



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

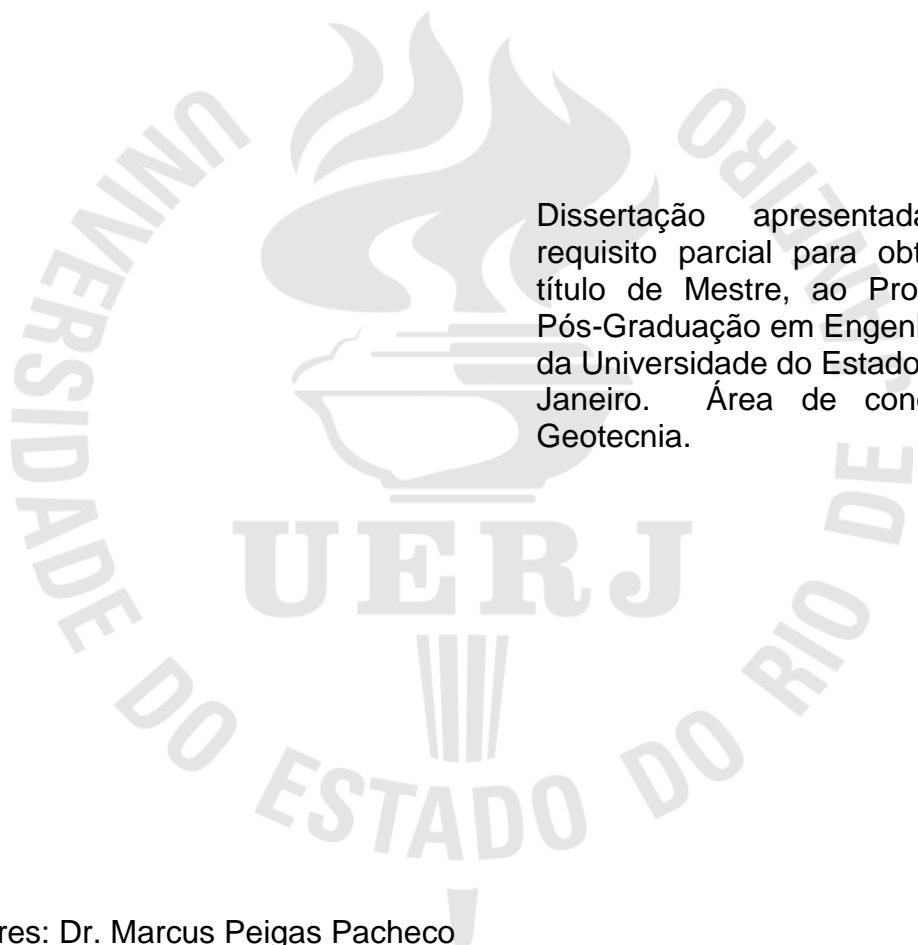
Emanuela Melo Soares da Silva

**Análise de Fundações Tracionadas com Aplicação da Teoria
Bayesiana**

Rio de Janeiro
2019

Emanuela Melo Soares da Silva

Análise de Fundações Tracionadas com Aplicação da Teoria Bayesiana



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Dr. Marcus Peigas Pacheco
Dra. Bernadete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S586 Silva, Emanuela Melo Soares da.
Análise de fundações tracionadas com aplicação da teoria bayesiana / Emanuela Melo Soares da Silva. – 2019.
194f.

Orientadores: Marcus Peigas Pacheco, Bernadete Ragoni Danziger.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Fundações (Engenharia) - Teses. 3. Engenharia geotécnica - Teses. 4. Teoria bayesiana de decisão estatística - Teses. 5. Confiabilidade (Engenharia) - Teses. I. Pacheco, Marcus Peigas. II. Danziger, Bernadete Ragoni. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.15

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Emanuela Melo Soares da Silva

Análise de Fundações Tracionadas com Aplicação da Teoria Bayesiana


Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 02 de Maio de 2019.

Banca Examinadora:



Marcus Peigas Pacheco - Presidente / Orientador
Faculdade de Engenharia - UERJ



Bernadete Ragoni Danziger - Orientador
Faculdade de Engenharia - UERJ



Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Faculdade de Engenharia - UERJ



Aureo Pinheiro Ruffier
Centro de Pesquisas de Energia Elétrica - CEPEL

Rio de Janeiro

2019

Para tudo há um tempo,
para cada coisa há um momento debaixo do céu:
tempo de nascer e tempo de morrer,
tempo de plantar e tempo de arrancar o que se plantou.
(Ec 3,1-2)

AGRADECIMENTOS

À Deus, por ter me permitido alcançar mais essa conquista.

Aos meus pais, que me apoiaram ao longo do caminho, que torceram pelo meu sucesso e que acreditaram a todo tempo que eu era capaz.

À minha irmã de vida, Juliana, que dividiu todos os bons e maus momentos ao longo do caminho, me dando ânimo pra continuar.

Ao meu orientador, Marcus Pacheco, pela paciência e compreensão nessa jornada, pela parceria e generosidade ao dividir comigo seus conhecimentos.

À minha orientadora, Bernadete Danziger, que me incentivou e acompanhou desde à graduação, sendo solícita e se fazendo presente sempre.

Ao professor Claudio Pereira Pinto, que não hesitou em contribuir com sua experiência, disponibilizando diversas planilhas de cálculo necessárias à aplicação do Método de Grenoble.

Aos professores da UERJ, que são exemplo, transformando as aulas em verdadeiras lições de vida e construindo amizades além classes. Que orgulho fazer parte dessa casa.

À minha família, que tantas vezes precisou compreender a minha ausência devido aos estudos, mas que sempre me apoiou nas minhas escolhas.

Aos amigos de colégio, faculdade e mestrado, que não só me ajudaram na formação profissional, mas também tornaram todo o processo muito mais agradável com a sua amizade.

Aos amigos do EJC Nossa Senhora da Paz, que foram a leveza necessária em meio às tantas demandas acadêmicas.

À Marte Engenharia, Leme Engenharia e Rio Energy Projetos, pelo enorme aprendizado em cada etapa do meu desenvolvimento profissional e pelas amizades que me proporcionaram.

RESUMO

Silva, E. M. S.; **Análise de fundações tracionadas com aplicação da teoria bayesiana**. 2019. 194f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

A área da Geotecnia traz consigo uma gama de incertezas, em especial no que se refere às fundações. Boa parte dessas incertezas são inerentes às condições de carregamentos, às nuances dos processos executivos, poucos dados de investigação e variabilidade do solo, entre tantas outras que têm influência direta na estimativa de capacidade de carga das mesmas. Em se tratando de fundações solicitadas a esforços não convencionais à construção civil, como é o caso de esforços de tração, tais incertezas se tornam ainda maiores, visto que se soma às condições já citadas também a dubiedade e adaptabilidade de métodos de cálculo. O objetivo da presente dissertação é a apresentação de diferentes métodos de cálculo para fundações solicitadas à tração e o estudo da confiabilidade desses métodos através de análises conceituais e técnicas. Neste processo, será utilizado conceito da Teoria Bayesiana, utilizando dados de ensaios de provas de carga à tração para atualização dos resultados esperados. Várias observações poderão ser realizadas acerca dos métodos disponíveis para cálculo de fundações sob efeito de tração e a aplicabilidade dos métodos desenvolvidos em cada tipo de fundação, seja direta, indireta e/ou indireta com alargamento de base. A continuidade deste estudo pode direcionar ao aprimoramento das metodologias de cálculo para estimativa de capacidade de carga de diferentes tipos de fundação solicitadas a esforços de tração levando, conseqüentemente, à maior segurança do empreendimento.

Palavras-chave: Fundações tracionadas; Confiabilidade; Estudo de Caso.

ABSTRACT

Silva, E. M. S.; **Analysis of tensioned foundations with the application of bayesian theory**. 2019.194f. MsC. Dissertation – Engineering College, Rio de Janeiro State University, Rio de Janeiro, 2019.

The Soil Mechanics area brings with it a range of uncertainties, in particular regarding to foundations. Some uncertainties are due to loading conditions, peculiarities in construction processes, field investigation data and soil variability, among many others that may directly influence the bearing capacity of the foundations.

When it comes to foundations under no conventional forces on construction, as is the case of uplift loads, these uncertainties become higher, whereas the dubiety and the adaptability add up to the above mentioned conditions of calculation methods. The present research objective is the presentation of different calculation methods to tensile foundations and the reliability study of these methods with conceptual and scientific analyses. In this process, will be performed by means of the Bayesian Theory, using the updated uplift load test data. Several observations can be made about the available methods to foundations submitted to uplift loads and the corresponding applicability to each type of foundation, like shallow or deep foundations. The continuity of this study can direct to the improvement of calculation methodologies to bearing capacity of different types of tensile foundations and, then, a greater security.

Keywords: Tensioned Foundations; Reliability; Case Study.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelos do Método de Cone	20
Figura 2 – Comparação de Ruffier dos Santos às considerações do Método de Cone e Método de Grenoble.....	20
Figura 3 - Modelos do Método do Cilindro de Atrito	22
Figura 4 - Modelo do Método de Balla	23
Figura 5 - Modelos do Método de Meyerhof e Adams.....	25
Figura 6 - Modelo do Método da Universidade de Duke	26
Figura 7 – Modelo do Método de Grenoble para Fundações sem base.....	27
Figura 8 - Modelos do Método de Grenoble para Fundações com base em Solos Fracos	27
Figura 9 - Modelos do Método de Grenoble para Fundações com base em Solos Resistentes.....	28
Figura 10 – Aplicação do Método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976)	31
Figura 11 – Exemplo de Curva para determinação de Carga de Ruptura pelo Método de Chin-Kondner	32
Figura 12 - Análise de Métodos de Interpretação de Curva Carga x Recalque de Provas de Carga Estática em Fundações	34
Figura 13 - Relação entre as distribuições "a priori", a função verossimilhança e a distribuição "a posteriori"	37
Figura 14 – Analogia a um Sistema de carregamento vertical distribuído em uma viga rígida	40
Figura 15 – Analogia a um Sistema de carregamento vertical distribuído em uma viga rígida	40
Figura 16 – Representação Esquemática de Transferência de Informações.....	41
Figura 17 – Analogia com Cargas aplicadas em uma Placa Rígida – Representação de duas variáveis	42
Figura 18 – Representação Esquemática de Transferência de Informações com duas variáveis randômicas.....	43
Figura 19 – Local das provas de carga / Torre da LT Adrianópolis – Grajaú	45
Figura 20 - Local das provas de carga / Platô com fundações locadas	46

Figura 21 – Planta Geral das Fundações	47
Figura 22 - Perfis Geotécnicos	48
Figura 23 – Geometria das Fundações Superficiais – Sapatas.....	52
Figura 24 – Geometria das Fundações Profundas – Tubulões	52
Figura 25 - Sistema utilizado para Prova de Carga a Tração.....	54
Figura 26 - Superfície de Ruptura a Tração - Estaca Cilíndrica	60
Figura 27 - Tubulão com base alargada e Sapata equivalente	62
Figura 28 - Superfície de Ruptura em Solo Categoria 1.....	62
Figura 29 - Superfície de Ruptura em Solo Categoria 2.....	64
Figura 30 – Comparação entre considerações do Método de Grenoble	78
Figura 31 - Caraterização de Distribuição Triangular	83
Figura 32 - Caraterização de Distribuição Retangular.....	84
Figura 33 – Comparação entre Estimativa “a priori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$ e o Resultado de Ensaio de Carga	86
Figura 34 – Comparação entre Estimativa “a priori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda = 0$ e o Resultado de Ensaio de Carga	87
Figura 35 – Comparação entre considerações do Método de Grenoble para resultados “a posteriori”	92
Figura 36 – Comparação entre Estimativa “a priori” e “a posteriori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	93
Figura 37 – Comparação entre Estimativa “a priori” e “a posteriori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda = 0$	94
Figura 38 – Comparação entre Estimativa “a posteriori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$ e o Resultado de Ensaio de Carga	95
Figura 39 – Comparação entre Estimativa “a posteriori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda = 0$ e o Resultado de Ensaio de Carga	96
Figura 40 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T1	98
Figura 41 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T2.....	99
Figura 42 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T3.....	100
Figura 43 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T4.....	100

Figura 44 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T5.....	101
Figura 45 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” da Sapata S1.....	101
Figura 46 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” da Sapata S4.....	102
Figura 47 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T6.....	103
Figura 48 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” da Sapata S3.....	103
Figura 49 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” da Sapata S2.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros do solo	51
Tabela 2 – Capacidades de Carga por Grenoble (1968), obtidos em Danziger (1983)	53
Tabela 3 – Cargas de Ruptura por Van der Veen/Aoki (1976), obtidos em Danziger (1983).....	55
Tabela 4 – Comparativo das estimativas e resultados, obtidos em Danziger (1983)	55
Tabela 5 - Agrupamento das Fundações	58
Tabela 6 - Resultados de Estimativa de Carga pelo Método de Grenoble.....	67
Tabela 7 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulões 1 e 2 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	68
Tabela 8 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 3 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	68
Tabela 9 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 4 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	69
Tabela 10 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 5 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	69
Tabela 11 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 6 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	70
Tabela 12 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 1 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	70
Tabela 13 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 2 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	71
Tabela 14 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 3 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	71
Tabela 15 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 4 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	72
Tabela 16 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulões 1 e 2 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda = 0$	73
Tabela 17 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 3 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda = 0$	73

Tabela 18 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 4 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$	74
Tabela 19 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 5 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$	74
Tabela 20 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 6 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$	75
Tabela 21 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 1 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$	75
Tabela 22 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 2 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$	76
Tabela 23 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 3 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$	76
Tabela 24 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 4 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$	77
Tabela 25 – Resumo de Estimativa de Capacidade de Carga obtida pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	80
Tabela 26 – Resumo de Estimativa de Capacidade de Carga obtida pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$	80
Tabela 27 – Cargas de Ruptura por Décourt.....	82
Tabela 28 – Resultados interpretados dos ensaios de carga extrapolados	83
Tabela 29 – Valores da Função Verossimilhança considerando Distribuição Triangular	84
Tabela 30 – Valores da Função Verossimilhança considerando Distribuição Retangular.....	85
Tabela 31 – Resultados “A Posteriori” considerando $c_{vc} = 0,30$, $c_{v\Phi} = 0,15$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular	89
Tabela 32 – Resultados “A Posteriori” considerando $c_{vc} = 0,30$, $c_{v\Phi} = 0,15$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular	89
Tabela 33 – Resultados “A Posteriori” considerando $c_{vc} = 0,30$, $c_{v\Phi} = 0,15$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular	90
Tabela 34 – Resultados “A Posteriori” considerando $c_{vc} = 0,30$, $c_{v\Phi} = 0,15$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular	90

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	16
1. Revisão Bibliográfica	19
1.1 Introdução	19
1.2 Capacidade de Carga das Fundações Tracionadas	19
1.2.1 Método do Cone	19
1.2.2 Método do Cilindro de Atrito	21
1.2.4 Método de Meyerhof e Adams (1968)	24
1.2.5 Método da Universidade de Duke (1969)	25
1.2.6 Método da Universidade de Grenoble (1968)	27
1.2.7 Métodos Empíricos Adaptados – Aoki e Velloso (1975) / Decourt e Quarema (1978)	29
1.3 Métodos de Extrapolação dos Resultados de Provas de Carga	30
1.3.1 Método de Van Der Veen (1953), modificado por Aoki (1976)	30
1.3.2 Método Chin-Kondner (1971)	32
1.3.3 Método de Décourt (1996)	33
1.4 Aplicação da Teoria Bayesiana ao Estudo da Confiabilidade das Fundações	35
1.4.1 Generalidades	35
1.4.2 Atualização da Capacidade de Carga à Tração através da Metodologia de Bayes	35
1.4.3 Determinação da Capacidade de Carga “a priori”, função de verossimilhança e capacidade de carga “a posteriori”	38
1.5 Método da Estimativa Pontual (PEM)	39
1.5.1 Método de Estimativa Pontual Bivariada	41
2. Caracterização de Caso	45
2.1 Generalidades	45
2.2 Dados Geotécnicos	45
2.2.1 Layout	46
2.2.2 Ensaios de Campo	48
2.2.3 Ensaios de Laboratório	49
2.2.4 Características do Solo	49
2.2.5 Parametrização das características do solo	50
2.3 Dados das Fundações	51
2.3.1 Geometria	51

2.3.2	Capacidade de Carga estimada	52
2.4	Prova de Carga	53
2.4.1	Generalidades	53
2.4.2	Extrapolação das Curvas para obtenção da Carga de Ruptura	54
3.	Estimativa da Capacidade de Carga à tração das Fundações	56
3.1	Generalidades	56
3.2	Valores esperados e Variância da Capacidade de Carga	57
3.3	Considerações e Simplificações adotadas	58
3.3.1	Separação por tipo de fundação	58
3.3.2	Simplificação do Método de Cálculo	58
3.3.3	Definição e análise dos parâmetros de solo variáveis	59
3.4	Metodologia de Grenoble (Martin, 1966; Biarrez e Barraud, 1968; et al)	59
3.4.1	Estacas Cilíndricas	60
3.4.2	Tubulões com base alargada e Sapatas	61
3.4.2.1	Estrutura apoiada em solo de Categoria 1	62
3.4.2.2	Estrutura apoiada em solo de Categoria 2	63
3.4.3	Coeficientes de Capacidade de Carga à Tração	65
3.4.3.1	Fator de capacidade de carga à tração decorrente do Atrito	66
3.4.3.2	Fator de capacidade de carga devido à Coesão	66
3.4.3.3	Fator de capacidade de carga devido à Sobrecarga	66
3.4.3.3.1	Fator de capacidade de carga devido ao peso do Maciço	66
3.5	Resultados das Análises para o Método de Grenoble	66
3.5.1	Resultados das Análises para o Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$	67
3.5.2	Resultados das Análises para o Método de Grenoble considerando ângulo de ruptura nulo ($\lambda=0$)	72
3.6	Comparação entre as Estimativas “A Priori” da Capacidade de Carga à Tração pelo Método de Grenoble com configurações da superfície de ruptura distintas ...	77
3.7	Resumo dos Resultados das Análises pelo Método de Grenoble	79
4.	Estabelecimento da Função de Verossimilhança da Capacidade de Carga das Fundações	81
4.1	Generalidades	81
4.2	Procedimento utilizado para análise dos resultados das provas de carga ...	82
4.2.1	Resultados obtidos por ensaios de Carga	82
4.2.2	Consideração de Distribuição da Função de Verossimilhança	82
4.2.2.1	Distribuição Triangular	83

4.2.2.2	Distribuição Retangular	84
4.3	Comparativo da Estimativa “a priori” e dos resultados obtidos para os ensaios extrapolados	86
5.	Atualização da Capacidade de Carga	88
5.1	Generalidades	88
5.2	Resumo dos Resultados do Valor esperado e Variância da Estimativa “a Posteriori”	88
5.2.1	Estimativas “a Posteriori” para o modelo “a priori” contemplando $\lambda \neq 0$...	88
5.2.2	Estimativas “a Posteriori” para o modelo “a priori” contemplando $\lambda = 0$	89
5.3	Comparação entre as Estimativas “A Posteriori” da Capacidade de Carga pelo Método de Grenoble com considerações distintas de comportamento de ruptura	91
5.4	Comparativo entre as Estimativas “A priori” e “A posteriori”	93
5.5	Comparação entre as Resistências Atualizadas (“A Posteriori”) com os Resultados dos Ensaios de Carga em campo	95
5.5.1	Consideração do Método de Grenoble contemplando $\lambda \neq 0$	95
5.5.2	Consideração do Método de Grenoble contemplando $\lambda = 0$	96
5.5.3	Considerações dos Resultados gráficos	97
5.6	Apresentação dos Resumos Gráficos da Atualização das Estimativas de Capacidade de Carga das Fundações solicitadas à Tração	98
6.	Conclusões	105
6.1	Estimativa “A Priori”	105
6.2	Função Verossimilhança	105
6.3	Estimativa “A Posteriori”	106
6.4	Comparação entre as Estimativas “A Posteriori” e “A Priori”	106
6.5	Comparação entre a Estimativa “A Posteriori” e os resultados dos Ensaios de Carga	107
7.	Sugestões para Pesquisas Futuras	108
	REFERÊNCIAS	109
	ANEXO A – RESULTADOS DE ENSAIOS DE SOLO E INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	114
	ANEXO B – TABELAS DO MÉTODO DE GRENOBLE	121
	ANEXO C – COMPARAÇÃO ENTRE ESTIMATIVAS “A PRIORI” DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE GRENOBLE COM CONSIDERAÇÕES DISTINTAS DE COMPORTAMENTO DE RUPTURA	141
	ANEXO D – RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CARGA	144
	ANEXO E – GRÁFICOS GERADOS PARA EXTRAPOLAÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA PELO MÉTODO DE DÉCOURT	156

ANEXO F – COMPARATIVO DA ESTIMATIVA “A PRIORI” E DO RESULTADO OBTIDO PARA OS ENSAIOS EXTRAPOLADOS.....	162
ANEXO G – RESUMO DOS RESULTADOS DO VALOR ESPERADO E VARIÂNCIA DA ESTIMATIVA “A POSTETIORI”.....	166
ANEXO H – COMPARAÇÃO ENTRE ESTIMATIVAS “A POSTERIORI” DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE GRENOBLE COM CONSIDERAÇÕES DISTINTAS DE COMPORTAMENTO DE RUPTURA	173
ANEXO I – COMPARAÇÃO ENTRE ESTIMATIVAS “A PRIORI” E “A POSTERIORI”	178
ANEXO J – COMPARAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS ATUALIZADAS (“A POSTERIORI”) COM OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA.....	186

INTRODUÇÃO

Relevância e Objetivos

As incertezas tão presentes na engenharia geotécnica influenciam diretamente a estimativa da capacidade de carga das fundações, seja em razão do tipo e velocidade de carregamento, na incerteza dos parâmetros do solo, nas condições decorrentes dos diferentes controles executivos, nos possíveis erros associados à execução ou, ainda, por adaptações necessárias aos modelos de cálculo empregados e suas condições de aplicação.

No caso de fundações solicitadas a esforços de tração, em se tratando de tipos de estruturas pouco convencionais, tais eventos associados a incertezas são consideravelmente mais frequentes em se comparando às solicitadas a compressão e/ou esforços transversais, visto que tais esforços são mais rotineiros e tem metodologia bastante consolidada, ao longo dos anos, na geotecnia.

O objetivo desta dissertação é a apresentação dos métodos de cálculo para fundações solicitadas a esforços de tração e o estudo da confiabilidade desses métodos, muitas vezes adaptados, utilizados corriqueiramente no dia a dia de projeto.

Neste procedimento, serão utilizados dados de registros de ensaios de provas de carga à tração de diferentes tipos de fundação em site específico, como função de verossimilhança para posterior atualização das estimativas de capacidade de carga através da aplicação dos conceitos da análise Bayesiana, assumindo que os parâmetros da distribuição probabilística são variáveis randômicas.

A incerteza das estimativas é modelada por distribuições “a priori” e “a posteriori”. A distribuição “a posteriori” é calculada pela atualização da distribuição “a priori”, utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contém a observação dos resultados obtidos através dos registros experimentais ‘in loco’.

O objeto de estudo são fundações de Linhas de Transmissão 500kV de Adrianópolis – Grajaú, no Rio de Janeiro, apresentadas e ensaiadas em Danziger (1983) e revisitadas pela autora na presente pesquisa.

Motivação

A disponibilidade dos dados detalhados em Danziger (1983), o pouco conteúdo científico realizado em torno de fundações submetidas à tração e o interesse da autora em compreender melhor a aplicação e a confiabilidade dos métodos de cálculo para fundações tracionadas motivaram a busca por um meio mais robusto de análise.

Esta aplicação resulta numa verificação da capacidade de carga usualmente estimada em projetos geotécnicos através de métodos convencionais. A disponibilidade de resultados de provas de carga nas fundações e a obtenção de parâmetros geotécnicos por ensaios de laboratório resultam na redução substancial das incertezas da estimativa.

Estrutura da Dissertação

Após esta introdução é apresentada no capítulo 2 uma revisão bibliográfica sobre o assunto, onde se procurou resumir os métodos usualmente empregados na estimativa da capacidade de carga das fundações quando solicitadas a esforços de tração. Há, ainda, a indicação dos conceitos da teoria Bayesiana para o estudo da confiabilidade das fundações e metodologia de aplicação desenvolvida para auxiliar sua aplicação.

O capítulo 3 resume os dados da obra, como a caracterização do subsolo, a geometria das fundações executadas e os resultados dos ensaios realizados.

O capítulo 4 trata da estimativa “a priori” da capacidade de carga das diferentes fundações, utilizando-se as diretrizes apontadas no Capítulo 2 e dados apresentados no Capítulo 3, junto às considerações obtidas pela experiência da autora. Vale ressaltar também as considerações para determinar o valor esperado e a variância da estimativa “a priori” para o método aplicado.

O capítulo 5 apresenta a retro-análise da capacidade de carga das fundações, a qual se constituirá na estimativa da distribuição probabilística de verossimilhança. É importante destacar que tal distribuição demandou estratégias específicas em seu tratamento estatístico, visto que os dados obtidos diretamente dos métodos apresentaram variação insuficiente para uma análise mais profunda, o que direcionou às adaptações necessárias elaboradas na pesquisa.

O capítulo 6 apresenta a atualização da capacidade de carga das fundações com a aplicação direta da teoria Bayesiana e as devidas comparações com as estimativas “a priori” e a verossimilhança. Neste capítulo se concentram as principais contribuições deste trabalho, uma vez que foram apresentados comentários relevantes sobre o produto desta pesquisa.

O capítulo 7 resume as principais conclusões da pesquisa enquanto o capítulo 8 apresenta as sugestões para trabalhos futuros nesta área.

1. Revisão Bibliográfica

1.1 Introdução

Este capítulo abrange uma revisão bibliográfica breve dos principais temas abordados no trabalho de pesquisa, como a capacidade de carga de fundações solicitadas a esforços de tração e a metodologia de atualização da capacidade de carga, a partir dos resultados dos ensaios de prova de carga, utilizando o enfoque de Bayes (Ang e Tang, 1984).

1.2 Capacidade de Carga das Fundações Tracionadas

Serão apresentadas formas de cálculo da capacidade de carga à tração para fundações a nível de projeto e as suas particularidades e considerações. O método matemático não será exposto em todas as citações, visto que o objetivo de cálculo se restringe aos métodos que apresentam concordância satisfatória com os resultados apresentados de ensaios, tendo Danziger (1983) como principal referência.

Deste modo, em geral, serão apresentadas suas condicionantes e aplicabilidade segundo os casos analisados e, adiante, quando pertinente, a explanação do método de cálculo a ser empregado no prosseguimento do presente estudo.

1.2.1 Método do Cone

Também conhecido como Método do Tronco de Cone (ou Pirâmide), este método consiste na mais antiga e simples formulação de determinação da capacidade de carga de fundações tracionadas.

Sua configuração é bem simples, pelo conceito de equilíbrio de forças verticais, onde a razão entre as forças resistentes de compressão e o esforço aplicado de tração deverá ser maior que o fator de segurança estabelecido.

Neste caso, a capacidade de carga se dá pelo peso próprio da fundação acrescido do peso de solo constituinte do tronco de cone que se forma no processo de arrancamento. Tal cone (ou pirâmide, dependendo da geometria da fundação envolvida) se forma da base da fundação até o nível do terreno, com um ângulo de abertura α ao longo do fuste, sendo este de valor estimado pela experiência e/ou a partir de provas de carga em escala real, não podendo ser determinado

analiticamente, uma vez que não depende dos parâmetros constitutivos do solo, Figura 1.

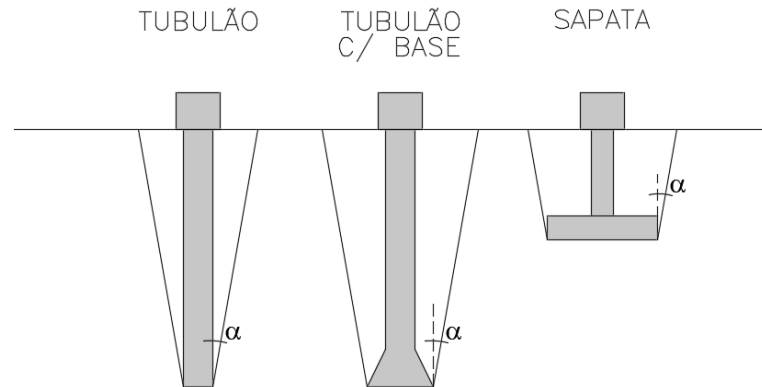


Figura 1 - Modelos do Método de Cone

Há autores que indicam o ângulo de abertura como sendo o próprio ângulo de atrito interno do solo, entretanto, Ruffier dos Santos (1985) ressalta que o ângulo α não se refere diretamente ao ângulo de arrancamento, tampouco ao ângulo de atrito do solo, mas apenas ao limite do volume geométrico que deve ser considerado, enquanto que a real superfície de ruptura tende a ser curvilínea.

Tal superfície pode ser, então, aproximada por uma reta de ângulo λ . Neste contexto, o valor de λ é relacionado à geometria e características do solo, compreensão essa que se apresenta no Método de Grenoble, a ser citado. A Figura 2 ilustra aspectos da geometria da inclinação na ruptura por diferentes métodos.

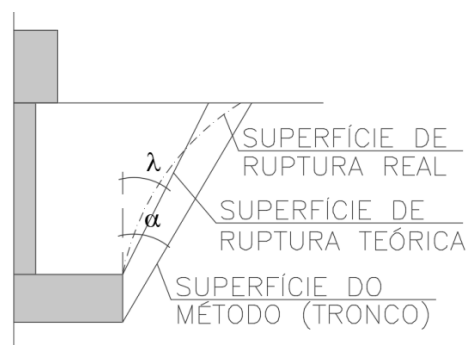


Figura 2 – Comparação de Ruffier dos Santos às considerações do Método de Cone e Método de Grenoble

Vale ressaltar, ainda, que por ser um método empírico, e conforme indicado acima, não é considerada nenhuma parcela de resistência de atrito ao longo do fuste, devido ao contato solo-estrutura e/ou resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, ou seja, esta parcela está implícita no ângulo α considerado.

Deste modo, é possível perceber que se trata de um método simplista e que conduz a resultados pouco confiáveis, tanto a favor, em se tratando do não acréscimo da resistência lateral, quanto contra a segurança, devido a estranheza do valor real do ângulo α .

Aplicável a sapatas e tubulões, a grande dificuldade deste método é a determinação prévia do ângulo de abertura do cone, visto que tais valores apresentam diferença considerável de caso a caso. Deste modo, Paladino (1985) indica que o mesmo só pode ser obtido de forma mais assertiva a partir de retro análises, apesar de haver uma gama de valores sugeridos em literatura.

Essa estimativa é feita, em geral, no intervalo de 15° e 30° . Contudo, vale ressaltar que o ângulo α é um parâmetro empírico que varia, aleatoriamente, segundo fatores como tipo de solo, tipo e dimensão da base, bem como da profundidade da fundação. Davison Dias (1987), por exemplo, grifa a discrepância de valores de α de projeto e obtidos em provas de carga. Esta discrepância foi detectada na faixa de até 54% contra a economia e 13% contra a segurança.

Posto isto, é notável a forte polêmica em relação ao método, de modo que o mesmo não costuma ser contemplado na prática cotidiana.

1.2.2 Método do Cilindro de Atrito

Este método é por muitos considerado uma evolução do método anteriormente citado. Seu desenvolvimento se baseia no equilíbrio de forças verticais, porém admite que a ruptura se dá ao longo de um cilindro (ou prisma), sem abertura do tronco ao longo do fuste, ou seja, com $\alpha = 0$.

Neste caso, a capacidade de carga se dá pela soma do peso próprio da fundação, do peso do solo contribuinte, caso aplicável, e da resistência lateral pela aderência solo-estrutura.

Assim, nota-se que a parcela do peso de solo só existirá em casos de sapatas e tubulões com base alargada, visto que para estacas e tubulões sem alargamento nenhum volume de solo seria mobilizado, ao contrário do item 1.2.1. A Figura 3 ilustra os modos de ruptura do método do cilindro de atrito.

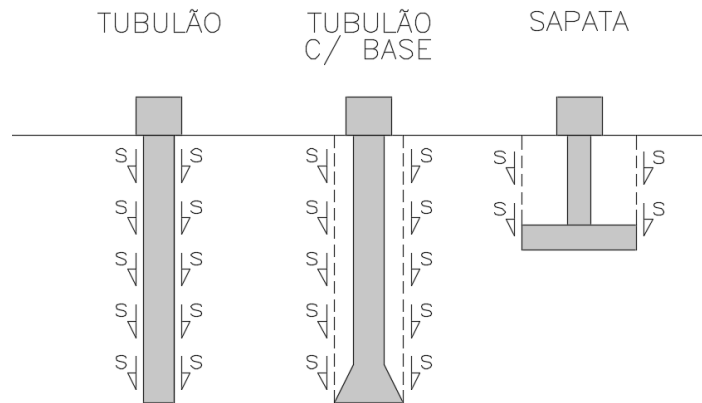


Figura 3 - Modelos do Método do Cilindro de Atrito

Assim, é importante observar que tal método apresenta uma maior aproximação da realidade segundo os princípios da Mecânica dos Solos, tendo como sua principal limitação, porém, a não observação da superfície de ruptura admitida, como indicado por Ruffier dos Santos (1985) e devidamente citado no método anterior.

Danziger (1983) ressalta, ainda, que não é feita nenhuma referência na literatura técnica sobre a determinação da tensão de aderência, a não ser através de empuxo horizontal multiplicado pela tangente de ângulo de atrito e somados às forças de coesão, ou simplesmente através de tabelas semi e/ou empíricas.

De toda forma, casos de estacas, tubulões sem base alargada e tubulões curtos com alargamento tendem a apresentar resultados confiáveis, próximos à realidade, de modo que as superfícies de ruptura são caracterizadas pela sua não abertura.

Semelhante ao método do Cone, deve ser estimado o fator determinante na estimativa de cálculo, o valor de adesão lateral. A dificuldade de previsão da mesma torna clara a limitação do método, de modo que tais grandezas vão se mostrando assertivas apenas à medida que há a experiência de ensaios em solos similares.

1.2.3 Método de Balla (1961)

Considerado o método moderno pioneiro neste tema, seu desenvolvimento foi baseado numa série de ensaios em modelos reduzidos em areias, permitindo uma ampla observação quantitativa e qualitativa de diversos fatores influenciadores da forma da superfície de ruptura.

Conceitua-se, principalmente, pela proposta de englobar ambos os entendimentos citados anteriormente: a capacidade de carga de uma fundação submetida à tração se dá pela soma de duas parcelas, sendo a primeira de peso próprio da fundação e do solo envolvido na superfície/volume de ruptura e a segunda proveniente das tensões resistentes de cisalhamento do solo mobilizadas ao longo da superfície de ruptura. Neste método, o ângulo proposto da superfície está ligado às características do solo local.

Visto isto, tem como seus principais conceitos a afirmativa de que a capacidade de carga aumenta tanto com o aumento da dimensão da base quanto com o aumento da profundidade de assentamento, e também indica que houve apenas uma única superfície de ruptura desenvolvida nos testes, sendo essa em forma curva abrindo na direção do nível do terreno, como ilustrada na Figura 4.

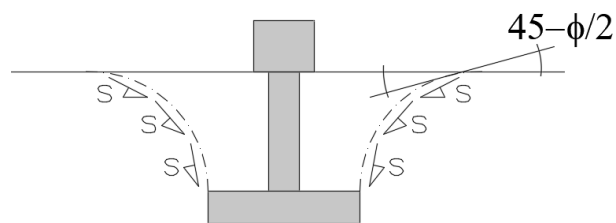


Figura 4 - Modelo do Método de Balla

Sua formulação é complexa, tendo sido desenvolvidos ábacos para obtenção de fatores necessários ao cálculo, sendo necessário ainda o conhecimento de parâmetros do solo, como coesão e ângulo de atrito interno, nem sempre de pronto acesso.

A aplicação do método de Balla apresentou bons resultados, contudo foi desenvolvido com base apenas em fundações de assentamento em pequenas profundidades.

Conforme destacado, tem como limitação o fato de ter sido desenvolvido apenas para fundações superficiais. Há também a condicionante da geometria circular, sendo necessário utilizar do artifício sugerido no método da Universidade de Grenoble, a ser exposto mais adiante, e realizar o dimensionamento com um raio equivalente, de modo que haja igualdade de perímetro entre ambas as formas da fundação.

A escolha pela semelhança de perímetro e não de área, como se pressupõe instintivamente, se dá pela consideração de que a ruptura em fundações superficiais ocorre ao longo de superfícies, que estão diretamente ligadas ao perímetro, onde são desenvolvidas as resistências ao cisalhamento.

Seus resultados se mostram consideravelmente bons quando utilizada a consideração de raio equivalente, mesmo se testado em solo coesivo, apesar de seu desenvolvimento para areias.

1.2.4 Método de Meyerhof e Adams (1968)

Este método foi originado por uma série de testes realizados em modelos de laboratório e em verdadeira grandeza, para fundações rasas e profundas, em argila e areia. Seu desenvolvimento se assemelha ao conceito aplicado pela teoria apresentada no item anterior, em se tratando de fundações a pequenas profundidades, porém com formulação particular.

Em se tratando de grandes profundidades, porém, considera que a superfície de ruptura não atinge o nível do terreno devido à compressibilidade e deformação da massa de solo; desta forma, calcula-se uma sobrecarga proveniente do peso próprio da camada de solo acima da superfície de ruptura.

Cabe salientar ainda que neste método é apresentada a concepção da capacidade de carga à tração como a soma das resistências da base e do fuste da fundação, o que será aplicável em métodos desenvolvidos posteriormente. O método é ilustrado na Figura 5.

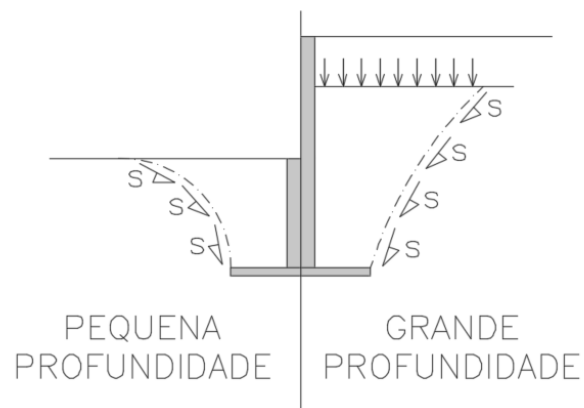


Figura 5 - Modelos do Método de Meyerhof e Adams

Esta conceituação apresentou resultados aceitáveis em se tratando de areia, com a necessidade de alguns ajustes no caso de areias mais densas, mas quando aplicado a solos argilosos os testes indicam que a teoria geral não se aplica, devido às trincas de tração desenvolvidas. Há ainda a particularidade de dever-se distinguir entre carregamentos de curta duração (não drenado) ou longa duração (drenado).

Para este método, há uma diferenciação de consideração para cálculo da capacidade de carga para sapatas, de modo que se deve considerar a superfície de ruptura a partir da camada de assentamento e, também, a partir da aresta superior da base. Tal comparação se fez necessária pela ausência de influência da espessura da base nos testes que deram origem ao método, visto que foram realizados com modelos em placas.

Os resultados apresentam ligeira tendência contra a segurança, sendo importante citar que a consideração da superfície de ruptura a partir da aresta superior apresenta ganho considerável quando comparada à superfície partindo da base, segundo Danziger (1983).

Vale ressaltar que tal método, devido ao desenvolvimento do modelo de cálculo para aplicação em placas, é inadequado para o caso de tubulões.

1.2.5 Método da Universidade de Duke (1969)

Desenvolvido através das pesquisas de Esquivel-Diaz (1967), Ali (1968) e Bhatnagar (1969), com filosofia baseada em testes em modelo reduzido analisando diferentes tipos de solos, este modelo procurou observar não apenas a superfície de ruptura

desenvolvida, como nos métodos já apresentados, mas também os deslocamentos da estrutura e do solo adjacente, de modo a investigar a mobilização do solo de forma mais abrangente.

Esta formulação, entretanto, apresenta compreensão bem particular, tendo sido proposta uma adaptação engenhosa da teoria de Vesic para expansão de cavidades.

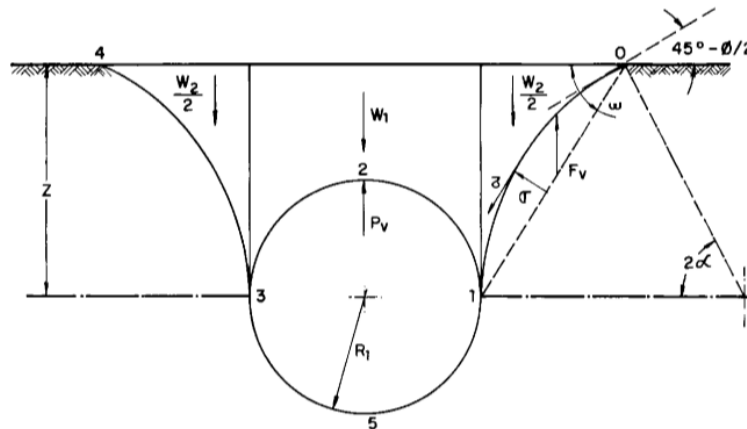


Figura 6 - Modelo do Método da Universidade de Duke
Danziger (1983)

É aplicada a teoria da tensão de ruptura desenvolvida por uma cavidade e superfícies de ruptura interceptando a mesma, sendo esta obtida considerando um equilíbrio estático da massa de solo interna à superfície de ruptura e o desenvolvimento da resistência ao cisalhamento ao longo da mesma. Assim, a capacidade de carga é determinada analogamente à ruptura da cavidade.

Este método não mostra aplicação a casos de fundações profundas, estendendo-se apenas às fundações em sapatas, sendo utilizado mesmo artifício de equivalência em raio, conforme já citado no item anterior.

Vale ressaltar que a carga de ruptura, por este método, é dada de forma indireta, através da determinação de uma tensão de ruptura. Para tanto, calcula-se as cargas considerando a área de atuação equivalente e a real. Faz-se necessária tal comparação devido a não exemplificação de casos circulares.

Os resultados obtidos mostram-se consideravelmente bons apesar de uma ligeira tendência contrária à segurança, revelando ainda que a hipótese considerando a área real, por fim, apresentando-se significativamente melhor.

1.2.6 Método da Universidade de Grenoble (1968)

O mais abrangente dos métodos apresentados, proposto por Martin (1966), Biarrez e Barraud (1968) entre outros, teve sua conceituação pautada não apenas em modelos reduzidos, mas também em um número elevado de provas de carga em escala natural. Trata-se da metodologia de cálculo mais recente e, talvez, a mais importante, quando se refere ao desenvolvimento voltado para esforços de tração. Devido à confiabilidade alcançada através de numerosos estudos e ensaios, pode-se considerar o método mais empregado, no Brasil, para verificação de capacidade de carga de fundações predominantemente submetidas à tração, como o caso em linhas de transmissão, como citado por Azevedo (2007).

Este método é mais abrangente, apresentando procedimentos de cálculo para distintos tipos de fundações e solo, englobando cada uma das possíveis combinações de prática, e indicando as nuances particulares a cada uma delas. As Figuras 7 a 9 ilustram alguns modelos de cálculo de fundações tracionadas contempladas no método desenvolvido em Grenoble; onde D é a profundidade da fundação e D_c é a profundidade crítica para a condição.

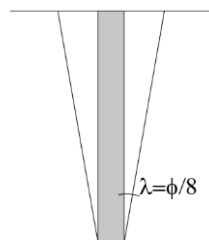


Figura 7 – Modelo do Método de Grenoble para Fundações sem base

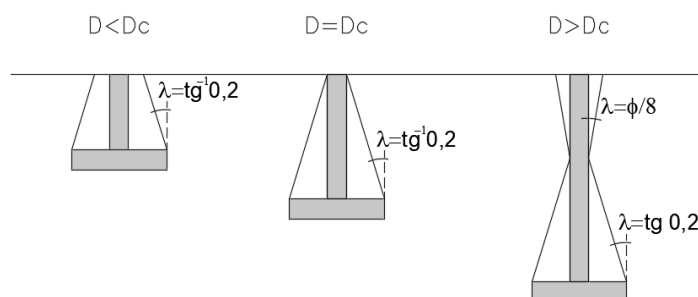


Figura 8 - Modelos do Método de Grenoble para Fundações com base em Solos Fracos

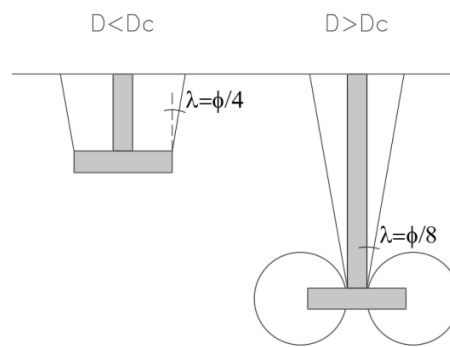


Figura 9 - Modelos do Método de Grenoble para Fundações com base em Solos Resistentes

Esta metodologia de cálculo apresenta a estimativa da capacidade de carga por parcelas de base e fuste, indicando as possíveis formas de ruptura em se tratando de solos fracos ou resistentes, assentamentos em profundidade maior ou menor que a crítica, ruptura generalizada ou localizada e, ainda, correlacionando os fatores utilizados, como ângulo de abertura λ da superfície de ruptura, com parâmetros básicos do solo.

Tendo assim, variadas considerações a ponderar, é usual calcular os valores correspondentes às situações possíveis e adotar a que apresentar menor valor, ou seja, àquela com maior tendência à situação de ruptura. Deste modo, é o procedimento que mostra resultados mais razoáveis no geral, visto sua amplitude de aplicação e equivalência ou menor incerteza quando comparado aos demais.

O método foi originalmente desenvolvido para condições de contorno bem definidas, não sendo necessário nenhum tipo de adaptação. Porém, quando conveniente, pode ser realizada análise com os valores de λ propostos pelo próprio método, e ainda com λ nulo.

O que se observa, no geral, é que em se tratando de sapatas, o método apresenta bons resultados, principalmente para valores de $\lambda \neq 0$, o que leva a crer que para tal modelo de fundação a ruptura se dá ao longo de uma superfície que abre na direção do terreno, o que se explica facilmente pela compactação do reaterro quando comparado ao solo natural. Por outro lado, para os tubulões, ambos os valores de λ se mostraram satisfatórios, podendo haver preferência, por parte dos projetistas, para a consideração de $\lambda = 0$, segundo Danziger (1983), o que pode levar ao entendimento

de que tal consideração representa tanto mais a realidade quanto maior for a profundidade relativa da fundação.

Dessa forma, o método ora em discussão é o que fornece melhores resultados, principalmente quando considerada a sua correspondência ao modelo original. Algumas sugestões são propostas, quanto a uma possível adaptação, para as fundações profundas, como indicado acima. Considerando tais fatos, o mesmo será detalhado posteriormente, visto que será utilizado como base para desenvolvimento da metodologia proposta no presente trabalho.

1.2.7 Métodos Empíricos Adaptados – Aoki e Velloso (1975) / Decourt e Quarema (1978)

A forma de cálculo aqui apresentada se refere ao uso dos métodos empíricos desenvolvidos para determinação da parcela de atrito lateral da capacidade de carga à compressão de fundações profundas, porém com adaptação da mesma para interpretação dos resultados a solicitações à tração.

Neste caso, é obtida a resistência à tração pela obtenção do atrito lateral computado pelos métodos tradicionais à compressão, o que traz consigo uma teoria similar ao método do cilindro de atrito, porém com linha determinística para obtenção da tensão de aderência.

Há, entretanto, que se valer de algumas considerações corriqueiras, como a diminuição de tal parcela, visto que o comportamento do solo à compressão e à tração não é o mesmo, e ainda a incorporação do peso próprio da fundação como resistente ao esforço de tração. Em contrapartida, em se tratado de fundação com alargamento de base e sapatas, tal aproximação se torna inviável, uma vez que o modelo necessitaria incorporar particularidades relevantes e que não são compreendidas no desenvolvimento de tais métodos (fundação superficial, atrito solo-solo, parcela referente à base, etc).

Sendo a utilização destes métodos mais simples e direta, porém incorrendo em inúmeras incertezas, conforme tantos dos demais métodos aqui explanados, é comum que seja utilizado de forma preliminar e/ou como ferramenta auxiliar ao método de Grenoble, para dimensionamento. Porém, seu uso nunca é indicado como o único determinante ao dimensionamento final.

1.3 Métodos de Extrapolação dos Resultados de Provas de Carga

O principal objetivo dos ensaios é verificar a capacidade de carga das fundações e compará-la à estimada pelos métodos propostos pelos diversos autores citados anteriormente.

Desta forma, as provas de carga possibilitam a determinação experimental da carga de ruptura, mesmo que não levadas à ruptura física. Para tanto, é possível extrapolar a carga de ruptura, nos casos onde não se atinge a ruptura nos ensaios, através de diferentes métodos, bem como a melhor compreensão do comportamento do sistema solo-estrutura nas condições apresentadas.

Considerando resultados obtidos nos ensaios realizados, houve casos em que a carga de ruptura do terreno foi atingida, atribuindo-se esta carga àquela correspondente ao estágio de carga que apresentou um deslocamento não estabilizado. Naqueles ensaios em que a carga de ruptura não foi encontrada diretamente no ensaio, houve necessidade de ser utilizado método para a extrapolação da curva para a determinação da ruptura convencional.

Há alguns métodos convencionalmente utilizados, através de ajuste de curva matemática e, segundo Bazant (1979), tais métodos baseiam-se nos mesmos princípios, diferindo entre si apenas no tratamento numérico utilizado para extrapolação da curva experimental. Assim sendo, a escolha por um modelo de extrapolação depende da interpretação frente ao comportamento da curva carga-recalque medida.

Nesta dissertação serão apresentadas algumas possíveis forma de obtenção da carga de ruptura, nos itens seguintes. Posteriormente, será ilustrada a aplicação do método selecionado à extrapolação dos ensaios realizados.

