UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TUBULARES DE PONTA ABERTA EM AREIAS

ISABELLA NUNES DOS SANTOS

YANKO BASTISTA LLOBET

GOIÂNIA

2017

ISABELLA NUNES DOS SANTOS

YANKO BATISTA LLOBET

UM ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TUBULARES DE PONTA ABERTA EM AREIAS

Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II do curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Orientador: Prof. Dr. Maurício Martines Sales.

GOIÂNIA

2017

Isabella Nunes Dos Santos
Yanko Batista Llobet

Estudo da capacidade de carga de estacas tubulares de ponta aberta.

Monografia parcial apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso I do curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Orientador: Prof. Dr. Mauricio Martines Sales

Aprovado em 23/06/2014

Prof. Dr. Mauricio Martines Sales (Orientador)
Universidade Federal de Goiás

Prof. Dr. Carlos Alberto Lauro Vargas (Examinador)
Universidade Federal de Goiás

Prof. Dr. Renato Resende Angelim (Examinador)
Universidade Federal de Goiás

“Não é nossa função controlar todas as marés do mundo, mas sim fazer o que pudermos para socorrer os tempos em que estamos inseridos, erradicando o mal dos campos que conhecemos, para que aqueles que viverem depois tenham terra limpa para cultivar. Que tempo encontrarão não é nossa função determinar.” J. R. R. Tolkien

“Com grandes poderes vem grandes responsabilidades.”
Stan Lee

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ábaco para obtenção do fator Nc 5
Figura 2 - Ábaco para obtenção do fator Nq 5
Figura 3 – Esquema demonstrando a formação do Plug do solo. 14
Figura 4 – Relação Densidade Relativa (D_r) versus NIFR. 16
Figura 5 – Relação IFR versus PLR para os resultados obtidos na câmara de calibração... 19
Figura 6 – Relação entre a capacidade de carga da base e a densidade relativa. 20
Figura 7 – Relação entre a capacidade de carga da base e a tensão vertical. 21
Figura 8 – Relação entre a capacidade de carga da base e a tensão horizontal. 21
Figura 9 – Relação entre a capacidade de carga do fuste e a densidade relativa. 22
Figura 10– Relação entre a capacidade de carga do fuste e a tensão vertical. 22
Figura 11 – Relação entre a capacidade de carga do fuste e a tensão horizontal. 23
Figura 12 – Relação entre a capacidade de carga da base e o IFR. 23
Figura 13 – Relação entre a capacidade de carga do fuste e o PLR. 24
Figura 14 – Relação Profundidade de cravação versus tamanho do Plug de solo. 8
Figura 15 – Comparação de Estacas de Ponta Fechada com Estacas de Ponta Aberta para quatro profundidades distintas. 9
Figura 16 – Gráfico IFR versus peso do martelo. 11
Figura 17 – Gráfico IFR versus energia de cravação. 11
Figura 18 – Relação capacidade de carga versus peso do martelo. 12
Figura 19 – Relação capacidade de carga versus energia de cravação. 12
Figura 20 – Esquema das estacas juntamente com o CPT do estudo de caso em Tóquio. . 27
Figura 21 - Esquema da estaca com medidas em milímetros do estudo de caso em Lagrange. 28
Figura 22 – Esquema das três estacas do estudo de caso no Porto de Kwangyang..... 28
Figura 23 - Capacidade de carga para a Estaca 1 30
Figura 24 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 1 30
Figura 25 - Capacidade de carga para a Estaca 2 31
Figura 26 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 2 31
Figura 27 - Capacidade de carga para a Estaca 3 32
Figura 28 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 3 32
Figura 29 - Capacidade de carga para a Estaca 4 33
Figura 30 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 4 33
Figura 31 - Capacidade de carga para a Estaca 5 33
Figura 32 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 5 34
Figura 33 - Capacidade de carga para a Estaca 6 34

Figura 34 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 6 34
Figura 35 - Capacidade de carga para a Estaca 4, desconsiderando o método de Salgado 35
Figura 36 - Capacidade de carga para a Estaca 5, desconsiderando o método de Salgado 35
Figura 37 - Capacidade de carga para a Estaca 6, desconsiderando o método de Salgado 36
Figura 38 – Erros médios para cada método de cálculo do estudo em questão..... 37
Figura 39 - Erros médios para cada método de cálculo do estudo em questão, desconsiderando o método de Salgado. 37

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores recomendados para a aderência (VELLOSO, 2010), para a tensão horizontal e para o ângulo de atrito entre materiais. 6
Tabela 2 – Coeficiente de empuxo para os tipos de solo. (Schnaid, 2000) 8
Tabela 3 – Resistência de base das estacas de ponta aberta e fechada do estudo. 15
Tabela 4 – Caracterização geométrica das estacas. 27
Tabela 5 – Erro médio dos 6 métodos utilizados 36

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO 1

1.1. Problema 2

1.2. Justificativa 3

1.3. Objetivos gerais 3

1.4. Objetivo específico 3

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 4

2.1. Métodos clássicos para o cálculo da capacidade de carga 4

2.1.1. Método de Meyerhof 4

2.1.2. Método de Décourt-Quaresma 7

2.2. Métodos que consideram a formação do plug no interior da estaca 13

2.2.1. Capacidade de carga a partir do CPT em areias 13

2.2.2. Capacidade de carga por meio de equações empíricas 19

2.3. Influência da formação do plug na resistência das estacas 8

CAPÍTULO 3 METODOLOGIA 26

CAPÍTULO 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS 30

4.1. Análise Gráfica 30

4.2. Análise estatística 36

CAPÍTULO 5 CONCLUSÃO 39

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 40

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

As estruturas de fundações são elementos de grande importância nas obras de construção civil, sendo responsáveis pela transmissão de todo o carregamento da estrutura para o solo. De forma geral, as fundações podem ser divididas em rasas ou profundas, em função da forma como carregamento é transmitido.

As fundações rasas (Sapatas, Radiers e Blocos simples, por exemplo) trabalham com a compressão do solo sob a sua área, enquanto as profundas (Estacas e Tubulões) trabalham com uma associação entre o atrito entre o solo e a área lateral das peças e a compressão do solo pela área da ponta dos elementos. (NBR 6122/10)

Este trabalho foca no estudo das estacas, elementos que se distinguem dos tubulões no fato de que durante o seu processo executivo não existe a descida de operários durante a sua instalação. Elas podem ser classificadas quanto à movimentação de solo gerada durante seu processo de construção em “de deslocamento” (as estacas cravadas “empurram” o solo ao redor do furo) ou “de substituição” (estacas escadas, nas quais o solo é retirado, de forma geral alterando as tensões horizontais da região em torno da peça). (VELLOSO; LOPES, 2010)

As estacas permeiam a história da construção civil, desde o início da humanidade. Existem registros de estacas utilizadas para suportar estradas no período romano, de palafitas construídas durante a pré-história e de estacas utilizadas nas fundações de pontes por Vitruvius, autor daquele que é considerado o primeiro texto teórico de arquitetura ocidental (De *Architecture Libri Decem*). (STRAUB, 1964 *apud* VELLOSO; LOPES, 2010)

São inúmeros os tipos de estacas que podem ser utilizados, que devem ser escolhidos não apenas em função da capacidade de carga da fundação, mas também em função de outros fatores como o recalque que a estaca sofrerá ao ser carregada ou a viabilidade técnica e econômica da execução desse tipo de estaca. É notória a maior facilidade de cravação de uma estaca metálica de “perfil I” do que a cravação de uma estaca maciça de concreto, o que numa região metropolitana pode evitar inúmeros transtornos, como diminuir o tempo de instalação da peça e o ruído produzido durante este processo, por exemplo.

Um tipo de estaca que tem sido utilizado em indústrias offshore, são as estacas tubulares de ponta aberta, que dentre outros fatores, são competitivas em relação às outras fundações

por apresentarem um menor peso próprio em relação à estacas de mesma dimensão, como estacas tubulares fechadas, tipo Franki, de concreto entre outras, o que facilita no processo de deslocamento e cravação de tais peças (como as de "perfil I" acima citadas), além do fato de que durante a sua cravação alteram em menor escala elementos como o estado de tensões e a densidade natural do solo. (SALGADO *et al.*,2003)

Conquanto, ao se analisar pelos métodos clássicos de cálculo da capacidade de carga axial de estacas como os Métodos de Meyerhof e Décourt-Quaresma, as estacas de ponta aberta, apresentam menor resistência de ponta e a mesma resistência lateral, do que as estacas de ponta fechada de mesmas dimensões. Quanto à resistência lateral pode-se comentar que isso não está correto, pois mesmo com o fato de ambas serem estacas "de deslocamento" a tensão horizontal que elas geram no solo são diferentes devido às diferentes quantidades de solo deslocado por elas, todavia as considerações dos métodos acabam minorando as contribuições laterais, gerando um único resultado visando a segurança. E quanto à resistência de ponta, deve-se analisar que essa é calculada em função da área da ponta nos métodos citados, como a área das estacas de ponta aberta é menor, a resistência definida por aqueles métodos acaba sendo menor do que a obtida para as de ponta fechada.

Porém, durante a cravação de estacas tubulares de ponta aberta, pode ocorrer a formação de um *Plug* de solo no interior delas, situação denominada de "embuchamento" da estaca. Esse *Plug* pode contribuir com a resistência de ponta desses elementos de fundações ao mobilizar atrito entre ele a parede interna da estaca. Os métodos clássicos não estimam a contribuição desse *Plug*, diminuindo as vantagens da utilização de estacas de ponta aberta, em relação às de ponta fechada, contudo a contribuição dele pode ser de grande valia para aumentar a utilização de tais estruturas de fundação. Este trabalho visa comparar métodos que consideram a contribuição deste *Plug*, com métodos clássicos, demonstrando a viabilidade de utilização de Estacas de Ponta Aberta como solução de fundação.

1.1. PROBLEMA

A utilização de estacas como solução de fundações é algo corrente na Engenharia Civil. Contudo, situações como ruídos excessivos gerados durante a instalação das estacas e outros problemas relacionados à dificuldade de instalação da mesma em algumas situações dificultam a execução delas. Diante desta situação, surgem as estacas de ponta aberta, que por apresentarem o seu núcleo vazado, apresentam características que a tornam vantajosa, a exemplo a sua maior facilidade de cravação e menor recalque ao qual ela está submetida quando contrastada com outros tipos de estacas.

Entretanto, esse tipo de estaca, ao ser dimensionada pelos métodos clássicos, apresenta menor capacidade de carga que uma estaca de Ponta fechada de mesmas dimensões. Isso, devido à não consideração do atrito entre a parede Interna da Estaca e o *Plug* de solo. Segundo estudo de Salgado *et al.* (2003), para estacas de maiores comprimentos, a resistência do fuste se torna preponderante em relação à resistência de ponta, aproximando a resistência total dos dois tipos de estaca.

Este trabalho compara métodos já estabelecidos para o Cálculo da carga última de estacas, com métodos que consideram a contribuição do *Plug.*

1.2. JUSTIFICATIVA

Diante da possibilidade de utilizar uma solução de fundações em estacas que apresente maior praticidade de execução é interessante comprovar a eficiência de sua capacidade de carga. E é justamente isso que este trabalho busca fazer. Explorar parte da literatura já desenvolvida sobre estacas, e comprovar a eficácia da utilização das estacas de ponta aberta.

1.3. OBJETIVO GERAL

Este trabalho visa estudar a contribuição para a capacidade de carga da formação do *Plug* no interior de estacas de ponta aberta em solos arenosos.

1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Estudo de métodos de estimativa da capacidade de carga de estacas tubulares de ponta aberta em areias que consideram a formação do Plug de solo no interior das mesmas, bem como a comparação destes métodos entre si.

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. MÉTODOS CLÁSSICOS PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA

Ao longo da história inúmeros estudiosos desenvolveram métodos para analisar a capacidade de carga de estacas, 2 métodos já completamente absorvidos pela comunidade de projetistas são os métodos de Meyerhof e Décourt-Quaresma.

