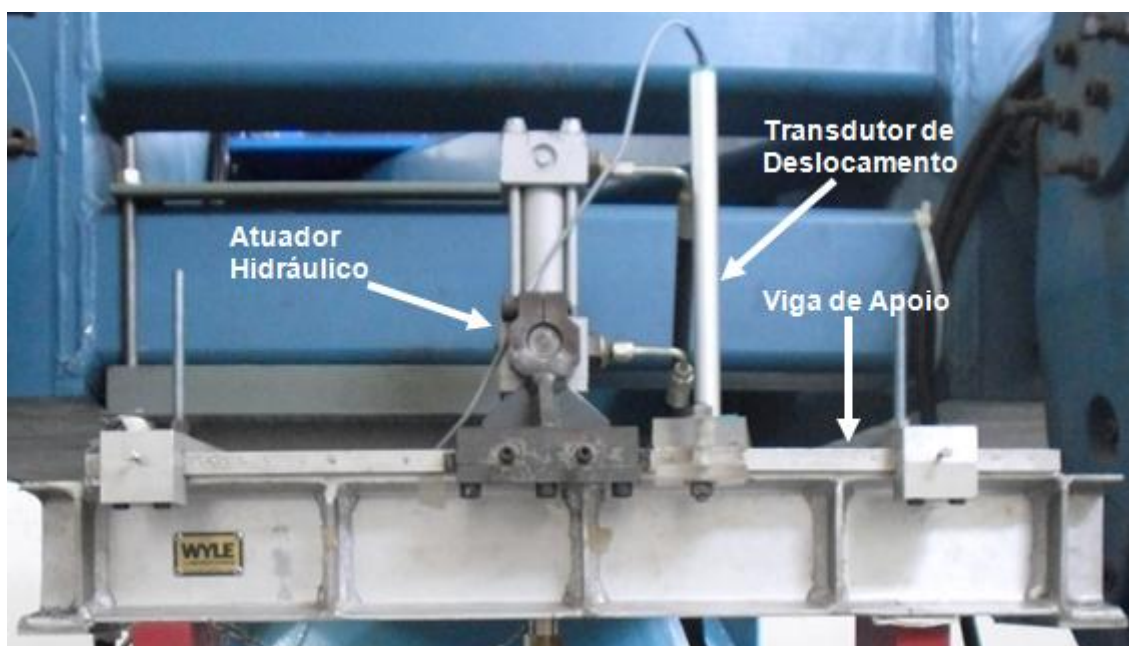


**Figura 4.16 – Equipamentos utilizados para a cravação.**

#### **4.2.1.2 Instrumentação e Aquisição de Dados**

Para o arrancamento das estacas, durante o vôo, foi utilizado um atuador hidráulico da marca Milwaukee Cylinder, modelo H71 (Figura 4.17) com curso máximo de 63,5 mm, a uma velocidade constante (0,5 mm/s). Ele é fixado sobre uma viga de alumínio, a qual é presa sobre vigas de reação

posicionadas no topo da caixa de teste e uma célula de carga é acoplada na parte inferior do pistão.

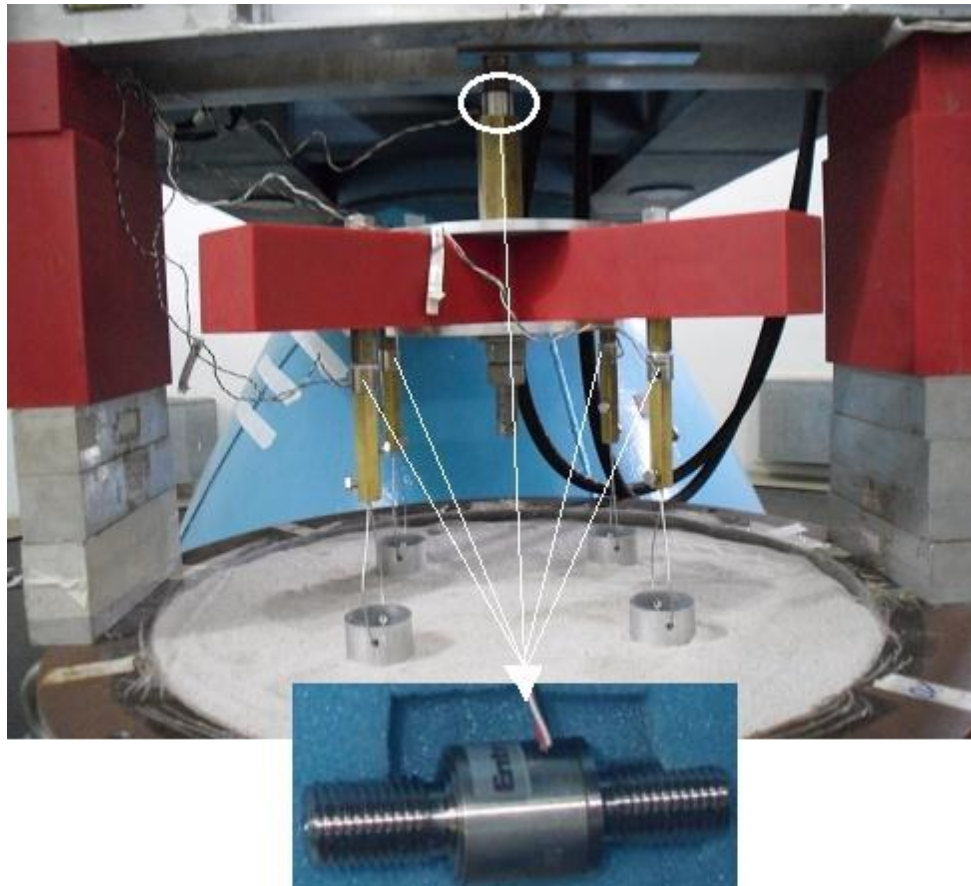


**Figura 4.17–Atuador hidráulico, transdutor de deslocamento e a viga de apoio utilizados nos ensaios.**

A aquisição dos deslocamentos gerados durante os ensaios de arrancamento foi feita através do transdutor de deslocamento da GEFRAN Brasil modelo PZ34-S-250(Figura 4.17), que possui 250 mm de curso útil e repetibilidade de 0.125 mm.

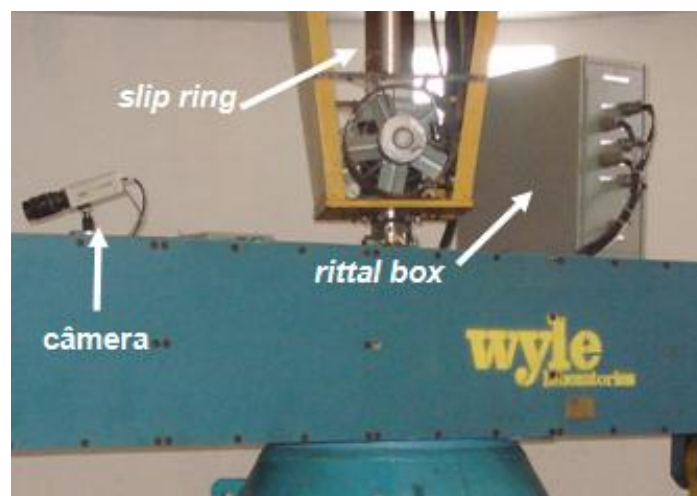
Foram instaladas cinco células de carga do modelo ELH TC 590 – 1000 da *EntranDevises, Inc.*(Figura 4.18), interligada uma em cada estaca com capacidade máxima de 4.450 N ou 450 Kgf e uma no atuador hidráulico, instalado na viga de reação, com capacidade máxima de 13.350 N ou 1.350 Kgf.

As curvas de calibração do transdutor de deslocamento e das células de cargas estão apresentadas no ANEXO 02.



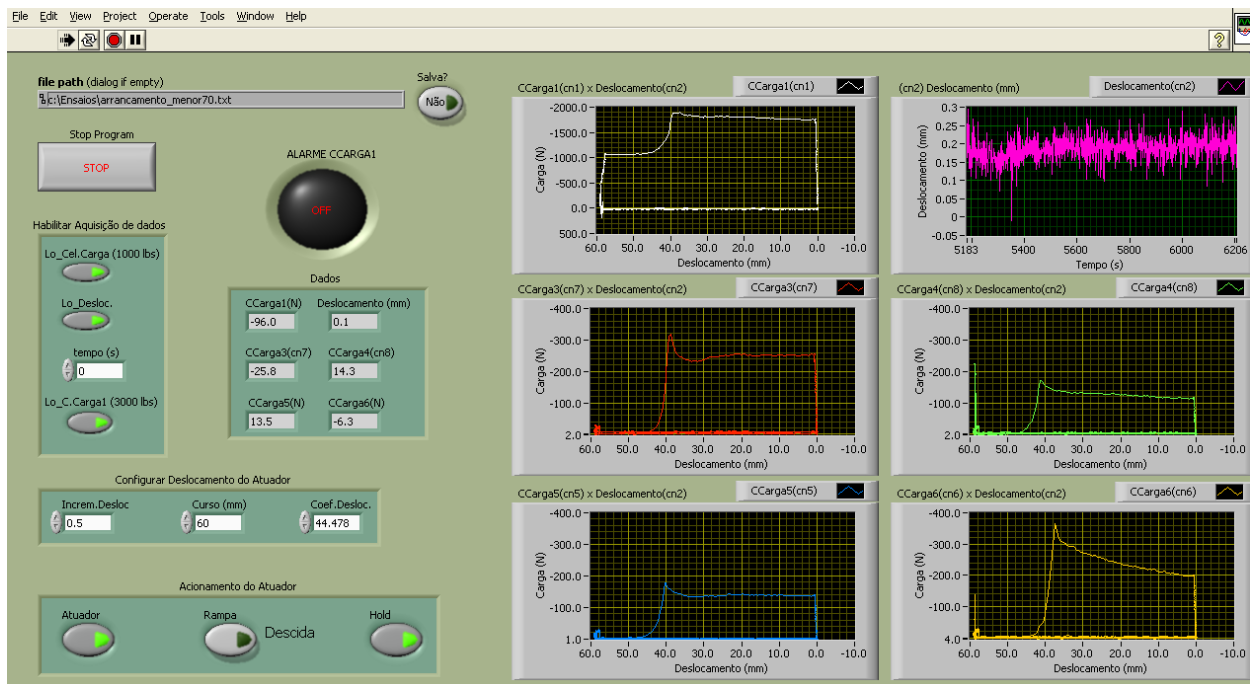
**Figura 4.18 – Posição das células de carga utilizadas.**

A aquisição de dados dos ensaios, na centrífuga geotécnica, foi feita através do *slipring* (responsável pela transmissão de sinais), um condicionador de sinais (Rittal) (Figura 4.19), um conversor de sinais A/D da National Instruments (NI-USB 6255), uma unidade de pressurização e um controlador da MTS para acionar o atuador hidráulico.



**Figura 4.19 – Vista do *slipring*, da *rittal box* e da câmera no braço da centrífuga.**

Para que fosse possível acompanhar a evolução do ensaio durante o voo, foi desenvolvido um programa específico através da plataforma *LabView* 8.5. Através deste programa era possível visualizar os dados capitados das cinco células de carga e do transdutor de deslocamento, simultaneamente. A Figura 4.20 apresenta a imagem do *software* durante um ensaio de arancamento na centrífuga.



**Figura 4.20 – Imagem do LabVIEW durante um ensaio de arrancamento.**

### 4.2.1.3 Centrífuga Geotécnica

A centrífuga geotécnica da UENF modelo WGC – 100-2 fabricada pela *WyleLaboratories* com capacidade de 100 g-ton é apresentada na Figura 4.21.

Segundo informações contidas no manual do fabricante, a centrífuga pode operar com aceleração máxima de 200g desde que a caixa teste pese até 0,5t, e aceleração máxima de 100g para caixa teste de até 1t. A velocidade máxima de operação é de 277 rpm e uma adição manual de pesos na outra extremidade do braço deve ser feita para que haja um contrapeso.





**Figura 4.21 – Centrífuga geotécnica da UENF.**

O braço de alavanca possui comprimento total de 3,80 m e é constituído por duas vigas principais. O braço é apoiado sobre uma estrutura cônica (chamada de pedestal cônico) que lhe proporciona suporte estrutural e elevação adequada. Além de apoiar o braço, o pedestal também oferece suporte ao eixo de transmissão, sendo este conectado ao pedestal através de um mancal, que transfere os esforços induzidos à fundação.

Nas extremidades deste braço existem duas plataformas basculantes para acomodar as caixas testes o que possibilita ensaiar dois protótipos simultaneamente. Cada plataforma possui 0,9 m (largura), 0,9 m (comprimento) e 1 m (altura), dimensões suficientemente compatíveis para que protótipos de grandes estruturas geotécnicas possam ser modelados com uma maior representatividade.

O motor da centrífuga é de corrente contínua com redutor de ângulo horizontal chamado de redutor principal. Este possui razão de redução de 6307:1. A caixa de redução é conectada a dois eixos: o eixo de entrada, de

baixa velocidade vertical; e o eixo de saída, de alta velocidade horizontal. A Tabela 4.3 apresenta as principais características do motor.

**Tabela 4.3 – Características dos motores UNIQORE modelo 4013 ATZ.**

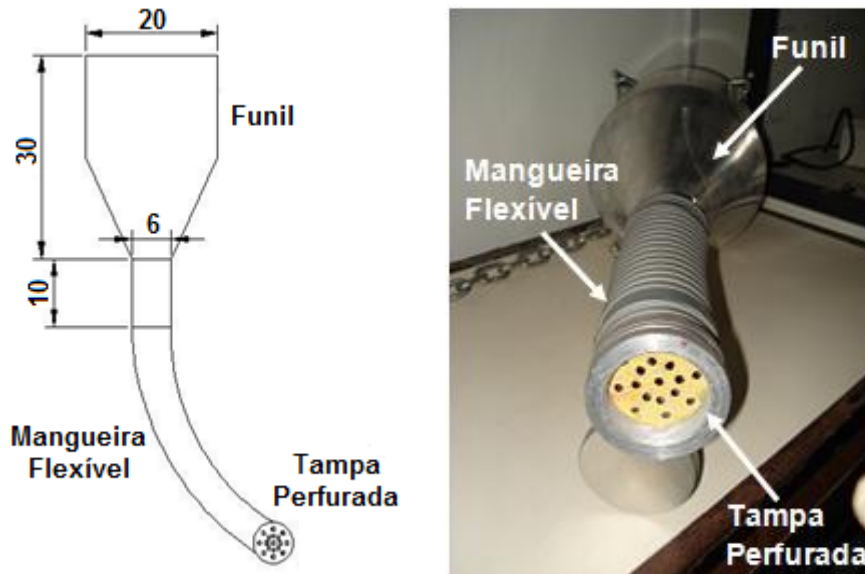
Características	
Potência	500 hp
Velocidade	1750 rpm (básica) ou 3200 rpm (máxima)
Voltagem de Armadura	500 VDC
Corrente de Armadura	794 ADC
Voltagem de Campo	300 VDC
Corrente de Campo	10,4 ADC

#### **4.2.1.4 Preparação dos Ensaios**

A metodologia dos ensaios é dividida em quatro etapas principais: pluviação, cravação, preparação do *pluge* arrancamento. O procedimento de preparação dos ensaios preliminares foi o mesmo adotado para os ensaios definitivos.

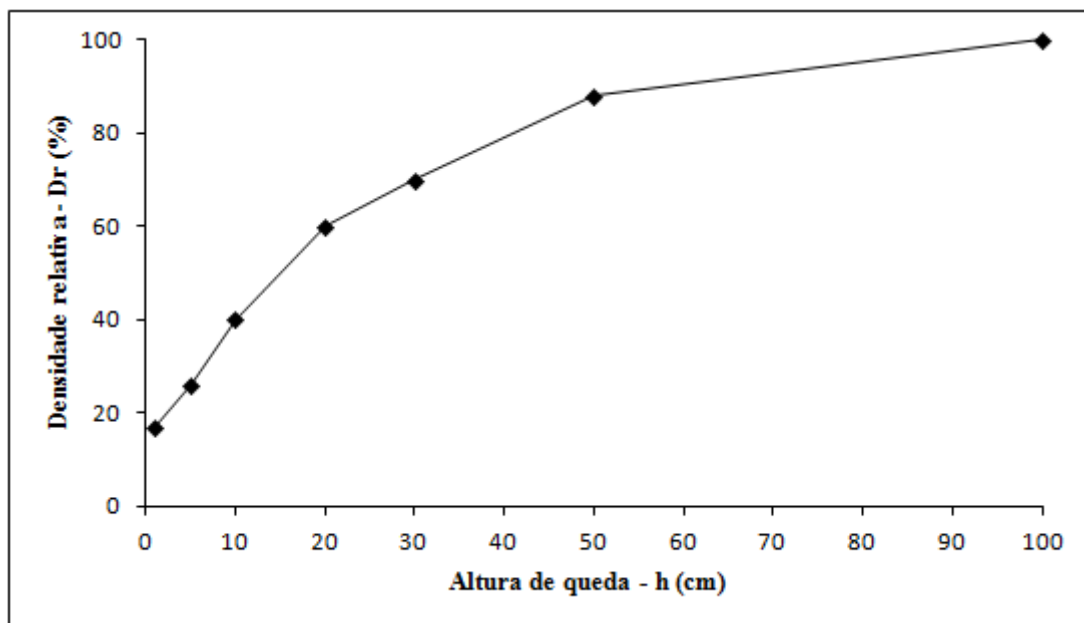
A primeira etapa para a realização do ensaio consistiu no preenchimento da caixa teste com areia na densidade desejada. Foram preparadas três caixas testes com densidade relativa de 23%.