1.3.1 Método de Van Der Veen (1953), modificado por Aoki (1976)

O método propõe que a relação entre a carga aplicada e o deslocamento no topo apresente um aspecto exponencial, dado pelas Equações 1 ou 2.

$$P = Pr. (1 - e^{-ar}) \quad \text{(Equação 1)}$$

$$a.r + \ln(1 - P/Pr) = 0 \quad \text{(Equação 2)}$$

Onde, P é a carga aplicada durante o estágio cujo recalque medido é r ;

P_r é a carga de ruptura;

a é o coeficiente que define a forma da curva;

Num processo de tentativas, fixa-se o valor de P_r e desenha-se o gráfico com eixos coordenados $\ln(1 - P/P_r)$ e r . O valor de P_r que melhor se ajustar a uma reta, dentre todas aquelas tentativas (curva de maior coeficiente de correlação), a de maior coeficiente de correlação, corresponderá ao valor de ruptura. O coeficiente angular desta reta será o valor de a .

Aoki (1976), apud Cintra e Aoki (2010), propôs uma extensão desse método, considerando que a reta ajustada não passasse necessariamente pela origem do sistema de coordenadas. Foi proposto, desta forma, um melhor ajuste contemplando um intercepto linear na origem. Assim, pode ser expressa pela Equação 3.

$$P = P_r \cdot (1 - e^{-(ar+b)}) \quad \text{(Equação 3)}$$

A seguir, na Figura 10, é apresentado aplicação do método de forma gráfica.

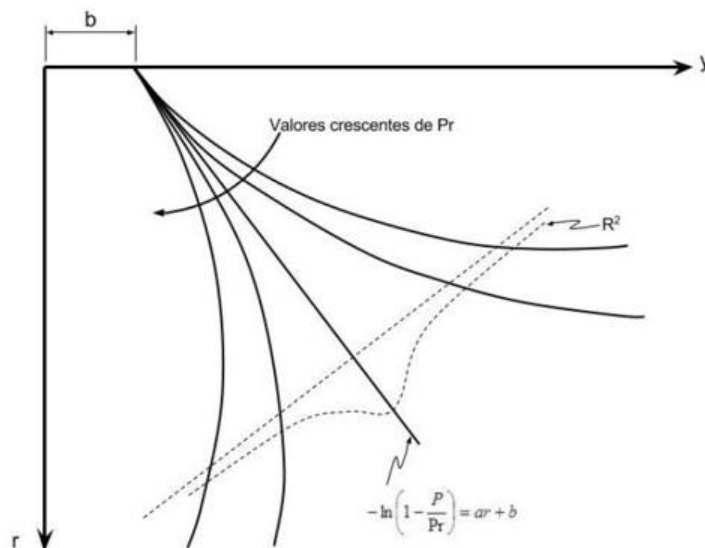


Figura 13 – Método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976)

Fonte: Adaptado de Aoki (1976)

Figura 10 – Aplicação do Método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976)

Adaptado de Aoki (1976)

Selecionam-se, assim, diferentes valores Pr até que se obtenha a melhor correlação (R^2) para os valores de carga aplicados no ensaio.

1.3.2 Método Chin-Kondner (1971)

O método proposto por Chin-Kondner consiste em dividir cada recalque pela respectiva carga aplicada e colocá-lo no eixo das ordenadas. No eixo das abscissas, colocam-se os recalques obtidos durante a prova de carga estática correspondentes à relação recalque carga, formando um par ordenado.

A carga limite última, ou de ruptura, é dada, então, como o inverso da inclinação da linha formada pelos pontos plotados no gráfico da Figura 11, conforme equação a seguir (França, 2011).

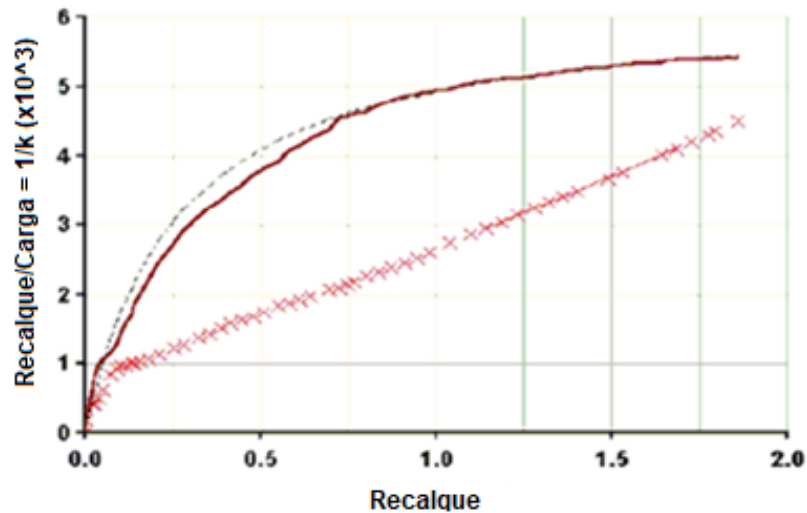


Figura 11 – Exemplo de Curva para determinação de Carga de Ruptura pelo Método de Chin-Kondner
Fellenius (2006)

Ainda é proposta por Chin (1978) uma tentativa de identificar as parcelas de resistência referentes à base e ao fuste, a partir da interpretação dos dados obtidos. Neste caso, o comportamento exposto na Equação 4 se dá em casos de predominância de ponta.

$$Pr = \frac{1}{\beta} \quad \text{(Equação 4)}$$

Quando dois segmentos de reta se mostrarem mais condizentes, o coeficiente β deverá ser decomposto, de modo que o primeiro segmento terá sua inclinação dada por β_1 e a segunda inclinação β_2 , podendo-se concluir as Equações 5 e 6.

$$P_{r^{fuste}} = \frac{1}{\beta_1} \quad \text{(Equação 5)}$$

$$P_{r^{total}} = \frac{1}{\beta_2} \quad \text{(Equação 6)}$$

Dessa forma, tal interpretação permite ainda a investigação de casos em que ocorram danos às estacas durante sua execução. Neste caso, deve-se atentar para discrepância entre os valores esperados, como situações de $P_{r^{fuste}} > P_{r^{total}}$. Além deste aspecto, há ainda que se atentar para a possibilidade da não adequação de extrapolação por formulação hiperbólica, ou para a possibilidade de ocorrência de erros de medidas em campo, não considerados.

1.3.3 Método de Décourt (1996)

Conhecido como o Método da Rigidez, o mesmo se utiliza do conceito da relação entre a carga aplicada e o respectivo recalque. Desta forma, é elaborado um gráfico no qual a carga aplicada compõe o eixo das abscissas e a rigidez compõe as ordenadas (França, 2011).

Segundo Décourt (1996) “o gráfico de rigidez permite visualizar claramente a que distância se está da ruptura física, que por sua vez é definida de forma clara e precisa, por extrapolação linear ou logarítmica, como sendo o ponto de carga da curva $P \times r$ correspondente à rigidez nula”.

Para tanto, é possível, através do gráfico, obter a identificação de dois tipos de ruptura:

- Ruptura Física: caracterizada pela rigidez nula, consiste no que seria uma deformação infinita para uma determinada carga aplicada, o que é impossível na prática da engenharia;
- Ruptura Convencional: definida por um recalque do topo da estaca, por exemplo, de 10% do diâmetro da mesma, Figura 12.

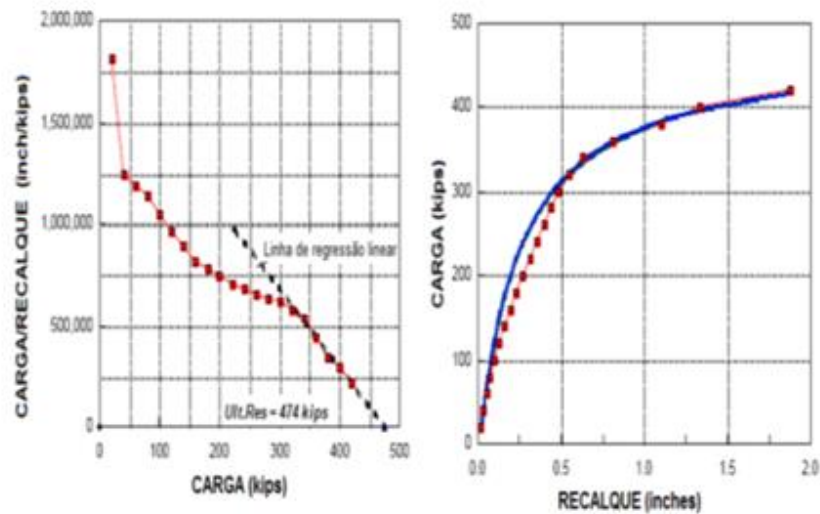


Figura 12 - Análise de Métodos de Interpretação de Curva Carga x Recalque de Provas de Carga Estática em Fundações
Aguiar et al (2016)

Desta forma, sabendo que tipicamente a rigidez diminui com o aumento da carga, na possibilidade de levar os ensaios à valores pequenos de rigidez, será possível a obtenção de rigidez nula, que por definição está associada à carga de ruptura física, através de extrapolações criteriosas (Nienov, 2006).

A mesma relação pode, ainda, ser calculada pela relação genérica $K = P/r$, de modo que ao aumentar os carregamentos, a rigidez da fundação tenderia a zero, enquanto o recalque tenderia a infinito e a carga aplicada se apresenta como carga última.

A aplicação se dá, portanto, pela hipótese de uma variação linear expressa pela Equação 7, de modo que para $K=0$ obtém-se $P=Pr$, expresso na Equação 8.

$$K = \alpha + \beta Q \quad \text{(Equação 7)}$$

$$Pr = -\frac{\alpha}{\beta} \quad \text{(Equação 8)}$$

Tal leitura se faz, então, de forma mais direta que as demais, seja analítica ou graficamente.

1.4 Aplicação da Teoria Bayesiana ao Estudo da Confiabilidade das Fundações

1.4.1 Generalidades

Lacasse e Nadim (1994) destacam sobre as incertezas presentes na estimativa da capacidade de carga e na necessidade de sua avaliação, visando um enfoque de projeto mais robusto, baseado na confiabilidade.

A análise da confiabilidade permite que se mapeie e avalie as incertezas, através da distribuição estatística das estimativas de projeto, permitindo uma melhor avaliação da capacidade de carga inerente a determinado local.

É possível observar, e intuir, que quanto maiores os coeficientes de variação da capacidade de carga de uma região representativa do ponto de vista geotécnico, maior será a probabilidade de ruptura (p_f) e menor será o índice de confiabilidade (β).

Conforme transcrito em Cabral (2008), Lacasse e Nadim (1994) citam uma comunicação pessoal de Robert Olesen, do Det Norske Veritas Research, de que “é melhor se estar provavelmente correto do que exatamente incorreto”.

A proposta da utilização da atualização de Bayes visa minimizar as incertezas relativas às previsões, de modo a agregar registros experimentais às estimativas, proporcionando maior confiabilidade ao projeto.

1.4.2 Atualização da Capacidade de Carga à Tração através da Metodologia de Bayes

O enfoque de atualização da capacidade de carga das fundações solicitadas à esforços de tração utilizando a metodologia de Bayes é uma aplicação de conceitos da probabilidade condicional.

Bayes (1763) assume como variáveis randômicas os parâmetros da distribuição probabilística empregada. A incerteza dos parâmetros é modelada por distribuições “a priori” e “a posteriori”, de modo que a segunda é calculada pela atualização da primeira, utilizando uma função de máxima verossimilhança, que é desenvolvida utilizando como base os dados obtidos por determinada observação e/ou experimentos.

Tal teorema, segundo Pacheco (2018) e remetendo-se a Harr (1987) e Ang e Tang (1984), apresenta grande benefício se empregado às aplicações de Engenharia e é resultante de regra da multiplicação, podendo, ainda, ser interpretada como uma média ponderada, disposta na Equação 9, o que a torna muito útil na atualização de probabilidades.

$$p(A_i|B) = \frac{p(B|A_i).p(A_i)}{\sum_{i=1}^m p(B|A_i).p(A_i)} \quad \text{(Equação 9)}$$

Tem-se:

$p(A_i|B)$ como a probabilidade (condicional) de ocorrência do evento A_i , dado que o evento B ocorreu, também chamada de probabilidade posterior (ou “a posteriori”);

$p(B|A_i)$ como a probabilidade (condicional) de ocorrência do evento B, dado que o evento A_i ocorreu, representando a nova informação (ou função de verossimilhança);

$p(A_i)$ como a probabilidade de ocorrer o evento A_i , também chamada de probabilidade anterior (ou “a priori”);

$\sum_{i=1}^m p(B|A_i).p(A_i)$ como o fator de normalização ou ponderação.

Tal enfoque será utilizado no presente trabalho para atualizar o valor esperado, bem como a variância, da distribuição probabilística da capacidade de carga à tração a priori de um conjunto de fundações implantadas e ensaiadas, contemplando tanto fundações profundas e rasas, com diferentes geometrias entre si.

A metodologia de Bayes permite que uma análise subjetiva, baseada em cálculos realizados “a priori”, sejam combinadas com observações objetivas (função de verossimilhança), sendo neste caso os registros obtidos por provas de carga nas fundações, resultando numa estimativa atualizada da capacidade de carga das fundações ao esforço de tração.

Desta forma, como a nova estimativa é baseada em informações adicionais, as incertezas são menores, o que justificaria o emprego de um fator de segurança menor. Porém, por se tratar de uma análise em que os métodos utilizados, em sua grande maioria, necessitam de adaptações e/ou tem como conceito base comportamentos de difícil compreensão, o intuito do presente estudo se volta à verificação da assertividade dos cálculos com auxílio de análises estatísticas.

A metodologia é ilustrada a seguir, na Figura 13, tendo sido originalmente publicada por Guttormsen (1987) e reproduzida por Cabral (2008).

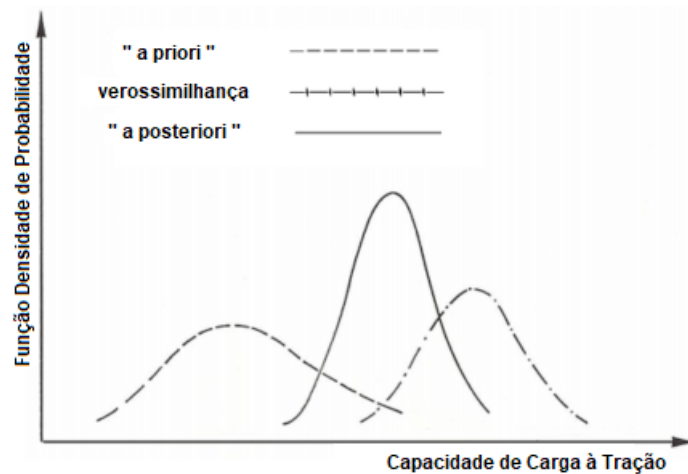


Figura 13 - Relação entre as distribuições "a priori", a função verossimilhança e a distribuição "a posteriori"

Cabral (2008) - Adaptado

Guttormsen (1987) comenta, ainda, que a aplicação dessa ferramenta auxilia os engenheiros envolvidos na avaliação e destaca a importância do acúmulo de registros que permitam maior extensão de informações para nortear eventuais tomadas de decisão in loco, quanto ao desempenho das estruturas previamente dimensionadas.

Como mencionado por Vrouwenvelder (1992), a estimativa atualizada da resistência do solo pode ser obtida pela execução de provas de carga estáticas e ensaios de carregamentos dinâmicos e/ou do simples acompanhamento do processo de instalação de estacas, por exemplo. Em função dos dados obtidos, é possível atualizar a estimativa de capacidade de carga, de forma que, por se tratar de informações adicionais às previamente utilizadas, as incertezas são consideravelmente diminuídas, o que pode fundamentar a escolha pela consideração de um fator de segurança menor que o comumente aplicável.

Vrouwenvelder (1992), em referência aos trabalhos de Lacasse et al (1989), que resumem as análises realizadas por Guttormsen (1987), apresenta, ainda, um apanhado de diferentes métodos de ensaio e da forma como os resultados daqueles podem ser combinados para se obter uma estimativa atualizada, sendo estes adaptados e aplicados ao presente trabalho.

A distribuição da resistência “a priori” será detalhada no Capítulo 4, a distribuição da função de verossimilhança no Capítulo 5 e a distribuição da resistência “a posteriori”, ou atualizada, no Capítulo 6.

Uma explanação mais completa da teoria de Bayes pode ser encontrada em bibliografia específica de estatística aplicada à engenharia, como Ang e Tang (1984).

1.4.3 Determinação da Capacidade de Carga “a priori”, função de verossimilhança e capacidade de carga “a posteriori”

Conforme citado e ilustrado anteriormente, o teorema de Bayes permite a obtenção da distribuição “a posteriori”, a partir da estimativa da distribuição “a priori” e da distribuição da função verossimilhança, que pode ser identificado pela função densidade de probabilidade da capacidade de carga na Figura 13.

Lacasse e Goulois (1989) e Lacasse et al (1991) indicam a possibilidade de cálculo da estimativa do valor esperado, e da variância da capacidade de carga atualizada, “a posteriori”, em função do valor esperado e da variância da estimativa “a priori” e da distribuição probabilística da função de verossimilhança, apresentadas respectivamente nas Equações 10 e 11 a seguir.

$$\mu_Q = \frac{\sigma_Q^{2,L} \cdot \mu_Q^P + \sigma_Q^{2,P} \cdot \mu_Q^L}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad \text{(Equação 10)}$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2,L} \cdot \sigma_Q^{2,P}}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad \text{(Equação 11)}$$

Tem-se, então, na Equação 10, designado o valor esperado de capacidade de carga atualizado representado por μ_Q , ou seja, o valor obtido “a posteriori”; sendo as parcelas constituintes do seu cálculo o valor esperado de capacidade previsto pelos métodos de cálculo, ou seja, “a priori”, e o valor obtido através dos registros realizados nos ensaios associados, ou seja, função de verossimilhança, representados respectivamente por μ_Q^P e μ_Q^L .

Já na equação 11, tem-se designado a variância da distribuição atualizada da capacidade de carga das fundações, ou seja, “a posteriori”; de modo que as parcelas constituintes do seu cálculo são a variância da distribuição prevista pelos métodos de capacidade de carga, ou seja, “a priori”, e a variância dos registros obtidos dos ensaios

associados, ou seja, função de verossimilhança, representados respectivamente por $\sigma_Q^{2,L}$ e $\sigma_Q^{2,P}$.

É válido ressaltar, ainda, que as equações previamente apresentadas e futuramente empregadas no presente estudo são exatamente as compiladas por Vrouwenveler (1992) e detalhadas por Cabral (2008), de forma que para maior profundidade na interpretação das mesmas é aconselhável a leitura dos citados autores.

1.5 Método da Estimativa Pontual (PEM)

O método conhecido como expansão em série de Taylor necessita da avaliação de derivadas da “função de performance”, variando das mais simples às de resolução mais complexa, quando a função é dada implicitamente em forma de tabela ou gráficos ou, ainda, através do método dos elementos finitos. Mais recentemente vem sendo amplamente utilizado o método de simulação de Monte Carlo, onde as distribuições das variáveis são geradas randomicamente, ao custo, entretanto, de intenso esforço computacional. Alternativamente, o método da estimativa pontual vem contornar tais dificuldades e, por essa razão, foi aquele selecionado para as análises probabilísticas desta dissertação.

Esse método, apresentado pela primeira vez por Rosenblueth (1975), posteriormente estendido em 1981 pelo mesmo autor, tem sido considerado bastante satisfatório, de modo que vem sendo ampliado e desenvolvido em publicações como a de Grivas (1977), Harr (1987) entre outros.

Vale lembrar que pode ser estipulada uma analogia entre a distribuição de probabilidade e o carregamento vertical distribuído em uma viga rígida, de modo que o valor esperado é análogo ao ponto de equilíbrio da aplicação da força (em magnitude unitária) ou o centro do carregamento, e o desvio padrão é o seu ângulo de rotação, conforme é possível analisar nos esquemas abaixo, Figura 14.

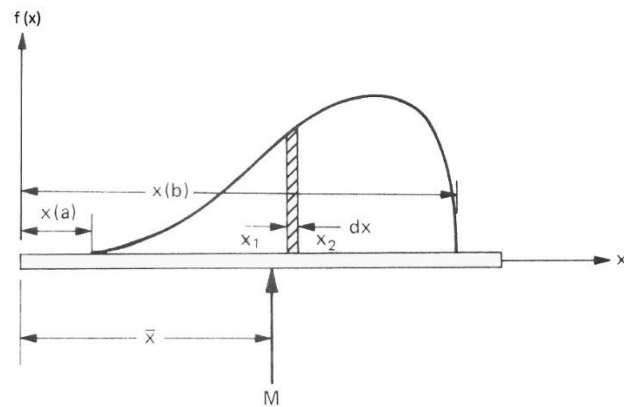


Figura 14 – Analogia a um Sistema de carregamento vertical distribuído em uma viga rígida
Harr (1987)

Conceitualmente, o valor esperado e o desvio padrão fornecem informações sobre a tendência central e dispersão da variável. Desta forma, Rosenblueth (1975) sugere que esta informação pode ser retirada da analogia com a viga rígida, sendo esta, porém, apoiada por duas reações, com a reação p_- atuando em x_- e a reação p_+ atuando em x_+ , de modo que tais reações (p_- e p_+) podem ser chamadas de Estimativa de dois pontos da distribuição $f(x)$.

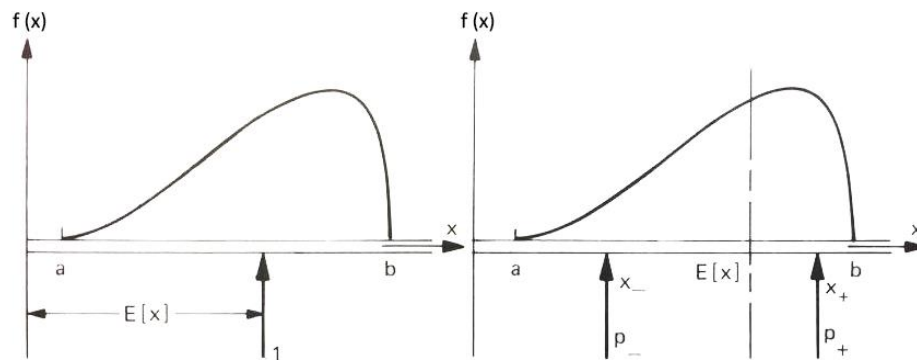


Figura 15 – Analogia a um Sistema de carregamento vertical distribuído em uma viga rígida
Harr (1987)

Os momentos, interpretados pelo simbolismo da probabilidade comum, especificado por quatro equações com quatro variáveis e devidamente analisadas e reduzidas, pode enfatizar que as estimativas pontuais e seus pontos de aplicação, na teoria, servem para transferir informação sobre a distribuição da variável, o que ficará ainda mais evidente com a aplicação do método em si.

Tendo a informação referente aos três primeiros momentos de uma variável randômica x , o que se pode dizer de uma variável randômica dependente $y = y(x)$ com apenas x , $\sigma[x]$ e o coeficiente de assimetria da distribuição, $\beta(1)$, conhecidos, são obtidos, através das equações, x_- , x_+ , p_- e p_+ mostradas esquematicamente na figura a seguir:

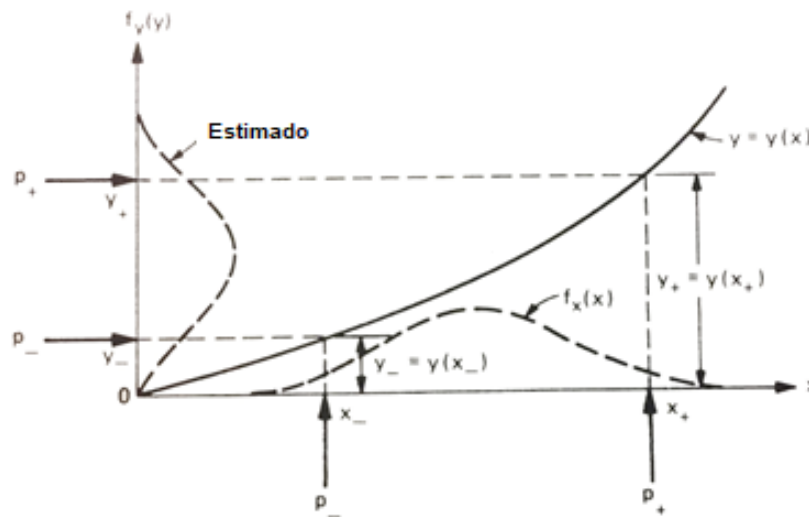


Figura 16 – Representação Esquemática de Transferência de Informações
Harr (1987)

Essa informação sobre a distribuição de x , desconhecida, produz duas estimativas da variável y , y_- e y_+ , ou seja, a informação sobre a variável x é transferida através da relação funcional entre x e $y(x)$ para proporcionar a obtenção de y_- e y_+ . As duas funções de ponderação p_- e p_+ irão dimensionar tais estimativas.

Supondo, em um caso genérico, que se tenha apenas informações sobre o valor esperado e o coeficiente de variação, ou do desvio padrão, de x , é possível admitir como boa aproximação prática apenas os dois primeiros momentos, desprezando-se possíveis assimetrias da distribuição, isto é, fazendo-se $\beta(1)=0$.

1.5.1 Método de Estimativa Pontual Bivariada

Para duas variáveis randômicas, Rosenblueth (1975) considera a distribuição probabilística análoga à distribuição de carga vertical sobre uma placa rígida, apoiada por quatro pontos, p_{++} , p_{+-} , p_{-+} , p_{--} . A Equação 12, explicitada pelas Equações 13 a 15, apresenta o M^0 momento da relação funcional $y = y(x_1, x_2)$.

$$E[y^M] = p_{++}y_{++}^M + p_{+-}y_{+-}^M + p_{-+}y_{-+}^M + p_{--}y_{--}^M \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

$$y_{\pm\pm} = y(\bar{x}_1 \pm \sigma[x_1], \bar{x}_2 \pm \sigma[x_2]) \quad (\text{Equação 13})$$

$$p_{++} = p_{--} = \frac{1+\rho}{4} \quad (\text{Equação 14})$$

$$p_{+-} = p_{-+} = \frac{1-\rho}{4} \quad (\text{Equação 15})$$

Nestas equações, ρ é coeficiente de correlação entre x_1 e x_2 e $\bar{x}_1 = E[x_1]$ e $\bar{x}_2 = E[x_2]$. Essa influência do coeficiente de correlação nos fatores de ponderação é vista na Figura 17 a seguir:

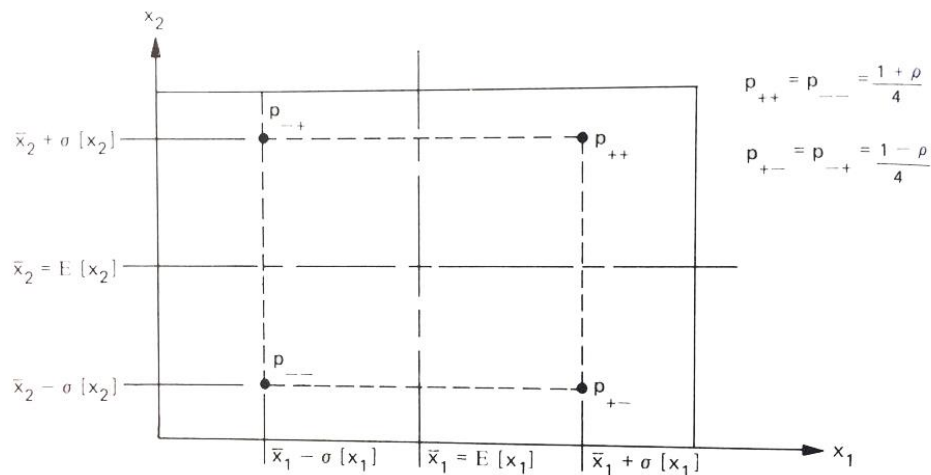


Figura 17 – Analogia com Cargas aplicadas em uma Placa Rígida – Representação de duas variáveis
Harr (1987)

É verificado, porém, que conforme mais informações são consideradas, a incerteza tende a diminuir e a confiabilidade aumentar. Por exemplo, é conhecido que a capacidade de carga de uma fundação não pode ser negativa, ou seja, o valor mínimo possível é zero. Por conceito, enquanto também é esperado que a demanda seja uma variável randômica, a medida relativa a máxima demanda irá fornecer um limite superior de falha e conseqüentemente um limite inferior para a confiabilidade.

O que se pode verificar é que o fator de segurança, por si só, é uma variável randômica. Os valores esperado e de coeficiente de variação são vistos de modo a aumentar, enquanto o coeficiente de correlação se torna mais positivo, com a

mudança do valor esperado sendo consideravelmente moderado. Por exemplo, a probabilidade de falha aumentada na mesma ordem de grandeza que o coeficiente de correlação variou de -1 a +1, o que é consistente com a física do problema. Dado um valor menor para um parâmetro de força, uma alta correlação negativa prescreveria um alto valor do outro, por outro lado para uma alta correlação positiva, se um é fraco o outro também o será.

Sumarizando o PEM para duas variáveis randômicas, uma representação esquemática para a função $y = y(x_1, x_2)$ é mostrada a seguir, na Figura 18.

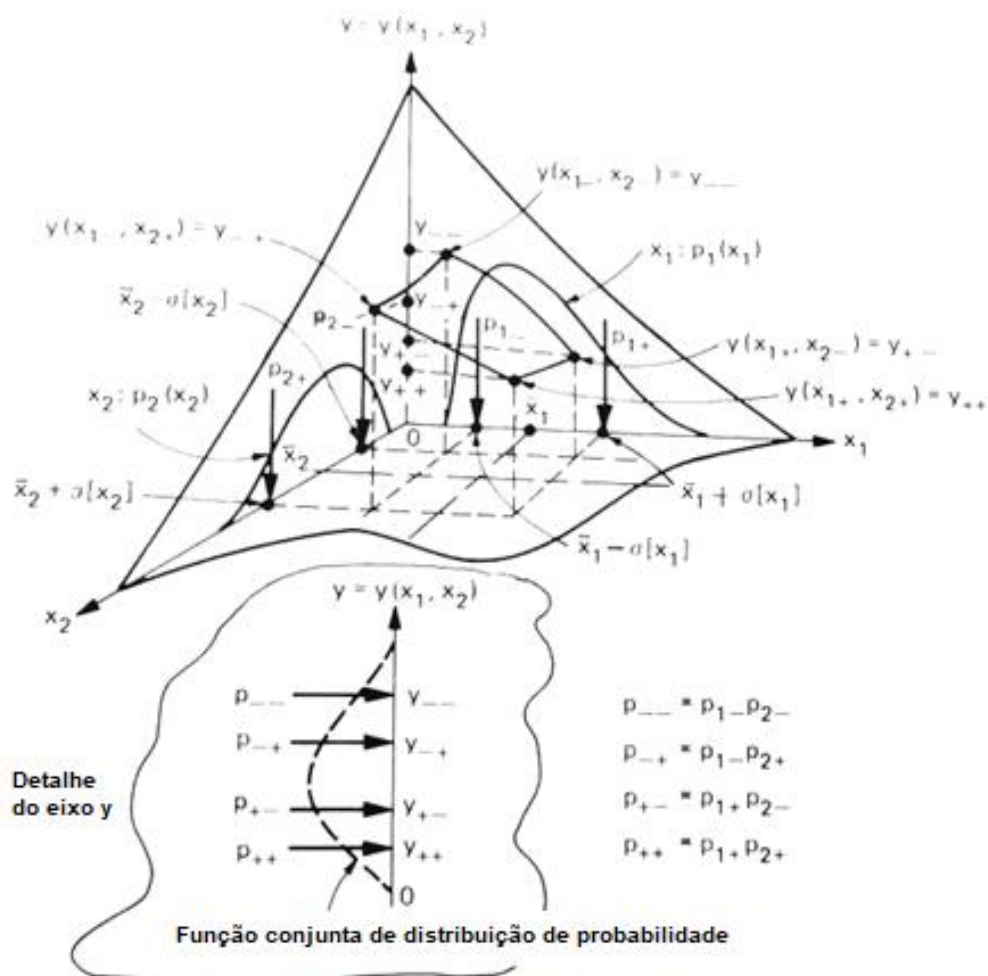


Figura 18 – Representação Esquemática de Transferência de Informações com duas variáveis randômicas
Harr (1987)

Cinco dados informativos se fazem necessários: $E[x_1] = \bar{x}_1$; $E[x_2] = \bar{x}_2$; σ_{x_1} ; σ_{x_2} e $\rho_{x_1 x_2}$.

Como já indicado anteriormente, os valores de $x_1 + \sigma x_1$ e $x_2 + \sigma x_2$ são calculados, o que localizará os pontos de ação das funções de ponderação p_{ij} , ao longo do eixo y , como é possível ver no detalhe ilustrado. Na teoria, estes transferem a informação das duas variáveis independentes para a variável dependente através da relação funcional $y = y(x_1, x_2)$. As funções de ponderação p_{ij} ajustam então essa informação sobre as variáveis com base na correlação entre as duas. Por fim, a distribuição probabilística conjunta é gerada usando a equação, cujas confirmações das instruções probabilísticas podem ser feitas em relação à variável aleatória y .

2. Caracterização de Caso

2.1 Generalidades

Os dados e registros expostos tratam-se originalmente de um conjunto de fundações de Linha de Transmissão de 500kV, circuito duplo, Adrianópolis – Grajaú, da Light – Serviços de Eletricidade S.A – Rio de Janeiro, Figura 19, submetidas a provas de carga e detalhadas na pesquisa de Danziger (1983).



Figura 19 – Local das provas de carga / Torre da LT Adrianópolis – Grajaú
Danziger (1983)

As fundações da torre, solicitadas a esforços de compressão, horizontal e tração, sendo a resistência à última solicitação o assunto foco do presente trabalho. O esforço solicitante à tração é da ordem de 2000kN, o que na época caracterizou como a primeira torre de linha de transmissão no Hemisfério Sul com solicitações desta magnitude, em estrutura metálica de aproximadamente 90 metros de altura.

2.2 Dados Geotécnicos

Dos dados aqui expostos, reunidos por Danziger (1983) e originalmente apresentados por Barata et al (1978), dar-se-á a apresentação esquemática das fundações ensaiadas e os pontos onde foram realizados os ensaios, os tipos e resultados dos

ensaios realizados e demais considerações que sejam pertinentes à aplicação de metodologias escolhidas.

2.2.1 Layout

O local selecionado para realização das provas de carga foi em um platô, terraplenado em no topo de uma colina, de aproximadamente 40x50m de área, com terreno predominantemente de solo residual, Figura 20. Tal escolha se deu pela ausência, na época, de estudo neste tipo de solo.



Figura 20 - Local das provas de carga / Platô com fundações locadas
Danziger (1983)

Para tanto, foi constituído um layout, conforme Figura 21, de modo a permitir a execução dos ensaios. Vale ressaltar que as áreas geotecnicamente similares foram de determinação desta autora, em coerência com o estudo já realizado originalmente, de modo a direcionar para os dados utilizados futuramente em estimativas de cálculo.

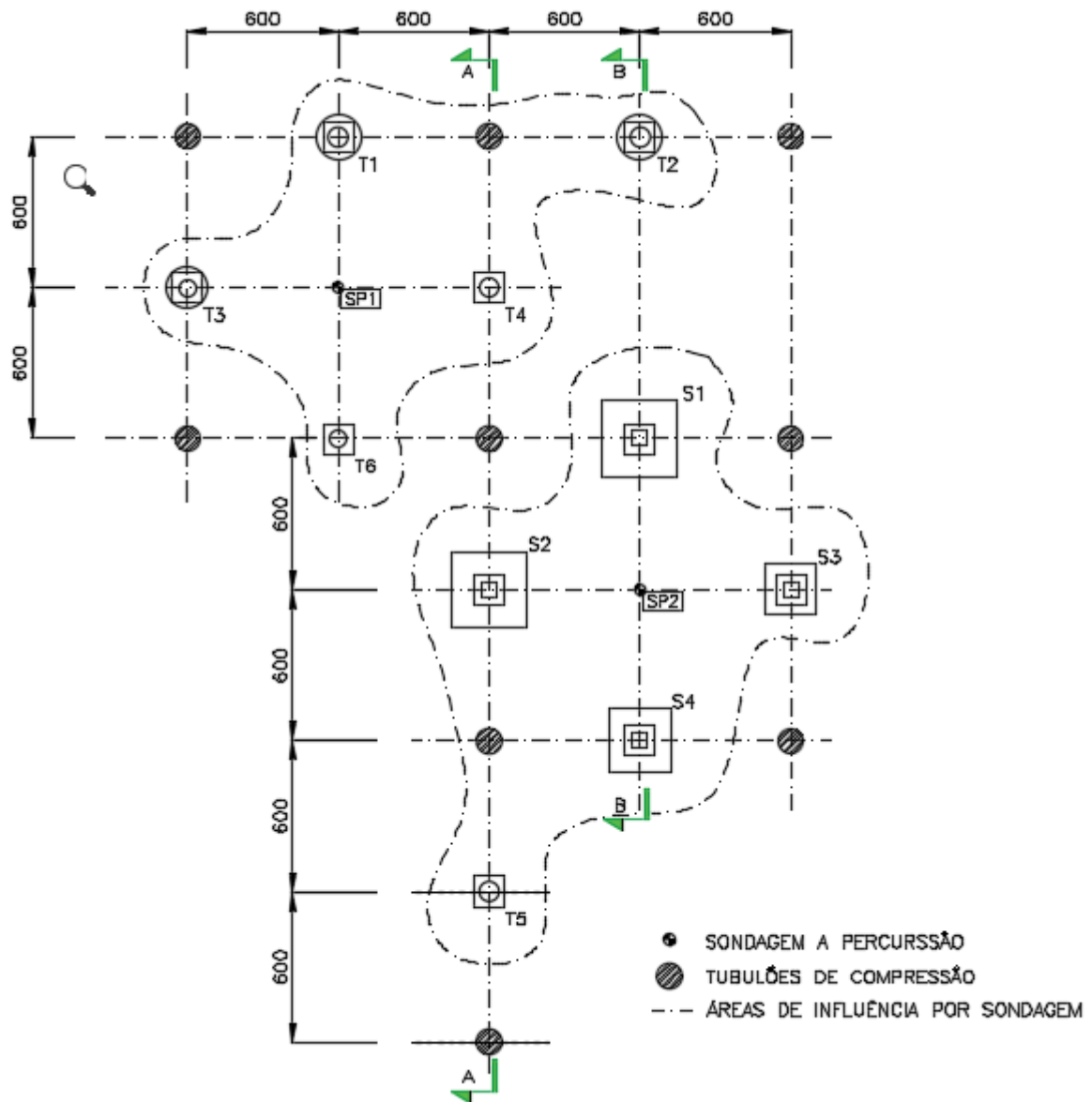


Figura 21 – Planta Geral das Fundações
Danziger (1983) – Adaptado

Vale ressaltar ainda, que devido ao fato de ser um terreno cortado horizontalmente, em topo de colina, a estratificação resultante se mostrou heterogênea, já que as camadas residuais tendem a se conformar de acordo com a superfície natural. Tais perspectivas podem ser vislumbradas a seguir, na Figura 22.

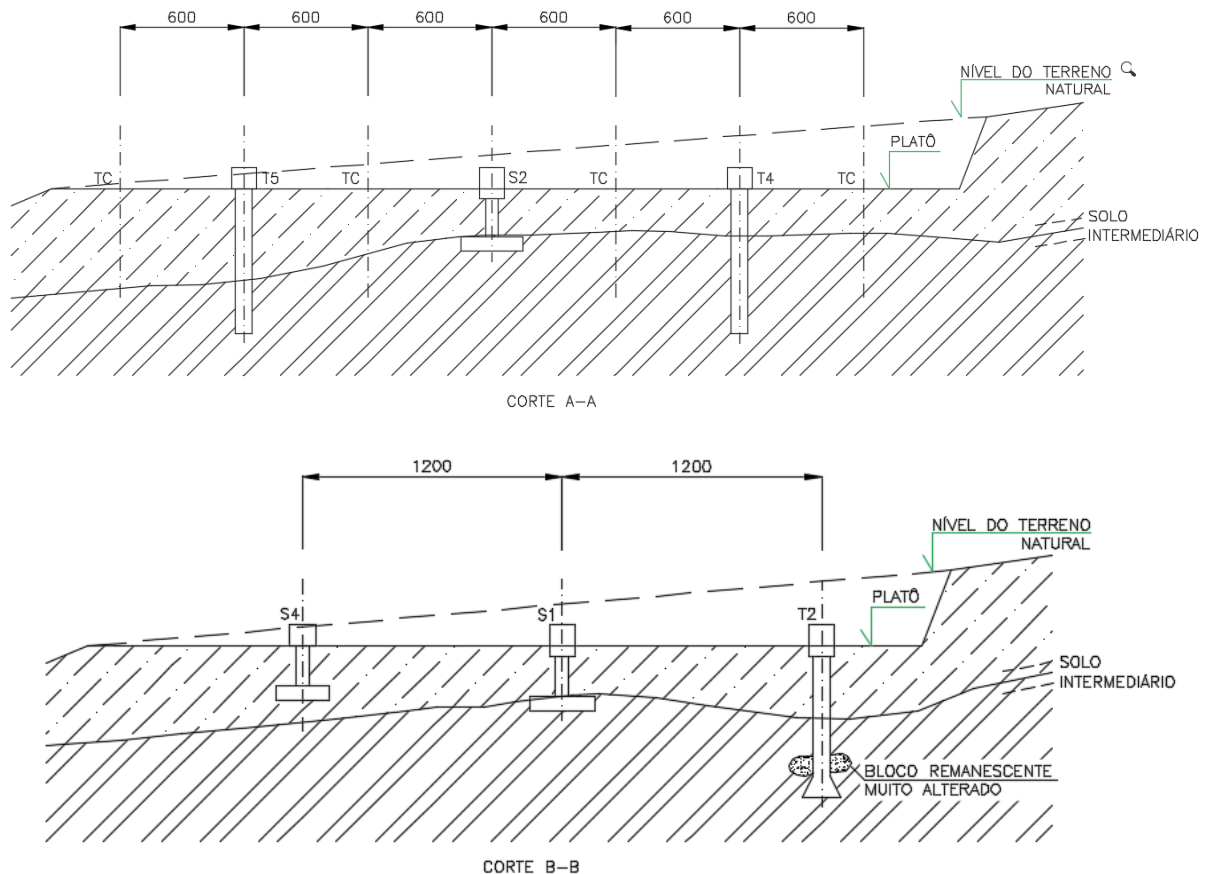


Figura 22 - Perfis Geotécnicos
 Danziger (1983) – Adaptado

2.2.2 Ensaios de Campo

Foram realizados os ensaios indicados a seguir, de modo que paralelamente aos ensaios de laboratório citados no item subsequente, pôde-se definir os parâmetros do solo até as profundidades maiores (para os casos de tubulões profundos – T1, T2, T4 e T5 ilustrados na Figura 24).

- Dois Ensaios de Sondagem à Percussão – Indicados na Figura 21;
- Três Ensaios de Cone Holandês (“diepsondeering”);
- Extração de diversas amostras indeformadas, a diferentes profundidades, em blocos de 25x25x25cm, durante a escavação dos tubulões;
- Extração de diversas amostras deformadas, a diferentes profundidades, durante a escavação das sapatas.

Os relatórios resultantes dos ensaios podem ser verificados no ANEXO A. Cabe destacar que, naquela época, não se praticava Brasil nem o CPT e nem o CPTu,

sendo a designação “diepsondeering” correspondente ao que hoje chamamos de cone mecânico.

2.2.3 Ensaios de Laboratório

Foi realizada, ainda, uma campanha de ensaios laboratoriais, apontada a seguir, de modo a obter a caracterização do solo local, ressaltando, porém, que o solo ensaiado era predominantemente da camada superior, ou seja, solo residual maduro, retirado da região com menor intervenção de terraplenagem.

- Umidade e densidade naturais;
- Massa específica real dos grãos;
- Granulometria com sedimentação;
- Limites de consistência – LL e LP;
- Resistência ao Cisalhamento em amostras indeformadas e compactadas – Triaxial CU.

2.2.4 Características do Solo

As características principais serão apresentadas de acordo com os resultados obtidos nos ensaios anteriormente citados:

- Nível do Lençol Freático

Os resultados apontam que o nível d'água é substancialmente profundo, de modo que não foi detectado, mesmo nas maiores profundidades;

- Estratigrafia

O solo possui, basicamente, duas camadas principais, atravessadas durante a execução das fundações, que serão chamadas de Camada Superior e Inferior, tendo ainda uma terceira considerada, que é o trecho representado pelo solo de transição entre ambas. A definição dessas camadas pode ser visualizada na Figura 22.

Deste modo, são características gerais, próprias, as seguintes:

- Camada Superior
 - Classificação: Solo residual maduro, plástico
 - Peso específico: $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

- Coesão: $C_u \sim c' = 35 \text{ kN/m}^2$
 - Ângulo de Atrito Interno: $\Phi_u \sim \Phi' = 25^\circ \text{ a } 30^\circ$
 - Grau de Saturação: $S = 60\%$
 - Adesão média: $s = 35 \text{ kN/m}^2$
- ii. Camada Inferior
- Classificação: Solo residual jovem-maduro, não plástico
 - Peso específico: $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$
 - Coesão: $C_u \sim c' = 20 \text{ kN/m}^2$
 - Ângulo de Atrito Interno: $\Phi_u \sim \Phi' = 27^\circ \text{ a } 32^\circ$
 - Grau de Saturação: $S = 45\%$
 - Adesão média: $s = 100 \text{ kN/m}^2$
- iii. Camada Transitória
- Peso específico: $\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$;
 - Coesão: $C_u \sim c' = 25 \text{ kN/m}^2$;
 - Ângulo de Atrito Interno: $\Phi_u \sim \Phi' = 25^\circ \text{ a } 28^\circ$
 - Grau de Saturação: $S = 50\%$

Devido aos baixos graus de saturação, pode-se notar que os resultados obtidos do ensaio triaxial CU estão sendo considerados iguais aos efetivos, visto que a poro-pressão pouco ou não desenvolvida justifica tal raciocínio e, ainda, os altos valores encontrados para os parâmetros.

Para demais resultados, verificar o ANEXO A.

2.2.5 Parametrização das características do solo

Com base nos dados obtidos e apresentados acima, foram definidos por Danziger (1983) a parametrização das características de acordo com as posições das fundações e dos pontos de ensaio, conforme ilustrado na Figura 20 - Local das provas de carga / Platô com fundações locadas e listados na tabela a seguir:

Parâmetros do Solo	T1 e T2	T3	T4	T5	T6	S1	S2	S3	S4
Peso específico - γ (kN/m ³)	15,6	16,7	15,1	16,2	15,4	19,1	18,7	18,9	18,2
Ângulo Interno - Φ (°)	29,5	28,5	25,5	29,0	26,5	25,9	26,5	24,0	25,5
Coesão - c (kPa)	15,0	27,5	32,5	30,0	25,0	29,0	25,0	32,5	29,0

Tabela 1 - Parâmetros do solo

É válido ressaltar que tais parâmetros foram fielmente mantidos, de modo que o objetivo do presente trabalho, de atualização das previsões de capacidade de carga de cada um dos modelos de fundações tivesse mesma premissa do estudo original.

Desta forma, mesmo que as estimativas de capacidade de carga, cargas de ruptura experimentais e, conseqüentemente, resultado atualizado apresentem pequenas diferenças do original, os resultados se mostram coerentes, sendo as expectativas e diferenças expostas nos capítulos seguintes.

2.3 Dados das Fundações

Foram executadas e ensaiadas fundações profundas, como tubulões com e sem base alargada, e fundações superficiais.

Objetivando a análise de comportamento das fundações profundas com parcelas de resistência provenientes do fuste e da base, a execução de tubulões com geometria simples e com alargamento promove a oportunidade de verificar as possíveis vantagens que tais premissas condicionam e indicar as situações às quais cada uma se apresenta superior.

Há, ainda, que salientar a oportunidade de verificação de modelo de ruptura considerada nos métodos de cálculo e a qual perfil a resistência obtida nos ensaios de prova de carga mais se assemelha, visto que a superfície de ruptura e, por consequência, seu ângulo mobilizado, são proposições limitantes aos resultados estimativos de capacidade de carga das fundações.

2.3.1 Geometria

A seguir, são indicadas as dimensões das fundações executadas e devidamente ensaiadas, de modo que seja possível estimar a capacidade de carga à tração de cada uma, em particular, Figuras 23 e 24.