2.1.1. Método de Meyerhof

De acordo com (VELLOSO; LOPES, 2010) e (DAS, 1999) Meyerhof (1951), assim como Terzaghi (1943), utilizaram a teoria da plasticidade para desenvolver um método para estimar a capacidade de ruptura de fundações. Entretanto, aquele ao contrário deste não desprezou os efeitos do cisalhamento do solo acima do nível da fundação para apresentar a seguinte equação para cálculo da capacidade de carga de ponta de fundações:

$$q_u = cN_C + \frac{K_S q}{2} N_q \tag{1}$$

sendo:

Nc e Nq: parâmetros obtidos nos Ábacos das ura 1 e Figura 2

K_S: coeficiente de empuxo do solo na região da base da fundação, o qual pode ser aproximado para o coeficiente de empuxo estático K_0

q: o carregamento do peso próprio do solo na altura da base da fundação

q_u: carga de ponta última da estaca

ura 1 – Ábaco para obtenção do fator N_c

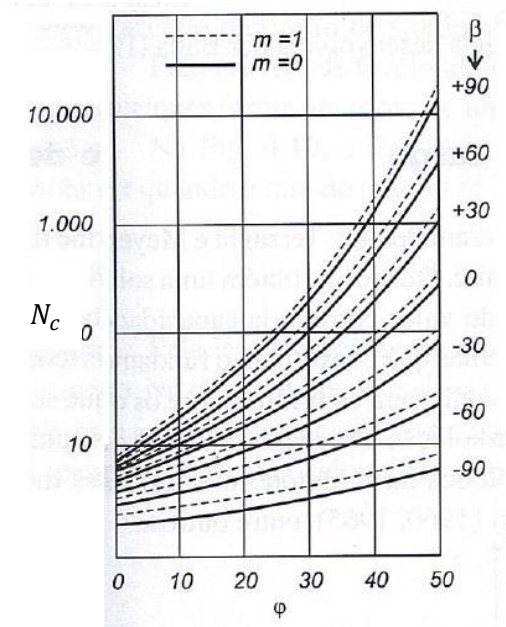
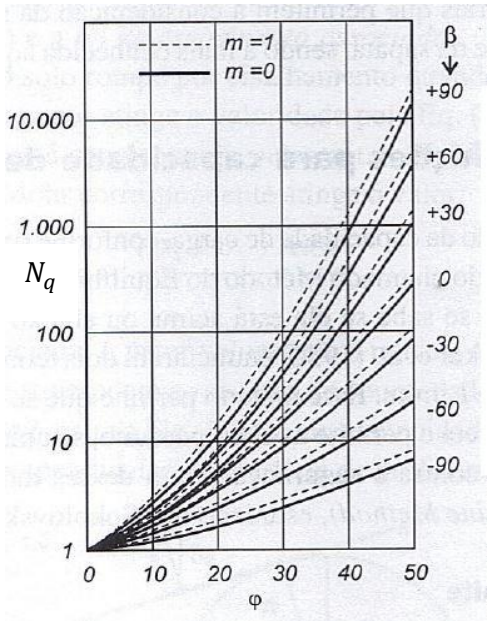


Figura 2 - Ábaco para obtenção do fator N_q



Onde:

β: inclinação da superfície livre equivalente

φ: ângulo de atrito do solo

m: grau de mobilização da resistência do solo ao cisalhamento ao longo da superfície livre equivalente

Para a estimativa da resistência lateral pode-se dividir o solo, no qual a estaca será executada, em camadas, e calcular a parcela de atrito lateral nessa camada pela seguinte fórmula:

$$\tau = a + \sigma_h \tan \delta \quad (2)$$

sendo:

a: aderência entre a estaca e o solo;

σ_h: tensão horizontal efetiva agindo no ponto médio da espessura da camada;

δ: ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

As três variáveis da Equação (2) são dependentes do processo de execução das estacas, sendo então necessário medir ou prever estes valores para se pode estimar a resistência da estrutura. A Tabela 1 apresenta considerações para elas, Velloso *et al.* (2010):

Tabela 1 – Valores recomendados para a aderência (VELLOSO, 2010), para a tensão horizontal e para o ângulo de atrito entre materiais.

Parâmetros	**Estacas de substituição**	**Estacas de deslocamento**
a	$\cong \frac{2}{3}c$	$= c$
σ_h	$K_S \sigma_v$	
$\tan \delta$	$\cong \frac{2}{3} \tan \varphi$	$= \tan \varphi$

Sendo:

c: coesão do solo

φ: ângulo de atrito do solo

K_S: coeficiente de empuxo, é aproximadamente igual ao valor do coeficiente de empuxo do solo em repouso K_0

σ_v: tensão vertical efetiva

2.1.2. Método de Décourt-Quaresma

Este método ao contrário do Método de Meyerhof, não foi determinado a partir da definição de um modelo matemático para o comportamento do solo, suas equações foram definidas empiricamente a partir de experiências de campo. Inicialmente, foi apresentado (DÉCOURT, 1982) para fundações em estacas pré-moldadas, ou seja, estacas "de deslocamento", podendo-se então estender a sua solução para outros deste tipo. Ele utiliza de valores obtidos pelo ensaio S.P.T. (*Standard Penetration Test*) para obter uma estimativa da capacidade de carga lateral e de ponta da estaca. (VELLOSO *et al.*, 2010)

A Resistência Lateral é obtida a partir da seguinte equação:

$$q_L = 10\left(\frac{\bar{N}}{3} + 1\right) \tag{3}$$

sendo:

$\bar{N}$: a média dos valores de N_{SPT} ao longo da estaca, excetuando o valor na profundidade da base e um metro acima desta.

q_L: parcela de resistência de atrito lateral, em kPa.

A resistência de ponta é obtida a partir da equação abaixo:

$$\mathrm{q_P} = \mathrm{k'N'} \tag{4}$$

sendo:

q_p: Resistência de ponta da estaca.

$\mathrm{N'}$: a média dos valores de N_{SPT} um metro acima da base da estaca, na profundidade da base e um metro abaixo.

$\mathrm{k'}$: coeficiente retirado da Tabela 2 obtida de Schnaid (2000)

Tabela 2 – Coeficiente de empuxo para os tipos de solo. (Schnaid, 2000)

Tipo de Solo na Base da Estaca	k' em kPa
Argilas	120
Silte Argilosas	200
Silte Arenoso	250
Areias	400

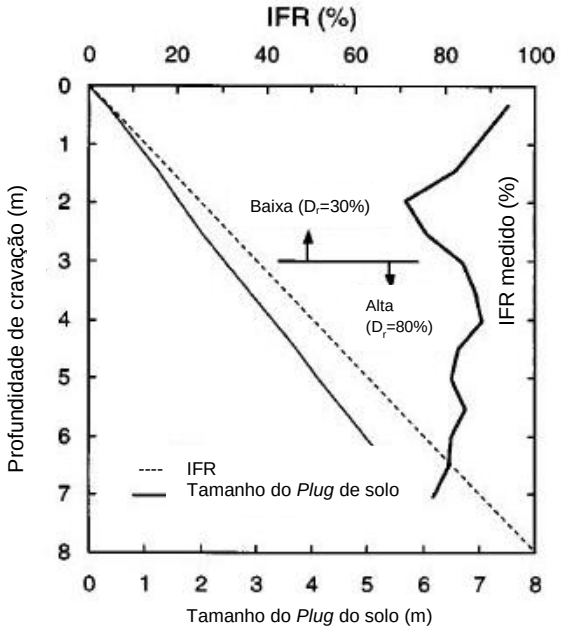
2.2. INFLUÊNCIA DA FORMAÇÃO DO PLUG NA RESISTÊNCIA DAS ESTACAS

Salgado *et al.* (2003) determinaram em seus estudos os seguintes fatores como sendo os principais responsáveis pela formação ou não do "*Plug*" no interior das estacas:

a) Profundidade de cravação

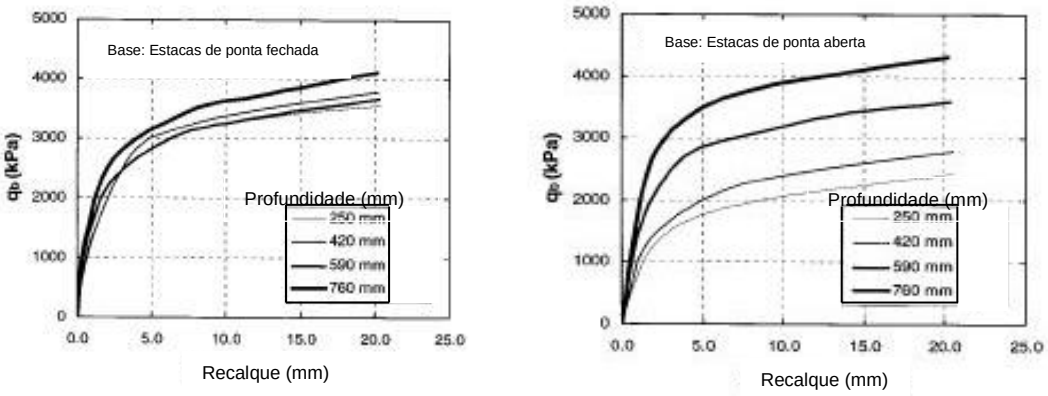
Em ensaios de campo realizados em uma das margens do "Rio *Pigeon*" em Indiana nos Estados Unidos, percebeu-se que com o aumento da profundidade de Cravação, o comprimento do "*Plug*" tende a aumentar e este tende a se consolidar. Os resultados, por eles obtidos, estão apresentados na Figura 3.

Figura 3 – Relação Profundidade de cravação *versus* tamanho do *Plug* de solo.



Outro resultado obtido por Salgado *et al.* (2003) está representado na Figura 4, a qual apresenta as Curvas da Resistência de Ponta de 36 estacas de ponta aberta e fechada, cravadas em câmaras de calibração. Nessa Figura pode-se perceber que com o aumento da profundidade a resistência de ponta de ambas os tipos de estacas se aproximam, confirmando a teria de que com a continuidade da cravação o "*Plug*" tende a se consolidar.

Figura 4 – Comparação de Estacas de Ponta Fechada com Estacas de Ponta Aberta para quatro profundidades distintas.



b) Dimensões da parede interna da estaca

Segundo Salgado *et al.* (2003), quanto menor a espessura da parede maior facilidade o *Plug* terá para se formar.

c) Densidade relativa dos Grãos do solo

Também denotou em seus estudos, Salgado *et al.* (2003) que a formação do *Plug* tem uma relação intrínseca com o grau de densificação de areias, medido a partir do parâmetro D_r, denominado densidade relativa do solo.

Quando a cravação ocorre em solos de baixa densidade o solo tende a se contrair, facilitando a formação do *Plug*, aumentando a resistência da estaca, e quando a cravação ocorre em situações contrárias, o *Plug* se forma com maiores dificuldade devido à tendência do solo em se dilatar.

A Figura 3, comprova tal teoria ao mostrar a taxa de crescimento do *Plug* diminuir quando a estaca adentra uma região mais densa de solo.

d) Modo de instalação da estaca

Devido a sua facilidade de instalação ou baixa resistência à cravação, as estacas tubulares abertas são amplamente utilizadas, não só no âmbito terrestre como marítimo.

Salgado *et al.* (2004) realizaram ensaios em estacas pré-fabricadas a fim de investigar o efeito do método de cravação das estacas na capacidade de cargas e parâmetros de penetração dessas estacas.

No estudo em questão também foi investigada a influência do fator ruído no em relação ao método de instalação, para isso também foi incluída uma estaca macaqueada nos testes, para fins de comparação, e foi verificada que ela tem maior capacidade de carga do que as outras estacas em condições idênticas, principalmente devido à maior capacidade de embuchamento proporcionado justamente por causa do seu processo de cravação.

Nos ensaios diante do aumento do peso do martelo para a mesma energia de cravação e do aumento do peso do martelo na mesma altura de queda foram obtidas as seguintes constatações:

- Diminuição do IFR;
- Diminuição dos golpes necessários para cravação.

Já em relação às parcelas de resistência, pode-se observar um aumento das capacidades de carga da base e do fuste para:

- A energia de cravação diminui;
- À medida que o peso do martelo aumenta para a mesma energia de cravação.

Para demonstrar as conclusões dos ensaios realizados por Salgado *et al.* (2004), foram plotados gráficos resultantes dos testes realizados nos modelos de estacas, na Figura 16 em questão, foi demonstrada a relação entre o IFR e o peso do martelo, e também com a energia de cravação.

Figura 5 – Gráfico IFR *versus* peso do martelo.

