

GABRIEL SICCHIERI DE SOUZA

**APLICAÇÃO DA TEORIA DA CONFIABILIDADE EM ESTACAS
ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO PARA OBTENÇÃO DAS SUPERFÍCIES
RESISTENTES DE PROJETO**

Guaratinguetá
2015

GABRIEL SICCHIERI DE SOUZA

**APLICAÇÃO DA TEORIA DA CONFIABILIDADE EM ESTACAS
ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO PARA OBTENÇÃO DAS SUPERFÍCIES
RESISTENTES DE PROJETO**

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Guaratinguetá
2015

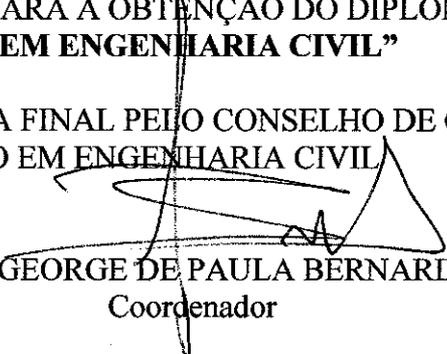
S729a	<p>Souza, Gabriel Sicchieri de</p> <p>Aplicação da Teoria da confiabilidade em estacas escavadas de grande diâmetro para obtenção das superfícies resistentes de projeto / Gabriel Sicchieri de Souza – Guaratinguetá : [s.n], 2015.</p> <p>85 f. : il.</p> <p>Bibliografia : f. 84-85</p> <p>Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2015.</p> <p>Orientador: Prof.Dr. George de Paula Bernardes</p> <p>Coorientador: Prof.Dr. José Bento Ferreira</p> <p>1. Fundações (Engenharia) 2. Confiabilidade (Engenharia) 3. Ruína de estruturas I. Título</p>
-------	--

CDU 624.15

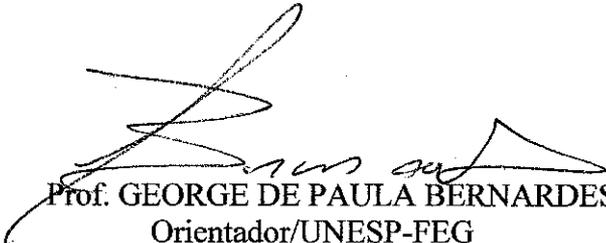
Gabriel Sicchieri de Souza

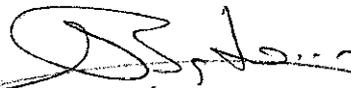
ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO
PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
“GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL”

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Prof. GEORGE DE PAULA BERNARDES
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. GEORGE DE PAULA BERNARDES
Orientador/UNESP-FEG


NELIO JOSÉ BASTOS
UNESP-FEG


Prof. JOSÉ BENTO FERREIRA
UNESP-FEG

Dezembro de 2015

A minha avó Alice e aos meus pais, que em
sua luta diária tornaram isso possível.

“A única vitória que perdura é a que se conquista sobre a própria ignorância.”

Jigoro Kano

SOUZA, G. S. **Aplicação da Teoria da Confiabilidade em Estacas Escavadas de Grande Diâmetro para obtenção das Superfícies Resistentes de Projeto.** Trabalho de Graduação - Faculdade de Engenharia, Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista. Guaratinguetá, 2015.

RESUMO

Procura-se nesta dissertação o desenvolvimento de uma metodologia capaz de incorporar os conceitos da Teoria de Confiabilidade e Probabilidade de Ruína em Fundações profundas com o intuito não de extinguir, mas tratar e quantificar melhor as inúmeras incertezas intrínsecas em um projeto de fundações, pois trabalhamos com materiais que não possuímos total conhecimento sobre seu comportamento. Através das metodologias de Decourt Quaresma e David Cabral foram desenvolvidas superfícies de resistência a partir dos dados obtidos pelas Sondagens de Simples Reconhecimento (SPT) e as cargas atuantes determinadas em projeto, mostrando-se uma ferramenta com grande potencial para tomada de decisões tanto na fase de projeto quanto de execução, pois através das superfícies resistentes obtidas por interpolação (Krigagem, com auxílio do software Surfer®12) é possível obter uma melhor visualização do perfil geotécnico existente no terreno. A partir da comparação e discussão dos resultados chegou-se à conclusão que um Fator de Segurança elevado nem sempre acarreta uma maior segurança para o elemento de fundação, sendo muito importante levar em consideração a dispersão dos valores de capacidade de carga do elemento ao longo de todo o terreno, com muita cautela na escolha do método de dimensionamento.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações Profundas, Fluido Estabilizante, Teoria da Confiabilidade, Probabilidade de Ruína, Superfícies Resistentes.

SOUZA, G. S. Application of the Theory of Reliability in Bored Piles to obtain the Project Resistant Surfaces. Graduate Work - Faculdade de Engenharia, Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista. Guaratinguetá, 2015.

ABSTRACT

In this work, the author looks forward to develop a new method capable of incorporate the concepts of the Reliability Theory and Ruin Probability in Deep Foundations, in order to do a better quantification of the uncertainties, which is intrinsic in all geotechnical projects, meanly because we don't know all the properties of the materials that we work with. Using the methodologies of Decourt Quaresma and David Cabral, resistance surfaces have been developed utilizing the data achieved from the Standard Penetration Tests performed in the field of study, in conjecture with the loads defined in the executive project of the piles. The construction of resistance surfaces shows to be a very useful tool for decision making, no matter in which phase it is current on, projecting or execution. The surfaces were developed by Kriging (using the software Surfer® 12), making it easier to visualize the geotechnical profile of the field of study. Comparing the results, the conclusion was that a high safety factor doesn't mean higher security. It is fundamental to consider the loads and resistance of the piles in the whole field, carefully choosing the project methodology responsible to define the diameter and length of the piles.

KEYWORDS: Deep Foundations, Stabilizing Fluid, Reliability Theory, Ruin Probability, Resistance Surfaces.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Locação da estaca.....	28
Figura 2 - Abaixamento da cota de locação com o auxílio da escavadeira.....	28
Figura 3 - Relocação da estaca na nova cota, utilizando-se de prumo e gabarito.....	29
Figura 4 - A camisa gui auxlia na descida e travamento da ferragem.....	30
Figura 5 - Perfuratriz esvaziando a caçamba com material escavado.....	31
Figura 6 - Posicionamento para realização do pré furo, a fim de fixar a camisa guia.....	31
Figura 7 - Local de confecção da armadura da estaca.....	32
Figura 8 - Levantamento da armadura para inserção no furo, antes da concretagem.....	32
Figura 9 - Descida da armadura, notar os ganchos na parte superior que se prenderão a camisa guia.....	33
Figura 10 - Instalação da plataforma de concretagem.....	34
Figura 11 - Início da montagem do tubo tremonha.....	34
Figura 12 - Acoplamento das partes constituintes do tubo tremonha.....	35
Figura 13 - Polímeros são formados pela repetição em cadeia de moléculas menores.....	36
Figura 14 - Moléculas de água prendem-se ao polímero, aumentando a viscosidade da substância.....	37
Figura 15 - Polímero envolve a partícula de solo, que decanta	37
Figura 16 - Equipamentos compactos possibilitam utilização de polímero em canteiros de obra com pouco espaço.....	38
Figura 17 - Lama em repouso, partículas intertravadas devido as cargas elétricas, resultando em uma consistência de gel.....	41
Figura 18 - Lama agitada adquire uma consistência fluida.....	41
Figura 19 - Relação entre a probabilidade de ruína e suas conseqüências para diversos empreendimentos.....	47
Figura 20 - Métodos de verificação de segurança.....	49
Figura 21 - Curva de resistência e fatores de segurança médio e característico.....	52

Figura 22 - Relações entre as funções solicitação e resistência.....	53
Figura 23 - Definição gráfica da ruína, através da intersecção das curvas solicitação e resistência.....	55
Figura 24 - Relação entre a função margem de segurança e a ruína.....	55
Figura 25 - Relação entre fator de confiabilidade e probabilidade de ruína.....	56
Figura 26 - Modelo 3D do empreendimento quando pronto.....	57
Figura 27 - Planta chave do terreno da obra.....	58
Figura 28 - Localização das sondagens no terreno.....	61
Figura 29 - Área representada nas superfícies resistentes desenvolvidas.....	63
Figura 30 - Superfície resistente para estacas de 0,8 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	64
Figura 31 - Superfície resistente para estacas de 0,8 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	65
Figura 32 - Superfície resistente para estacas de 0,9 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	66
Figura 33 - Superfície resistente para estacas de 0,9 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	66
Figura 34 - Superfície resistente para estacas de 1,0 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	67
Figura 35 - Superfície resistente para estacas de 1,0 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	68
Figura 36 - Superfície resistente para estacas de 1,1 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	69
Figura 37 - Superfície resistente para estacas de 1,1 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	69
Figura 38 - Superfície resistente para estacas de 1,2 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	70
Figura 39 - Superfície resistente para estacas de 1,2 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	71
Figura 40 - Superfície resistente para estacas de 1,3 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	72

Figura 41 - Superfície resistente para estacas de 1,3 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	73
Figura 42 - Superfície resistente para estacas de 1,4 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	73
Figura 43 - Superfície resistente para estacas de 1,4 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	74
Figura 44 - Superfície resistente para estacas de 1,5 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	75
Figura 45 - Superfície resistente para estacas de 1,5 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	75
Figura 46 - Superfície resistente para estacas de 1,6 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	76
Figura 47 - Superfície resistente para estacas de 1,6 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	77
Figura 48 - Superfície resistente para estacas de 1,7 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma.....	78
Figura 49 - Superfície resistente para estacas de 1,7 m de diâmetro, segundo método de David Cabral.....	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de K_{AV} e α sugeridos por Aoki e Velloso (1975)	22
Tabela 2 – Valores de F1 e F2 segundo Velloso e Alonso (2000)	22
Tabela 3 – Coeficientes α_{DQ} utilizados para dimensionamento com o método Decourt Quaresma.....	24
Tabela 4 – Coeficientes β_{DQ} utilizados para dimensionamento com o método Decourt-Quaresma.....	24
Tabela 5 – Coeficientes K para determinação da resistência de ponta.....	24
Tabela 6 – coeficientes β_1 e β_2 para cada tipo de solo.....	26
Tabela 7 – Propriedades dos Polímeros.....	39
Tabela 8 – Propriedades da lama bentonítica.....	43
Tabela 9 – Fator de Segurança NBR 6122.....	50
Tabela 10 – Parâmetros que definem as curvas de solicitação e resistência.....	51
Tabela 11 – Resumo dos diâmetros, carga e cota de ponta prevista das estacas em projeto....	63
Tabela 12 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 0,8 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	64
Tabela 13 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 0,9 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	65
Tabela 14 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,0 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	67
Tabela 15 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,1 m diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	68
Tabela 16 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,2 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	70

Tabela 17 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,3 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	71
Tabela 18 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,4 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	73
Tabela 19 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,5 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	74
Tabela 20 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,6 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	76
Tabela 21 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,7 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral.....	77
Tabela 22 – Relação Sondagem com carga de ruptura encontrada com o método de David Cabral.....	80
Tabela 23 – Relação Sondagem com carga de ruptura encontrada com o método de Decourt Quaresma.....	82

LISTA DE SÍMBOLOS

Qu - Carga de ruptura

Qs - Parcela da carga resistida pelo atrito lateral

Qp - Parcela da carga resistida pela resistência de ponta

Ap - Área de ponta da estaca

N_{PAV} - Número de golpes SPT na ponta da estaca, para metodologia Aoki Veloso

N_m - Número de golpes SPT médio para cada espessura considerada;

N_{spt} - Número de golpes do amostrador padrão no ensaio de Simples Reconhecimento (SPT) nos 30 cm finais de um metro analisado

K_{AV} - Coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária do ensaio de penetração estático CPT e a resistência a penetração dinâmica do ensaio SPT

α_{AV} - Coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária e resistência lateral unitária do cone

Σ - Somatória

P - Perímetro da estaca

F1 e F2 - Coeficientes para corrigir diferenças de comportamento entre a estaca e o cone do ensaio CPT (Cone Penetration Test)

α_{DQ} e β_{DQ} - Coeficientes para corrigir a resistência de ponta e atrito lateral de acordo com o tipo de estaca e tipo de solo, na metodologia de Decourt Quaresma

K_{DQ} - Coeficiente que relaciona o tipo de solo para o cálculo da resistência de ponta na formulação de Decourt Quaresma

N_{PDQ} - Média do número de golpes N_{spt} na ponta, um metro acima e um metro abaixo

β₀ - Coeficiente que relaciona a pressão de injeção da estaca com o diâmetro

β₁ e β₂ - Coeficientes que levam em consideração o tipo de solo;

N_{PDC} - Valor do SPT na ponta da estaca;

A_p - Área da ponta da estaca;

P - Perímetro da estaca;

ΔL - Espessura de cada camada de solo considerada

FS - Fator de Segurança Global

R - Resistencia

S - Solicitação

$\sigma(g + p)$ - Tensões devido as cargas permanentes (g) e móveis (p)

σ_R - Tensão resistência última do material

$\sigma(f_g \cdot g + f_p \cdot p)$ - Tensões devido a cargas permanentes (g) e móveis (p), com fator de majoração em ambas

σ_f - Tensão resistente característica

f_m - Fator de minoração da resistência

μ_s - valor médio da solicitação

σ_s - Desvio padrão da solicitação

v_s - Coeficiente de variação da solicitação

μ_R - Valor médio das resistências

σ_R - Desvio padrão da resistência

v_R - Coeficiente de variação da resistência

α_S e α_R - coeficientes que determinam a solicitação e resistência em termos de desvios padrão

γ_m - Fator de minoração da resistência

γ_f - Fator de majoração da solicitação

γ_S - Fator parcial de segurança que depende da variabilidade da curva de solicitação

γ_R - Fator parcial de segurança que depende da variabilidade da curva de resistência

pf - Probabilidade de ruína

β - Coeficiente de confiabilidade

Sumário

1 – INTRODUÇÃO	15
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS .	17
2.1.1 - Métodos Semiempíricos.....	18
2.1.2 - Método de Aoki e Velloso	18
2.1.3 - Método Decourt-Quaresma.....	21
2.1.4 - Método de David Cabral	23
3 – ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO	25
3.1 - PROCESSO EXECUTIVO	25
3.2 - FLUIDOS DE ESTABILIZAÇÃO	34
3.2.1 – Polímeros.....	34
3.2.2 - Lama Bentonítica	37
4 – CONFIABILIDADE E SEGURANÇA EM FUNDAÇÕES	42
4 – CONFIABILIDADE E SEGURANÇA EM FUNDAÇÕES	43
4.1 - MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	46
4.1.1 - Métodos Determinísticos	47
4.1.2 - Métodos Semi Probabilísticos	48
4.1.3 - Probabilidade de Ruína.....	51
5 – MATERIAS E MÉTODOS	54
5.1 - DESCRIÇÃO DA OBRA	54
5.2 - CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS.....	55
5.3 - COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODO DECOURT QUARESMA E DAVID CABRAL	59
6 – CÁLCULO DE PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	77
6.1 - DAVID CABRAL.....	77
6.2 - DECOURT QUARESMA	79
7 –CONCLUSÃO.....	82
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84

1 – INTRODUÇÃO

Diariamente, o Engenheiro Geotécnico deve lidar com problemas sempre de natureza única, pois os solos e rochas são materiais com imensa variabilidade, moldados sob ação de incontáveis elementos naturais ao longo de milhões de anos. Devido a esta característica, todos os trabalhos tornam-se singulares, mesmo que seus projetos arquitetônicos e/ou estruturais sejam semelhantes.

O conceito de segurança em obras de engenharia em si é uma conjunção de aspectos tanto quantitativos quanto qualitativos, visto que nas normas e códigos vigentes ela é tratada de forma quantitativa através da especificação de valores mínimos para o Fator de Segurança, e é qualitativa pela subjetividade inerente ao conceito, que deve ser analisada por projetistas, executores e clientes na realização de cada tipo específico de obra, como exposto por Silva (2006).

Desde a Antiguidade, a segurança estrutural tem sido objeto de atenção por parte da classe de construtores. O exemplo mais famoso e provavelmente mais antigo consiste no código de Hamurabi, desenvolvido na antiga babilônia com a filosofia do “olho por olho e dente por dente” estabelecia em seu artigo 229: “Se um construtor construir uma casa para outrem e não a fizer bem-feita, e se a casa cair e matar seu dono, então o construtor deverá ser condenado a morte”. Nos dias de hoje a ruína de uma obra não vem acompanhada de pena de morte para o responsável, porém além de lidar com as penas legais, este sofrerá execração pública em geral e particularmente da própria classe, como exposto por Aoki (2009) em seu artigo “O dogma do Fator de Segurança”.

Até a década de 70, a determinação da capacidade de carga de uma estaca isolada era feita empiricamente, sendo que os ditos métodos teóricos forneciam valores muito discrepantes entre si, onde uma variação pequena no ângulo de atrito do solo resultava em uma diferença muito grande na capacidade de carga deste elemento de fundação.

Segundo o Engenheiro Urbano Rodriguez Alonso um bom projeto de fundações deve atender a três requisitos básicos, são eles:

- Todos os elementos (estruturais e solo) garantam os coeficientes de segurança contra a ruptura fixado pelas Normas Técnicas.

- Deslocamentos compatíveis com o tipo de fundação e a finalidade a que se destina a estrutura.
- Materiais com durabilidade compatível ao tempo de vida útil previsto para a estrutura.

A conjunção destes três fatores acarretará no denominado “tripé de uma boa fundação”, composto pelo projeto, execução e controle da execução.

Durante o planejamento de um empreendimento todos sabemos que existe a probabilidade de ruína da estrutura, pois dificilmente possuímos conhecimento total das propriedades dos materiais envolvidos na interação da estrutura com o meio externo. Assim, um tratamento estatístico torna-se fundamental para quantificar esta incerteza, e conseqüentemente a sua probabilidade de ruína. Ferramenta que possibilita desenvolver trabalhos de engenharia que consigam atender as necessidades das pessoas e possibilitar uma utilização segura.