Para garantir que a areia estivesse na densidade desejada foi adotado o mesmo procedimento de pluviação utilizado por Santiago (2010). Tal procedimento consistiu na produção de uma chuva de areia através de um pluviador, equipamento que direciona e controla a velocidade de deposição da areia. O pluviador é formado por um funil de alimentação acoplado a uma mangueira flexível que possui, em sua ponta, um bocal com tampa perfurada (Figura 4.22) que permite uma distribuição uniforme da chuva de areia.



**Figura 4.22-(a) Esquema do pluviador; (b) Vista do pluviador.**

Segundo Santiago (2010), a densidade relativa da areia varia em função da altura de queda da chuva de areia. Quanto menor a altura de queda da chuva de areia menor a densidade obtida para o ensaio. A Figura 4.23 apresenta a curva encontrada por Santiago (2010).



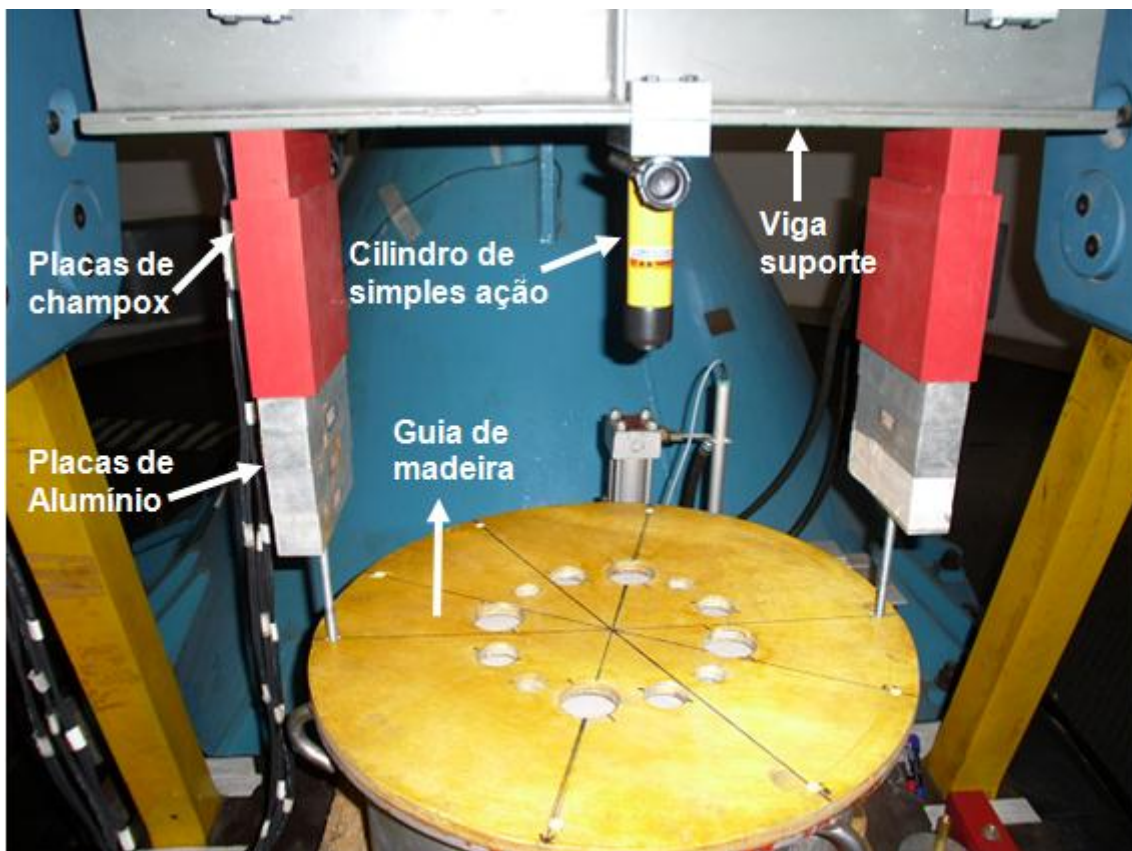
**Figura 4.23–Ensaio de calibração do pluviador com a areia do IPT (Santiago, 2010).**

O preenchimento foi feito em camadas de 50 mm ao longo de 35 centímetros de profundidade com a altura de queda referente à densidade desejada.

Após a conclusão do preenchimento da caixa teste, é dado início a segunda etapa do ensaio: a cravação das estacas. As quatro estacas são cravadas ao mesmo tempo.

Para minimizar a possibilidade de inclinação das estacas durante a cravação, uma guia de madeira foi confeccionada e fixada sobre a caixa teste. A mesma guia foi utilizada para os três diâmetros estudados e os furos foram feitos para que as estacas ficassem equidistantes.

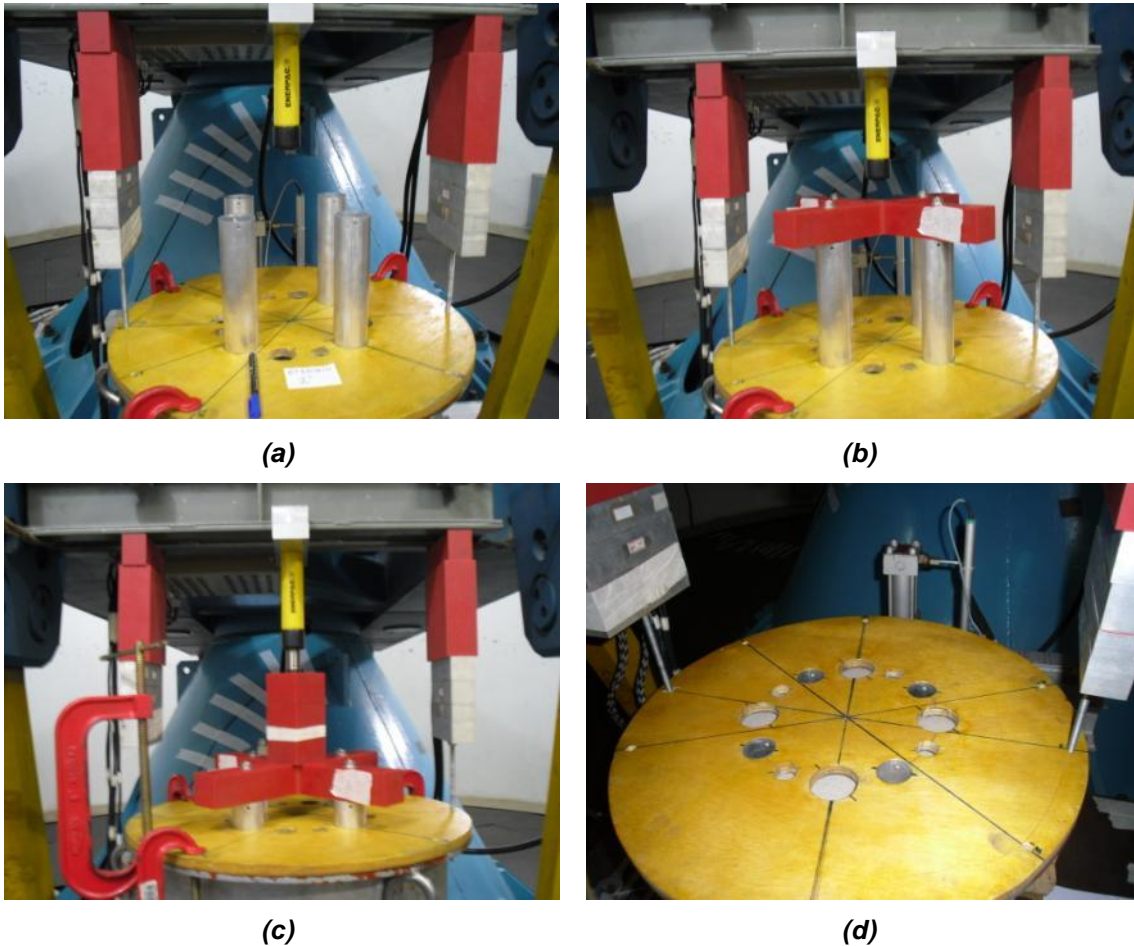
Placas de alumínio e de champox foram posicionadas umas sobre as outras em dois extremos da caixa teste, acima da guia de madeira para servir como apoio para a viga suporte. Um cilindro de simples ação foi fixado à viga suporte e conectado a uma bomba hidráulica. A Figura 4.24 apresenta o sistema de cravação descrito.



**Figura 4.24–Sistema de cravação montado.**



Após montagem do sistema as estacas são posicionadas sobre a guia de madeira. Uma viga de champox em forma de cruz é apoiada sobre as estacas e o cilindro de simples ação é acionado, dando início a cravação. Todo o processo de cravação é apresentado na Figura 4.25.



**Figura 4.25–Processo de cravação: (a) posicionamento das estacas; (b) início da cravação; (c) fase final da cravação; (d) cravação concluída.**

Um controle de verticalidade é feito durante todo o processo de cravação. Dois tipos de níveis são utilizados, um para verificar se a placa de champox acima das estacas está plana, distribuindo a carga uniformemente para as quatro estacas; e outro para verificar cada esta isoladamente (Figura 4.26).



**Figura 4.26–Controle de verticalidade das estacas.**

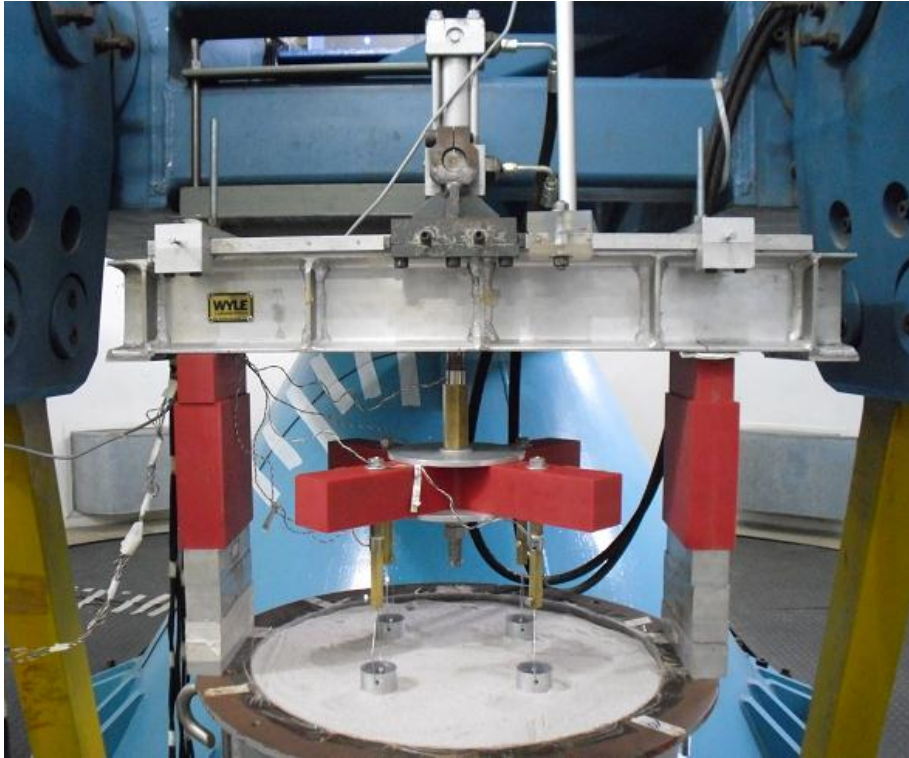
Após a cravação, todo o sistema é retirado restando apenas as estacas cravadas. Nesta fase, toda a areia no interior da estaca é cuidadosamente retirada através de sucção, para que sejam preparados os *plugs*.

Foram preparados três níveis de *plugs* para cada ensaio: 20%, 35% e 50% do comprimento das estacas. A quarta estaca foi mantida sem *plug* (0%) pra servir de referência nos ensaios. As alturas dos *plugs* foram estabelecidas em função do comprimento efetivo das estacas (comprimento cravado).

O mesmo processo de pluviação foi realizado para preencher o interior das estacas com areia na mesma densidade da areia da caixa teste (23%).

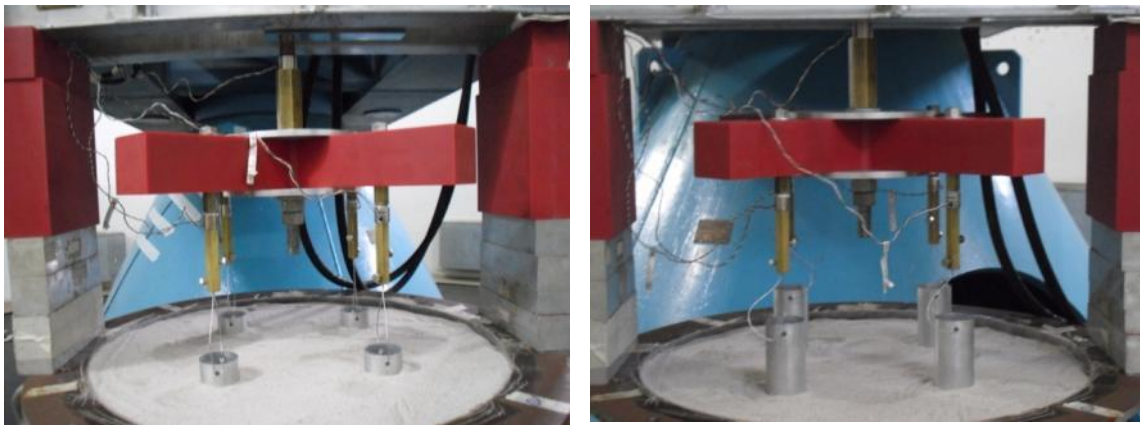
Para o arrancamento foi necessário à montagem de um novo sistema. As placas de alumínio e de champox foram, novamente, posicionadas sobre os dois extremos da caixa teste para servir de apoio para a viga onde um atuador e um transdutor de deslocamento vertical estavam presos.

A mesma viga de champox utilizada durante a cravação foi ligada a base do atuador e as células de cargas foram fixadas em sua base. Esbeltos cabos de aço interligaram o centro das estacas e as células de carga. A Figura 4.27 apresenta o sistema de arrancamento montado.



**Figura 4.27–Sistema de arrancamento.**

Após a conexão do sistema de aquisição de dados a centrífuga é acionada. A gravidade foi aumentada gradativamente até atingir 20g e após isso foi dado início ao arrancamento das estacas. A Figura 4.28 mostra o antes e o depois do sistema de arrancamento.



**(a)**

**(b)**

**Figura 4.28–Arrancamento: (a) antes; (b) depois.**

#### 4.2.1.4.1 Apresentação dos Ensaios

Os ensaios de arrancamento foram realizados em estacas cravadas a uma mesma profundidade ( $H = 277$  mm). Foram ensaiadas quatro estacas por vez com quatro alturas de *plugs* diferentes (0%, 20%, 35% e 50% em relação ao comprimento da estaca) na mesma caixa, para efeito de comparação.

Três ensaios de arrancamento foram realizados com o objetivo de determinar a influência do *plug* na capacidade de carga das estacas tubulares vazadas. Os ensaios preliminares foram realizados apenas para a areia normalizada na densidade de 23%.

As estacas foram arrancadas, simultaneamente, a uma velocidade constante de 0,5 mm/s por um atuador (pistão hidráulico) decurso máximo de 65 mm, durante o voo, a 20g. A relação dos ensaios realizados é apresentada na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4 – Detalhamento de cada ensaio preliminar.**

Ref. no.	Comprimento do <i>Plug</i> (% comprimento da estaca)	Diâmetro Efetivo (mm)
EP1-0	0%	47
EP1-20	20%	47
EP1-35	35%	47
EP1-50	50%	47
EP2-0	0%	34,2
EP2-20	20%	34,2
EP2-35	35%	34,2
EP2-50	50%	34,2
EP3-0	0%	22,3
EP3-20	20%	22,3
EP3-35	35%	22,3
EP3-50	50%	22,3

Foi realizada uma medição da altura da areia no interior da estaca antes e após cada ensaio de arrancamento com o intuito de verificar a formação do *plug*.



#### 4.2.2 Ensaios Definitivos

Os ensaios definitivos foram realizados utilizando a mesma metodologia desenvolvida durante os ensaios preliminares para as etapas de pluviação, cravação, preparação do *plug* e arrancamento. Foram consideradas, nesta fase do estudo, as densidades externas de 23% e 70% mantendo-se os *plugs* sempre na densidade de 70%, situação mais comum na prática da engenharia geotécnica.

O esquema ilustrativo e a vista do ensaio são apresentados na Figura 4.29 (a) e (b), respectivamente. Nesta figura é possível observar a caixa teste onde foram realizados os ensaios, a disposição das estacas, o solo que preenche a caixa, as diferentes alturas dos *plugs*, o posicionamento do atuador hidráulico, do transdutor de deslocamento e das células de carga.