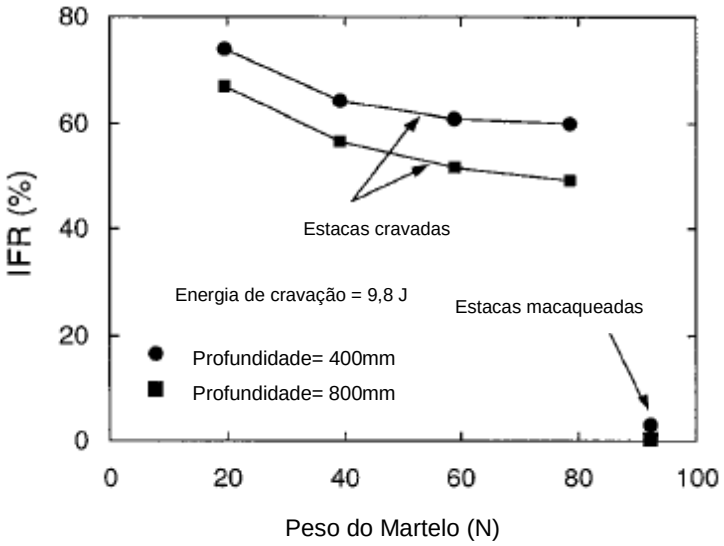
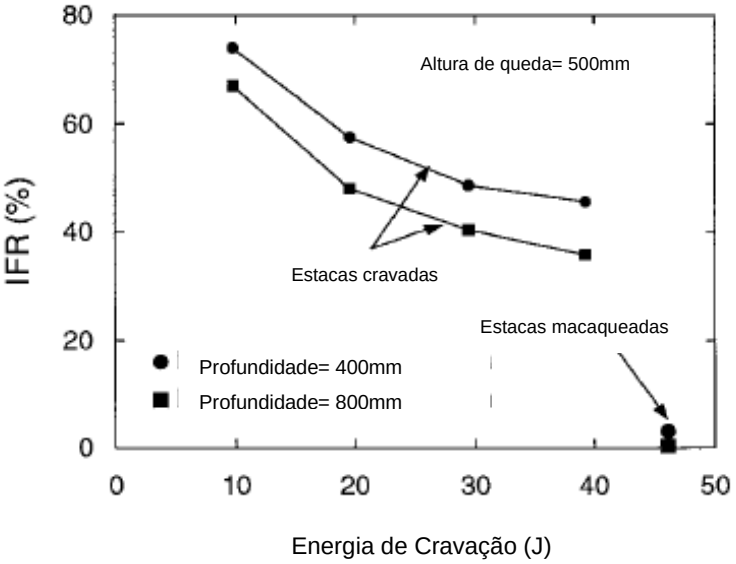


Figura 6 – Gráfico IFR *versus* energia de cravação.



E também respectivamente para mesma energia de cravação, e para uma mesma altura de queda e profundidade de penetração de 800 mm para um modelo específico de estaca nomeado de W2H50.

Figura 7 – Relação capacidade de carga *versus* peso do martelo.

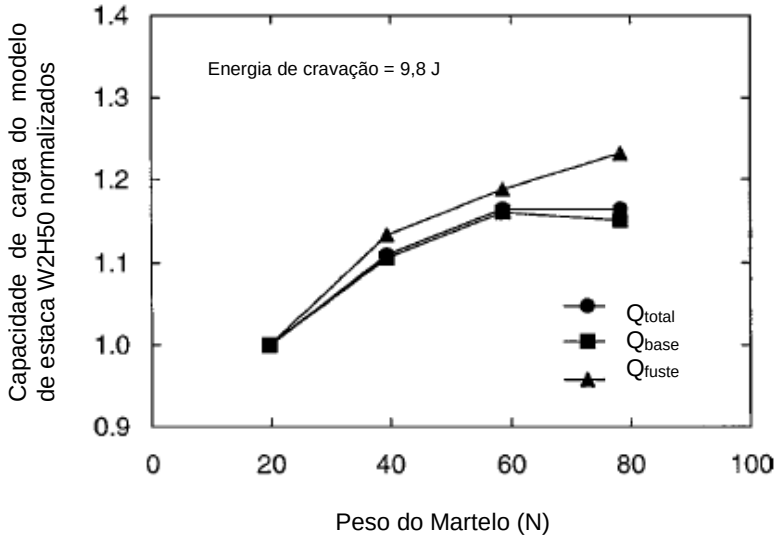
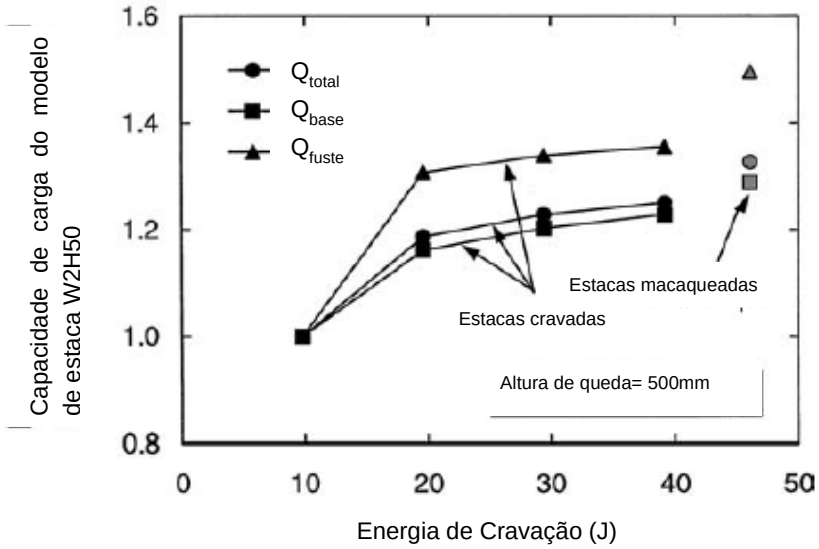


Figura 8 – Relação capacidade de carga *versus* energia de cravação.



Em geral pode-se afirmar com os resultados dos ensaios que os métodos de cálculo da capacidade da estaca baseando-se exclusivamente na IFR são insuficientes. E que métodos melhorados, que relacionam fatores adicionais tais como a profundidade de penetração, densidade relativa inicial, ou altura do *Plug* do solo, são necessários.

Também se pôde concluir que a superioridade da estaca macaqueada "*Jacked Pile*" em relação à sua capacidade de suporte pode ser atribuída ao fato de que a mesma chega à uma estaca definido como totalmente conectada ao solo, em que IFR = 0. E que a estaca cravada não chegará a esse estado justamente por causa de seu processo de cravação, e acomodação das partículas de solo em relação a esse tipo de instalação.

Partindo-se das conclusões obtidas com esses testes, percebe-se que o processo de cravação está intimamente ligado a um possível aumento de capacidade de carga da estaca, já que contribui fortemente para a quantificação do "*Plug*" formado no interior da estaca.

Além de que os resultados sugerem que o uso do martelo mais pesado com energia de cravação constante leva a uma maior capacidade da estaca, menor tempo de instalação, e menor nível de ruído durante a mesma. O que deveria ser considerado em projetos de engenharia, trazendo muitos benefícios técnicos e econômico.

2.3. MÉTODOS QUE CONSIDERAM A FORMAÇÃO DO PLUG NO INTERIOR DA ESTACA

2.3.1. Capacidade de carga a partir do CPT em areias

O comportamento da resistência das estacas de ponta aberta varia de acordo com o nível de consolidação do *Plug* no interior da estaca. Durante uma cravação podem ocorrer três situações: a não formação de *Plug* (a resistência de base se dá pela região anular da ponta), a formação completa do *Plug* (situação na qual a resistência interna passa a contribuir para a resistência de base, tornando o comportamento da estaca similar ao das estacas de ponta fechada) e uma situação intermediária onde o *Plug* já se formou, contudo o atrito entre ele e a parede interna da estaca não é capaz de impedir a continuidade da entrada de solo, contribuindo dessa forma com a resistência de ponta, mas não igualando essa resistência com a das estacas de ponta fechada.

A Figura 9, representa a formação do *Plug* durante o processo de instalação da estaca.

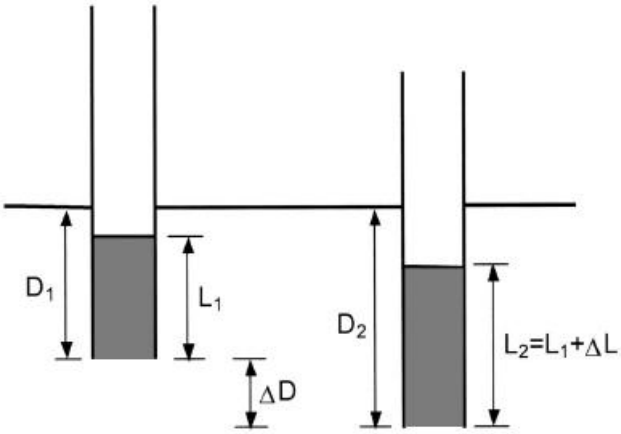
sendo:

D_1 e D_2: profundidade de instalação da estaca antes e depois de um estágio de instalação da estaca

L_1 e L_2: comprimentos de *Plug* já formado

ΔD e ΔL: acréscimos na profundidade de instalação da estaca e do comprimento do *Plug*, respectivamente

Figura 9 – Esquema demonstrando a formação do *Plug* do solo.



Em Salgado *et al.* (2003), foi apresentado um parâmetro denominado IFR (*Incremental filling ratio*), o qual relaciona a variação no comprimento do *Plug* com o deslocamento da estaca durante o seu processo de cravação. O IFR pode ser definido pela equação:

$$IFR = \frac{dL}{dD} \times 100(\%) \quad (5)$$

sendo:

dL: o incremento no comprimento do *Plug* durante a cravação da estaca

dD: o incremento na profundidade de cravação da estaca

Onde as situações do *Plug* totalmente formado e do não início de formação dele, correspondendo a um IFR de 0% e 100%, respectivamente.

Salgado *et al.* (2003) perceberam na sua análise de experimentos em estacas de ponta aberta, tanto em câmaras de calibração como em tamanho real, que a contribuição de resistência fornecida pelo *Plug* é inversamente proporcional ao aumento do IFR e da Densidade relativa do solo.

De posse de seus resultados, pode-se obter a Tabela 3 com a qual tendo valores para a densidade relativa do solo na região, o IFR da estaca, os valores de q_c (Resistência à penetração do cone, obtida pelo ensaio CPT) pode-se estimar a capacidade de carga das estacas de ponta aberta.

Tabela 3 – Resistência de base das estacas de ponta aberta e fechada do estudo.

Estacas/Parâmetros	D_r (%)	IFR (%)	Resistência de Base normalizada q_b/q_c	Resistência lateral normalizada q_s/q_c
Estacas de Ponta Fechada	30	-	0,60	0,004 – 0,006
	50	-	0,56	0,004 – 0,006
	70	-	0,50	0,004 – 0,007
	90	-	0,42	0,004 – 0,009
Estacas de Ponta Aberta	-	40	0,60	0,0015 – 0,003
	-	60	0,40	0,0015 – 0,003
	-	80	0,27	0,0015 – 0,004
	-	100	0,20	0,0015 – 0,004

sendo:

q_c: valores de resistência à penetração do cone (ensaio CPT)

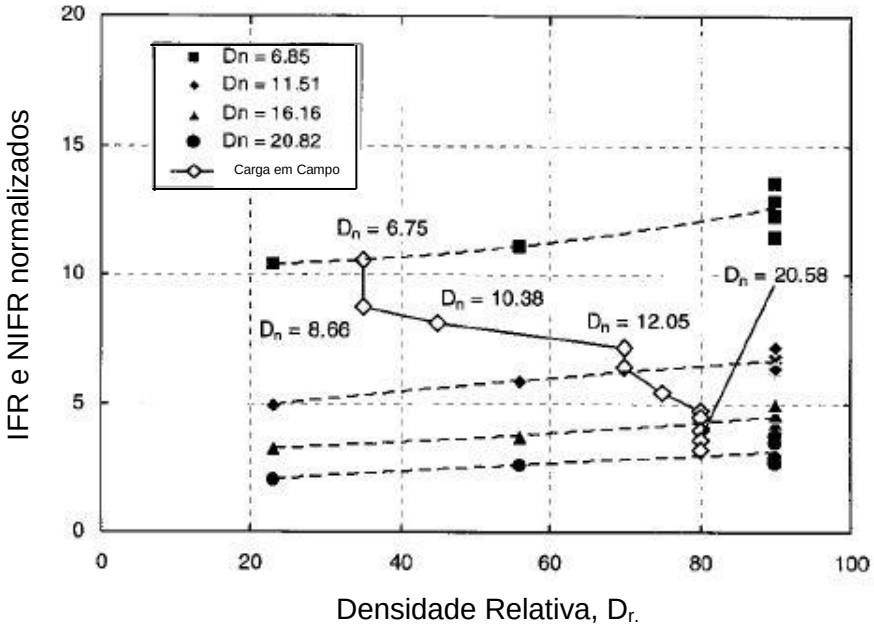
q_b: tensão normal na base estaca

q_s: tensão cisalhante na lateral da estaca

Apesar do IFR ser necessário para estimar a capacidade de carga das Estacas de Ponta Aberta, ele só pode ser medido após a cravação da estaca. Por conseguinte, é necessário estimar um valor para ele. Salgado *et al.* (2003) também determinaram um método de se estimar tal parâmetro.