Partindo-se deste princípio, recomenda-se a utilização da Teoria da Confiabilidade na fase de projetos em geral, não somente em fundações. Sugere-se a utilização desta teoria, cuja finalidade é auxiliar a tomada de decisões tanto na fase de projeto quanto execução de fundações, o desenvolvimento de superfícies de resistência que englobam todo o terreno, fornecendo um ponto de vista diferente para o projetista/ executor dos elementos de fundação.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS

Segundo a NBR 6122, a carga admissível de uma estaca consiste no carregamento que quando aplicado sobre este elemento de fundação apenas gerará recalques compatíveis com a necessidade da obra, oferecendo resistência tanto quanto a ruptura da fundação como do solo em si, por este último ser o material menos resistente, a capacidade de carga de uma fundação está diretamente relacionada às características do maciço e a interação solo-estaca.

Quando submetida a um carregamento, a capacidade de carga das estacas é constituída por duas parcelas, a mobilização do atrito lateral ao longo do fuste (Q_s) e pelas tensões normais geradas em sua ponta (Q_p), ou seja:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (1)$$

Até recentemente, diversos métodos haviam sido criados para a determinação da capacidade de carga de estacas cravadas, sendo que não se sabia muito sobre o comportamento das escavadas, principalmente por terem surgido em nosso meio técnico a pouco tempo.

Teixeira (1993), afirma que como as estacas escavadas são uma inovação construtiva recente, não é de se estranhar que os métodos de previsão teóricos sejam raros e pouco difundidos, predominando os de base empírica e semiempírica, sempre produzindo algum tipo de controvérsia. Um exemplo claro da falta de informações nesta área pode ser comprovada a partir desta declaração na seção de debates do SEFE I (São Paulo, 1985): “ a primeira obra que fizemos, cerca de 8 anos atrás, o pavor tomou conta dos projetistas, dada a completa ausência de informações confiáveis sobre como calcular a capacidade de carga de uma estaca escavada”.

A capacidade de carga pode ser determinada através de processos racionais (também conhecidos como teóricos, desenvolvidos baseados em parâmetros do solo, como ângulo de atrito e coesão) e semiempíricos (correlacionam a capacidade de carga das estacas com ensaios in situ realizados no terreno, tais como o SPT e o CPT).

Os métodos racionais não serão tratados neste trabalho, pois a maioria foi desenvolvido baseado em estacas cravadas, fugindo ao escopo deste trabalho.

2.1.1 - Métodos Semiempíricos

A grande dificuldade atrelada a obtenção de alguns parâmetros necessários para aplicação dos métodos teóricos e a sua consequente grande quantidades de incertezas, alguns métodos semiempíricos que correlacionam as tensões correspondentes a estados-limite de ruptura e dados de resistência a penetração em ensaios de sondagens são de fácil aplicação. Segundo Decourt (1996), a filosofia contida nesses métodos consiste em, através de ajustes estatísticos, encontrar equações de correlação, sempre com a essência dos métodos teóricos embutida em sua formulação.

Todos os métodos semiempíricos partem de um tipo de estaca de referência e alguns posteriormente, são ampliados para outros tipos de estacas por meio de coeficientes que levem em conta a influência do método executivo da estaca na sua capacidade de carga. Exemplos destes métodos são o de Aoki-Velloso e o de Decourt Quaresma, sendo que para este último a estaca de referência é a pré-moldada de concreto cravada. Outros autores preferem publicar métodos individuais para cada tipo de estaca, com novas tabelas de coeficientes empíricos, como por exemplo o método de David Cabral para estacas raiz, e seus congêneres aplicados pela Fundesp para estacas escavadas de grande diâmetro e Ômega. Boa parte deles, contudo, restringem-se a um único tipo de estaca, como ocorre para os métodos aplicados a estacas hélice-contínua (Amann, 2012).

No Brasil os dois métodos mais conhecidos, e de aplicação mais consagrada são Aoki-Velloso (1975) e Decourt-Quaresma (1978). Devido a sua importância neste trabalho para o cálculo de capacidade de carga de estacas escavadas com lama bentonítica, também será contemplado nesta dissertação o método de David Cabral (1996).

2.1.2 - Método de Aoki e Velloso

Este método foi desenvolvido baseado no ensaio estático CPT, sendo que tanto a tensão limite de ruptura da ponta quanto à de atrito lateral (através do coeficiente α) são avaliadas em função da tensão de ponta do ensaio de penetração de cone. Para permitir o

trabalho com SPT foi desenvolvida uma correlação linear entre os dois ensaios resultando em um coeficiente K_{av} , que multiplicado pelos valores N do ensaio SPT estima-se o valor da resistência de ponta do cone. Os valores de K_{av} dependem do tipo de solo, tornando fundamental uma boa caracterização do solo durante a realização do ensaio SPT.

A equação 2 abaixo define o método proposto:

$$Q_u = \frac{A_p \cdot K_{av} \cdot N_{pav}}{F1} + P \cdot \sum \frac{\alpha_{av} \cdot K_{av} \cdot N_m}{F2} \cdot \Delta L \quad (2)$$

Onde:

Q_u : carga de ruptura da estaca;

A_p : área da ponta da estaca;

K_{av} : coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária do ensaio de penetração estático CPT e a resistência a penetração dinâmica do ensaio SPT. Este coeficiente depende diretamente do tipo de solo;

N_{pav} : número de golpes SPT próximo a ponta da estaca;

P : perímetro da estaca;

α_{av} : coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária e resistência lateral unitária do cone, dependendo do tipo de solo.

N_m : número de golpes do ensaio SPT médio para cada espessura considerada (ΔL);

$F1$ e $F2$: coeficientes existentes para levar em consideração as diferenças de comportamento entre a estaca e o cone.

Nas duas tabelas a seguir apresentam-se os valores destes coeficientes, segundo Aoki e Velloso (1975).

Tabela 1 - Valores de K_{av} e α_{av} sugeridos por Aoki e Velloso (1975)

Solos	K_{av} (kN/m²)	α_{av} (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoso argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto arenosa	330	3,0

Fonte: (Aoki et al, 1975)

Tabela 2 - Valores de F1 e F2 segundo Velloso e Alonso (2000)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Cravada de aço	1,75	3,50
Pré moldada de concreto	1+D/80	2.(1+D/80)
Escavada	3,00	6,00
Escavada de grande diâmetro	3,50	7,00

Fonte: (Aoki et al, 1975)

Outros autores também pesquisaram a relação entre CPT e SPT para solos de diferentes locais, como Dazinger e Velloso (1986) para a cidade do Rio de Janeiro e Alonso (1980) para a cidade de São Paulo.

2.1.3 - Método Decourt-Quaresma

Este método foi desenvolvido estatisticamente baseado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. A princípio, esta metodologia era utilizada apenas para determinação da capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto, cravadas no terreno. Posteriormente algumas mudanças foram realizadas, através da adição de alguns coeficientes que permitem a extensão desta teoria para diversos tipos de estacas, chegando aos coeficientes α e β , que consideram o tipo de estaca e solo. Para a determinação da resistência de ponta através do N_{spt} , utiliza-se um coeficiente K_{DQ} . Segue abaixo a formulação do método:

$$Q_u = \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot N_{pDQ} \cdot A_p + P \cdot \beta_{DQ} \sum 10 \cdot \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \quad (3)$$

Onde:

Q_u : carga de ruptura da estaca;

α_{DQ} e β_{DQ} : coeficientes tabelados que consideram o tipo de estaca e solo;

K_{DQ} : variável que relaciona a resistência de ponta da estaca em função do comportamento do solo.

N_{pDQ} : N_{spt} próximo ao da ponta da estaca, considerando um embutimento de 1,0 metro acima e abaixo da cota da base (3 valores de N_{spt}).

N_m : N_{spt} médio para cada comprimento de estaca inserido em um solo distinto

P : Perímetro da estaca

ΔL : espessura de cada camada de solo considerada

Tabela 3 - Coeficientes α utilizados para dimensionamento com o método Decourt Quaresma

Solo/Estaca	Cravada	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Residuais						
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: (Decourt, 1996)

Tabela 4 - Coeficientes β utilizados para dimensionamento com o método Decourt-Quaresma

Solo/Estaca	Cravada	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Residuais						
Areias	1,0	0,5	0,60	1,0	1,5	3,0

Fonte: (Decourt, 1996)

Tabela 5 – Coeficientes K_{DQ} para determinação da resistência de ponta

Tipo de Solo	K (kN/m²)
Argilas	120
Siltos argilosos	200
Siltos arenosos	250
Areias	400

Fonte: (Decourt, 1996)

É importante salientar que estes valores tabelados de coeficientes K , α e β devem ser utilizados somente em casos de pouca ou nenhuma experiência local (Decourt, 1996).

2.1.4 - Método de David Cabral

Método primordialmente desenvolvido para previsão da capacidade de carga de estacas raiz (pois considera a pressão de injeção de argamassa durante a execução da estaca), sendo que sua utilização pode ser estendida para estacas escavadas de grande diâmetro executadas com auxílio de Lama bentonítica.

A capacidade de carga da estaca é obtida através da formulação:

$$Q_u = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p \cdot A_p + \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_m \cdot P \cdot \Delta L \quad (4)$$

Onde:

Q_u : carga de ruptura da estaca;

β_0 : coeficiente que relaciona a pressão de injeção da estaca com o diâmetro

β_1 e β_2 : coeficientes que levam em consideração o tipo de solo;

N_{pDC} : valor do SPT na ponta da estaca;

A_p : área da ponta da estaca;

N_{mDC} : valor médio do SPT para cada ΔL considerado;

P : perímetro da estaca;

ΔL : espessura de cada camada de solo considerada

A obtenção do coeficiente β_0 se dá através da formulação abaixo, sendo necessário o conhecimento da pressão de injeção (T) e o diâmetro D.

$$\beta_0 = 1 + (0,11 \cdot T) - (0,01 \cdot D) \quad (5)$$

Os coeficientes β_1 e β_2 são obtidos a partir da identificação do tipo de solo, como observado na tabela abaixo:

Tabela 6 - coeficientes β_1 e β_2 para cada tipo de solo

	$\beta_1(\%)$	β_2
Areia	7,0	3,0
Areia Siltosa	8,0	2,8
Areia Argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte Arenoso	6,0	2,0
Silte Argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila Arenosa	5,0	1,5
Argila Siltosa	4,0	1,0

Fonte: (Amann, 2010)

3 – ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO

Este tipo de fundação foi introduzido na Engenharia Civil em 1951 por C. Verder na execução de uma cortina de estacas justapostas, escavadas com auxílio de lama bentonítica, através de camadas permeáveis de areias e pedregulhos abaixo do nível do lençol freático (barragem de Nafro, perto de Nápoles). Nos Estados Unidos e no Brasil, a utilização de lamas estabilizadoras conjugadas com concretagem submersa para execução de obras de fundação se deu na década de 60.

Os estações são estacas escavadas com diâmetro variando de 0,70 a 2,50 metros e podem atingir elevadas cotas de profundidade. A escavação pode ou não ter suas paredes suportadas utilizando-se da lama bentonítica ou algum outro tipo de fluido estabilizante (polímeros), ou até mesmo revestimento para dar estabilidade à escavação, principalmente quando o nível de água é interceptado.

3.1 - PROCESSO EXECUTIVO

O processo executivo, assim como as características dos equipamentos utilizados neste tipo de fundação segundo o Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos da ABEF será descrito a seguir e é constituído das seguintes etapas:

- 1) Locação da Estaca
- 2) Colocação da camisa-guia
- 3) Perfuração simultânea com o preenchimento do furo com lama bentonítica
- 4) Colocação da armação, após desarenação ou troca da lama.
- 5) Concretagem

Locação da Estaca

Procedimento de fundamental importância, pois a estaca deve se encontrar exatamente onde foi determinado em projeto, pois alguns centímetros de diferença entre o projetado e o executado podem ser responsáveis pela necessidade de tomada de medidas corretivas devido ao surgimento de cargas oriundas da excentricidade das cargas atuantes no elemento de fundação.

Figura 1– Locação da estaca



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 2 – Abaixamento da cota de locação com o auxílio da escavadeira



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 3 – Relocação da estaca na nova cota, utilizando-se de prumo e gabarito



Fonte: (O autor, 2014)

Colocação da camisa-guia

Também conhecido como tubo-guia, este elemento é cravado no terreno (antes do início da escavação) até 2,0 m de comprimento e com um diâmetro 10 cm maior que o da estaca em questão, tendo como função guiar a ferramenta de escavação e manter estável o terreno junto a superfície, garantindo uma perfeita locação da estaca. Na figura abaixo é possível ver a camisa-guia no furo de escavação.

Figura 4 – A camisa gui auxilia na descida e travamento da ferragem



Fonte: (O autor, 2014)

Perfuração com o simultâneo preenchimento com Lama bentonítica

A escavação é realizada por uma mesa rotativa, que consiste em uma perfuratriz autônoma com uma haste telescópica que possui uma caçamba acoplada a sua extremidade. Esta caçamba que é responsável pelo corte do material e transporte deste para fora da escavação. Enquanto ocorre a perfuração, concomitantemente o furo vai sendo preenchido com a lama bentonítica. Durante a escavação é de fundamental importância cuidar do prumo da haste telescópica e do nível da lama dentro do furo. Nas figuras abaixo é possível analisar todos os elementos componentes do sistema e escavação, inclusive o mangote responsável pela alimentação do furo com a lama. Após o término da escavação, deve-se determinar o teor de areia da lama e proceder com sua desarenação ou substituição caso necessário.

Figura 5 – Perfuratriz esvaziando a caçamba com material escavado



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 6 – Posicionamento para realização do pé furo, a fim de fixar a camisa guia



Fonte: (O autor, 2014)

Colocação da armação

Após a escavação ter atingido a cota de assentamento da fundação, procede-se com a colocação da armadura utilizando-se da ajuda de um guindaste. A armadura deve possuir ganchos em sua extremidade para prender-se a camisa guia evitando seu deslocamento durante a concretagem. Nas figuras abaixo pode-se observar a armadura içada pelo guindaste e seu descimento no furo com o auxílio de ajudantes.

Figura 7 – Local de confecção da armadura da estaca



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 8 – Levantamento da armadura para inserção no furo, antes da concretagem



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 9 – Descida da armadura, notar os ganchos na parte superior que se prenderão a camisa guia



Fonte: (O autor, 2014)

Concretagem

Antes de se proceder com o preenchimento da estaca, alguns procedimentos precisam ser realizados. Primeiramente deve-se proceder com a limpeza do fundo com a própria ferramenta de escavação, removendo a pasta viscosa e densa. As propriedades da lama devem ser testadas antes da aplicação de concreto (a saber: peso específico, % de areia e pH) e caso seja necessário esta necessita ser substituída ou desarenada utilizando-se de bombas de submersão. Após a análise da lama, pode-se iniciar a montagem do tubo tremonha por todo o comprimento da estaca (pois a concretagem deve ser feita submersa). Antes da descida e montagem do tubo (que se dá com uma peça de cada vez, com acoplamento manual realizado por ajudantes), uma mesa é colocada sobre o furo para facilitar o trabalho com a instalação da tremonha e posterior colocação do funil de concretagem. À medida que a concretagem vai sendo realizada, o concreto (mais denso que a lama) vai expulsando a lama do furo, que é bombeada para depósitos. Com a subida do concreto no tubo tremonha, este vai sendo “cortado”, porém com o cuidado de sempre manter o tubo 2,0 m abaixo do nível de concreto. Esta operação deve ser realizada no menor tempo possível, pois alguns problemas podem começar a aparecer em casos de interrupções por grandes períodos de tempo, obrigando a retirada do tubo tremonha para evitar seu aprisionamento, além do início do processo de

decantação de siltes e areias sobre a superfícies do concreto fresco formando uma pasta que posteriormente será deslocada para as laterais da estaca ou recoberta pelo concreto fresco, prejudicando a mobilização da resistência lateral do elemento de fundação.

Figura 10 – Instalação da plataforma de concretagem



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 11 – Início da montagem do tubo tremonha



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 12 – Acoplamento das partes constituintes do tubo tremonha



Fonte: (O autor, 2014)

Segundo a NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações, as propriedades do concreto exigidas para estacas escavadas são:

- Abatimento de Slump-test: 200 +/- 20 mm
- Diâmetro máximo do agregado menor ou igual a 10% do diâmetro interno do tubo tremonha
- Consumo de cimento mínimo de 400 kg/m³ de concreto

Algumas outras considerações, embora não contempladas na norma brasileira, são de fundamental importância para se obter um concreto com alta trabalhabilidade, segundo SAES (1990):

- Agregado graúdo com formas arredondadas, evitando os de forma lamelar
- Areia natural na proporção de 35% a 45% do peso total de agregados, não permitindo o uso de pó de pedra
- Fator A/C abaixo de 0,6

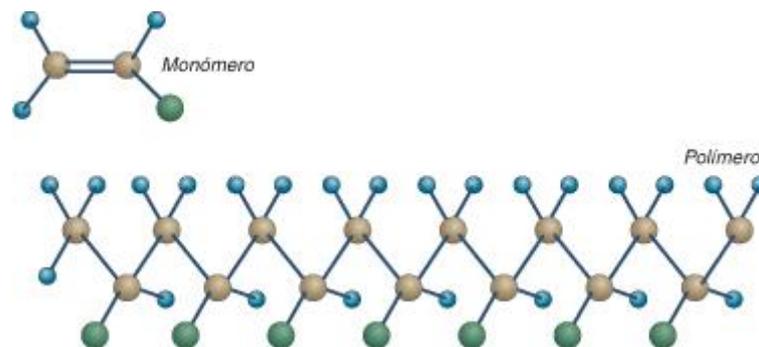
3.2 - FLUIDOS DE ESTABILIZAÇÃO

Fluidos de estabilização, largamente utilizados em Engenharia Civil como alternativa as escavações onde se necessita de revestimento, possuem a principal função de conferir estabilidade ao furo durante a execução de paredes diafragma e estacas escavadas de grande diâmetro, principalmente em solos com baixa resistência. Será discorrido um pouco sobre o assunto, vantagens e desvantagens dos dois principais grupos utilizados atualmente como fluidos estabilizantes, polímeros e lama bentonítica.