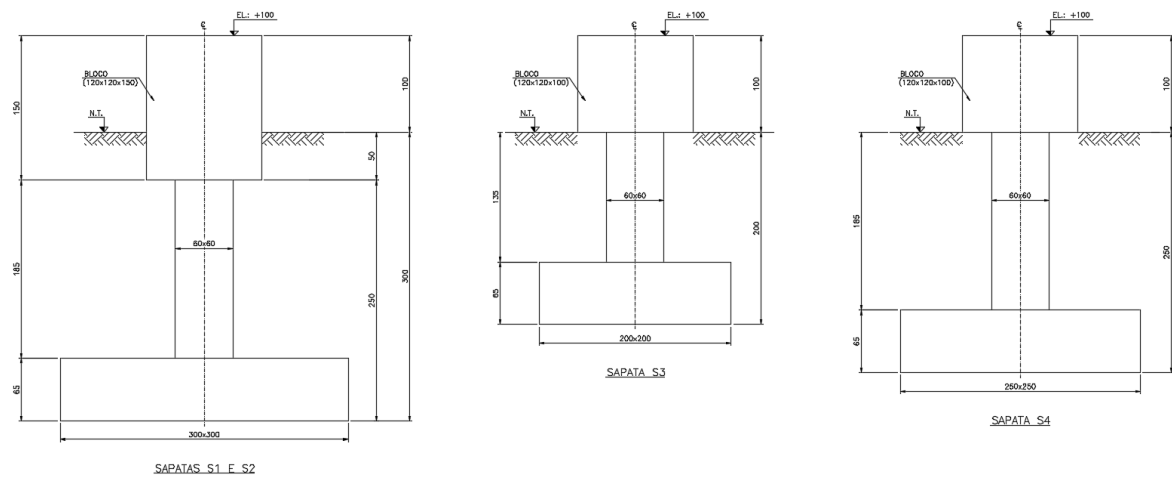


Figura 23 – Geometria das Fundações Superficiais – Sapatas

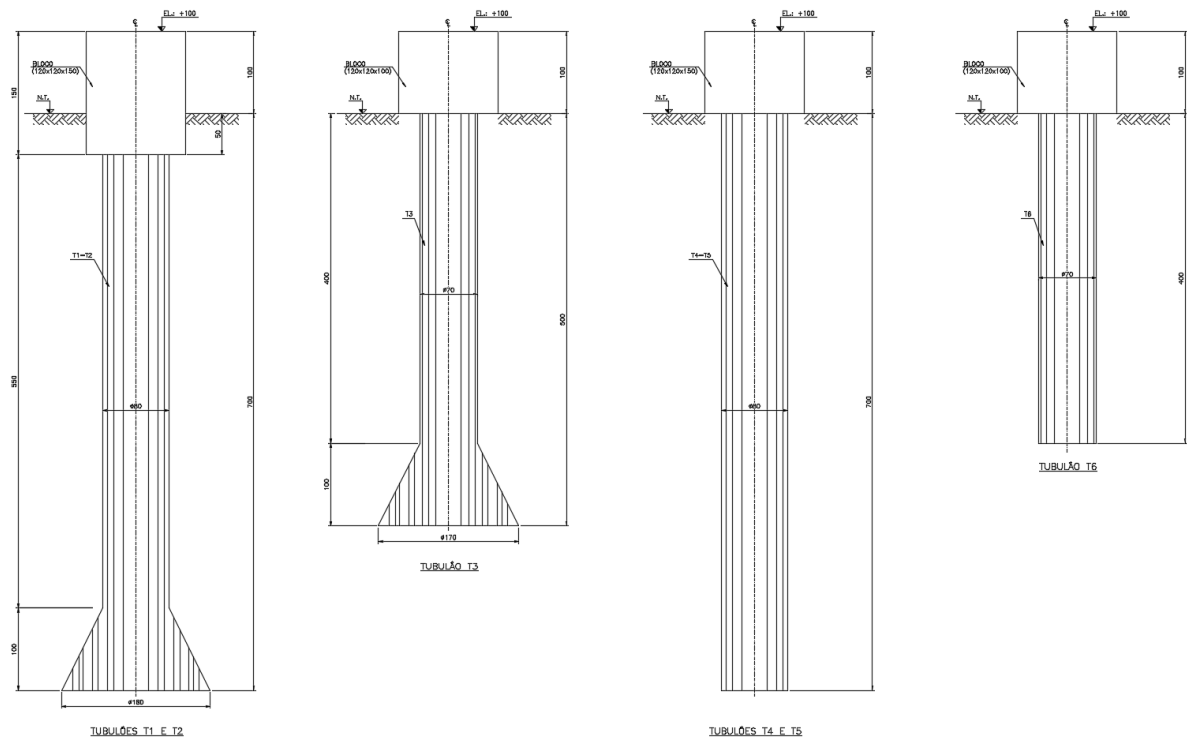


Figura 24 – Geometria das Fundações Profundas – Tubulões

2.3.2 Capacidade de Carga estimada

Para cálculo de capacidade de carga das fundações apresentadas, Danziger (1983) procedeu a estimativas através de diferentes métodos, de modo a verificar a aplicação de cada e a adaptabilidade dos mesmos às condições práticas.

Porém, serão apresentados a seguir apenas os resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble (1966 - 1968), fornecidos em Danziger (1983) e reproduzidos na Tabela 2.

Fundação	Método de Grenoble	
	$\lambda \neq 0$	$\lambda = 0$
Tubulões - T1 e T2	2504,0 kN	2139,0 kN
Tubulão - T3	1491,0 kN	1076,0 kN
Tubulão - T4	1238,0 kN	863,0 kN
Tubulão - T5	1245,0 kN	857,0 kN
Tubulão - T6	457,0 kN	362,0 kN
Sapata - S1	1467,0 kN	1304,0 kN
Sapata - S2	1381,0 kN	1231,0 kN
Sapata - S3	538,0 kN	481,0 kN
Sapata - S4	893,0 kN	794,0 kN

Tabela 2 – Capacidades de Carga por Grenoble (1968), obtidos em Danziger (1983)

Tal escolha se dá devido ao exposto no Capítulo 2, de modo que o referido método se apresenta fortemente como o de melhor aplicação aos presentes condicionantes e de menor subjetividade ao seu uso; de forma que a atualização do mesmo tende a resultados mais objetivos.

Posteriormente, no capítulo 4, serão apresentadas as equações desenvolvidas e as estimativas da capacidade de carga obtidas pela autora para este método, de modo a se valer do avanço de cálculos numéricos no intervalo que separa ambos os estudos, realizando uma breve atualização dos valores para prosseguimento das análises pertinentes ao objeto final.

2.4 Prova de Carga

2.4.1 Generalidades

Utilizando-se um sistema de reação, uma viga transmite carga à fundação ensaiada através de quatro macacos hidráulicos, os quais reagem contra estruturas de apoio próprio, chamados tubulões de compressão, com carga máxima de tração de 3000kN. O layout foi determinado de forma a não haver interferência nas pressões induzidas ao solo pelas fundações, Figura 25.

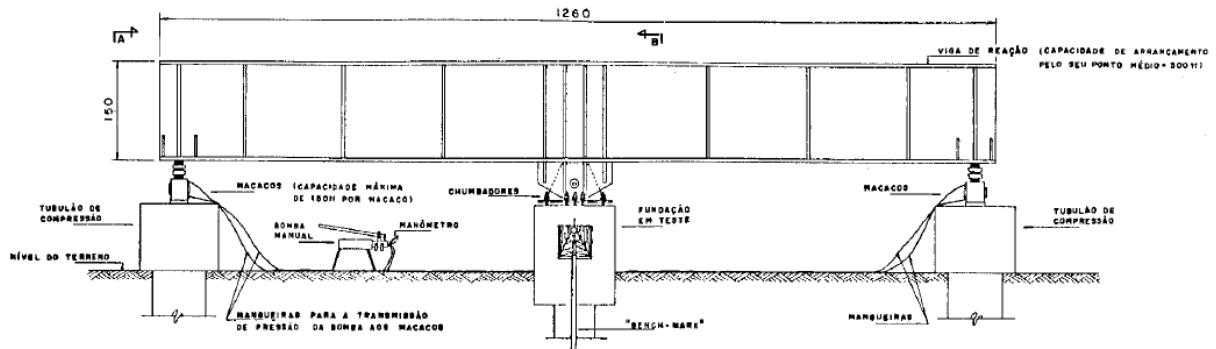


Figura 25 - Sistema utilizado para Prova de Carga a Tração
Danziger (1983)

Foram realizadas, ainda, medições das cargas aplicadas por uso de manômetros aferidos e de deslocamentos por extensômetros magnéticos.

Realizaram-se, então, ensaios de carregamento até a ruptura do solo e ensaios repetitivos, de modo que a fundação era tracionada em estágios e descarregada, renovando-se o ciclo por três vezes e havendo ainda uma quarta, análoga ao ensaio de ruptura.

Em se tratando de um estudo de pesquisa, foram realizados além das provas de carga e ensaios de sondagem, extração de amostras indeformadas e deformadas, ensaios de cone holandês e tantos outros ensaios laboratoriais, como granulometria, limites de consistência, resistência ao cisalhamento, etc, como já informado anteriormente.

Dessa forma, a análise dos resultados das provas de carga, contemplando as demais informações que permitiram, na ocasião, as determinações de capacidade de carga, se dá com maior confiabilidade, devido ao conhecimento dos parâmetros do solo, o que não é corriqueiro nos projetos que não de grande porte.

2.4.2 Extrapolação das Curvas para obtenção da Carga de Ruptura

Para análise dos ensaios realizados no estudo de referência, foi utilizada equação de Van der Veen e Aoki (1976) com a ressalva de desconsiderar o último ponto carga x deslocamento, visto que o mesmo não consta como estável; enquanto que no presente trabalho será considerado, e utilizado em nova análise juntamente ao já realizado, o método de Décourt (1996). Cabe destacar que o método de Decourt (1996) na era disponível por ocasião da pesquisa de Danziger (1983).

A seguir, são apresentados os dados fornecidos por Danziger (1983), Tabela 3 e Tabela 4.

Fundação	Van der Veen/Aoki
Tubulão - T1	2175,0 kN
Tubulão - T2	3445,0 kN
Tubulão - T3	1060,0 kN
Tubulão - T4	1510,0 kN
Tubulão - T5	975,0 kN
Tubulão - T6	475,0 kN
Sapata - S1	1300,0 kN
Sapata - S2	1235,0 kN
Sapata - S3	585,0 kN
Sapata - S4	1160,0 kN
Sapata - S4R	1115,0 kN

Tabela 3 – Cargas de Ruptura por Van der Veen/Aoki (1976), obtidos em Danziger (1983)

Fundação	Método de Grenoble x Van der Veen/Aoki	
	$\lambda \neq 0$	$\lambda = 0$
Tubulão - T1	15%	-2%
Tubulão - T2	-27%	-38%
Tubulão - T3	41%	2%
Tubulão - T4	-18%	-43%
Tubulão - T5	28%	-12%
Tubulão - T6	-4%	-24%
Sapata - S1	13%	0%
Sapata - S2	12%	0%
Sapata - S3	-8%	-18%
Sapata - S4	-23%	-32%

Tabela 4 – Comparativo das estimativas e resultados, obtidos em Danziger (1983)

Posteriormente, no capítulo 4, serão apresentados dados da carga de ruptura obtidos no presente trabalho, de modo a realizar uma breve análise da atualização realizada e a eficiência dos mesmos na atual aplicação.

3. Estimativa da Capacidade de Carga à tração das Fundações

3.1 Generalidades

Para estimativa da capacidade de carga à tração das fundações de torres de linhas de transmissão a serem analisadas no presente trabalho será utilizado o método de Grenoble, conforme previamente exposto no Capítulo 2. Tal escolha, além de baseada nos termos conceituais dos métodos conhecidos, se justifica pelas condições dos tipos de fundação a serem analisados.

Segundo Danziger e Pereira Pinto (1979), os esforços de tração preponderam no dimensionamento das citadas fundações, ou seja, as dimensões necessárias para combater determinada carga de tração conduzem a tensões de compressão no terreno aquém da tensão admissível do solo, a menos de casos especiais, onde as cargas em jogo são muito elevadas e/ou o terreno de fundação apresenta-se em condições desfavoráveis. Devido à ordem de grandeza dos efeitos verticais ser bem superior aos horizontais nas fundações de torres de transmissão, tal efeito também não se mostra determinante no dimensionamento de tais fundações, devendo haver atenção apenas para os casos especiais em que porventura o carregamento horizontal é elevado, o que se resulta em grandes excentricidades, afetando a estabilidade da fundação.

Conforme indicado em itens anteriores e justificado pela presente autora, os cálculos de estimativa de capacidade de carga para as fundações, apesar de já realizados em Danziger (1983), foram refeitos, não por atualização metodológica ou diferente interpretação de aplicação do mesmo, mas devido a formas de cálculo computacionais mais desenvolvidas, podendo-se obter resultados mais refinados.

É importante, ainda, indicar que é esperado que os resultados apresentem pequenas variações, principalmente em se tratando do cálculo com premissa completamente fiel ao defendido no método original ($\lambda \neq 0$), ou seja, mantendo a mesma ordem de grandeza.

Vale ressaltar também a necessidade de atualização das estimativas de capacidade de carga das fundações devido à aplicabilidade de métodos probabilísticos para análise da variação das mesmas, de modo que se dará a aplicação do Método da Estimativa Pontual, partindo de uma mesma base comparativa.

3.2 Valores esperados e Variância da Capacidade de Carga

A capacidade de carga das fundações solicitadas à tração, dada pelo método escolhido para sua obtenção, é calculada através da resistência mobilizada pela superfície de ruptura ocasionada pelo esforço solicitante, ou seja, a soma do atrito lateral desenvolvido ao longo das diferentes camadas, e da resistência proveniente da ruptura ao redor da base, caso existente, associadas aos pesos da própria estrutura e do solo mobilizado. Há ainda que se valer do modelo de ruptura, local ou global, de modo a intervir na magnitude das citadas parcelas.

Para o caso de obtenção da capacidade de carga de cada uma das fundações expostas no presente trabalho, através do método de Grenoble, foi aplicado concomitantemente o Método de Estimativa Pontual para avaliação probabilística, onde as variáveis de parâmetro de solo mais representativas foram analisadas dentro de seus respectivos coeficientes de variação, indicados em Pacheco (2018), e associados nas estimativas.

Dessa forma, para cada uma das fundações, foram elaboradas estimativas para cada combinação pertinente ao intervalo de variação, de modo que tendo q_i como as capacidades provenientes das combinações de parâmetros de solo variando e n = número de combinações, tem-se o valor esperado da capacidade de carga fornecido pela Equação 16 e a variância da capacidade de carga pela Equação 17.

$$\mu_{Qrup} = \frac{\sum_{i=1}^{n+1} \mu_{qi}}{n} \quad \text{(Equação 16)}$$

$$\sigma_{Qrup}^2 = \sum_{i=1}^{n+1} (q_i - \mu_{Qrup})^2 \quad \text{(Equação 17)}$$

Assim, cada uma das fundações e, conseqüentemente, cada grupo de fundações, terá determinado seu intervalo e variância de estimativas de carga a tração.

As expressões indicadas seguirão aplicadas para consideração do método de Grenoble para os comportamentos de abertura da superfície de ruptura e de ruptura com ângulo nulo.

3.3 Considerações e Simplificações adotadas

3.3.1 Separação por tipo de fundação

Primeiramente, em se tratando de dez fundações solicitadas à tração e localizadas em uma mesma área, ou seja, condicionadas pelo mesmo tipo de solo, foi realizada uma separação por tipo de fundação e característica determinante da geometria em questão.

Tal separação se deu de modo a garantir que as futuras análises sejam balizadas considerando um mesmo parâmetro e a forma como este atua no funcionamento destas fundações, respeitando seu comportamento prático.

Assim, foram as dez fundações separadas, primeiramente entre fundações profundas e rasas, sendo ainda o primeiro grupo subdividido em fundações profundas sem e com base alargada, conforme listado na Tabela 5 a seguir:

Fundações Profundas	Tubulões com base alargada	Tubulão - T1
		Tubulão - T2
		Tubulão - T3
	Tubulões sem base alargada	Tubulão - T4
		Tubulão - T5
		Tubulão - T6
Fundações Rasas	Sapatas	Sapata - S1
		Sapata - S2
		Sapata - S3
		Sapata - S4

Tabela 5 - Agrupamento das Fundações

3.3.2 Simplificação do Método de Cálculo

Como proposto ao longo do presente trabalho, a forma de cálculo da capacidade de carga se dará de forma análoga à apresentada em Danziger (1983), de modo que as características das diferentes camadas de solo foram consideradas ao definir os parâmetros do solo utilizados no cálculo direto.

Desta forma, ao aplicar o Método da Universidade de Grenoble, foi respeitada definição original, com parâmetros previamente apresentados na Tabela 1 - Parâmetros do solo.

3.3.3 Definição e análise dos parâmetros de solo variáveis

O estudo da variação dos parâmetros estabelecidos por ensaios, correlações ou ainda referências da literatura é de grande importância para a geotecnia, visto que a heterogeneidade do solo resulta numa faixa de incerteza para estes parâmetros.

Considerando tal realidade e analisados os parâmetros aplicáveis na metodologia, uma vez sendo conhecidos intervalos de variação dos mesmos pela literatura, foram estabelecidos coeficiente de variação da coesão (cv_c) de 0,2 a 0,3 e coeficiente de variação do ângulo de atrito do solo (cv_ϕ) de 0,1 a 0,15, este último de forma indireta, uma vez que é conhecida a variação de tangente de Φ .

Dado que foram estabelecidas faixas de variação dos citados parâmetros, pode-se aplicar o Método de Estimativa Pontual (PEM) para a definição da distribuição probabilística e do resultado esperado da estimativa da capacidade de carga à tração de cada uma das fundações. Neste caso, ainda, por variar simultaneamente dois parâmetros, se dará a aplicação bivariada, apresentada no item 1.5.1.

Portanto, foram realizadas análises individuais, posteriormente grupadas na distribuição estatística dos resultados, seja pela determinação da capacidade de carga a tração pelo método original ($\lambda \neq 0$), seja com sua adaptação ($\lambda = 0$), conforme os respectivos tipos de fundação.

3.4 Metodologia de Grenoble (Martin, 1966; Biarrez e Barraud, 1968; et al)

Conforme fundamentado em bases teóricas e nos resultados de ensaios realizados que corroboram tal escolha, o método de Grenoble será indicado e demonstrado a seguir, de modo que o presente trabalho siga considerando o mesmo como meio de estimativa de capacidade de carga para as fundações em análise.

Este método avalia diferentes formas de trabalho iterativo solo-estrutura, de modo que, originalmente através de ábacos, tabelas, e, atualmente, de forma numérica, é possível obter estimativas de capacidade à tração para diferentes soluções de fundações.

O comportamento na ruptura depende não só do solo de embutimento da fundação, como também da maneira como a fundação irá trabalhar, havendo em determinados casos, possíveis simplificações inerentes ao próprio método.

Para tanto, serão analisados os casos de estacas cilíndricas, e ainda com base alargada. No caso de bases alargadas, as diferentes soluções para tubulão serão adaptadas ao modelo de sapata equivalente, o mesmo modelo praticado ao caso das fundações superficiais.

3.4.1 Estacas Cilíndricas

Em se tratando de um solo homogêneo, a superfície de ruptura proveniente do arrancamento da estrutura cilíndrica tende a assumir uma forma similar à tronco-cônica, de modo que ela se abre em direção à superfície do terreno, como mostrado na Figura 26.

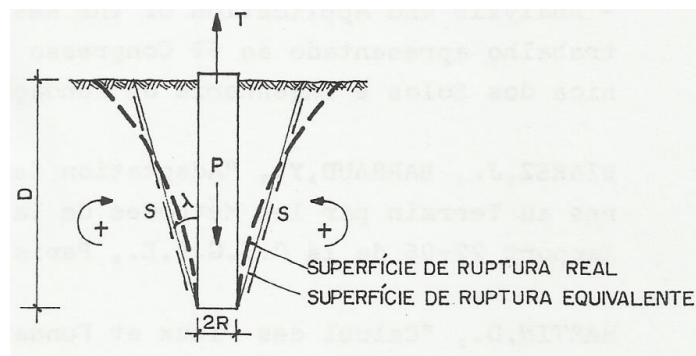


Figura 26 - Superfície de Ruptura a Tração - Estaca Cilíndrica
Danziger e Pereira Pinto (1979)

A capacidade de carga da estaca resultará, então, da ação conjunta da resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura, do peso da própria fundação, do peso do solo solidário à estaca no processo de ruptura e de uma possível sobrecarga existente na superfície do terreno.

Para tal análise, as experiências mostram que o ângulo λ tende a assumir valores próximos ao de $-\Phi/8$, em qualquer tipo de solo.

Desta forma, a Equação 18 fornece a capacidade a tração.

$$Q_t = p \times D \times [c \times M_c + \gamma \times D \times (M_\phi + M_\gamma) + q \times M_q] + Pp \quad \text{(Equação 18)}$$

Sendo, D = profundidade de assentamento;

p = perímetro do fuste;

c = coesão do solo;

γ = peso específico do solo;

q = sobrecarga atuante;

P_p = peso próprio da estaca;

M_c , M_ϕ , M_γ e M_q = coeficientes de capacidade de carga.

Para o caso de perfil de solo estratificado, o cálculo é procedido considerando uma sucessão de trechos homogêneos, procedendo o cálculo de baixo para cima, sendo cada subcamada submetida à sobrecarga das camadas a ela sobrejacentes.

3.4.2 Tubulões com base alargada e Sapatas

Para tal verificação, o modelo obtido para sapatas se faz útil para tubulões de base alargada, bastando se estabelecer uma equivalência de geometrias. Tal equivalência considera, ainda, o tipo de solo de embutimento da fundação. Para tanto, é necessário classificá-lo em solo fraco ou resistente, de acordo com as categorias abaixo:

- Categoria 1 (Solos fracos): Argilas com alto grau de saturação e ângulo de atrito interno $\Phi < 15^\circ$.
- Categoria 2 (Solos resistentes): Areias (saturadas ou não) e argilas com baixo grau de saturação e $\Phi \geq 15^\circ$.

Nesta situação, porém, a análise se torna um pouco mais complexa quando comparada ao caso de fundações para estruturas cilíndricas sem base alargada. No caso de solo de categoria 1, torna-se necessário estimar a profundidade crítica (D_c), de modo que esta passa a ser determinante na tendência à ruptura do solo e, conseqüentemente, no trabalho conjunto solo-estrutura. Para tanto, através de ensaios, adotou-se um valor de aproximado apresentado na Equação 19.

$$D_c = 5 \cdot (R - R_f) \quad \text{(Equação 19)}$$

Onde, R = raio da base;

R_f = raio do fuste.

Para tanto, é sugerido que se use o artifício de assimilar a base alargada do tubulão como a base de uma sapata equivalente, de modo que a espessura da base da mesma será a metade da altura em que se desenvolve o alargamento da base do tubulão existente, conforme Figura 27.

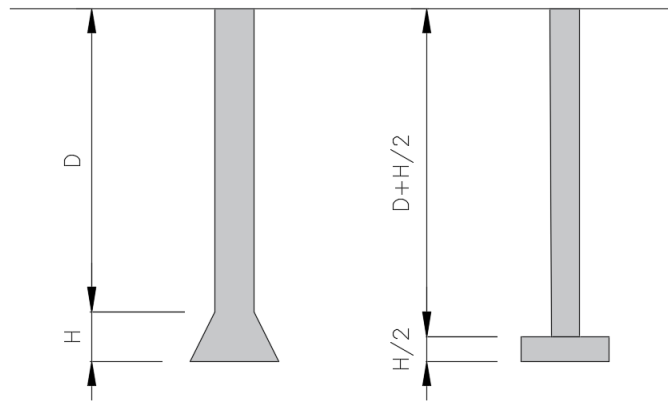


Figura 27 - Tubulão com base alargada e Sapata equivalente

3.4.2.1 Estrutura apoiada em solo de Categoria 1

Para casos de solos predominantemente fracos, há a possibilidade de três formas de a superfície de ruptura se dar no terreno, sempre partindo da aresta superior da base da mesma, como mostrado na Figura 28:

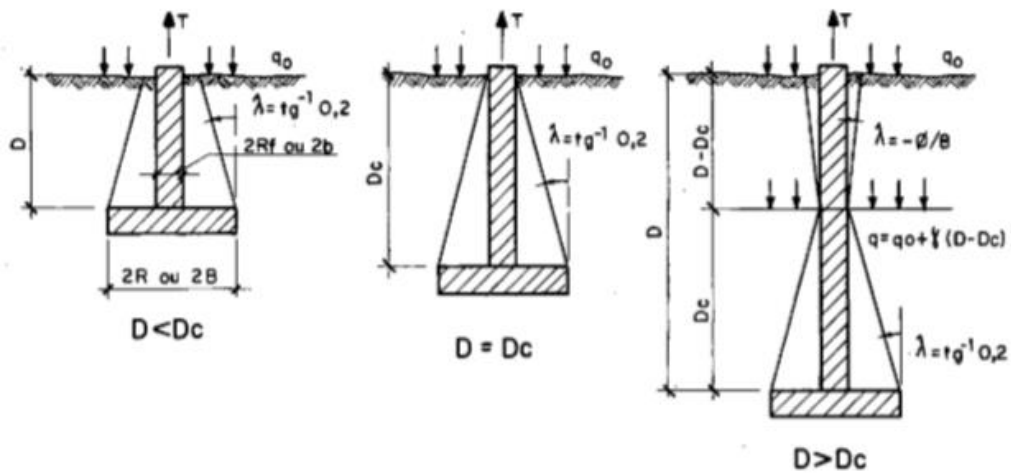


Figura 28 - Superfície de Ruptura em Solo Categoria 1
Danziger e Pereira Pinto (1979)

Deste modo, é determinada a capacidade de carga à tração com base na equação seguinte:

Para $D \leq D_c$, estima-se um ângulo $\lambda = \text{tg}^{-1} 0,2$ e tem-se na Equação 20 a capacidade de carga.

$$Q_t = p_b \times D \times [c \times M_c + \gamma \times D \times (M_\phi + M_\gamma) + q \times M_q] + Pp + (A_b - A_f) \times D \times \gamma \quad \text{(Equação 20)}$$

Onde, p_b = perímetro da base;

A_b = área da base;

A_f = área do fuste;

E demais parâmetros previamente apresentados.

Para $D > D_c$, a capacidade de resistência à tração se dá por parcelas contemplando diferentes ângulos de abertura de superfície, sendo esperado para a base $\lambda = \text{tg}^{-1} 0,2$ e $\lambda = -\Phi/8$ para o fuste. Exposta nas Equações 21 a 23 tem-se então a capacidade de carga.

$$Q_t = Q_{t_{base}} + Q_{t_{fuste}} + Pp \quad \text{(Equação 21)}$$

Onde,

$$Q_{t_{base}} = p_b \times D_c \times [c \times M_{c1} + \gamma \times D \times (M_{\phi1} + M_{\gamma1}) + (q + \gamma(D - D_c)) \times M_{q1}] + (A_b - A_f) \times D_c \times \gamma \quad \text{(Equação 22)}$$

$$Q_{t_{fuste}} = p_f \times (D - D_c) \times [c \times M_{c2} + \gamma \times (D - D_c) \times (M_{\phi2} + M_{\gamma2}) + q \times M_{q2}] \quad \text{(Equação 23)}$$

A indicação de diferentes coeficientes se dá pela possibilidade de considerar parâmetros distintos para as camadas de do fuste e da base.

3.4.2.2 Estrutura apoiada em solo de Categoria 2

Para casos de solos resistentes, há a possibilidade de duas formas de a superfície de ruptura se dar no terreno, sempre partindo da aresta superior da base da mesma, como mostrado na Figura 29 a seguir.

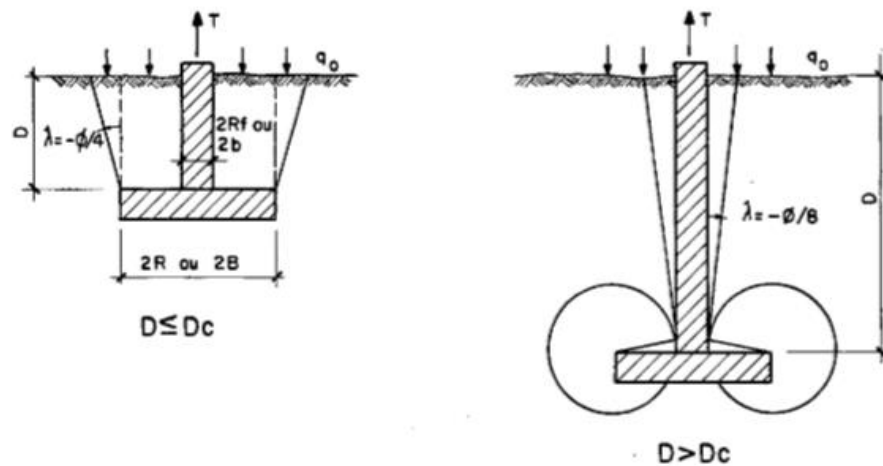


Figura 29 - Superfície de Ruptura em Solo Categoria 2
Danziger e Pereira Pinto (1979)

Deste modo, é determinada a capacidade de carga a tração seguindo-se o seguinte procedimento:

Para $D \leq D_c$, e $\lambda = -\Phi/4$, tem-se na Equação 24 a capacidade de carga.

$$Q_t = p_b \times D \times [c \times M_c + \gamma \times D \times (M_\phi + M_\gamma) + q \times M_q] + Pp + (A_b - A_f) \times D \times \gamma \quad \text{(Equação 24)}$$

Sendo que para solos tipicamente arenosos, o cálculo pode ser resumido conforme Equação 25, e seu ângulo previsto passa a ser $\lambda = -\Phi$.

$$Q_t = p_b \times D^2 \times \gamma \times M_\gamma + Pp + (A_b - A_f) \times D \times \gamma \quad \text{(Equação 25)}$$

Para $D > D_c$, tem-se $\lambda = -\Phi/8$, com o sistema atuante referente a uma estaca isolada, e a capacidade de carga à tração se dá por parcelas distintas que devem ser somadas, conforme exposto nas Equações 26 a 28.

$$Q_t = Q_{t_{base}} + Q_{t_{fuste}} + Pp \quad \text{(Equação 26)}$$

Onde,

$$Q_{t_{base}} = (A_b - A_f) \times m \times M \times (D \times \gamma \times tg\phi + c) \quad \text{(Equação 27)}$$

$$Q_{t_{fuste}} = p_b \times D \times [c \times M_c + \gamma \times D \times (M_\phi + M_\gamma) + q \times M_q] \quad \text{(Equação 28)}$$

Sendo,

M retirado da tabela para sapatas circulares (para bases comuns e não mistas) – ANEXO B;

e = espessura da base; para casos de tubulões, a altura adotada da base da sapata equivalente;

quando para $e < R - Rf$: $m = 1 - \frac{1}{2\pi} \text{sen}^{-1} \frac{e}{R-Rf}$;

$e > R - Rf$: $m = 0,75$.

Assim, vistos os casos gerais, vale ressaltar que para o caso de fundações com modelo de sapata, é indicado que se verifique pelas duas categorias, atribuindo-se como capacidade o menor dos valores obtidos. Para solos bem classificados, porém, e de categoria aparentemente intermediária, também vale tal sugestão. Todavia, para situações em que testes mostram características consistentes e satisfatórias para definir o solo como de categoria 2, não se faz necessária tal comparação.

Há ainda que se valer do fato que dificilmente o terreno será constituído de uma camada de solo homogêneo, o que culminará num cálculo mais específico para o real perfil de solo, estratificado. Com isso, pode ser realizado, para cada camada, o cálculo como se fora uma camada homogênea, considerando-se a resistência de cada camada isoladamente, sob o efeito de sobrecarga das camadas subjacentes.

Para fundações profundas, a medida em que a relação D/R aumenta, a consideração do valor de λ tende a zero para os casos de tubulões, com exceção daqueles de base alargada em solos frágeis. O que o presente trabalho sugere, entretanto, é uma estimativa de cálculo considerando a possibilidade de ângulos de abertura da superfície de ruptura nulos, independentemente do tipo e profundidade da fundação, de modo a verificar a situação que se mostra mais realista. Cabe lembrar que a situação mais provável é aquela correspondente à menor resistência na ruptura.

3.4.3 Coeficientes de Capacidade de Carga à Tração

A seguir são apresentados os coeficientes de capacidade de carga à tração, obtidos através das Equações 29 a 36, que podem ser obtidos também, para efeito de projeto, através de tabelas.

3.4.3.1 Fator de capacidade de carga à tração decorrente do Atrito

$$M_{\phi} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \lambda)}{4\text{cons}^2\lambda} \left[1 - \frac{1}{3(\text{tg}\lambda.(D/R))} \right] \quad \text{(Equação 29)}$$

3.4.3.2 Fator de capacidade de carga devido à Coesão

$$M_c = M_{c0} \left[1 - \frac{1}{2(\text{tg}\lambda.(D/R))} \right] \quad \text{(Equação 30)}$$

$$M_{c0} = [(-\text{tg}\lambda/\text{tg}\phi) + (f/H)\text{cos}\phi(1 + (\text{tg}\lambda/\text{tg}\phi))] \quad \text{(Equação 31)}$$

$$\frac{f}{H} = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \times \frac{\text{cos } n - \text{sen}\phi.\text{cos } m'}{\text{cos } n + \text{sen}\phi.\text{cos } m'} \quad \text{(Equação 32)}$$

$$m' = -\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \alpha \quad \text{(Equação 33)}$$

$$\text{sen } n = \text{sen}\phi.\text{sen } m' \quad \text{(Equação 34)}$$

3.4.3.3 Fator de capacidade de carga devido à Sobrecarga

$$M_q = (M_{c0}\text{tg}\phi + \text{tg}\lambda) \left[1 - \frac{1}{2}(\text{tg}\lambda.(D/R)) \right] \quad \text{(Equação 35)}$$

4.3.3.1 Fator de capacidade de carga devido ao peso do Maciço

$$M_Y = -\frac{1}{2}\text{tg}\lambda \left[1 - \frac{1}{3}(\text{tg}\lambda.(D/R)) \right] \quad \text{(Equação 36)}$$

3.5 Resultados das Análises para o Método de Grenoble

Considerando o método de cálculo proposto, apresentado anteriormente, foram realizadas estimativas “a priori” da capacidade de carga das fundações solicitadas à esforços de tração considerando dois possíveis comportamentos: conforme metodologia, ou seja, com abertura da superfície de ruptura com inclinação λ , e com adaptação, sem abertura da superfície de ruptura, considerando o ângulo de abertura λ nulo.

Neste caso, obteve-se, na presente dissertação, os seguintes resultados resumidos na Tabela 6.

Fundação	Método de Grenoble	
	$\lambda \neq 0$	$\lambda = 0$
Tubulões - T1 e T2	2053,6 kN	1797,5 kN
Tubulão - T3	1628,4 kN	1484,6 kN
Tubulão - T4	1229,0 kN	908,0 kN
Tubulão - T5	1279,0 kN	921,0 kN
Tubulão - T6	417,0 kN	341,0 kN
Sapata - S1	1569,3 kN	1396,7 kN
Sapata - S2	1464,8 kN	1306,9 kN
Sapata - S3	562,1 kN	504,3 kN
Sapata - S4	938,2 kN	835,3 kN

Tabela 6 - Resultados de Estimativa de Carga pelo Método de Grenoble

De forma a se proceder ao estudo em termos probabilísticos, visando aplicação da atualização de Bayes, as mesmas estimativas serão reproduzidas considerando uma faixa de variação dos parâmetros de solo de maior influência, conforme explanado no item 3.3.3, com resultados apresentados a seguir.

3.5.1 Resultados das Análises para o Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Os resultados das análises de estimativas “a priori” da capacidade de carga das fundações solicitadas à esforços de tração, considerando ângulo de abertura da superfície de ruptura não nulo, assim como seus respectivos desvios padrão e coeficientes de variação, para cada uma das quatro combinações de variação dos parâmetros do solo, estão apresentados nas Tabelas 7 a 15 a seguir.

Tubulões 1 e 2	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	2235,20	2050,83	133,65	6,52%
		2061,40			
		2049,10			
		1857,60			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	2281,70	2050,85	172,49	8,41%
		2112,40			
		2002,60			
		1806,70			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	2275,00	2047,30	168,19	8,21%
		2014,40			
		2093,50			
		1806,30			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	2320,40	2047,30	200,50	9,79%
		2066,40			
		2048,10			
1754,30					

Tabela 7 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulões 1 e 2 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Tubulão 3	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1790,10	1626,83	142,24	8,74%
		1740,80			
		1525,90			
		1450,50			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1856,10	1626,83	210,43	12,93%
		1813,30			
		1459,90			
		1378,00			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1800,40	1624,83	146,58	9,02%
		1726,40			
		1542,80			
		1429,70			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1864,80	1624,83	213,58	13,14%
		1800,60			
		1478,40			
1355,50					

Tabela 8 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 3 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Tubulão 4	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1386,00	1227,25	127,16	10,36%
		1309,00			
		1151,00			
		1063,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1445,00	1227,25	184,95	15,07%
		1370,00			
		1092,00			
		1002,00			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1403,00	1225,50	134,69	10,99%
		1287,00			
		1172,00			
		1040,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1461,00	1225,25	190,15	15,52%
		1349,00			
		1113,00			
978,00					

Tabela 9 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 4 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Tubulão 5	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1428,00	1277,00	117,38	9,19%
		1341,00			
		1220,00			
		1119,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1480,00	1277,00	167,79	13,14%
		1396,00			
		1168,00			
		1064,00			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1446,00	1274,25	127,90	10,04%
		1316,00			
		1243,00			
		1092,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1497,00	1274,25	175,14	13,74%
		1372,00			
		1192,00			
1036,00					

Tabela 10 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 5 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Tubulão 6	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	462,00	416,00	41,13	9,89%
		451,00			
		384,00			
		367,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	482,00	416,00	61,43	14,77%
		472,00			
		364,00			
		346,00			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	464,00	415,25	41,72	10,05%
		447,00			
		388,00			
		362,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	484,00	415,25	61,76	14,87%
		468,00			
		368,00			
341,00					

Tabela 11 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 6 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Sapata 1	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1698,65	1568,24	132,43	8,44%
		1702,44			
		1443,88			
		1427,98			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1763,01	1568,37	198,82	12,68%
		1771,06			
		1380,05			
		1359,37			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1697,02	1567,17	132,55	8,46%
		1701,87			
		1446,83			
		1422,97			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1759,57	1567,17	198,76	12,68%
		1771,59			
		1384,28			
1353,25					

Tabela 12 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 1 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Sapata 2	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1578,43	1463,88	113,43	7,75%
		1575,74			
		1360,57			
		1340,77			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1632,90	1463,88	170,03	11,61%
		1634,49			
		1306,11			
		1282,03			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1577,85	1462,76	113,55	7,76%
		1573,78			
		1364,56			
		1334,85			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1631,18	1462,76	170,07	11,63%
		1633,52			
		1311,23			
		1275,11			

Tabela 13 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 2 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Sapata 3	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	614,02	561,83	57,99	10,32%
		625,31			
		502,06			
		505,92			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	642,02	561,83	86,88	15,46%
		655,15			
		474,07			
		476,08			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	610,77	561,45	58,12	10,35%
		627,67			
		500,78			
		506,57			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	638,27	561,45	86,95	15,49%
		657,95			
		473,28			
		476,29			

Tabela 14 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 3 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Sapata 4	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1019,62	937,96	87,15	9,29%
		1030,42			
		851,67			
		850,13			
cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1061,61	937,96	130,69	13,93%	
	1075,49				
	809,68				
	805,05				
cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1016,13	937,25	87,14	9,30%	
	1032,28				
	851,47				
	849,13				
cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1057,30	937,26	130,66	13,94%	
	1078,07				
	810,30				
	803,35				

Tabela 15 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 4 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

De posse dos resultados, é possível observar nas tabelas que o parâmetro de maior influência, na incerteza da estimativa de capacidade de carga, é a coesão do solo, visto que os coeficientes de variação são consideravelmente superiores quando o mesmo está no limite superior da variação admitida, e havendo diferença mínima, e até desprezível, em alguns dos casos, se considerarmos a variação do ângulo de atrito associada.

Observa-se, entretanto, que os coeficientes de variação obtidos são de baixo valor, o que indica uma pequena dispersão nos resultados obtidos entre si, o que na prática representa menor incerteza quando se trata da estimativa de carga.

3.5.2 Resultados das Análises para o Método de Grenoble considerando ângulo de ruptura nulo ($\lambda=0$)

Os resultados das análises de estimativas “a priori” da capacidade de carga das fundações solicitadas à esforços de tração considerando o comportamento da superfície de ruptura com abertura contemplando ângulo nulo, assim como seus respectivos desvios padrão e coeficientes de variação, para cada uma das quatro combinações de variação dos parâmetros do solo, estão apresentados nas Tabelas 16 a 24 a seguir.

Tubulões 1 e 2	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1923,80	1794,28	96,55	5,38%
		1820,30			
		1778,70			
		1654,30			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1960,10	1794,30	130,07	7,25%
		1861,80			
		1742,50			
		1612,80			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1945,80	1790,20	115,97	6,48%
		1790,30			
		1805,80			
		1618,90			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1980,80	1790,20	145,29	8,12%
		1833,20			
		1770,80			
1576,00					

Tabela 16 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulões 1 e 2 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Tubulão 3	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1612,90	1483,20	122,11	8,23%
		1595,10			
		1386,00			
		1338,80			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1669,60	1483,20	182,26	12,29%
		1659,20			
		1329,30			
		1274,70			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1615,80	1481,45	123,89	8,36%
		1589,00			
		1396,00			
		1325,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1670,70	1481,43	183,81	12,41%
		1655,00			
		1341,00			
1259,00					

Tabela 17 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 3 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Tubulão 4	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	993,00	907,00	81,68	9,01%
		983,00			
		840,00			
		812,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1031,00	907,25	121,79	13,42%
		1026,00			
		802,00			
		770,00			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	994,00	905,50	82,46	9,11%
		979,00			
		845,00			
		804,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1031,00	905,50	122,71	13,55%
		1023,00			
		808,00			
760,00					

Tabela 18 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 4 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Tubulão 5	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	995,00	919,25	70,32	7,65%
		982,00			
		866,00			
		834,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1027,00	919,25	104,61	11,38%
		1019,00			
		834,00			
		797,00			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	996,00	917,00	71,41	7,79%
		976,00			
		872,00			
		824,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1027,00	917,00	105,41	11,50%
		1014,00			
		841,00			
786,00					

Tabela 19 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 5 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Tubulão 6	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	370,00	365,50	37,19	10,17%
		372,00			
		412,00			
		308,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	384,00	340,75	45,83	13,45%
		389,00			
		298,00			
		292,00			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	369,00	340,25	30,88	9,08%
		373,00			
		313,00			
		306,00			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	383,00	340,25	45,91	13,49%
		389,00			
		299,00			
290,00					

Tabela 20 – Resultados de Estimativa de Carga para Tubulão 6 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Sapata 1	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1474,37	1395,54	107,39	7,70%
		1527,51			
		1278,31			
		1301,96			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1523,39	1395,54	159,65	11,44%
		1583,90			
		1229,30			
		1245,57			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1459,67	1394,07	109,76	7,87%
		1539,19			
		1271,02			
		1306,39			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1506,83	1394,07	161,49	11,58%
		1597,39			
		1223,85			
1248,19					

Tabela 21 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 1 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Sapata 2	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	1373,28	1305,75	90,93	6,96%
		1417,00			
		1207,52			
		1225,19			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	1414,72	1305,75	135,32	10,36%
		1464,96			
		1166,08			
		1177,23			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	1360,94	1304,29	92,78	7,11%
		1426,37			
		1201,71			
		1228,14			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	1400,75	1304,29	136,79	10,49%
		1475,93			
		1161,90			
1178,58					

Tabela 22 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 2 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Sapata 3	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10	537,93	503,96	48,81	9,69%
		565,08			
		448,65			
		464,18			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10	560,25	503,96	72,25	14,34%
		590,31			
		426,32			
		438,95			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15	530,79	503,60	50,32	9,99%
		571,45			
		444,45			
		467,71			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15	552,37	503,60	73,34	14,56%
		597,38			
		422,87			
441,77					

Tabela 23 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 3 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Sapata 4	Atributo	q (kN)	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	cv	
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,10		884,72	834,65	71,65	8,58%
			924,36			
			754,45			
			775,07			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,10		917,29	834,65	106,16	12,72%
			961,69			
			721,88			
			737,74			
	cv _c = 0,20 cv _φ = 0,15		874,10	833,90	73,76	8,84%
			933,43			
			748,61			
			779,47			
	cv _c = 0,30 cv _φ = 0,15		905,48	833,90	107,72	12,92%
			971,92			
			717,24			
		740,98				

Tabela 24 – Resultados de Estimativa de Carga para Sapata 4 pelo Método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Observando-se os resultados, é possível perceber, novamente, que a coesão do solo tem maior preponderância na incerteza da estimativa de capacidade de carga, visto que o coeficiente de variação, a exemplo dos apresentados na análise anterior, se mantém consideravelmente superior quando considerado o limite superior da variação admitida. Da mesma forma, observa-se uma diferença mínima, e até desprezível, em alguns dos casos, quando se considera a variação do ângulo de atrito associada à superfície de ruptura.

Destaca-se, em todos os casos, que os coeficientes de variação obtidos são de baixo valor, o que indica uma pequena dispersão nos resultados obtidos entre si.

3.6 Comparação entre as Estimativas “A Priori” da Capacidade de Carga à Tração pelo Método de Grenoble com configurações da superfície de ruptura distintas

Os resultados que compõem as tabelas apresentadas anteriormente podem ser percebidos graficamente na Figura 30, onde são apresentados, no eixo horizontal, os valores esperados das estimativas “a priori” considerando o método de Grenoble na

íntegra e, no eixo vertical, considerando o método de Grenoble adaptado para premissa de abertura nula da superfície de ruptura.

A autora selecionou o caso de maior coeficiente de variação, $cv_c = 0,3$ e $cv_\emptyset = 0,15$, para a apresentação da estimativa da capacidade de carga à tração no corpo da dissertação, enquanto no ANEXO C estão apresentados todos os resultados das demais avaliações.

Buscou-se, então, estabelecer uma relação entre os resultados aplicados a ambas as seleções de abertura da superfície de ruptura através da melhor reta que passe pela origem dos eixos, expressa pelas Equações 37 e 38, segundo Bussab (1986).

$$b = \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \quad \text{(Equação 37)}$$

$$R^2 = \frac{b^2 \sum x_i^2}{\sum y_i^2} \quad \text{(Equação 38)}$$

Onde,

b é coeficiente linear da reta, ou seja, a relação $\mu_{Qrup}^P(\lambda=0) / \mu_{Qrup}^P(\lambda \neq 0)$, que expressa relação direta entre as premissas “a priori” com as duas alternativas de abertura da superfície de ruptura no modelo de cálculo da Universidade de Grenoble.

R é o coeficiente de correlação.

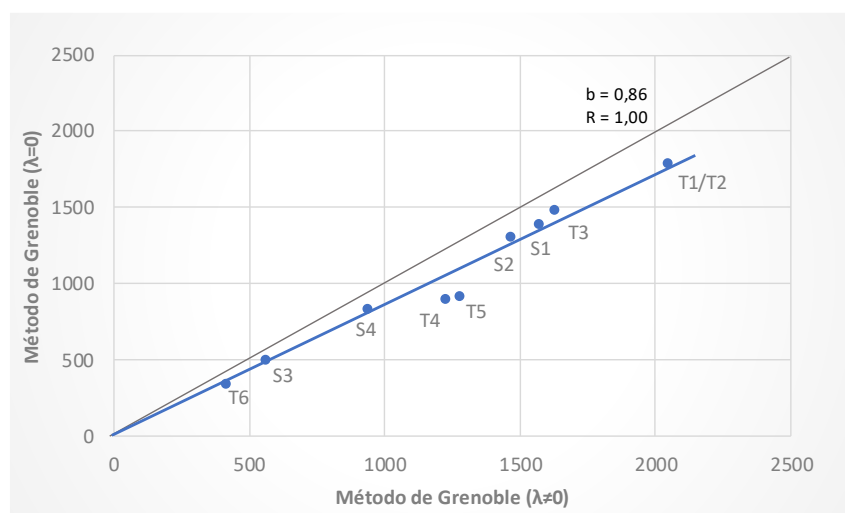


Figura 30 – Comparação entre considerações do Método de Grenoble

Conforme indicado no gráfico apresentado na Figura 30, ao observar a reta com inclinação de 45° , como esperado, é notório que o método de cálculo convencional, com a abertura da superfície de ruptura não nula, fornece estimativas “a priori” mais otimistas em sua totalidade.

Os pontos com maior discrepância de valores e, portanto, mais distantes da reta de referência, correspondem aos tubulões cilíndricos T4 e T5. Este comportamento se justifica uma vez que estes dois tubulões contemplam, em sua geometria, a situação de menor capacidade de carga à tração ao se considerar a não abertura de superfície na ruptura. Neste caso, devido à diferença de profundidade, se comparado ao T6, de mesma característica, a parcela não considerada da resistência ao cisalhamento na superfície real de ruptura se torna ainda mais significativa.

3.7 Resumo dos Resultados das Análises pelo Método de Grenoble

De forma a facilitar a compreensão das próximas etapas, os resultados da aplicação do método de Grenoble, para as faixas de parâmetros definidas no Capítulo 2, item 2.2.5, são a seguir apresentados. Este resumo também permite uma comparação mais direta da variabilidade das estimativas efetuadas quando confrontadas às estimativas apresentadas por Danziger (1983).

Enquanto Danziger (1983) procedeu suas estimativas com base em dados tabelados, apresentados no ANEXO B, a autora utilizou diretamente as equações indicadas no item 3.4.3, através de planilha eletrônica. Cabe destacar que a diferença entre os valores de Danziger (1983) e da autora, para os valores médios, conforme apresentados nas Tabelas 25 e 26, é atribuída a uma maior acurácia quando obtidos os coeficientes de capacidade de carga diretamente das equações. Explicitando: os valores das Tabelas 25 e 26 se referem a estimativas médias. Na coluna 3 são apresentados os valores de capacidade de carga estimados pela autora, para os mesmos parâmetros utilizados por Danziger (1983), sem qualquer variação, porém utilizando as fórmulas para a determinação dos fatores de capacidade de carga. As demais colunas apresentam os valores médios obtidos pela autora quando considerados os coeficientes de variação da coesão e do ângulo de atrito indicados.

Fundação ($\lambda \neq 0$)	Danziger (1983)	Valor Médio	cvc = 0,20 cv Φ = 0,10	cvc = 0,30 cv Φ = 0,10	cvc = 0,20 cv Φ = 0,15	cvc = 0,30 cv Φ = 0,15
Tubulões - T1 e T2	2504,0 kN	2053,6 kN	2050,8 kN	2050,9 kN	2047,3 kN	2047,3 kN
Tubulão - T3	1491,0 kN	1368,4 kN	1626,8 kN	1626,8 kN	1624,8 kN	1624,8 kN
Tubulão - T4	1238,0 kN	1193,0 kN	1227,3 kN	1227,3 kN	1225,5 kN	1225,3 kN
Tubulão - T5	1245,0 kN	1243,0 kN	1277,0 kN	1277,0 kN	1274,3 kN	1274,3 kN
Tubulão - T6	457,0 kN	381,0 kN	416,0 kN	416,0 kN	415,3 kN	415,3 kN
Sapata - S1	1467,0 kN	1498,7 kN	1568,2 kN	1568,4 kN	1567,2 kN	1567,2 kN
Sapata - S2	1381,0 kN	1394,1 kN	1463,9 kN	1463,9 kN	1462,8 kN	1462,8 kN
Sapata - S3	538,0 kN	514,0 kN	561,8 kN	561,8 kN	561,4 kN	561,4 kN
Sapata - S4	893,0 kN	885,9 kN	938,0 kN	938,0 kN	937,3 kN	937,3 kN

Tabela 25 – Resumo de Estimativa de Capacidade de Carga obtida pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Fundação ($\lambda = 0$)	Danziger (1983)	Valor Médio	cvc = 0,20 cv Φ = 0,10	cvc = 0,30 cv Φ = 0,10	cvc = 0,20 cv Φ = 0,15	cvc = 0,30 cv Φ = 0,15
Tubulões - T1 e T2	2139,0 kN	1797,5 kN	1794,3 kN	1794,3 kN	1790,2 kN	1790,2 kN
Tubulão - T3	1076,0 kN	1484,6 kN	1483,2 kN	1483,2 kN	1481,5 kN	1481,4 kN
Tubulão - T4	863,0 kN	872,0 kN	907,0 kN	907,3 kN	905,5 kN	905,5 kN
Tubulão - T5	857,0 kN	885,0 kN	919,3 kN	919,3 kN	917,0 kN	917,0 kN
Tubulão - T6	362,0 kN	305,0 kN	365,5 kN	340,8 kN	340,3 kN	340,3 kN
Sapata - S1	1304,0 kN	1326,1 kN	1395,5 kN	1395,5 kN	1394,1 kN	1394,1 kN
Sapata - S2	1231,0 kN	1236,3 kN	1305,7 kN	1305,7 kN	1304,3 kN	1304,3 kN
Sapata - S3	481,0 kN	456,1 kN	504,0 kN	504,0 kN	503,6 kN	503,6 kN
Sapata - S4	794,0 kN	782,6 kN	834,7 kN	834,7 kN	833,9 kN	833,9 kN

Tabela 26 – Resumo de Estimativa de Capacidade de Carga obtida pelo Método de Grenoble considerando $\lambda = 0$

4. Estabelecimento da Função de Verossimilhança da Capacidade de Carga das Fundações

4.1 Generalidades

No procedimento de atualização Bayesiana, a função de verossimilhança é aquela de caráter objetivo, inferida a partir de um conjunto de observações.