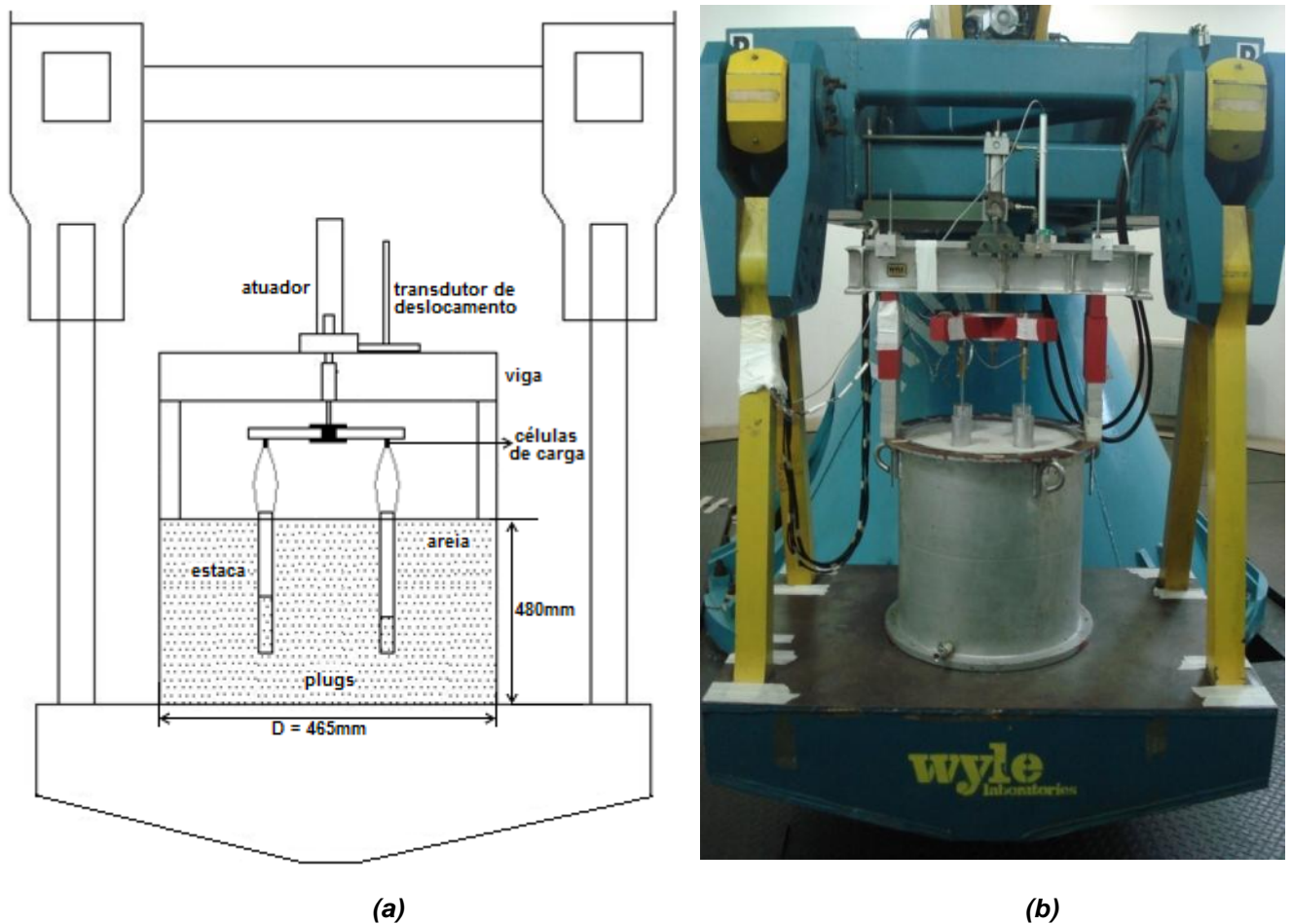


Figura 4.29-(a) Esquema de configuração do ensaio; (b) Vista do ensaio montado.

#### 4.2.2.1 Apresentação dos Ensaios

Quatro ensaios de arrancamento foram realizados com o objetivo de determinar a influência do *plug* na capacidade de carga das estacas tubulares vazadas. Dois ensaios foram feitos para estacas cravadas em areia na densidade de 23% com o *plug* na densidade de 70% e dois para estacas cravadas em areia na densidade de 70% com o *plug* na mesma densidade.

Com a experiência obtida nos ensaios preliminares optou-se por não realizar ensaios nas estacas com diâmetro de 22,3mm devido à dificuldade na preparação do *plug*.

Um sumário dos testes é apresentado nas Tabela 4.5 e 4.6.

**Tabela 4.5 – Detalhamento do ensaio definitivo para areia a 23% e *plug* a 70%.**

Ref. no.	Comprimento do <i>Plug</i> (% comprimento da estaca)	Diâmetro Efetivo (mm)
ED1-0	0%	47
ED1-35	35%	47
ED1-50	50%	47
ED2-0	0%	34,2
ED2-35	35%	34,2
ED2-50	50%	34,2

**Tabela 4.6 – Detalhamento do ensaio definitivo para areia a 70% e *plug* a 70%.**

Ref. no.	Comprimento do <i>Plug</i> (% comprimento da estaca)	Diâmetro Efetivo (mm)
ED3-0	0%	47
ED3-35	35%	47
ED3-50	50%	47
ED4-0	0%	34,2
ED4-35	35%	34,2
ED4-50	50%	34,2

### 4.3 Análise dos Dados

Os métodos para o cálculo da capacidade carga de estacas submetidas à tração apresentados no capítulo 3 não levam em consideração a influência do *plug* seu cálculo. Para isto, este trabalho propõe uma formulação complementar a já apresentada. Através da formulação de Braja (1986) serão apresentadas duas metodologias de cálculo distintas, uma metodologia rigorosa e uma metodologia equivalente.

#### 4.3.1 Metodologia Equivalente

O procedimento de cálculo denominado de metodologia equivalente consiste na utilização das formulações apresentadas no capítulo 3 vinculado aos resultados obtidos nos ensaios.

Para que a previsão da carga seja feita é preciso determinar o  $f_s$  porém este está vinculado ao coeficiente  $K_u$  que é desconhecido.

Após a realização do ensaio, tem-se como resultado a carga do protótipo para cada *plug* (0%, 35% e 50%) que após as transformações de escala se torna a carga real. Com estas cargas é possível determinar o  $f_s$  através da Equação 3.7 e conseqüentemente se determina o  $K_u$  (Equação 3.8) de cada *plug*. Porém o  $K_u$  encontrado ainda não é o  $K_u$  equivalente, ou seja, o  $K_u$  desejado.

De posse dos valores de  $K_u$  para cada *plug* é gerado um gráfico os relacionado. Para determinar o  $K_u$  equivalente basta substituir o valor do *plug* na função de ajuste linear presente no gráfico.

Com o  $K_u$  equivalente é possível prever a carga para cada *plug* realizando o procedimento inverso. Este procedimento se repete para cada *plug* de cada ensaio considerando sempre as relações de escala para modelos centrífugos apresentadas anteriormente.

### 4.3.2 Metodologia Rigorosa

Na metodologia equivalente só é considerada a contribuição externa, ou seja, na determinação do  $f_s$  só se considera a área lateral externa (Equação 3.7), não levando em consideração a área interna do *plug*. Sendo assim, uma nova formulação é proposta neste trabalho levando em conta a influência do *plug* para a previsão da carga.

Considerando uma estaca sem formação do *plug*, ou seja, com 0% de *plug* no caso estudado, a formulação se mantém a mesma. Já para os casos onde existe *plug* (35% e 50%) foi proposta uma parcela adicional ao cálculo do atrito médio  $f_s$ , o  $f_{plug}$  que levará em consideração a contribuição do solo no interior da estaca. As Equações 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam a nova formulação.

$$f_s = k_u \frac{\gamma' L}{2} \tan \delta + f_{plug} \quad (4.1)$$

↙

Contribuição  
Externa

↘

Contribuição  
Interna

Onde  $f_s$  é o atrito médio,  $k_u$  é o coeficiente de empuxo do solo,  $\gamma'$  é o peso específico do solo,  $L$  é o comprimento da estaca,  $\delta$  é o ângulo de atrito do contato solo-estaca e  $f_{plug}$  é o atrito médio no interior da estaca.

O  $f_{plug}$  é calculado seguindo a seguinte expressão:

$$f_{plug} = \frac{\Delta Q}{A_i} = k_{plug} \frac{\gamma'_i L_{plug}}{2} \tan \delta_{plug} \quad (4.2)$$

Sendo assim, o  $k_u$  é calculado conforme formulação abaixo.

$$k_{plug} = \frac{2\Delta Q}{A_i \gamma'_i L_{plug} \tan \delta_{plug}} \quad (4.3)$$

Onde  $\Delta Q$  é a contribuição interna para determinado diâmetro,  $A_i$  é a área lateral interna,  $\gamma'_i$  é o peso específico do solo no interior da estaca,  $L_{plug}$  é o



comprimento do *plug*,  $\delta_{plug}$  é o ângulo de atrito do contato solo-estaca no *plug*.

$$\Delta Q = Q - Q_0 \quad (4.4)$$

Onde  $Q$  é a carga de determinado *plug* e  $Q_0$  carga *plug* 0%.

As mesmas relações de escala para modelos centrífugos apresentadas anteriormente, deve ser aplicada para esta nova formulação.

O procedimento de cálculo para a previsão da carga utilizando esta nova formulação segue em três passos:

1º Passo - Contribuição externa: Determina-se o  $Q_0$  que é a carga do ensaio com *plug* 0%. Essa carga é obtida através da equação de ajuste do gráfico das envoltórias dos ensaios com *plug* 0% para o diâmetro de estaca desejado.

2º Passo - Contribuição interna: Determina-se o  $k_{uplug}$  para o *plug* desejado através da Equação 4.3. Gera-se o gráfico  $k_{uplug}$  versus porcentagem do *plug* assim como na metodologia anterior e determina-se o  $k_{uplug}$  desejado através da função ajuste.

3º Passo - Contribuição interna: Com o valor  $k_{uplug}$  para o *plug* desejado, retorna-se a Equação 4.3 e determina-se o  $\Delta Q$ . De posse do  $\Delta Q$  e do  $Q_0$  é possível prever a carga  $Q$ .

Com o conjunto de ensaios realizados tanto para areia fofa com *plug* denso como para areia densa com *plug* denso foi possível usar a metodologia rigorosa para prever cargas de estacas com diâmetros e porcentagens de *plug* diferentes das estacas dos ensaios realizados, sendo assim criou-se um modelo.

Para a utilização do modelo proposto são necessários os seguintes parâmetros:

1.  $k_u$  (contribuição externa – para 0% *plug*) - usado para prever os diferentes  $Q_o$  (a envoltória para 0% de *plug*) – determinado através de ensaios com estacas de diferentes diâmetros e com *plug* 0 %.

Ensaio necessário – no mínimo dois diâmetros diferentes de estacas uma vez que o diâmetro zero e carga zero podem ser considerados um ponto.

2.  $k_{uplug}$  (contribuição interna) – Obtido através do gráfico  $k_{uplug}$  versus porcentagem do *plug* (contribuição interna) conforme passo 2 descrito acima. Com este  $k_{uplug}$  calcula-se  $\Delta Q$  (previsto) e assim determina-se a carga prevista conforme passo 3. (Isso para determinado diâmetro e determinado comprimento de *plug* desejado).

Ensaio necessário – no mínimo dois diâmetros diferentes de estacas e 2 porcentagens de comprimentos de *plug* (pois para 0% de *plug* o  $k_{uplug}=0$ ).

3. Para determinar  $k_u$ (externo 0% *plugs* são necessários no mínimo dois ensaios, ou seja, duas estacas com diâmetros diferentes e ambas com *plug* 0%. Para determinar o  $k_{uplug}$  são necessários quatro ensaios, duas estacas de diâmetros diferentes e dois *plugs* diferentes.

Ensaio necessário – para determinar os dois  $k_u$  (externo e  $k_{uplug}$  interno) são precisos dois ensaios. O primeiro modelo com três estacas com o mesmo diâmetro, sendo uma estaca com *plug* 0% e as outras duas com *plugs* diferentes de zero, por exemplo, 35 % e 50 %. O segundo modelo com três estacas com o mesmo diâmetro, diferente do primeiro modelo, e com *plugs* iguais ao do primeiro modelo, por exemplo, 35 % e 50 %. Conforme programa de ensaios realizados neste trabalho.

A metodologia equivalente é outro modelo onde o parâmetro é o  $k_u$  equivalente que é obtido do gráfico  $k_u$  equivalente versus porcentagem do *plug*. O programa de ensaios é o mesmo da metodologia rigorosa.

### 5. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios preliminares realizados com o intuito de se obter uma metodologia de ensaio. Também serão apresentados neste capítulo os resultados dos ensaios definitivos. Serão apresentados os gráficos obtidos através do programa de aquisição de dados *LabView*\* 8.5 de todos os sete modelos preparados ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

#### 5.1 Ensaios Preliminares

Os resultados encontrados para os ensaios preliminares e suas análises estão presentes no artigo "Estudo da Capacidade ao Arrancamento de Estacas Tubulares Vazadas em Areias Fofas" que segue em anexo (ANEXO I).

#### 5.2 Ensaios Definitivos

Com os conhecimentos adquiridos durante os ensaios preliminares foi possível aperfeiçoar os ensaios definitivos.

Como já mencionado anteriormente, para os ensaios definitivos foram consideradas as densidades externas de 23% e 70% e apenas a densidade de 70% para os *plugs*. Nesta fase foram analisados os resultados das estacas com níveis de *plugs* de 0%, 35% e 50%.

Assim como nos ensaios preliminares, para as curvas de força de arrancamento versus deslocamento apresentados para os diâmetros de estacas ensaiadas, não foram descontados o peso das estacas dos valores da força de arrancamento, uma vez que os pesos das estacas em voo se mostraram desprezíveis em relação à carga obtida no arrancamento.

Foi possível observar, em todos os ensaios, que a carga no pico para as estacas com *plug* foi consideravelmente superior a carga das estacas sem *plug*, onde quanto maior a porcentagem do *plug*, maior a carga necessária para

levar a estaca ao arrancamento. O mesmo comportamento pós-pico observado nos ensaios preliminares se confirmou nos ensaios definitivos.

As cargas previstas apresentadas foram determinadas utilizando a formulação proposta neste trabalho, onde a contribuição do *plug* é considerada no cálculo da capacidade de carga.

### 5.2.1 Resultados dos Modelos ED1

A Figura 5.1 apresenta as curvas obtidas no ensaio para areia fofa com *plug* denso para as estacas de 47mm de diâmetro. Nesta figura observa-se claramente que a resistência ao arrancamento é diretamente proporcional a altura do *plug*, tanto para a carga de pico quanto para a carga residual, sendo mais evidente para a última.

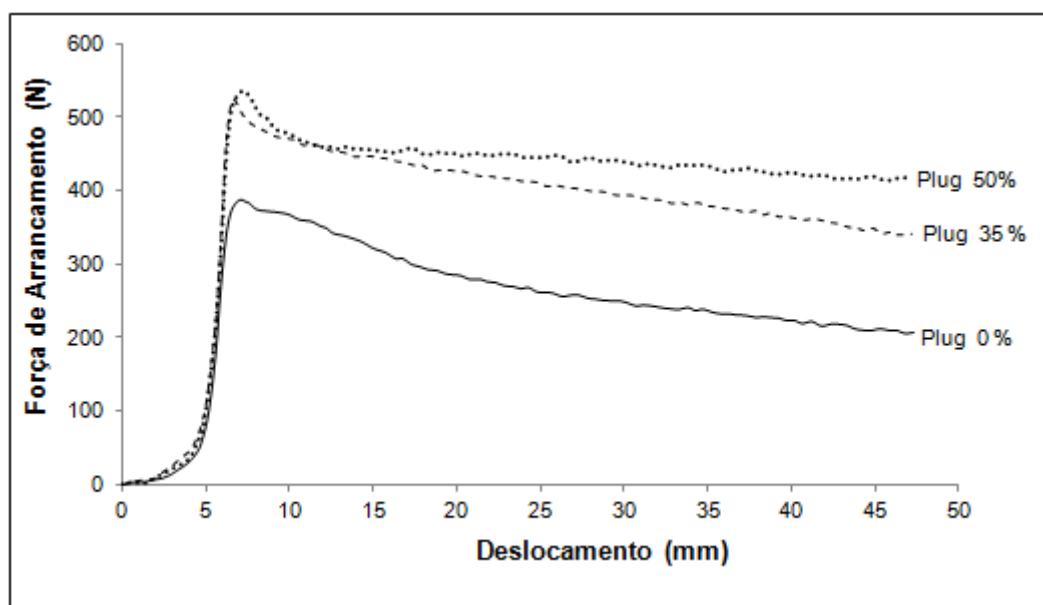


Figura 5.1 – Arrancamento areia 23% plug 70% - estaca com 47mm de diâmetro.

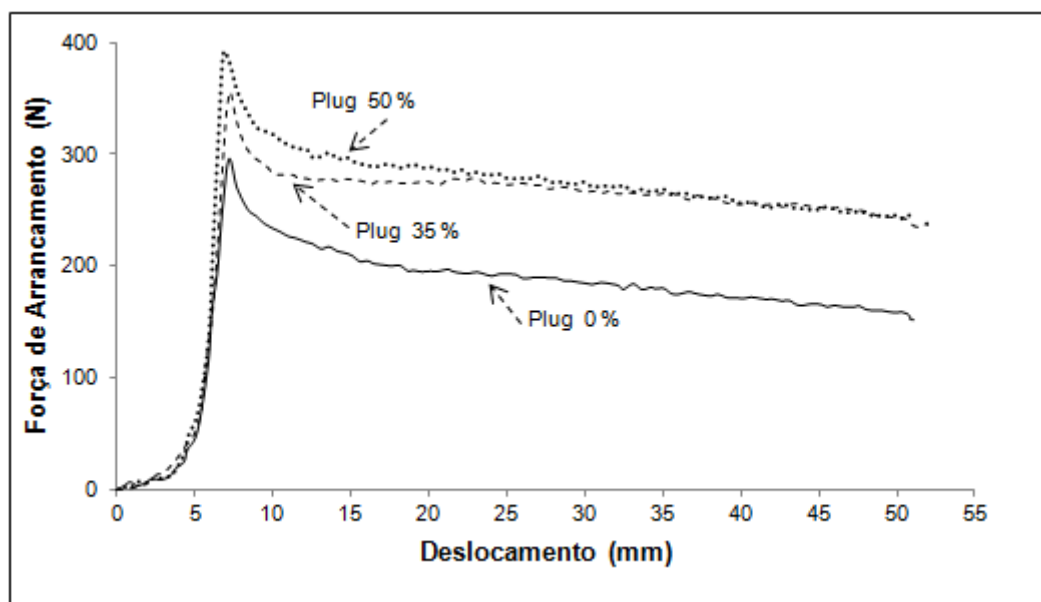
A Tabela 5.1 apresenta os valores da força de arrancamento de pico e residual para cada nível de *plug*.