3.2.1 – Polímeros

Os polímeros consistem em longas moléculas, criadas a partir da repetição de outras menores, denominadas monômeros.

Figura 13– Polímeros são formados pela repetição em cadeia de moléculas menores

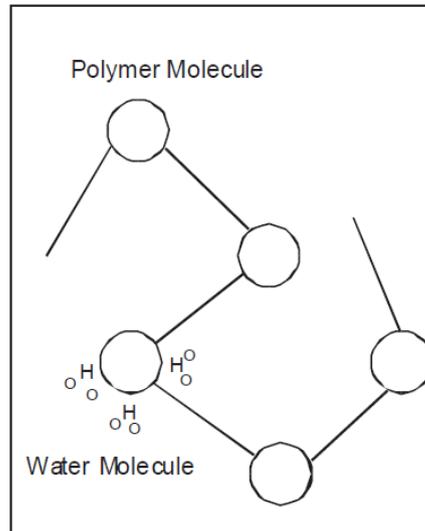


Fonte: (<http://www.eduteka.org/proyectos.php/1/8944>, 2015)

Durante os últimos sessenta anos, fluidos de estabilização desenvolvidos a base de polímeros foram testados para substituir a lama bentonítica (largamente utilizada até tempos recentes). Porém, com o aumento do nosso conhecimento de como essas substâncias trabalham, tornou-se claro que os polímeros oferecem diversas vantagens com relação ao seu concorrente mineral, como observado por (S.A. Jefferis et al, 2013).

Quando entra em contato com a água, as moléculas desta substância prendem-se ao polímero, aumentando sua viscosidade, como pode ser observado na figura abaixo.

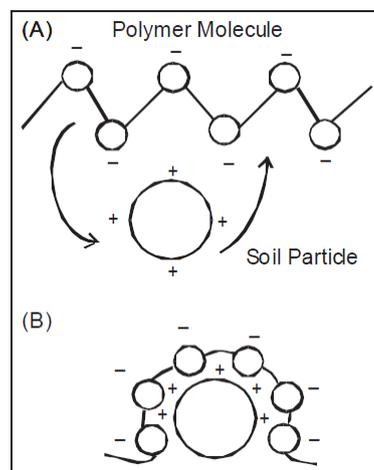
Figura 14- Moléculas de água prendem-se ao polímero, aumentando a viscosidade da substância



Fonte: (Jefferis, 2013)

As lamas poliméricas possuem natureza aniônica e como a maioria das partículas de solo são positivamente carregadas em suas extremidades, assim estas últimas são envolvidas pelas moléculas do polímero. O resultado desta junção é uma partícula maior e mais densa que rapidamente decanta até o fundo da escavação, permitindo ser retirada pela ferramenta escavadora.

Figura 15 - Polímero envolve a partícula de solo, que decanta e é removido da escavação



Fonte: (Jefferis, 2013)

O polímero, após sua introdução na lamela, não precisa ser trocado ou sofrer processo de desarenação. Observações em obras concluem que o teor de areia no polímero permanece em média inferior a 2%. Isso ocorre porque o polímero faz com que a areia decante e seja removida durante a escavação (CLEMES apud ALLQUÍMICA, 2011). Devido a este fator e a não necessidade de longos períodos de hidratação, o canteiro de obras que utiliza polímeros acaba sendo muito mais enxuto do que o que trabalha com lama bentonítica, sendo menor o espaço necessário para mobilizar todos os equipamentos, muito adaptáveis em canteiros de obras com espaço reduzido. Abaixo um exemplo de obra em que se optou por polímero, pois seria inviável a utilização da bentonita.

Figura 16 – Equipamentos compactos possibilitam utilização de polímero em canteiros de obra com pouco espaço



Fonte: (Jefferis, 2013)

Os polímeros desenvolvem uma fina membrana nas paredes da escavação, controlando a perda de fluidos. Propriedade similar ao “cake” formado pelas lamas bentoníticas. Assim que a concretagem da escavação é iniciada, os polímeros quando em contato com o concreto rompem suas cadeias, liquefazendo-se, desta maneira não interferem na interface de contato concreto/solo e concreto/aço garantindo a aderência esperada entre estes materiais.

Os polímeros apresentam significantes benefícios ambientais quando comparados com seus concorrentes argilominerais. Por exemplo, mesmo que a bentonita seja classificada como um resíduo não nocivo para despejo, pode ser altamente perigoso se liberado em ambientes aquáticos. Para projetos próximos a cursos d’água, fluidos poliméricos são preferidos em relação à bentonita pois não proporcionam um perigo para os peixes, pois particularmente não

se acumulam nas brânquias destes, causando seu sufocamento. (Schunmann 2004 apud Jefferis).

Além do mais, os polímeros trabalham com concentrações muito menores do que a lama a base de bentonita, podendo ser quebrados por agentes oxidantes de fácil aquisição, tais como o hipoclorito, possibilitando seu descarte até mesmo na rede de esgoto.

A NBR 6122 estabelece alguns valores fixados para as propriedades dos polímeros, como pode ser observado na tabela abaixo:

Tabela 7 – Propriedades dos polímeros

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,01 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	35 s a 75 s	Funil Marsh
pH	11 a 12	Indicador de pH
Teor de Areia	Até 3%	Baroid sand content

Fonte: NBR 6122/2010

3.2.2 - Lama Bentonítica

Bentonita refere-se a uma grande variedade de argilominerais do grupo das esmectitas (originada mais frequentemente da alteração de cinzas vulcânicas), sua classificação é baseada na sua capacidade de expansão quando o mineral entra em contato com água, por absorção. São largamente utilizadas na Engenharia Civil e em outras áreas (indústria petrolífera, cosméticos) para diversas funções. O nome Bentonita foi originado do local de descoberta deste tipo de argila, ocorrido em Fort Benton (Wyoming, Estados Unidos) em meados do século XIX. As reservas mundiais de bentonita são abundantes, visto que no Brasil, o estado da Paraíba é o maior fornecedor. Na construção civil uma de suas principais funções reside na estabilização das paredes de furos realizados para construção de paredes diafragma e estacas escavadas. O uso deste material em Engenharia, que se iniciou exploração petrolífera, aumentou com o passar dos anos e do aumento do conhecimento relacionado à suas propriedades e exequibilidade em obras de fundação. Assim, outras argilas que podem ser encontradas em vários lugares ao redor do mundo têm sido utilizadas como fluidos de estabilização, sendo importante salientar que como as fontes tem sido diversas, as

propriedades das argilas também diferem, sendo de fundamental importância se verificar se o tipo de bentonita utilizado satisfaz as exigências e especificações de cada obra quanto a suas propriedades e aplicações.

As propriedades da lama devem permitir que esta forme uma camada superficial (que trabalhe como barreira impermeável sobre uma superfície permeável, o “cake”) nas paredes laterais da escavação, prevenindo a perda de fluido da lama para o interior do solo e sustentar a escavação sujeita a efeitos de instabilização oriundos da pressão do próprio solo e da água subterrânea. Também pode ser utilizada para estabilização de furos de pequeno diâmetro em trabalhos de investigação geotécnica, ou formando barreiras ao redor de áreas contaminadas confinando a contaminação e evitando que esta se espalhe pelo ambiente ao entorno.

As bentonitas comerciais existentes no mercado são silicatos de alumínio hidratados, compostas principalmente pelo mineral Montmorilonita. Existem três tipos principais de bentonita, a saber:

Bentonita sódica: caracterizada por uma grande capacidade de expansão de volume em contato com a água, por formar uma lama com baixa perda de fluidos e pelo seu aspecto de gel. Essa bentonita foi utilizada durante muito tempo como parâmetro de comparação padrão para os outros tipos de bentonita.

Bentonita cálcica: conhecida também como bentonita branca, possui o cálcio como principal cátion permutável, possui uma capacidade de expansão de volume menor que a bentonita de sódio e forma uma lama com maior perda de fluidos. Segundos Saes(1990), este tipo de bentonita produz uma lama pouco estável e com uma película resultante permeável.

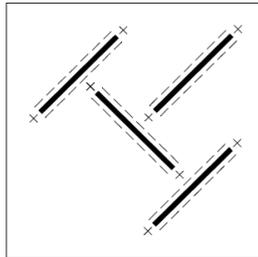
Bentonita sódicas artificiais: provenientes do beneficiamento da bentonita cálcica com carbonato de sódio, promovendo a troca dos íons de cálcio pelos íons de sódio. A bentonita resultante possui características muito parecidas com a bentonita sódica natural.

Devido a grande dificuldade existente na obtenção de bentonitas sódicas naturais e ao seu elevado custo e pelas bentonitas cálcicas geralmente não possuírem as propriedades necessárias para sua aplicação na construção civil, a maioria das lamas bentoníticas utilizadas como fluido de estabilização são produzidas a partir da bentonita sódica artificial.

As aplicações das bentonitas em Engenharia Civil são influenciadas pelas suas características reológicas (seu comportamento como lama bentonítica após a mistura com

água). As bentonitas sódicas (natural ou artificial) quando dispersas e misturadas em água quebram-se em partículas no formato lamelar carregadas negativamente nas superfícies laterais e positivamente nas bordas. Uma importante propriedade das bentonitas chama-se tixotropia, que consiste em sua capacidade de adquirir diferentes comportamentos físicos de acordo com seu estado de trabalho, ou seja, se permitida ficar em repouso adquirir uma consistência densa e gélica, sendo que quando agitada transforma-se em uma substancia mais fluida (devido ao formato e orientação de suas partículas). Sua consistência física irá variar de acordo com a necessidade de cada obra, visto que ambas possuem aplicações na construção de fundações em diferentes casos.

Figura 17 – Lama em repouso, partículas intertravadas devido as cargas elétricas, resultando em uma consistência de gel



Fonte: (Ball,2006)

Figura 18 – Lama agitada adquirir uma consistência fluida, rompendo-se as ligações elétricas



Fonte: (Ball, 2006)

Na figura 17 as partículas estão intertravadas (“castelo de cartas”) devido a suas cargas e ao estado em repouso da lama, dando-a uma consistência de gel. Já na figura 18 observamos uma lama com as partículas distribuídas aleatoriamente (“random fashion”), em decorrência da agitação da lama, conferindo a esta uma consistência mais fluida.

As lamas bentoníticas utilizadas como fluidos de estabilização em escavações podem variar tanto em suas características físicas quanto químicas, porém devem atender aos seguintes requisitos:

- Dar suporte a escavação exercendo pressão hidrostática nas paredes e no fundo do furo, através da rápida formação de uma superfície impermeável (“cake”), o fluxo de lama da escavação para o interior do solo vai preenchendo os vazios deste devido a colmatação da bentonita hidratada, neutralizando o fluxo de água subterrânea (caso a escavação se de abaixo do nível freático).
- Permanecer dentro do furo escavado e não fluir em grandes quantidades para o interior do solo.
- Suspender os detritos resultantes da escavação, que muitas vezes se acumulam na base e nas paredes do furo e podem comprometer a qualidade do concreto ou danificar as tubulações.
- Remoção dos detritos que se encontrarem em suspensão, permitindo sua reutilização.
- Facilidade de bombeamento do concreto, permitindo-se que esse a desloque sem maiores problemas e com mínima interferência na concretagem.

Características e Propriedades da Lama Bentonítica

De acordo com a NBR 6122/2010, a lama bentonítica é uma lama formada pela mistura de bentonita em pó com água limpa, em concentrações que variam de 3% a 8% (em função de viscosidade e densidade que se pretende obter) em misturadores de alta turbulência, sendo que o tipo de misturador também é determinante nas propriedades finais da lama. SAES(1990), afirma que a lama deve possuir três características principais:

- Estabilidade que se traduz pela não decantação das partículas de bentonita por um longo período de tempo.
- Capacidade de formar rapidamente sobre uma superfície porosa (solos, papel filtro) uma película impermeável (“cake”).
- Tixotropia consiste na capacidade reversível de tornar-se líquida quando agitada ou bombeada e de gelificar (“estrutura castelo de cartas”) quando cessado o movimento.

A lama, depois de misturada, deve permanecer em repouso por um período de tempo de 12 horas para sua plena hidratação, e possuir as seguintes propriedades (NBR 6122):

Tabela 8 – Propriedades da lama bentonítica

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,025 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 s a 90 s	Funil Marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
Teor de Areia	Até 3%	Baroid sand content

Fonte:(NBR 6122/2010)

O controle de qualidade da lama deve ser iniciado pela verificação da água, que deve ser doce e potável, com pH próximo do neutro. Para avaliar o desempenho da lama, as seguintes propriedades devem ser verificadas:

Densidade – uma lama com elevada densidade facilita o trabalho de escavação, porém dificulta o seu deslocamento realizado pelo concreto no momento da concretagem. No início da sua utilização, a lama possui densidade em torno de 1,04 g/cm³, e este valor vai aumentando no decorrer da escavação, devido a incorporação de partículas do solo, podendo atingir valores da ordem de 1,40 g/cm³.

Viscosidade – por muitos considerada como a propriedade mais importante, no que se refere ao deslocamento da lama pelo concreto. Sua determinação é feita geralmente pelo método do funil de Marsh, em razão de sua facilidade de realização do ensaio e difundida utilização. Neste ensaio, uma lama com concentração usual de 4% deve possuir uma viscosidade de Marsh de 32 a 34 segundos.

Teor de areia – de grande importância pelo fato de a contaminação da lama por areia dificulta a formação do cake, tornando-o permeável, espesso e resistente. Além do aumento da viscosidade da lama, dificultando seu deslocamento pelo concreto.

pH – a maioria das lamas produzidas através da adição de barrilha (carbonato de sódio), a bentonita cálcica possui um pH em torno de 10 no início da utilização, sendo que este valor pode decrescer um pouco com o seu uso devido a troca iônica entre os íons de sódio presentes na lama com íons presente no solo e pelo contato com dióxido de carbono presente na atmosfera. Lamas que são contaminadas pelo cimento possuem pH maior que 11, e

resultam na formação de um cake permeável e espesso. Outra possível fonte de contaminação é a matéria orgânica, que por ser geralmente ácida reduz o pH da lama podendo ser responsável pela floculação desta.

4 – CONFIABILIDADE E SEGURANÇA EM FUNDAÇÕES

Basicamente, a construção de uma estrutura geralmente deve atender aos seguintes aspectos para que seu comportamento seja considerado satisfatório:

- a) No estado limite último ou de ruína o sistema oferece uma segurança satisfatória contra a ruptura
- b) No estado limite de serviço, os deslocamentos e rotações são compatíveis com a funcionalidade da obra, e com as condições impostas pela estética, funcionalidade e durabilidade da obra.

Sendo analogamente a ruína de qualquer elemento estrutural causada quando:

- a) Os materiais componentes se deformam e a solicitação (S), resultante da ação do carregamento de ruptura, atinge o valor da resistência na ruptura (R) do elemento.
- b) Os deslocamentos e/ou rotações são excessivos e impedem seu funcionamento.

Assim:

$$FS = \frac{R}{S} > 1 \quad (6)$$

Durante muito tempo, a prática de projetos e execução de obras de Engenharia Geotécnica, esteve atrelada a aplicação de um Fator de Segurança Global (Método das Tensões Admissíveis, que será melhor abordado posteriormente), sendo que este engloba em único número todas as incertezas existentes durante a elaboração do projeto. Basicamente, este princípio prega que as tensões máximas oriundas das solicitações de serviço não devem ultrapassar as tensões admissíveis dos materiais, as quais são obtidas através da divisão entre tensão de ruptura e o Fator de Segurança Global. O Manual de Engenharia Civil de Rankine (1861), já recomendava prováveis valores para o FS, sendo que um século após a publicação deste trabalho as normas brasileiras das décadas de 50/60 ainda recomendavam valores muito próximos aos estimados por Rankine.

Atualmente, uma significativa mudança na prática de engenharia vem ocorrendo, sendo que grande parte deste ímpeto para inovação surgiu como consequência do “boom” pós Segunda Guerra Mundial que ocorreu na construção civil, estamos presenciando uma

substituição dos métodos determinísticos tradicionais pelos métodos probabilísticos (Phoon & Kulhawy, 1996).

Aoki (2009) afirma que o grande problema reside na determinação de um valor ótimo para o FS e em sua relação com a probabilidade de ruína, pois sabe-se que este deve ser maior que um para que a condição de segurança seja satisfeita, em contrapartida não se sabe em quanto este valor deve exceder a unidade. Tradicionalmente, valores elevados do FS são relacionados a uma maior segurança, o que não necessariamente é uma verdade, pois muitas vezes o colapso de uma estrutura é decorrente de fatores aleatórios que independem da fragilidade da condição humana.

Estas incertezas que influenciam a probabilidade de ruína e que devem ser considerados em um projeto de estruturas, são formados pelos seguintes grupos e classes, segundo Freudenthal (1947):

Grupo A – Causas de flutuação no valor das cargas

- 1) Incertezas e variabilidade de condições de carregamento (cargas funcionais e ambientais).
 - a) Carga Permanente.
 - b) Carga Móvel inclusive efeito dinâmico.

- 2) Incerteza e variabilidade de condições externas independentes da carga.
 - a) Variação de temperatura.
 - b) Forças de Vento.
 - c) Incerteza do comportamento do Solo.

Grupo Intermediário – Causas de incerteza no cálculo da solicitação.

- 3) Variação de Rigidez
- 4) Imperfeição de métodos e defeitos de premissas.
 - a) Acurácia do método e tolerância do cálculo numérico.
 - b) Inadequação de premissas acerca de condições iniciais e de contorno.