Os registros obtidos de ensaios de campo, que permitiram o estabelecimento das distribuições estatísticas “a priori”, apresentadas anteriormente, têm caráter subjetivo, uma vez que foram utilizados como variáveis, com certa faixa de incerteza, com posterior aplicação de um modelo de cálculo selecionado pela autora, o método da Universidade de Grenoble. O próprio método de cálculo traz, em sua formulação, um certo grau de incerteza.

A função de verossimilhança, por sua vez, será obtida dos próprios ensaios, levados até um carregamento muito elevado, em incrementos de carga progressivos. Os carregamentos foram levados até à ruptura ou à iminência da mesma. Os valores inferidos dos ensaios de prova de carga estática são considerados como uma estimativa objetiva da capacidade de carga à tração, enquanto a estimativa obtida por métodos de cálculo, “a priori”, tem caráter mais subjetivo.

Uma vez que os ensaios foram interpretados por Danziger (1983) pelo método de Van der Veen (1953), optou-se por manter tal método para obtenção das cargas de ruptura. A autora, no entanto, optou por incluir também uma nova interpretação, através de uma alternativa mais recente, pelo método de Décourt (1996), de modo a obter um intervalo de resultados para a função de verossimilhança.

A autora optou, também, por interpretar tais resultados por distribuições estatísticas do tipo triangular e retangular, para estimativa da distribuição provável da resistência de cada uma das fundações à tração; esta é a alternativa empregada uma vez que não há dados suficientes para obtenção da média e do desvio padrão da função de verossimilhança por si só. Em seguida, a autora fará a aplicação do teorema de Bayes para atualização das capacidades de carga à tração.

Os dados obtidos nos ensaios estão apresentados no ANEXO D. Já os respectivos gráficos gerados para a extrapolação do resultado de cada uma das fundações, por

interpretação da autora através do método de Decourt (1996) são apresentados no ANEXO E.

4.2 Procedimento utilizado para análise dos resultados das provas de carga

4.2.1 Resultados obtidos por ensaios de Carga

Para obtenção da carga de ruptura referente a cada uma das fundações, foi utilizado método de Décourt (1996), visto que a interpretação do mesmo permite uma leitura mais direta e complementar à realizada por Danziger (1983).

Desta forma, são apresentados a seguir, na Tabela 27, os resultados obtidos dos valores da extrapolação de carga de ruptura dos ensaios à tração, método de Décourt (1996), que serão utilizados na obtenção da função de verossimilhança. A forma gráfica de interpretação do mesmo está apresentada no ANEXO E.

Fundação	Decourt
Tubulão - T1	2960,0 kN
Tubulão - T2	4695,0 kN
Tubulão - T3	1200,0 kN
Tubulão - T4	1735,0 kN
Tubulão - T5	1255,0 kN
Tubulão - T6	460,0 kN
Sapata - S1	1545,0 kN
Sapata - S2	2625,0 kN
Sapata - S3	570,0 kN
Sapata - S4	1290,0 kN

Tabela 27 – Cargas de Ruptura por Décourt

4.2.2 Consideração de Distribuição da Função de Verossimilhança

Conforme apresentado no item 2.4.2, em Danziger (1983) os resultados obtidos dos ensaios foram fruto de uma análise de extrapolação pelo método de Van der Veen (1953). Desta forma, de modo a se estimar uma função de verossimilhança consistente, foram utilizados como limites extremos ambas as interpretações dos ensaios, de modo que os intervalos assim compreendidos sejam indicadores da incerteza na estimativa da função de verossimilhança. Os valores assim determinados são resumidos na Tabela 28.

Fundação	Van der Veen/Aoki Danziger (1983)	Decourt
Tubulão - T1	2175,0 kN	2960,0 kN
Tubulão - T2	3445,0 kN	4695,0 kN
Tubulão - T3	1060,0 kN	1200,0 kN
Tubulão - T4	1510,0 kN	1735,0 kN
Tubulão - T5	975,0 kN	1255,0 kN
Tubulão - T6	475,0 kN	460,0 kN
Sapata - S1	1300,0 kN	1545,0 kN
Sapata - S2	1235,0 kN	2625,0 kN
Sapata - S3	585,0 kN	570,0 kN
Sapata - S4	1160,0 kN	1290,0 kN

Tabela 28 – Resultados interpretados dos ensaios de carga extrapolados

Há ainda que salientar que quanto mais perto da ruptura física o ensaio realizado chegou, maior a convergência dos resultados obtidos pelos diferentes métodos, conforme pode ser verificado nos ANEXOS C e D.

Objetivando, então, realizar a análise da distribuição estatística dos resultados obtidos nos ensaios, foi utilizada a simplificação da mesma, dada a ausência de dados suficientes para obtenção direta da distribuição estatística. Assim, as estimativas de média, coeficiente de variação e variância foram obtidas a partir de modelos triangular e retangular de distribuição, conforme apresentados a seguir.

4.2.2.1 Distribuição Triangular

Tal apresentação se baseia em uma distribuição onde a densidade de probabilidade dos resultados, com extremos apresentados no eixo das ordenadas, se dá em forma de triângulo, conforme ilustrado na Figura 31.

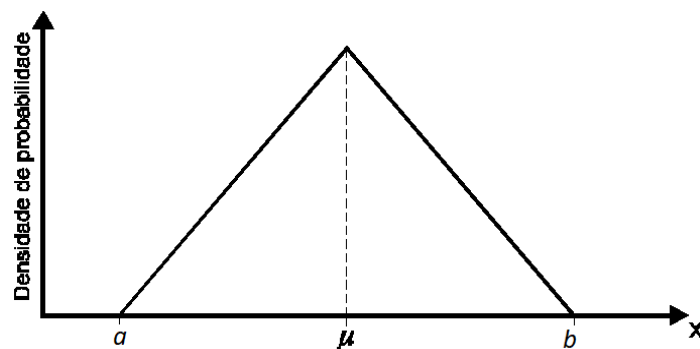


Figura 31 - Caracterização de Distribuição Triangular

Desta forma, com base nas Equações 39 a 41, se faz possível obter os dados probabilísticos pretendidos.

$$\mu = \frac{(a+b)}{2} \quad \text{(Equação 39)}$$

$$cv = \frac{1/\sqrt{6} \cdot (b-a)}{(a+b)} \quad \text{(Equação 40)}$$

$$\sigma = \mu \times cv \quad \text{(Equação 41)}$$

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 29.

Fundações	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	cv
Tubulão - T1	2567,50	160,24	6,24%
Tubulão - T2	4070,00	255,16	6,27%
Tubulão - T3	1130,00	28,58	2,53%
Tubulão - T4	1622,50	45,93	2,83%
Tubulão - T5	1115,00	57,15	5,13%
Tubulão - T6	467,50	3,06	0,65%
Sapata - S1	1422,50	50,01	3,52%
Sapata - S2	1930,00	283,73	14,70%
Sapata - S3	577,50	3,06	0,53%
Sapata - S4	1225,00	26,54	2,17%

Tabela 29 – Valores da Função Verossimilhança considerando Distribuição Triangular

4.2.2.2 Distribuição Retangular

De forma análoga, tal apresentação se baseia em uma distribuição onde a densidade de probabilidade dos resultados, com extremos apresentados no eixo das ordenadas, se dá em forma de retângulo, conforme ilustrado na Figura 32.

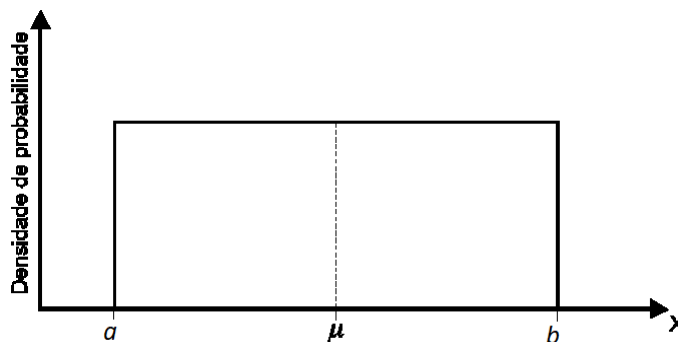


Figura 32 - Caracterização de Distribuição Retangular

Desta forma, com base nas Equações 39, 41 e 43, se faz possível obter os dados probabilísticos pretendidos.

$$cv = \frac{1/\sqrt{3} \cdot (b-a)}{(a+b)} \quad \text{(Equação 42)}$$

Tendo sido apresentados os conceitos utilizados, são expostos os resultados obtidos na Tabela 30.

Fundações	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	cv
Tubulão - T1	2567,50	226,61	8,83%
Tubulão - T2	4070,00	360,84	8,87%
Tubulão - T3	1130,00	40,41	3,58%
Tubulão - T4	1622,50	64,95	4,00%
Tubulão - T5	1115,00	80,83	7,25%
Tubulão - T6	467,50	4,33	0,93%
Sapata - S1	1422,50	70,73	4,97%
Sapata - S2	1930,00	401,26	20,79%
Sapata - S3	577,50	4,33	0,75%
Sapata - S4	1225,00	37,53	3,06%

Tabela 30 – Valores da Função Verossimilhança considerando Distribuição Retangular

Verificou-se que os coeficientes de variação são de pequena grandeza, o que caracteriza uma reduzida incerteza, em se tratando da faixa admitida para resultados obtidos pela extrapolação dos ensaios pelos diferentes métodos. Há, porém, que se destacar que a sapata S2 é a única exceção dentre as fundações analisadas, tendo essa fornecido um coeficiente de variação considerado bem superior aos demais.

A vista dos resultados obtidos nos ensaios de carga para a sapata S2, não tendo sido solicitada a ponto de iminente ruptura, é possível compreender tamanha discrepância entre os resultados dos métodos de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976) e de Decourt (1996), uma vez que o segundo se dá pela determinação gráfica de rigidez nula (ver ANEXO E – GRÁFICOS GERADOS PARA EXTRAPOLAÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA PELO MÉTODO DE DÉCOURT).

Tais resultados apontam para uma maior variância quando se considera a distribuição retangular, o que em termos de análise probabilística, se apresenta como condição de trabalho mais desfavorável. Visto que o objetivo central do presente trabalho é aplicação da atualização proposta por Bayes, maiores coeficientes de variação

oferecem uma maior margem de ajuste e, conseqüentemente, uma maior sensibilidade do ganho obtido pela aplicação do método.

4.3 Comparativo da Estimativa “a priori” e dos resultados obtidos para os ensaios extrapolados

De maneira a permitir uma comparação entre os resultados obtidos pela estimativa pelo método de Grenoble, nas duas situações de superfície de ruptura, e os resultados obtidos pelos ensaios de carga, visando verificar a correspondência entre ambos antes de se proceder à atualização, são apresentadas, nas Figura 33 e 34, as correlações entre as estimativas a priori, no eixo das ordenadas, para o caso de maior coeficiente de variação ($cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,15$) na escala vertical e os resultados experimentais, no eixo das abcissas. Os demais gráficos, contemplando diferentes seleções de coeficientes de variação, são ilustrados no Anexo F.

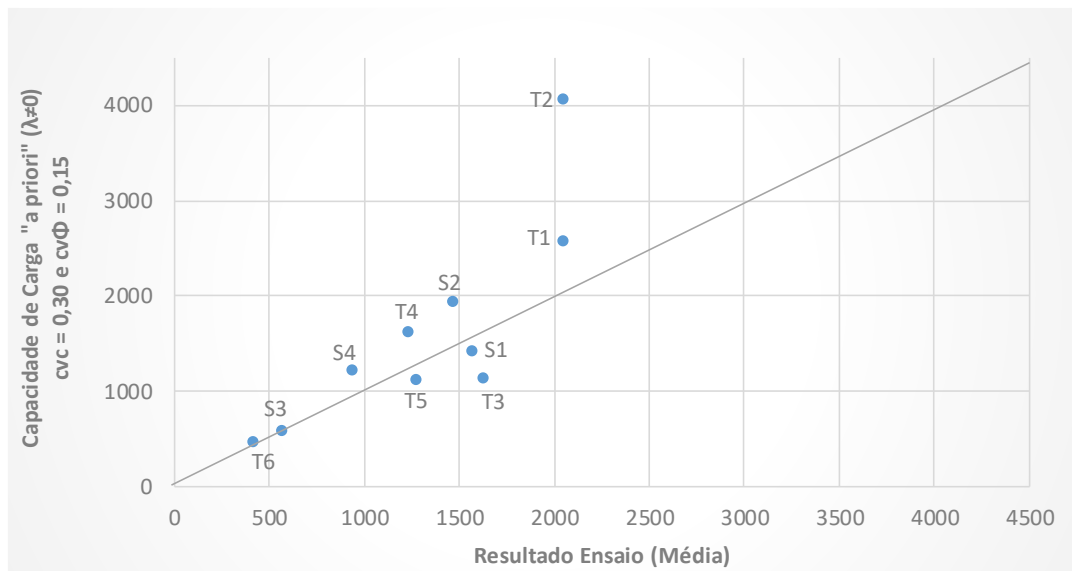


Figura 33 – Comparação entre Estimativa “a priori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$ e o Resultado de Ensaio de Carga

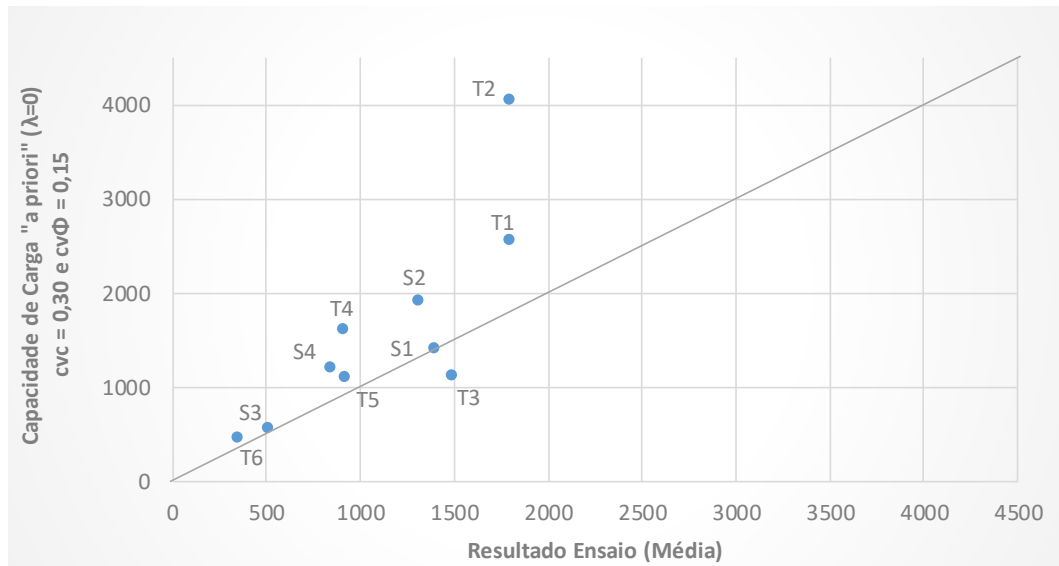


Figura 34 – Comparação entre Estimativa “a priori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda=0$ e o Resultado de Ensaio de Carga

Conforme pode ser interpretado dos gráficos plotados, para a consideração de $\lambda \neq 0$ os resultados se mostram mais próximos da reta de 45°, quando comparados aos resultados para $\lambda=0$. Esta indicação revela que o comportamento real tende à primeira situação, para a grande maioria das fundações.

Vale atentar que, ao se considerar a tendência do conjunto, apesar de a nuvem de pontos se mostrar próxima à reta de comparação, apenas quatro fundações se mostram realmente satisfatórias, o que por si só justifica a relevância da proposta de atualização proposta na presente pesquisa, de forma a melhorar as estimativas através da metodologia de Bayes.

Em contraponto, ressalta-se a atenção para o ponto que se apresenta extremamente fora da nuvem, Tubulão T2, mostrando um comportamento completamente excepcional. Tal situação pode ser compreendida pela presença de um bloco remanescente, conforme indicado na Figura 22, o que representa um acréscimo na capacidade de carga obtida em campo e não refletida na estimativa de cálculo.

5. Atualização da Capacidade de Carga

5.1 Generalidades

Conforme explanado no item 1.4.3, o teorema de Bayes permite a obtenção de uma estimativa “a posteriori” a partir de uma estimativa de distribuição “a priori” e da distribuição da função probabilística de verossimilhança, obtida através de dados de registros ou ensaios (provas de carga).

5.2 Resumo dos Resultados do Valor esperado e Variância da Estimativa “a Posteriori”

Ao longo da pesquisa elaborada foram apresentados os passos necessários à obtenção das estimativas a priori e de verossimilhança que permitem o procedimento da atualização Bayesiana. A atualização Bayesiana é também considerada como uma evolução do enfoque observacional, mas de forma quantitativa, no qual as estimativas são corrigidas em função dos registros observados. Enquanto o enfoque observacional permite uma atualização qualitativa de uma determinada estimativa, o enfoque de Bayes permite uma avaliação quantitativa, resultando numa estimativa atualizada com a incerteza reduzida, uma vez que são incluídos registros objetivos nesta atualização.

De modo a estimar a média e desvio padrão das respectivas funções verossimilhança, foram admitidos modelos triangular e retangular e apresentados resultados por ambas as considerações. Entretanto, para aplicação do teorema de Bayes, tais valores serão aplicados admitindo-se que a distribuição é normal.

A autora realizou as atualizações para todas as estimativas a priori executadas. No corpo desta dissertação, a autora apresenta a atualização apenas para o caso da maior incerteza dos parâmetros geotécnicos, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,15$. No ANEXO G estão apresentados todos os resultados das demais avaliações.

5.2.1 Estimativas “a Posteriori” para o modelo “a priori” contemplando $\lambda \neq 0$

A seguir são apresentadas as Tabelas 31 e 32, das atualizações realizadas através do modelo triangular e retangular da função de verossimilhança, respectivamente, para consideração de ângulo de ruptura não-nulo.

$(\lambda \neq 0)$ 0,30 / 0,15	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	2047,30	200,50	2567,50	160,24	2364,74	125,17	5,29%
T2	2047,30	200,50	4070,00	255,16	2819,46	157,65	5,59%
T3	1624,83	213,58	1130,00	28,58	1138,70	28,32	2,49%
T4	1225,25	190,15	1622,50	45,93	1600,60	44,64	2,79%
T5	1274,25	175,14	1115,00	57,15	1130,33	54,33	4,81%
T6	415,25	61,76	467,50	3,06	467,37	3,06	0,65%
S1	1567,17	198,76	1422,50	50,01	1431,11	48,50	3,39%
S2	1462,76	170,07	1930,00	283,73	1586,26	145,87	9,20%
S3	561,45	86,95	577,50	3,06	577,48	3,06	0,53%
S4	937,26	130,66	1225,00	26,54	1213,60	26,01	2,14%

Tabela 31 – Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,30$, $cv_\phi = 0,15$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular

$(\lambda \neq 0)$ 0,30 / 0,15	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	2047,30	200,50	2567,50	226,61	2275,72	150,16	6,60%
T2	2047,30	200,50	4070,00	360,84	2524,46	175,26	6,94%
T3	1624,83	213,58	1130,00	40,41	1147,11	39,71	3,46%
T4	1225,25	190,15	1622,50	64,95	1580,99	61,46	3,89%
T5	1274,25	175,14	1115,00	80,83	1142,96	73,39	6,42%
T6	415,25	61,76	467,50	4,33	467,24	4,32	0,92%
S1	1567,17	198,76	1422,50	70,73	1438,76	66,63	4,63%
S2	1462,76	170,07	1930,00	401,26	1533,92	156,59	10,21%
S3	561,45	86,95	577,50	4,33	577,46	4,32	0,75%
S4	937,26	130,66	1225,00	37,53	1203,07	36,07	3,00%

Tabela 32 – Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,30$, $cv_\phi = 0,15$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular

Como esperado, a função verossimilhança com valores obtidos através de distribuição retangular apresentou um maior coeficiente de variação para os valores de estimativa “a posteriori”, uma vez que a representatividade dos resultados de observação tem peso determinante ao nortear os valores atualizados.

5.2.2 Estimativas “a Posteriori” para o modelo “a priori” contemplando $\lambda=0$

A seguir são apresentadas as Tabelas 33 e 34, das atualizações realizadas através de resultados obtidos através dos modelos triangular e retangular da função de

verossimilhança, respectivamente, para consideração de superfície de ruptura nula.

$(\lambda=0)$ 0,30 / 0,15	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	1790,20	145,29	2567,50	160,24	2140,91	107,63	5,03%
T2	1790,20	145,29	4070,00	255,16	2348,40	126,26	5,38%
T3	1481,43	183,81	1130,00	28,58	1138,29	28,24	2,48%
T4	905,50	122,71	1622,50	45,93	1534,40	43,01	2,80%
T5	917,00	105,41	1115,00	57,15	1070,02	50,24	4,70%
T6	340,25	45,91	467,50	3,06	466,94	3,06	0,65%
S1	1394,07	161,49	1422,50	50,01	1420,01	47,77	3,36%
S2	1304,29	136,79	1930,00	283,73	1422,29	123,22	8,66%
S3	503,60	73,34	577,50	3,06	577,37	3,06	0,53%
S4	833,90	107,72	1225,00	26,54	1202,62	25,77	2,14%

Tabela 33 – Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,30$, $cv_\phi = 0,15$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular

$(\lambda=0)$ 0,30 / 0,15	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	1790,20	145,29	2567,50	226,61	2016,64	122,31	6,07%
T2	1790,20	145,29	4070,00	360,84	2108,23	134,77	6,39%
T3	1481,43	183,81	1130,00	40,41	1146,21	39,47	3,44%
T4	905,50	122,71	1622,50	64,95	1465,59	57,41	3,92%
T5	917,00	105,41	1115,00	80,83	1041,69	64,14	6,16%
T6	340,25	45,91	467,50	4,33	466,38	4,31	0,92%
S1	1394,07	161,49	1422,50	70,73	1417,92	64,78	4,57%
S2	1304,29	136,79	1930,00	401,26	1369,43	129,47	9,45%
S3	503,60	73,34	577,50	4,33	577,24	4,32	0,75%
S4	833,90	107,72	1225,00	37,53	1182,67	35,44	3,00%

Tabela 34 – Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,30$, $cv_\phi = 0,15$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular

Corroborando os resultados obtidos para a consideração de $\lambda \neq 0$, os resultados atualizados para $\lambda=0$ através do modelo de distribuição estatística retangular para a função verossimilhança apresentou um maior coeficiente de variação para os valores de estimativa “a posteriori”.

No geral, como os valores atualizados são resultado de uma análise que inclui as informações “a priori” e da função verossimilhança, independentemente das

particularidades de cada uma das premissas estabelecidas, os resultados encontrados se situaram dentro das expectativas da autora, destacando-se os seguintes pontos:

- É possível observar que a capacidade de carga das fundações obtidas “a posteriori” se mostrou intermediária entre os valores “a priori” e os relativos à função de verossimilhança correspondente, tendendo a se aproximar mais dos valores que apresentam a menor variância.
- Nota-se que o coeficiente de variação da distribuição “a posteriori” é sempre menor que o das demais distribuições.

5.3 Comparação entre as Estimativas “A Posteriori” da Capacidade de Carga pelo Método de Grenoble com considerações distintas de comportamento de ruptura

Os resultados são comparados na Figura 35, onde são inseridos, no eixo horizontal, os valores esperados das estimativas “a posteriori” considerando o método de Grenoble na íntegra, e no eixo vertical o método de Grenoble adaptado para premissa de superfície de ruptura com ângulo de abertura nulo.

Tal comparação será procedida apenas para os maiores coeficientes de variação dos parâmetros do solo ($cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,15$) e a estimativa “a posteriori” obtida através do modelo de função de verossimilhança com distribuição retangular.

Para os demais resultados gráficos, consultar o Anexo H.

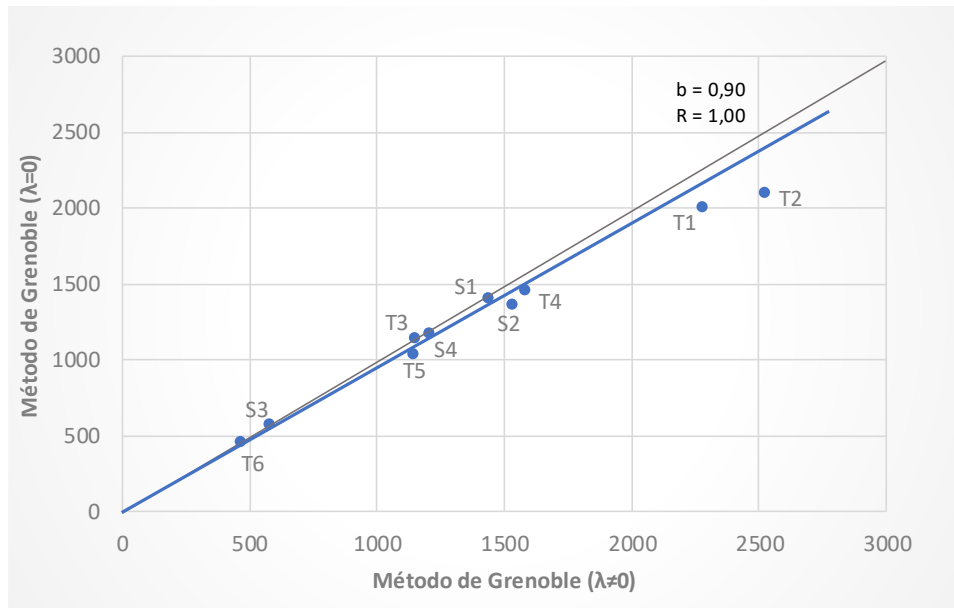


Figura 35 – Comparação entre considerações do Método de Grenoble para resultados “a posteriori”

Conforme indicado no gráfico, a reta de comparação se mostra mais próxima à reta de 45° , quando comparada à Figura 30, antes de se proceder à atualização, mostrando uma tendência de redução da incerteza do modelo e a maior consistência da superfície de ruptura que se abre em direção à superfície do terreno natural ($\lambda \neq 0$). Conclui-se, assim, que a atualização foi capaz de reduzir as incertezas inerentes às estimativas “a priori”, uma vez que a influência da verossimilhança se mostra bastante forte para ambas as considerações iniciais ($\lambda \neq 0$ ou $\lambda = 0$).

Vale citar que experiências práticas indicam que para os casos de resistência do reaterro significativamente inferior à resistência do solo natural, a ruptura tende a ocorrer para o ângulo nulo ($\lambda = 0$). Por outro lado, quando a resistência do reaterro é maior que a do solo natural, a ruptura ocorre segundo ângulo maior que zero ($\lambda \neq 0$). No presente estudo, porém, não estão disponíveis os resultados dos reaterros compactados, de modo que a interpretação se dá apenas pela indicação dos resultados de ensaios de carga associados aos resultados estimados pelo Método de Grenoble.

Apesar do número reduzido de registros experimentais, a conclusão acima revela a consistência dos resultados e o potencial da atualização Bayesiana na interpretação

da estimativa atualizada, quando comparados os dois modelos a posteriori de abertura da superfície de ruptura; uma vez que os resultados da observação predominam.

5.4 Comparativo entre as Estimativas “A priori” e “A posteriori”

A fim de observar quão representativa se deu a estimativa “a priori” quando comparada à estimativa “a posteriori”, serão apresentados graficamente os respectivos resultados. Tal proposta visa ter uma maior sensibilidade da variação dos resultados quando vistos apenas do contexto de cálculo, com todas as inerentes incertezas, e quando associados a dados de campo.

Para tanto, serão mostrados os gráficos resultantes para os coeficientes de variação extremos ($cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,15$), com consideração de função verossimilhança retangular, em ambas as considerações do método de Grenoble, de modo a servir de mesma base comparativa que a estabelecida no item 4.3, podendo ser verificados os demais gráficos gerados no Anexo I.

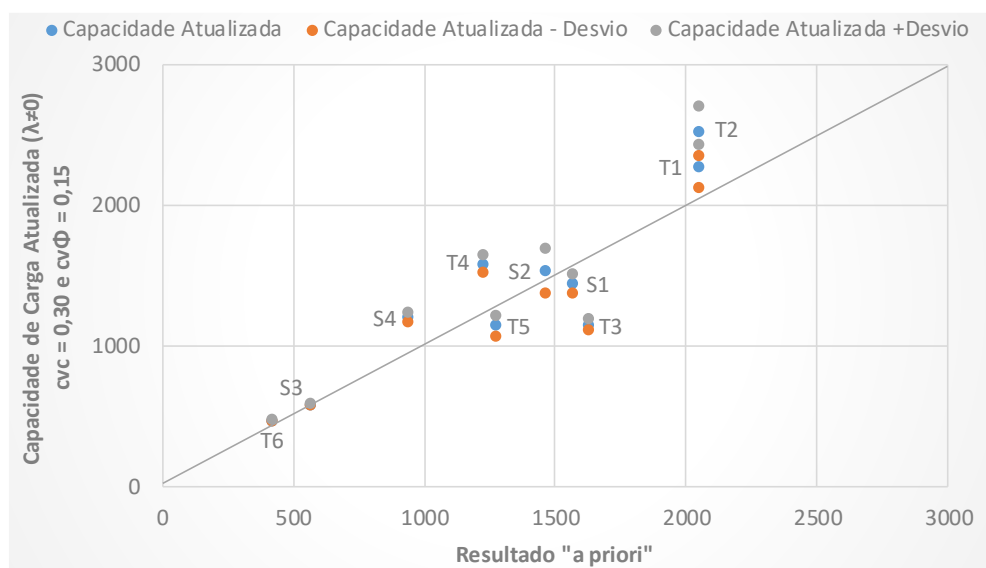


Figura 36 – Comparação entre Estimativa “a priori” e “a posteriori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$

Observa-se no comparativo exposto para $\lambda \neq 0$, que a atualização das estimativas de capacidade de carga forneceu resultados de resistência maiores, o que nos indica que com estimativas “a priori” o projeto concebido estaria economicamente onerado, podendo ser otimizado.

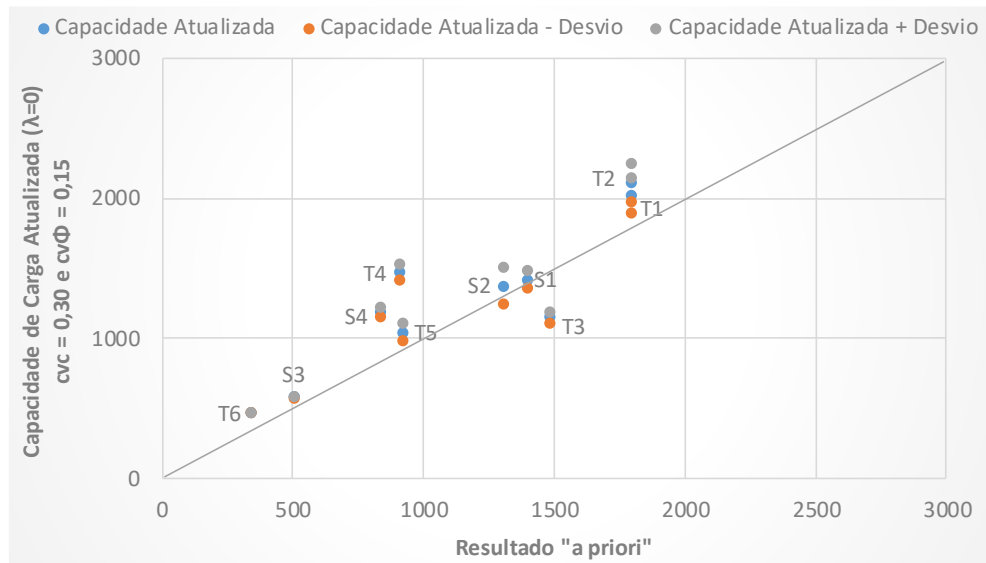


Figura 37 – Comparação entre Estimativa “a priori” e “a posteriori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda=0$

Percebe-se ainda, para $\lambda=0$, uma comparação que expõe uma nuvem de pontos com ainda maior discrepância entre as resistências atualizadas e estimadas “a priori”, que é condizente com o comportamento tendendo a abertura das superfícies de ruptura.

De modo geral, é possível notar que, apesar dos pontos se mostrarem coerentes em ambas as comparações, ou seja, sem mudança de comportamento brusco entre as considerações, a diferença entre valores é maior em se considerando $\lambda=0$, tendo os resultados para $\lambda \neq 0$ se mostrado mais próximos à reta de 45°.

Tal comportamento pode se dar pela melhor adequação do método para $\lambda \neq 0$, como previsto pela teoria. Entretanto, cabe ressaltar que o desempenho indicado tende a representar uma diferença entre a resistência do reaterro e do solo natural não muito significativa.

É válido, ainda, reforçar que a nuvem de pontos se mostra satisfatoriamente próxima da reta de comparação, principalmente se considerando os poucos dados de ensaios e, conseqüentemente, uma única oportunidade de atualização. Tal resultado indica que as estimativas realizadas pelo Método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$ se mostra mais compatível com o comportamento real e, portanto, mais confiável.

5.5 Comparação entre as Resistências Atualizadas (“A Posteriori”) com os Resultados dos Ensaios de Carga em campo

De maneira a permitir uma avaliação comparativa entre os resultados obtidos através da atualização de Bayes das estimativas pelo método de Grenoble e os resultados obtidos pelos ensaios de carga, visando verificar a relação de correspondência entre tais dados, é apresentado graficamente a comparação entre tais valores, seguindo o modelo previamente apresentado no item 3.6.

Para tanto, serão mostrados os gráficos resultantes para os coeficientes de variação extremos ($cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,15$) e com consideração de função verossimilhança retangular, em ambas as considerações do método de Grenoble, de modo a servir de mesma base comparativa que a estabelecida no item 4.3; podendo ser verificados os demais gráficos gerados no Anexo J.

5.5.1 Consideração do Método de Grenoble contemplando $\lambda \neq 0$

A forma de comparação dos resultados obtidos “a posteriori” com os resultados dos ensaios de carga, através do valor médio da função verossimilhança utilizada, será apresentada com o intervalo da capacidade de carga obtida e suas variações, com base nos desvios obtidos. Tal apresentação permite analisar, na Figura 38, o quão próximos os resultados estão, se comparando à linha de 45°.

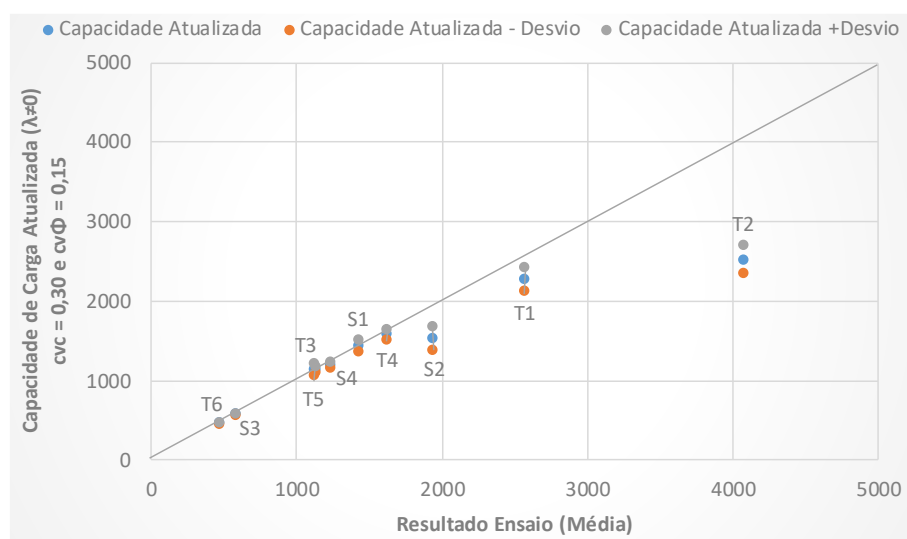


Figura 38 – Comparação entre Estimativa “a posteriori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$ e o Resultado de Ensaio de Carga

Como indicado graficamente, é possível perceber que apenas um resultado apresenta resultado discrepante dos obtidos em ensaio, sendo este o Tubulão T2, como já havia se mostrado notório na Figura 33.

Para os demais, se mostram em contato com a reta de comparação ou satisfatoriamente próximos, de modo que após a atualização se mostraram fortemente compatíveis com os resultados obtidos na prática.

Outra forma de perceber tal melhoria nos resultados é verificar, nos gráficos plotados, que as capacidades atualizadas, acrescidas ou diminuídas de seus desvios padrão, apresentam pouca variação, de modo que os resultados praticamente se sobrepõem na maioria dos casos.

Percebe-se, ainda, que as fundações com estimativas “a posteriori” de menor desvio se aproximaram mais da reta a 45°, enquanto as de maior desvio se mantiveram um pouco distantes. Este comportamento confirma uma não convergência imediata para os resultados com maior desvio padrão, o que era esperado.

5.5.2 Consideração do Método de Grenoble contemplando $\lambda=0$

Semelhante ao modelo de apresentação anteriormente citado, a comparação será apresentada também para o método adaptado e suas variações, com base nos desvios obtidos, se seguindo na Figura 39.

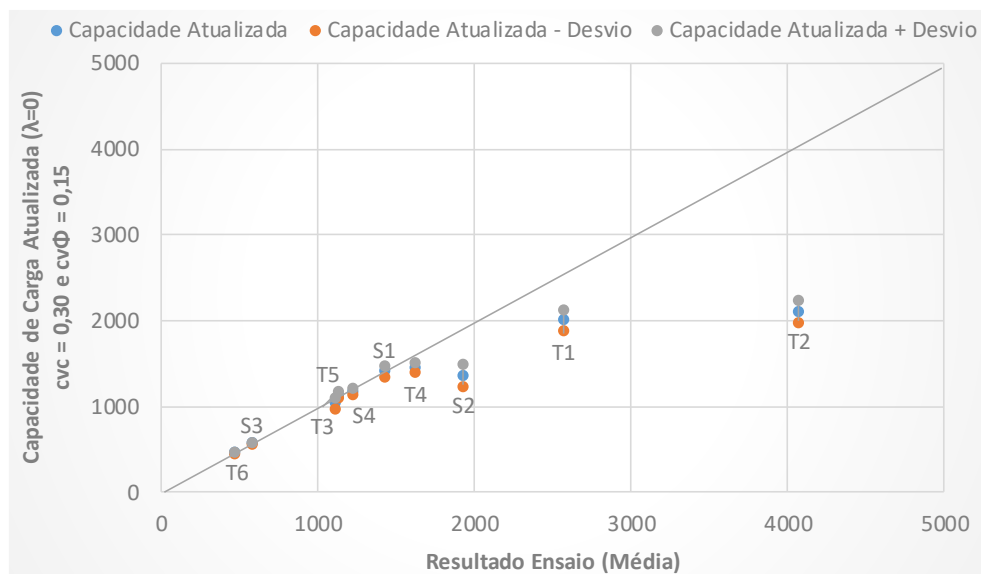


Figura 39 – Comparação entre Estimativa “a posteriori” pelo método de Grenoble considerando $\lambda=0$ e o Resultado de Ensaio de Carga

Como era de esperar, os resultados apresentam forte similaridade com os apresentados na metodologia considerando $\lambda \neq 0$, de modo que fica claro que os resultados de ensaio condicionam notadamente a atualização.

Observa-se, ainda, que, assim como para $\lambda \neq 0$, a presente consideração indica maior distância do Tubulão T2, conforme já indicava a Figura 34, e o Tubulão T1 e a Sapata S2, tendo a particularidade de que a distância para reta de 45° se caracteriza ainda maior se comparando com a Figura 38.

Isto posto, é plausível avaliarmos os resultados de forma semelhante à comparação anterior, com a ressalva de que o primeiro se mostra ainda mais convincente.

5.5.3 Considerações dos Resultados gráficos

De forma geral, conforme pode ser interpretado dos gráficos plotados, para a consideração de $\lambda \neq 0$ os resultados se mostram mais próximos da reta de 45° representativa de comparação entre valores do que para $\lambda = 0$, como já era percebido desde a estimativa “a priori”; o que reforça que o comportamento real tende à primeira situação para grande maioria das fundações.

É extremamente importante citar que uma vez realizada a atualização com apenas um ensaio para cada fundação, sem releituras de observação levando a um processo de convergência mais robusto, é compreensível que os valores obtidos tenham ainda alguma lacuna entre os resultados; apesar de só se apresentarem significativos em poucos casos.

Entretanto, é notório que, no geral, foram obtidas nuvens de pontos de acurácia bastante satisfatória, de modo que apenas duas fundações se apresentaram com distâncias notórias, sendo elas o tubulão T2 e a sapata S2.

Para o tubulão, é possível compreender facilmente uma possível superestimação do valor real obtido no ensaio de carga, visto que no perfil geotécnico verificado foi observado a presença de um bloco rochoso alterado próximo à base de tal fundação. Deste modo, é fácil supor que a parcela de resistência ao esforço de tração sofreu forte acréscimo pela presença particular de tal bloco, o que descaracteriza o real comportamento de ruptura da referida fundação e explica tal dissonância quando comparado à estimativa de capacidade de carga.

Em se tratando da sapata, o resultado do ensaio não apresenta uma tendência clara de ruptura, o que gera certa dúvida quando da obtenção de resultado extrapolado do mesmo. Tal interpretação pode indicar uma capacidade de carga não representativa do caso real, de modo que a discrepância entre a estimativa e o resultado final não apresentam a convergência esperada.

Por fim, é importante notar que os resultados obtidos após atualização se mostram extremamente condizentes com os resultados dos ensaios, mesmo partindo de valores de estimativa com baixa dispersão, o que indica o grande ganho que tal aplicação representa para a análise do método utilizado.

5.6 Apresentação dos Resumos Gráficos da Atualização das Estimativas de Capacidade de Carga das Fundações solicitadas à Tração

Objetivando apresentar de forma clara os resultados obtidos através da atualização realizada, serão apresentados os gráficos com a distribuição normal das estimativas a priori, a posteriori e da verossimilhança para cada uma das fundações analisadas, nas Figuras 40 a 49, de modo análogo à Figura 13.

Para os Tubulões T1 e T2, apresentados nas Figura 40 e 41, é possível perceber uma distribuição bem caracterizada, ficando clara a posição intermediária da distribuição “a posteriori” e apresentando uma menor dispersão, visto sua forma. Para o caso do Tubulão T1, não há uma tendência evidente, uma vez que tanto a distribuição “a priori” quanto a verossimilhança, que são base da atualização, apresentam dispersão e comportamentos similares.

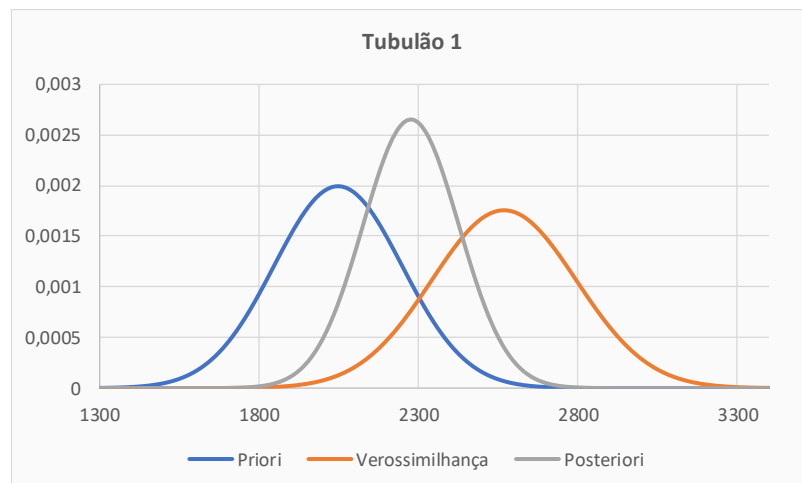


Figura 40 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T1

Já para Tubulão T2, no entanto, fica nítida a diferença entre as distribuições “a priori” e verossimilhança, mostradas na Figura 41, sendo que a segunda se mostra, inclusive, com uma variação mais alta e extremamente deslocada em relação às demais.

É possível compreender este comportamento devido à presença de um bloco rochoso na posição da fundação, de modo que este acréscimo de resistência se apresenta apenas na verossimilhança e não na estimativa “a priori”.

Este fato deixa clara a tendência de convergência da atualização à estimativa “a priori”.

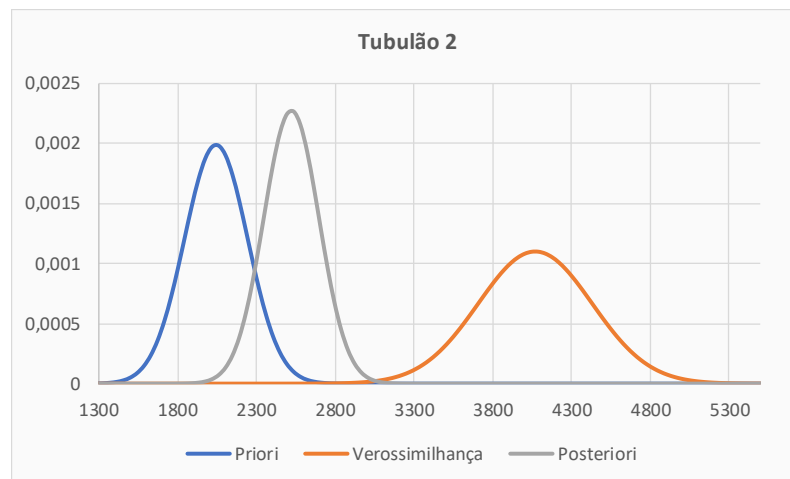


Figura 41 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T2

É sensível notar que, quanto mais dispersa for uma dada distribuição, menor a influência na atualização e maior a proximidade da distribuição “a posteriori” da distribuição restante.

Em se tratando do Tubulão T3, Figura 42, comparado aos Tubulões T1 e T2, também de base alargada, o comportamento se mostra bem diferente; uma vez que a distribuição “a priori” apresenta uma grande variância e menor assertividade se comparada à verossimilhança.

Este comportamento mostra que, em se tratando de tubulões com base alargada, a menor profundidade se apresenta mais sensível às variações dos parâmetros do solo, o que concorda com a diferença de desempenho proposto pelo Método de Grenoble

a partir da relação de profundidade crítica (D_c), indicada na Equação 19. Tal fato é refletido no modelo de distribuição obtida “a priori”.

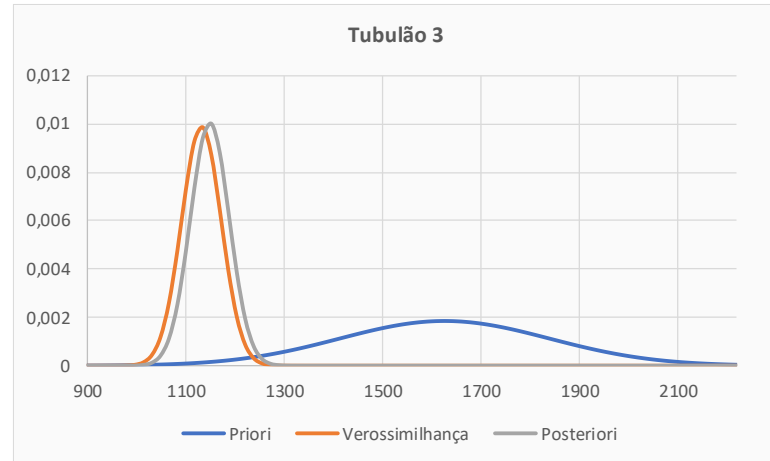


Figura 42 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T3

Para os tubulões sem base alargada T4 e T5, Figuras 43 e 44 respectivamente, o comportamento se mostra similar ao tubulão T3, como distribuição “a priori” mais dispersa e conseqüentemente, maior influência da verossimilhança na atualização “a posteriori”.

Este comportamento sugere que as fundações com capacidade de carga mais ou exclusivamente dependentes da resistência ao longo do fuste sofrem maior influência em seus resultados quando da variação dos parâmetros geotécnicos.

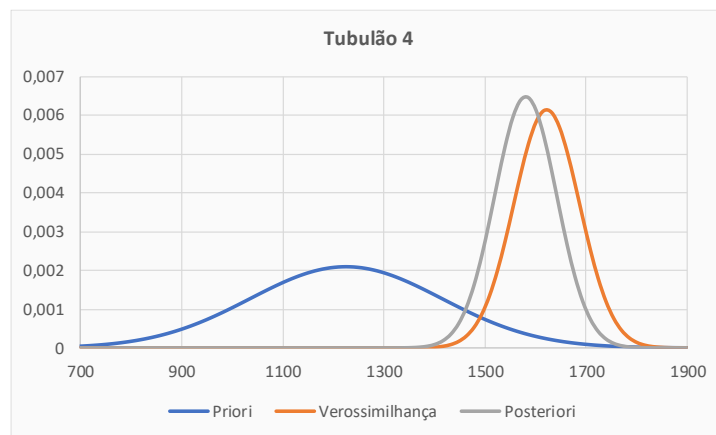


Figura 43 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T4

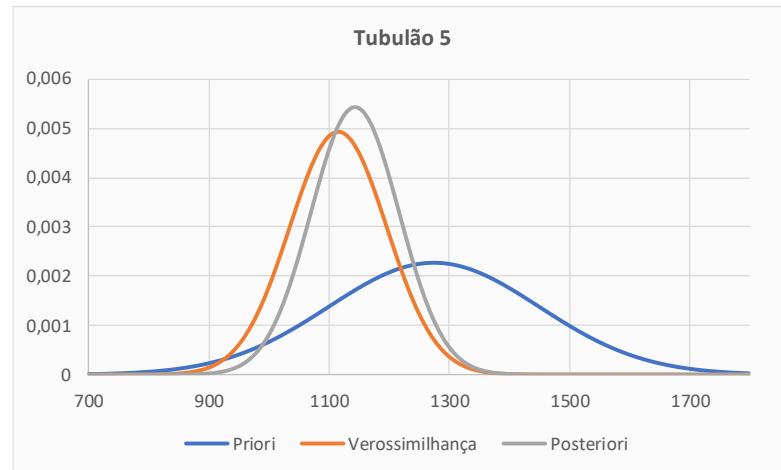


Figura 44 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T5

De modo análogo aos casos anteriormente citados para os tubulões sem base alargada se apresenta o comportamento das sapatas S1 e S4, Figuras 45 e 46, o que é coerente com a interpretação de maior variação das estimativas “a priori” para as fundações com capacidade de carga fundamentalmente dependentes na resistência ao longo do fuste.