**Tabela 5.1 – Forças de arrancamento para areia 23% *plug* 70% - estaca com 47mm de diâmetro.**

<i>PLUG</i>	Força de Arrancamento de Pico (N)	Força de Arrancamento Residual (N)
50%	536,34	415,77
35%	524,23	342,06
0%	387,92	207,66

### 5.2.2 Resultados dos Modelos ED2

A Figura 5.2 apresenta as curvas obtidas no ensaio para areia fofo *com plug* denso para as estacas de 34,2mm de diâmetro. O mesmo comportamento descrito para a estaca de 47mm de diâmetro se confirma para esta estaca.



**Figura 5.2 - Arrancamento areia 23% *plug* 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro.**

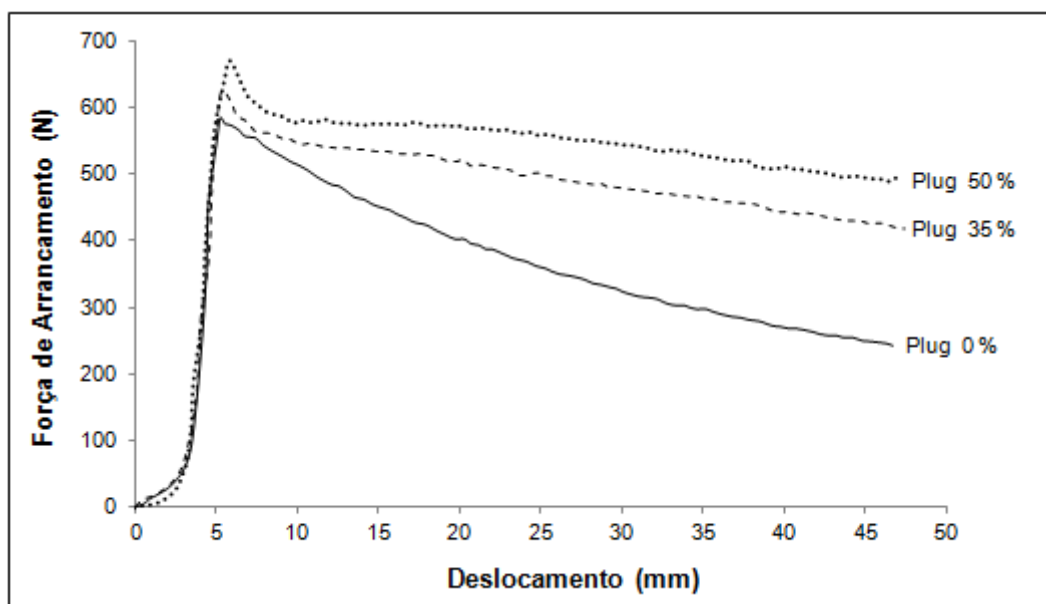
A Tabela 5.2 apresenta os valores da força de arrancamento de pico e residual para cada nível de *plug*.

**Tabela 5.2 – Forças de arrancamento para areia 23% *plug* 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro.**

<i>PLUG</i>	Força de Arrancamento de Pico (N)	Força de Arrancamento Residual (N)
50%	391,13	236,79
35%	356,06	235,07
0%	296,38	152,42

### 5.2.3 Resultados dos Modelos ED3

A Figura 5.3 apresenta as curvas obtidas no ensaio para areia densa com *plug* denso para as estacas de 47mm de diâmetro. O mesmo comportamento observado nos ensaios para areia fofa também é apresentado para areia densa, onde quanto maior o nível do *plug* maior a força necessária para levá-lo ao arrancamento.



**Figura 5.3 - Arrancamento areia 70% *plug* 70% - estaca com 47mm de diâmetro.**

A Tabela 5.3 apresenta os valores da força de arrancamento de pico e residual para cada nível de *plug*.

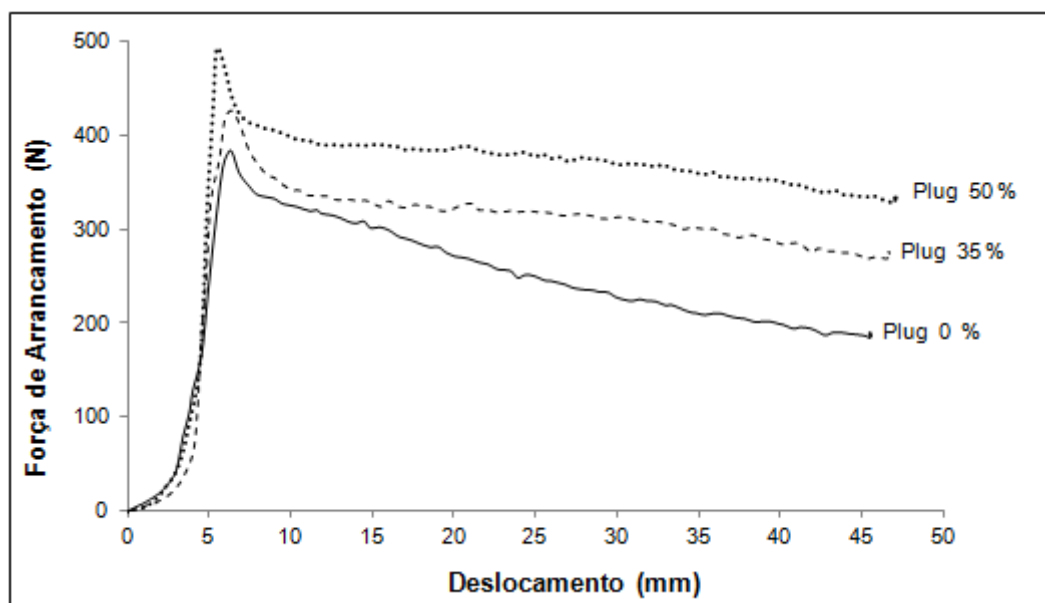
**Tabela 5.3 – Forças de arrancamento para areia 70% *plug* 70% - estaca com 47mm de**

<i>PLUG</i>	Força de Arrancamento de Pico (N)	Força de Arrancamento Residual (N)
50%	670,68	494,33
35%	625,08	418,30
0%	585,35	242,66

#### 5.2.4 Resultados dos Modelos ED4

A Figura 5.4 apresenta as curvas obtidas no ensaio para areia densa com *plug* denso para as estacas de 34,2mm de diâmetro. Mais uma vez, o comportamento apresentados nos demais ensaios é confirmado, deixando clara a influência do *plug* na resistência ao arrancamento.

Após a realização de todos os ensaios foi possível observar que a influência do *plug* não depende da densidade externa a estaca, ou seja, para qualquer densidade externa o *plug* se mostra efetivo para o ganho de resistência ao arrancamento.



**Figura 5.4 - Arrancamento areia 70% *plug* 70% - estaca com 34,2mm de diâmetro.**

A Tabela 5.4 apresenta os valores da força de arrancamento de pico e residual para cada nível de *plug*.

**Tabela 5.4 – Forças de arrancamento para areia 70% *plug* 70% - estaca com 34,2mm de**

<i>PLUG</i>	Força de Arrancamento de Pico (N)	Força de Arrancamento Residual (N)
50%	492,2	329,11
35%	425,79	273,89
0%	384,33	186,66

### 5.2.5 Análises dos Resultados Definitivos

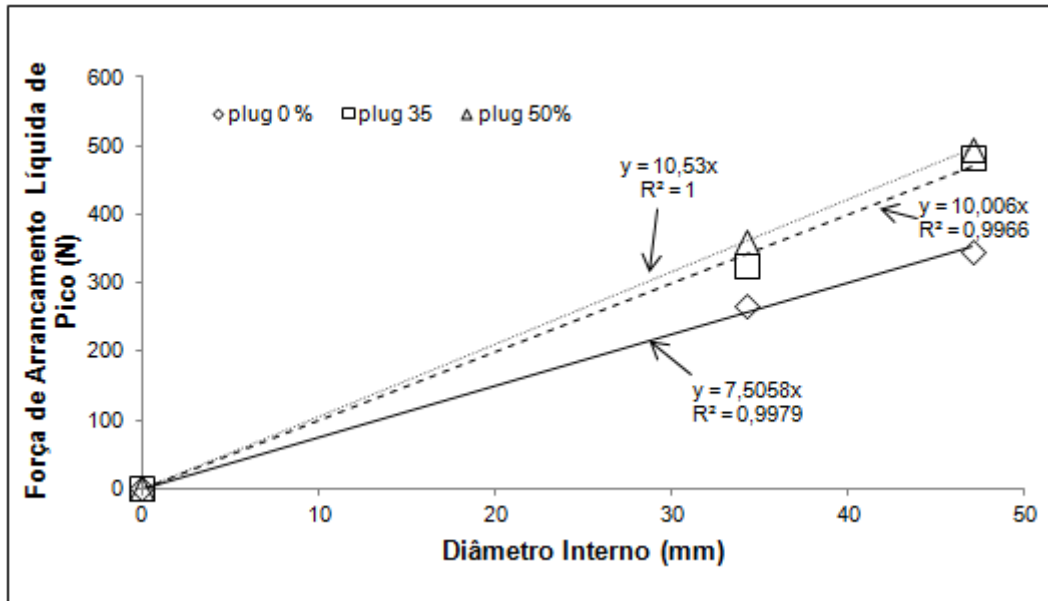
Após término dos ensaios observou-se que, para os diâmetros e as densidades estudadas, o *plug* apresenta influência significativa na capacidade de carga máxima (pico), e também, no comportamento pós-pico.

#### 5.2.5.1 Análises das Envolvórias

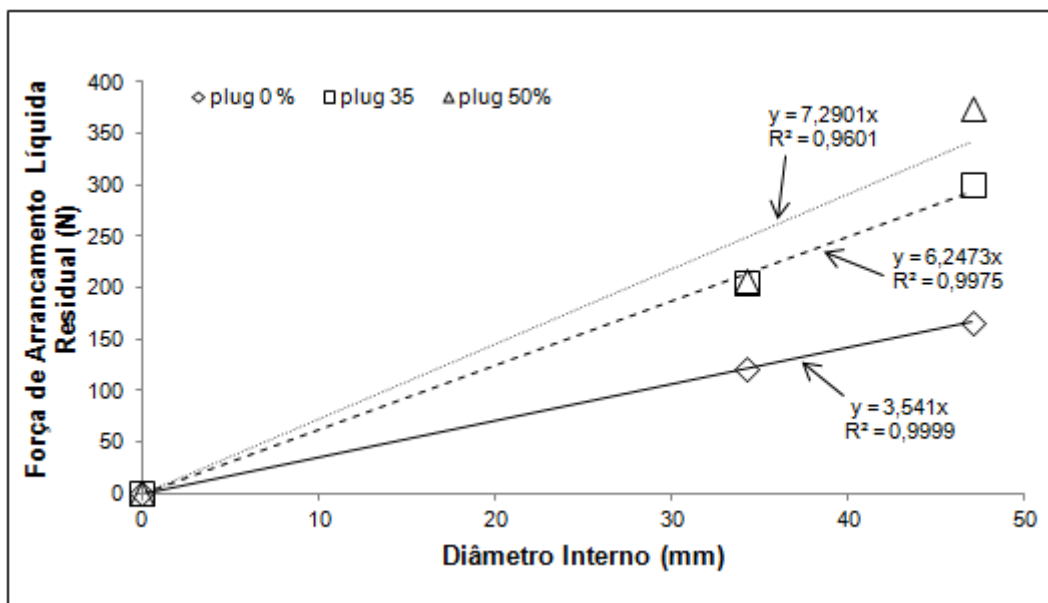
Para as envoltórias de carga de pico e de carga residual foram utilizadas as cargas líquidas de pico e residual respectivamente. Considerou-se como carga líquida, de pico ou residual, a diferença entre a carga de arrancamento, de pico ou residual, e o peso da estaca em vôo. Os valores dos pesos das estacas em vôo, que foram considerados no cálculo da carga líquida de pico e residual, foram 42 N e 30,2 N respectivamente para as estacas de 47 e 34,2 de diâmetro.

As Figura 5.5 e Figura 5.8 apresentam as envoltórias de pico e residuais para os ensaios com areia fofa com o *plug* denso.



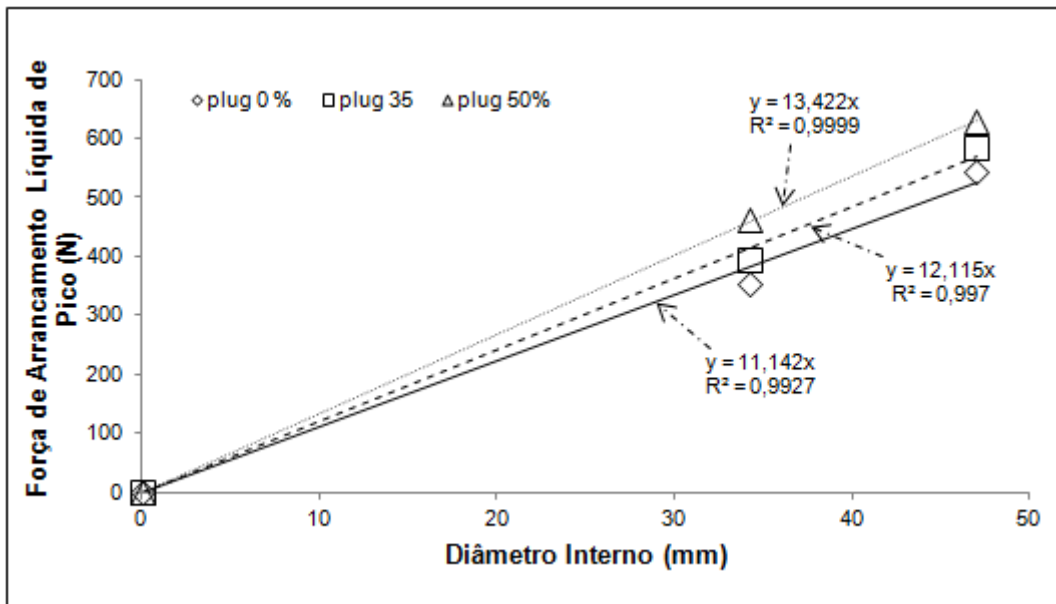


**Figura 5.5- Cargas Líquidas de Pico para os ensaios com areia fofo e o plug denso e envoltórias para os diferentes plugs ensaiados.**

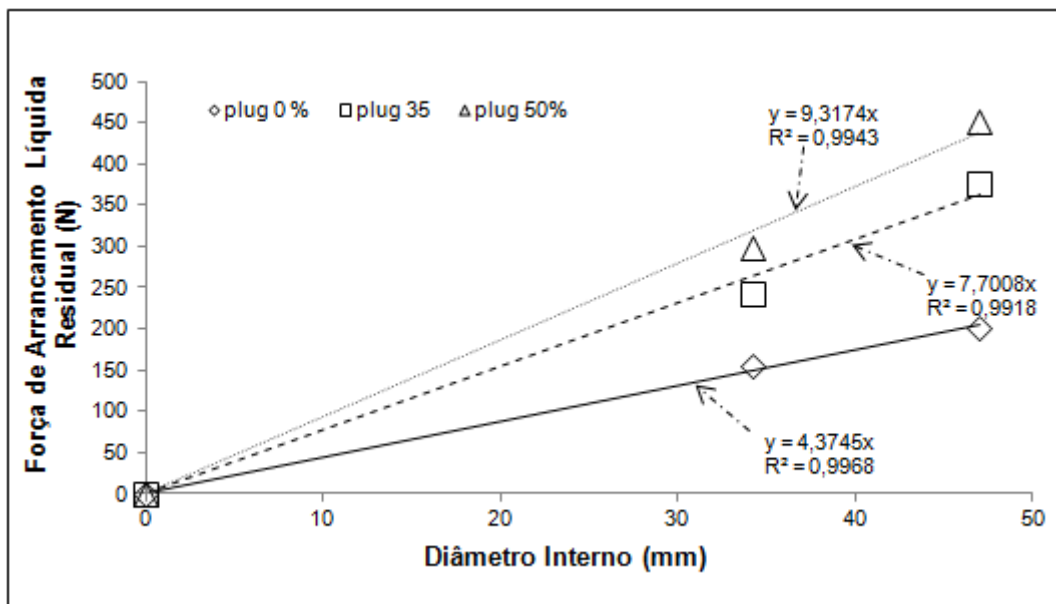


**Figura 5.6- Cargas Líquidas Residuais para os ensaios com areia fofo e o plug denso e envoltórias para os diferentes plugs ensaiados.**

As Figura 5.7 e Figura 5.8 apresentam as envoltórias de pico e residuais para os ensaios com areia densa com o *plug* denso.