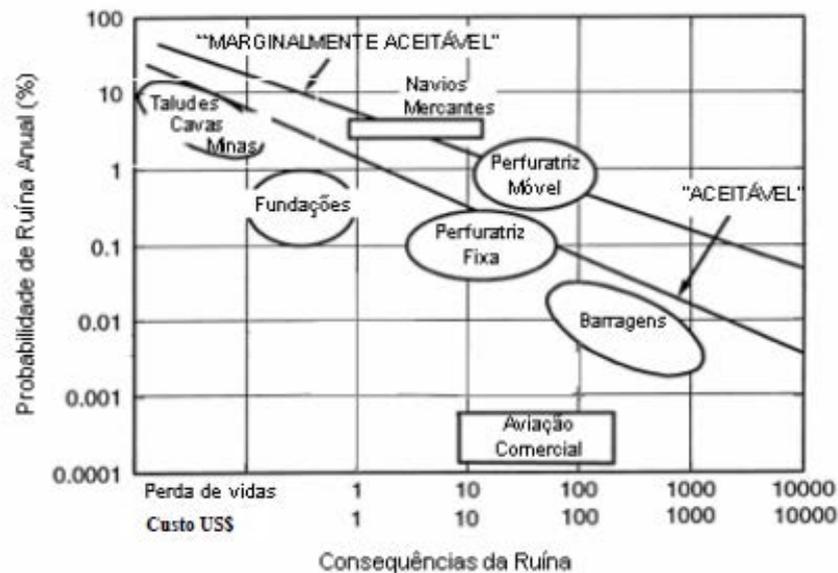
Grupo B – Causas de flutuação da resistência.

- 5) Incerteza e imprecisão do mecanismo de resistência adotado

- a) Imprecisão ou inadequação do mecanismo concebido.
- b) Variabilidade dos limites de resistência dos materiais.
- 6) Variações das dimensões da estrutura, inclusive das camadas de solo.

Importante salientar que a importância da análise da segurança de uma fundação não reside apenas na determinação do Fator de Segurança ótimo, mas também em sua fundamental relação com a probabilidade de ruína do empreendimento, visto que pode acarretar graves consequências, tanto de cunho financeiro como humano, pois vidas podem ser prejudicadas. O gráfico de Whitman (1984) apresenta uma relação da probabilidade de ruína com suas respectivas consequências para diversos tipos de empreendimentos.

Figura 19 – Relação entre a probabilidade de ruína e suas consequências para diversos empreendimentos.



Fonte: (WHITMAN, 1984)

O desenvolvimento da confiabilidade na Geotecnia foi menor do que nas outras áreas da engenharia (mecânica, por exemplo), devido ao fato da dificuldade inerente a variabilidade dos sistemas e materiais em estudo, sendo o solo um elemento natural em constante transformação, com características, parâmetros e comportamentos que nunca são os mesmos em diferentes localidades. A interação solo estrutura sempre será única para cada obra, cabe aos engenheiros geotécnicos tentar entender ao máximo essa interação respeitando as

limitações dos modelos existentes e procurar desenvolver um projeto que seja seguro a despeito das incertezas e viável economicamente.

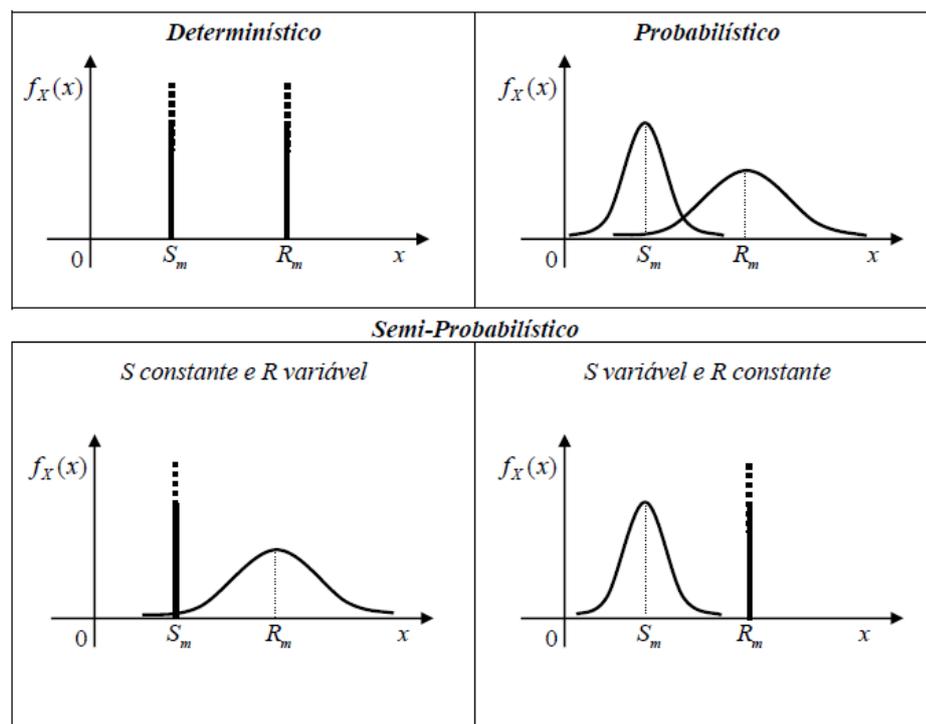
4.1 - MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Como citado anteriormente, com o passar dos anos (principalmente após a Segunda Guerra Mundial), os métodos de cálculo em Engenharia Civil vêm se aperfeiçoando através da introdução de estudos estatísticos na análise das solicitações e das resistências dos materiais. A aplicação do FS na engenharia geotécnica pode ser feita a partir de 3 princípios:

- Métodos determinísticos ou Princípio das tensões admissíveis
- Métodos Semiprobabilísticos, Princípio dos Estados Limites e Princípio dos Fatores Parciais de Segurança
- Métodos Probabilísticos

Na figura 20 podemos analisar graficamente a diferença entre os métodos na análise das distribuições da solicitação (S) e da resistência (R).

Figura 20 – Métodos de verificação de Segurança



Fonte: (Silva, 2006)

4.1.1 - Métodos Determinísticos

Princípio das Tensões Admissíveis

Neste método as solicitações são deterministicamente admitidas como os valores máximos para atuarem na estrutura durante sua vida útil, sendo que estas tensões de serviço não devem ultrapassar os valores das tensões de ruptura ou escoamento do material. As tensões admissíveis são obtidas dividindo-se a tensão de ruptura por fatores de segurança adequados. Segundo Aoki (2009):

$$\sigma(g + p) \leq \frac{\sigma_R}{FS} \quad (7)$$

Onde:

$\sigma(g + p)$ = Tensões devido as cargas permanentes (g) e móveis (p)

σ_R = tensão resistência última do material

FS = Fator de Segurança Global

Segundo Zagottis (1974) a principal falha deste método consiste na distância existente entre uma situação de serviço da estrutura e aquela correspondente ao colapso, sendo que para a elaboração de uma estimativa teórica com segurança a idealização de seu comportamento deve ser realizada de maneira conservadora.

Segundo Ataíde (2006) outro grande problema deste método consiste em não verificar situações de serviço que podem invalidar a utilização da estrutura, como por exemplo deformações excessivas que prejudiquem sua funcionalidade.

Na tabela abaixo apresenta-se os valores para o fator de segurança presente na norma brasileira NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações.

Tabela 9 – Fator de Segurança NBR 6122

Condição	Fator segurança Fs
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de de estacas e tubuloes sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de de estacas e tubuloes com prova de carga	1,6

Fonte:(NBR 6122/2010)

4.1.2 - Métodos Semi Probabilísticos

Método dos Estados Limites

Neste método as incertezas oriundas da sollicitação e resistência são associadas a fatores de segurança parciais. Sendo que para as diferentes cargas características são aplicados fatores parciais de majoração, comparando-se então as novas tensões com as resistências características minoradas por fatores parciais de minoração.

Assim:

$$\sigma(f_g \cdot g + f_p \cdot p) \leq \frac{\sigma_f}{f_m} \quad (9)$$

Segundo Phoon e Kulhawy (1996) o conceito original do método do estado limite é baseado em três premissas:

- 1) identificar todos os modos possíveis de ruína ou estados limites que a estrutura esteja sujeita;
- 2) checar separadamente cada estado limite;
- 3) mostrar que a ocorrência de cada estado limite é improvável.

Utilizando-se a distribuição normal para caracterização das variáveis aleatórias R e S, a curva densidade de probabilidade da variável em estudo é definida por dois pontos notáveis, a média que representa o ponto mais provável (μ) e dois pontos de inflexão representados pelo desvio padrão (σ) dos valores em questão. A relação entre a média e o desvio padrão fornece a dispersão da curva, o chamado coeficiente de variação (ν).

Assim, a curva de resistência R e sollicitação S ficam definidas pelos seguintes parâmetros:

Tabela 10 – Parâmetros que definem as curvas de sollicitação e resistência

Curva de Sollicitação	Curva de Resistência
μ_s – sollicitação média	μ_s – resistência média
σ_s – desvio padrão da sollicitação	σ_s – desvio padrão da resistência
ν_R – Coeficiente de variação	ν_S – Coeficiente de variação

Fonte: (O autor, 2014)

A aplicação do desvio padrão aos valores de Solicitação e Resistência, fornecem os valores característicos que permitem a obtenção do Fator de Segurança Característico:

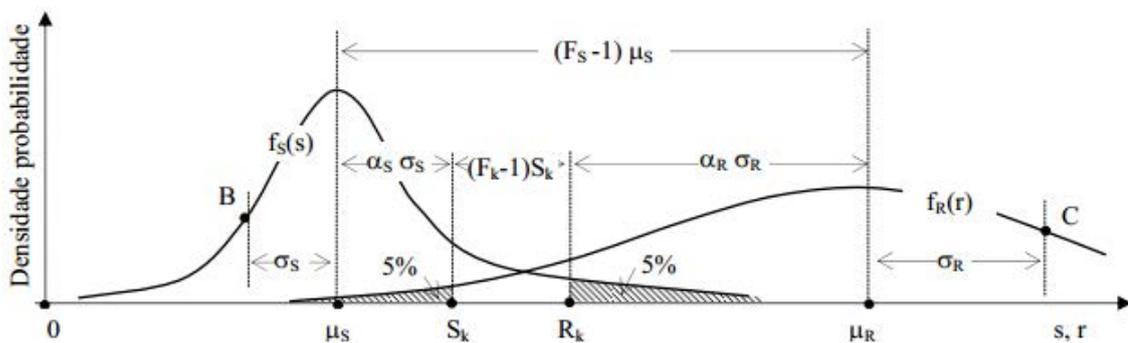
$$S_k = \mu_S \cdot (1 + \alpha_S \cdot v_S) \quad (10)$$

$$R_k = \mu_R \cdot (1 - \alpha_R \cdot v_R) \quad (11)$$

$$F_k = \frac{R_k}{S_k} \quad (12)$$

Os coeficientes α_S e α_R são utilizados para obtenção de valores com determinada probabilidade de ocorrência, quando esta é de 5% ambos possuem valor de 1,645.

Figura 21 - Curva de resistência e fatores de segurança médio e característico



Fonte: Aoki (2009)

A norma Brasileira NBR 6122/1996 aconselha a verificação da segurança no estado nominal de cálculo no estado limite último. Ou seja:

$$S_d \leq R_d \quad (13)$$

Onde os valores de cálculo são obtidos a partir da multiplicação dos valores característicos por fatores de segurança parciais, de minoração no caso da resistência (γ_m) e de majoração no caso da solicitação (γ_f), ambos fixados em norma.

$\gamma_m = 1,2$ (obras com prova de carga)

$\gamma_m = 1,5$ (obras sem prova de carga)

O produto entre γ_f e γ_m deve ser tratado como um único valor e deve ser maior do que a unidade. Assim ao se arbitrar um valor o outro também fica determinado.

É possível ainda determinar fatores parciais de segurança referentes à variabilidade das curvas de sollicitação e resistência.

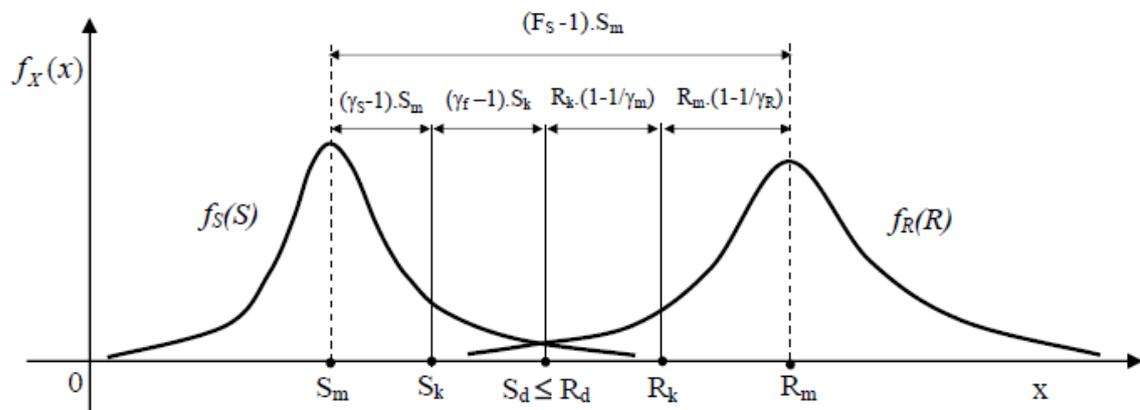
γ_s = fator parcial de segurança função da variabilidade da curva de sollicitação

$$\gamma_s = \frac{S_k}{\mu_S} = (1 + 1,645 \cdot v_S) \quad (14)$$

γ_R = fator parcial de segurança função da variabilidade da curva de resistência

$$\gamma_R = \frac{\mu_R}{R_k} = \frac{1}{(1 - 1,645 \cdot v_R)} \quad (15)$$

Figura 22 – Relações entre as funções sollicitação e resistência



Fonte: Aoki (2002)

A obtenção dos valores de cálculo obedece então a seguinte relação:

$$S_d \leq R_d \quad (13)$$

$$\mu_S \cdot \gamma_S \cdot \gamma_f \leq \frac{\mu_R}{\gamma_R \cdot \gamma_m} \quad (16)$$

Assim, o Fator de Segurança pode ser obtido através do produto:

$$FS = (\gamma_S \cdot \gamma_R) \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_m) > 1 \quad (17)$$

Na equação acima podemos perceber que uma das parcelas é constante e derivada da NBR 6122, enquanto a outra é variável e dependente das distribuições de resistência e sollicitação.

4.1.3 - Probabilidade de Ruína

Os solos são materiais inerentemente heterogêneos, compostos por camadas irregulares de solos compostos por vários materiais diferentes (por exemplo argila, silte, areia, rochas e inúmeras possíveis combinações entre estes materiais) com uma grande variabilidade de propriedades que influenciam diretamente na resistência do complexo. No projeto de fundações, invariavelmente, devemos determinar a capacidade de carga do solo, baseados em dados limitados oriundos da exploração do terreno (Ensaio In Situ de investigação geotécnica). Devido a sua natural heterogeneidade e irregularidade, a capacidade de carga do material pode ser diferente em um mesmo terreno, sendo de fundamental importância a adoção de uma teoria que possa quantificar este risco, para que assim o projeto possa ser desenvolvido com uma margem de segurança que proveja segurança a estrutura. Por outro lado, uma margem de segurança superestimada pode inviabilizar a realização do empreendimento, tornando o problema uma troca entre custo e a probabilidade de ruína tolerável para a estrutura (Ang & Cornell, 1974).

Segundo Ribeiro (2008), em análises geotécnicas, previsões de deformações ou de fatores de segurança são desenvolvidas com base em métodos determinísticos, que admitem como fixos e conhecidos os parâmetros do solo ou da rocha. Entretanto, tais previsões são afetadas por incertezas provenientes da impossibilidade de reprodução das condições de campo em laboratório, da perturbação do solo devido a instalação de instrumentos, das ocorrências geomecânicas não detectadas durante a campanha de sondagem, da variabilidade inerente ao maciço, entre outras. O estudo da influência dessas incertezas sobre os cálculos determinísticos, com a possibilidade da quantificação do risco de insucesso associado a um

projeto geotécnico, desenvolveu-se durante as últimas décadas com base nas teorias de probabilidade e estatística.

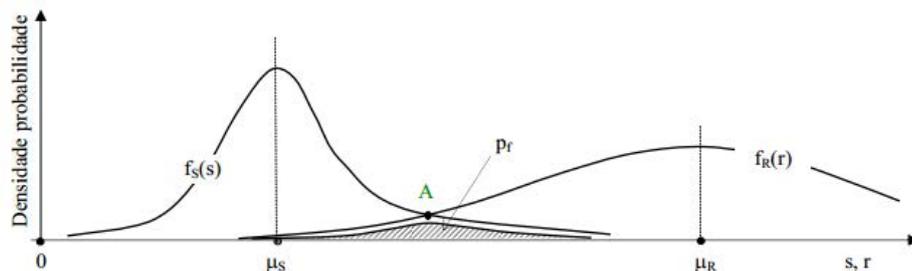
A principal diferença entre o projeto utilizando-se conceitos de probabilidade de ruína com os métodos tradicionais consiste basicamente na aplicação da teoria de confiabilidade, o que permite que as incertezas sejam quantificadas e manipuladas de uma maneira que é livre de autocontradição. As cargas e resistência são tratadas como variáveis aleatórias, onde o risco do projeto é analisado através da probabilidade de ruína (Phoon & Kulhawy, 1996).

A determinação da probabilidade de ruína, é obtida através da análise das curvas de solicitação (S , função $f_S(x)$) e resistência do elemento de fundação (R , $f_R(x)$). Teoricamente, o evento chamado ruína ocorre quando a solicitação excede a resistência, como já tratado anteriormente:

$$R - S < 0 \quad (18)$$

Através da análise das funções solicitação e resistência, a ruína fica definida pela área p_f da figura abaixo:

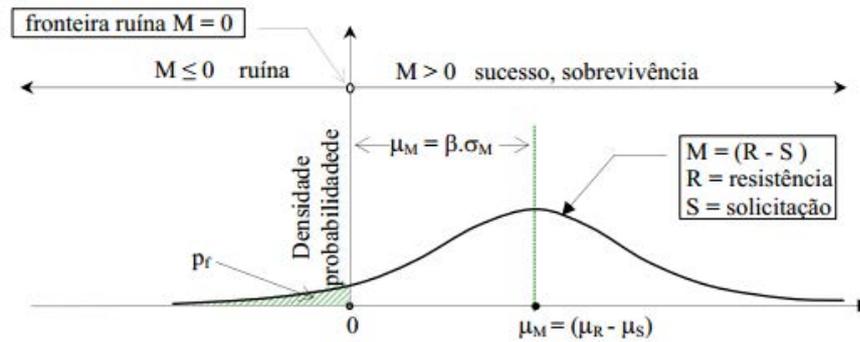
Figura 23 – Definição gráfica da ruína, através da intersecção das curvas solicitação e resistência



Fonte: (Aoki, 2009)

Assim define-se a função margem de segurança (M), obtida através da subtração das funções resistência e solicitação. Assim, torna-se possível estimar o índice de confiabilidade β , que mede quão distante a função M está de zero (ponto onde se admite a ocorrência da ruptura).