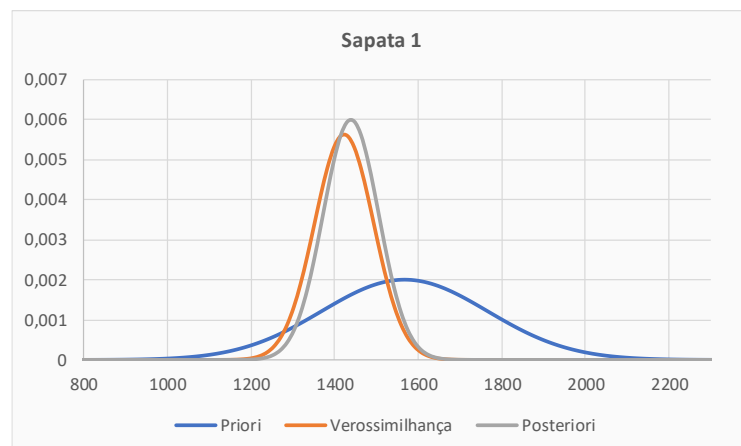


Figura 45 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” da Sapata S1

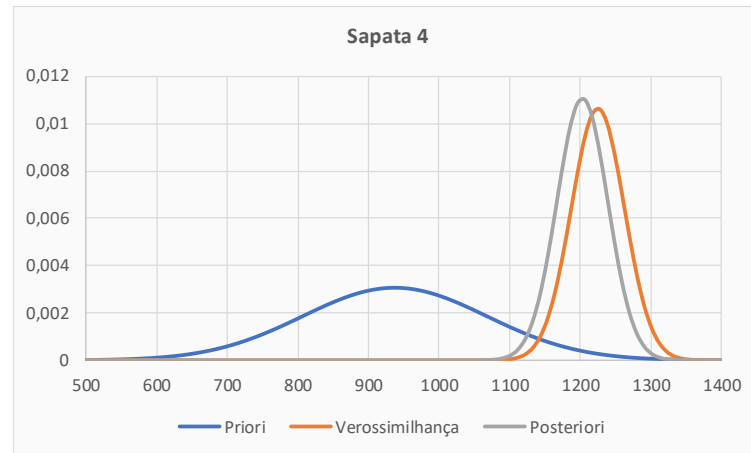


Figura 46 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” da Sapata S4

Já para o Tubulão T6 e para a Sapata S3, Figuras 47 e 48, tamanha é a dispersão da distribuição de estimativa “a priori”, se comparada à verossimilhança, que o seu comportamento pouco influencia na atualização da estimativa de carga, de modo que para este caso as distribuições “a posteriori” e verossimilhança se sobrepõem.

Este fato fica ainda mais claro se analisado em conjunto com a Figura 38, onde é possível perceber que estas mesmas fundações apresentam seus pontos agrupados sobre a reta de comparação entre a estimativa “a posteriori” e verossimilhança.

É válido atentar que o comportamento se repete, independentemente da solução em tubulão ou sapata, para as fundações com menor profundidade, indicando que são os casos mais sensíveis às variações dos parâmetros, uma vez que as distribuições “a priori” se apresentam mais dispersas.

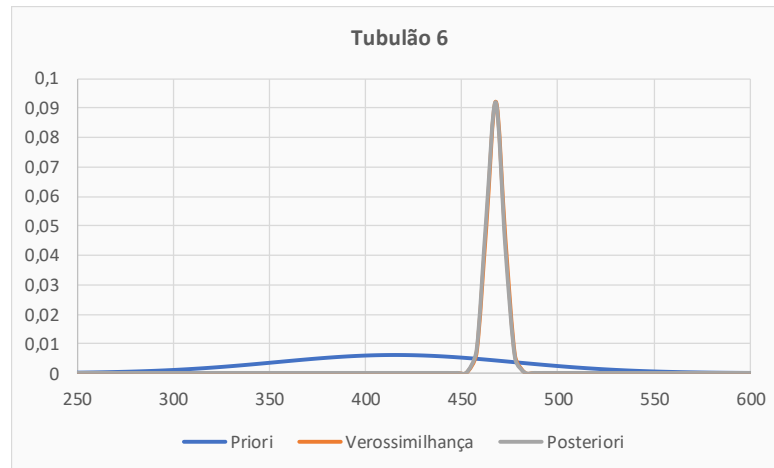


Figura 47 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” do Tubulão T6

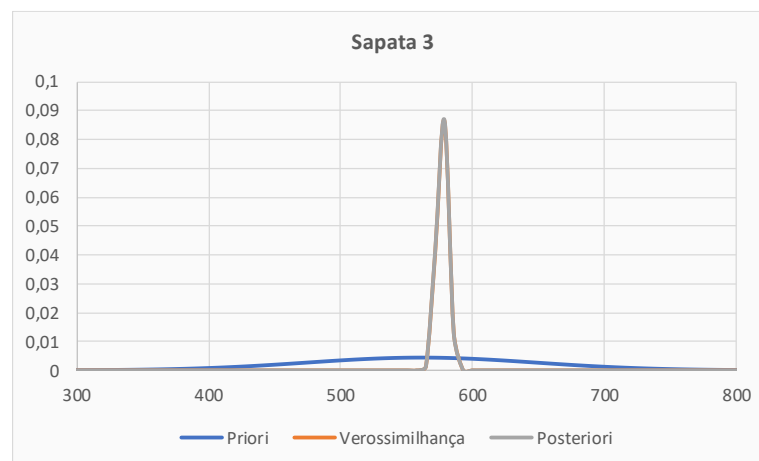


Figura 48 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” da Sapata S3

É importante salientar que tal dispersão das estimativas “a priori” é oriunda da grande sensibilidade da capacidade de carga às variações dos parâmetros geotécnicos, e conseqüentemente da intrínseca incerteza, de modo que os valores obtidos para o desvio padrão são mais altos que para a verossimilhança e, por conseguinte, os resultados “a posteriori”.

Já o comportamento distinto da Sapata S2, Figura 49, tendo com maior dispersão a verossimilhança, pode ser compreendido pelo fato de não ter sido ensaiada até uma situação de ruptura iminente, o que leva a uma distribuição com maiores desvios para a verossimilhança. Desta forma, a apresentação das distribuições permuta-se em comparação aos demais casos apresentados.

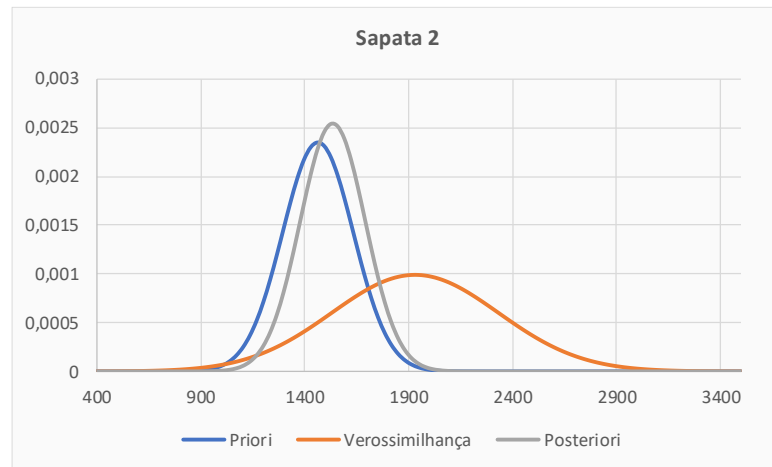


Figura 49 – Distribuição normal “a priori”, verossimilhança e “a posteriori” da Sapata S2

Ao final, é interessante perceber as diferentes formas que os dados podem se apresentar e como o comportamento das curvas de distribuição, seja “a priori” ou a verossimilhança, interferem na atualização das estimativas e moldam o resultado “a posteriori”, de acordo com o grau de assertividade que cada um dos intervalos de dados apresenta.

De forma explícita, ao acompanhar o direcionamento e modelo das distribuições atualizadas, fica evidente a melhoria nos resultados que a aplicação do Teorema de Bayes pode representar na estimativa de capacidade de carga das fundações tracionadas.

6. Conclusões

6.1 Estimativa “A Priori”

De modo geral, não foi possível verificar qual característica leva a uma maior incerteza em se considerando a estimativa “a priori”, visto que para os elementos de mesmos grupos (tubulões com base, tubulões sem base e sapatas) os coeficientes de variação têm comportamentos não tendenciosos.

É possível perceber que o coeficiente de variação se mostra mais sensível nas análises utilizando o método de Grenoble com a consideração da superfície de ruptura com tendência de abertura ($\lambda \neq 0$), porém tais diferenças são bem marginais.

Há que citar que fica claro, das tantas análises realizadas e em todas considerações, que a variação da capacidade de carga das fundações à tração se apresentaram extremamente suscetíveis aos valores de coesão, de modo que associadas a variações distintas do ângulo de atrito interno, o coeficiente de variação obtido se deu praticamente o mesmo.

Como de se esperar, diante do conceito atribuído a tal premissa, as estimativas em se tratando de superfícies de ruptura com tendência de abertura se mostram consideravelmente maiores, principalmente quando se tratando de fundações mais profundas, independente da natureza da mesma.

6.2 Função Verossimilhança

Os coeficientes de variação obtidos da função de verossimilhança foram, em média, bastante inferiores se comparados aos obtidos das estimativas “a priori”. Este comportamento pode ser atribuído ao fato de tal função ter sido obtida com base em registros de ensaios das fundações, “in loco”; ou seja, determinados por comportamento factual.

Embora esteja ainda presente na citada função a dúvida de interpretação dos resultados dos ensaios, proveniente dos métodos utilizados para sua extrapolação, principalmente em se tratando de fundações que não foram levadas à sua ruptura física.

Há ainda que se valer que não são consideradas, na distribuição da função de verossimilhança, as variações do perfil do subsolo, originárias da grande variabilidade existente em se tratando de solo residual.

6.3 Estimativa “A Posteriori”

Conforme esperado, e em conformidade com as expressões propostas, a capacidade de carga das fundações à tração “a posteriori” esteve sempre compreendida entre os valores obtidos “a priori” e os correspondentes à função de verossimilhança, se aproximando mais do valor que apresentou a menor variância.

O coeficiente de variação da distribuição “a posteriori” foi sempre menor que o das demais distribuições, fato este também bastante compreensível, já que a distribuição à “posteriori” inclui ambas as informações, compreendendo em uma conseqüente redução da margem de incerteza da estimativa.

Considerando os resultados da atualização e seus eventuais desvios, a mesma forneceu valores muito próximos da capacidade de carga obtida através dos ensaios, principalmente em se avaliadas as proposições de ângulo de ruptura não nulo.

Como preconizado na metodologia aplicada, os estudos comprovam que a influência da distribuição de verossimilhança se faz extremamente relevante na atualização da estimativa deste caso de obra, tendo sido capaz de reduzir consideravelmente as incertezas implicadas nos modelos de cálculo e indicar, ainda, uma tendência de comportamento em se tratando de fundações solicitadas à tração em solos residuais, independente da solução proposta.

O melhor comportamento pode ser verificado através dos gráficos de distribuição normal plotados, de modo que verifica-se um contraponto apenas em casos com situações caracterizadas por condição adversa, como expostos para o Tubulão T2 e a Sapata S2.

6.4 Comparação entre as Estimativas “A Posteriori” e “A Priori”

De modo geral, percebe-se que o comportamento considerando ambas as formas de ruptura se mostram bem similares, entretanto, ocorre uma maior diferença em se

tratando de $\lambda=0$, tendo os resultados para $\lambda \neq 0$ se mostrado mais próximos à reta de 45° , o que indica uma tendência à abertura das superfícies de ruptura.

A comparação, no entanto, permite, principalmente, perceber através da proximidade dos pontos ao comparados, que mesmo com poucos dados de ensaios e consequente atualização singular, que a convergência entre os valores se deu de forma natural, mostrando-se, neste primeiro contexto, confiáveis as estimativas pelo Método de Grenoble.

6.5 Comparação entre a Estimativa “A Posteriori” e os resultados dos Ensaios de Carga

Os valores da estimativa atualizada da capacidade de carga à tração se mostraram, em geral, extremamente coerentes aos valores obtidos experimentalmente, conforme esperado; com apenas dois casos em que os últimos se apresentaram superiores.

Este fato deve estar ligado, principalmente, à condição geotécnica particular da posição em questão, como presença de bloco rochoso na base do tubulão, e possível superestimação do resultado obtido através da extrapolação do ensaio, como no caso da sapata que apresentou dados distantes da real ruptura.

Para os valores atualizados considerando o método de Grenoble considerando $\lambda \neq 0$ os resultados se mostram ainda mais condizentes com os resultados dos ensaios de carga realizados, indicando assim uma maior tendência a rupturas com abertura de ângulo em direção à superfície.

Considerando os casos em que não houve uma convergência imediata dos valores atualizados obtidos, é possível observar uma diferença de resistência de cerca de 88% para a sapata (S2) e de 66% para o tubulão (T2); o que certamente poderia ser reduzido e revertido com a execução de novos ensaios e novos processos de atualização.

7. Sugestões para Pesquisas Futuras

- Análise de bancos de dados diferentes, mais amplos, para aplicação de análise mais robusta estatisticamente;
- Análise de bancos de dados com resultados de ensaios levando à ruptura física das fundações e, possivelmente, com análise visual do comportamento caracterizado no solo;
- Análise de banco de dados com ensaios que revisitem os resultados, de modo que a realização de novos ensaios possa ser incluída no processo de atualização de forma iterativa, obtendo uma análise mais completa da tendência de convergência;
- Utilização de diferentes funções de verossimilhança para atualização, podendo-se estudar a possibilidade de implementar resultados obtidos por demais métodos e adotar modelos de distribuição diferentes;
- Analisar a variação de comportamento de ruptura e incluí-la nos estudos, de modo que os coeficientes de variação principais se dariam no ângulo de abertura da superfície de ruptura em cada um dos modelos de fundação e conforme suas respectivas expectativas.

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, M. F. P., MONTEIRO, F. F., OLIVEIRA, F.H. L., MONTEIRO, T.M., 2016. **Análise de Métodos de Interpretação de Curva Carga xRecalque de Provas de Carga Estática em Fundações Profundas no Nordeste do Brasil.** COBRAMSEG.
- ALI, M. S., 1968. **Pull out Resistance of Anchor Plates and Anchor Piles in Soft Bentonite Clay.** M.Sc. Thesis. Duke University, Duke Soil Mechanics Series, n.17.
- ANG, A. H. S. e TANG, W, H., 1984. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design.** John Wiley & Sons, Inc, Vol. 1 e 2.
- AOKI, N., VELLOSO, D.A., 1975. **An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity Piles.** Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol.1.
- AOKI, N., 1976. **Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas.** Universidade Gama Filho.
- AZEVEDO, C. P. B., 2007. **Avaliação de Confiabilidade de Fundações de Torres Estaiadas em Linhas de Transmissão.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- BALLA, A., 1961. **The resistance to breaking out mushroom foundations for pylons.** Proceedings. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol.1, pp 560-576.
- BARATA, F. E., DANZIGER, F. A. B., PEREIRA PINTO, C., 1985. **Behavior of inclined plates in residual soil submitted to uplift load.** Proceedings, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, San Francisco, vol. 4, pp. 2163-2166.
- BARATA, F. E., PACHECO, M. P., DANZIGER, F. A. B., 1978. **Uplift tests on drilled piers and footings built in residual soil.** Proceedings, 6th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 3, pp. 1–37.
- BAZANT, Z., 1979. **Methods of Foundation Engineering.** Elsevier Scientific Publishing Company, pp. 382.

BHATNAGAR, R. S., 1969. **Pullout resistance of anchors in silty clay**. M.Sc. thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series, n. 18.

BIAREZ, J., BARRAUD, Y., 1968. **Adaptation des fondations de pylones au terrain par lês méthodes de la mécanique des sols**. Rapport 22-06 de la CIGRÉ, Paris.

BUSSAB, W.O., 1986. **Métodos Quantitativos: Análise de Variância e de Regressão**. Atual Editora Ltda., São Paulo.

CABRAL, E. V., 2008. **Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. p.136.

CINTRA, J.C.A. e AOKI, N., 2010. **Probabilidade de ruína**. In: Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo, cap.4.

CHIN, E.K., 1971. **Pile Tests: Arkansas River Project**. American Society of Civil Engineers, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE. V.97, n. SM7, pp. 930-932.

CHIN, E.K., 1978. **Diagnosis of Pile Condition**. Geotechnical Engineering. V. 9, n. 2, pp. 85-104.

DANZIGER, F. A. B., PEREIRA PINTO, C.,1979. **Análise Comparativa de Métodos para o Dimensionamento de Fundações a partir dos Resultados das Provas de Carga Realizadas na LT 500 kV Adrianópolis-Grajaú**, Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, Brasil.

DANZIGER, F.A.B., PEREIRA PINTO, C.,1979. **Alguns Critérios para Dimensionamento de Fundações Sujeitas a Esforços de Tração**, Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, Brasil.

DANZIGER, F. A. B., 1983. **Capacidade de carga de Fundações Submetidas a esforços verticais de tração**. Tese de Metrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro. p.331.

DAVISON DIAS, R., 1987. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese de Doutorado. COPPE, Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro. p.349.

DECOURT, L., QUARESMA, A. R., 1978. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT**. Anais do 6o COBRAMSEF, Rio de Janeiro. Vol.1, pp. 45-53.

DECOURT, L., 1996. **A Ruptura de Fundações Avaliadas com base no Conceito de Rigidez**. SEFE III, São Paulo. Vol. 20.

EZEQUIEL-DÍAZ, R. F., 1967. **Pullout Resistance of Deeply Buried Anchors in Sand**. M.Sc. Thesis. Duke University, Duke Soil Mechanichs Series, n.8.

FELLENIUS, B. H., 2006. **Basic of Foundation Design**. Eletronic Edition. Calgary. Capítulo 8, pp. 1-40. Disponível em <www.fellenius.net>

FRANÇA, D. C., 2011. **Provas de Carga Estáticas Instrumentadas em Profundidade em Estacas de Grande Diâmetro (Estacões)**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. p. 162.

GRIVAS, D., IORI, J., KYFOR, Z., MCGUFFEY, V., 1977. **Use of Point Estimates for Probability Moments in Geotechnical Engineering**. Mechanics of Earth Masses and Layered Systems.

GUTTORMSEN, T. R., 1987. **Uncertainty in Offshore Geotechnical Engineering. Application of Bayesian Theory to Pile Driving Predictions**. Research Report Societe Nationale Elf Aquitaine. NGI Report 85307-9.

HARR, M. E., 1987. **Reability based Design on Civil Engineering**. MCGraw -Hill, Inc. Toronto. Canadá. p.287.

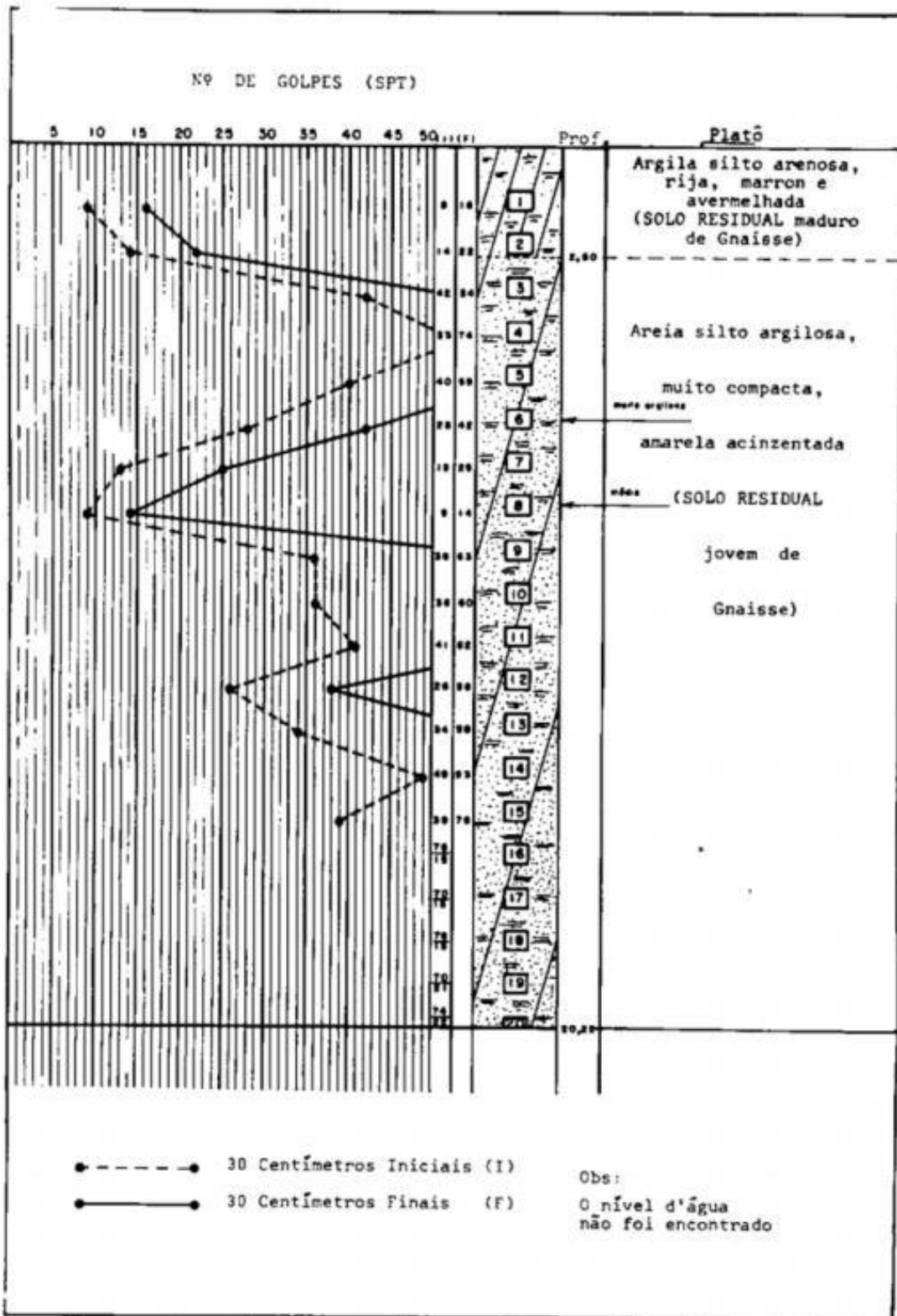
LACASSE, S. e GOULOIS, A., 1989. **Reliability Analysis of Axial Pile Capacity**. Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro. Anais, Rotterdam.

LACASSE, S., TAN, A. H. e KEAVENY, J. M., 1991. **Expert Assistant for Updating Axial pile Capacity from Pile Drivng observations**. Proc. Field Measurements, in Geotechnics. Sorum, Balkema.

- LACASSE, S. e NADIM, F., 1994. **Reliability Issues and Future Challenges in Geotechnical Engineering for Offshore Structures**. NGI Publication, No 191, pp. 1-30.
- MARTIN, D., 1966. **Étude à la rupture de différents ancrages sollicités verticalement**. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.
- MEYERHOF, G. G., ADAMS, J.I., 1968. **The ultimate uplift capacity of foundations**. Canadian Geotechnical Journal V (4), pp. 225–244.
- NIENOV, F. A., 2006. **Comportamento a compressão de Estacas escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Sedimentar na Região de Santa Maria**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. p. 133.
- PACHECO, M. P., DANZIGER, F. A. B., PINTO, C. P., 2008. **Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview**. Engineering Geology 101. pp. 226–235. Rio de Janeiro. Brasil.
- PACHECO, M. P., 2018. **Notas de aula. Curso de Métodos probabilísticos aplicados à Geotecnia**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- PACHECO, M. P., 2018. **Comunicação Verbal**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- PALADINO, L., 1985. **Fundações de Torres de Linha de Transmissão**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, São Paulo. Vol.2, pp.27-36.
- ROSENBLUETH, E., 1975. **Point Estimates for Probability Moments**. Proc. Nat. Acad. Scie., Vol. 72, n. 10, pp. 3812-3814.
- RUFFIER DOS SANTOS, A.P., 1985. **Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos**. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- VAN DER VEEN, 1953. **The Bearing Capacity of Pile**. III ICSMFE, Zurich. Vol.2, pp. 84-90.

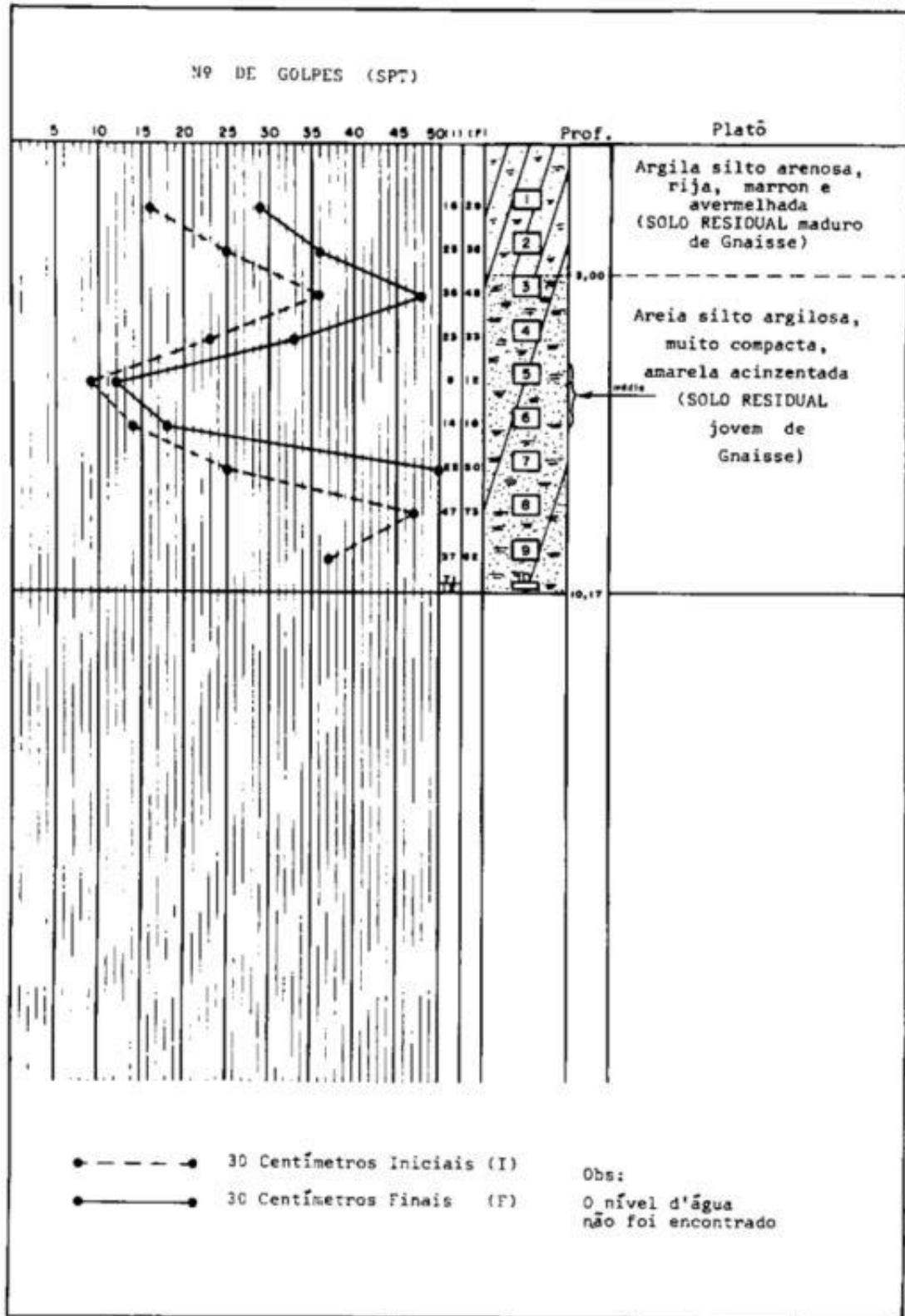
VROUWENVELDER, A., 1992. **Effects of Inspection on the Reliability of Foundation Piles.** In: Barends, F.B.J. (ed), Application of Stress Wave Theory to Piles, Rotterdam.

**ANEXO A – RESULTADOS DE ENSAIOS DE SOLO E
INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA**

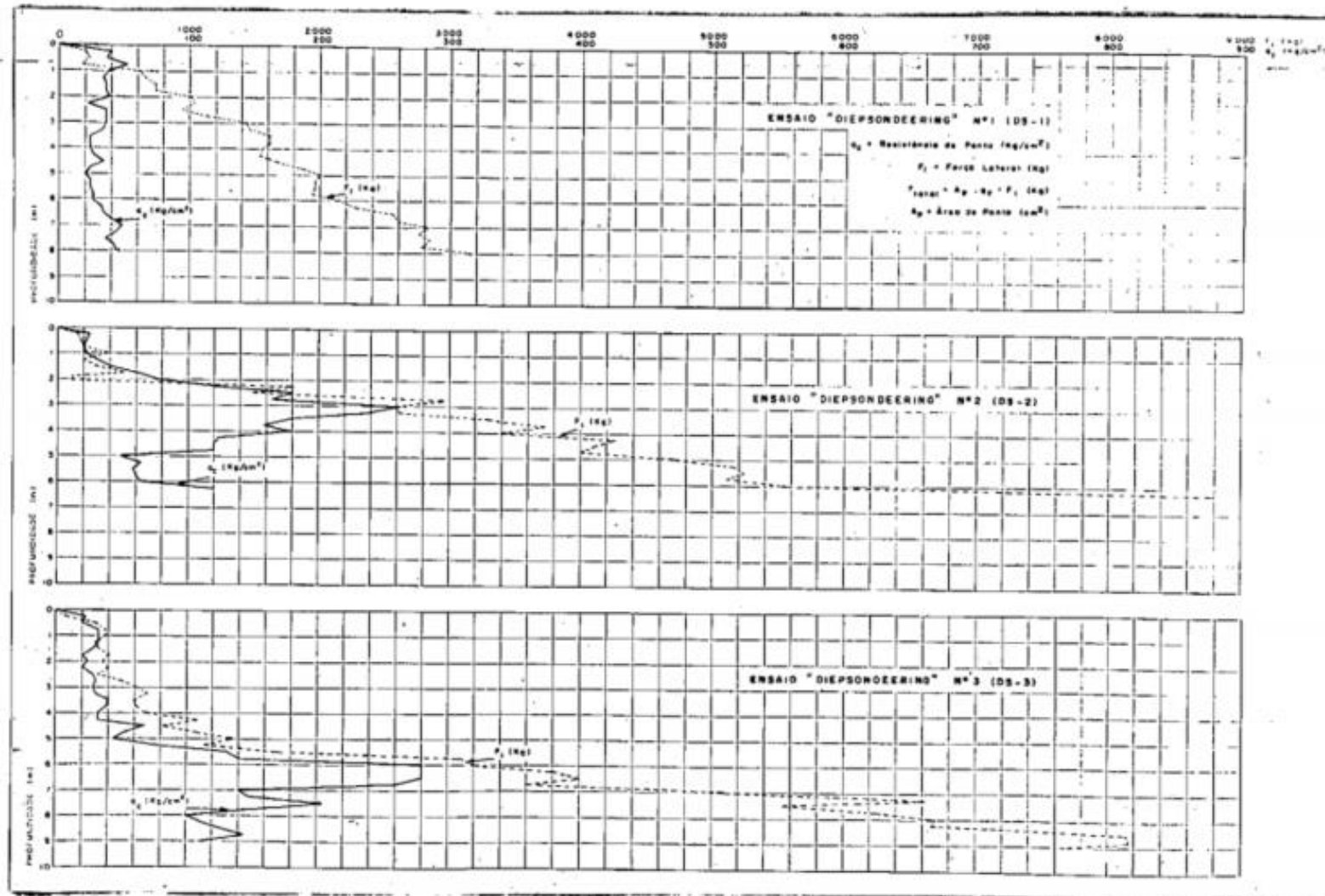


Perfil de Sondagem – Furo SP-01

Danziger (1983)



Perfil de Sondagem – Furo SP-02
 Danziger (1983)



Resultado dos Ensaios de Penetração Estática ("Diepsondeering")

Danziger (1983)

TUBULÃO Nº	AMOSTRA Nº	PROF. (m)	h _{NAT} (%)	h _L (%)	h _p (%)	I _p (%)	ƒ < # 10	ƒ < # 40	ƒ < # 200	ƒ < 5 μ	ƒ < 2 μ	γ _s (g/cm ³)	γ _{NAT} (g/cm ³)	e	S _r (%)	ENSAIO TRIAXIAL CU		CLASSIFICAÇÃO	
																c _u (kg/cm ²)	φ _u	HRB	UCS
T1	1.A	0.80	22.5	52.0	30.0	22.0	97.0	67.0	40.0	17.0	11.0	2.62	1.534	1.093	54.0	0.20	26°	A-7-5	SC
T1	1.B	7.00	15.6	NP*	NP	NP	98.0	54.0	22.0	3.0	2.0	2.61	1.585	0.905	45.2	0.10	33°	A-2-4	SM
T2	2.A	2.20	18.8	NP	NP	NP	96.0	58.0	35.0	11.0	5.0	2.60	1.556	0.986	49.7	0.20	29°	A-2-4	SM
T3	3.A	1.30	23.9	72.0	35.0	37.0	100.0	85.0	62.0	39.0	32.0	2.64	1.819	0.799	79.1	0.35	32°	A-7-5	MH - CH
T3	3.B	4.10	23.2	NP	NP	NP	95.0	64.0	37.0	12.0	4.0	2.60	1.519	1.109	54.5	0.20	29°	A-4	SM
T4	4.A	1.00	18.1	44.0	28.0	16.0	98.0	65.0	40.0	14.0	6.0	2.61	1.548	0.994	47.6	0.30	25°	A-7-6	SC
T4	4.B	7.00	20.5	NP	NP	NP	94.0	54.0	26.0	6.0	3.0	2.60	1.468	1.136	47.0	0.35	26°	A-2-4	SM
T5	5.A	1.00	21.8	41.0	45.0	26.0	92.0	72.0	55.0	32.0	25.0	2.67	1.671	0.948	67.3	0.25	31°	A-7-5	MH - CH
T5	5.B	4.00	16.4	41.0	34.0	18.0	95.0	67.0	40.0	11.0	5.0	2.61	1.563	0.945	45.6	0.30	27°	A-7-5	SC
T5*	5*.A	3.80	25.6	NP	NP	NP	100.0	82.0	44.0	11.0	4.0	2.66	1.379	1.423	47.8	0.25	23°	A-4	SM
T5*	5*.B	7.00	24.5	NP	NP	NP	99.0	80.0	42.0	14.0	7.0	2.57	1.674	0.912	69.0	0.40	25°	A-4	SM
T6	6.A	1.20	20.6	57.0	16.0	41.0	98.0	68.0	46.0	22.0	15.0	2.62	1.622	0.948	56.9	0.30	24°	A-7-6	SC
T6	6.B	4.10	19.1	NP	NP	NP	97.0	60.0	34.0	8.0	4.0	2.61	1.453	1.139	43.3	0.20	29°	A-2-4	SM

* NÃO PLÁSTICO

Resultado dos Ensaios de Amostras coletadas durante escavação para execução dos Tubulões

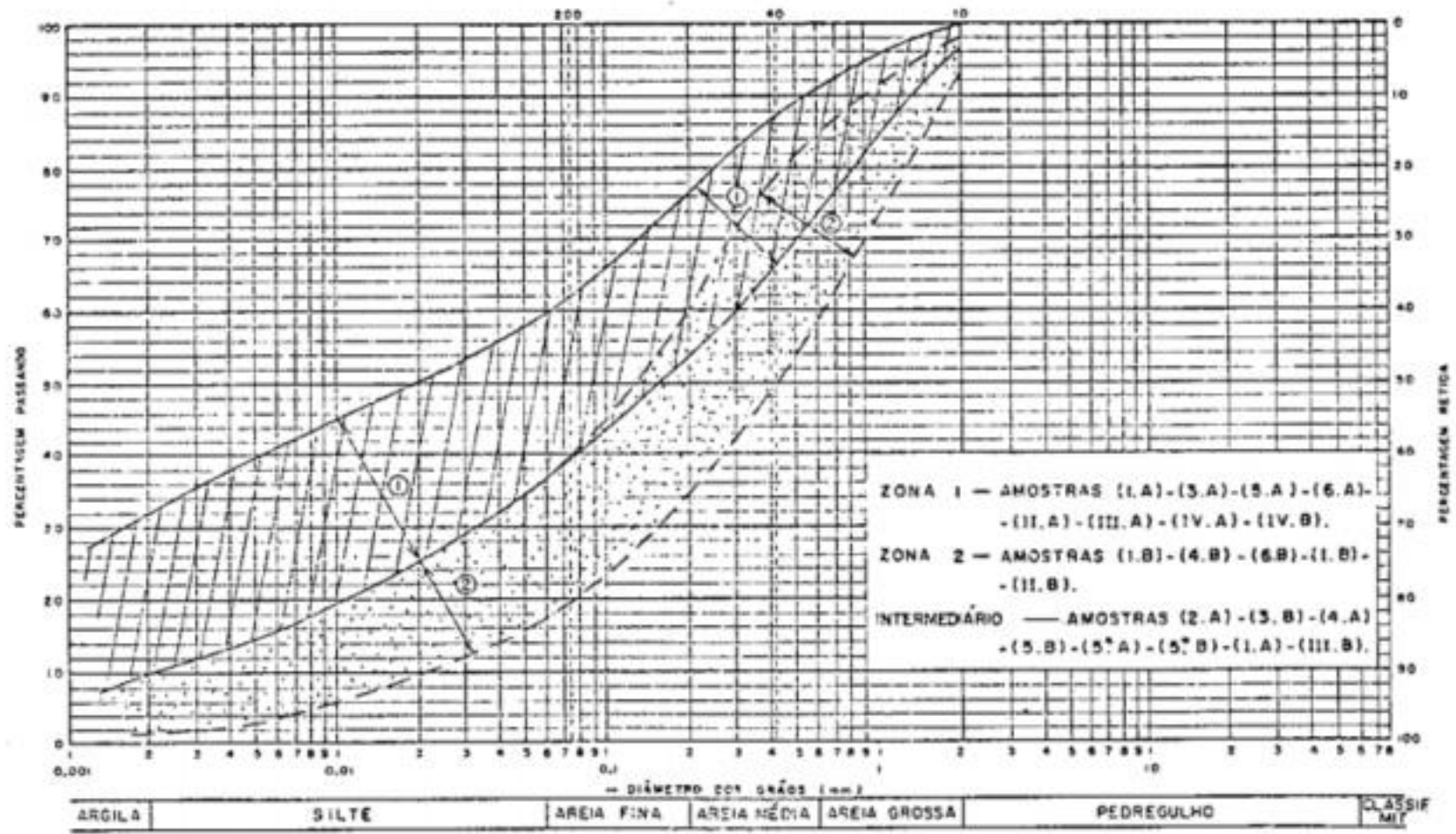
Danziger (1983)

SAPATA Nº	AMOS TRA Nº	PROF. (m)	h _L (%)	h _p (%)	I _p (%)	% < # 10	% < # 40	% < # 200	% < 5 μ	% < 2 μ	γ _s (g/cm³)	COMPACTAÇÃO				ENSAIO TRIAXIAL CU		CLASSIFICAÇÃO	
												h _{ot} (%)	γ _d (g/cm³)	e	S _r (%)	c _u (kg/cm²)	β _u	HRB	DOB
S1	I.A	1.00	NP*	NP	NP	98.0	71.0	43.0	12.0	6.0	2.61	16.5	1.634	0.596	72.2	0.90	26°	A-4	SM
S1	I.B	3.00	NP	NP	NP	98.0	65.0	33.0	8.0	2.0	2.63	15.6	1.654	0.590	69.7	0.25	27°	A-2-4	SM
S2	II.A	1.00	53.0	33.0	20.0	98.0	68.0	49.0	24.0	15.0	2.58	17.9	1.592	0.618	74.9	0.25	37°	A-7-5	SC/MH
S2	II.B	3.00	NP	NP	NP	98.0	56.0	28.0	4.0	2.0	2.64	21.2	1.544	0.712	78.6	0.60	29°	A-2-4	SM
S3	III.A	1.00	49.0	33.0	16.0	99.0	78.0	47.0	20.0	10.0	2.59	20.4	1.549	0.671	78.6	0.75	25°	A-7-5	SC/ML-MH
S3	III.B	2.22	NP	NP	NP	98.0	67.0	39.0	17.0	7.0	2.65	18.1	1.624	0.632	75.8	0.75	23°	A-4	SM
S4	IV.A	1.00	59.0	33.0	26.0	96.0	70.0	52.0	30.0	19.0	2.58	19.8	1.528	0.688	74.2	1.25	20°	A-7-5	MH-CH
S4	IV.B	3.00	58.0	35.0	23.0	99.0	79.0	56.0	26.0	17.0	2.63	23.8	1.455	0.808	77.5	0.25	23°	A-7-5	MH-CH

* NÃO PLÁSTICO

Resultado dos Ensaio de Amostras coletadas durante escavação para execução das Sapatas

Danziger (1983)



Análise Granulométrica

Danziger (1983)

ANEXO B – TABELAS DO MÉTODO DE GRENOBLE

Mc para $\lambda = -\Phi/8$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)							
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	1,00	0,96	0,91	0,85	0,79	0,72	0,64	0,56
0,5	1,00	0,96	0,92	0,86	0,80	0,73	0,65	0,57
1,0	1,00	0,97	0,92	0,87	0,81	0,74	0,66	0,58
1,5	1,00	0,97	0,93	0,88	0,81	0,75	0,67	0,60
2,0	1,00	0,97	0,93	0,88	0,82	0,75	0,68	0,61
2,5	1,00	0,98	0,94	0,89	0,83	0,76	0,69	0,62
3,0	1,00	0,98	0,94	0,90	0,84	0,77	0,70	0,63
3,5	1,00	0,98	0,95	0,90	0,85	0,78	0,71	0,64
4,0	1,00	0,98	0,95	0,91	0,86	0,79	0,72	0,65
4,5	1,00	0,99	0,96	0,92	0,87	0,80	0,73	0,66
5,0	1,00	0,99	0,96	0,92	0,87	0,81	0,74	0,67
5,5	1,00	0,99	0,97	0,93	0,88	0,82	0,76	0,68
6,0	1,00	0,99	0,97	0,94	0,89	0,83	0,77	0,69
6,5	1,00	1,00	0,98	0,94	0,90	0,84	0,78	0,70
7,0	1,00	1,00	0,98	0,95	0,91	0,85	0,79	0,71
7,5	1,00	1,00	0,99	0,96	0,92	0,86	0,80	0,72
8,0	1,00	1,00	0,99	0,97	0,93	0,87	0,81	0,74
8,5	1,00	1,01	1,00	0,97	0,93	0,88	0,82	0,75
9,0	1,00	1,01	1,00	0,98	0,94	0,89	0,83	0,76
9,5	1,00	1,01	1,01	0,99	0,95	0,90	0,84	0,77
10,0	1,00	1,01	1,01	0,99	0,96	0,91	0,85	0,78
10,5	1,00	1,02	1,02	1,00	0,97	0,92	0,86	0,79
11,0	1,00	1,02	1,02	1,01	0,98	0,93	0,87	0,80
11,5	1,00	1,02	1,03	1,02	0,99	0,94	0,88	0,81
12,0	1,00	1,03	1,03	1,02	0,99	0,95	0,89	0,82
12,5	1,00	1,03	1,04	1,03	1,00	0,96	0,90	0,83
13,0	1,00	1,03	1,04	1,04	1,01	0,97	0,91	0,84
13,5	1,00	1,03	1,05	1,04	1,02	0,98	0,92	0,85
14,0	1,00	1,04	1,05	1,05	1,03	0,99	0,93	0,86
14,5	1,00	1,04	1,06	1,06	1,04	1,00	0,94	0,87
15,0	1,00	1,04	1,06	1,06	1,05	1,01	0,95	0,89

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (Ø)							
	0º	5º	10º	15º	20º	25º	30º	35º
15,5	1,00	1,04	1,07	1,07	1,05	1,02	0,97	0,90
16,0	1,00	1,05	1,07	1,08	1,06	1,03	0,98	0,91
16,5	1,00	1,05	1,08	1,09	1,07	1,04	0,99	0,92
17,0	1,00	1,05	1,08	1,09	1,08	1,05	1,00	0,93
17,5	1,00	1,05	1,09	1,10	1,09	1,06	1,01	0,94
18,0	1,00	1,06	1,09	1,11	1,10	1,07	1,02	0,95
18,5	1,00	1,06	1,10	1,11	1,11	1,08	1,03	0,96
19,0	1,00	1,06	1,10	1,12	1,11	1,09	1,04	0,97
19,5	1,00	1,06	1,11	1,13	1,12	1,10	1,05	0,98
20,0	1,00	1,07	1,11	1,13	1,13	1,11	1,06	0,99
20,5	1,00	1,07	1,12	1,14	1,14	1,12	1,07	1,00
21,0	1,00	1,07	1,12	1,15	1,15	1,13	1,08	1,01
21,5	1,00	1,08	1,13	1,16	1,16	1,14	1,09	1,03
22,0	1,00	1,08	1,13	1,16	1,17	1,15	1,10	1,04
22,5	1,00	1,08	1,14	1,17	1,18	1,16	1,11	1,05
23,0	1,00	1,08	1,14	1,18	1,18	1,16	1,12	1,06
23,5	1,00	1,09	1,15	1,18	1,19	1,17	1,13	1,07
24,0	1,00	1,09	1,15	1,19	1,20	1,18	1,14	1,08
24,5	1,00	1,09	1,16	1,20	1,21	1,19	1,15	1,09
25,0	1,00	1,09	1,16	1,20	1,22	1,20	1,16	1,10
25,5	1,00	1,10	1,17	1,21	1,23	1,21	1,17	1,11
26,0	1,00	1,10	1,17	1,22	1,24	1,22	1,19	1,12
26,5	1,00	1,10	1,18	1,23	1,24	1,23	1,20	1,13
27,0	1,00	1,10	1,18	1,23	1,25	1,24	1,21	1,14
27,5	1,00	1,11	1,19	1,24	1,26	1,25	1,22	1,15
28,0	1,00	1,11	1,19	1,25	1,27	1,26	1,23	1,17
28,5	1,00	1,11	1,20	1,25	1,28	1,27	1,24	1,18
29,0	1,00	1,11	1,20	1,26	1,29	1,28	1,25	1,19
29,5	1,00	1,12	1,21	1,27	1,30	1,29	1,26	1,20
30,0	1,00	1,12	1,21	1,27	1,30	1,30	1,27	1,21

$(M\Phi + M\gamma)$ para $\lambda = -\Phi/8$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)							
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,23	0,26
0,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,23	0,26
1,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,24	0,27
1,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,27
2,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,27
2,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,28
3,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28
3,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28
4,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,25	0,29
4,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,25	0,29
5,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,29
5,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,30
6,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,22	0,26	0,30
6,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,22	0,26	0,30
7,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,30
7,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,31
8,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,31
8,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,19	0,23	0,28	0,31
9,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,19	0,23	0,28	0,32
9,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,32
10,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,32
10,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
11,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
11,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
12,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,34
12,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,20	0,25	0,30	0,34
13,0	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,34
13,5	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
14,0	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
14,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,31	0,35
15,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)							
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
15,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36
16,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36
16,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
17,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
17,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
18,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,32	0,38
18,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,38
19,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,38
19,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
20,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
20,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,21	0,28	0,34	0,39
21,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
21,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
22,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
22,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,35	0,41
23,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,35	0,41
23,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,35	0,41
24,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,35	0,42
24,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,36	0,42
25,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,29	0,36	0,42
25,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,29	0,36	0,43
26,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,36	0,43
26,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,37	0,43
27,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,37	0,44
27,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,37	0,44
28,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,37	0,44
28,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,38	0,45
29,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,45
29,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,45
30,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,46

Mq para $\lambda = -\Phi/8$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (°)							
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,24	0,28	0,30	0,32
0,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,28	0,31	0,32
1,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,31	0,33
1,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,32	0,34
2,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,32	0,34
2,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,26	0,30	0,33	0,35
3,0	0,00	0,07	0,14	0,21	0,26	0,30	0,33	0,35
3,5	0,00	0,07	0,14	0,21	0,26	0,31	0,34	0,36
4,0	0,00	0,07	0,15	0,21	0,26	0,31	0,34	0,37
4,5	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,31	0,35	0,37
5,0	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,32	0,35	0,38
5,5	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,32	0,36	0,38
6,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,32	0,36	0,39
6,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,33	0,37	0,40
7,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,33	0,37	0,40
7,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,34	0,38	0,41
8,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,29	0,34	0,38	0,41
8,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,29	0,34	0,39	0,42
9,0	0,00	0,08	0,15	0,23	0,29	0,35	0,39	0,43
9,5	0,00	0,08	0,15	0,23	0,29	0,35	0,40	0,43
10,0	0,00	0,08	0,15	0,23	0,30	0,36	0,40	0,44
10,5	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,36	0,41	0,44
11,0	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,36	0,41	0,45
11,5	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,37	0,42	0,46
12,0	0,00	0,08	0,16	0,23	0,31	0,37	0,42	0,46
12,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,37	0,43	0,47
13,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,38	0,43	0,48
13,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,38	0,44	0,48
14,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,44	0,49
14,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,45	0,49
15,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,45	0,50