**Figura 5.7- Cargas Líquidas de Pico para os ensaios com areia densa e o *plug* denso e envoltórias para os diferentes plugs ensaiados.**



**Figura 5.8- Cargas Líquidas Residuais para os ensaios com areia densa e o *plug* denso e envoltórias para os diferentes plugs ensaiados.**

A comparação entre as envoltórias de todos os ensaios realizados estão apresentados na Figura 5.9.

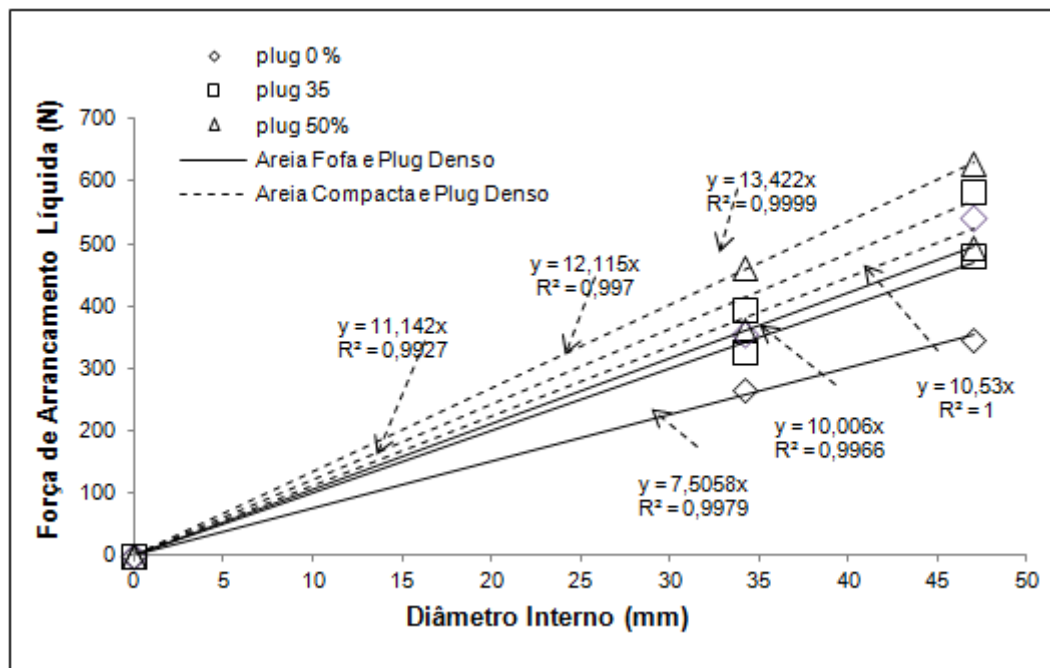


Figura 5.9– Comparação entre as envoltórias.

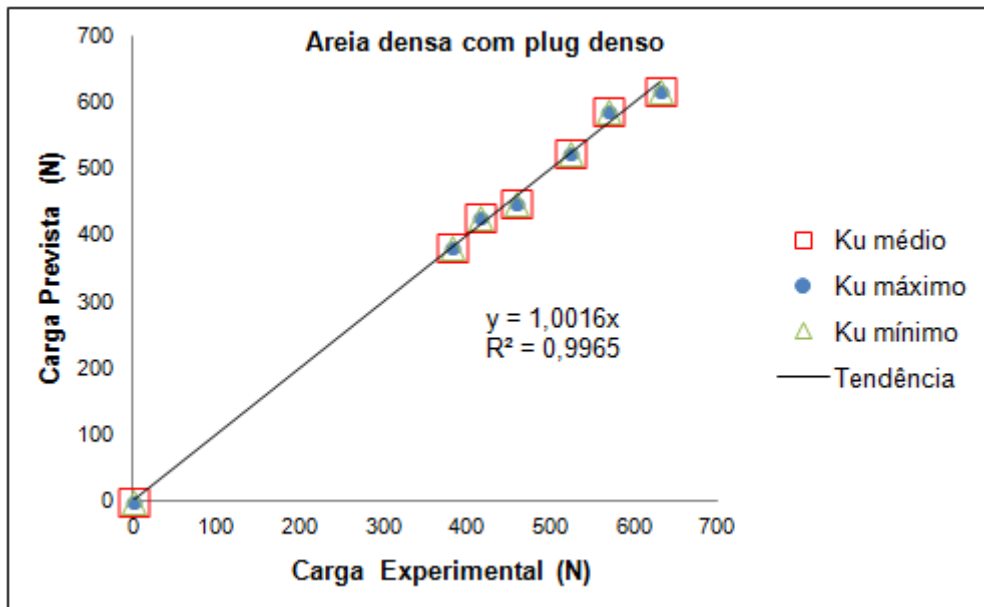
### 5.2.5.2 Análises dos $k_u$ 's

As análises realizadas para os  $k_u$ 's tanto para a metodologia equivalente quanto para a metodologia rigorosa são apresentadas nos itens subsequentes.

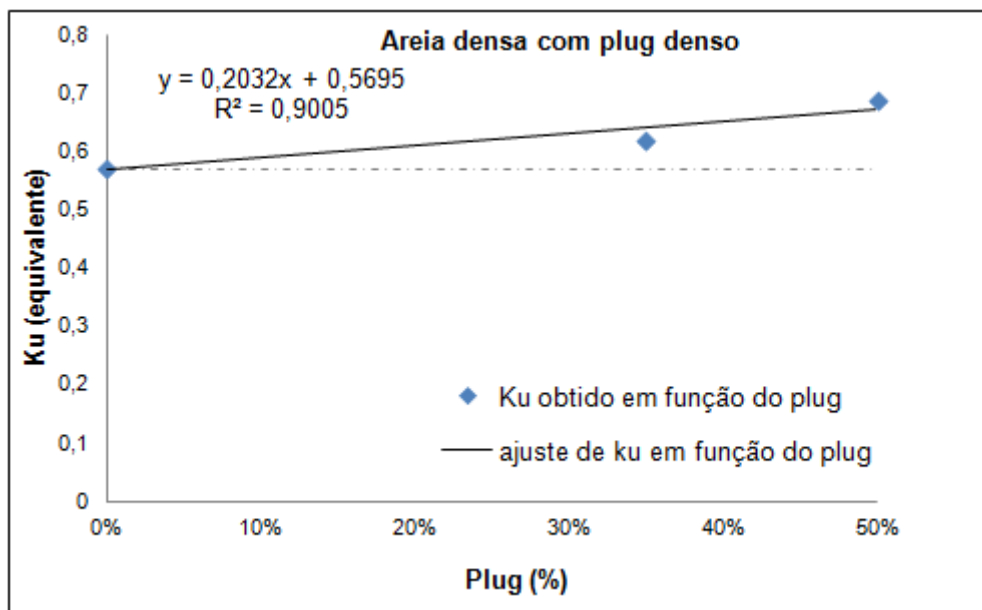
#### 5.2.5.2.1 Metodologia Equivalente

As Figura 5.10 e Figura 5.12 apresentam a tendência encontrada para a carga obtida através do ensaio e a carga prevista através do  $k_u$  para o ensaio da areia densa com o *plug* denso.

As Figura 5.11 e Figura 5.13 apresentam a relação do  $k_u$  equivalente para qualquer porcentagem de *plug*, sendo assim, é possível prever a carga para o *plug* desejado.



**Figura 5.10– Carga prevista versus carga experimental para areia densa e plug denso.**



**Figura 5.11– kuequivalente versus plug para areia densa e plug denso.**

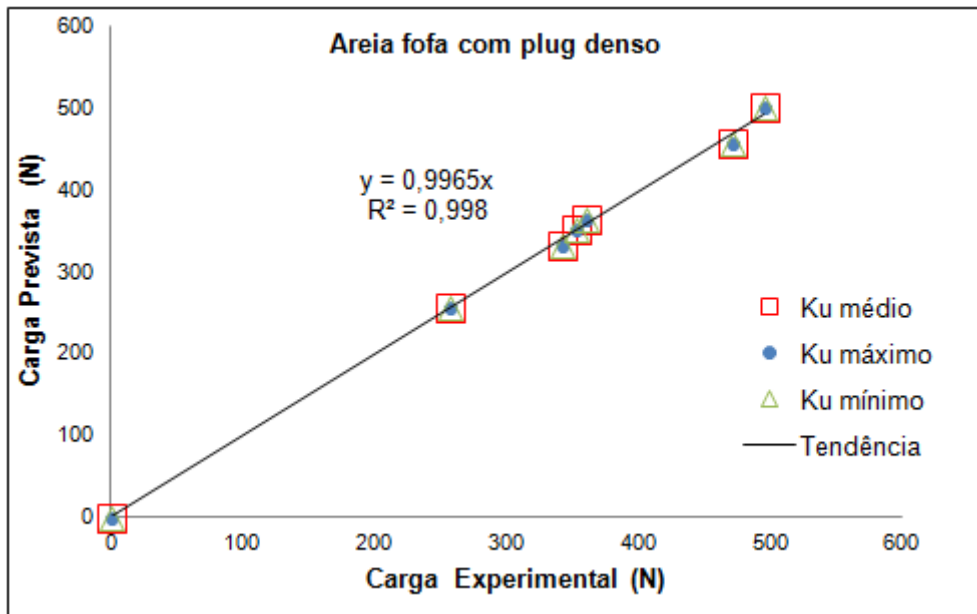


Figura 5.12– Carga prevista versus carga experimental para areia fofa e plug denso.

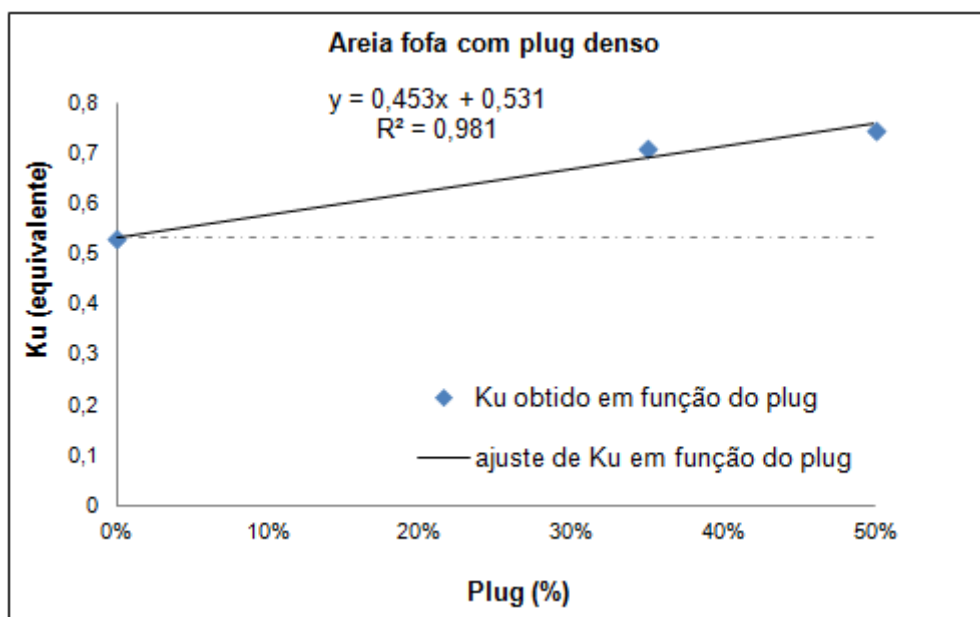


Figura 5.13– kuequivalente versus plug para areia fofa e plug denso.

#### 5.2.5.2.2 Metodologia rigorosa

As Figura 5.14 e Figura 5.16 apresentam a tendência encontrada para a carga obtida através do ensaio e a carga prevista através do  $k_u$  para o ensaio da areia densa com o *plug* denso, através da metodologia rigorosa. As Figura

5.15 e Figura 5.17 apresentam a relação do  $k_u$  equivalente para qualquer porcentagem de *plug*, sendo assim, é possível prever a carga para o *plug* desejado.

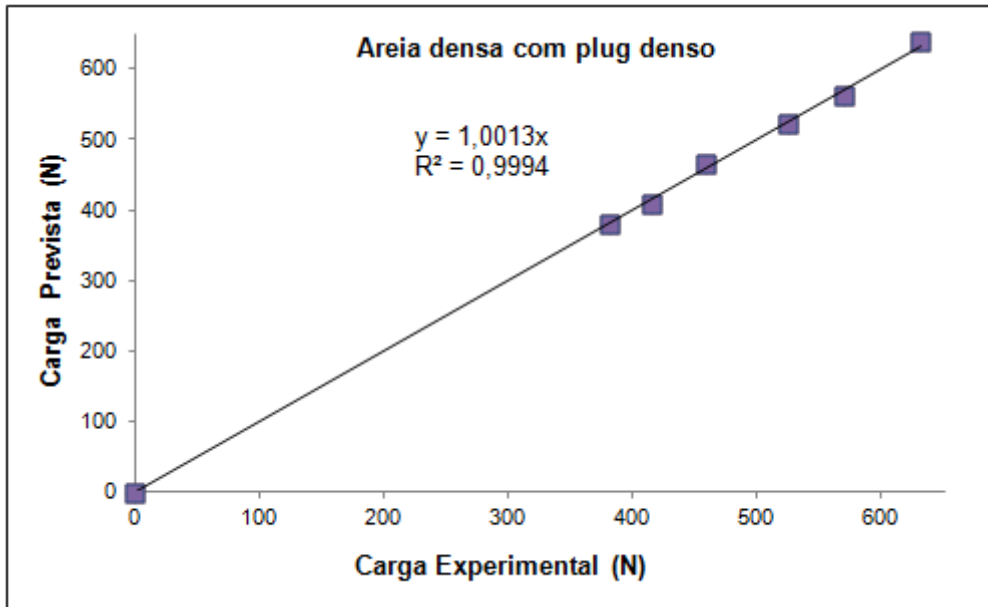


Figura 5.14– Carga prevista versus carga experimental para areia densa e plug denso.

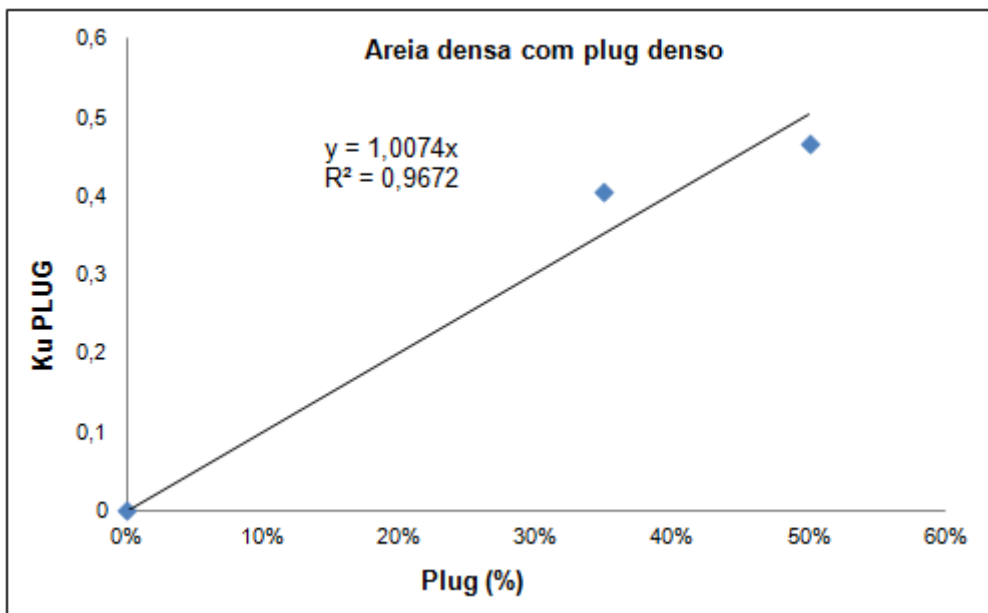


Figura 5.15–  $k_{u\text{plug}}$  versus plug para areia densa e plug denso.

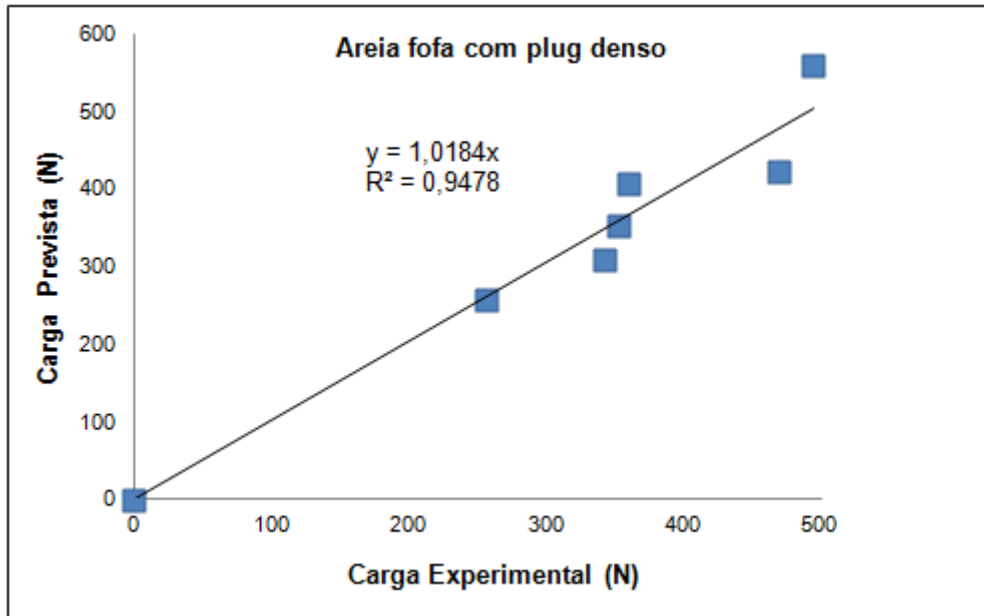


Figura 5.16– Carga prevista versus carga experimental para areia fofa e plug denso.