Figura 24 – Relação entre a função margem de segurança e a ruína



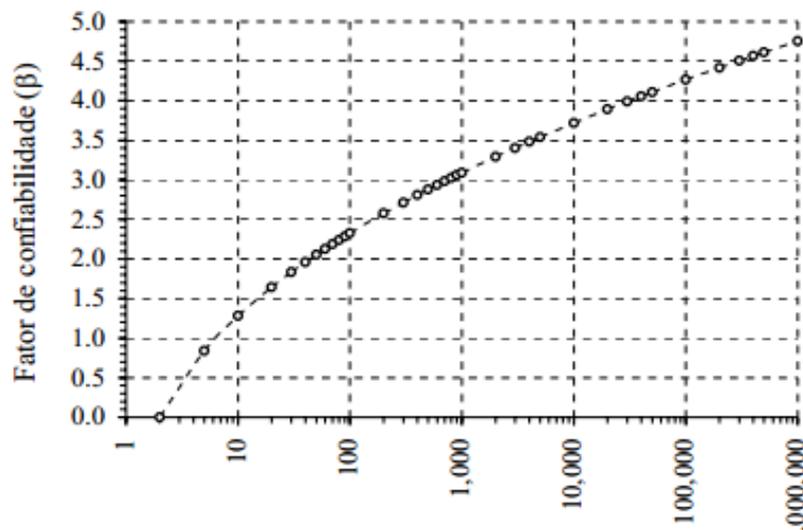
Fonte: (Aoki, 2009)

O índice de confiabilidade é obtido através da equação:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{v_R^2 + v_S^2}} \quad (19)$$

A probabilidade de ruína (p_r), pode então ser determinada através do índice de confiabilidade, a partir do gráfico:

Figura 25 – Relação entre fator de confiabilidade e probabilidade de ruína



Fonte: (Aoki, 2002)

5 – MATERIAS E MÉTODOS

Neste trabalho foi realizado um estudo de caso sobre a execução das fundações de uma torre residencial em construção localizada na cidade de Santos, no litoral paulista.

Figura 26 – Modelo 3D do empreendimento quando pronto



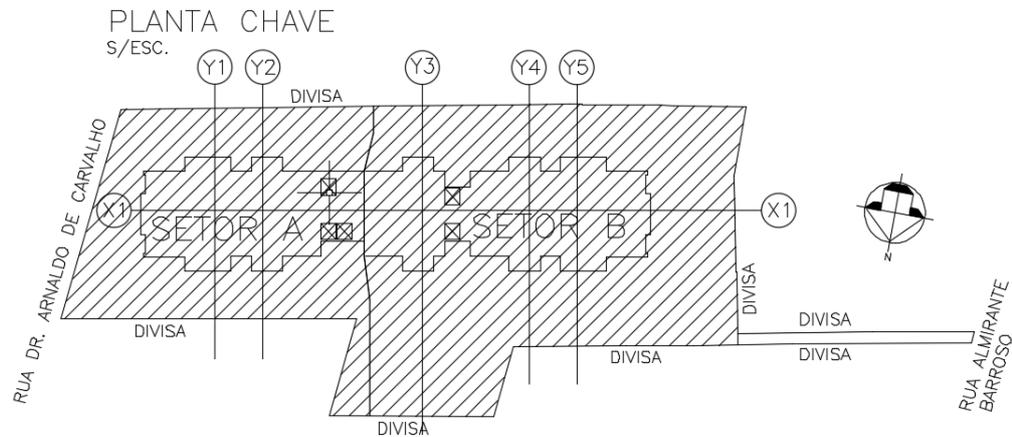
Fonte: (<http://www.eztec.com.br/imoveis/apartamento/quality-house-ana-costa>)

5.1 - DESCRIÇÃO DA OBRA

A execução da fundação do edifício foi realizada com estacas escavadas de grande diâmetro (estacões) utilizando-se lama bentonítica como fluido estabilizante. Esta opção foi utilizada devido a necessidade de transpor a camada de argila marinha mole, atingindo elevadas cotas de apoio para a ponta da estaca (variando de 41 a 52 metros de profundidade, de acordo com diâmetro e solicitação) e as elevadas capacidades de carga exigidas pelo empreendimento (até 908 tf por estaca).

A obra consiste na execução de um edifício residencial de 23 pavimentos, com 10 apartamentos por andar, sendo que no terceiro pavimento existem 8 unidades a mais, totalizando um total de 238 unidades, localizado em um terreno de 2984,60 m².

Figura 27 – Planta chave do terreno da obra



Fonte: (<http://www.eztec.com.br/imoveis/apartamento/quality-house-ana-costa>)

5.2 - CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS

Todas as pessoas que já visitaram a orla praiana da cidade de Santos já sentiram a estranha sensação de algumas edificações possuírem uma certa inclinação, pois cerca de uma centena de edifícios com mais de 10 pavimentos da orla da praia de Santos apresenta alguma variação em seu prumo, devido as características geológicas do local. Durante muito tempo as fundações dos edifícios da cidade de Santos foram feitas apoiadas diretamente no estrato arenoso superficial, sendo que a camada subjacente de argila marinha (mole a muito mole) extremamente compressível, é responsável pelos recalques e desaprumos observados nos edifícios da região.

Os sedimentos marinhos e lagunares da costa brasileira, do Nordeste ao Sul, e, em particular da Baixada Santista, formaram-se nos últimos 120.000 anos por um mecanismo de sedimentação fortemente influenciado pela variação relativa do nível do mar. Existiram pelo menos dois ciclos de sedimentação no Quaternário, um deles no Pleistoceno e outro no Holoceno, entremeados por um processo erosivo muito intenso, que deram origem a tipos diferentes de sedimentos.

- O primeiro, conhecido como formação Cananéia, depositado há 100.000 – 120.000 anos, é argiloso (Argilas Transicionais) ou arenoso, na sua base, e arenoso, no seu topo (Areias Transgressivas). O nome “Transicional” é devido ao ambiente misto, continental-marinho, de sua formação. Durante a fase regressiva que se sucedeu, o nível do mar abaixou 110m, em

consequência, estes sedimentos da formação Cananéia sofreram processo erosivo e são fortemente sobre-adensados.

- O segundo tipo de sedimento é de formação mais recente, há cerca de 7.000 - 5.000 anos, formado, por vezes, pelo retrabalhamento dos sedimentos da Formação Cananéia, areias e argilas, outras vezes por sedimentação em lagunas e baías, donde a nomeação Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL). Trata-se de sedimentos levemente sobre-adensados, face a flutuações sui generis do nível do mar, nos últimos 7.000 anos, envolvendo processos de submersão do continente, até cerca de 4.000 anos, e posteriormente, de emersão, entremeados por “rápidas” oscilações negativas do nível do mar (Massad, 2009).

Os perfis geológicos existentes na baixada santista e principalmente na cidade de Santos há muito tempo constituem-se em um desafio para todos os engenheiros civis que se depararam com projetos e obras nessa região, seja na construção de estradas, ferrovias ou mesmo em instalações civis e industriais. A maioria dos problemas existentes na região relacionados à engenharia civil deve-se a existência de extensas camadas de argilas marinhas com baixa resistência e alta compressibilidade, apresentando elevados recalques quando solicitadas por sobrecargas nem mesmo muito elevadas. Segundo Faiçal Massad, os principais problemas encontrados pela construção civil são:

- 1) A existência de extensas áreas de manguezais, acarretando problemas de recalques excessivos e, não raro, de ruptura de aterros.
- 2) Necessidade de executar fundações de elevado custo para obras de arte, instalações industriais e edifícios.
- 3) O elevado custo dos materiais de construção tanto em serviços de terraplenagem como para agregados na confecção do concreto.

Durante muito tempo pensou-se que essas camadas de argila fossem em sua totalidade normalmente adensadas e que haviam se formado em um único ciclo de sedimentação, devido a sua consistência que varia de muito mole a mole (Pacheco e Silva, 1953 apud Massad, 2009). Diante desta realidade, a descoberta do bolsão de Argila altamente sobre adensada em São Vicente pelo engenheiro Alberto H. Teixeira no final da década de 1950 possui uma grande importância, pois até aquele momento não havia uma explicação geológica para a existência deste tipo de solo naquela região. Com o passar do tempo, mais alguns casos que fugiam do consenso existente na época sobre o comportamento destas argilas, sendo

encontrados horizontes com camadas de argila com consistências diferentes. As camadas inferiores apresentavam um pré-adensamento que não guardava relação com o peso efetivo de solo sobrejacente, levando ao questionamento das causas deste sobre adensamento.

Na década de 70 (Suguiu e Martin, 1978-a; 1981; 1985 e 1994 apud Massad, 2009) foram propostas hipóteses para este sobre adensamento de algumas argilas encontradas na baixada santista, estando este relacionado a duas transgressões do mar em direção ao continente, uma no período Pleistoceno e outra no Holoceno, e a formação de ilhas barreira gerando paleoluganus e baías que propiciavam a sedimentação em regiões de calmaria. Através destes mecanismos, formaram-se quatro tipos diferentes de sedimentos:

1. Areias Transgressivas
2. Argilas Transicionais (AT's)
3. Sedimentos Flúvio Lagunares e de baías (SFL's),
4. Sedimentos de Mangues

Segundo Massad (2009), os sedimentos marinhos e lagunares presentes em toda a costa brasileira, do Nordeste ao Sul, formaram-se nos últimos 120.000 anos por um mecanismo de sedimentação fortemente influenciado pela variação do nível do mar (pelo menos dois ciclos de sedimentação), dando origem a sedimentos com diferentes características:

- Argilas Transicionais e Areias Transgressivas: também conhecidos como Formação Cananéia, depositado entre 100.000 - 120.000 anos, é argiloso (Argilas Transicionais) ou arenoso em sua base e arenoso em seu topo (Areias Transgressivas). Estes sedimentos são fortemente sobre adensados por decorrência da regressão do nível do mar que ocorreu há 17.000 anos em virtude da última era glacial (se depositaram durante o período Pleistoceno).

- Sedimentos Flúvio-Lagunares: De formação mais recente, há cerca de 7.000 anos, por vezes oriundo do retrabalhamento dos sedimentos (areias e argilas) da Formação Cananéia, outras vezes pela sedimentação em Lagunas e Baías. Estes sedimentos são levemente sobre adensados devido a processos de submersão e emersão continente, entremeados por oscilações negativas do nível do mar (se depositaram durante o período Holoceno).

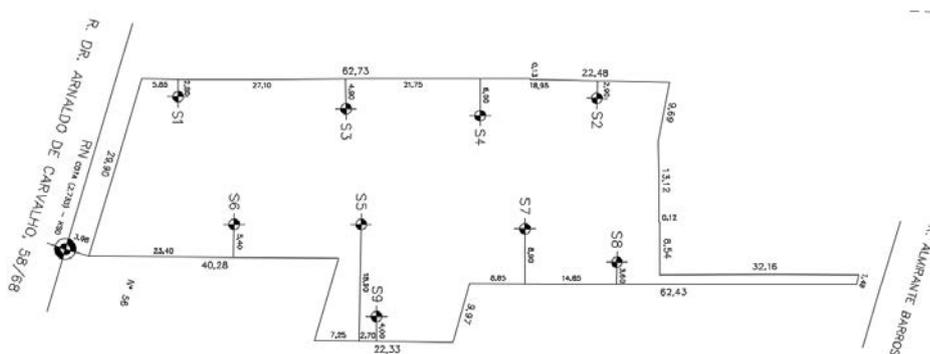
- Sedimentos de Mangues: de deposição recente, são chamados de “aluviões modernos”. Lugares em que o processo de adensamento ainda está acontecendo, sendo as camadas de argila marinha aflorantes a superfície (deposição recente iniciada no Holoceno).

Salvo em alguns lugares da cidade onde se encontra uma fina camada de aterro, o perfil geotécnico predominante na cidade consiste em uma camada de areia fina medianamente compacta (6-20 m). Após esta camada existe invariavelmente a larga camada de argila marinha (SPT de 1 a 4), com conchas e matéria orgânica. Após essa camada compressível, existem fortes indícios (Diversas sondagens realizadas por Massad et. al) da existência de argilas transicionais sobrejacentes a rocha ou solo residual, de levemente a altamente sobre adensadas (podendo atingir elevados valores de SPT em profundidades maiores).

Na obra foram realizados nove pontos de sondagem de simples reconhecimento (SPT), sendo o perfil (em anexo) formado predominantemente pelas seguintes camadas (tomando-se como base a cota 0 da sondagem):

- Camada de areia fina pouco siltosa, medianamente compacta com alguns bolsões de argila orgânica, camada predominante até os 17 metros.
- Camada de argila orgânica silto arenosa, com coloração cinza escura. De consistência mole apresenta alta compressibilidade. Espessura varia entre os 17,0 e 32,0 metros.
- Camada predominantemente de areia fina e média, com compacidade variando de fofa a compacta. Alguns bolsões de silte areno argiloso micáceo (solo residual, proveniente de alteração de rocha) e de argila orgânica observados em alguns pontos do terreno. Cota variando dos 32,0 aos 45,0 metros.

Figura 28 – Localização das sondagens no terreno



5.3 - COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODO DECOURT QUARESMA E DAVID CABRAL

A partir de oito sondagens realizadas no terreno do empreendimento, foram calculadas as capacidades de carga das estacas para todos os diâmetros de projeto em cada ponto de sondagem, tomando-se assim os pontos de SPT como representativos de toda a população de estacas, como proposto por Aoki (2002). Para efeito de comparação com o projeto (onde se utilizou o método de David Cabral para previsão da capacidade de carga das estacas), foi desenvolvido aqui neste trabalho paralelamente o cálculo da capacidade de carga utilizando-se o método de Decourt-Quaresma (onde a capacidade de carga na cota de assentamento da estaca igualava ou superava a solicitação estipulada em projeto), permitindo assim uma visão geral das diferenças entre os dois métodos e uma comparação com o projeto executivo.

Para ambas as metodologias semiempíricas de dimensionamento de estacas, foi desenvolvida a superfície resistente prevista para a solicitação de projeto de cada diâmetro utilizado, sendo assim possível comparar os resultados obtidos.

Partindo destas informações, será possível comparar o previsto e o estipulado em projeto com base no perfil geotécnico construído com as sondagens, permitindo assim uma análise da confiabilidade. As superfícies de resistência foram desenvolvidas com o auxílio do software SURFER 12®, onde foi criado um sistema de referência cartesiana para localização das sondagens na planta da obra, possibilitando o desenvolvimento das superfícies.

Posteriormente, será estimada a probabilidade de ruína de um dos diâmetros do elemento de fundação (sob ação de seu respectivo carregamento) com auxílio da Teoria da Confiabilidade a fim de se conhecer esta metodologia, que se provou fundamental na prática de Engenharia em todos os seus segmentos.

Através das solicitações fornecidas em projeto para cada diâmetro de estacas e com as metodologias propostas por Decourt Quaresma e David Cabral, fez-se a análise para ambos os métodos em todos os pontos de sondagem da cota de assentamento da estaca onde a capacidade de carga iguala ou supera o valor estipulado em projeto.