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)							
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
15,5	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,46	0,51
16,0	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,46	0,51
16,5	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,47	0,52
17,0	0,00	0,08	0,17	0,25	0,33	0,41	0,47	0,52
17,5	0,00	0,08	0,17	0,25	0,34	0,41	0,48	0,53
18,0	0,00	0,08	0,17	0,25	0,34	0,42	0,48	0,54
18,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,34	0,42	0,49	0,54
19,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,34	0,42	0,49	0,55
19,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,43	0,50	0,55
20,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,43	0,50	0,56
20,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,44	0,51	0,57
21,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,44	0,51	0,57
21,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,44	0,52	0,58
22,0	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,45	0,52	0,58
22,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,45	0,53	0,59
23,0	0,00	0,08	0,17	0,27	0,37	0,45	0,53	0,60
23,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,37	0,46	0,54	0,60
24,0	0,00	0,08	0,18	0,27	0,37	0,46	0,54	0,61
24,5	0,00	0,08	0,18	0,27	0,37	0,47	0,55	0,62
25,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,47	0,55	0,62
25,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,47	0,56	0,63
26,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,48	0,56	0,63
26,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,48	0,57	0,64
27,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,39	0,48	0,57	0,65
27,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,39	0,49	0,58	0,65
28,0	0,00	0,08	0,18	0,29	0,39	0,49	0,58	0,66
28,5	0,00	0,08	0,18	0,29	0,39	0,50	0,59	0,66
29,0	0,00	0,08	0,18	0,29	0,40	0,50	0,59	0,67
29,5	0,00	0,09	0,18	0,29	0,40	0,50	0,60	0,68
30,0	0,00	0,09	0,18	0,29	0,40	0,51	0,60	0,68

Mc para $\lambda = \text{tg}^{-1}0,20$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)			
	0°	5°	10°	15°
0,0	0,87	0,79	0,71	0,62
0,2	0,85	0,78	0,69	0,61
0,4	0,83	0,76	0,68	0,60
0,6	0,82	0,74	0,67	0,58
0,8	0,80	0,73	0,65	0,57
1,0	0,78	0,71	0,64	0,56
1,2	0,76	0,70	0,62	0,55
1,4	0,75	0,68	0,61	0,53
1,6	0,73	0,67	0,59	0,52
1,8	0,71	0,65	0,58	0,51
2,0	0,70	0,63	0,57	0,50
2,2	0,68	0,62	0,55	0,48
2,4	0,66	0,60	0,54	0,47
2,6	0,64	0,59	0,52	0,46
2,8	0,63	0,57	0,51	0,45
3,0	0,61	0,56	0,50	0,44
3,2	0,59	0,54	0,48	0,42
3,4	0,57	0,52	0,47	0,41
3,6	0,56	0,51	0,45	0,40
3,8	0,54	0,49	0,44	0,39
4,0	0,52	0,48	0,43	0,37
4,2	0,51	0,46	0,41	0,36
4,4	0,49	0,45	0,40	0,35
4,6	0,47	0,43	0,38	0,34
4,8	0,45	0,41	0,37	0,32
5,0	0,44	0,40	0,36	0,31

$(M_{\phi} + M_{\gamma})$ para $\lambda = \text{tg}^{-1}0,20$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)			
	0°	5°	10°	15°
0,0	0,00	0,04	0,08	0,11
0,2	0,00	0,04	0,08	0,11
0,4	0,00	0,04	0,07	0,10
0,6	0,00	0,04	0,07	0,10
0,8	0,00	0,04	0,07	0,10
1,0	0,00	0,04	0,07	0,10
1,2	0,00	0,04	0,07	0,10
1,4	0,00	0,04	0,07	0,10
1,6	0,00	0,04	0,07	0,10
1,8	0,00	0,04	0,07	0,09
2,0	0,00	0,03	0,07	0,09
2,2	0,00	0,03	0,07	0,09
2,4	0,00	0,03	0,06	0,09
2,6	0,00	0,03	0,06	0,09
2,8	0,00	0,03	0,06	0,09
3,0	0,00	0,03	0,06	0,09
3,2	0,00	0,03	0,06	0,08
3,4	0,00	0,03	0,06	0,08
3,6	0,00	0,03	0,06	0,08
3,8	0,00	0,03	0,06	0,08
4,0	0,00	0,03	0,06	0,08
4,2	0,00	0,03	0,05	0,08
4,4	0,00	0,03	0,05	0,08
4,6	0,00	0,03	0,05	0,07
4,8	0,00	0,03	0,05	0,07
5,0	0,00	0,03	0,05	0,07

Mq para $\lambda = \text{tg}^{-1}0,20$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)			
	0°	5°	10°	15°
0,0	0,20	0,27	0,32	0,37
0,2	0,19	0,26	0,31	0,36
0,4	0,19	0,26	0,31	0,35
0,6	0,19	0,25	0,30	0,34
0,8	0,18	0,25	0,30	0,34
1,0	0,18	0,24	0,29	0,33
1,2	0,18	0,24	0,29	0,32
1,4	0,17	0,23	0,28	0,31
1,6	0,17	0,23	0,27	0,31
1,8	0,16	0,22	0,27	0,30
2,0	0,16	0,21	0,26	0,29
2,2	0,16	0,21	0,25	0,29
2,4	0,15	0,20	0,25	0,28
2,6	0,15	0,20	0,24	0,27
2,8	0,14	0,19	0,23	0,26
3,0	0,14	0,19	0,23	0,26
3,2	0,14	0,18	0,22	0,25
3,4	0,13	0,18	0,21	0,24
3,6	0,13	0,17	0,21	0,23
3,8	0,12	0,17	0,20	0,23
4,0	0,12	0,16	0,20	0,22
4,2	0,12	0,16	0,19	0,21
4,4	0,11	0,15	0,18	0,21
4,6	0,11	0,15	0,18	0,20
4,8	0,10	0,14	0,17	0,19
5,0	0,10	0,13	0,16	0,18

Mc para $\lambda = -\Phi/4$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)					
	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	0,93	0,88	0,83	0,77	0,71	0,64
0,2	0,93	0,89	0,84	0,78	0,71	0,65
0,4	0,94	0,89	0,84	0,79	0,72	0,66
0,6	0,94	0,90	0,85	0,79	0,73	0,67
0,8	0,95	0,90	0,86	0,80	0,74	0,68
1,0	0,95	0,91	0,86	0,81	0,75	0,69
1,2	0,95	0,91	0,87	0,82	0,76	0,70
1,4	0,96	0,92	0,88	0,83	0,77	0,71
1,6	0,96	0,93	0,89	0,84	0,78	0,72
1,8	0,97	0,93	0,89	0,84	0,79	0,73
2,0	0,97	0,94	0,90	0,85	0,80	0,74
2,2	0,97	0,95	0,91	0,86	0,81	0,75
2,4	0,98	0,95	0,92	0,87	0,82	0,76
2,6	0,98	0,96	0,92	0,88	0,83	0,77
2,8	0,99	0,96	0,93	0,89	0,84	0,78
3,0	0,99	0,97	0,94	0,90	0,84	0,79
3,2	0,99	0,97	0,94	0,90	0,85	0,80
3,4	1,00	0,98	0,95	0,91	0,86	0,81
3,6	1,00	0,99	0,96	0,92	0,87	0,81
3,8	1,01	0,99	0,97	0,93	0,88	0,82
4,0	1,01	1,00	0,97	0,94	0,89	0,83
4,2	1,01	1,00	0,98	0,95	0,90	0,84
4,4	1,02	1,01	0,99	0,95	0,91	0,85
4,6	1,02	1,01	0,99	0,96	0,92	0,86

D/R	10°	15°	20°	25°	30°	35°
4,8	1,03	1,02	1,00	0,97	0,93	0,87
5,0	1,03	1,03	1,01	0,98	0,94	0,88
5,2	1,03	1,03	1,02	0,99	0,95	0,89
5,4	1,04	1,04	1,02	1,00	0,96	0,90
5,6	1,04	1,04	1,03	1,00	0,97	0,91
5,8	1,05	1,05	1,04	1,01	0,97	0,92
6,0	1,05	1,06	1,05	1,02	0,98	0,93
6,2	1,05	1,06	1,05	1,03	0,99	0,94
6,4	1,06	1,07	1,06	1,04	1,00	0,95
6,6	1,06	1,07	1,07	1,05	1,01	0,96
6,8	1,07	1,08	1,07	1,06	1,02	1,97
7,0	1,07	1,08	1,08	1,06	1,03	1,98
7,2	1,08	1,09	1,10	1,07	1,04	1,99
7,4	1,08	1,10	1,10	1,08	1,05	1,00
7,6	1,08	1,10	1,10	1,09	1,06	1,01
7,8	1,09	1,11	1,11	1,10	1,07	1,02
8,0	1,09	1,11	1,12	1,11	1,08	1,03

$(M_{\phi} + M_{\nu})$ para $\lambda = -\phi/4$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)					
	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28
0,2	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28
0,4	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,29
0,6	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,29
0,8	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,29
1,0	0,09	0,13	0,17	0,22	0,26	0,29
1,2	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,30
1,4	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,30
1,6	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,30
1,8	0,09	0,13	0,18	0,22	0,27	0,31
2,0	0,09	0,13	0,18	0,22	0,27	0,31
2,2	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,31
2,4	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,31
2,6	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,32
2,8	0,09	0,14	0,18	0,23	0,28	0,32
3,0	0,09	0,14	0,18	0,23	0,28	0,32
3,2	0,09	0,14	0,19	0,23	0,28	0,33
3,4	0,09	0,14	0,19	0,23	0,28	0,33
3,6	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,33
3,8	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
4,0	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,34
4,2	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,34
4,4	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,34
4,6	0,09	0,14	0,19	0,24	0,30	0,35

D/R	10°	15°	20°	25°	30°	35°
4,8	0,09	0,14	0,19	0,25	0,30	0,35
5,0	0,09	0,14	0,19	0,25	0,30	0,35
5,2	0,09	0,14	0,20	0,25	0,30	0,35
5,4	0,09	0,14	0,20	0,25	0,30	0,36
5,6	0,09	0,14	0,20	0,25	0,31	0,36
5,8	0,09	0,15	0,20	0,25	0,31	0,36
6,0	0,09	0,15	0,20	0,25	0,31	0,37
6,2	0,09	0,15	0,20	0,26	0,31	0,37
6,4	0,09	0,15	0,20	0,26	0,31	0,37
6,6	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,37
6,8	0,10	0,15	0,20	0,26	0,32	0,38
7,0	0,10	0,15	0,20	0,26	0,32	0,38
7,2	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,38
7,4	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
7,6	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
7,8	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
8,0	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39

M_q para $\lambda = -\Phi/4$

D/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)					
	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	0,12	0,17	0,21	0,25	0,28	0,29
0,2	0,12	0,17	0,22	0,25	0,28	0,30
0,4	0,12	0,17	0,22	0,25	0,28	0,30
0,6	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,31
0,8	0,12	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31
1,0	0,12	0,18	0,22	0,26	0,29	0,32
1,2	0,12	0,18	0,23	0,27	0,30	0,32
1,4	0,12	0,18	0,23	0,27	0,30	0,32
1,6	0,12	0,18	0,23	0,27	0,30	0,33
1,8	0,12	0,18	0,23	0,27	0,31	0,33
2,0	0,13	0,18	0,23	0,28	0,31	0,34
2,2	0,13	0,18	0,23	0,28	0,32	0,34
2,4	0,13	0,18	0,24	0,28	0,32	0,35
2,6	0,13	0,19	0,24	0,28	0,32	0,35
2,8	0,13	0,19	0,24	0,29	0,33	0,36
3,0	0,13	0,19	0,24	0,29	0,33	0,36
3,2	0,13	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37
3,4	0,13	0,19	0,25	0,30	0,34	0,37
3,6	0,13	0,19	0,25	0,30	0,34	0,37
3,8	0,13	0,19	0,25	0,30	0,34	0,38
4,0	0,13	0,19	0,25	0,30	0,35	0,38
4,2	0,13	0,19	0,25	0,31	0,35	0,39
4,4	0,13	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39
4,6	0,13	0,20	0,26	0,31	0,36	0,40

D/R	10°	15°	20°	25°	30°	35°
4,8	0,13	0,20	0,26	0,31	0,36	0,40
5,0	0,13	0,20	0,26	0,31	0,37	0,41
5,2	0,13	0,20	0,26	0,32	0,37	0,41
5,4	0,13	0,20	0,26	0,32	0,37	0,41
5,6	0,13	0,20	0,27	0,33	0,38	0,42
5,8	0,14	0,20	0,27	0,33	0,38	0,42
6,0	0,14	0,20	0,27	0,33	0,38	0,43
6,2	0,14	0,21	0,27	0,33	0,39	0,43
6,4	0,14	0,21	0,27	0,34	0,39	0,44
6,6	0,14	0,21	0,28	0,34	0,40	0,44
6,8	0,14	0,21	0,28	0,34	0,40	0,45
7,0	0,14	0,21	0,28	0,34	0,40	0,45
7,2	0,14	0,21	0,28	0,35	0,41	0,46
7,4	0,14	0,21	0,28	0,35	0,41	0,46
7,6	0,14	0,21	0,29	0,35	0,41	0,46
7,8	0,14	0,21	0,29	0,36	0,42	0,47
8,0	0,14	0,22	0,29	0,36	0,42	0,47

My para $\lambda = -\Phi$

D/B	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (θ)					
	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0,0	0,18	0,23	0,29	0,35	0,42	0,50
0,2	0,19	0,24	0,30	0,37	0,44	0,53
0,4	0,19	0,25	0,31	0,38	0,47	0,57
0,6	0,20	0,25	0,32	0,40	0,49	0,60
0,8	0,20	0,26	0,33	0,42	0,51	0,63
1,0	0,20	0,27	0,34	0,43	0,54	0,67
1,2	0,21	0,28	0,36	0,45	0,56	0,70
1,4	0,21	0,28	0,37	0,46	0,58	0,73
1,6	0,22	0,29	0,38	0,48	0,61	0,77
1,8	0,22	0,30	0,39	0,50	0,63	0,80
2,0	0,23	0,31	0,40	0,51	0,65	0,83
2,2	0,23	0,31	0,41	0,53	0,68	0,87
2,4	0,24	0,32	0,42	0,55	0,70	0,90
2,6	0,24	0,33	0,43	0,56	0,72	0,93
2,8	0,24	0,33	0,44	0,58	0,75	0,97
3,0	0,25	0,34	0,46	0,60	0,77	1,00
3,2	0,25	0,35	0,47	0,61	0,80	1,03
3,4	0,26	0,36	0,48	0,63	0,82	1,07
3,6	0,26	0,36	0,49	0,64	0,84	1,10
3,8	0,27	0,37	0,50	0,66	0,87	1,13
4,0	0,27	0,38	0,51	0,68	0,89	1,17
4,2	0,27	0,39	0,52	0,69	0,91	1,20
4,4	0,28	0,39	0,53	0,71	0,94	1,23
4,6	0,28	0,40	0,54	0,73	0,96	1,27
4,8	0,29	0,41	0,56	0,74	0,98	1,30

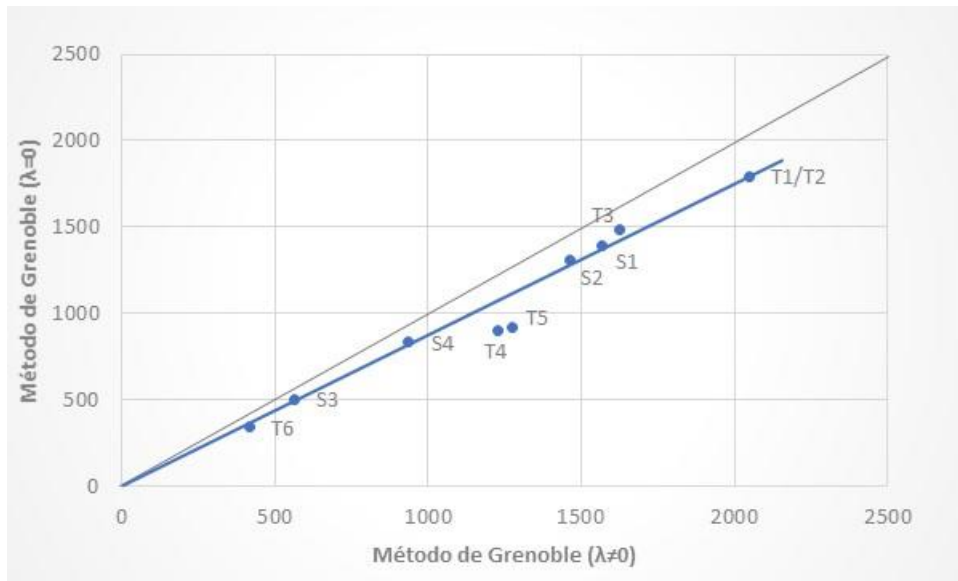
D/R	20°	25°	30°	35°	40°	45°
5,0	0,29	0,41	0,57	0,76	1,01	1,33
5,2	0,30	0,42	0,58	0,78	1,03	1,37
5,4	0,30	0,43	0,59	0,79	1,05	1,40
5,6	0,31	0,44	0,60	0,81	1,08	1,43
5,8	0,31	0,44	0,61	0,82	1,10	1,47
6,0	= 0,31	0,45	0,62	0,84	1,12	1,50
6,2	0,32	0,46	0,63	0,86	1,15	1,53
6,4	0,32	0,47	0,64	0,87	1,17	1,57
6,6	0,33	0,47	0,65	0,89	1,19	1,60
6,8	0,33	0,48	0,67	0,91	1,22	1,63
7,0	0,34	0,49	0,68	0,92	1,24	1,67
7,2	0,34	0,49	0,69	0,94	1,26	1,70
7,4	0,35	0,50	0,70	0,95	1,29	1,73
7,6	0,35	0,51	0,71	0,97	1,31	1,77
7,8	0,35	0,52	0,72	0,99	1,33	1,80
8,0	0,36	0,52	0,73	1,00	1,36	1,83
8,2	0,36	0,53	0,74	1,02	1,38	1,87
8,4	0,37	0,54	0,76	1,04	1,41	1,90
8,6	0,37	0,54	0,77	1,05	1,43	1,93
8,8	0,38	0,55	0,78	1,07	1,45	1,97
9,0	0,38	0,56	0,79	1,09	1,48	2,00
9,2	0,39	0,57	0,80	1,10	1,50	2,03
9,4	0,39	0,57	0,81	1,12	1,52	2,07
9,6	0,39	0,58	0,82	1,13	1,55	2,10
9,8	0,40	0,58	0,83	1,15	1,57	2,13
10,0	0,40	0,60	0,84	1,17	1,59	2,17

M para Sapatas Circulares

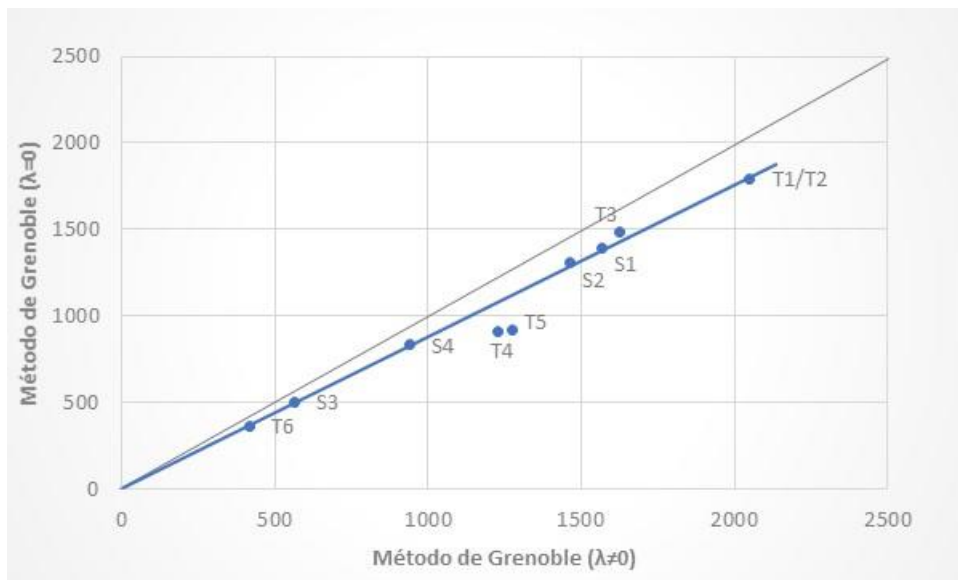
R_f/R	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (°)								
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
0,00	36,1	33,4	31,0	28,8	26,9	25,0	23,3	21,6	20,0
0,01	35,4	32,7	30,3	28,1	26,2	24,4	22,6	21,0	19,4
0,02	34,7	32,0	29,6	27,5	25,5	23,7	22,1	20,4	18,8
0,03	34,1	31,3	29,0	26,8	24,9	23,1	21,5	19,8	18,3
0,04	33,4	30,7	28,3	26,2	24,3	22,6	20,9	19,3	17,8
0,05	32,8	30,1	27,7	25,7	23,8	22,0	20,4	18,8	17,3
0,06	32,2	29,5	27,2	25,1	23,2	21,5	19,9	18,4	16,9
0,07	31,7	29,0	26,6	24,6	22,7	21,0	19,4	17,9	16,4
0,08	31,1	28,4	26,1	24,1	22,3	20,7	19,0	17,5	16,0
0,09	30,6	27,9	25,6	23,6	21,8	20,1	18,6	17,1	15,7
0,10	30,1	27,4	25,1	23,1	21,3	19,7	18,2	16,7	15,3
0,11	29,6	27,0	24,7	22,7	20,9	19,3	17,8	16,3	15,0
0,12	29,1	26,5	24,2	22,3	20,5	18,9	17,4	16,0	14,6
0,13	28,7	26,1	23,8	21,9	20,1	18,5	17,1	15,7	14,3
0,14	28,2	25,6	23,4	21,5	19,7	18,2	16,7	15,3	14,0
0,15	27,8	25,2	23,0	21,1	19,4	17,8	16,4	15,0	13,7
0,16	27,4	24,8	22,6	20,7	19,0	17,5	16,1	14,7	13,5
0,17	27,0	24,4	22,3	20,4	18,7	17,2	15,8	14,5	13,2
0,18	26,6	24,1	21,9	20,0	18,4	16,9	15,5	14,2	12,9
0,19	26,2	23,7	21,6	19,7	18,1	16,6	15,2	13,9	12,7
0,20	25,9	23,4	21,2	19,4	17,8	16,3	14,9	13,7	12,5
0,21	25,5	23,0	20,9	19,1	17,5	16,0	14,7	13,4	12,2
0,22	25,2	22,7	20,6	18,8	17,2	15,8	14,4	13,2	12,0
0,23	24,8	22,3	20,3	18,5	16,9	15,5	14,2	13,0	11,8
0,24	24,5	22,1	20,0	18,2	16,7	15,3	14,0	12,8	11,6
0,25	24,2	21,8	19,7	18,0	16,4	15,0	13,8	12,7	11,4
0,26	23,9	21,5	19,4	17,7	16,2	14,8	13,5	12,4	11,2
0,27	23,6	21,2	19,2	17,5	15,9	14,6	13,3	12,2	11,1
0,28	23,3	20,9	18,9	17,2	15,7	14,4	13,1	12,0	10,9
0,29	23,0	20,6	18,7	17,0	15,5	14,2	12,9	11,8	10,7
0,30	22,7	20,4	18,4	16,7	15,3	14,0	12,8	11,6	10,6

R_f/R	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
0,31	22,5	20,1	18,2	16,5	15,1	13,8	12,6	11,5	10,4
0,32	22,2	19,9	18,0	16,3	14,9	13,6	12,4	11,3	10,3
0,33	22,0	19,6	17,7	16,1	14,7	13,4	12,2	11,1	10,1
0,34	21,7	19,4	17,5	15,9	14,5	13,2	12,1	11,0	10,0
0,35	21,5	19,2	17,3	15,7	14,3	13,0	11,9	10,8	9,8
0,36	21,2	19,0	17,1	15,5	14,1	12,9	11,8	10,7	9,7
0,37	21,0	18,7	16,9	15,3	13,9	12,7	11,6	10,6	9,6
0,38	20,8	18,5	16,7	15,1	13,8	12,6	11,5	10,4	9,5
0,39	20,5	18,3	16,5	15,0	13,6	12,4	11,3	10,3	9,3
0,40	20,3	18,1	16,3	14,8	13,4	12,3	11,2	10,2	9,2
0,41	20,1	17,9	16,1	14,6	13,3	12,1	11,0	10,0	9,1
0,42	19,9	17,7	16,0	14,4	13,1	12,0	10,9	9,9	9,0
0,43	19,7	17,5	15,8	14,3	13,0	11,8	10,8	9,8	8,9
0,44	19,5	17,4	15,6	14,1	12,8	11,7	10,7	9,7	8,8
0,45	19,3	17,2	15,4	14,0	12,7	11,6	10,5	9,6	8,7
0,46	19,1	17,0	15,3	13,8	12,6	11,4	10,4	9,5	8,6
0,47	18,9	16,8	15,1	13,7	12,4	11,3	10,3	9,4	8,5
0,48	18,8	16,7	15,0	13,5	12,3	11,2	10,2	9,3	8,4
0,49	18,6	16,5	14,8	13,4	12,2	11,1	10,1	9,2	8,3
0,50	18,4	16,4	14,7	13,3	12,0	11,0	10,0	9,1	8,2
0,51	18,2	16,2	14,5	13,1	11,9	10,8	9,9	9,0	8,1
0,52	18,1	16,0	14,4	13,0	11,8	10,7	9,8	8,9	8,0
0,53	17,9	15,9	14,3	12,9	11,7	10,6	9,7	8,8	8,0
0,54	17,7	15,7	14,1	12,7	11,6	10,5	9,6	8,7	7,9
0,55	17,6	15,6	14,0	12,6	11,5	10,4	9,5	8,6	7,8
0,56	17,4	15,5	13,9	12,5	11,3	10,3	9,4	8,5	7,7
0,57	17,3	15,3	13,7	12,4	11,2	10,2	9,3	8,5	7,7
0,58	17,1	15,2	13,6	12,3	11,1	10,1	9,2	8,4	7,6
0,59	17,0	15,0	13,5	12,2	11,0	10,0	9,1	8,3	7,5
0,60	16,8	14,9	13,4	12,1	10,9	9,9	9,0	8,2	7,4
0,61	16,7	14,8	13,2	11,9	10,8	9,8	9,0	8,1	7,4
0,62	16,6	14,7	13,1	11,8	10,7	9,8	8,9	8,1	7,3

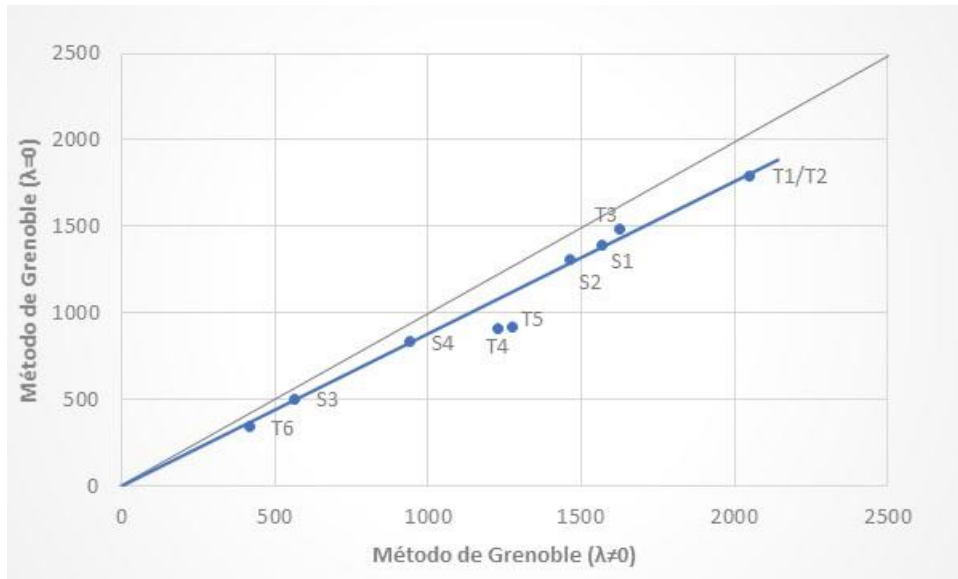
**ANEXO C – COMPARAÇÃO ENTRE ESTIMATIVAS “A PRIORI” DA
CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE GRENOBLE COM
CONSIDERAÇÕES DISTINTAS DE COMPORTAMENTO DE
RUPTURA**



Comparação entre considerações do Método de Grenoble - $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,15$



Comparação entre considerações do Método de Grenoble - $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$



Comparação entre considerações do Método de Grenoble - $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$

ANEXO D – RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CARGA

Tabela Carga x Deslocamento – Tubulão T1

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
22,4	0,06	0,09	9:55	10:25	24/09	24/09
36,2	0,16	0,20	10:25	10:40	24/09	24/09
49,1	0,29	0,47	10:40	9:20	24/09	25/09
62,1	0,51	0,80	9:20	9:40	25/09	26/09
75,0	0,83	1,11	9:40	9:15	26/09	27/09
88,0	1,11	1,42	9:30	8:00	27/09	28/09
100,9	1,47	1,92	8:00	8:20	28/09	29/09
113,0	1,93	2,41	8:30	8:45	29/09	30/09
124,2	2,44	3,61	8:45	8:00	30/09	03/10
135,6	3,65	4,17	8:00	9:00	03/10	04/10
147,3	4,18	5,04	9:00	8:15	04/10	05/10
159,1	5,09	6,08	8:15	9:00	05/10	06/10
185,0	6,49	9,64	9:00	8:30	06/10	07/10
197,9	9,73	15,14	9:10	8:30	07/10	10/10
210,8	15,15	18,81	8:30	8:30	10/10	13/10

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
236,7	19,15	22,90	8:30	9:30	13/10	13/10
210,8	22,88	22,86	9:30	10:00	13/10	13/10
185,0	22,73	22,61	10:00	10:30	13/10	13/10
159,1	22,36	22,27	10:30	11:00	13/10	13/10
135,6	21,91	21,54	11:00	9:00	13/10	14/10
113,0	21,44	20,98	9:00	9:00	14/10	15/10
88,0	20,83	20,23	9:00	9:00	15/10	17/10
62,1	19,90	19,23	9:00	9:00	17/10	18/10
36,2	18,92	17,98	9:00	8:30	18/10	19/10
0,0	17,47	14,28	8:30	12:30	19/10	19/10

I - Início do estágio
T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Tubulão T2

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA *	
	I	T	I	T	I	T
36,2	0,02	0,04	9:00	9:15	24/10	24/10
49,1	0,09	0,14	9:15	11:15	24/10	24/10
62,1	0,18	0,20	11:15	11:45	24/10	24/10
75,0	0,26	0,35	11:45	15:45	24/10	24/10
88,0	0,37	0,48	9:00	17:00	25/10	25/10
100,9	0,49	0,59	9:00	9:00	26/10	27/10
75,0	0,51	0,39	9:00	9:15	27/10	28/10
49,1	0,27	0,15	9:15	9:30	28/10	29/10
0,0	0,05	-0,08	9:30	17:30	29/10	29/10
36,2	-0,13	-0,10	9:15	9:30	31/10	31/10
62,1	0,03	0,16	9:30	9:00	31/10	01/11
88,0	0,28	0,50	9:00	9:00	01/11	03/11
113,0	0,59	0,83	9:00	10:00	03/11	04/11
135,6	0,91	1,40	10:00	8:30	04/11	07/11

CARCA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
159,1	1,53	1,91	8:30	9:30	07/11	08/11
185,0	2,08	2,78	9:30	10:00	08/11	09/11
210,8	2,89	4,28	10:00	8:30	09/11	11/11
236,7	4,42	6,29	8:30	9:00	11/11	14/11
262,6	6,43	7,70	9:00	9:00	14/11	16/11
288,5	7,87	10,03	9:00	9:30	16/11	18/11
314,3	10,22	13,79	9:30	9:00	18/11	22/11
135,6	10,95	9,91	9:00	10:30	22/11	23/11
0,0	6,32	5,83	10:30	9:00	23/11	24/11

I - Início do estágio

T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Tubulão T3

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HOPA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
7,6	0,00	0,01	12:18	12:20	13/09	13/09
22,4	0,10	0,18	12:20	14:20	13/09	13/09
36,2	0,32	0,36	14:20	14:35	13/09	13/09
49,1	0,65	1,33	14:40	10:40	13/09	14/09
62,1	1,39	1,68	10:40	14:40	14/09	14/09
75,0	1,87	3,27	15:00	8:30	14/09	15/09
88,0	3,50	7,98	9:00	8:00	15/09	19/09
100,9	8,14	11,73	8:30	8:00	19/09	20/09
113,0	12,09	18,23	8:00	9:30	20/09	20/09
88,0	18,06	17,99	9:30	11:30	20/09	20/09
62,1	17,46	17,18	11:30	8:40	20/09	21/09
36,2	16,69	16,06	9:20	8:00	21/09	22/09
7,6	15,04	14,40	8:00	10:00	22/09	22/09
0,0	12,43	11,08	10:00	12:00	22/09	22/09

I - Início do estágio
T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Tubulão T4

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
22,4	0,10	0,13	12:20	12:24	25/08	25/08
36,2	0,22	0,30	12:30	16:30	25/08	25/08
49,1	0,36	0,47	8:50	9:20	26/08	26/08
62,1	0,58	0,96	9:20	8:20	26/08	27/08
75,0	1,01	1,23	8:30	15:30	27/08	27/08
88,0	1,29	1,56	15:30	16:30	27/08	27/08
100,9	1,68	2,39	16:30	9:15	27/08	29/08
113,0	2,44	2,95	9:30	9:30	29/08	30/08
124,2	3,02	3,70	9:30	9:15	30/08	31/08
135,6	3,76	5,31	9:30	8:45	31/08	01/09
147,3	5,36	8,58	9:35	9:00	01/09	03/09
159,1	8,62	18,73	9:00	8:00	03/09	05/09
135,6	18,69	18,46	8:30	8:00	05/09	06/09
113,0	18,39	18,01	8:00	8:00	06/09	07/09
88,0	17,98	17,54	8:30	8:40	07/09	08/09
62,1	17,41	16,89	8:40	8:40	08/09	09/09
36,2	16,72	16,05	8:40	9:30	09/09	10/09
0,0	15,75	8,87	9:30	8:30	10/09	12/09

I - Início do estágio

T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Tubulão T5

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	9:00	9:02	08/08	08/08
21,1	0,00	0,00	9:02	9:04	08/08	08/08
32,3	0,01	0,02	9:04	9:06	08/08	08/08
45,3	0,04	0,13	9:06	9:08	08/08	08/08
58,2	0,24	0,31	9:08	9:10	08/08	08/08
45,3	0,32	0,32	9:10	9:18	08/08	08/08
21,1	0,32	0,27	9:18	9:20	08/08	08/08
0,0	0,20	0,10	9:20	9:35	08/08	08/08
10,3	0,10	0,10	9:35	9:39	08/08	08/08
21,1	0,10	0,10	9:39	9:41	08/08	08/08
32,3	0,10	0,10	9:41	9:43	08/08	08/08
45,3	0,12	0,18	9:43	9:45	08/08	08/08
58,2	0,24	0,31	9:45	9:47	08/08	08/08
45,3	0,32	0,32	9:47	10:17	08/08	08/08

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
21,1	0,32	0,28	10:17	10:21	08/08	08/08
0,0	0,21	0,10	10:21	10:25	08/08	08/08
10,3	0,10	0,10	10:25	10:27	08/08	08/08
21,1	0,10	0,10	10:27	10:35	08/08	08/08
32,3	0,10	0,11	10:35	10:37	08/08	08/08
45,3	0,14	0,19	10:37	10:39	08/08	08/08
58,2	0,26	0,32	10:39	10:41	08/08	08/08
45,3	0,32	0,32	10:41	10:49	08/08	08/08
21,1	0,32	0,28	10:49	10:53	08/08	08/08
0,0	0,20	0,11	10:53	10:55	08/08	08/08
10,3	0,11	0,11	10:55	11:10	08/08	08/08
21,1	0,11	0,11	11:10	11:12	08/08	08/08
32,3	0,11	0,11	11:12	11:14	08/08	08/08
45,3	0,14	0,22	11:15	11:30	08/08	08/08

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
58,2	0,26	0,35	11:30	11:45	08/08	08/08
71,1	0,41	0,76	11:45	12:45	08/08	08/08
97,0	1,31	5,78	12:45	7:45	08/08	09/08
122,9	5,95	38,81	7:45	8:00	09/08	09/08
97,0	39,64	39,82	8:00	8:15	09/08	09/08
71,1	39,83	38,68	8:15	12:15	09/08	09/08
45,3	38,73	38,28	12:15	12:30	09/08	09/08
21,1	38,28	38,24	12:30	12:32	09/08	09/08
0,0	37,85	37,11	12:32	12:47	09/08	09/08

I - Início do estágio
T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Tubulão T6

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,01	0,08	12:15	16:15	23/08	23/08
21,1	0,15	0,18	16:15	17:15	23/08	23/08
32,3	0,26	0,55	17:15	18:15	23/08	23/08
45,3	0,84	16,22	18:15	17:15	23/08	24/08
32,3	16,12	15,92	17:40	9:10	24/08	25/08
21,1	15,87	15,78	9:10	9:25	25/08	25/08
10,3	15,23	15,04	9:25	10:25	25/08	25/08
0,0	14,12	12,84	10:25	10:40	25/08	25/08

I - Início do estágio
T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Sapata S1

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	13:00	13:01	18/08	18/08
21,1	0,02	0,05	13:01	13:09	18/08	18/08
32,3	0,17	0,27	13:09	13:24	18/08	18/08
45,3	0,39	0,44	13:24	13:32	18/08	18/08
58,2	0,70	1,13	13:35	8:45	18/08	19/08
71,1	1,22	1,27	8:45	8:49	19/08	19/08
84,1	1,73	2,16	8:50	15:50	19/08	19/08
97,0	2,27	3,11	15:50	16:20	19/08	19/08
109,9	3,42	5,42	16:30	7:45	19/08	20/08
122,9	5,55	7,62	7:45	9:45	20/08	20/08
135,6	7,75	12,89	9:45	10:00	20/08	22/08
122,9	12,87	12,85	10:00	10:15	22/08	22/08
97,0	12,31	12,28	10:15	10:30	22/08	22/08
71,1	11,11	8,99	10:30	8:35	22/05	23/08
45,3	8,29	7,59	8:35	8:50	23/08	23/08
21,1	5,25	4,04	8:50	9:05	23/08	23/08
0,0	2,71	1,74	9:05	9:20	23/08	23/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Sapata S2

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,05	0,12	11:40	11:44	10/08	10/08
21,1	0,12	0,19	11:44	12:14	10/08	10/08
32,3	0,24	0,88	12:14	16:14	10/08	10/08
45,3	0,91	1,01	16:14	16:22	10/08	10/08
58,2	1,08	1,25	16:22	16:24	10/08	10/08
45,3	1,24	1,23	16:24	16:26	10/08	10/08
21,1	1,13	0,96	16:26	16:28	10/08	10/08
0,0	0,90	0,65	16:28	16:30	10/08	10/08
10,3	0,68	0,76	16:30	17:30	10/08	10/08
21,1	0,80	0,86	17:30	17:45	10/08	10/08
32,3	0,91	1,00	17:45	17:47	10/08	10/08
45,3	1,07	1,15	17:47	17:49	10/08	10/08
58,2	1,22	1,34	17:49	17:51	10/08	10/08
45,3	1,33	1,32	17:51	17:53	10/08	10/08

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
21,1	1,30	1,13	17:53	17:55	10/08	10/08
0,0	1,10	0,82	17:55	17:57	10/08	10/08
10,3	0,84	0,85	8:00	8:02	11/08	11/08
21,1	0,87	0,91	8:02	8:06	11/08	11/08
32,3	0,99	1,02	8:06	8:08	11/08	11/08
45,3	1,06	1,11	8:08	8:10	11/08	11/08
58,2	1,20	1,28	8:10	8:14	11/08	11/08
71,1	1,39	1,57	8:14	8:29	11/08	11/08
45,3	1,50	1,25	8:29	10:29	11/08	11/08
21,1	1,14	1,02	10:29	10:31	11/08	11/08
0,0	0,85	0,75	10:31	10:33	11/08	11/08
10,3	0,77	0,76	10:33	10:35	11/08	11/08
21,1	0,78	0,78	10:35	10:36	11/08	11/08
32,3	0,86	0,88	10:36	10:38	11/08	11/08

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
45,3	0,93	0,96	10:38	10:40	11/08	11/08
58,2	1,18	1,19	10:40	10:42	11/08	11/08
71,1	1,28	1,58	10:42	11:12	11/08	11/08
84,1	1,79	2,16	11:12	8:45	11/08	12/08
97,0	2,19	2,55	8:45	9:15	12/08	12/08
109,9	2,89	3,95	9:15	9:30	12/08	12/08
122,9	5,23	7,15	9:30	11:30	12/08	12/08
135,6	7,67	11,59	11:30	12:55	12/08	12/08
97,0	10,92	10,12	12:55	13:10	12/08	12/08
71,1	9,54	8,02	13:10	14:10	12/08	12/08
45,3	6,23	4,07	14:10	15:10	12/08	12/08
21,1	3,03	0,84	15:10	15:40	12/08	12/08
0,0	0,17	-0,84	15:40	15:55	12/08	12/08
71,1	0,80	1,60	9:30	9:45	15/08	15/08

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
84,1	2,43	3,14	9:45	11:15	15/08	15/08
97,0	4,11	5,14	11:15	12:15	15/08	15/08
109,9	5,55	6,04	12:15	12:30	15/08	15/08
122,9	6,29	8,95	12:30	15:00	15/08	15/08
135,6	9,55	11,34	15:00	8:35	15/08	16/08
147,3	11,38	12,72	8:35	10:35	16/08	16/08
122,9	12,53	12,44	10:35	11:05	16/08	16/08
97,0	11,82	11,74	11:05	11:20	16/08	16/08
71,1	9,93	9,52	11:20	11:35	16/08	16/08
45,3	6,84	5,87	11:35	11:39	16/08	16/08
21,1	0,50	0,33	11:39	12:54	16/08	16/08
0,0	-1,42	-2,10	12:54	12:58	16/08	16/08

I - Início do estágio
T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Sapata S3

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	10:00	10:01	17/08	17/08
21,1	0,00	0,01	10:01	10:16	17/08	17/08
32,0	0,13	0,43	10:16	14:16	17/08	17/08
45,3	0,65	1,05	14:16	14:46	17/08	17/08
58,2	2,94	6,22	14:46	16:46	17/08	17/08
71,1	10,43	18,16	16:46	17:16	17/08	17/08
45,3	17,49	16,93	17:16	17:31	17/08	17/08
21,1	11,18	9,55	17:31	17:46	17/08	17/08
0,0	2,29	1,41	17:46	18:01	17/08	17/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

Tabela Carga x Deslocamento – Sapata S4

Danziger (1983)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA *	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	12:00	12:01	02/08	02/08
21,1	0,00	0,00	12:01	12:02	02/08	02/08
32,3	0,00	0,00	12:02	12:03	02/08	02/08
45,3	0,00	0,01	12:03	12:33	02/08	02/08
58,2	0,16	0,27	12:33	13:33	02/08	02/08
71,1	1,44	1,56	13:33	15:33	02/08	02/08
97,0	7,01	11,16	15:33	11:35	02/08	03/08
109,9	11,86	15,13	11:35	13:35	03/08	03/08
122,9	17,46	25,68	13:35	13:43	03/08	03/08
97,0	25,71	25,71	13:43	13:43	03/08	03/08
71,1	24,91	24,91	13:43	13:58	03/08	03/08
45,3	20,64	18,91	13:58	15:58	03/08	03/08
21,1	18,06	10,45	15:58	16:13	03/08	03/08
0,0	7,26	1,03	16:16	16:29	03/08	03/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