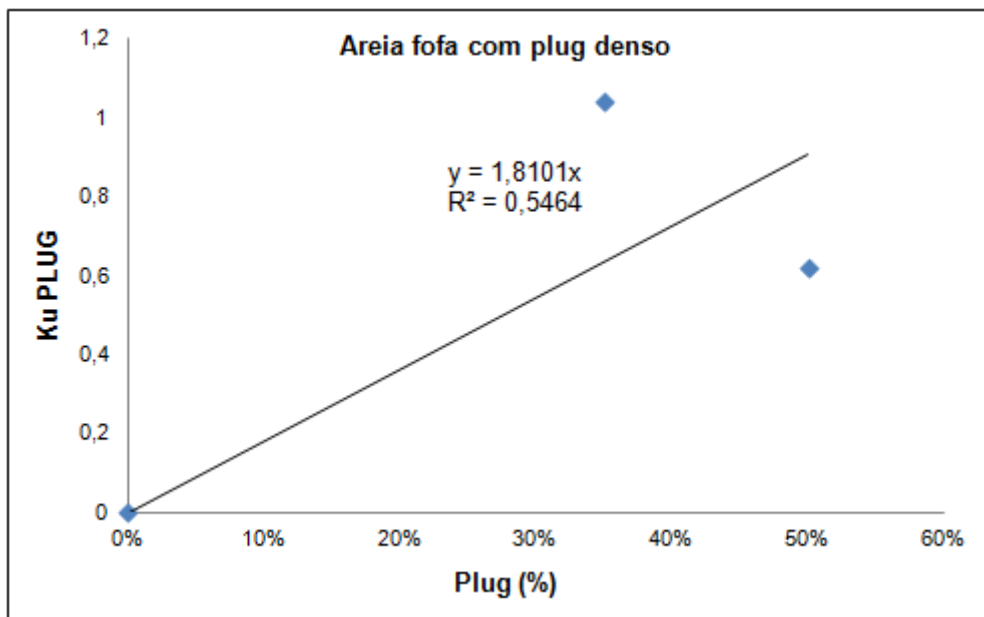
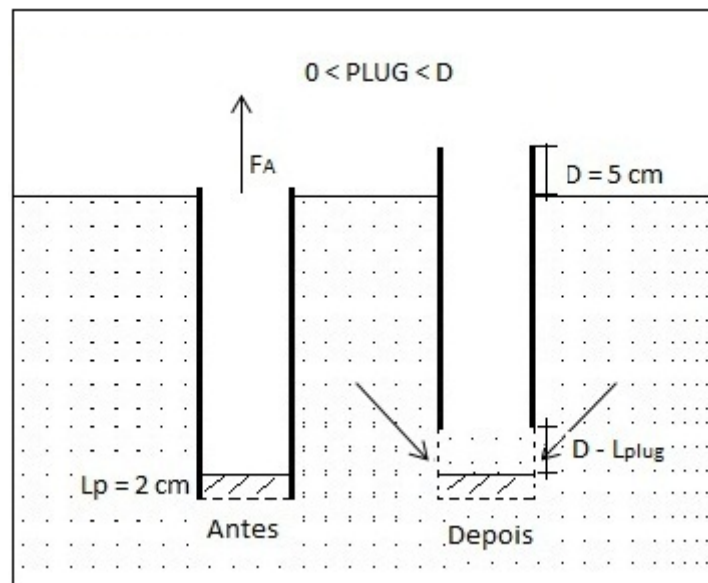


Figura 5.17–  $k_{u\text{plug}}$  versus plug para areia fofa e plug denso.

### 5.2.5.3 Mecanismo de Ruptura

Através das medidas do nível da areia no interior da estaca, realizadas com o auxílio de um soquete, antes e depois do arrancamento, percebeu-se que não houve a formação do *plug*, pois houve um movimento da estaca em

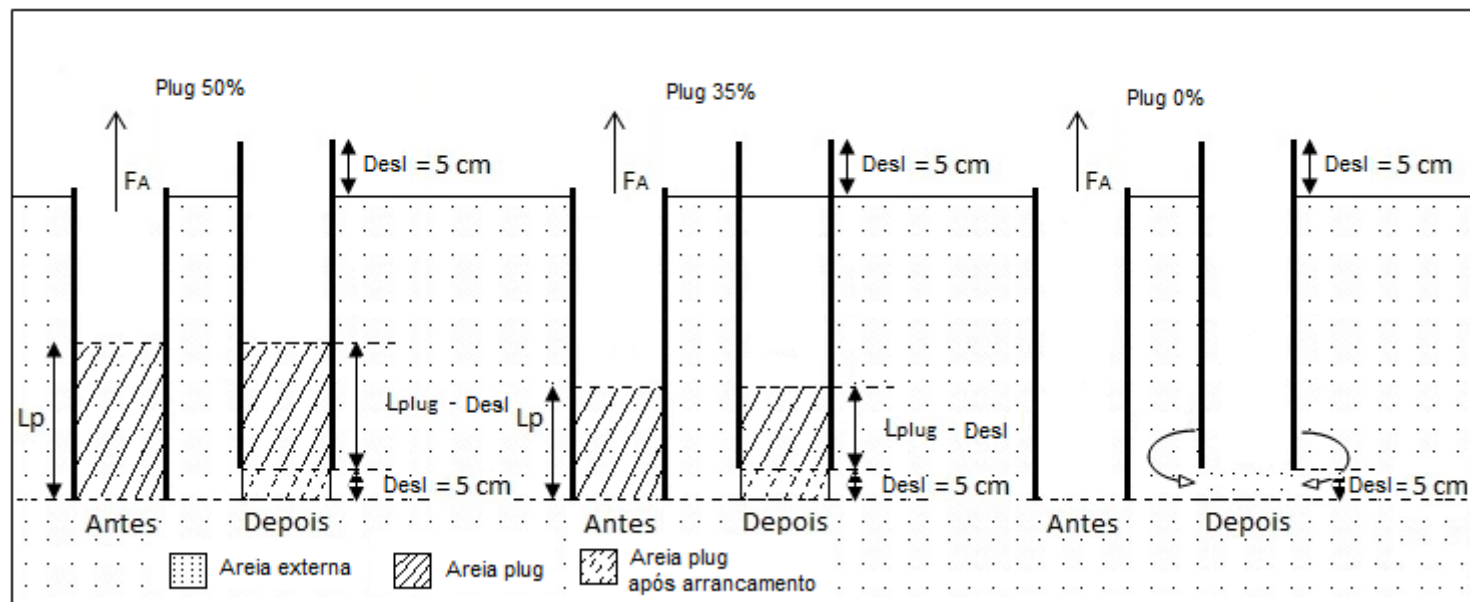
relação a areia, ou seja, a estaca sobe quanto o pistão desloca e a areia fica no mesmo nível que estava inicialmente antes do arrancamento (Figura 5.18).



**Figura 5.18– Mecanismo de ruptura.**

Para entender melhor, imagine uma estaca de 30 cm com preenchimento de areia a 20 % do comprimento da estaca, ou seja, 6 cm; Supondo que no ensaio o pistão subiu 5 cm, vai restar 1 cm de areia no interior da estaca pois a estaca subiu 5 cm e a areia ficou no mesmo nível, ou seja não houve *plug* (embuchamento), o que há é um deslizamento da estaca em relação a areia (Figura 5.19). Ou seja, as diferentes alturas de “*plug*”, ou melhor, preenchimento (20%, 35% e 50 %) exerce influência, no arrancamento, não pelo peso (*plug*, ou seja, embuchamento) e sim por causa das diferentes resistências laterais desenvolvidas, pelo atrito gerado no interior da estaca, durante o arrancamento.





**Figura 5.19– Mecanismo de ruptura de cada ensaio.**

## 6. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O *plug* tem sido amplamente estudado em todo o mundo, seja para determinar sua formação ou sua influência na capacidade de carga.

Para os ensaios realizados não houve formação de *pluge* sim preenchimento do interior da estaca com solo, uma vez que a areia se deslocou em relação à estaca após o arrancamento.

O presente trabalho mostra que para os diâmetros analisados e em areia na compactidade relativa de 23% o *preenchimento* praticamente não influencia na capacidade de carga de pico. Porém, se faz evidente no comportamento pós- pico, onde quanto maior o *preenchimento*, maior a carga residual.

Já para os casos com *preenchimento* denso, independentemente da densidade da areia externa a estaca, o preenchimento apresentou grande influência, não só, para as cargas de pico, mas como também no comportamento pós-pico.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Mhaidib, A. and Edil, T. (1995). *Effect of Pile Installation Method on Uplift Capacity of Piles in Sand*. The Fourth Saudi Engineering Conference, vol. II, p. 353-360.

Al-Mhaidib, A. and Edil, T. (1994). *Effect of Pile-End on Uplift Capacity of Pipe Piles in Sand*. Proceedings of the 1st Regional Conference & Exhibition of ASCE - SAS, Manama, Bahrain, p. 395-396.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122—Projeto de Execução de Fundações (2009). Rio de Janeiro, p.51.

Bessa, A.O. (2005). *Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração*. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, p. 183.

Carvalho, D. (1991). *Análise de cargas últimas à tração em estacas escavadas instrumentadas em Campo Experimental de São Carlos*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, p. 204.

Das, B. M. (1986). *Uplift Capacity of Piles and Pile Groups in Sand*. OCEANS 86 Conference, Washington, p.90-95.

De Nicola, A. and Randolph, M.F. (1993). *Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119:12, p. 1952-1973.

Doherty P., Gavin K. and Gallagher D. (2010). *Field investigation of base resistance of pipe piles in Clay*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, vol. 163, N<sup>o</sup>.2, p. 13–22.

Doherty P. & Gavin K. (2010). *The installation resistance of open-ended piles*. Physical Modelling in Geotechnics – Springman, Laue & Seward (eds). p. 751–756.

Goel, S., Patra, N. R. (2006). *Prediction of load displacement response of single piles under uplift load*. Geotech Geol Eng. 25. p. 57–64.

Jardine, R. J., Overy, R. F. and Chow F. C. (1998). *Axial Capacity of Offshore Piles in Dense North Sea Sands*. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, vol. 124, Nº. 2, p. 171 – 179.

Keuper, L. B. (2006). *Análise Teórica e Experimental de Flambagem Vertical de Dutos Submetidos a Carregamento Térmico*. Dissertação de mestrado, COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 105.

Ling, H. I. Mohri, Y., Kawabata, T., Liu, H., Burke, C. and Sun, L. (2003). *Centrifugal Modeling of Seismic Behavior of Large-Diameter Pipe in Liquefiable Soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 129, Nº 12, p. 1092 – 1101.

Mello, V. (1979). *Aplicações Estacas Tubulares*. Catalogo CONFAB, p. 12.

Mello, V. (1979). *A Evolução das Estacas Tubulares Metálicas no Brasil*. I Congresso ABCEM, p. 1 – 8.

Melo, C. M. A. R. (2010). *Avaliação de Desempenho e Desenvolvimento de Metodologias para Estudos de Ancoragem de Estruturas Flutuantes com Estacas de Sucção*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil, p. 162.

Mohamed A. (2002). *Evaluation of Steel Pipe Pile Length Performance in Sand Based on Load Test Results*. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 7.

Nicola, A. D. and Randolph, M. F. (1993). *Tensile and Compressive Shaft Capacity of Piles in Sand*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 119, Nº. 12, p. 1952-1973.

PaschoalinFilho, J.A; Carvalho, D; Albuquerque, P.J.R.;Nogueira, R.C.R. (2008). "Comportamento à tração de estacas metálicas tipotrilha TR37 executadas em solo de Diabásio, típico da região deCampinas/SP". In: *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais-SEFE. São Paulo/Brasil. Anais...São Paulo, cd-rom*.

Randolph, M. F.,May, M.,Leong, E. C.,Hyden, A. M. and Murff, J. D. (1992). *Soil Plug Response in Open-Ended Pipe Piles*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, Nº. 5, p. 743-759.

Richard, D. R., Oscar G. U., and Michael W. O. (1992). *Driving Characteristics of Open-Toe Piles in Dense Sand*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 118, Nº. 1, p. 72-88.

Ruukki, (2010). *Large diameter steel pipe piles in foundation construction*. Ruukki more withmetals, p. 1 – 19.

Santiago, P. A. C. (2010). *Estudo Experimental do Arrancamento de Dutos Enterrados Ancorados com Geogrelhas utilizando Centrífuga Geotécnica*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil, p. 101.

SOO, C.F., LIN, C.C., WAG, R.F., OU, C.D. and MOH, Z.C. (1980). *Plugging of open-end steel pipe piles*. In: Proceedings of Sixth Southeast Asina Conference on Soil Engineering, vol. 2, p. 315 – 325.

Taylor, R. N. (1995). *Geotechnical Centrifuge Technology*, 1<sup>o</sup> Ed., London, Blakie Academic & Professional.

Tielaitos, (2000). *Steel pipe piles*, Finnish National Road Administration (FinnRA), Bridge Engineering, p.84.

Tsuha, C. (2007). *Modelo Teórico para Controle da Capacidade de Carga à Tração de Estacas Metálicas Helicoidais em Solo Arenoso*. Tese de D.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, p. 275.

Turner, J. P., and Kulhawy, F. H. (1990) *Drained Uplift Capacity of Drilled Shafts Under Repeated Axial Loading*. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 3, p. 470-491.

Yongkyu, C., Michael W. O., Moon S. N., Changkyu C., and Sangil K. (2002). *Pullout Behaviors for Battered Large Diameter Reaction Piles during Static Pile Load Tests for Large Diameter Piles*. *An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance (GSP 116)*, p.793 – 806.

SanjeevMalhotra, PE, GE, M. (2007). *Effect of Wall Thickness on Plugging of Open Ended Steel Pipe Piles in Sand*. *American Society of Civil Engineers (ASCE)*, p. 1-16.

**ANEXO 01 – ARTIGO: "ESTUDO DA CAPACIDADE AO  
ARRANCAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS EM  
AREIAS FOFAS"**

# Estudo da Capacidade de Carga ao Arrancamento de Estacas Tubulares Vazadas em Areias Fofas

Danielle Pereira Neves

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil,  
daniellepneves@hotmail.com

Rodrigo Martins Reis

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil,  
reis@uenf.br

Fernando Saboya Jr.

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil,  
saboya@uenf.br

Sérgio Tibana

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil,  
tibana@uenf.br

AllonsoCurty da Silva Pereira

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil,  
allonsocurty@hotmail.com

André Luís Flor Manhães

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil,  
amanhaes@uenf.br

Renato de Abreu Fernandes

Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Brasil,  
eng.renatofernandes@gmail.com

**RESUMO:** Este trabalho investigou a influência do *plug* na capacidade de carga de estacas tubulares vazadas quando submetidas ao arrancamento através de ensaios em centrífuga geotécnica. Para isso foram confeccionados três modelos, em escala reduzida, com capacidade de ensaiar quatro estacas simultaneamente e submetidos a acelerações de 20g, permitindo assim a determinação da curva carga versus deslocamento para cada estaca. Considera-se uma areia com compacidade relativa de 23%, estacas com três diâmetros distintos (1, 1 ½ e 2 polegadas) e com quatro alturas de *plug* artificialmente confeccionado, totalizando 12 estacas ensaiadas. Os resultados mostram que para a compacidade relativa de 23% o *plug* não contribuiu para o ganho de capacidade de carga, porém no comportamento pós pico alguma interferência é observada. As cargas de pico, dos diferentes diâmetros de estacas e alturas de *plug*, foram previstas através do parâmetro de arrancamento,  $K_u$  médio, igual a 0,67, calculado através das cargas obtidas experimentalmente.

**PALAVRAS-CHAVE:** estacas tubulares vazadas, *plug*, resistência ao arrancamento.



## 1 INTRODUÇÃO

As estacas tubulares tem-se tornado cada vez mais populares como alternativas para as fundações. Principalmente as fundações submetidas à tração, como as de estruturas portuárias e *offshore*, de geradores eólicos e de torres de transmissão. As estacas utilizadas em estruturas portuárias e *offshore* estão sujeitas às forças de arrancamento significativas devido à ação das ondas. Tal uso mostra a importância de estudos científicos para avaliar o comportamento destas fundações quando submetidas ao arrancamento.

As estacas tubulares podem ser vazadas ou de ponta fechada. As de ponta fechada apresentam comportamento semelhante às estacas convencionais. Já as estacas tubulares vazadas quando são cravadas no solo e ocorre uma obstrução deste no interior da estaca, ou seja, o nível do solo no interior da estaca é inferior ao nível externo, diz-se que houve a formação do *plug*.

Estudos abordando o *plug* (Soo et al., 1980; Doherty et al., 2010) foram realizados para determinar a sua influência na capacidade de carga a compressão em argilas moles. O estudo de Al-Mhaidib e Edil (1995) mostra a influência do tipo de cravação na formação do *plug*, além de desenvolvimentos de métodos para determinar a capacidade de carga considerando o *plug*.

O presente trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, utilizando a Centrífuga Geotécnica para a modelagem das estacas tubulares vazadas em solo arenoso.