Novamente a partir dos resultados obtidos em sua pesquisa em câmaras de calibração e na estaca de campo, eles perceberam que a formação do *Plug* é afetada por dois tipos de variáveis: variáveis geométricas (diâmetro interno e a profundidade de cravação da estaca) e variável geotécnica (a densidade relativa do solo). A Figura 10, apresenta um gráfico montado com os valores normalizados de IFR por Salgado et al (2003) com a eq. (7).

Figura 10 – Relação Densidade Relativa (D_r) *versus* NIFR.



$$NIFR = \frac{IFR(\%)}{D_n} \tag{7}$$

sendo:

$$D_n = \frac{Profundidade\ de\ Cravação}{Diâmetro\ Interno\ da\ Estaca} \tag{8}$$

$NIFR$: o parâmetro IFR normalizado

D_n: Profundidade Normalizada.

A partir da Figura 4, então pode-se estimar o valor de IFR, antes da instalação da estaca, a partir do va

Além do método desenvolvido por Salgado *et al.* (2003), existem dois novos métodos resultantes baseados no CPT que levam em conta o efeito do desgaste por atrito resultante da cravação da estaca. Esses métodos foram utilizados no estudo de Feng *et al.* (2011) na comparação visando aprimorar sua própria metodologia em um estudo de caso em Tóquio.

Os dois métodos são o *Imperial College Pile* (ICP) (Jardine *et al.* 2005) e o *University of Western Australia* (UWA) (Lehane *et al.* 2005), o terceiro método foi uma abordagem modificada por Feng *et al.* (2011), uma solução que correlaciona o volume de solo deslocado causado pela cravação da estaca ao grau de obstrução do solo, o método UWA introduz o índice IFR e o critério de ruptura de Coulomb. As equações (9) e (12) a seguir são respectivamente do método ICP e UWA para obtenção da capacidade de carga na base da estaca:

$$\tau_s = 0{,}029\times(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a})^{0,13}\times[\max(\frac{h}{R_e},8)]^{-0,38}\times q_c\times tan\delta_{cv} + \Delta\sigma'_r\times tan\delta_{cv} \quad (9)$$

sendo:

σ'_{v0} : pressão de sobrecarga local efetiva antes da cravação da estaca;

p_a : pressão atmosférica de 100kPa;

h : distância do nível observado a partir do topo da estaca;

R_e : raio equivalente da estaca dado por $0{,}5\times(D^2 - d^2)^{\,2}$, D e d são respectivamente o diâmetro externo e interno da estaca;

q_c : resistência de ponta do cone;

δ_{cv} : Ângulo de atrito de um volume constante na interface solo/estaca;

$\Delta\sigma'_r$: Variação do aumento da carga estática calculada através da equação abaixo:

$$\Delta\sigma'_r = \frac{4\times G\times\Delta r}{D} \quad (10)$$

Δr : Deslocamento radial desenvolvido dentro da zona de cisalhamento interface estaca-solo durante o carregamento.

G : Módulo de cisalhamento do solo que pode ser empiricamente determinado a partir da resistência de ponta do cone CPT, expresso na equação abaixo:

$$G = \frac{185\times\left(\frac{q_c}{p_a}\right)^{-0,7}}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0,35}}\times q_c \quad (11)$$

Então a resistência da base pode ser calculada por:

$$\tau_s = 0{,}03\times[1-\left(\frac{\mathrm{d}}{D}\right)^2\times IFR]^{0,3}\times[\max(\frac{h}{D},2)]^{-0,5}\times q_c\times tan\delta_{cv} + \Delta\sigma'_r\times tan\delta_{cv} \quad (12)$$

sendo:

d : Diâmetro interno da estaca.

D : Diâmetro externo da estaca.

As melhorias feitas por Feng *et al.* (2011) puderam explicar a influência do grau de obstrução, que é um ponto importante para análises de estacas tubulares de ponta aberta.

O método UWA é desenvolvido com base no método ICP. Eles são semelhantes em muitos aspectos, mas o método UWA foi desenvolvido para estacas marítimas cravadas na areia. Segundo Schneider *et al.* (2008) em geral, resultados semelhantes são obtidos pelos dois métodos, e a curva do método ICP se enquadra na gama do método UWA, que é capaz de considerar o efeito do grau de obstrução. Estudos de banco de dados mostram que o método UWA obtém o melhor acordo com os dados de campo junto aos métodos baseados em CPT adotados pelo *American Petroleum Institute*.

Como foi dito anteriormente, o efeito do plugue do solo formado na cravação de estacas tubulares de ponta abertas ocasiona um menor deslocamento radial do solo do que uma estaca de ponta fechada. Esse grau de obstrução foi amplamente estudado por Feng *et al.* (2011) e implantada em sua abordagem modificada, em que utilizou o Método UWA que introduz o índice IFR, que representa a taxa incremental de solo dentro da estaca com o critério de falha de Coulomb, mostrado na equação (13) :

$$\sigma'_{rc} = 0{,}03\times\rho^{0,3}\times\left(\frac{\mathrm{L}}{D}\right)^{-0,5}\times(1-\xi)^{-0,5}\times q_c \leq 0{,}021\times\rho^{0,3}\times q_c \tag{13}$$

sendo:

σ'_{rc} : Tensão radial efetiva.

ρ : Razão de compressão do solo calculada pela seguinte equação:

$$\rho = 1 - PLR\times\left(\frac{\mathrm{d}}{D}\right)^2 > 0 \tag{14}$$

ξ: $(0 \leq \xi \leq 1)$ Fator que significa o nível do fundo do mar, computado como $\xi\times L$ em que L é o comprimento da estaca.

Com uma nova consideração e modificando algumas já feitas no método UWA, Feng *et al.* (2011) desenvolveu a equação abaixo para o cálculo da capacidade de carga da base:

$$Q_s = \pi\times\mathrm{d}\times\mathrm{L}\times\tan\delta_{cv}\times\int_0^1(\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_r)\,d\xi \tag{15}$$

sendo:

$\Delta\sigma'_r$: variação do aumento da carga estática calculada através da equação abaixo:

$$\Delta\sigma'_r = \frac{4\times G\times\Delta r}{(D^2 - PLR\times d^2)^{0,5}} \tag{16}$$

2.3.2. Capacidade de carga por meio de equações empíricas

Salgado *et al.* (2003) desenvolveram ensaios para comprovação da influência do IFR na capacidade de carga de estacas tubulares abertas, os ensaios realizados em câmara de calibração, mostraram resultados satisfatórios acerca dessa relação. Através desses ensaios, foi possível estimar equações que quantificam a capacidade de carga da base e do fuste, através do IFR e do PLR.

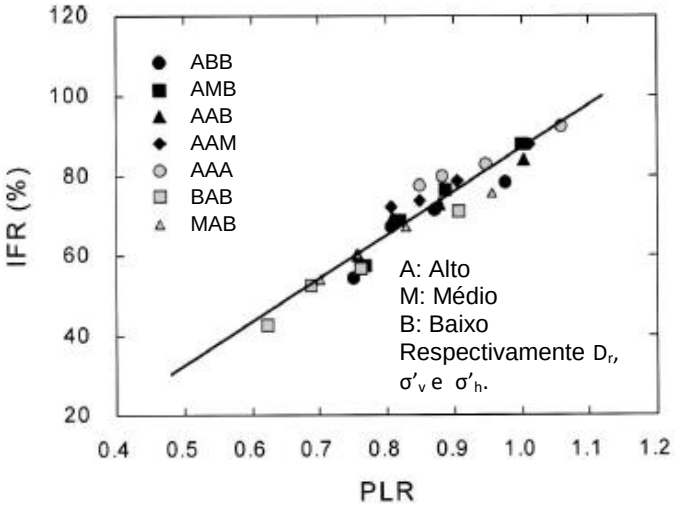
O PLR é a relação de comprimento do "*Plug*" e profundidade de penetração, dada pela equação abaixo:

$$PLR = \frac{L}{\mathrm{D}} \tag{7}$$

O PLR e o IFR foram respectivamente relacionados à capacidade de carga do fuste e da base, e através relação empírica foi possível obter uma equação para o cálculo do IFR através do PLR:

$$IFR = 109 \times \mathrm{PLR} - 22 \tag{8}$$

Figura 11 – Relação IFR *versus* PLR para os resultados obtidos na câmara de calibração(Salgado et al, 2003).



No gráfico, as siglas A, M e B querem se referir respectivamente a alto, médio e baixo, que são dispostas em conjuntos relativos a três parâmetros do solo, que nesta ordem são densidade relativa, tensão vertical e tensão horizontal.

Esta equação subestima ligeiramente o IFR para os valores PLR superior a 0,8 e o sobrevaloriza ligeiramente para os valores de PLR inferior a 0,7. E em geral, sabe-se que o IFR é melhor parâmetro de grau de embuchamento do solo do que o PLR (Paikowsky *et al.*, 1989; Paik and Lee, 1993).

Todavia, é mais fácil estimar o PLR no campo do que o IFR, por isso pode-se utilizar a equação (8) para estimar o mesmo através do PLR.

2.3.2.1. Parâmetros que influenciam a resistência da estaca em areia

Através dos ensaios realizados por Salgado et al (2003) foi possível comprovar que a resistência aumenta com o aumento da densidade relativa e com o aumento da tensão horizontal, mas é quase indiferente a tensão vertical. Isso será observado tanto para resistência de base quanto para resistência do fuste em quatro profundidades diferentes na Figura 4:

Figura 12 – Relação entre a capacidade de carga da base e a densidade relativa (Salgado et al, 2003).

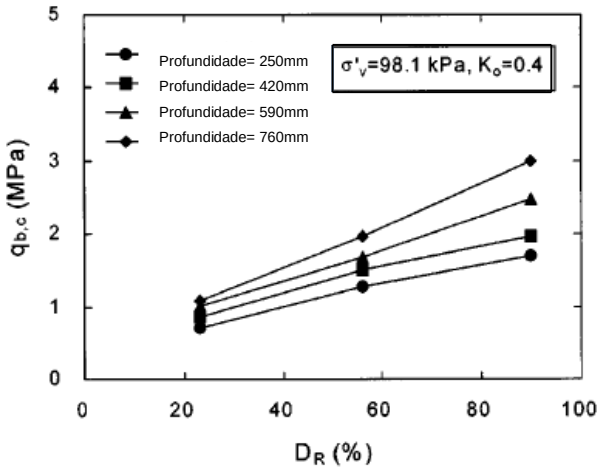


Figura 13 – Relação entre a capacidade de carga da base e a tensão vertical (Salgado et al, 2003).

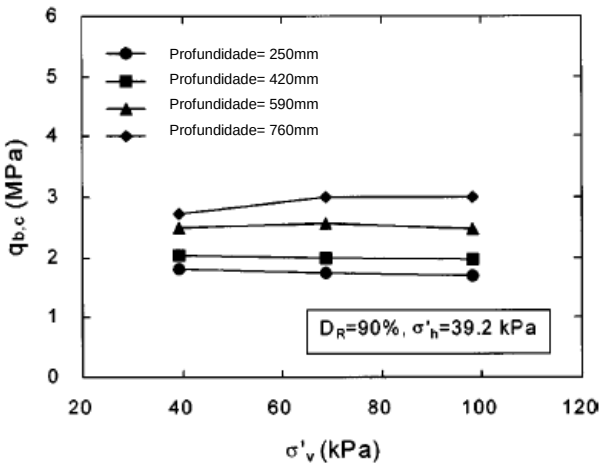


Figura 14 – Relação entre a capacidade de carga da base e a tensão horizontal.