**ANEXO E – GRÁFICOS GERADOS PARA EXTRAPOLAÇÃO DOS
ENSAIOS DE CARGA PELO MÉTODO DE DÉCOURT**

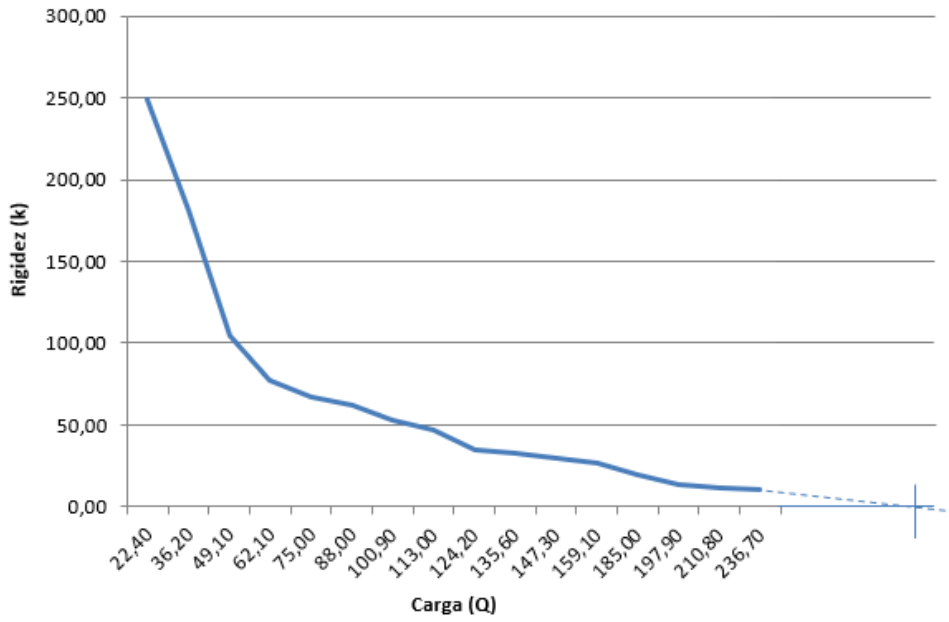


Gráfico Carga x Rigidez – Tubulão T1

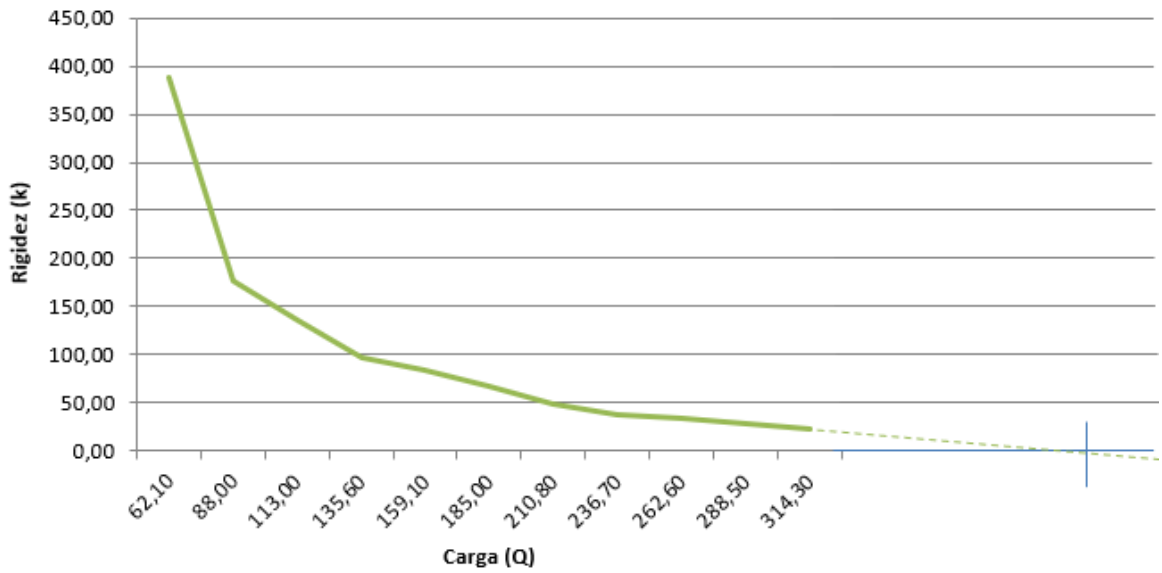


Gráfico Carga x Rigidez – Tubulão T2

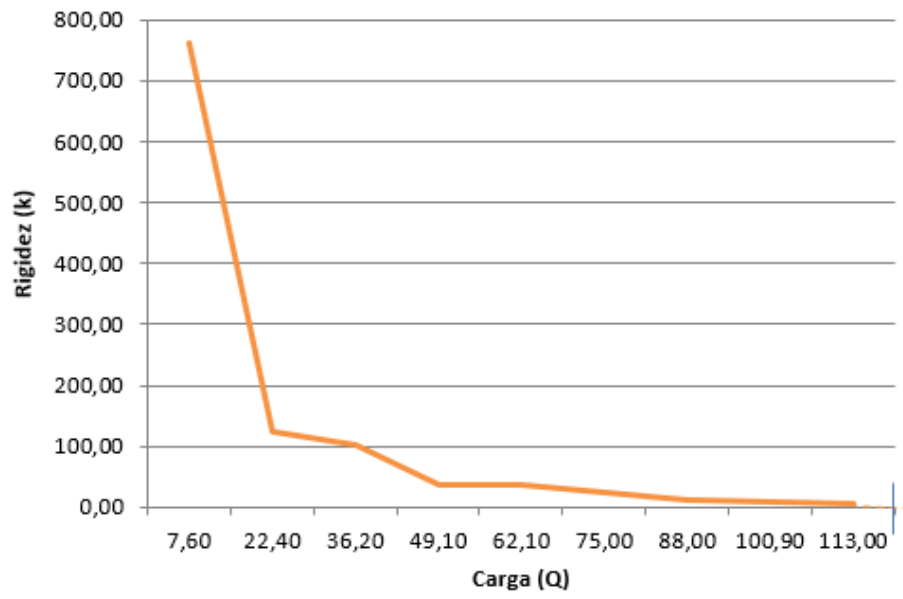


Gráfico Carga x Rigidez – Tubulão T3

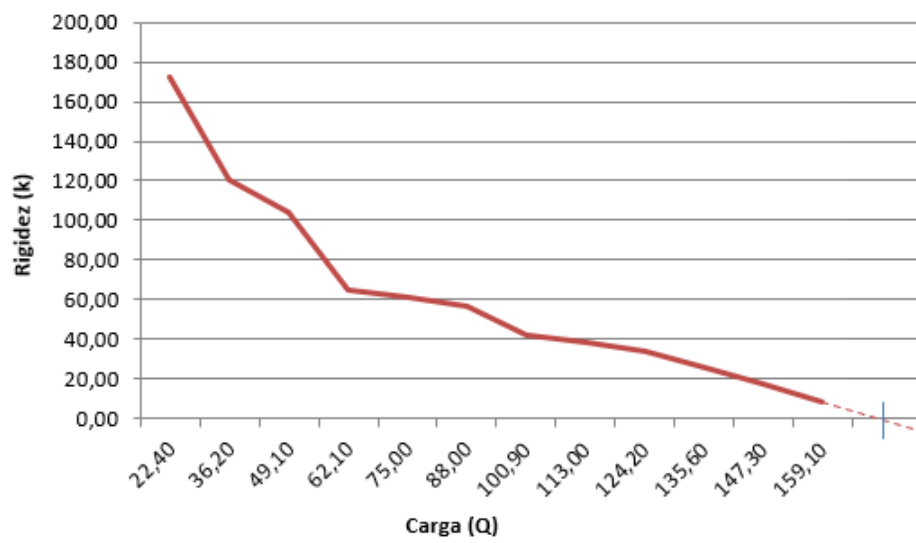


Gráfico Carga x Rigidez – Tubulão T4

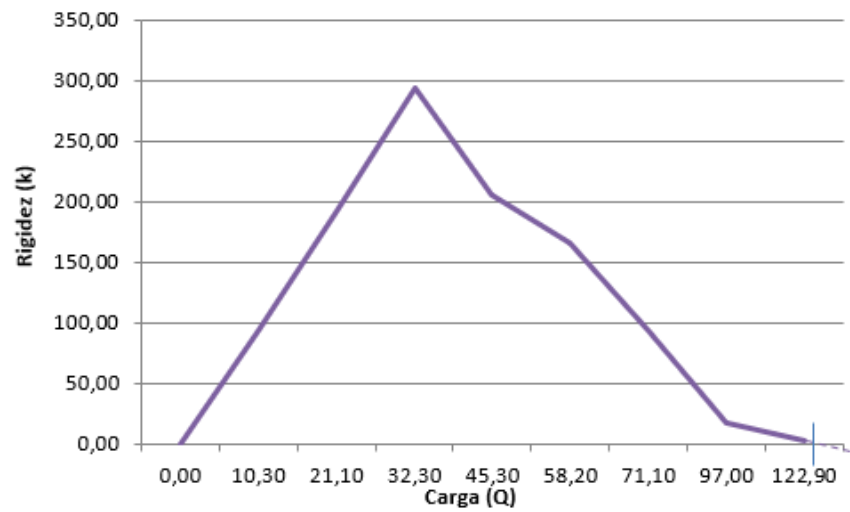


Gráfico Carga x Rigidez – Tubulão T5

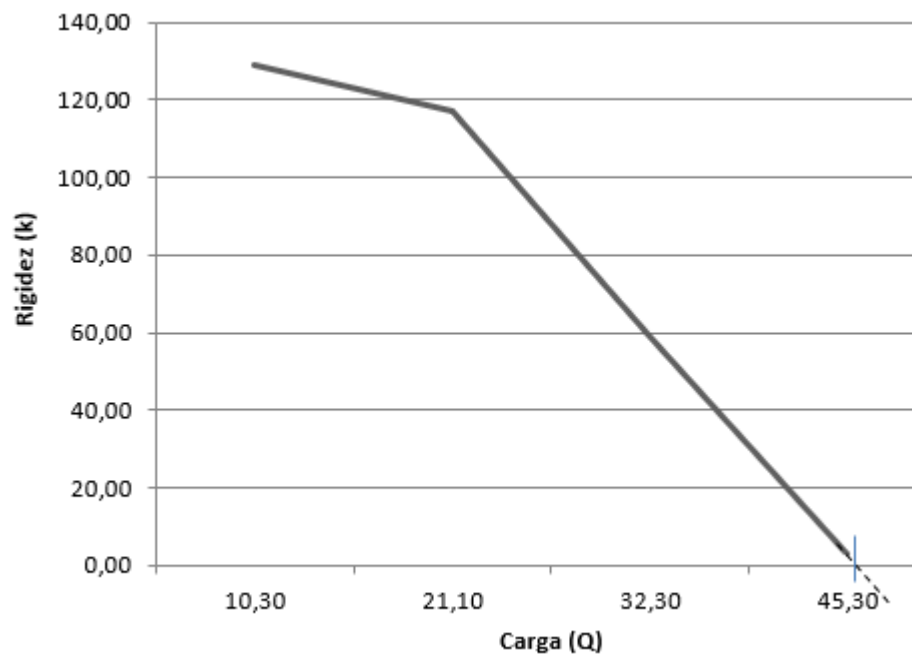


Gráfico Carga x Rigidez – Tubulão T6

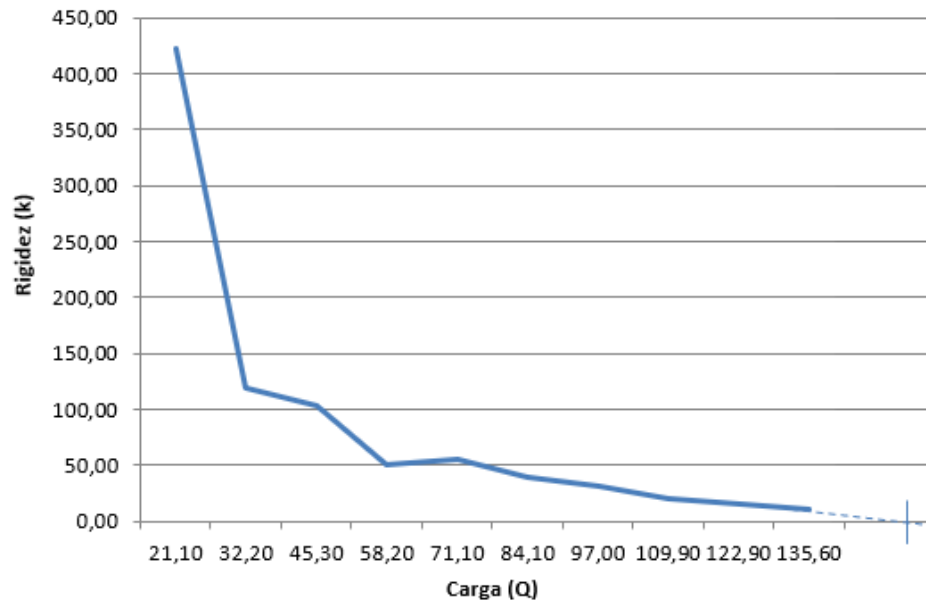


Gráfico Carga x Rigidez – Sapata S1

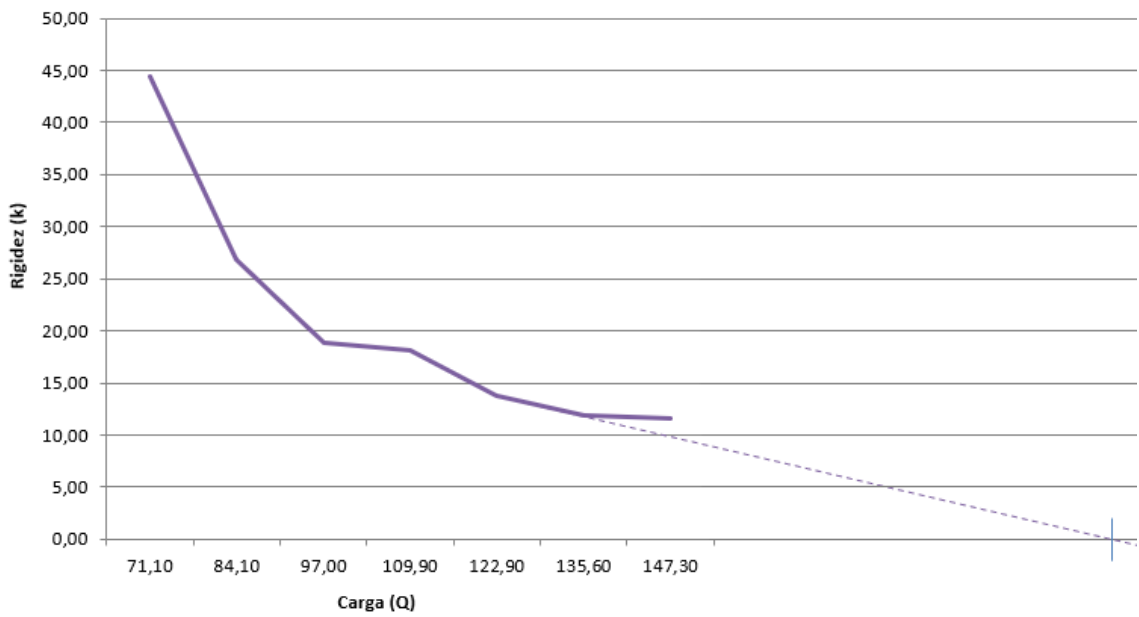


Gráfico Carga x Rigidez – Sapata S2

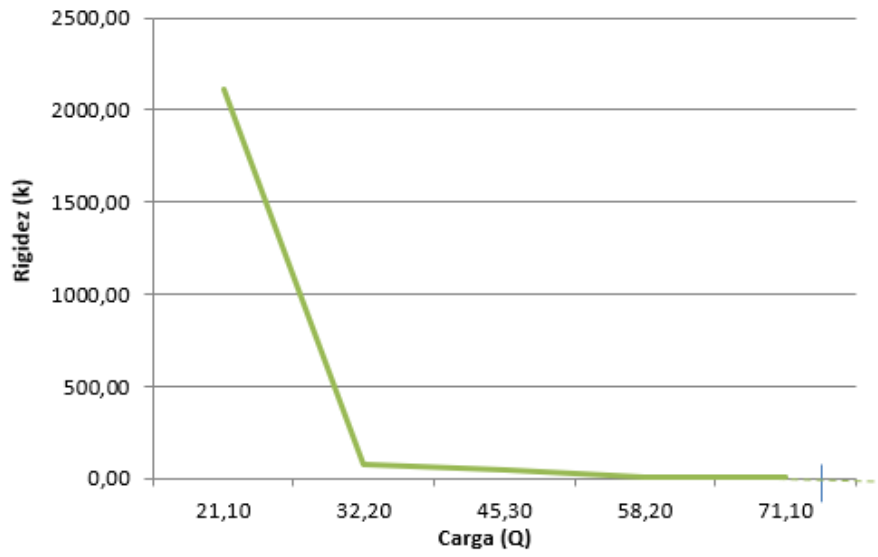


Gráfico Carga x Rigidez – Sapata S3

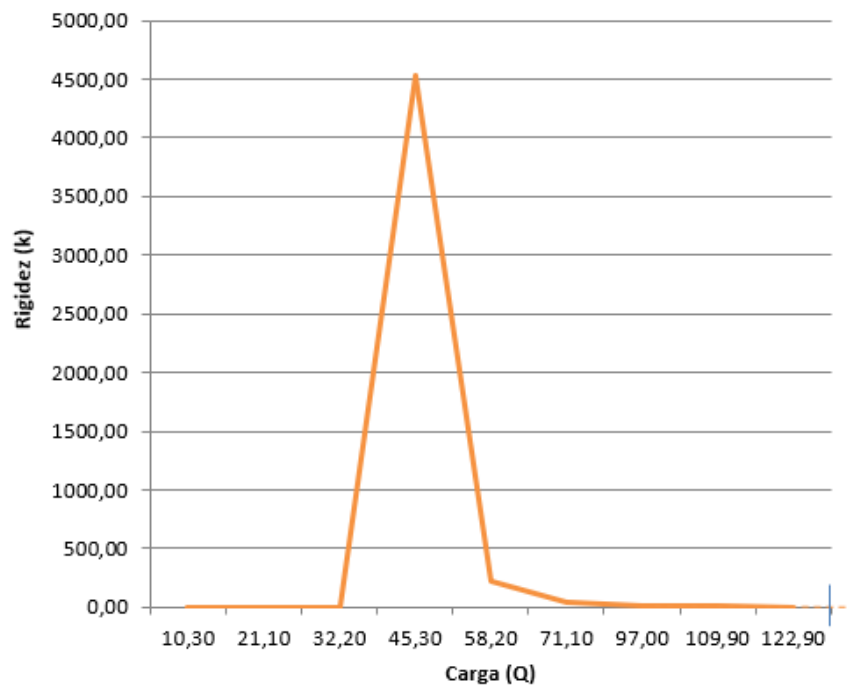
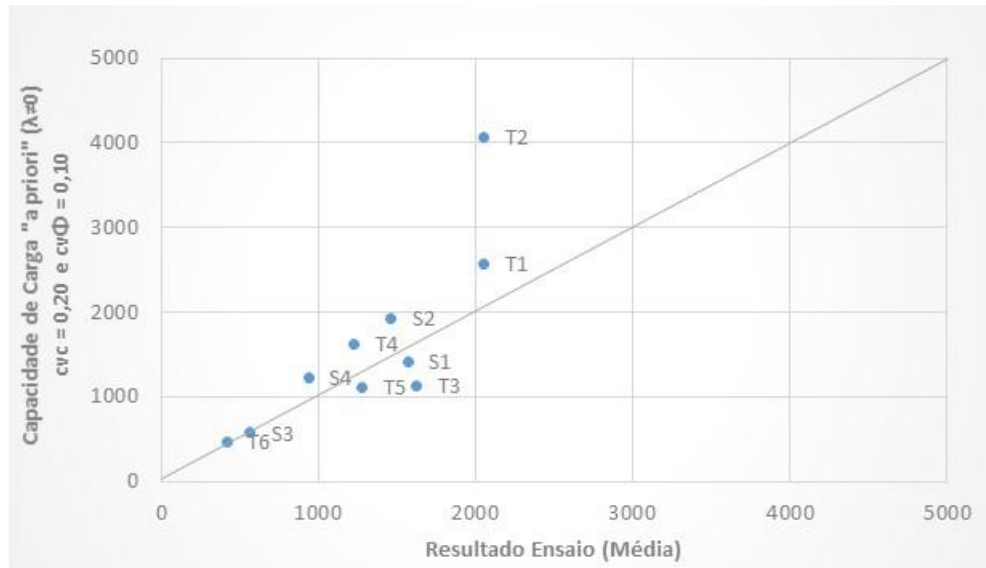
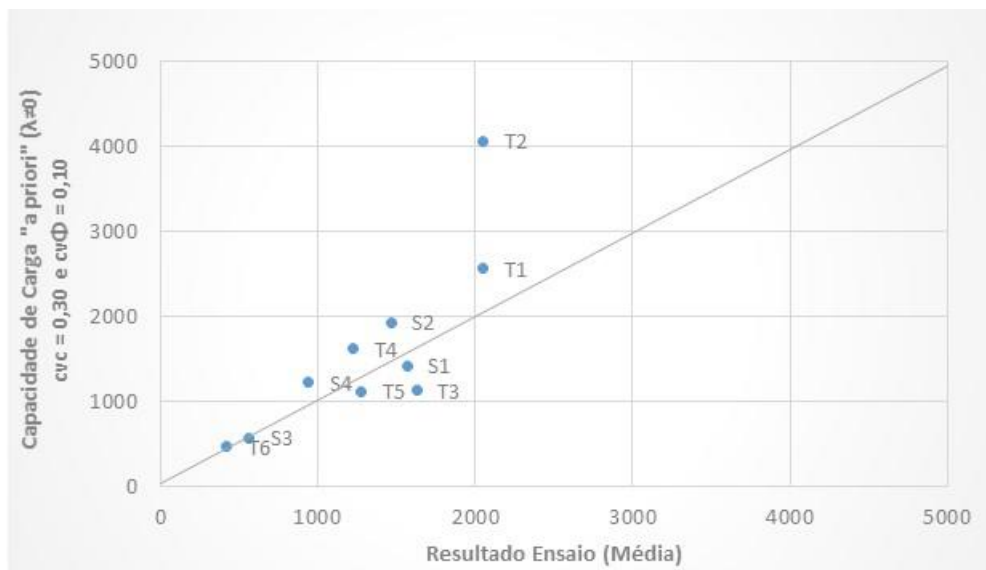


Gráfico Carga x Rigidez – Sapata S4

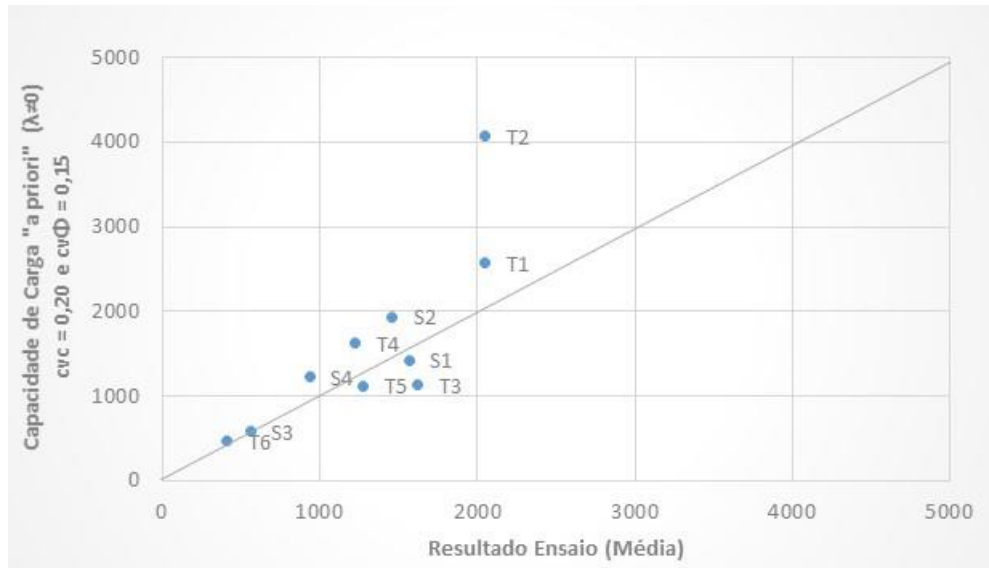
**ANEXO F – COMPARATIVO DA ESTIMATIVA “A PRIORI” E DO
RESULTADO OBTIDO PARA OS ENSAIOS EXTRAPOLADOS**



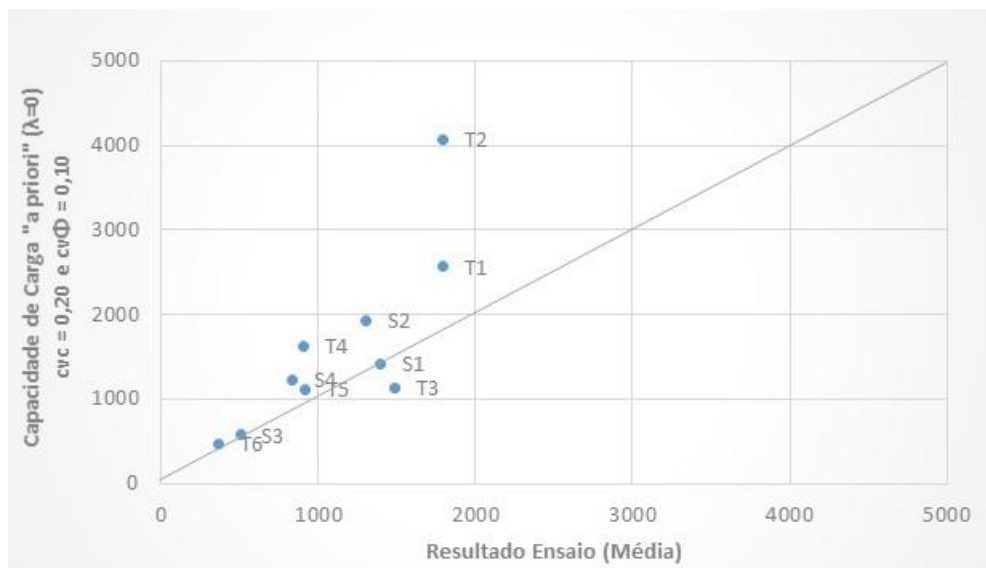
Comparação entre Estimativa "a priori" e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cvc = 0,2$ e $cv\phi = 0,10$



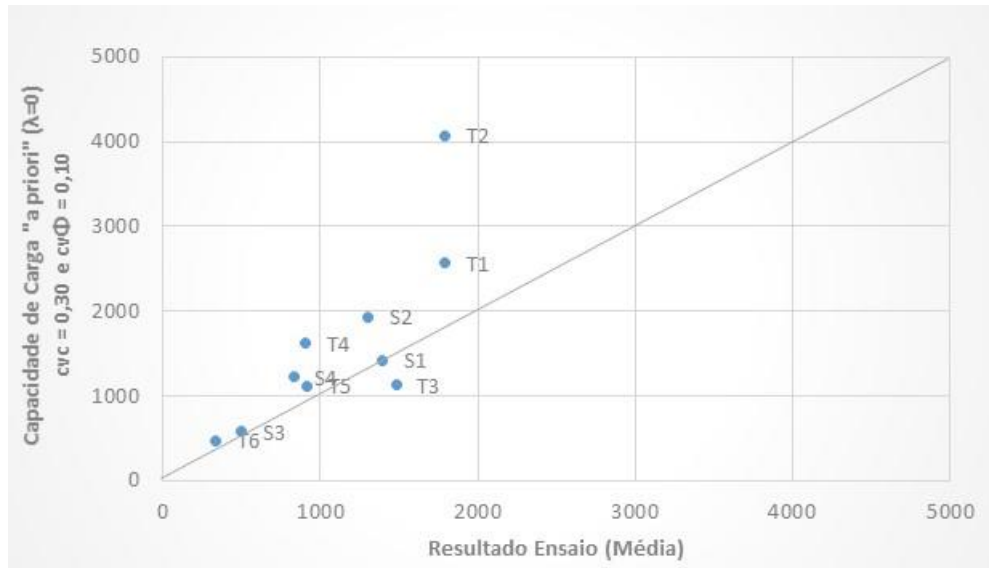
Comparação entre Estimativa "a priori" e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cvc = 0,3$ e $cv\phi = 0,10$



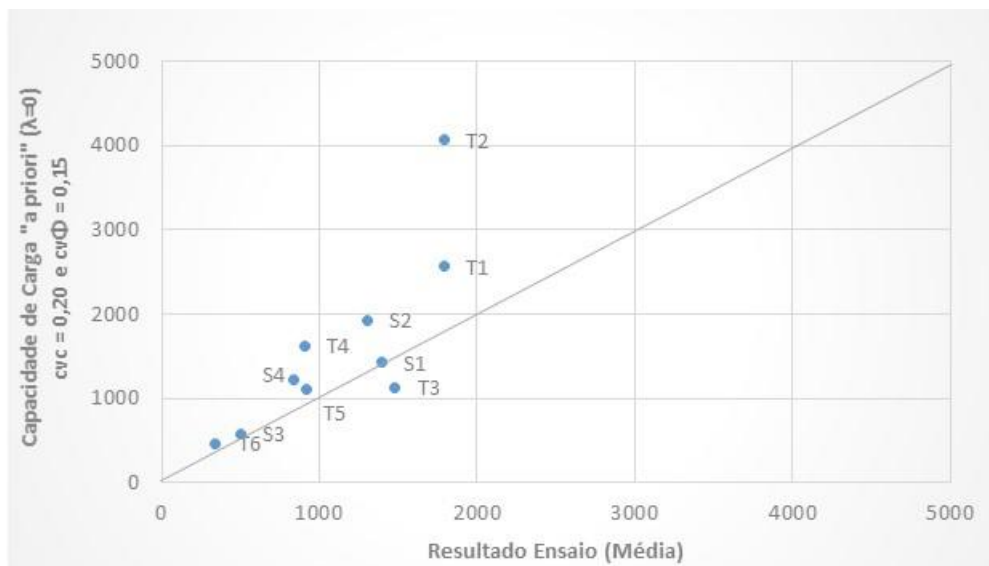
Comparação entre Estimativa "a priori" e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\Phi = 0,15$



Comparação entre Estimativa "a priori" e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\Phi = 0,10$



Comparação entre Estimativa "a priori" e Resultados de Ensaio – $\lambda=0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\Phi = 0,10$



Comparação entre Estimativa "a priori" e Resultados de Ensaio – $\lambda=0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\Phi = 0,15$

**ANEXO G – RESUMO DOS RESULTADOS DO VALOR ESPERADO E
VARIÂNCIA DA ESTIMATIVA “A POSTETIORI”**

$(\lambda \neq 0)$ 0,20 / 0,10	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	2050,83	133,65	2567,50	160,24	2262,79	102,63	4,54%
T2	2050,83	133,65	4070,00	255,16	2485,52	118,39	4,76%
T3	1626,83	142,24	1130,00	28,58	1149,28	28,02	2,44%
T4	1227,25	127,16	1622,50	45,93	1576,89	43,20	2,74%
T5	1277,00	117,38	1115,00	57,15	1146,05	51,39	4,48%
T6	416,00	41,13	467,50	3,06	467,22	3,05	0,65%
S1	1568,24	132,43	1422,50	50,01	1440,69	46,79	3,25%
S2	1463,88	113,43	1930,00	283,73	1528,11	105,32	6,89%
S3	561,83	57,99	577,50	3,06	577,46	3,06	0,53%
S4	937,96	87,15	1225,00	26,54	1200,64	25,39	2,11%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,20$, $cv_\phi = 0,10$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular

$(\lambda \neq 0)$ 0,30 / 0,10	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	2050,85	172,49	2567,50	160,24	2328,18	117,40	5,04%
T2	2050,85	172,49	4070,00	255,16	2684,20	142,90	5,32%
T3	1626,83	210,43	1130,00	28,58	1139,00	28,32	2,49%
T4	1227,25	184,95	1622,50	45,93	1599,54	44,57	2,79%
T5	1277,00	167,79	1115,00	57,15	1131,84	54,10	4,78%
T6	416,00	61,43	467,50	3,06	467,37	3,06	0,65%
S1	1568,37	198,82	1422,50	50,01	1431,18	48,50	3,39%
S2	1463,88	170,03	1930,00	283,73	1587,04	145,84	9,19%
S3	561,83	86,88	577,50	3,06	577,48	3,06	0,53%
S4	937,96	130,69	1225,00	26,54	1213,64	26,01	2,14%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,30$, $cv_\phi = 0,10$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular

$(\lambda \neq 0)$ 0,20 / 0,15	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	2047,30	168,19	2567,50	160,24	2319,98	116,01	5,00%
T2	2047,30	168,19	4070,00	255,16	2659,94	140,42	5,28%
T3	1624,83	146,58	1130,00	28,58	1148,12	28,05	2,44%
T4	1225,50	134,69	1622,50	45,93	1581,15	43,47	2,75%
T5	1274,25	127,90	1115,00	57,15	1141,51	52,18	4,57%
T6	415,25	41,72	467,50	3,06	467,22	3,05	0,65%
S1	1567,17	132,55	1422,50	50,01	1440,53	46,79	3,25%
S2	1463,88	113,55	1930,00	283,73	1528,23	105,42	6,90%
S3	561,45	58,12	577,50	3,06	577,46	3,06	0,53%
S4	937,25	87,14	1225,00	26,54	1200,58	25,39	2,11%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,20$, $cv_\phi = 0,15$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular

$(\lambda \neq 0)$ 0,20 / 0,10	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	2050,83	133,65	2567,50	226,61	2184,16	115,12	5,27%
T2	2050,83	133,65	4070,00	360,84	2294,39	125,33	5,46%
T3	1626,83	142,24	1130,00	40,41	1167,11	38,88	3,33%
T4	1227,25	127,16	1622,50	64,95	1540,71	57,84	3,75%
T5	1277,00	117,38	1115,00	80,83	1167,11	66,57	5,70%
T6	416,00	41,13	467,50	4,33	466,94	4,31	0,92%
S1	1568,24	132,43	1422,50	70,73	1454,84	62,39	4,29%
S2	1463,88	113,43	1930,00	401,26	1498,37	109,15	7,28%
S3	561,83	57,99	577,50	4,33	577,41	4,32	0,75%
S4	937,96	87,15	1225,00	37,53	1180,10	34,47	2,92%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,20$, $cv_\phi = 0,10$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular

$(\lambda \neq 0)$ 0,30 / 0,10	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	2050,85	172,49	2567,50	226,61	2240,39	137,25	6,13%
T2	2050,85	172,49	4070,00	360,84	2426,43	155,63	6,41%
T3	1626,83	210,43	1130,00	40,41	1147,67	39,69	3,46%
T4	1227,25	184,95	1622,50	64,95	1579,10	61,28	3,88%
T5	1277,00	167,79	1115,00	80,83	1145,51	72,82	6,36%
T6	416,00	61,43	467,50	4,33	467,25	4,32	0,92%
S1	1568,37	198,82	1422,50	70,73	1438,89	66,63	4,63%
S2	1463,88	170,03	1930,00	401,26	1534,83	156,55	10,20%
S3	561,83	86,88	577,50	4,33	577,46	4,32	0,75%
S4	937,96	130,69	1225,00	37,53	1203,14	36,07	3,00%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,30$, $cv_\phi = 0,10$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular

$(\lambda \neq 0)$ 0,20 / 0,15	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	2047,30	168,19	2567,50	226,61	2232,07	135,05	6,05%
T2	2047,30	168,19	4070,00	360,84	2408,29	152,44	6,33%
T3	1624,83	146,58	1130,00	40,41	1164,96	38,96	3,34%
T4	1225,50	134,69	1622,50	64,95	1547,59	58,50	3,78%
T5	1274,25	127,90	1115,00	80,83	1160,45	68,33	5,89%
T6	415,25	41,72	467,50	4,33	466,94	4,31	0,92%
S1	1567,17	132,55	1422,50	70,73	1454,56	62,40	4,29%
S2	1463,88	113,55	1930,00	401,26	1498,44	109,26	7,29%
S3	561,45	58,12	577,50	4,33	577,41	4,32	0,75%
S4	937,25	87,14	1225,00	37,53	1179,98	34,47	2,92%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,20$, $cv_\phi = 0,15$ e $\lambda \neq 0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular

$(\lambda=0)$ 0,20 / 0,10	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	1794,28	96,55	2567,50	160,24	2085,01	60,25	2,89%
T2	1794,28	96,55	4070,00	255,16	2419,02	70,05	2,90%
T3	1483,20	122,11	1130,00	28,58	1196,98	23,16	1,93%
T4	907,00	81,68	1622,50	45,93	1364,98	29,40	2,15%
T5	919,25	70,32	1115,00	57,15	1027,23	31,53	3,07%
T6	365,50	37,19	467,50	3,06	459,74	2,83	0,62%
S1	1395,54	107,39	1422,50	50,01	1413,93	34,12	2,41%
S2	1305,75	90,93	1930,00	283,73	1457,26	68,86	4,73%
S3	503,96	48,81	577,50	3,06	573,16	2,88	0,50%
S4	834,65	71,65	1225,00	26,54	1119,51	19,36	1,73%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,20$, $cv_\phi = 0,10$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular

$(\lambda=0)$ 0,30 / 0,10	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	1794,30	130,07	2567,50	160,24	2101,41	100,99	4,81%
T2	1794,30	130,07	4070,00	255,16	2263,69	115,88	5,12%
T3	1483,20	182,26	1130,00	28,58	1138,47	28,23	2,48%
T4	907,25	121,79	1622,50	45,93	1533,45	42,97	2,80%
T5	919,25	71,41	1115,00	57,15	1038,56	44,62	4,30%
T6	340,75	45,83	467,50	3,06	466,94	3,06	0,65%
S1	1395,54	159,65	1422,50	50,01	1420,09	47,72	3,36%
S2	1305,75	135,32	1930,00	283,73	1421,43	122,14	8,59%
S3	503,96	72,25	577,50	3,06	577,37	3,06	0,53%
S4	834,65	106,16	1225,00	26,54	1202,04	25,74	2,14%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,30$, $cv_\phi = 0,10$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular

$(\lambda=0)$ 0,20 / 0,15	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	1790,20	115,97	2567,50	160,24	2057,40	93,95	4,57%
T2	1790,20	115,97	4070,00	255,16	2180,54	105,58	4,84%
T3	1481,45	123,89	1130,00	28,58	1147,75	27,85	2,43%
T4	905,50	82,46	1622,50	45,93	1452,73	40,12	2,76%
T5	917,00	71,41	1115,00	57,15	1037,68	44,62	4,30%
T6	340,25	30,88	467,50	3,06	466,26	3,05	0,65%
S1	1394,07	109,76	1422,50	50,01	1417,61	45,51	3,21%
S2	1304,29	92,78	1930,00	283,73	1364,74	88,19	6,46%
S3	503,60	50,32	577,50	3,06	577,23	3,06	0,53%
S4	833,90	73,76	1225,00	26,54	1180,18	24,97	2,12%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,20$, $cv_\phi = 0,15$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Triangular

$(\lambda=0)$ 0,20 / 0,10	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	1794,28	96,55	2567,50	226,61	1913,08	88,83	4,64%
T2	1794,28	96,55	4070,00	360,84	1946,32	93,27	4,79%
T3	1483,20	122,11	1130,00	40,41	1164,87	38,37	3,29%
T4	907,00	81,68	1622,50	64,95	1345,32	50,84	3,78%
T5	919,25	70,32	1115,00	80,83	1003,58	53,05	5,29%
T6	365,50	37,19	467,50	4,33	466,14	4,30	0,92%
S1	1395,54	107,39	1422,50	70,73	1414,34	59,07	4,18%
S2	1305,75	90,93	1930,00	401,26	1336,24	88,69	6,64%
S3	503,96	48,81	577,50	4,33	576,93	4,31	0,75%
S4	834,65	71,65	1225,00	37,53	1140,97	33,24	2,91%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,20$, $cv_\phi = 0,10$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular

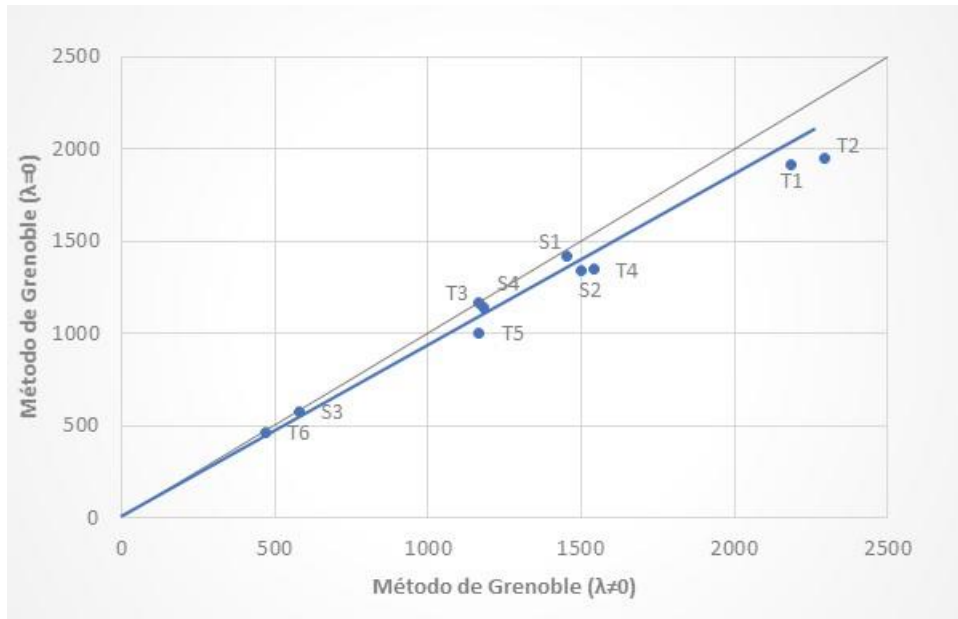
$(\lambda=0)$ 0,30 / 0,10	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	1794,30	130,07	2567,50	226,61	1985,91	112,81	5,68%
T2	1794,30	130,07	4070,00	360,84	2055,98	122,36	5,95%
T3	1483,20	182,26	1130,00	40,41	1146,55	39,46	3,44%
T4	907,25	121,79	1622,50	64,95	1464,12	57,31	3,91%
T5	919,25	71,41	1115,00	80,83	1005,06	53,52	5,32%
T6	340,75	45,83	467,50	4,33	466,38	4,31	0,92%
S1	1395,54	159,65	1422,50	70,73	1418,08	64,66	4,56%
S2	1305,75	135,32	1930,00	401,26	1369,50	128,23	9,36%
S3	503,96	72,25	577,50	4,33	577,24	4,32	0,75%
S4	834,65	106,16	1225,00	37,53	1181,64	35,38	2,99%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,30$, $cv_\phi = 0,10$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular

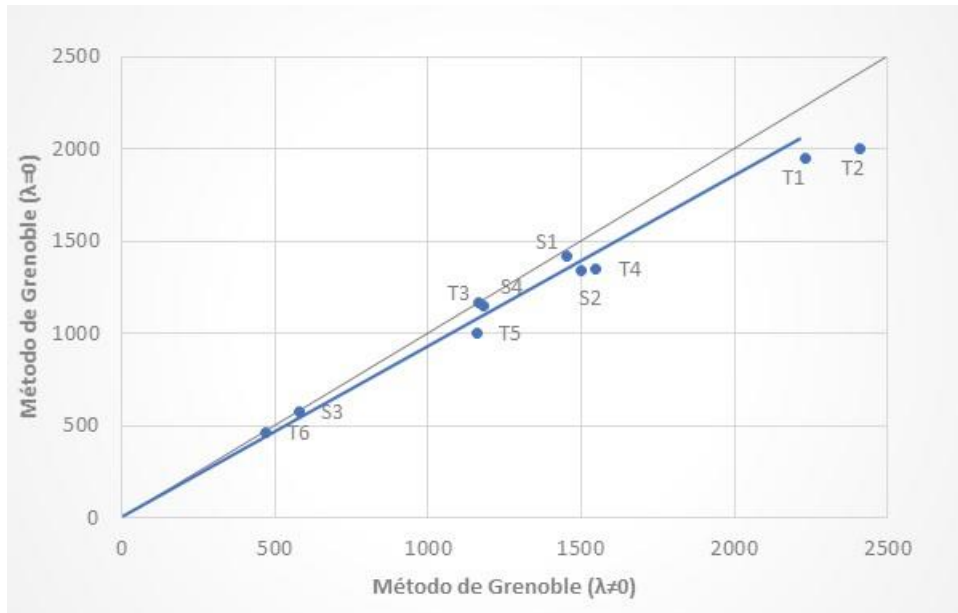
$(\lambda=0)$ 0,20 / 0,15	Priori		Verossimilhança		Posteriori		
	μ_q^P (kN)	σ_q^P (kN)	μ_q^L (kN)	σ_q^L (kN)	μ_q (kN)	σ_q (kN)	cv
T1	1790,20	115,97	2567,50	226,61	1951,53	103,24	5,29%
T2	1790,20	115,97	4070,00	360,84	2003,64	110,41	5,51%
T3	1481,45	123,89	1130,00	40,41	1163,80	38,42	3,30%
T4	905,50	82,46	1622,50	64,95	1347,96	51,02	3,79%
T5	917,00	71,41	1115,00	80,83	1003,79	53,52	5,33%
T6	340,25	30,88	467,50	4,33	465,05	4,29	0,92%
S1	1394,07	109,76	1422,50	70,73	1414,16	59,45	4,20%
S2	1304,29	92,78	1930,00	401,26	1336,05	90,40	6,77%
S3	503,60	50,32	577,50	4,33	576,96	4,31	0,75%
S4	833,90	73,76	1225,00	37,53	1144,57	33,45	2,92%

Resultados “A Posteriori” considerando $cv_c = 0,20$, $cv_\phi = 0,15$ e $\lambda=0$ na Estimativa “A Priori” e Função Verossimilhança em Distribuição Retangular

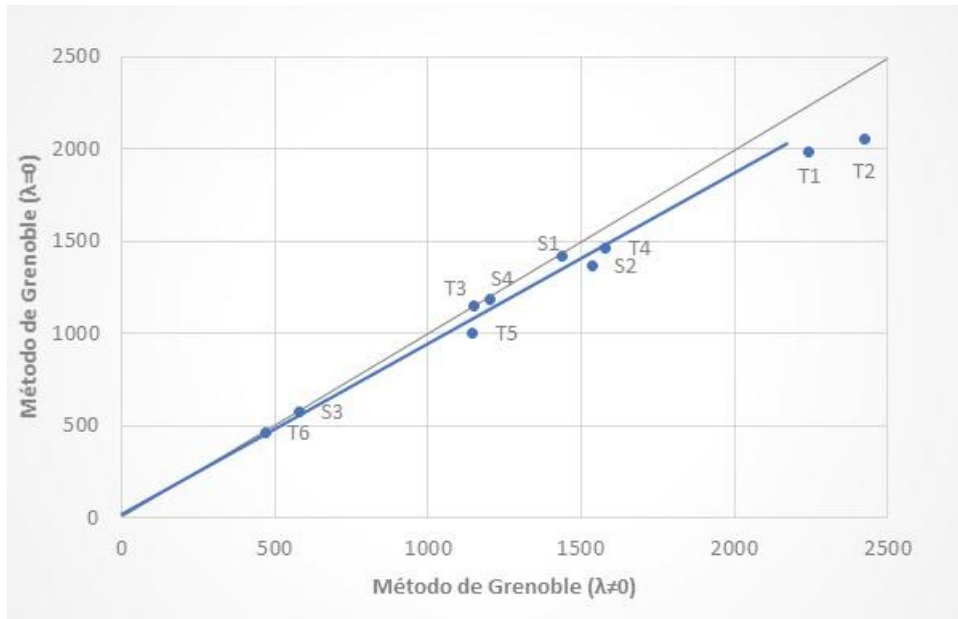
**ANEXO H – COMPARAÇÃO ENTRE ESTIMATIVAS “A POSTERIORI”
DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE GRENOBLE COM
CONSIDERAÇÕES DISTINTAS DE COMPORTAMENTO DE
RUPTURA**



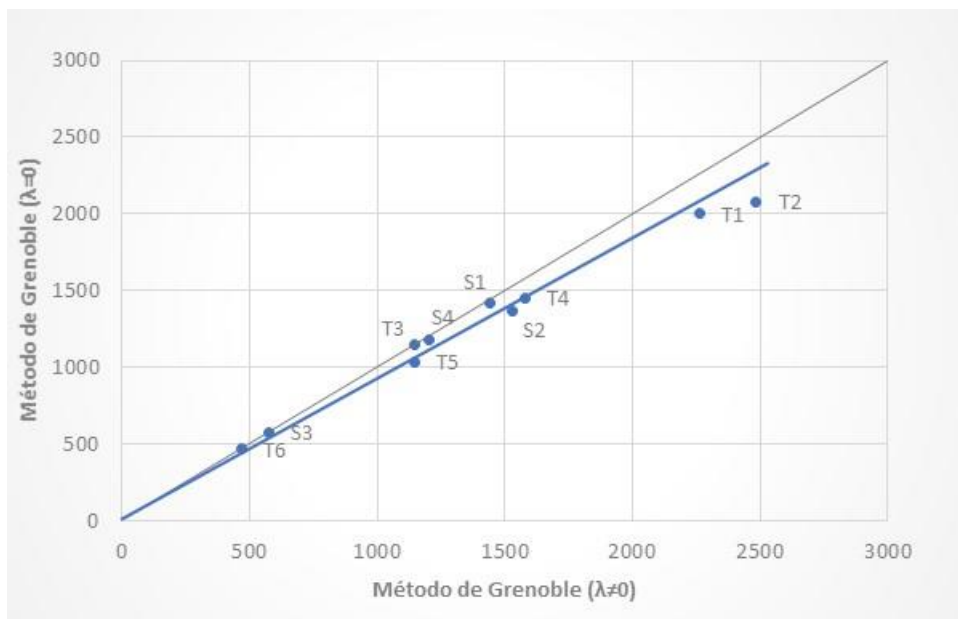
Comparação entre Estimativas “A posteriori” com $cv_c = 0,2$ e $cv_\theta = 0,10$ e função verossimilhança retangular



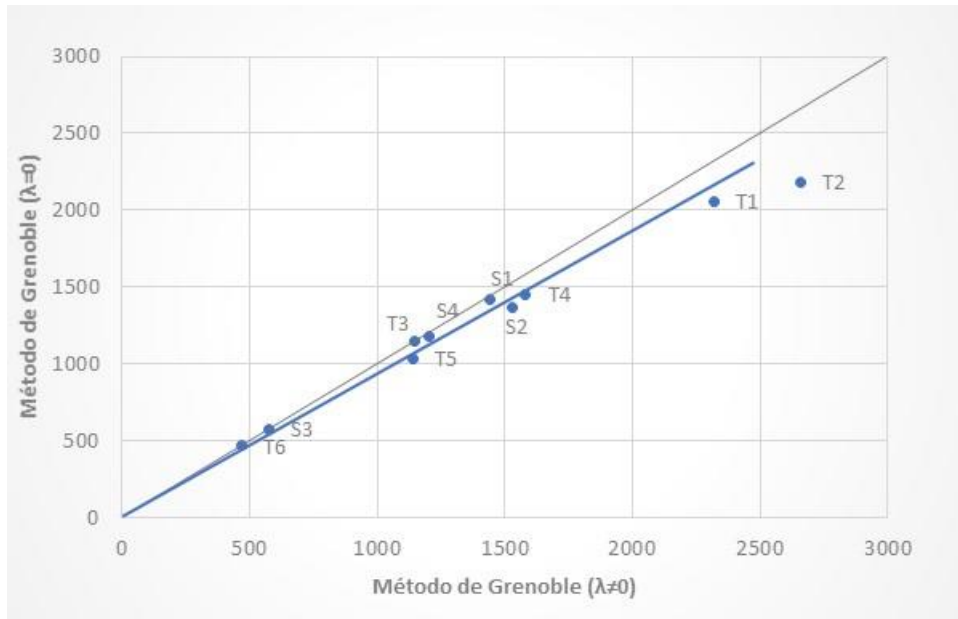
Comparação entre Estimativas “A posteriori” com $cv_c = 0,2$ e $cv_\theta = 0,15$ e função verossimilhança retangular



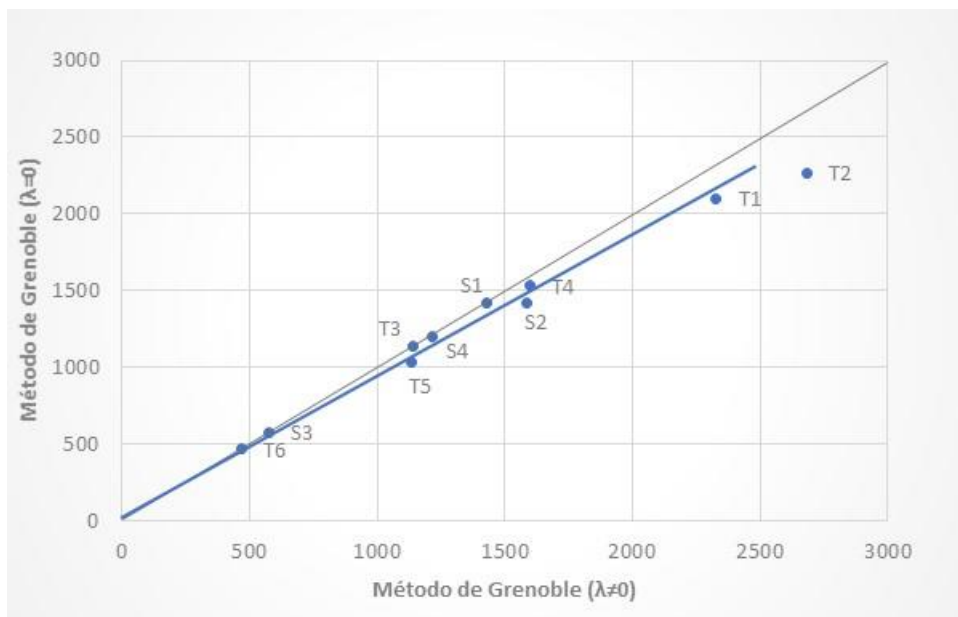
Comparação entre Estimativas “A posteriori” com $cv_c = 0,3$ e $cv_\theta = 0,10$ e função verossimilhança retangular



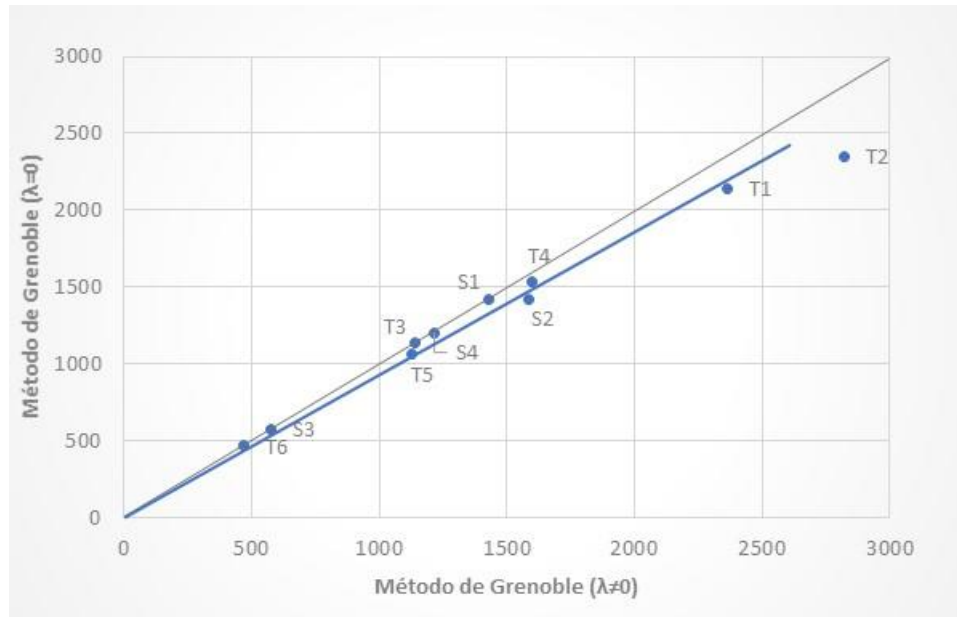
Comparação entre Estimativas “A posteriori” com $cv_c = 0,2$ e $cv_\theta = 0,10$ e função verossimilhança triangular



Comparação entre Estimativas “A posteriori” com $cv_c = 0,2$ e $cv_\theta = 0,15$ e função verossimilhança triangular