Este estudo apresenta valores de capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas para diferentes alturas de *plugem* areia. O objetivo fundamental desta pesquisa é investigar a influência do *plug* na capacidade de carga de estacas tubulares metálicas vazadas quando submetidas ao arrancamento.

## 2 MODELO EXPERIMENTAL

Os ensaios de arrancamento foram realizados em estacas de alumínio cravadas a uma profundidade de 27,7 cm em uma caixa cilíndrica de aço. Foi possível ensaiar quatro estacas por vez variando os níveis de *plug* para efeito de comparação. A Figura 1 apresenta um esquema ilustrativo do ensaio.

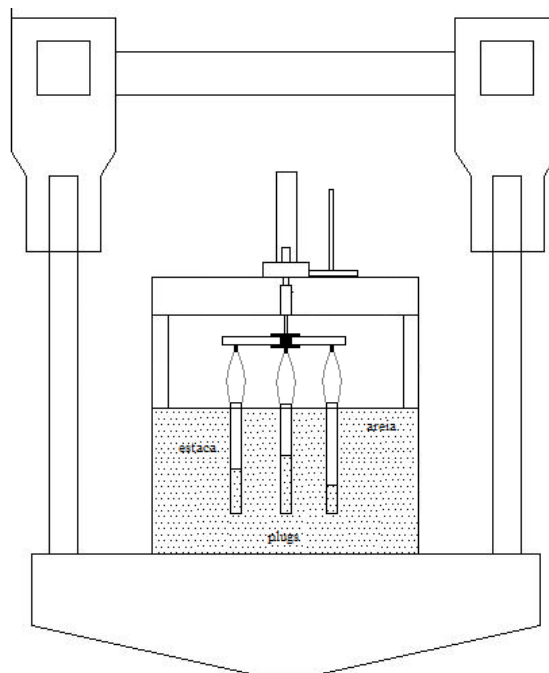


Figura 1. Esquema do Ensaio na Centrífuga.

### 2.1 Apresentação dos Ensaios

Afim de se determinar a influência do *plug* na capacidade de carga ao arrancamento em estacas tubulares vazadas foram realizados três ensaios de arrancamento a 20g. Foram estudados três diâmetros distintos e cada teste era composto por quatro estacas com diferentes níveis de *plug*. A Tabela 1 apresenta a relação dos ensaios realizados.

Tabela 1. Detalhamento de cada Ensaio.

Ref. no.	Comprimento do <i>Plug</i> (% comprimento da estaca)	Diâmetro Efetivo (mm)
E1-0	0%	47
E1-20	20%	47
E1-35	35%	47
E1-50	50%	47
E2-0	0%	34,2
E2-20	20%	34,2
E2-35	35%	34,2
E2-50	50%	34,2
E3-0	0%	22,3
E3-20	20%	22,3
E3-35	35%	22,3
E3-50	50%	22,3

As estacas foram cravadas a 1g com o auxílio de um macaco hidráulico e uma viga de champox em forma de cruz. Uma guia de madeira foi utilizada para minimizar a possibilidade de inclinação das estacas (Figura 2).



Figura 2. Sistema de Cravação das estacas.

Para o arrancamento, durante o vôo, foi utilizado um atuador (pistão hidráulico) com curso máximo de 65 mm, a uma velocidade constante (0,5 mm/s). Foram instaladas cinco células de carga, uma em cada estaca com capacidade máxima de 4.450 N ou 450 Kgf e uma no atuador hidráulico, instalado na viga de reação, com capacidade máxima de 13.350 N ou 1.350 Kgf. Para a aquisição do deslocamento vertical foi utilizado um transdutor de deslocamento linear.

## 2.2 Materiais e Métodos

Os ensaios foram realizados em uma caixa teste cilíndrica de alumínio aeronáutico com diâmetro de 46,5 cm e 48 cm de altura.

As estacas são representadas por tubos de alumínio, com diâmetros de 50,8 mm, 38,1 mm e 25,4 mm para uma mesma espessura de parede de 1,58 mm, todas com comprimento de 30 cm.

O solo utilizado nos ensaios foi uma areia normalizada, comercializada pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). A areia foi lançada na caixa teste através de um pluviômetro (Figura 3), equipamento que reproduz uma chuva de areia que permite controlar a densidade através da altura de queda. A Tabela 2 apresenta algumas propriedades físicas do material utilizado.



Figura 3. Pluviação da Areia na Caixa Teste.

Tabela 2. Propriedades Físicas da Areia (Santiago, 2010).

Propriedade	Valor
Diâmetro Efetivo $D_{10}$	0,27 mm
Densidade real dos grãos (G)	2,67
Índice de vazios mínimo $e_{min}$	0,72
Índice de vazios máximo $e_{max}$	1,06
Ângulo de atrito de pico para a compacidade relativa = 23 %	36°
Ângulo de atrito residual	33°

A aquisição dos dados de força de arrancamento e deslocamento vertical das estacas foram feitas utilizando o *software* LabVIEW. Com esta ferramenta pôde-se controlar o arrancamento das estacas através da especificação da velocidade adequada do atuador. A Figura 4 apresenta a imagem do *software* durante um ensaio de arrancamento na centrífuga.

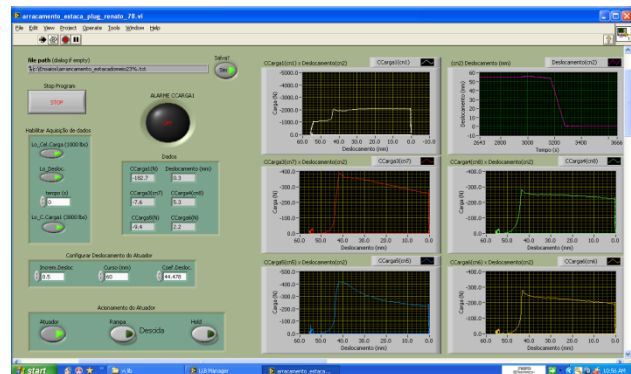


Figura 4. Imagem do LabVIEW durante um Ensaio de Arrancamento.

## 2.3 Descrição dos Ensaios

Inicialmente, preenche-se a caixa teste com areia através da pluviação. Tal procedimento se dá em 7 camadas de 5 cm cada, controlando-se a altura de queda da chuva de areia para garantir a densidade desejada.

Em seguida, instala-se a guia de madeira, a viga

suporte com o macaco hidráulico e as estacas são posicionadas. Uma viga de champox é colocada sobre as estacas e o macaco hidráulico é acionado, dando início a cravação.

Após a cravação, todo o sistema é retirado restando apenas as estacas cravadas. Nesta fase, toda a areia no interior da estaca é cuidadosamente retirada através de sucção, para que sejam preparados os *plugs*. O mesmo processo de pluviação é realizado para preencher o interior da estaca com areia na mesma densidade da areia da caixa teste.

Uma viga com o atuador e um transdutor de deslocamento vertical são presos ao sistema. A mesma viga de champox utilizada durante a cravação é ligada a base do atuador e as células de cargas são fixadas em sua base. Esbeltos cabos de aço interligam o centro das estacas e as células de carga (Figura 5).



Figura 5. Sistema de Arrancamento das estacas.

O sistema de aquisição é conectado e a centrífuga é então acionada. A gravidade é aumentada gradativamente até atingir 20g e após isso é dado início ao arrancamento das estacas.

### 3 CÁLCULO ANALÍTICO

Segundo Braja (1986), a capacidade de carga das estacas quando submetidas a tração pode ser calculada através da seguinte equação:

$$Q_o = f_s A_s \quad (1)$$

Onde  $Q_o$  é a capacidade de carga máxima ao arrancamento,  $f_s$  é o atrito médio e  $A_s$  é a área lateral da estaca.

O atrito médio pode ser determinado pela seguinte

equação:

$$f_s = k_u \frac{\gamma' L}{2} \tan \delta \quad (2)$$

Onde  $k_u$  é o coeficiente de empuxo do solo,  $\gamma'$  é o peso específico do solo,  $L$  é o comprimento da estaca e  $\delta$  é o ângulo de atrito do contato solo-estaca.

Braja (1986) também apresentou estudos de Meyerhof (1973) para a determinação do coeficiente  $k_u$  através de uma estimativa teórica relacionando o ângulo de atrito do solo e o  $k_u$ .

Nos modelos acelerados na centrífuga e, portanto, submetidos a um campo inercial de aceleração radial, a gravidade é aumentada  $N$  vezes em relação a gravidade terrestre (Schofield, 1980 e Taylor, 1995), sendo  $N$  a escala do modelo ensaiado. As principais relações de escala entre o modelo e o protótipo são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3. Relações de Escala em Modelos Centrífugos (Schofield, 1980).

Parâmetro	Relação de Escala Modelo/ Protótipo
Gravidade	$N$
Comprimento	$1/N$
Densidade	$1$
Massa	$1/N^3$
Tensão	$1$
Deformação	$1$
Força	$1/N^2$
Tempo (difusão)	$1/N^2$
Tempo (relaxação)	$1$

Para o cálculo de  $k_u$  do modelo e do protótipo, equações 3 e 4 respectivamente, foram usadas as equações 1 e 2, mas com as devidas relações de escala de modelagem física em centrífuga mostradas na Tabela 3. O  $k_u$  pode ser calculado tanto pelo modelo como pelo protótipo, pois seu fator de escala é igual a 1, ou seja, o  $k_u$  calculado através do modelocentrífugo é igual ao  $k_u$  calculado pelo protótipo.

O cálculo de  $k_u$  a partir do modelo segue a seguinte equação:

$$k_u = \frac{2Q_{om}}{A_s \gamma'_{20g} L_m \tan \delta} \quad (3)$$

Nesta equação  $Q_{om}$  é a capacidade de carga máxima ao arrancamento do modelo, obtida no ensaio centrífugo,  $A_s$  é a área lateral da estaca modelo,  $\gamma'_{20g}$  é o peso específico da areia multiplicado por  $N$ , que neste caso específico é 20,



$L_m$  é o comprimento da estaca modelo e  $\delta$  é o ângulo de atrito do contato solo-estaca.

Já para determinar o  $k_u$  a partir do protótipo, considerando a carga obtida no ensaio centrífugo e a estaca modelo, deve ser levada em consideração a relação de escala de cada elemento. O cálculo de  $k_u$  através do protótipo segue a seguinte equação:

$$k_u = \frac{2(Q_{0m} * N^2)}{(A_s * N^2) \gamma' (L_m * N) \tan \delta} \quad (4)$$

Onde N, conforme comentado anteriormente, é o número de vezes que a gravidade é aumentada em relação a gravidade terrestre, que neste caso específico é 20.

Para o caso em questão, o  $k_u$  foi calculado através das cargas obtidas nos ensaios, utilizando tanto a equação 3 como a equação 4, obtendo-se valores idênticos quando comparados os valores calculados por estas equações. Foram calculados os  $k_u$  máximos e mínimos adotando-se o  $k_u$  médio obtido nos cálculos.

#### 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nos resultados das curvas de força de arrancamento versus deslocamento apresentados para os diâmetros de estacas ensaiados, não foram descontados o peso das estacas dos valores da força de arrancamento, uma vez que os pesos das estacas em vô se mostraram desprezíveis em relação à carga obtida no arrancamento. Porém nas envoltórias de carga de pico e de carga residual foram utilizadas as cargas líquidas de pico e residual respectivamente. Considerou-se como carga líquida, de pico ou residual, a diferença entre a carga de arrancamento, de pico ou residual, e o peso da estaca em vô. Os valores dos pesos das estacas em vô, que foram considerados no cálculo da carga líquida de pico e residual, foram 42 N, 30,2 N e 19,4 N respectivamente para as estacas de 47, 34,2 e 22,3 mm de diâmetro. Nas Tabelas 4, 5 e 6 são apresentados os valores das cargas de pico, residual e residual nominal retiradas dos gráficos de força de arrancamento versus deslocamento para os ensaios onde as estacas não apresentaram inclinação após a etapa de cravação. Nessas tabelas a carga residual é a menor carga obtida no ensaio e a carga residual nominal é aquela obtida para um deslocamento equivalente a 1 diâmetro da estaca ensaiada.

#### 4.1 Resultados Experimentais

Para o ensaio E1, observou-se que os valores das cargas de pico entre as estacas com e sem *plugs* foram próximas, caracterizando pouca influência deste na capacidade de carga. Porém foi observado uma menor redução de carga pós pico conforme Tabela 4 e Figura 6.

Neste ensaio, a célula de carga conectada a estaca com o plug de 35% apresentou problemas durante a execução do arrancamento, não sendo possível obter os valores para este caso.

Tabela 4. Resumo dos Resultados (Estaca Diâmetro igual a 47 mm).

Ref. no.	Carga de Pico (N)	Carga Residual (N)	Carga Residual Nominal (N)
E1-50	510,72	423,45	430,51
E1-20	451,42	218,1	221,45
E1-0	502,13	209,71	214

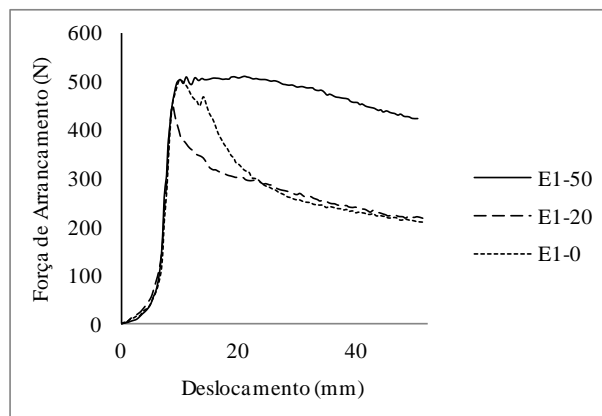


Figura 6. Curvas de Força de Arrancamento para Estacas de 47 mm de Diâmetro.

Resultados semelhantes foram encontrados para os ensaios E2 e E3, com pouca diferença entre as cargas de pico e significativa mudança no comportamento pós pico.

Os valores encontrados para os plugs de 20% e 50 % para o ensaio E2 não foram apresentados, devido ao fato destas estacas sofrerem inclinações significativas, durante a etapa de cravação. A Tabela 5 e Figura 7 mostram os resultados das demais estacas.

Tabela 5. Resumo dos Resultados (Estaca Diâmetro igual a 34,2 mm).

Ref. no.	Carga de Pico (N)	Carga Residual (N)	Carga Residual Nominal (N)
E2-35	365,22	241,01	287,26
E2-0	337,27	181,25	206,57

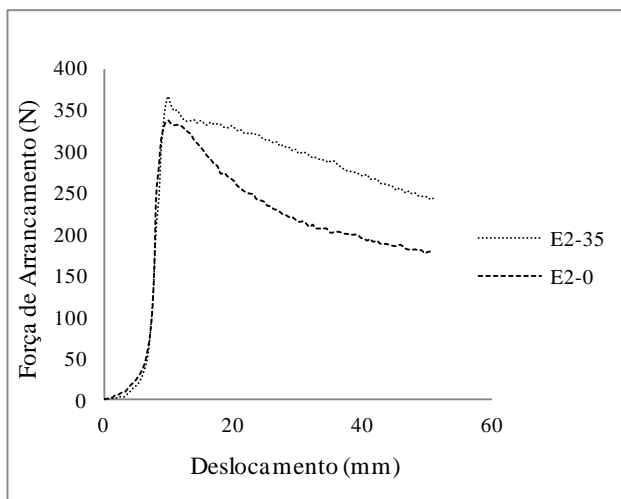


Figura 7. Curvas de Força de Arrancamento para Estacas de 34,2 mm de Diâmetro.

Os resultados obtidos no ensaio E3 encontram-se na Tabela 6 e Figura 8. A estaca com plug de 50 %, também apresentou inclinação durante a cravação e por isso o resultado não foi apresentado.

Tabela 6. Resumo dos Resultados (Estaca Diâmetro igual a 22,3 mm).

Ref. no.	Carga de Pico (N)	Carga Residual (N)	Carga Residual Nominal (N)
E3-35	202,79	121,66	144,14
E3-20	244,58	128,2	157,6
E3-0	245,62	114	142,7

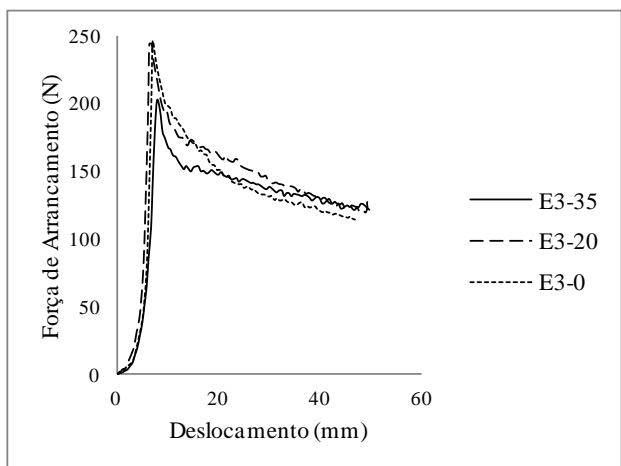


Figura 8. Curvas de Força de Arrancamento para Estacas de 22,3 mm de Diâmetro.

Após término dos ensaios observou-se que, para os diâmetros estudados na densidade fofa, o plug praticamente não influencia na capacidade de carga máxima (pico), e sim, somente após a carga máxima (pós pico).

A Figura 9 apresenta as cargas líquidas de pico para todos os ensaios e também as envoltórias para os

diferentes plugs ensaiados. A tendência observada confirma a não influência do plug para o caso em estudo. Os pontos não considerados referem-se as estacas que apresentaram valores incoerentes causados pela inclinação durante a confecção do modelo.