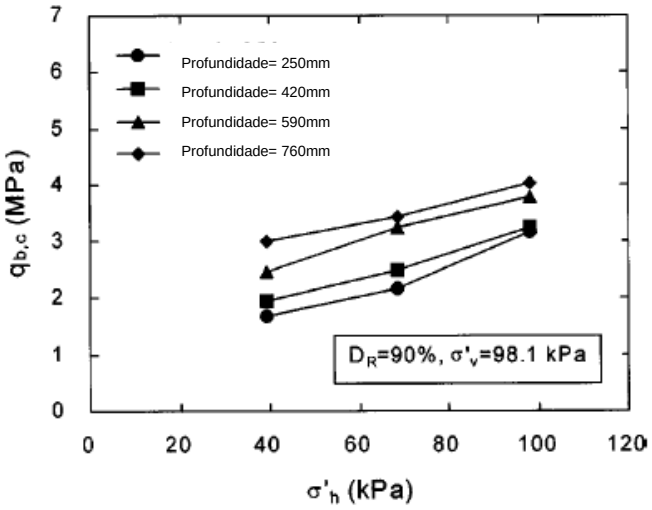


Figura 15 – Relação entre a capacidade de carga do fuste e a densidade relativa.

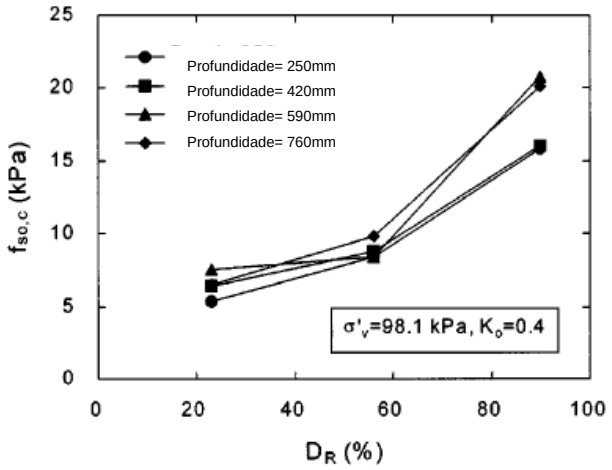


Figura 16– Relação entre a capacidade de carga do fuste e a tensão vertical.

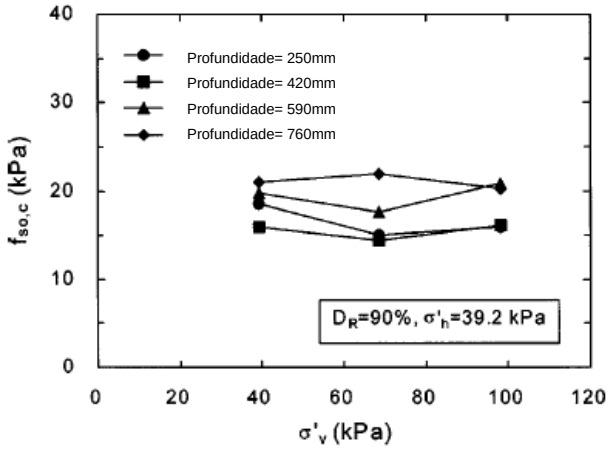
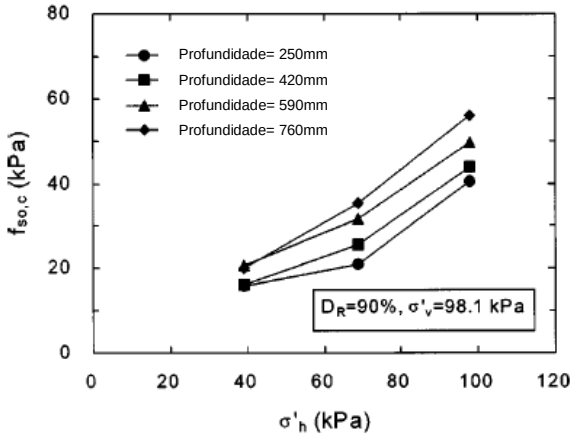


Figura 17 – Relação entre a capacidade de carga do fuste e a tensão horizontal.



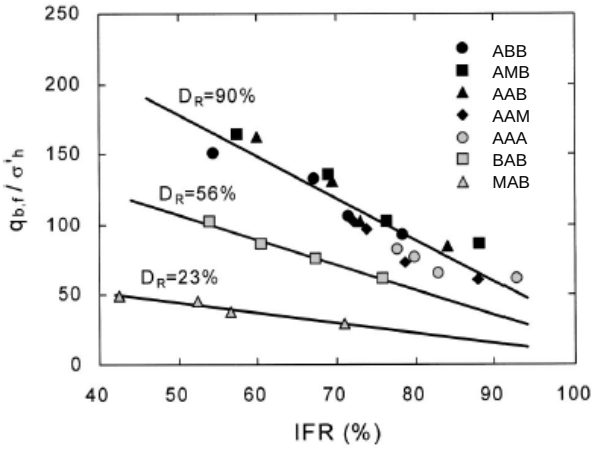
Através dos gráficos 6, 7, 8 e 9, 10, 11 pode-se ter um embasamento do que será pertinente na quantificação da capacidade de carga da base e do fuste respectivamente, além é claro da consideração do embuchamento que é mostrada a seguir.

2.3.2.2. Equações da capacidade de carga considerando o embuchamento

Depois dos ensaios realizados acima e obtenção dos resultados que mostram os parâmetros que interferem diretamente nas parcelas de resistência da estaca, pode-se aferir as equações para quantificar as resistências de base e fuste.

Para a determinação da parcela da base, foi construído um gráfico representado na figura 12 da capacidade de carga da base *versus* IFR, mostrado abaixo:

Figura 18 – Relação entre a capacidade de carga da base e o IFR.



Com os resultados obtidos, Salgado *et al.* (2003) formularam a equação cuja relação entre IFR e capacidade de carga da base, e o valor da mesma seria estimada através de:

$$\frac{q_{b,f}}{\alpha\sigma'_h} = 326 - 295\times\frac{IFR(\%)}{100} \quad (10)$$

sendo:

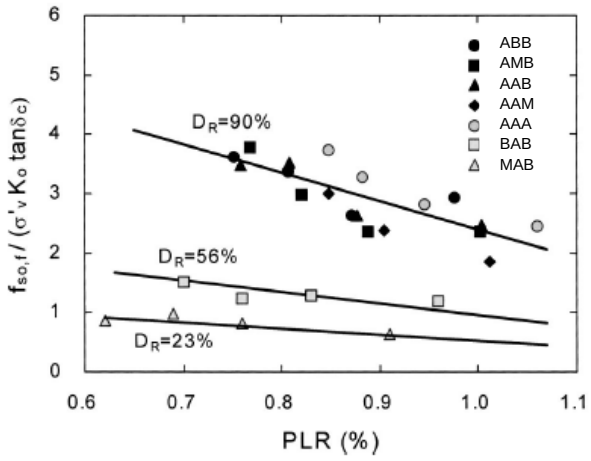
$q_{b,f}$: Capacidade de carga da base

α: fator que muda de acordo com a característica da areia.(uma função da densidade relativa foram obtidos a partir de testes em câmaras de calibração como igual a 1,0 para as areias densas, 0,6 para as areias médias e 0,25 para as areias fofas).

σ'_h: Tensão efetiva horizontal.

Também para a resistência do fuste, foi plotado o gráfico PLR *versus* capacidade de carga do fuste, pôde-se observar o comportamento da resistência em função do PLR no gráfico:

Figura 19 – Relação entre a capacidade de carga do fuste e o PLR.



E dessa mesma forma pode-se estimar a equação para resistência do fuste:

$$\frac{f_{so,f}}{(K_0\sigma'_v\tan\delta_c)\beta} = 7{,}2 - 4{,}8\times PLR \quad (11)$$

sendo:

$f_{so,f}$: a capacidade de carga do fuste.

K_0: coeficiente de empuxo.

σ'_v: tensão vertical efetiva.

δ_c: ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

β: fator de correção função da densidade relativa. (Foram obtidos a partir dos testes de câmara de calibração como igual a 1,0 para as areias densas, 0,4 por areias médias, e 0,22 para as areias fofas.)

Com essas duas equações será possível o cálculo da resistência com um parâmetro que ainda não é considerado em projeto, o grau de “embuchamento” das estacas abertas. E posteriormente será possível comparar o cálculo das resistências usando métodos tradicionais já consagrados aqui descritos.

CAPÍTULO 3 METODOLOGIA

Implementando os métodos descritos anteriormente, foram selecionados três estudos de casos em diferentes países, tendo em comum: fundação de estaca metálica de ponta aberta macaqueada em solo arenoso. As três podem ser classificadas com fundações *offshore* devido ao local e condição em que se encontram.

O primeiro caso foi o de uma fundação de um cais de uma ponte no *Tokyo Coastal Highway Bridge* no Japão, o caso em questão foi utilizado por Feng *et al.* (2011) para comparar seu método modificado com outros dois métodos citados anteriormente: o *Imperial College Pile* (ICP) (Jardine *et al.* 2005) e o *University of Western Australia* (UWA) (Lehane *et al.* 2005).

O segundo caso, foi utilizado por Salgado *et al.* (2003) para comparação entre estacas de ponta aberta e fechada, o local usado foi uma ponte no Condado de Lagrange em Indiana nos Estados Unidos.

Já o terceiro e último estudo de caso foi em uma construção no Porto de Kwangyang na Coréia do Sul, e foi obtido através do estudo de Junyoung *et al.* (2014), que usou as estacas dessa construção para realização de ensaios de carga dinâmica e estática.

Para os três estudos foram utilizadas as equações e métodos abordados nesse trabalho, a fim de obter um comparação entre eles e analisar qual deles apresenta melhor carga estimada da capacidade de ponta da estaca tubular aberta. Entre os métodos utilizados estarão métodos empíricos e semi-empírico como:

Imperial College Pile – ICP (*Jardine* et al. *2005*);

University of Western Australia – UWA (*Lehane* et al. *2005*);

Feng Modificado – (Feng *et al.* 2011);

Salgado – (Salgado *et al.* 2003);

Decourt-Quaresma – (1982);

Meyerhof – (1951).

Com as equações contidas nesse estudo e os métodos acima utilizando como ferramenta de cálculo o *software Excel,* foi possível o calculo das resistências de ponta das seis estacas

estudadas nos três estudos de caso, a caracterização geométrica e esquemática das estacas desse estudo está na tabela e nas figuras a seguir:

Tabela 4 – Caracterização geométrica das estacas.

Estacas	Estudo de caso	Comprimento (m)	Diâmetro Externo (m)	Espessura (mm)
1	Tóquio	73,50	1,5	28
2	Tóquio	86,00	1,5	28
3	Lagrange	8,24	0,356	6,4
4	Kwangyang	8,60	0,508	9
5	Kwangyang	11,40	0,7112	7
6	Kwangyang	15,50	0,9144	8

Figura 20 – Esquema das estacas juntamente com o CPT do estudo de caso em Tóquio que só foi aplicado na faixa embebido em solo arenoso (Feng *et al.* 2011).

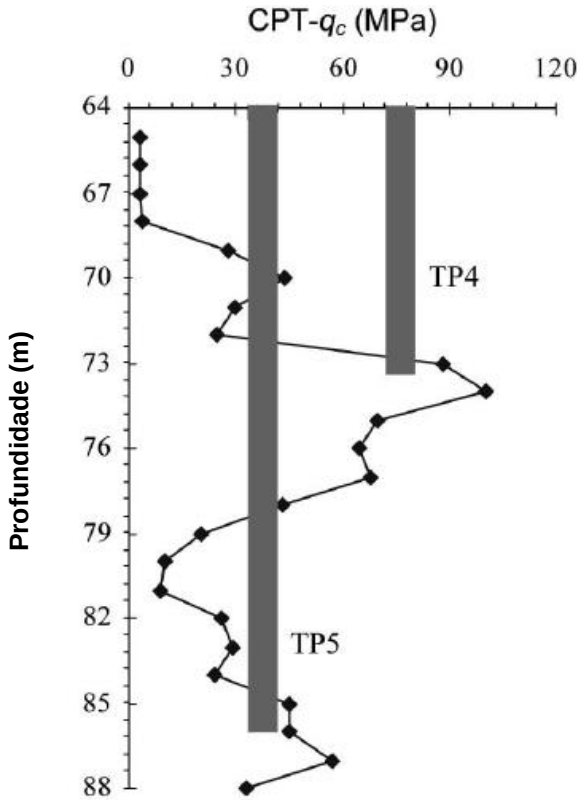


Figura 21 - Esquema da estaca com medidas em milímetros do estudo de caso em Lagrange (Salgado *et al.* 2003).