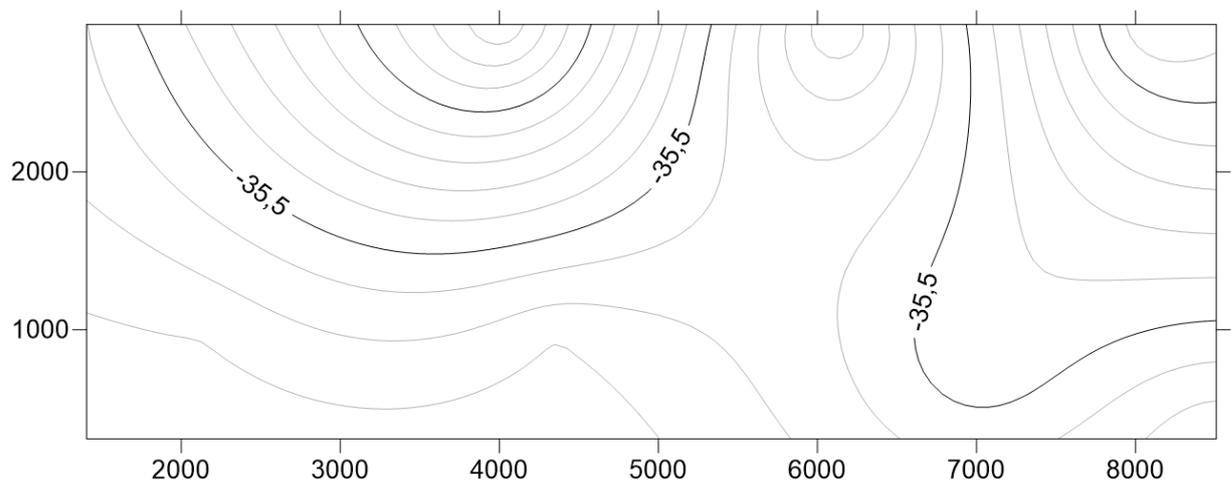
Abaixo, segue-se o resumo das estacas, como apresentado em projeto, com as cargas e cotas de ponta previstas:

Tabela 12 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 0,8 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 0,80 m		201 tf	
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m) /Capacidade de Carga (tf)		
	Decourt Quaresma	David Cabral	
1	36,01/248	35,01/305	
2	32,01/217	38,01/202	
3	31,01/205	37,01/217	
4	38,01/202	39,01/239	
5	37,01/211	35,01/235	
6	37,01/209	36,01/361	
7	35,01/201	35,01/257	
8	37,01/273	34,01/227	

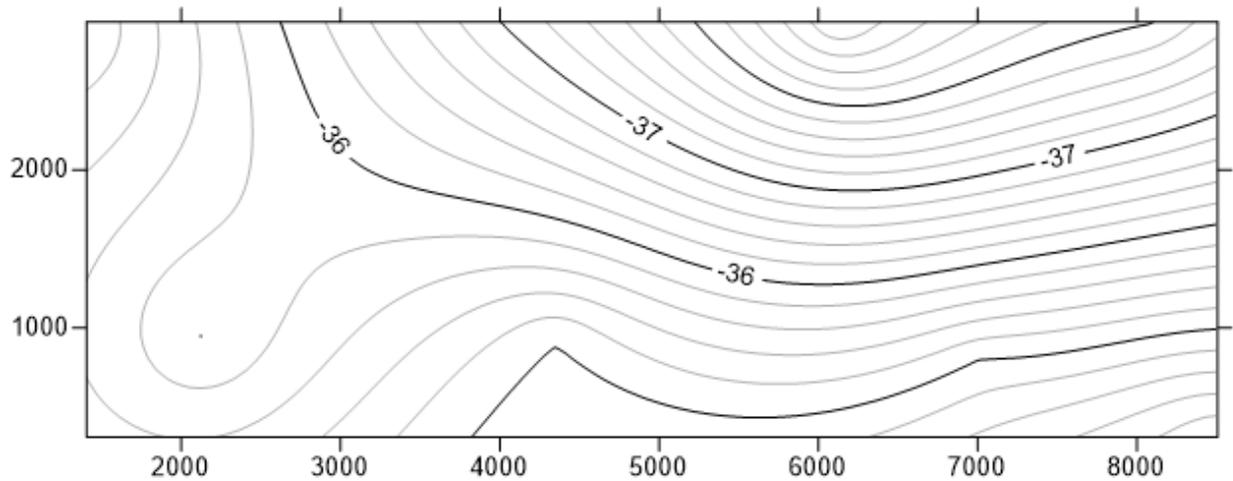
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 30 – Superfície resistente para estacas de 0,8 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 31 – Superfície resistente para estacas de 0,9 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



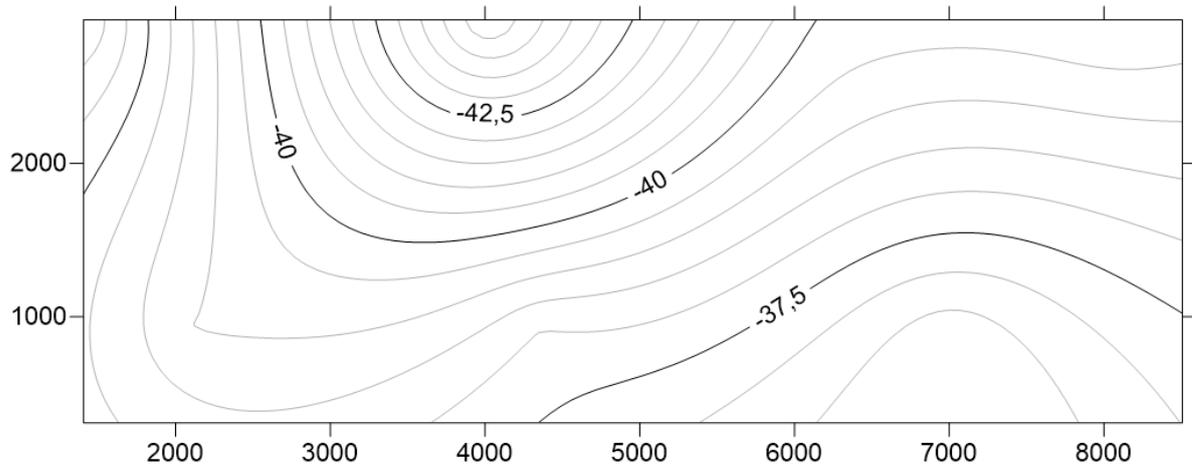
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 13 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 0,9 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 0,90 m		254 tf
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m)/Capacidade de Carga (tf)	
	Decourt Quaresma	David Cabral
1	36,01/288	35,01/349
2	40,01/316	39,01/287
3	45,01/268	38,01/267
4	40,01/287	39,01/269
5	38,01/270	35,01/262
6	39,01/276	36,01/415
7	36,01/272	35,01/290
8	37,01/318	37,01/435

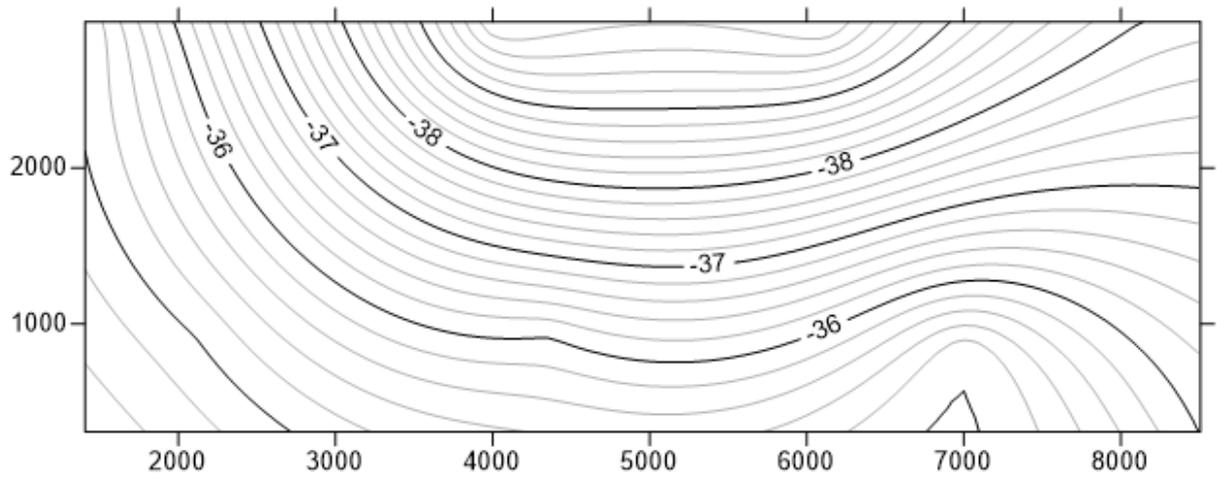
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 32 – Superfície resistente para estacas de 0,9 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 33 – Superfície resistente para estacas de 0,90 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



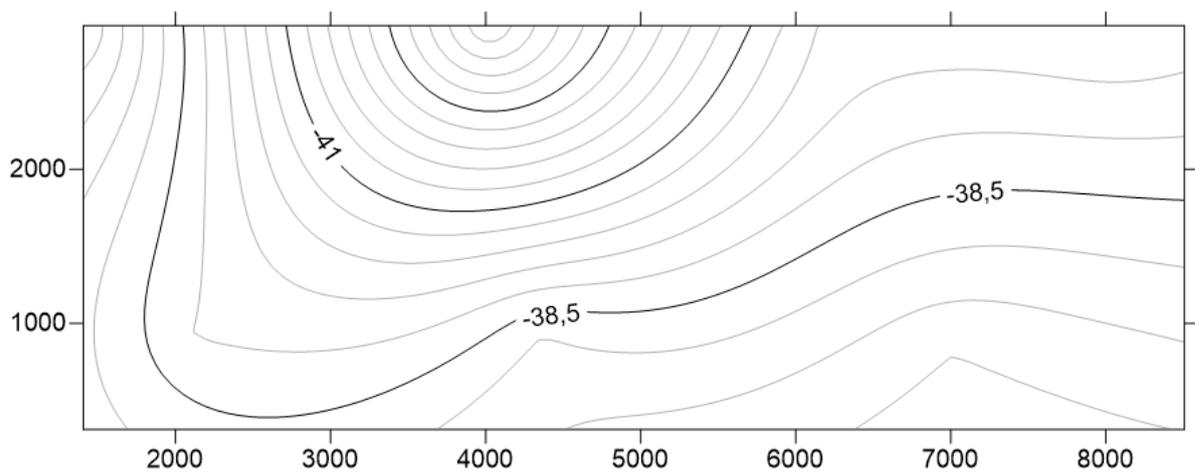
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 14 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,00 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 1,00 m		314 tf	
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m)/Capacidade de Carga (tf)		
	Decourt Quaresma	David Cabral	
1	36,01/331	35,01/394	
2	40,01/362	39,01/318	
3	46,01/330	39,01/321	
4	40,01/333	41,01/574	
5	38,01/315	37,01/365	
6	39,01/322	38,01/365	
7	37,01/319	39,01/385	
8	37,01/366	37,01/481	

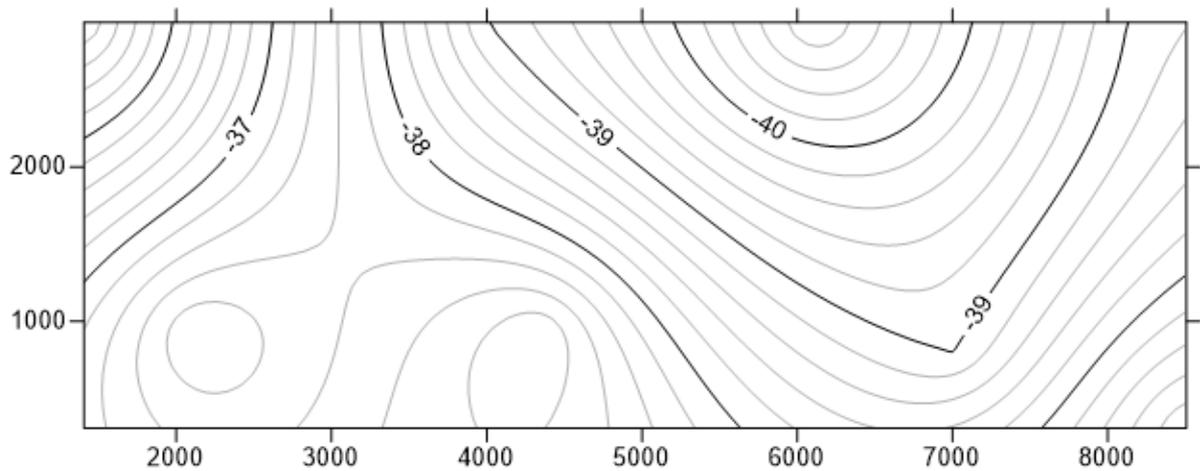
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 34 – Superfície resistente para estacas de 1,0 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 35 – Superfície resistente para estacas de 1,0 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



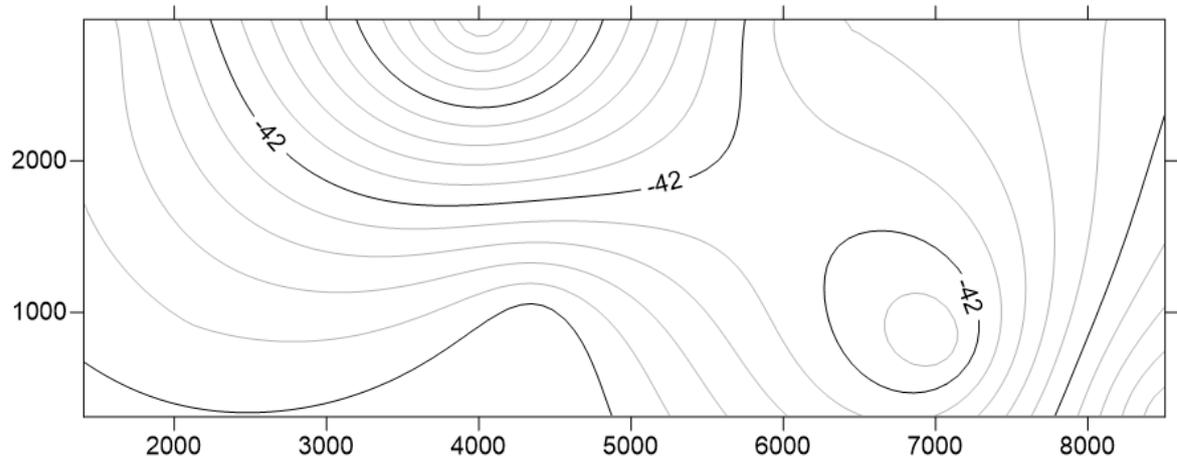
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 15 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,10 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 1,10 m		380 tf
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m) /Capacidade de Carga (tf)	
	Decourt Quaresma	David Cabral
1	40,01/390	35,01/437
2	40,01/410	41,01/715
3	47,01/410	46,01/423
4	41,01/388	41,01/631
5	39,01/404	37,01/402
6	40,01/401	36,01/499
7	43,01/382	39,01/422
8	37,01/416	37,01/524

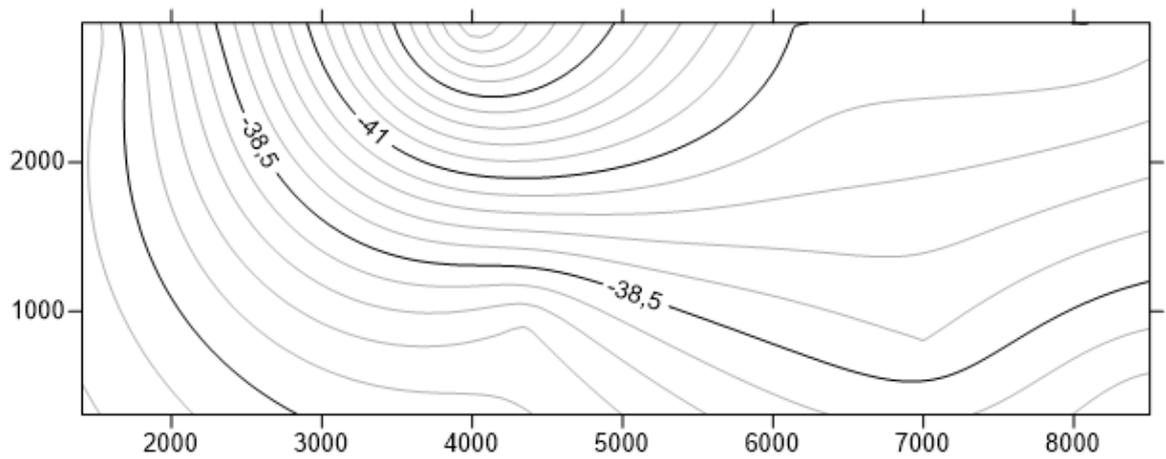
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 36 – Superfície resistente para estacas de 1,1 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 37 – Superfície resistente para estacas de 1,1 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



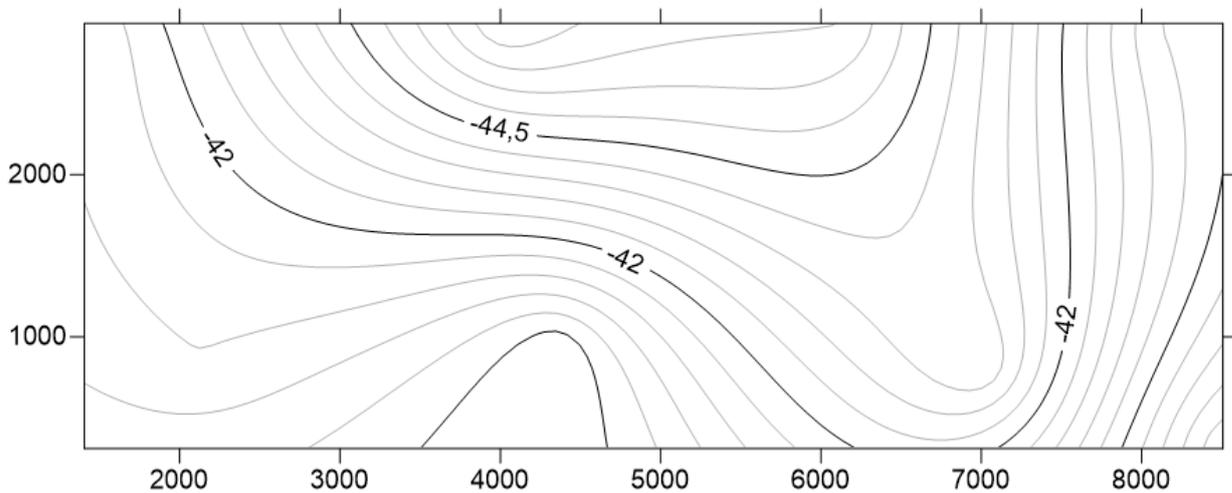
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 16 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,20 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

452 tf		
DIÂMETRO Ø = 1,20 m		
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m) / Capacidade de Carga (tf)	
	Decourt Quaresma	David Cabral
1	41,01/532	35,01/475
2	40,01/459	41,01/779
3	47,01/460	46,01/457
4	46,01/465	41,01/687
5	39,01/453	38,01/533
6	41,01/471	39,01/532
7	44,01/551	39,01/459
8	37,01/469	37,01/565

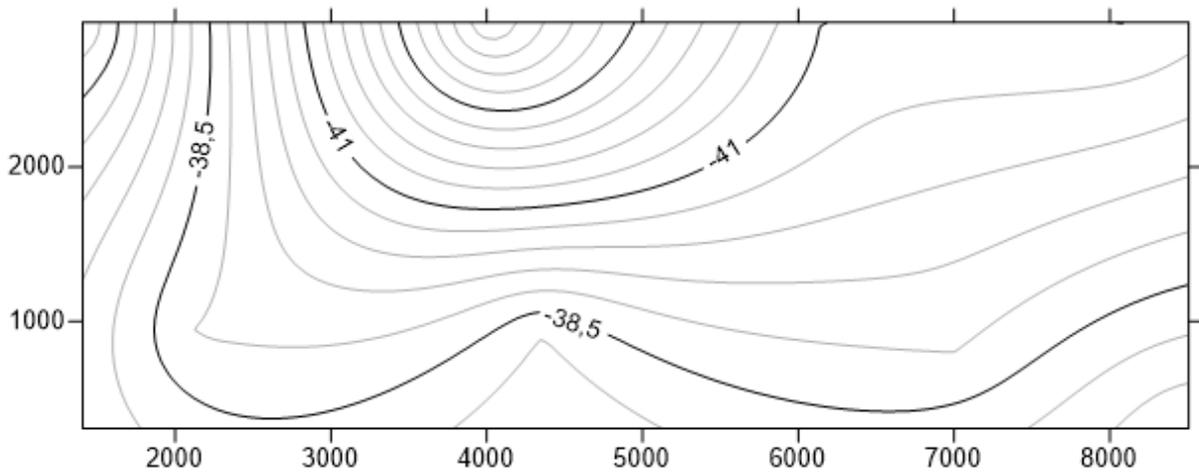
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 38 – Superfície resistente para estacas de 1,0 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 39 – Superfície resistente para estacas de 1,2 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