O acréscimo no nível das cargas residuais também é confirmado, caracterizando um melhor comportamento na fase pós pico (Figuras 10 e 11).

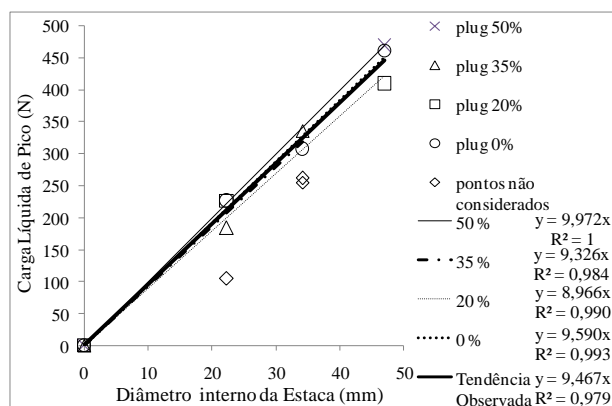


Figura 9. Cargas Líquidas de Pico para todos os ensaios e envoltórias para os diferentes plugs ensaiados.

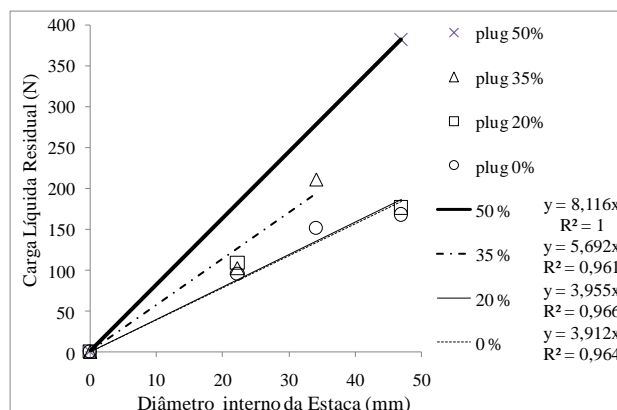


Figura 10. Cargas Líquidas Residual, para os ensaios em que as estacas não apresentaram inclinação durante a confecção do modelo, e envoltórias para os diferentes plugs ensaiados.

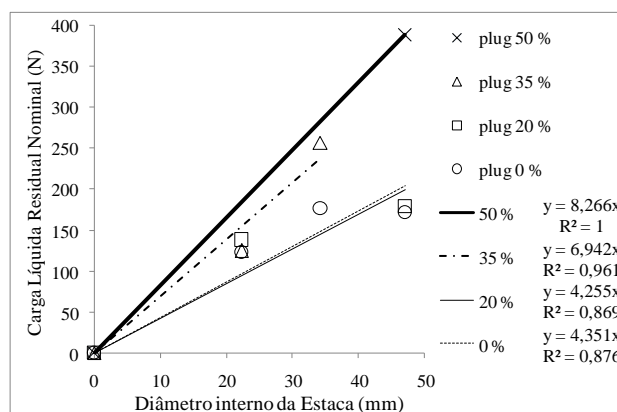


Figura 11. Cargas Líquidas Residual Nominal, para os ensaios em que as estacas não apresentaram inclinação durante a confecção do modelo, e envoltórias para os diferentes

plugsensaiados.

## 4.2 Resultados Analíticos

Nos cálculos de  $k_u$  o valor do ângulo de atrito do contato solo-estaca ( $\delta$ ) utilizado foi igual a  $23,5^\circ$ . Ele foi determinado através de ensaios de cisalhamento direto realizados no contato entre a areia, na compactação relativa de 23 %, e o material do qual é feita a estaca.

Foram calculados os  $k_u$  máximos e mínimos para as cargas de pico assumindo uma distribuição normal considerando uma probabilidade de se ter 5% de valores maiores que  $k_u$  máximo e 5% de valores menores que  $k_u$  mínimo, adotando-se o  $k_u$  médio para o estudo. O valor encontrado para o  $k_u$  médio foi igual a 0,67, para o  $k_u$  máximo = 0,75 e para o  $k_u$  mínimo = 0,59.

Para o cálculo de  $k_u$  não foram considerados os ensaios em que as estacas apresentaram problemas de inclinação na etapa de cravação (losângulo da Figura 9) e sim somente os ensaios considerados no ajuste para obtenção da tendência observada.

A Figura 12 apresenta as tendências observadas para as cargas de pico, previstas e experimentais, para os  $k_u$  máximo, mínimo e médio.

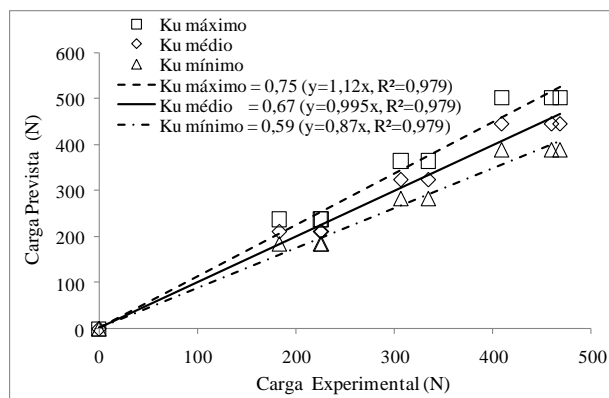


Figura 12. Cargas de Pico Previstas, para os ensaios em que as estacas não apresentaram inclinação durante a confecção do modelo, para diferentes valores de  $k_u$  (médio, mínimo e máximo).

## 5 CONCLUSÃO

O plug tem sido amplamente estudado em todo o mundo, seja para determinar sua formação ou sua influência na capacidade de carga.

O presente trabalho mostra que para os diâmetros analisados e em areia na compactação relativa de 23% o *plug* praticamente não influencia na

capacidade de carga de pico. Porém, se faz evidente no comportamento pós pico, onde quanto maior o *plug*, maior a carga residual.

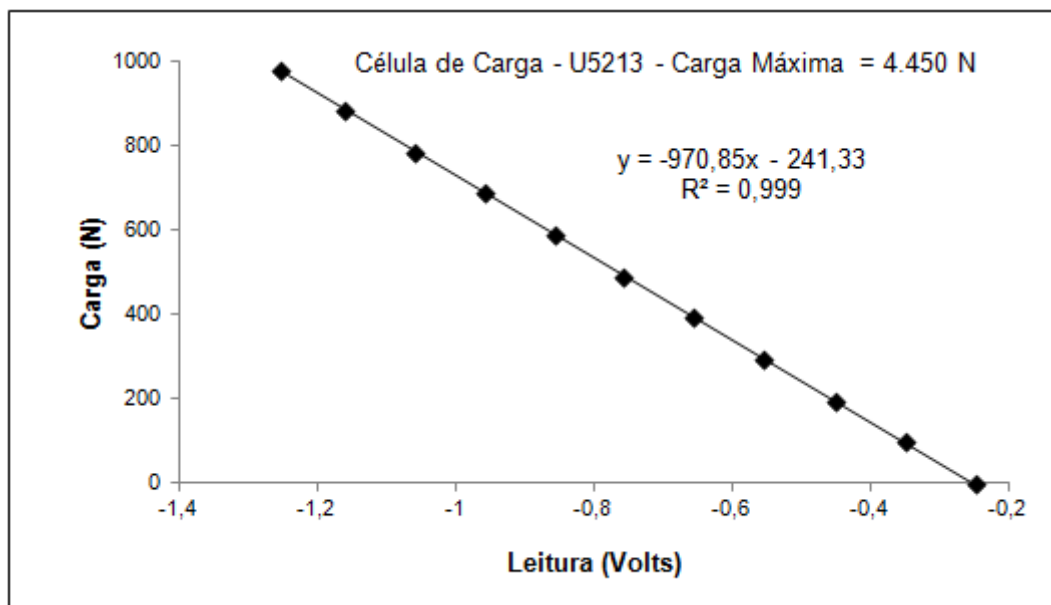
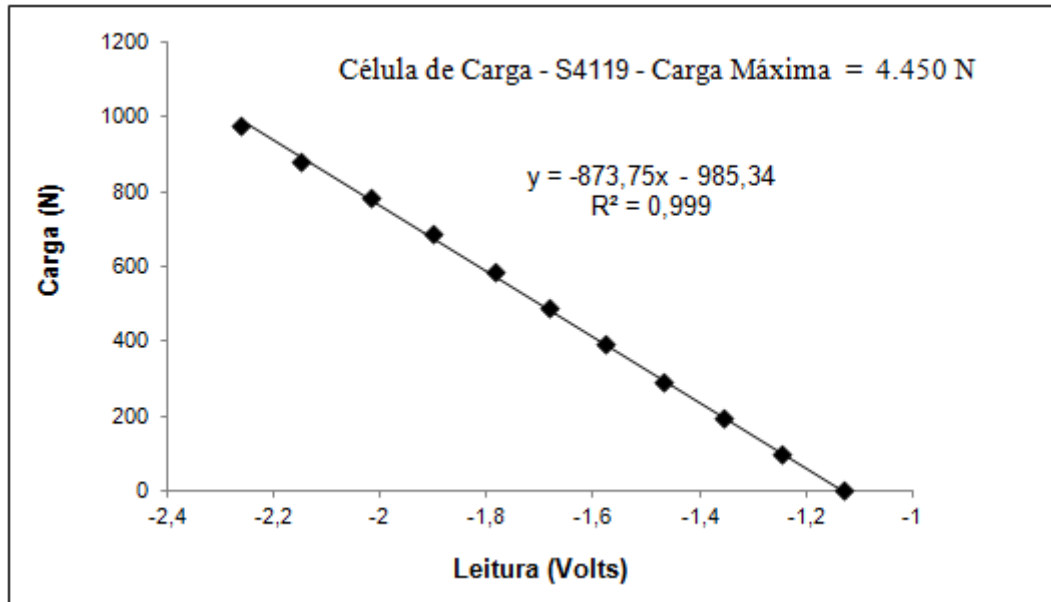
## REFERÊNCIAS

- Al-Mhaidib, A. and Edil, T. (1995). Effect of Pile Installation Method on Uplift Capacity of Piles in Sand. *The Fourth Saudi Engineering Conference*, vol. II, p. 353-360.
- Braja, M. Das. (1986), Uplift Capacity of Piles and Pile Groups in Sand. Institute of Electrical and Electronics Engineers (IEEE), p. 90-95.
- Doherty P., Gavin K. and Gallagher D. (2010). Field investigation of base resistance of pipe piles in Clay. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, vol. 163, Nº.2, p. 13–22.
- Meyerhof, G.G. (1973). Uplift Resistance of Inclined Anchors and Piles. *Proceedings, Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2.1. p. 167-172.
- Santiago, P. A. C. (2010). *Estudo Experimental do Arrancamento de Dutos Enterrados Ancorados com Geogrelhas utilizando Centrífuga Geotécnica*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil, p. 101.
- SOO, C.F., LIN, C.C., WAG, R.F., OU, C.D. and MOH, Z.C. (1980). Plugging of open-end steel pipe piles. In: *Proceedings of Sixth Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, vol. 2, p. 315 – 325.
- Schofield, A. N. (1980). “Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations”, *Geotechnique*, Vol. 25, nº 4, pp. 743-76.
- Taylor, R. N. (1995). *Geotechnical Centrifuge Technology*. 1ª ed., London, Blakie Academic & Professional.

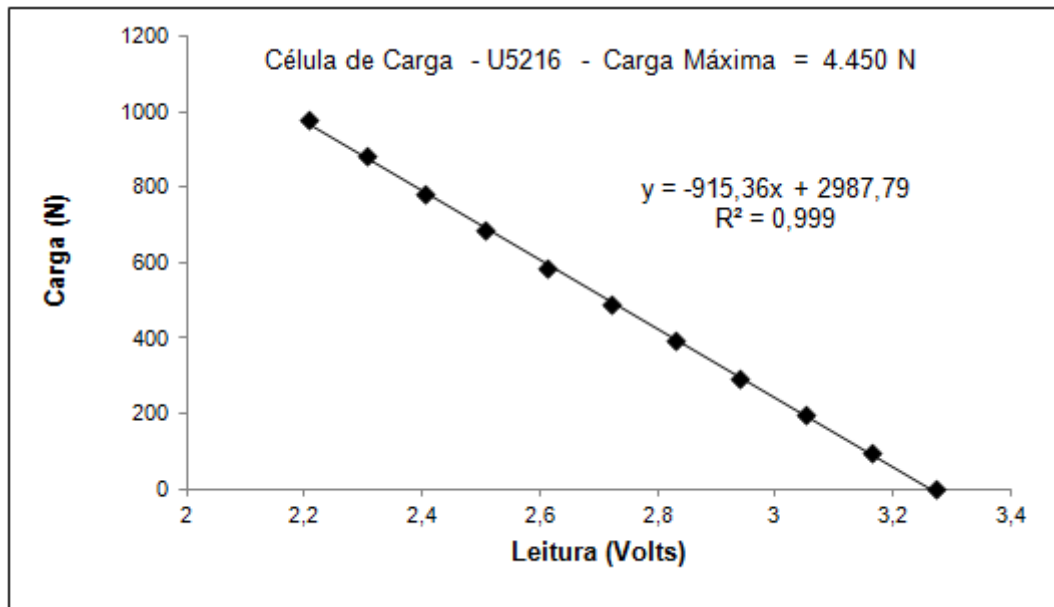
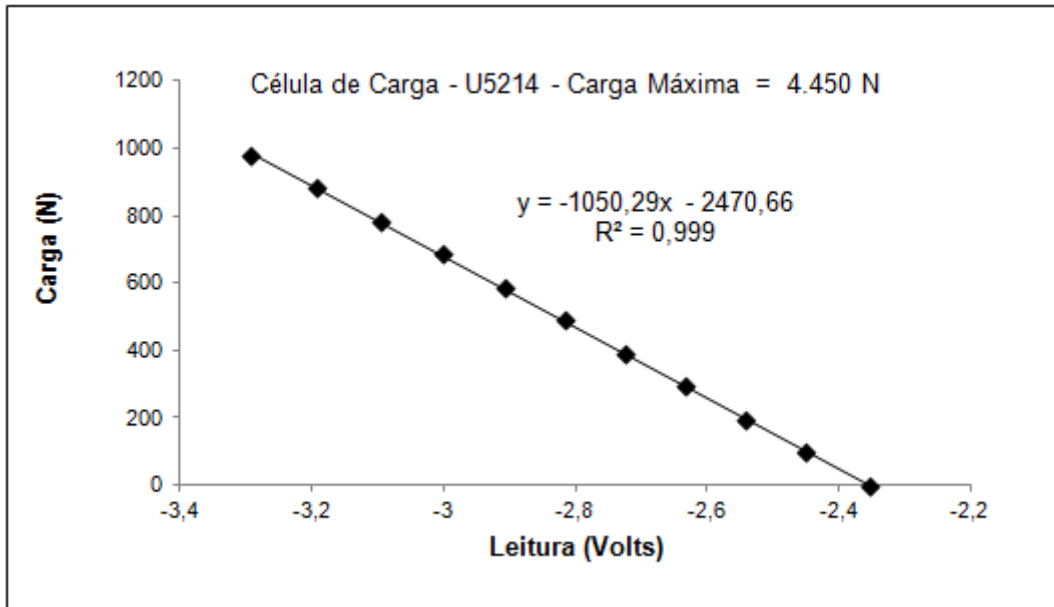
## **ANEXO 02 – CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE AQUISIÇÃO DE DADOS**

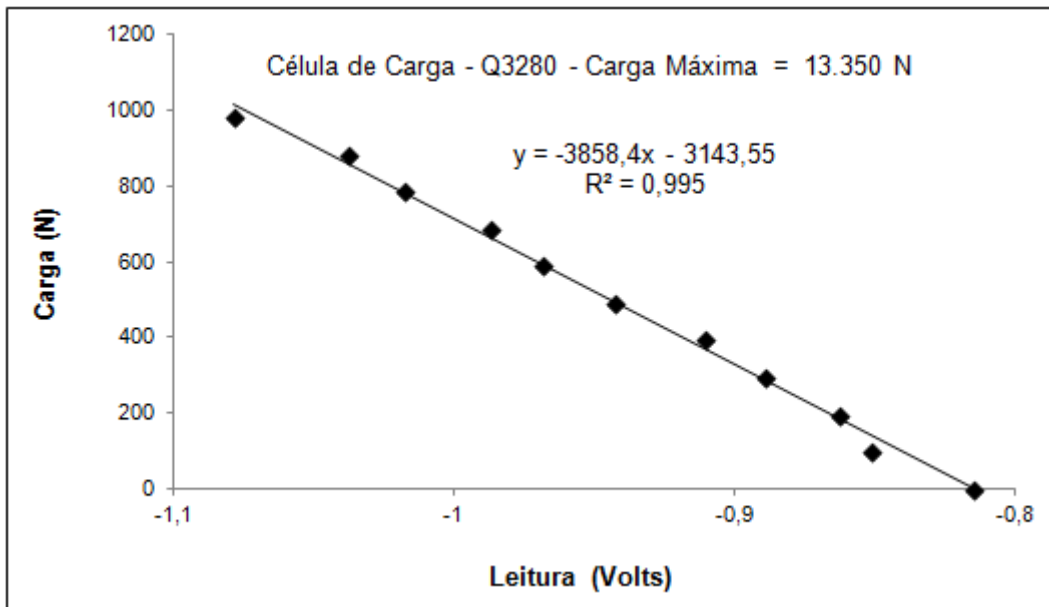
- **Curvas de calibração dos sensores**

**1. Células de carga**









## 2. Transdutor de deslocamento