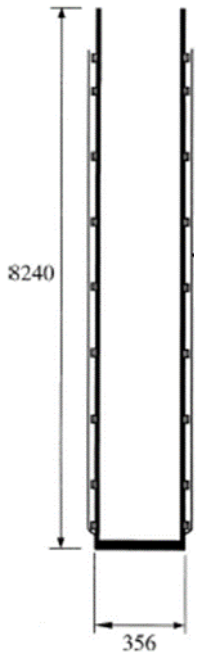
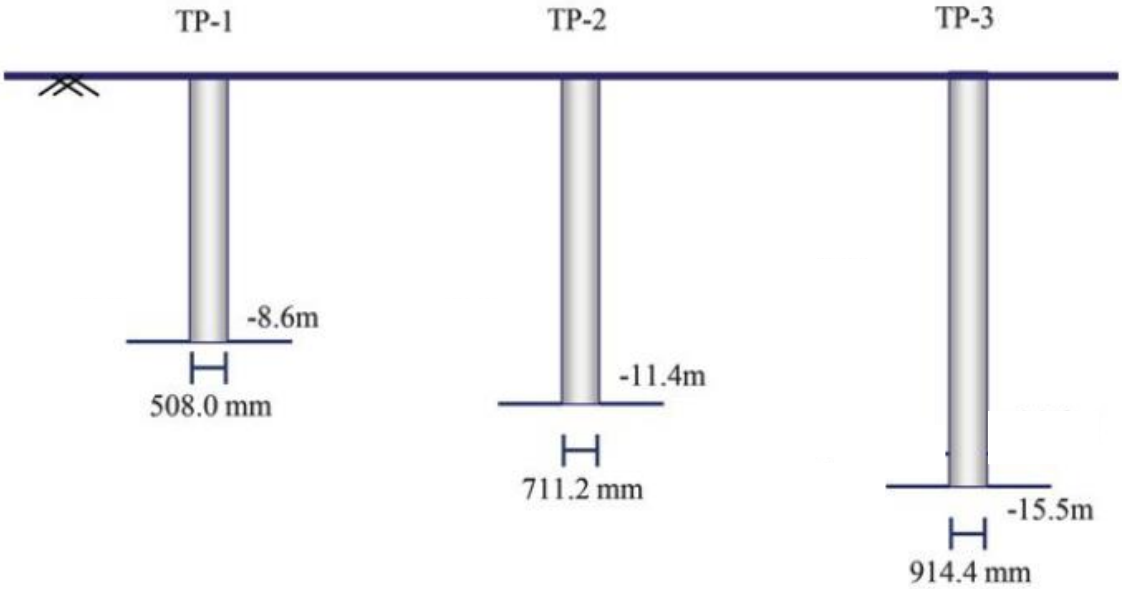


Figura 22 – Esquema das três estacas do estudo de caso no Porto de Kwangyang (Junyoung *et al.* 2014).



Com cada estudo de caso foi necessário obter os parâmetros e suas respectivas características geotécnicas necessárias para o cálculo das resistências das estacas acima, que estão contidas na tabela a seguir:

Tabela 5 – Caracterização geotécnica.

Tokyo Coastal Highway Bridge – Japão							
γ_{sat} (kN/m³)	ϕcv (°)	δcv (°)	β	α	Pa (KPa)	K_0	Δr (m)
22,00	29	29	0,183	0,6	100	0,4	0,00002
Ponte em Lagrange, Indiana - Estados Unidos							
γ_d (kN/m³)	ϕcv (°)	δcv (°)	β	α	Pa (KPa)	K_0	Δr (m)
18,64	33	22,2	0,183	0,6	100	0,4	0,00002
Construção no Porto de Kwangyang - Coréia do Sul							
γ_n (kN/m³)	ϕcv (°)	δcv (°)	β	A	Pa (KPa)	K_0	Δr (m)
18,00	33	22,2	0,183	0,6	100	0,4	0,00002

CAPÍTULO 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. ANÁLISE GRÁFICA

A partir da implementação dos métodos nos estudos de caso antes citados, pode-se obter valores para a capacidade de carga de ponta das 6 estacas por meio dos 6 métodos estudados.

Os gráficos abaixo apresentam um comparativo desses valores de capacidade de carga obtidos por cada um dos métodos utilizados com a resistência medida por meio de provas de carga para cada uma das estacas.

Figura 23 - Capacidade de carga para a Estaca 1

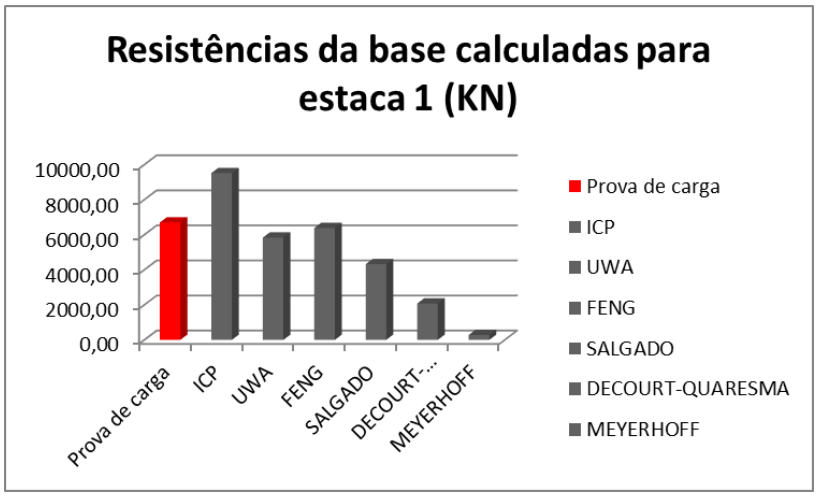
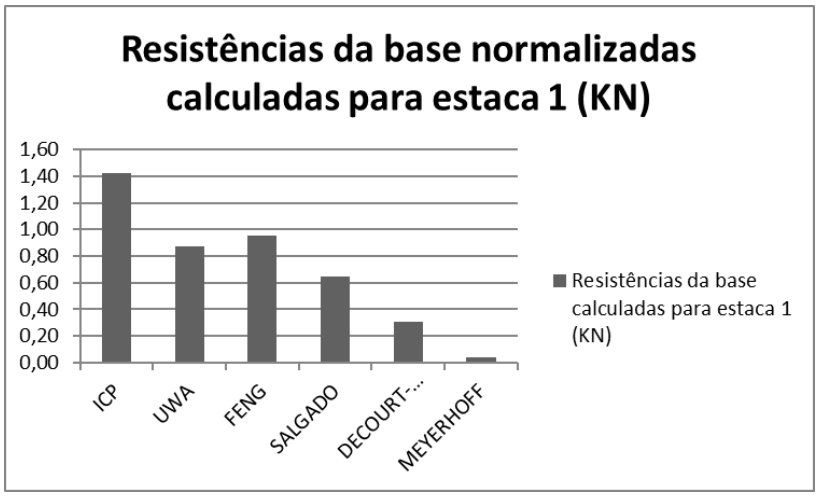


Figura 24 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 1



O método ICP, para essa estaca provou-se muito otimista em relação à capacidade de carga de ponta fornecida. Os métodos UWA e FENG foram aqueles que obtiveram resultados mais próximos ao valor medido. O método de Salgado estimou um pouco mais da metade da capacidade de carga medida, e a dupla Decourt- Quaresma e Meyerhoff, por considerarem apenas a região do anel da espessura da parede da estaca, acabaram por subestimar muito a capacidade de carga.

Figura 25 - Capacidade de carga para a Estaca 2

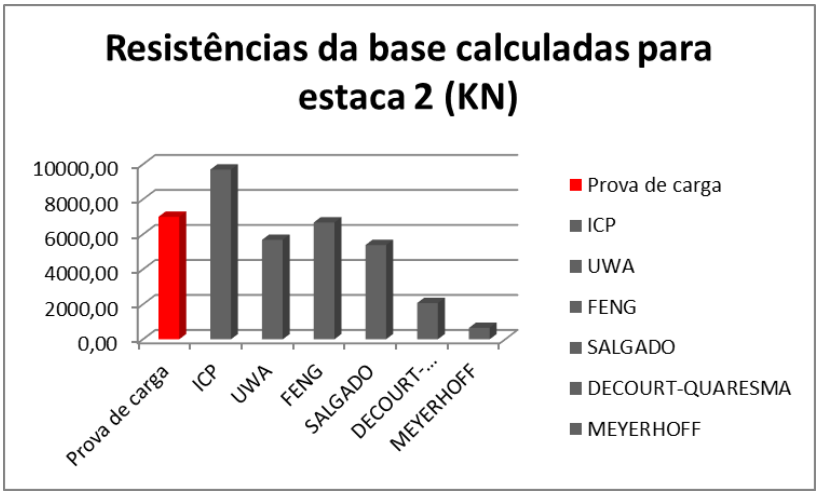
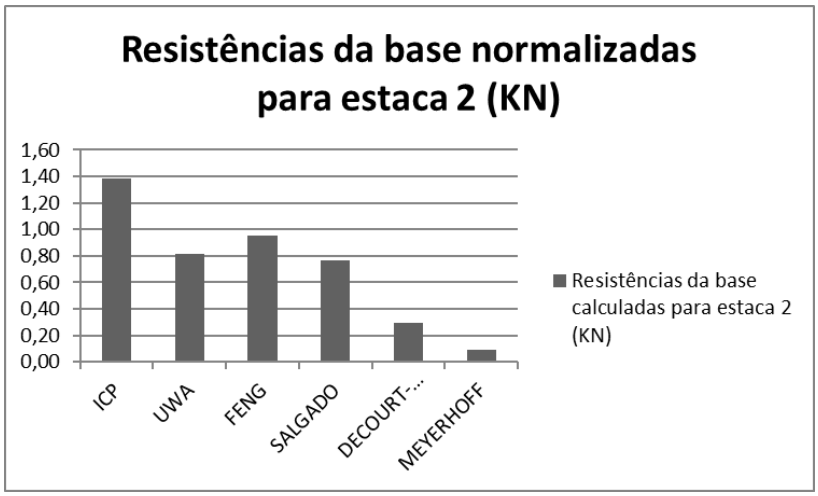


Figura 26 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 2



Novamente, os métodos de UWA e FENG, forneceram os melhores resultados. Salgado, para essa situação se aproximou um pouco mais da resistência medida. O método do ICP, superestimou a resistência, enquanto Decourt-Quaresma e Meyerhoff a subestimaram.

Figura 27 - Capacidade de carga para a Estaca 3

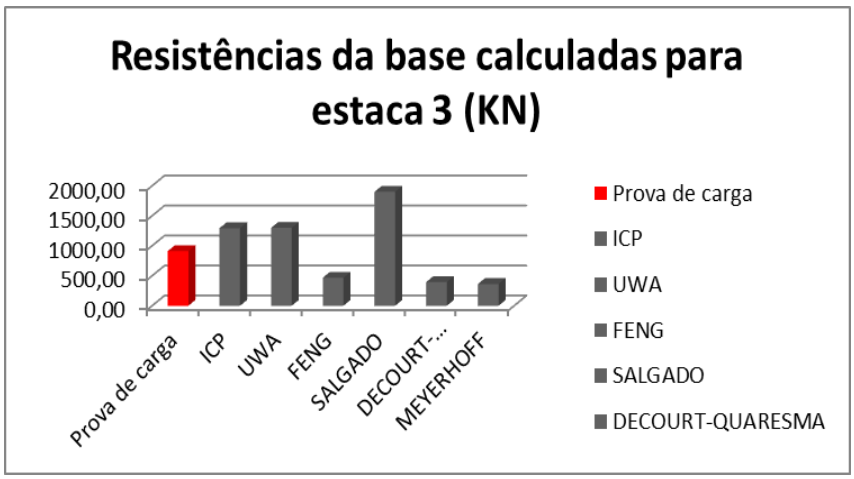
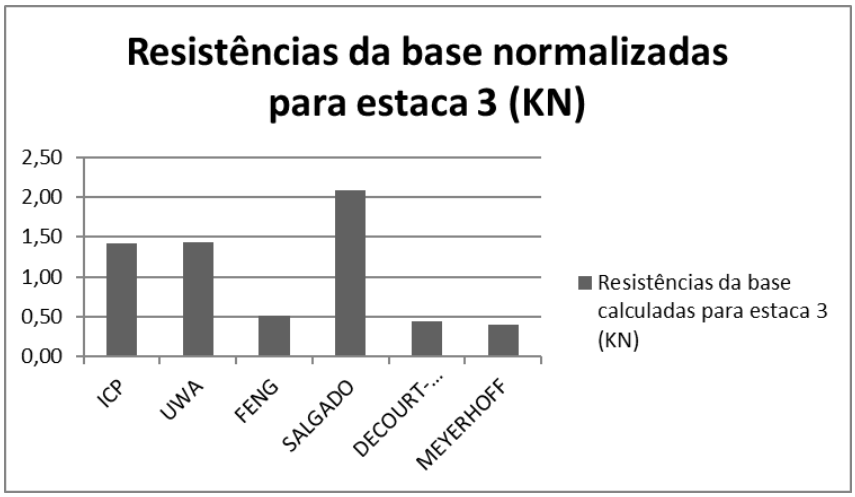


Figura 28 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 3



O método do ICP, para essa situação apresentou uma resistência em escala um pouco menor do que o medido, contudo ainda acima deste valor, assim como o método do UWA. O método de FENG, apresentou um resultado bem menor quando comparado com o valor medido, diferente de outras situações nas quais ambos eram próximos.