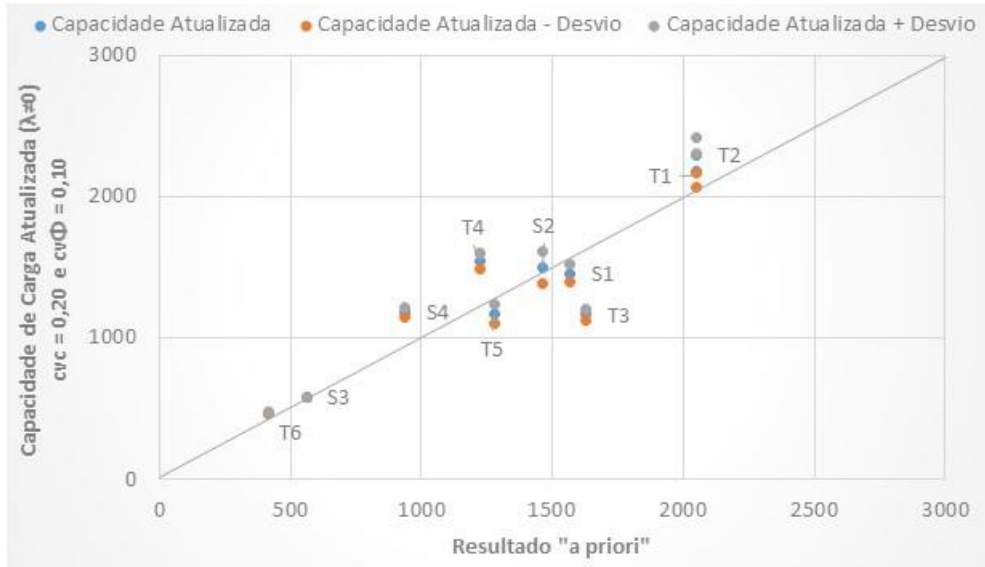


Comparação entre Estimativas “A posteriori” com $cv_c = 0,3$ e $cv_\theta = 0,10$ e função verossimilhança triangular

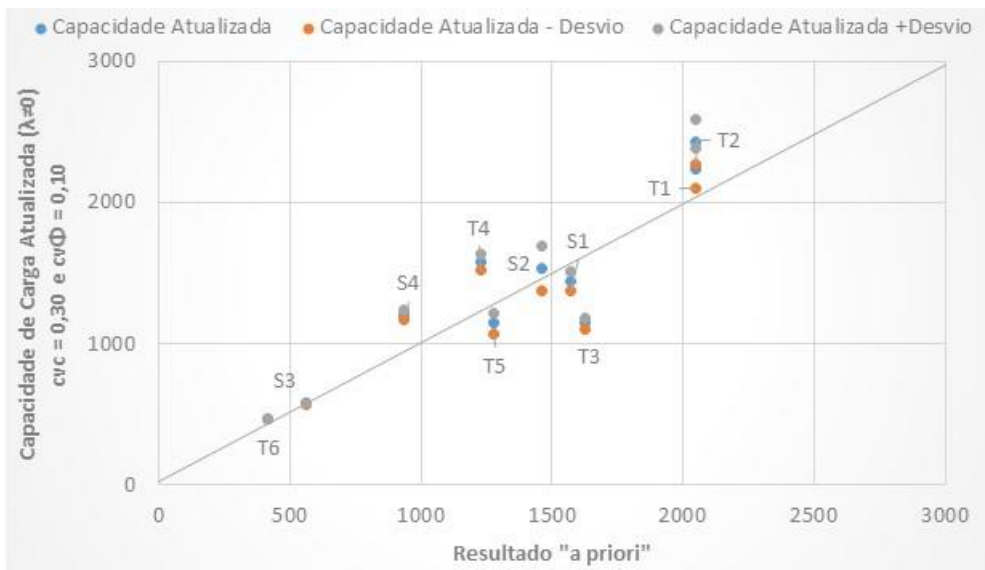


Comparação entre Estimativas “A posteriori” com $cv_c = 0,3$ e $cv_\theta = 0,15$ e função verossimilhança triangular

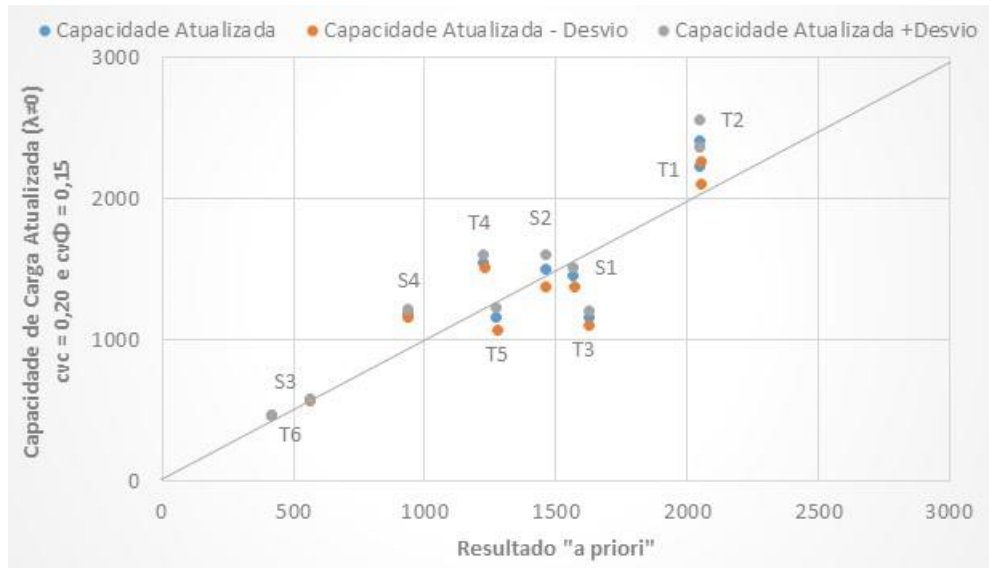
**ANEXO I – COMPARAÇÃO ENTRE ESTIMATIVAS “A PRIORI” E “A
POSTERIORI”**



Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança retangular – $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$



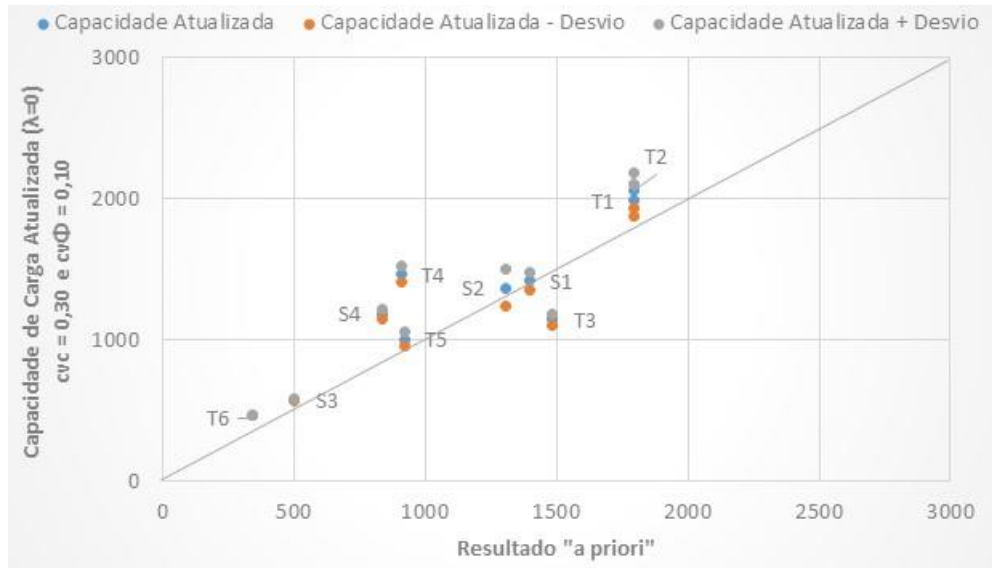
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança retangular – $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$



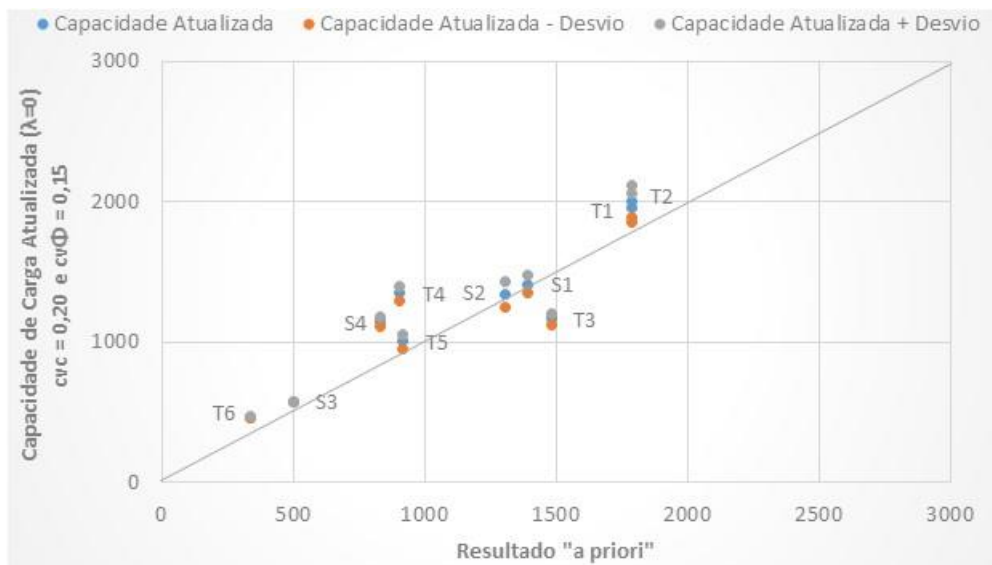
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança retangular – $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,15$



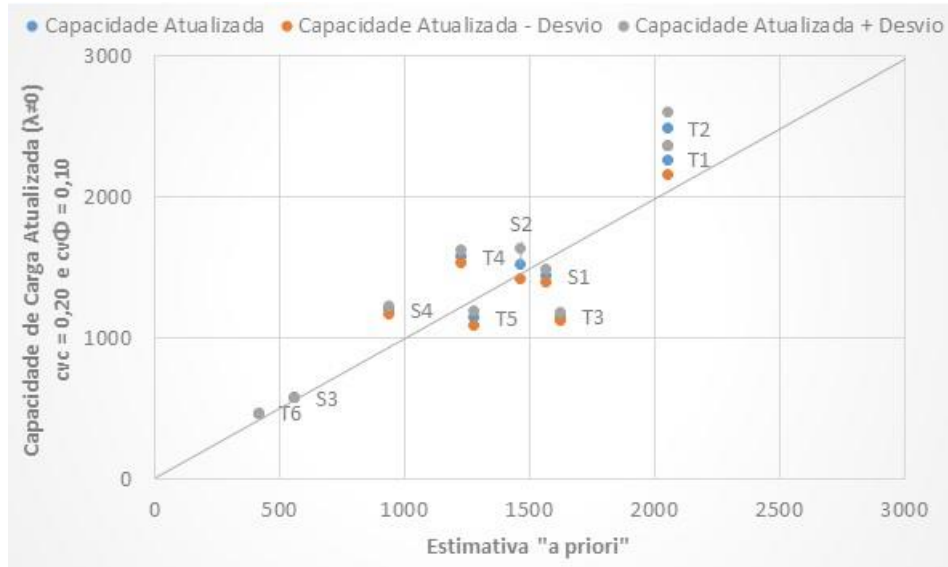
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança retangular – $\lambda = 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$



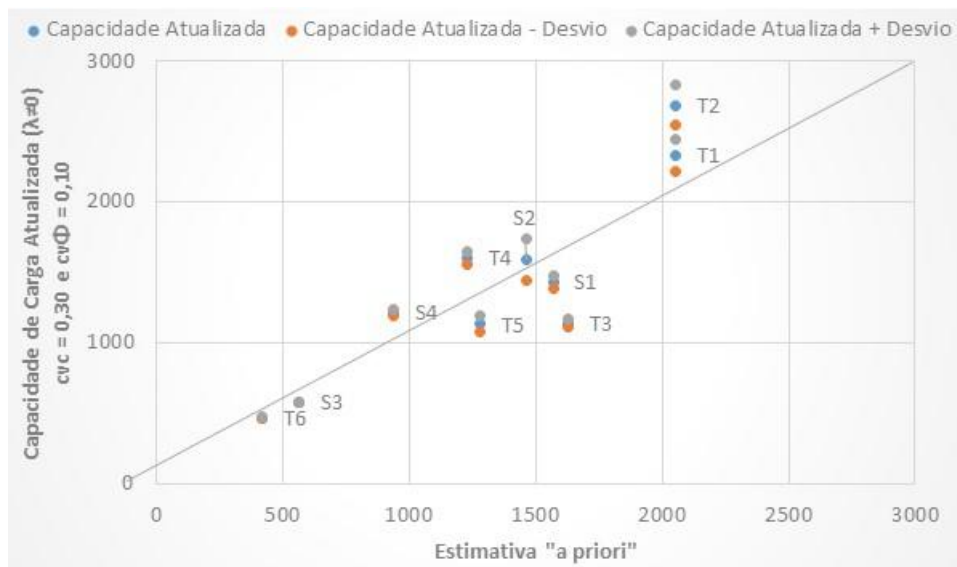
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança retangular – $\lambda=0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$



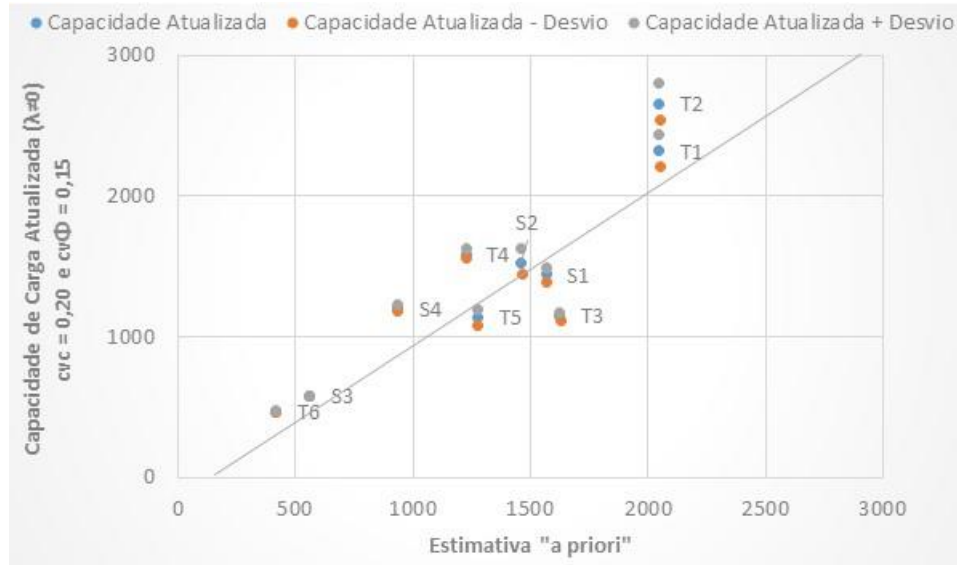
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança retangular – $\lambda=0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,15$



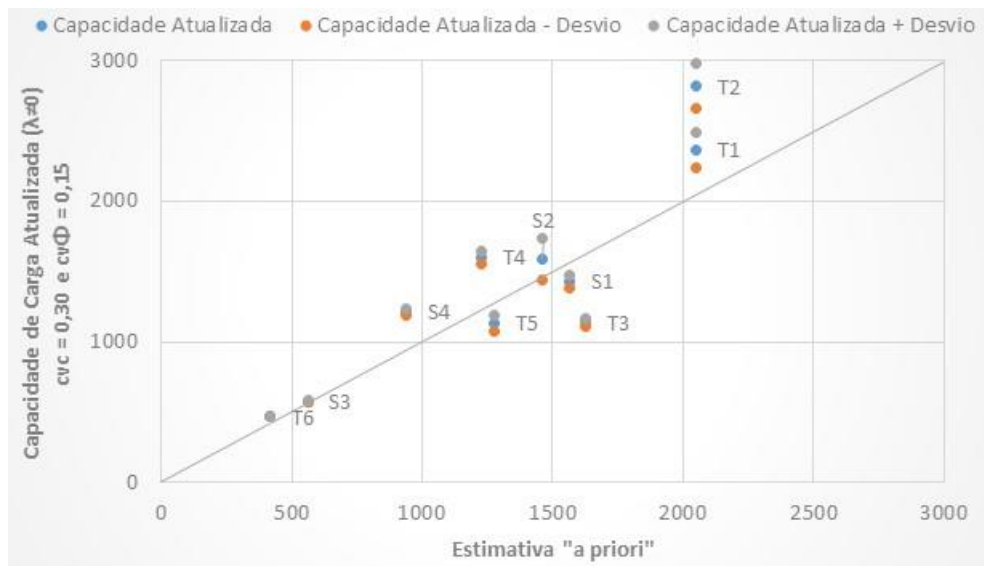
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança triangular – $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$



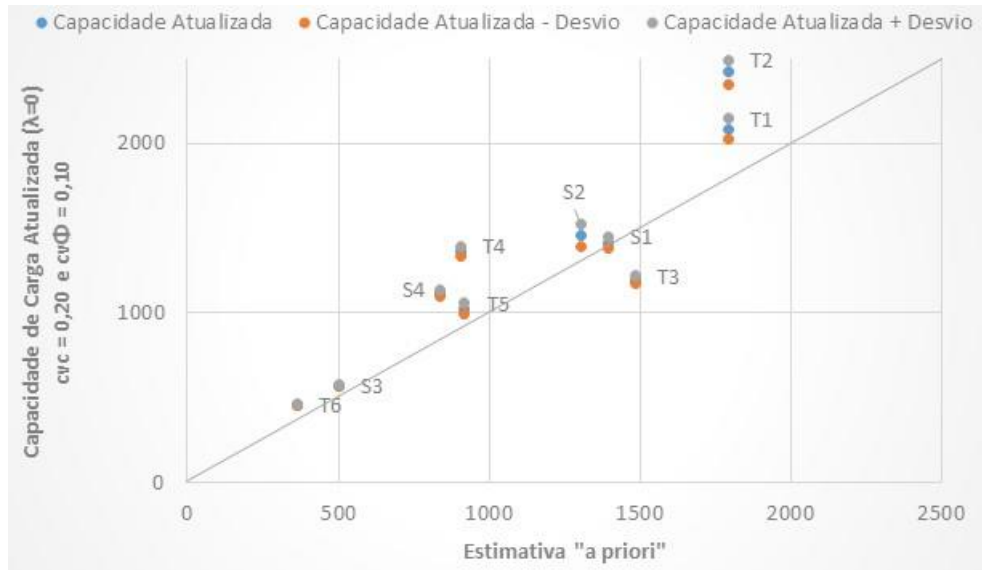
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança triangular – $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$



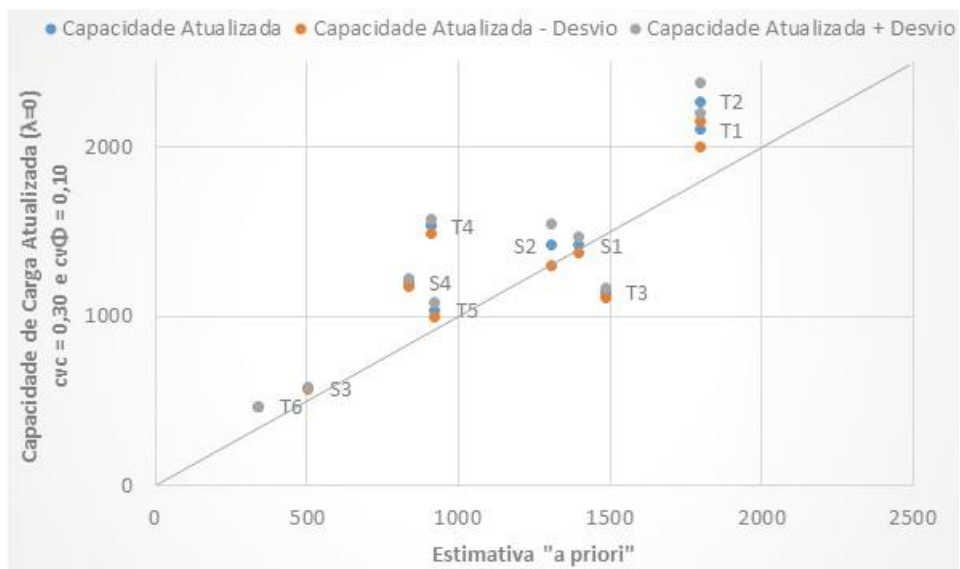
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança triangular – $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,15$



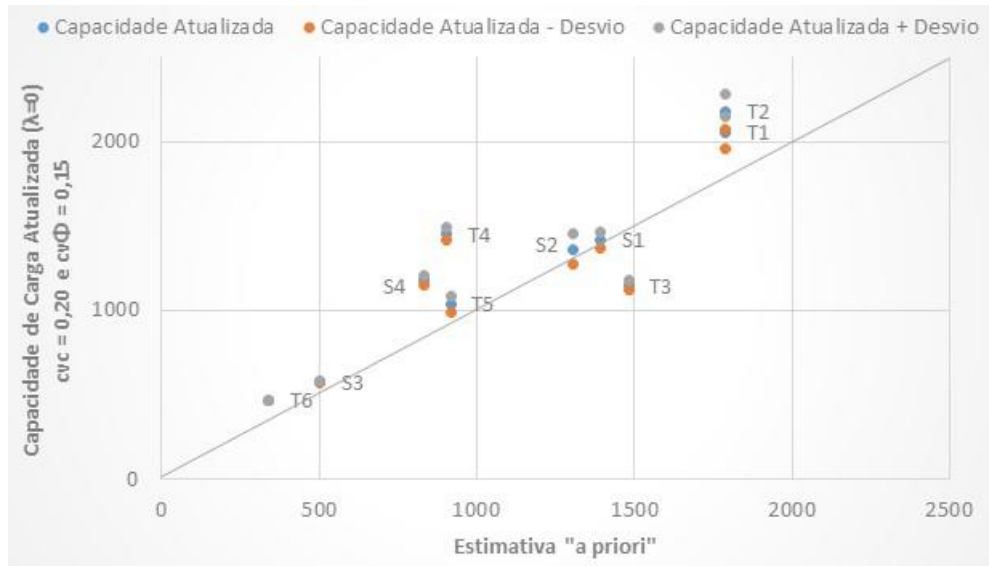
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança triangular – $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,15$



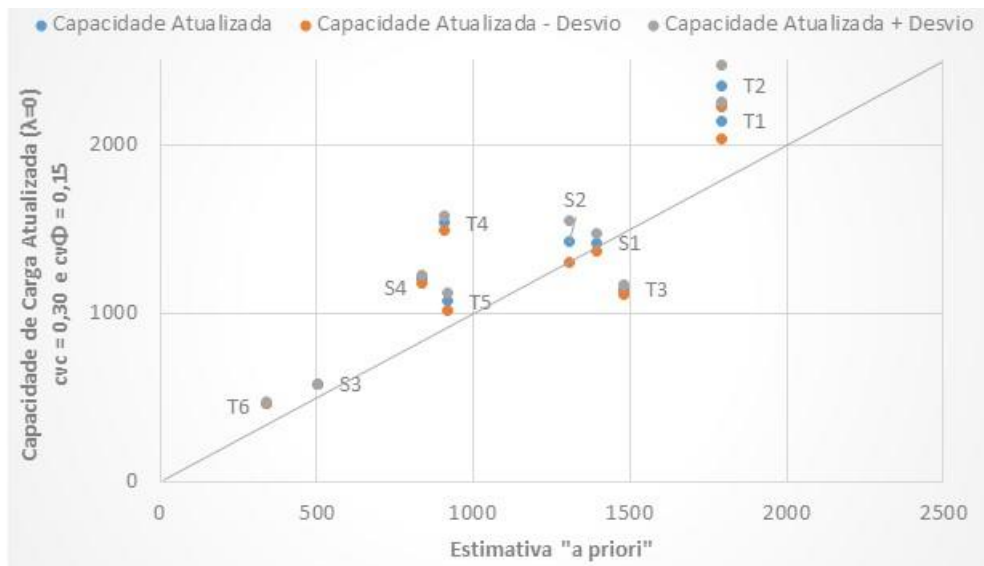
Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança triangular – $\lambda=0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$



Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança triangular – $\lambda=0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$

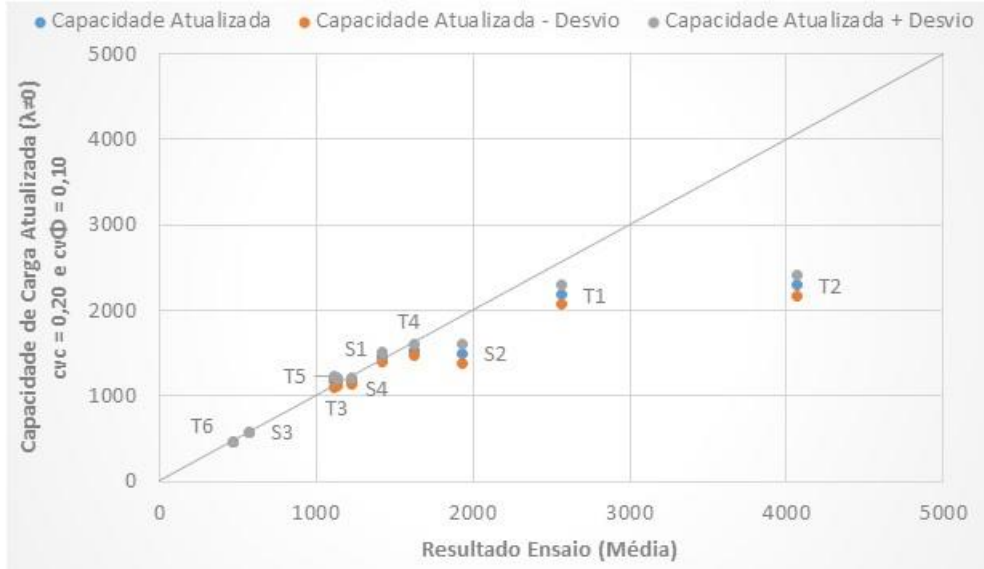


Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança triangular – $\lambda=0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\theta = 0,15$

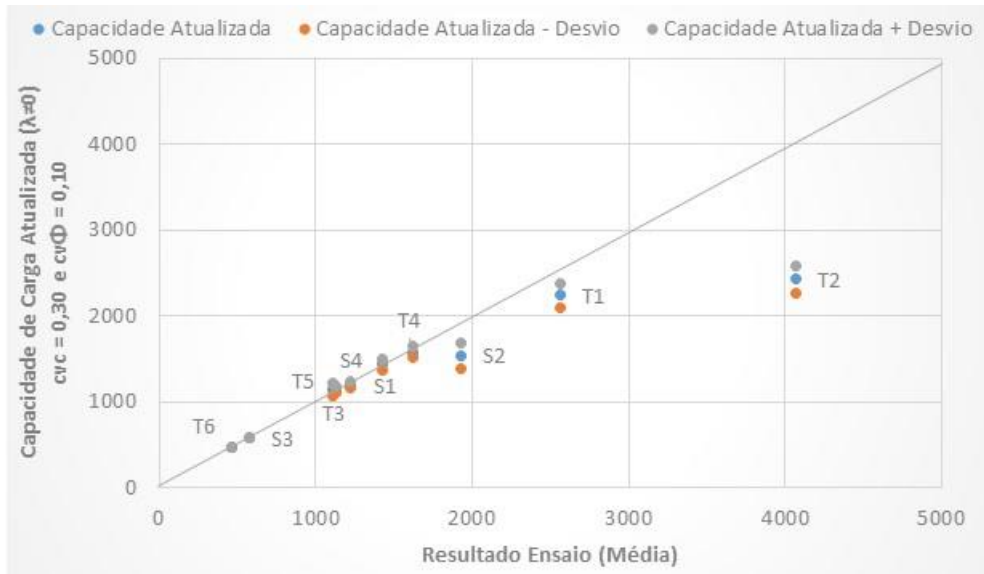


Comparação entre Estimativa “a priori” e Cargas Atualizadas “a posteriori” por função verossimilhança triangular – $\lambda=0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\theta = 0,15$

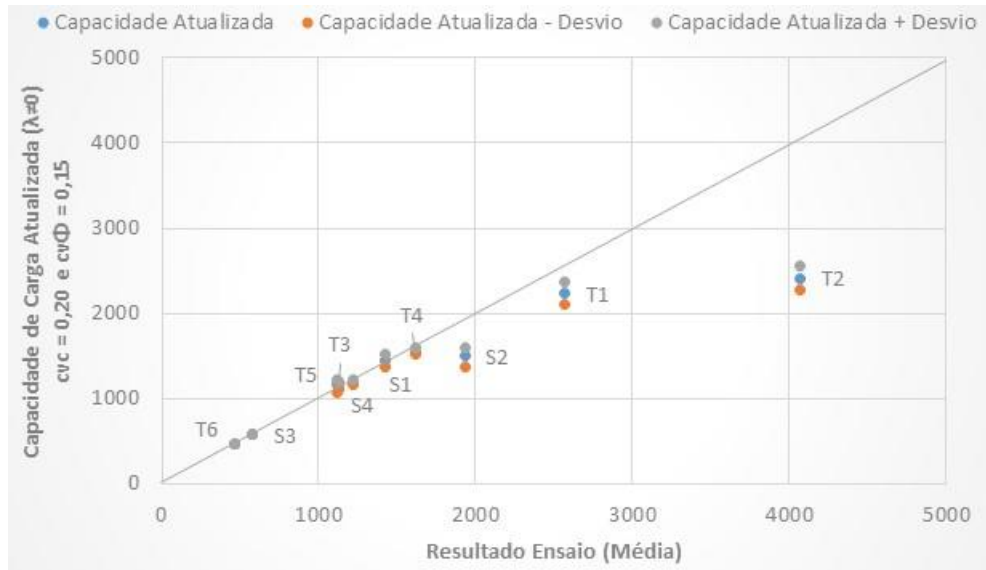
**ANEXO J – COMPARAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS
ATUALIZADAS (“A POSTERIORI”) COM OS RESULTADOS DOS
ENSAIOS DE CARGA**



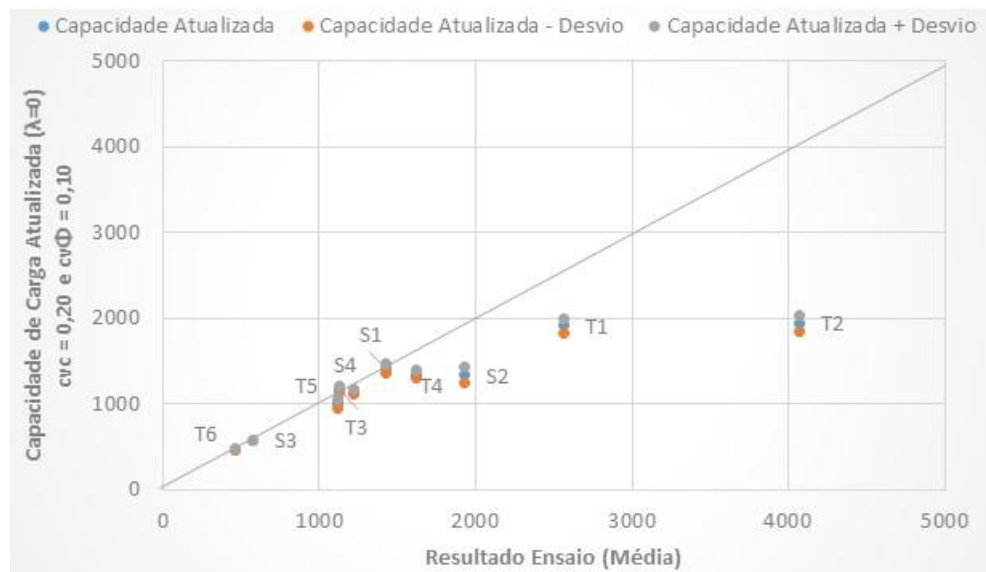
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$ com função verossimilhança retangular



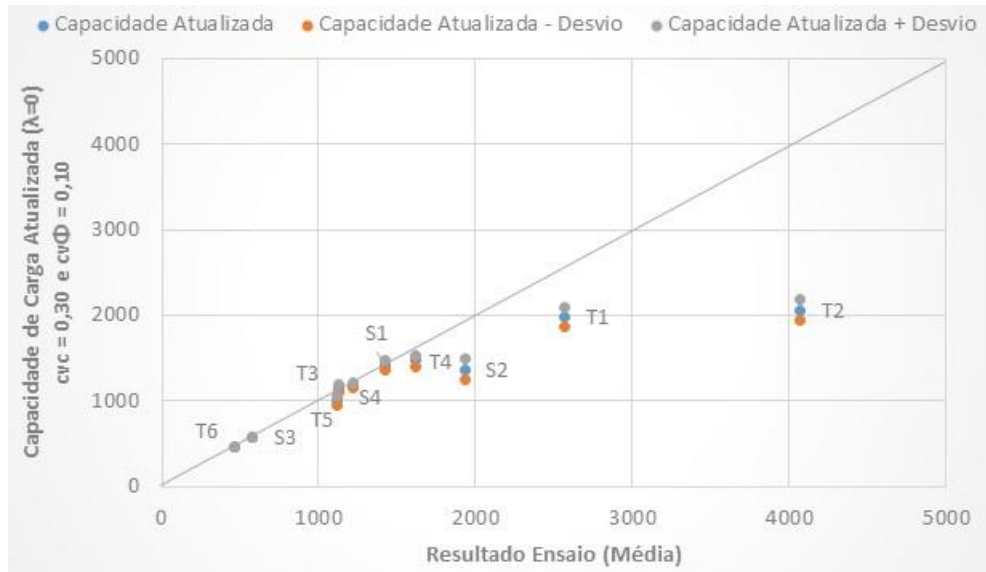
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$ com função verossimilhança retangular



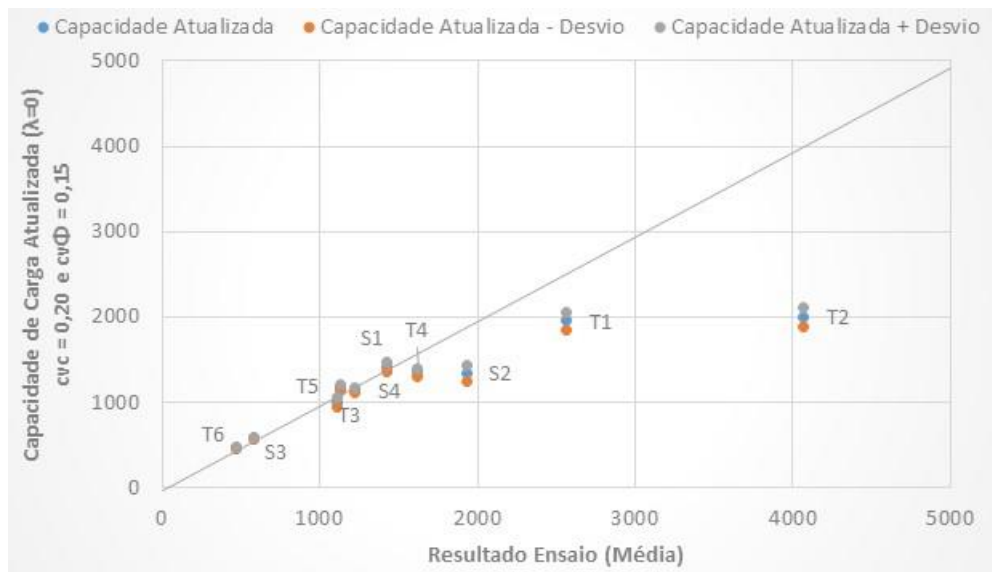
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,15$ com função verossimilhança retangular



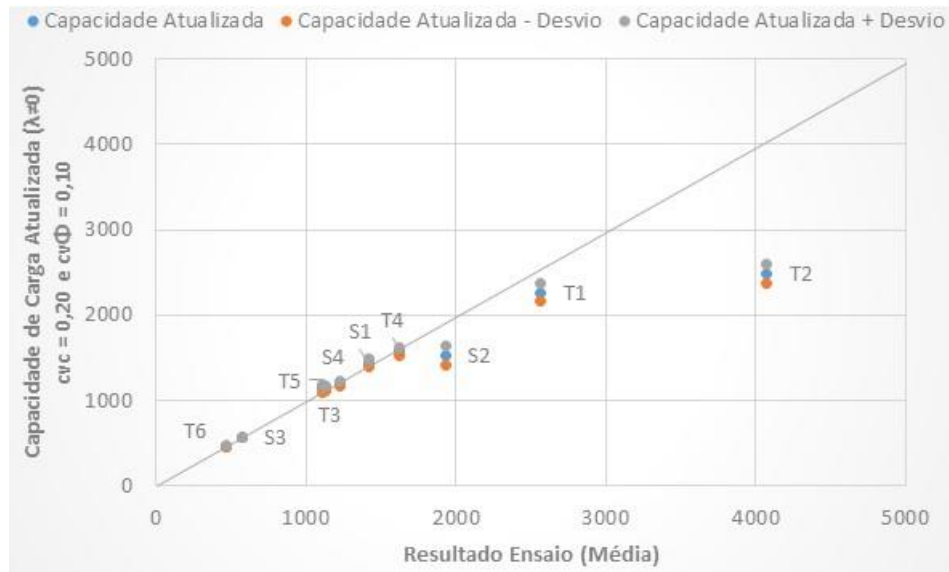
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio - $\lambda = 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$ com função verossimilhança retangular



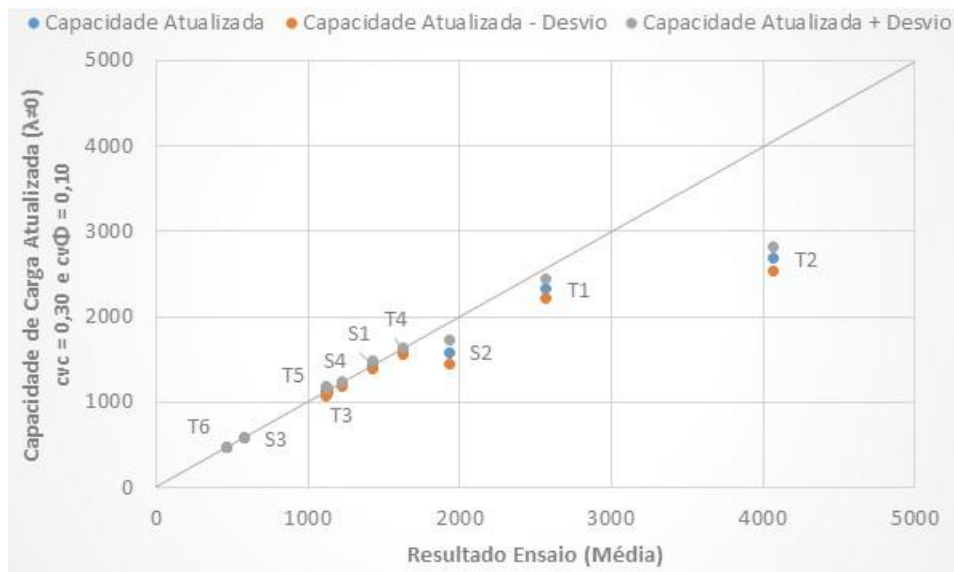
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio – $\lambda=0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$ com função verossimilhança retangular



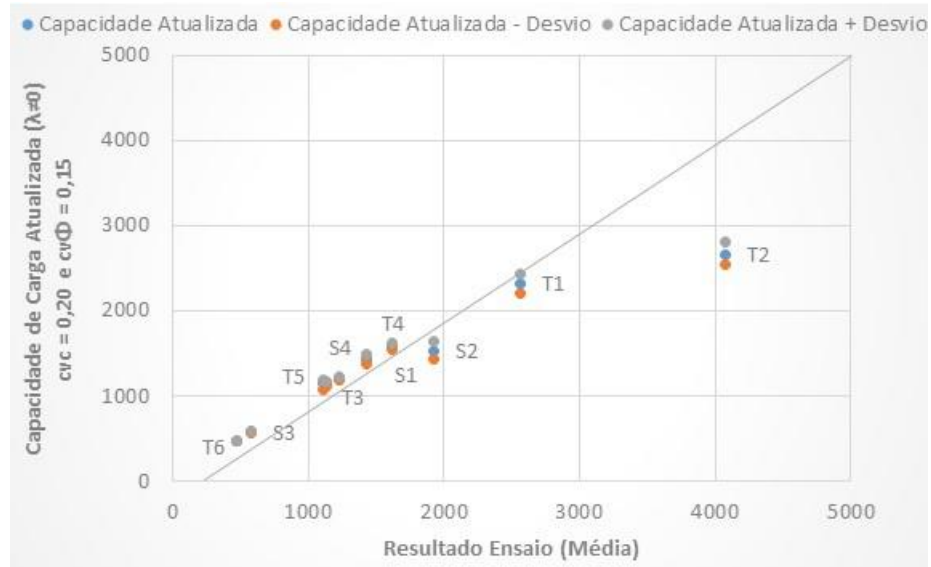
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio – $\lambda=0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,15$ com função verossimilhança retangular



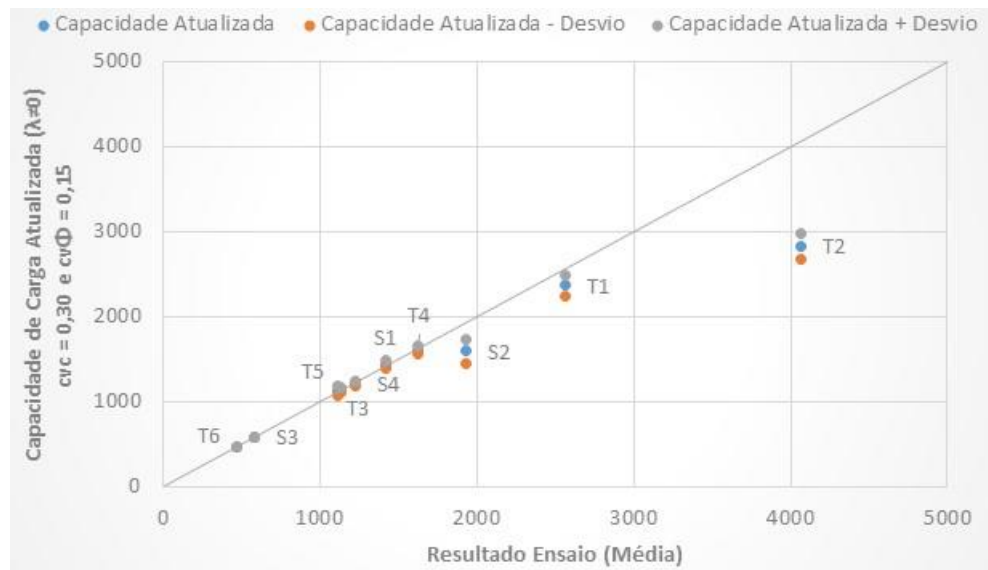
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$ com função verossimilhança triangular



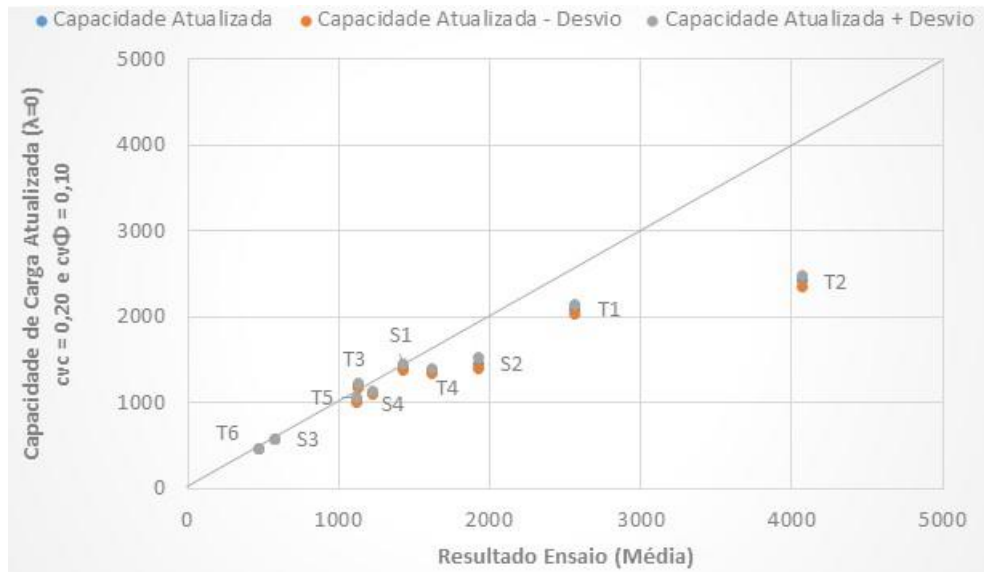
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$ com função verossimilhança triangular



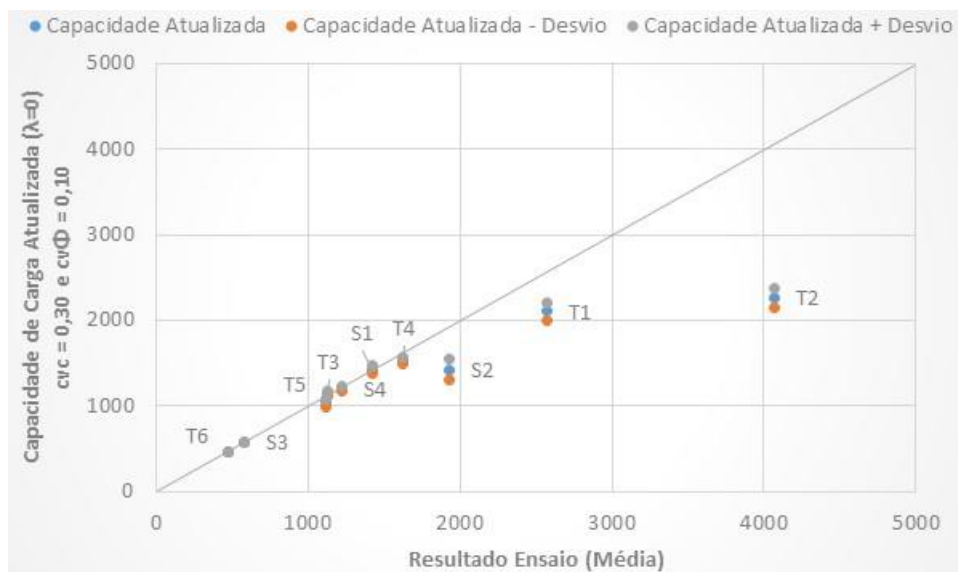
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,15$ com função verossimilhança triangular



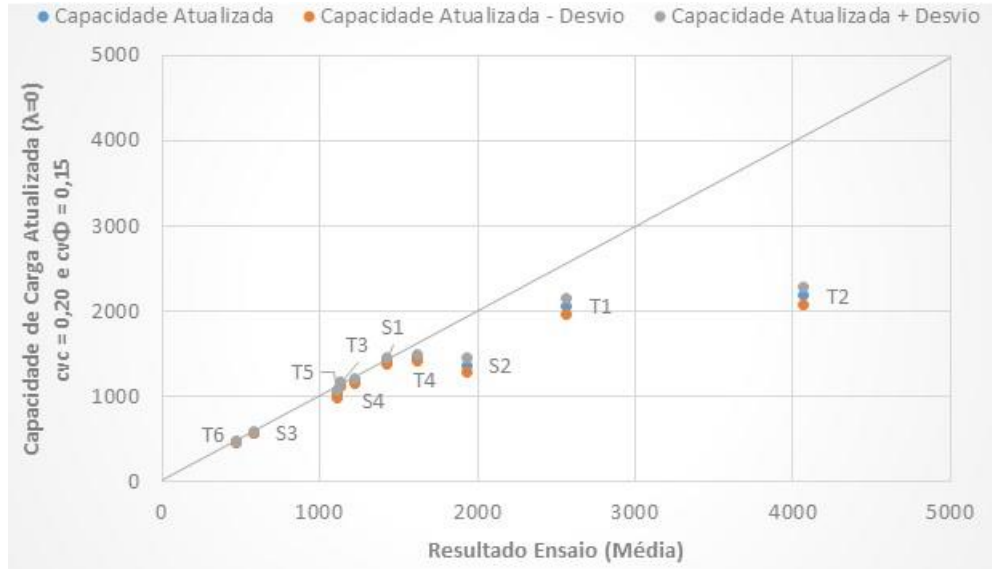
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio - $\lambda \neq 0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,15$ com função verossimilhança triangular



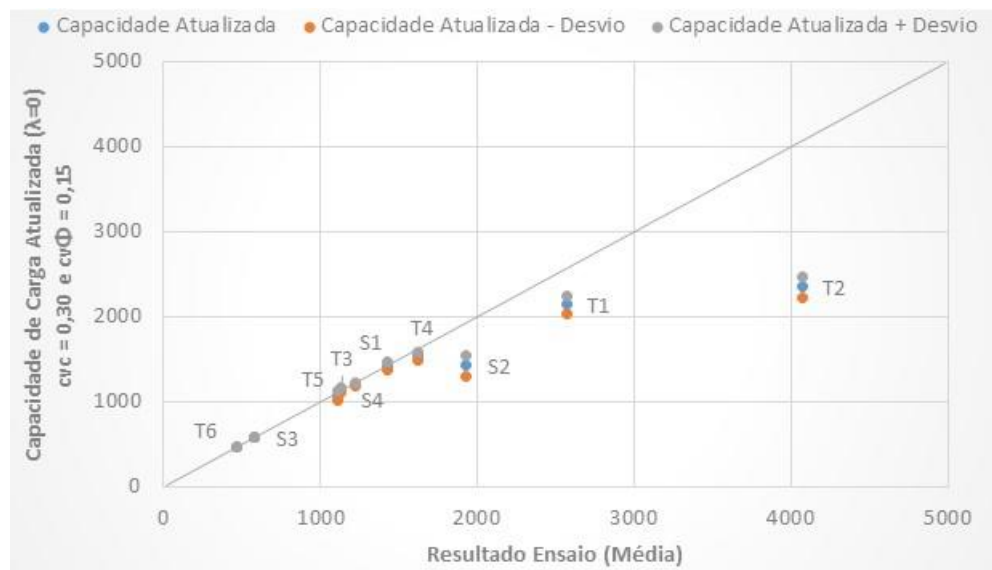
Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio – $\lambda=0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,10$ com função verossimilhança triangular



Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio – $\lambda=0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,10$ com função verossimilhança triangular



Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio – $\lambda=0$, $cv_c = 0,2$ e $cv_\phi = 0,15$ com função verossimilhança triangular



Comparação entre Estimativa “A posteriori” e Resultados de Ensaio – $\lambda=0$, $cv_c = 0,3$ e $cv_\phi = 0,15$ com função verossimilhança triangular