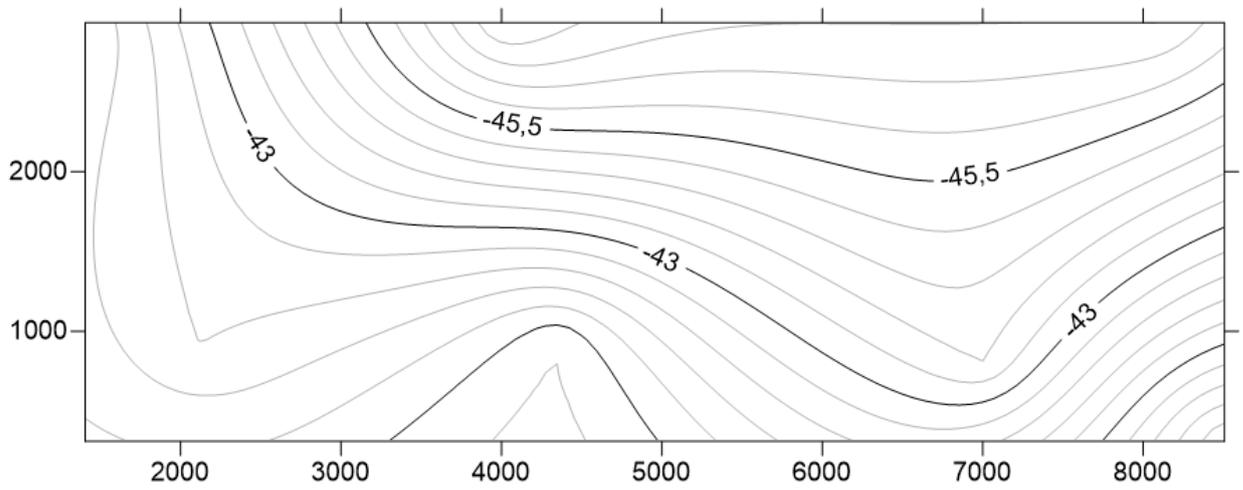
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 17 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,30 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 1,30 m		530 tf	
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m) / Capacidade de Carga (tf)		
	Decourt Quaresma		David Cabral
1	41,01/592		36,01/558
2	47,01/559		41,01/841
3	48,01/546		47,01/531
4	47,01/546		41,01/740
5	40,01/530		38,01/577
6	42,01/581		36,01/576
7	44,01/614		41,01/569
8	38,01/651		37,01/603

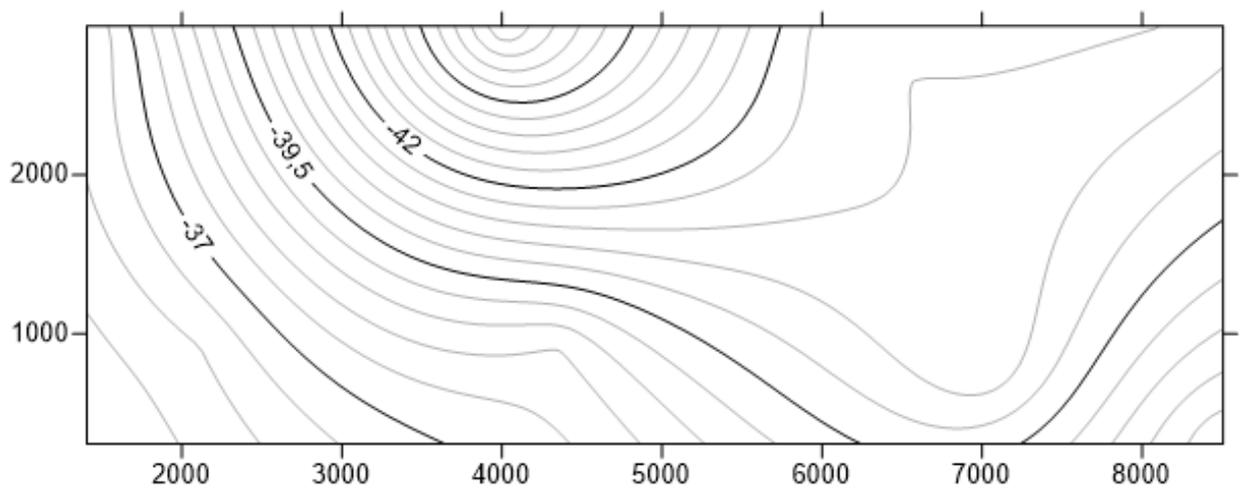
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 40 – Superfície resistente para estacas de 1,3 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 41 – Superfície resistente para estacas de 1,3 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



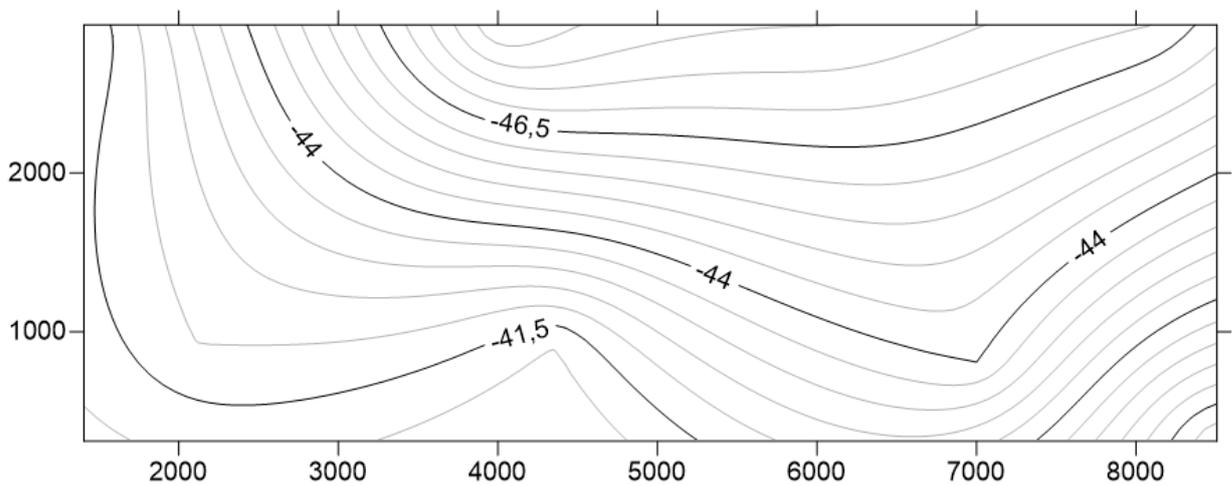
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 18 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,40 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 1,40 m		615 tf	
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m) / Capacidade de Carga (tf)		
	Decourt Quaresma	David Cabral	
1	41,01/655	37,01/659	
2	47,01/624	41,01/900	
3	49,01/645	49,01/658	
4	48,01/647	48,01/619	
5	41,01/636	40,01/727	
6	42,01/644	41,01/679	
7	44,01/690	36,01/627	
8	38,01/729	/639	

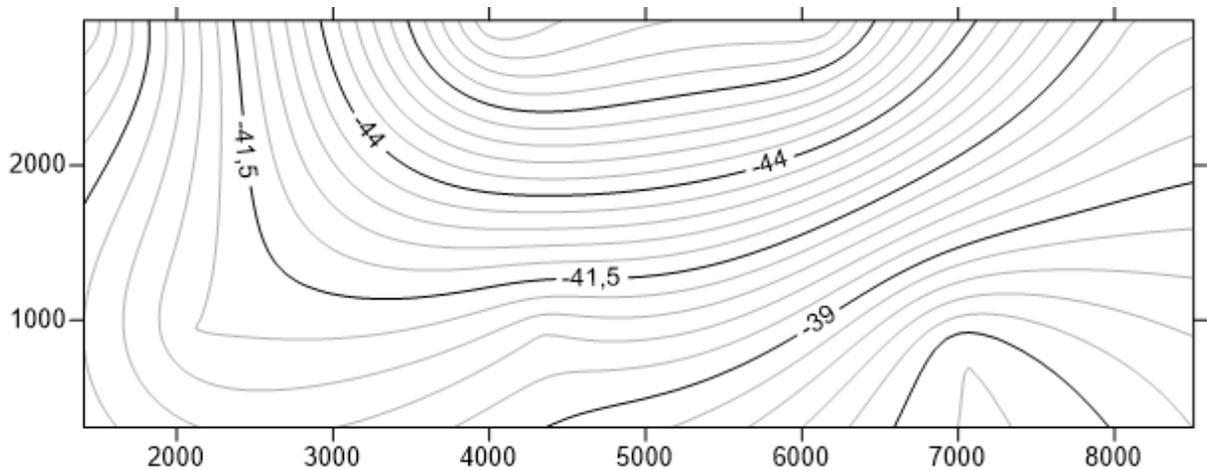
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 42 – Superfície resistente para estacas de 1,4 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 43 – Superfície resistente para estacas de 1,4 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



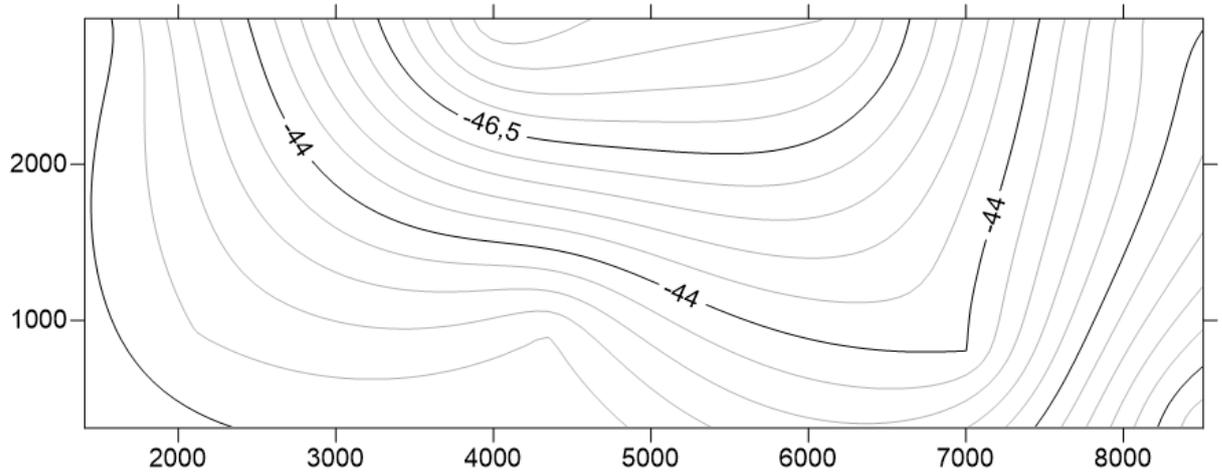
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 19 – Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,50 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 1,50 m		706 tf	
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m) / Capacidade de Carga (tf)		
	Decourt Quaresma		David Cabral
1	41,01/721		41,01/727
2	42,01/720		43,01/734
3	49,01/712		50,01/749
4	48,01/714		41,01/837
5	42,01/731		40,01/763
6	42,01/708		41,01/710
7	44,01/765		45,01/979
8	38,01/811		38,01/952

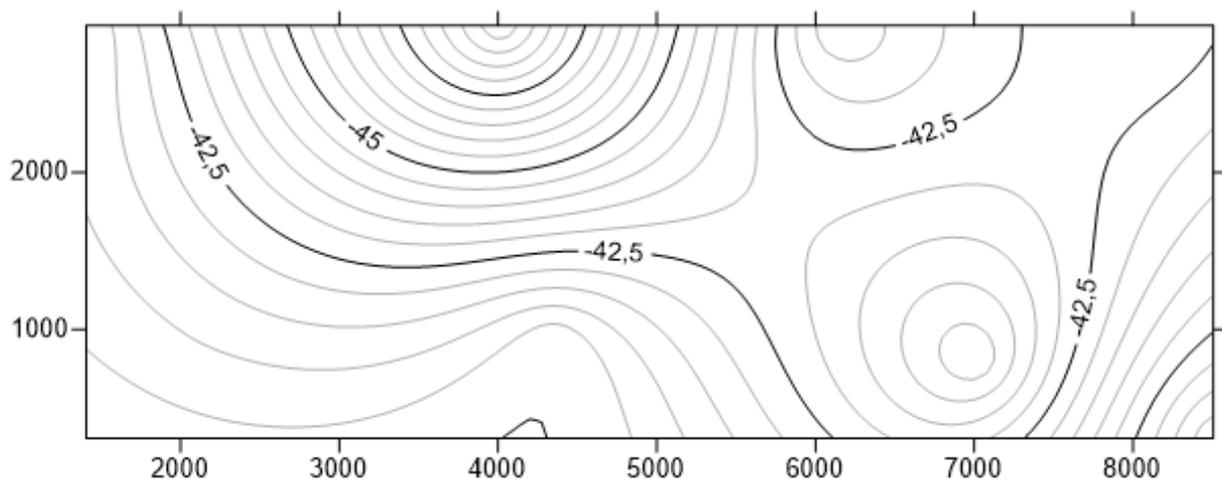
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 44 – Superfície resistente para estacas de 1,50 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 45 – Superfície resistente para estacas de 1,5 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



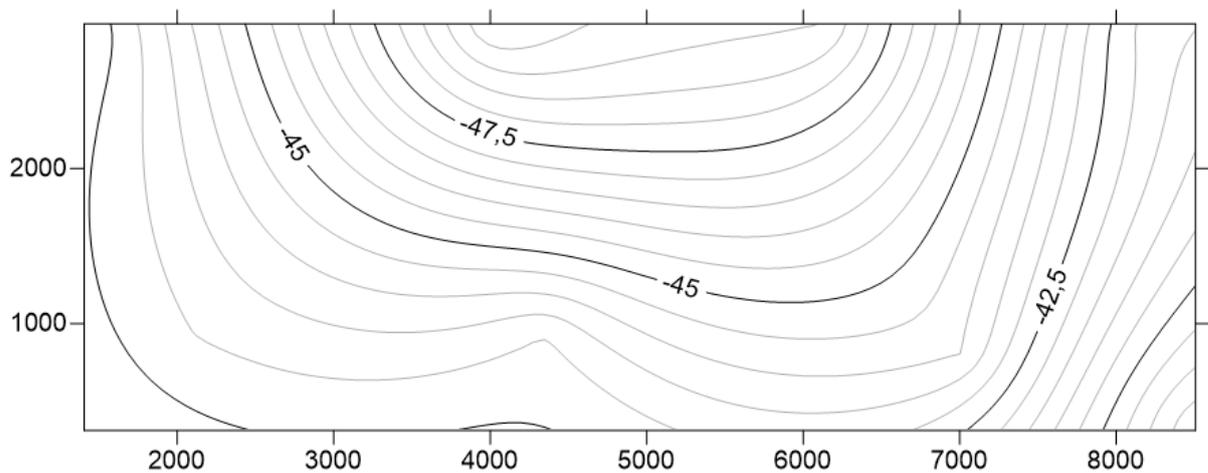
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 20– Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,60 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 1,60 m		804 tf	
SONDAGEM	Cota de Assentamento (m) /Capacidade de Carga (tf)		
	Decourt Quaresma	David Cabral	
1	42,01/864	42,01/1107	
2	42,01/993	41,01/1006	
3	50,01/829	51,01/833	
4	49,01/827	53,01/824	
5	43,01/855	42,01/862	
6	43,01/878	43,01/942	
7	44,01/843	45,01/1025	
8	38,01/896	38,01/1003	

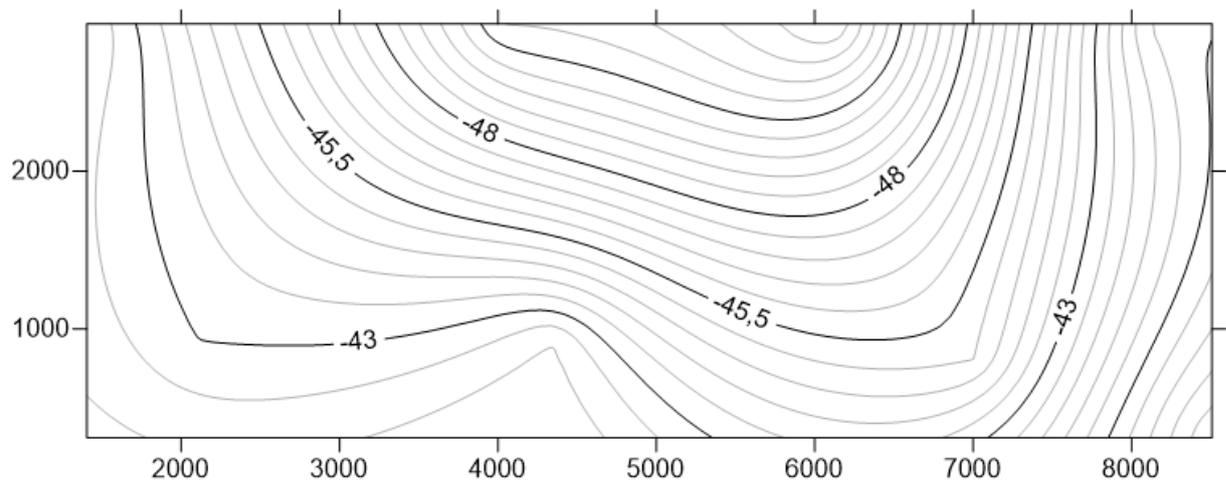
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 46 – Superfície resistente para estacas de 1,6 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 47 – Superfície resistente para estacas de 1,6 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