Para as estacas de número 4, 5 e 6, os métodos apresentaram comportamentos semelhantes, possibilitando a sua demonstração conjunta a seguir.

Figura 29 - Capacidade de carga para a Estaca 4

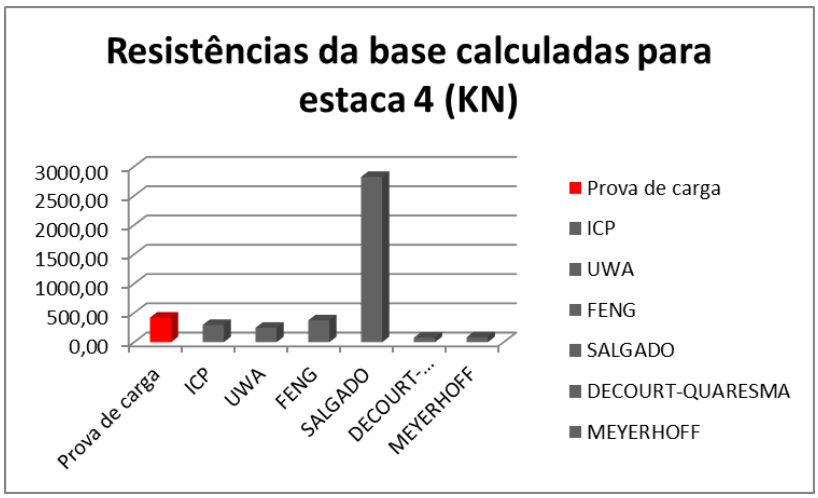


Figura 30 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 4

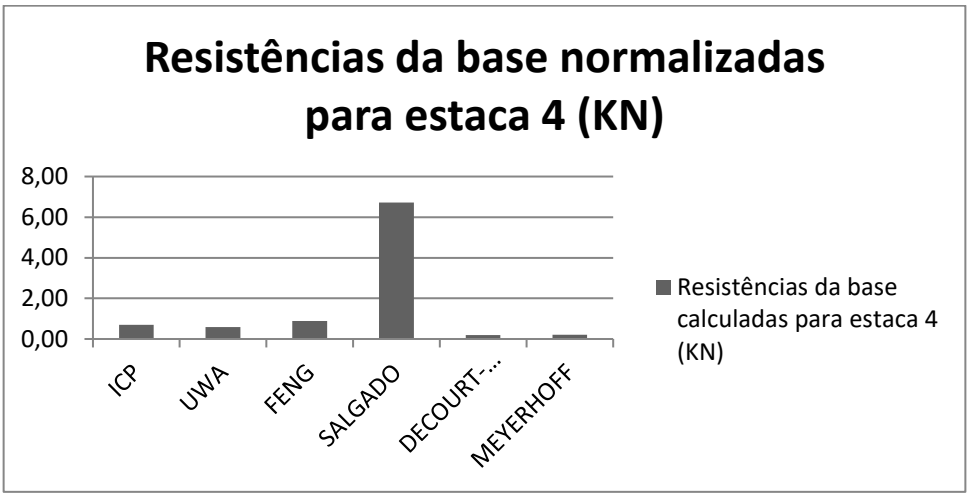


Figura 31 - Capacidade de carga para a Estaca 5

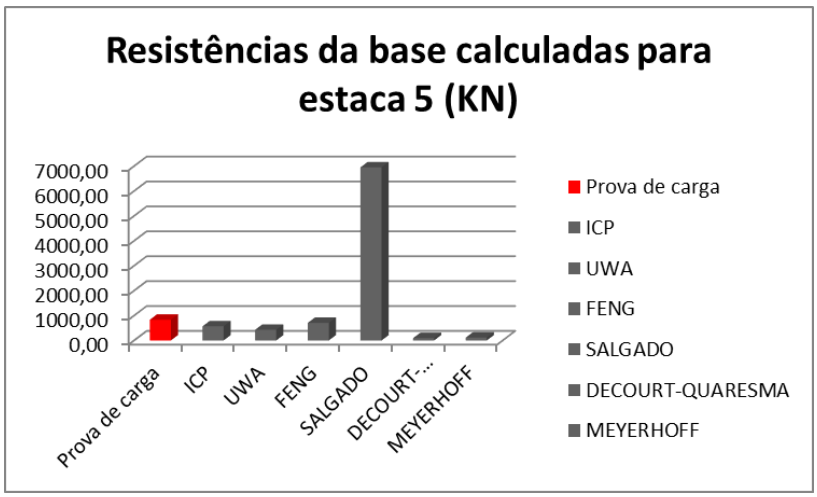


Figura 32 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 5

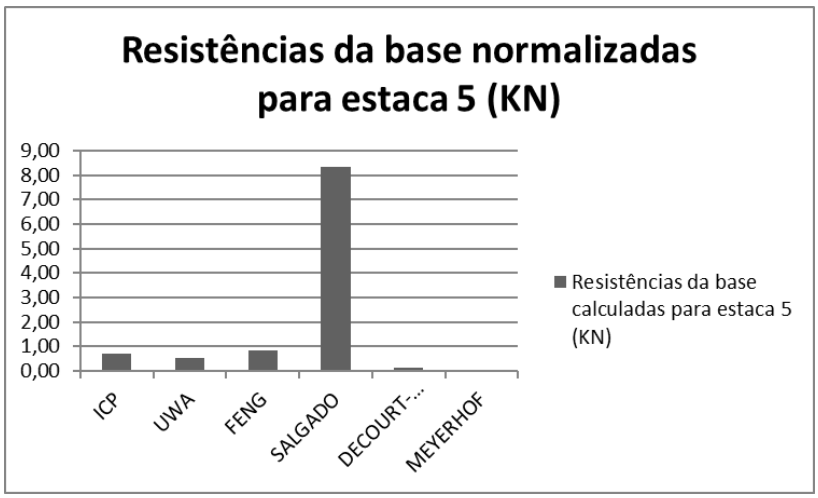


Figura 33 - Capacidade de carga para a Estaca 6

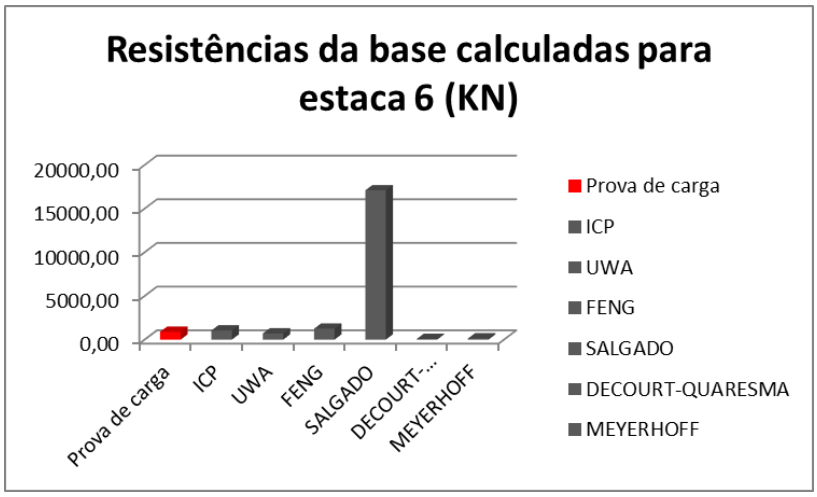
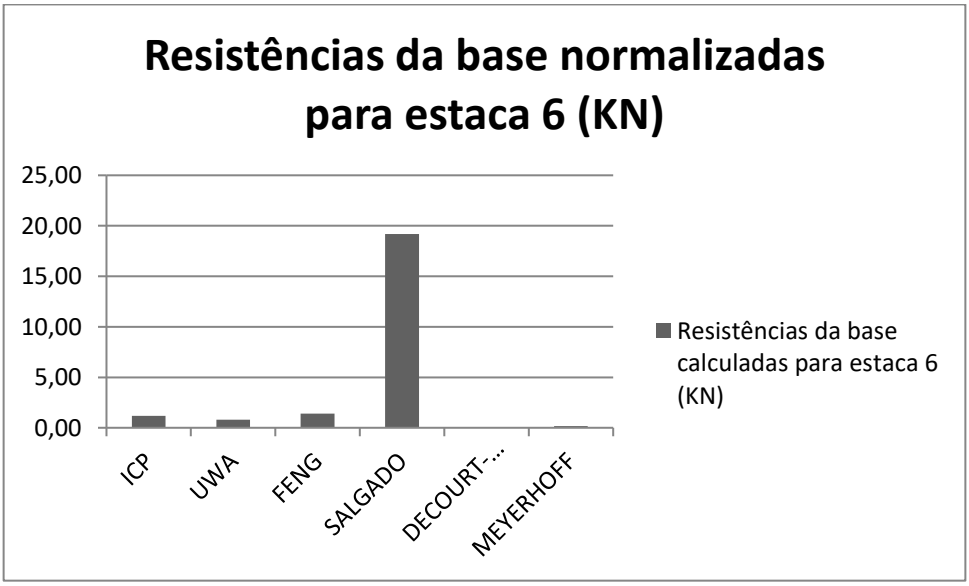


Figura 34 - Capacidade de carga normalizada para a Estaca 6



Os valores do método de Salgado, paras as três últimas estacas analisadas (4,5 e 6) demonstraram um grande aumento quando comparados ao valor medido. No intuito de uma melhor análise das capacidades de carga, os seguintes gráficos foram montados desconsiderando a resistência obtida pelo método de Salgado.