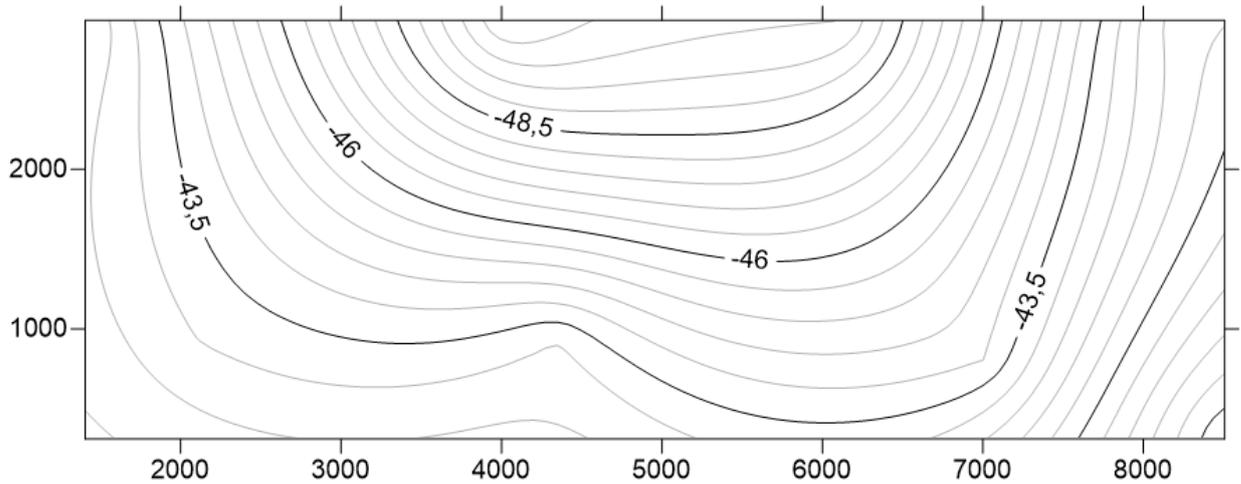
Fonte: (O autor, 2014)

Tabela 21– Relação Cota de Assentamento e Capacidade de carga para estacas de 1,70 m de diâmetro segundo métodos de Decourt Quaresma e David Cabral

DIÂMETRO Ø = 1,70 m		908 tf	
SONDAGEM	Cota de Assentamento/Capacidade de Carga (tf)		
	Decourt Quaresma	David Cabral	
1	42,01/944	42,01/1155	
2	42,01/1102	41,01/1052	
3	51,01/947	54,01/925	
4	50,01/939	55,01/920	
5	43,01/932	43,01/947	
6	43,01/959	43,01/977	
7	44,01/916	45,01/1066	
8	38,01/988	38,01/1048	

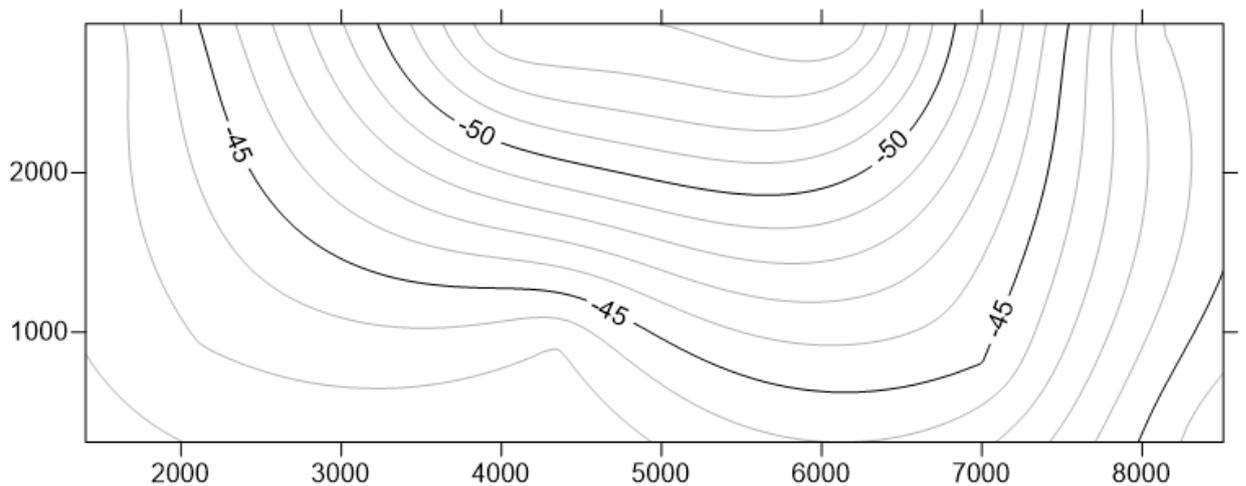
Fonte: (O autor, 2014)

Figura 48 – Superfície resistente para estacas de 1,7 m de diâmetro, segundo método de Decourt Quaresma



Fonte: (O autor, 2014)

Figura 49 – Superfície resistente para estacas de 1,7 m de diâmetro, segundo método de David Cabral



Fonte: (O autor, 2014)

Para a maioria dos diâmetros, a teoria de Decourt Quaresma apresentou valores mais conservadores do que a de David Cabral no que diz respeito a capacidade de carga, mesmo que a cota de ponta tenha apresentado previsões relativamente próximas para ambas as teorias. Esta ocorrência deve-se principalmente ao fato da formulação de David Cabral levar em consideração apenas a cota de assentamento para determinar a resistência de ponta da

estaca (utilizando assim apenas um valor de SPT para o cálculo), enquanto Decourt Quaresma utiliza a média de 3 metros (acima, abaixo e na ponta em si). Esta característica em si pode ser responsável pela apresentação de valores que não representem realmente a capacidade de carga da estaca, pois uma camada dura de pequena espessura pode aumentar significativamente o valor calculado da carga de ruptura segundo a teoria de David Cabral.

Este fato apresentado é agravado pela ainda corrente discussão entre a consideração ou não da capacidade de carga de ponta deste tipo de fundação (estacas escavadas), segundo a norma brasileira NBR 6122, devemos considerar apenas a resistência por atrito lateral (pela dificuldade de comprovar a limpeza do fundo da escavação), pois são necessários grandes deslocamentos (que usualmente rompem o limite de utilização da estrutura) para mobilização da resistência de ponta.

6 – CÁLCULO DE PROBABILIDADE DE RUÍNA

A Probabilidade de Ruína de uma estrutura em geral, consiste em um parâmetro de grande importância para o Engenheiro na hora de projetar e tomar decisões acerca do projeto e/ou execução de qualquer empreendimento. Porém, esta ferramenta não é muito difundida na Geotecnia.

Para melhor conhecimento do funcionamento desta teoria, iremos aplicá-la a um dos dez diâmetros de estacas executados na obra. Por ser de número considerável e presença em grande parte do terreno da obra, as estacas com diâmetro de 80 cm foram escolhidas para o cálculo da probabilidade de ruína deste elemento frente as cargas atuantes (201 tf). Este diâmetro foi escolhido também pela razão de sua cota de ponta prevista em projeto (-41 m) ter sido atingida em todas as sondagens executadas no terreno, possibilitando a estimativa da carga de ruptura pelos métodos semiempíricos (Decourt Quaresma e David Cabral).

Nesta análise, será feito um estudo semiprobabilístico, devido à falta de conhecimento das combinações e fatores de majoração/minoração utilizados para determinar as cargas dos pilares existentes. Assim, a solicitação será considerada determinística, ou seja, com o valor constante retirado do projeto executivo.

6.1 - DAVID CABRAL

Tabela 22 – Relação Sondagem com carga de ruptura encontrada com o método de David Cabral

Sondagem	Cota de Ponta (m)	Profundidade (m)	Qu (tf)
S1	-41,01	-42,01	777
S2	-41,01	-42,01	1146
S3	-41,01	-42,01	548
S4	-41,01	-42,01	993
S5	-41,01	-42,01	834
S6	-41,01	-42,01	766
S7	-41,01	-42,01	695
S8	-41,01	-42,01	1185

Fonte: (O autor, 2014)

Quanto a carga de ruptura (Q_u) e caracterização da curva de resistência:

$$\mu_R = 868 \text{ tf}$$

$$\sigma_R = 222 \text{ tf}$$

$$v_R = 0,256$$

Quanto a carga atuante e caracterização da curva de sollicitação:

$$\mu_S = 201 \text{ tf}$$

$$\sigma_S = 0$$

$$v_S = 0$$

Cálculo do Fator de Segurança médio:

$$FS = \frac{\mu_R}{\mu_S} = \frac{868}{201} = 4,31 > 2 \quad (20)$$

O fator de segurança atende a norma brasileira NBR 6122 para execução de fundações sem prova de carga.

Cálculo do Fator de Segurança característico:

$$Rk = 868 \cdot (1 - (1,645 \cdot 0,256)) \quad (21)$$

$$Rk = 502 \text{ tf}$$

$$Fk = \frac{502}{201} = 2,50 > 1,00 \quad (22)$$

Onde:

$$Fk = \gamma_f \cdot \gamma_m \quad (23)$$

$$\gamma_f = 1,40;$$

$$\gamma_m = 1,785 > 1,2$$

Todos os valores apresentados, encontrados através do método de David Cabral encontram-se dentro da norma brasileira de execução de fundações. Agora iremos proceder com o cálculo do fator de confiabilidade e posteriormente a probabilidade de ruína:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{v_R^2 + v_S^2}} \quad (24)$$

$$\beta = \frac{868 - 201}{\sqrt{222^2 + 0}} = 3,0 \quad (25)$$

Encontrando assim uma probabilidade de ruína pf :

$$pf = \frac{1}{800} = 0,00125 \quad (26)$$

6.2 - DECOURT QUARESMA

Tabela 23 – Relação Sondagem com carga de ruptura encontrada com o método de Decourt Quaresma.

Sondagem	Cota de Ponta (m)	Profundidade (m)	Qu (tf)
S1	-41,01	-42,01	626
S2	-41,01	-42,01	569
S3	-41,01	-42,01	400
S4	-41,01	-42,01	519
S5	-41,01	-42,01	607
S6	-41,01	-42,01	535
S7	-41,01	-42,01	449
S8	-41,01	-42,01	657

Fonte: (O autor, 2014)

Quanto a carga de ruptura (Q_{rup}) e caracterização da curva de resistência:

$$\mu_R = 545 \text{ tf}$$

$$\sigma_R = 88 \text{ tf}$$

$$v_R = 0,161$$

Quanto a carga atuante e caracterização da curva de sollicitação:

$$\mu_S = 201 \text{ tf}$$

$$\sigma_S = 0$$

$$v_S = 0$$

Cálculo do Fator de Segurança médio:

$$FS = \frac{\mu_R}{\mu_S} = \frac{545}{201} = 2,71 > 2 \quad (27)$$

O fator de segurança atende a norma brasileira NBR 6122 para execução de fundações sem prova de carga.

Cálculo do Fator de Segurança característico:

$$Rk = 545 \cdot (1 - (1,645 \cdot 0,161)) \quad (28)$$

$$Rk = 400 \text{ tf}$$

$$Fk = \frac{400}{201} = 1,99 > 1,00 \quad (29)$$

Onde:

$$Fk = \gamma_f \cdot \gamma_m \quad (30)$$

$$\gamma_f = 1,40;$$

$$\gamma_m = 1,421 > 1,2$$

Todos os valores apresentados, encontrados através do método de Decourt Quaresma encontram-se dentro da norma brasileira de execução de fundações. Agora iremos proceder com o cálculo do fator de confiabilidade e posteriormente a probabilidade de ruína:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{v_R^2 + v_S^2}} \quad (31)$$

$$\beta = \frac{565 - 201}{\sqrt{88^2 + 0}} = 3,9 \quad (32)$$

Encontrando assim uma probabilidade de ruína pf :

$$pf = \frac{1}{11000} = 0,00009090 \quad (33)$$

Ao observarmos a determinação da probabilidade de ruína de ambos os métodos, notamos uma característica intuitivamente estranha para a maioria de nós. Fadados a acreditar que um maior fator de segurança é sinônimo de uma maior segurança, vemos aqui um exemplo de que essa afirmação não é sempre correta. Enquanto para o método de David Cabral o Fator de Segurança global foi de 4,31, para Decourt Quaresma encontramos 2,71. A primeira impressão, valendo-se de nossa ideia conturbada de segurança, consideraríamos o método de David Cabral a favor da segurança, o que não ocorre na realidade.

A probabilidade de Ruína calculada para a formulação de Decourt Quaresma resultou em um valor consideravelmente menor (1/11000 ao invés de 1/800). Esta diferença pode ser atribuída ao fato dos valores encontrados através do método de David Cabral apresentarem uma dispersão com relação à média consideravelmente maior do que o método de Decourt e Quaresma.

A partir da observação dos resultados obtidos, chega-se à conclusão que a simples aplicação do Fator de Segurança determinado na Norma brasileira (1,6 para obra com provas de carga e 2,0 para obras sem provas de carga) pode gerar valores inaceitáveis para a Probabilidade de Ruína.

7 – CONCLUSÃO

O desenvolvimento de superfícies de resistência previstas, de acordo com a sondagem, método utilizado e carga de projeto seria de grande auxílio para a tomada de decisões tanto em nível de projeto quanto de execuções. Principalmente nesta última etapa, a fase executiva lida com muitos problemas que muitas vezes não são previstos em projetos, desde estacas que se encontram em locais sem condições de execução devido a limitantes geralmente relacionados com o tamanho dos equipamentos, espaço disponível e resistência das camadas superficiais do solo. Todas essas condições somadas a demais dificuldades relacionadas a perfuração como: presença de camadas compostas por materiais que impossibilitem a escavação como rochas ou matacões, galerias pluviais ou tubulações de esgotos não existentes em registros nas prefeituras competentes. Estes são apenas algumas das adversidades que devemos lidar no dia a dia trabalhando nesta área.

Quando alguma das situações acima ocorre e não é possível atingirmos a cota prevista em projeto, entramos em uma área conturbada da prática de engenharia brasileira, pois é muito difícil o responsável técnico pelo projeto encontrar-se na obra, principalmente em empreendimentos de pequeno e médio porte. Este contato com o calculista muitas vezes prejudica o desenvolvimento da obra, pois o retorno é geralmente lento (e algumas outras variáveis como a confecção da armação da estaca demandam maior tempo, quando há necessidade de se realizarem alterações).

O desenvolvimento das superfícies de resistência torna muito mais fácil o entendimento do terreno quanto as distribuições de sua resistência (principalmente em locais com grande área, com um grande número de pontos de sondagem), possibilitando também a execução de projetos mais econômicos.

Podemos observar que as diferenças existentes na fase de projetos de fundação dependem muito do método utilizado, encontrando valores com considerável diferença para a mesma cota de ponta do elemento resistente. E seguindo-se essas diferenças, quanto a probabilidade de ruína do elemento de fundação, os dois métodos apresentaram diferenças consideráveis, com grandes discrepâncias entre os máximos e mínimos e na dispersão com relação à média em ambos os métodos, sendo as diferenças maiores para o método de David Cabral.

Observamos que um grande Fator de Segurança nem sempre é sinônimo de maior segurança, pois como podemos observar FS global do método de David Cabral foi 4,31, enquanto para Decourt Quaresma encontramos 2,71. Esta falsa ideia de segurança só foi

desmascarada com a aplicação da teoria da confiabilidade, onde concluímos que o Método que apresentou maior Fator de Segurança Global na verdade foi que também apresentou a maior Probabilidade de Ruína.

A estatística nos oferece ótimas ferramentas, que são indispensáveis para nosso dia a dia, principalmente quando tratamos com uma grande quantidade de incertezas. Estas sempre existirão, cabe a nós conhecê-las e considerá-las em nossos empreendimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especializações de produtos e procedimentos**, 2. ed. São Paulo: ABEF, 1999. 500 p.

ALONSO, U. R. **Verificação do Desempenho de Fundações Utilizando-se Provas de Carga Estática e de Carregamento Dinâmico**. Encontro Técnico de Fundações, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2013.

AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Geotecnia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ANG, A.H.S; CORNELL, C.A. Reliability bases of Structural Safety and Design. **Journal of the Structural Division**, New York, v. 100, n. 9, p. 1755-1769, sept. 1974.

AOKI, N. Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia**. Rio de Janeiro. v. 19, n .3, p. 48-64, 2002.

AOKI, N. O dogma do fator de segurança. In: Curso Probabilidade de Ruína na Engenharia de Fundações, 2009, São Carlos. **Anais...**São Carlos: 2009. Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, 2009. p. 1-21.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos y Cimentaciones. PASSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, 1975, p.367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações - procedimento. Rio de Janeiro, 2010.

ATAÍDE, C. A. V.; CÔRREA, M. R. S. Estudo Comparativo Entre o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites para a Alvenaria Estrutural. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 8, n. 34, p. 105-134, 2006.

FEDERATION OF PILLING SPECIALISTS. **Bentonite support fluids in civil engineering**. Bromley: FPS, 2006. 31 p.

DECOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. In: ___. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini Ltda., 2002. p. 265-301.

FREUDENTHAL, A. M. The Safety of Structures. **Transactions of ASCE**. Salt Lake city. v. 112, n. 1, p. 125-180, 1947.

JEFFERIS, S. A; LAM, C. Polymer Support Fluids: use and misuse of innovative fluids in geotechnical works. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 18. 2013,Paris. **Proceedings...** Paris: International Society For Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2013. p. 3219-3222.

MASSAD, FAIÇAL. **Solos marinhos da baixada santista: características e propriedades geotécnicas**. São Paulo: Oficina de textos, 2009. p.248.

PHOON, K. K. & KULHAWY, F. H. Practical reliability based design approach for foundation engineering. **Journal of the Transportation Research Board**, v. 1546, Washington, p. 94-99, 1996.

RIBEIRO, R. C. H.; SAYÃO, A. S. F. J. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. 2008. 161 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Geotecnia) Escola de Engenharia do Campus do Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2008.

SAES, J. L. Análise e projeto de fundações profundas: Estacas. In: __. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini Ltda., 2002. p. 348-360.

SILVA, J. L. **Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. 2006. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

TEIXEIRA, C. Z. **Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis**. 1993. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1993.

WHITMAN, R. V. Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. **Journal of Geotechnical Engineering**, Cambridge, v. 110, n. 2, p.145-188, feb. 1984.

ZAGOTTIS, D. A. (1974). Introdução da segurança no projeto estrutural. São Paulo: Construção pesada.