Figura 35 - Capacidade de carga para a Estaca 4, desconsiderando o método de Salgado

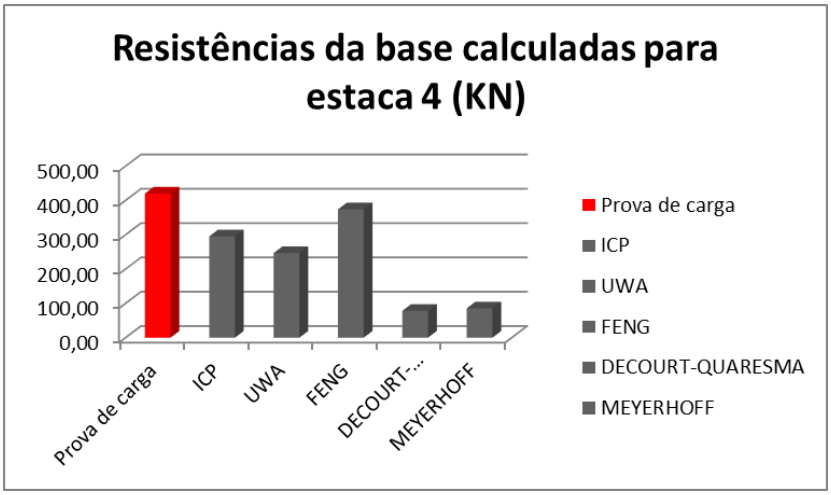


Figura 36 - Capacidade de carga para a Estaca 5, desconsiderando o método de Salgado

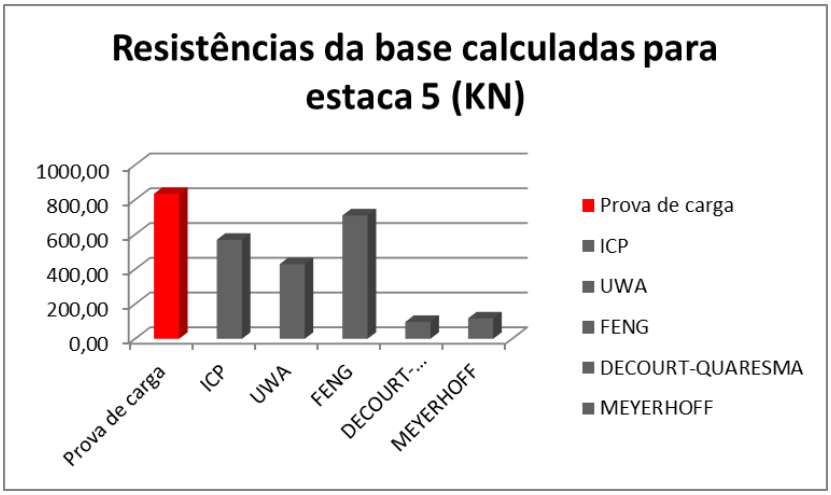
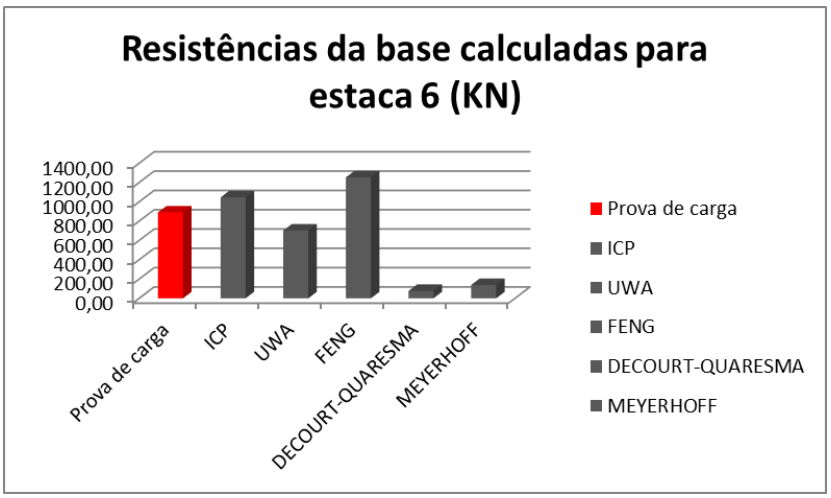


Figura 37 - Capacidade de carga para a Estaca 6, desconsiderando o método de Salgado



Analisando-se, os gráficos nas figuras Figura 35, Figura 36, Figura 37, pode-se perceber que o método de ICP, nos dois primeiros casos, obteve uma capacidade de carga inferior à da prova de carga e o método de FENG, se mostrou próximo do resultado obtido da prova de carga também nas duas primeiras situações, superestimando a resistência de ponta da última estaca. Por fim, UWA, se mostrou novamente, próximo aos resultados das provas de carga para as três estacas.

4.2. ANÁLISE ESTATÍSTICA

Por fim, após a construção dos gráficos supracitados, optou-se por calcular qual dos 6 métodos apresentou um menor erro médio em relação às resistências de ponta obtidas por meio de provas de carga. A Tabela a seguir, apresenta os valores obtidos nessa análise:

Tabela 5 – Erro médio dos 6 métodos utilizados

MÉTODO	ERRO MÉDIO DE N ESTACAS= Δn (%) =Σ|Qm - Qc|/Qm						∑(Δn)/n
	1	2	3	4	5	6	(%)
ICP	41,98	38,52	42,10	29,66	31,72	17,57	33,59
UWA	12,90	18,80	42,81	41,26	48,56	21,13	30,91
FENG	4,71	4,65	48,53	10,92	14,91	40,79	20,75
SALGADO	35,48	23,05	108,90	572,58	733,23	1819,86	548,85
DECOURT-QUARESMA	69,08	70,40	56,61	81,35	88,39	91,38	76,20
MEYERHOFF	95,77	90,62	60,00	79,68	85,94	84,52	82,75

Abaixo foram obtidos gráficos com esses erros médios da tabela acima, o primeiro com todos os métodos, e o segundo sem considerar o método de Salgado.

Figura 38 – Erros médios para cada método de cálculo do estudo em questão.

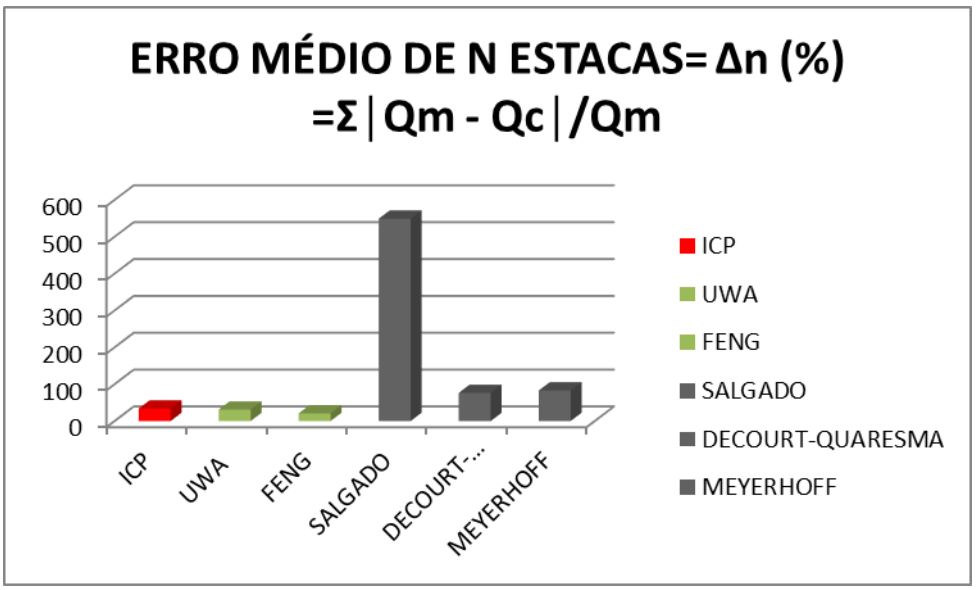
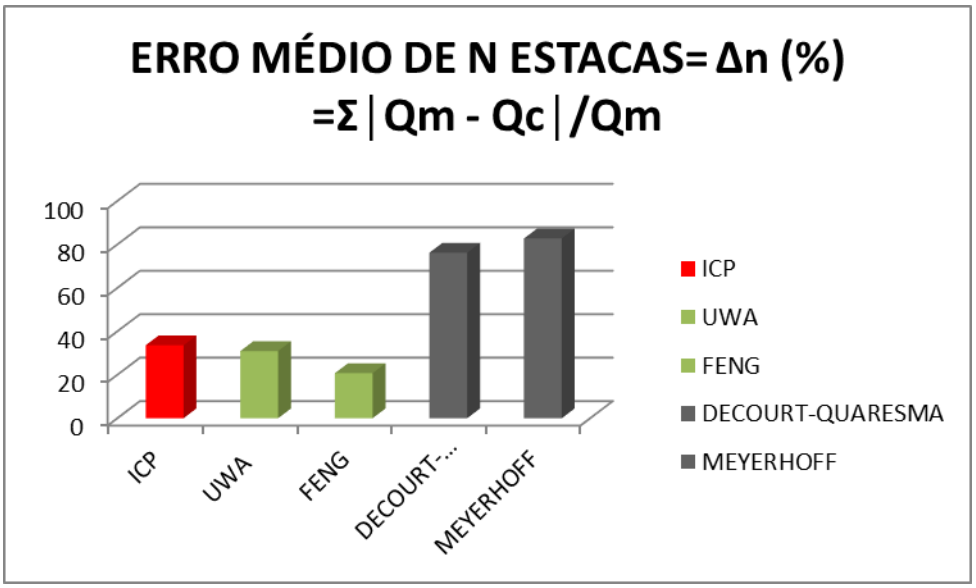


Figura 39 - Erros médios para cada método de cálculo do estudo em questão, desconsiderando o método de Salgado.



A partir das análises realizadas pode-se dizer que o método de FENG, apresentou resultados mais próximos aqueles obtidos pelas provas de carga. Isso pode ser comprovado pela análise estatística onde, o método de FENG apresentou o menor erro médio. Contudo, como na Estaca 6, ele apresentou um resultado superior ao medido, recomenda-se uma maior precaução ao utiliza-lo. O método de UWA, obteve o segundo melhor resultado quando se analisa o erro médio. Como seus resultados em todas as 6 estacas se mostraram inferior aos valores medidos, ele é mais conservador que o método de FENG, mas já considera

uma maior resistência de ponta que outros métodos clássicos como Décourt-Quaresma e Meyerhoff. Estes subestimam muito a resistência da base, por considerarem apenas a área da parede da estaca.

CAPÍTULO 5 CONCLUSÃO

Um problema enfrentado por essas estacas é que os métodos clássicos de cálculo da capacidade de suporte (Décourt-Quaresma e Meyerhoff, por exemplo), levam em consideração apenas a área da espessura da parede da estaca, e isso reduz muito a capacidade de carga da ponta da estaca.

Este estudo fez a comparação entre 6 tipos de métodos de capacidade de carga. Foram eles o método ICP, o método UWA, o método de FENG, o método de SALGADO e os métodos clássicos Decourt-Quaresma e Meyerhof. Utilizou-se 6 resultados de prova de carga, encontrados no meio científico, e constatou-se que o método que apresentou uma maior proximidade do valor medido foi o método de FENG. Contudo, este método superestimou a capacidade de carga das estacas em uma das comparações. Por essa razão, uma ideia a ser levantada seria a de que o método que apresentou o segundo melhor desempenho, o método UWA, seria o ideal a ser utilizado no dimensionamento desse tipo de fundação, visando a segurança da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010, 33p.

DAS, B. M. **Shallow Foundations:** Bearing Capacity and settlement. Crc press llc,1999.

DECOURT, L. **Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT**. In: European symposium on penetration testing, 2., 1982. Proceedings…Amsterdam,1982.

MEYERHOF,G. The Bearing Capacity of foundations.**Geotecnique**. v.2,n.4,p.301-332,1951.

PAIKOWSKI, S. G., WHITMAN, R. V., and BALIGH, M. M. A new look at the phenomenon of offshore pile *Plug*ging. **Marine Geotech**., 8, 213–230, 1989.

PAIK, K. H., and LEE, S. R. Behavior of soil *Plug*s in open-ended model piles driven into sands. **Marine Georesources Geotechnol**., 11, 353–373,1993.

ROBERTSON, P. K., CABAl, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering.** 6ª edição. California: Gregg, 2015. 143p .

SALGADO, R.; LEE, J.; PAIK, K. Estimation of load capacity of pipe piles in sand based on cone penetration test results. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.**Vol. 129, nº 4, p. 296 a 306, 2003.

SALGADO, R.; LEE, J.; PAIK, K.; KIM, B. Behavior of Open- and Closed-Ended Piles Driven Into Sands.**Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Vol. 129, nº 5, p. 391 a 403, 2003.

SALGADO, R; PAIK, K. Determination of Bearing Capacity of Open-Ended Piles in Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.**Vol. 129, nº 1, p. 46 a 57, 2003.

SALGADO, R; PAIK, K. **Effect of Pile Installation Method on Pipe Pile Behavior in Sands**.Geotechnical Testing Journal, Vol. 27, nº 1,p. 1 a 11, 2004.

SCHNAID, F. **Ensaios De Campo E Suas Aplicações À Engenharia De Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New Yoirk: John Wiley & Sons, 1943.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações:** Fundações Profundas. 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. v. 2 .569 p.

YU, F; YANG, J. **Improved Evaluation of Interface Friction on Steel Pipe Pile in Sand**. p. 1 a 11, 2011.

KIKUCHI, Y., MIZUTANI, M., and YAMASHITA, H. **Vertical bearing capacity of large diameter steel pipe piles**. Proc. of Advances in Deep Foundations, Taylor & Francis, London, p.177–182, 2007.