



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**  
Centro de Tecnologia e Ciência  
Faculdade de Engenharia


Danielle da Silva Arpino

**Avaliação teórica, numérica e probabilística de  
fundações rasas tracionadas.**

Rio de Janeiro  
2011

Danielle da Silva Arpino

**Avaliação teórica, numérica e probabilística de  
fundações rasas tracionadas**



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: Prof. Dr. Marcus Pacheco  
Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Bernadete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro

2011

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / CTC/B

Arpino, Danielle da Silva.  
Avaliação teórica, numérica e probabilística de fundações  
tracionadas.

132f.

Orientadores: Prof. Marcus Pacheco, Ph.D  
Prof. Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc.

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

1.Fundações. 2.Esforços verticais de tração - Teses. I. Pacheco,  
Marcus.  
II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de  
Engenharia. III. Título.

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial  
desta dissertação.

---

Assinatura

---

Data

Danielle da Silva Arpino

**Avaliação teórica, numérica e probabilística de fundações tracionadas.**

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: 21 de dezembro de 2011.

Banca examinadora:

---

Prof. Dr. Marcus Pacheco (Orientador)  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Bernadete Ragoni Danziger (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Denise Maria Soares Gerscovich  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Aureo Pinheiro Ruffier dos Santos  
Centro de Pesquisas de Energia Elétrica – Eletrobrás - CEPEL

Rio de Janeiro

2011

## DEDICATÓRIA

Aos amigos verdadeiros que estiveram ao meu lado desde  
o início dessa caminhada.

A minha carinhosa família sempre na torcida pelas minhas vitórias.  
Ao meu amado esposo por mais essa etapa conquistada juntos e pelo seu olhar  
doce e intenso que me transmite imenso amor.

## AGRADECIMENTOS

Ao César Manoel Cruz de Almeida – gerente amigo, que contribuiu de maneira decisiva para que minha jornada acadêmica chegasse até esse ponto.

Ao Sergio Nevier Coimbra – gerente amigo, exemplo de liderança, competência e dedicação profissional inquestionáveis.

Ao mestre Marcus Pacheco – mestre e amigo, pela transmissão de conhecimento e de sua notável paixão pela engenharia.

À Bernadete Ragoni Danziger – mestre e amiga, pela sua contribuição sempre criteriosa e seu apoio especialmente na fase mais difícil do curso.

Aos mestres Ana Cristina Castro Sieira e Luciano Lima Rodrigues Ornelas – mestres e queridos amigos, fiéis incentivadores do aprendizado e da disseminação do conhecimento.

Aos amigos Carlos Alberto Ribeiro Junior e Caroline Sidrin Gomes Leite Mansur Antunes pela companhia e pelo apoio sempre bem humorado nessa fase de nossas vidas e pela presença nos melhores e nos mais difíceis momentos dessa caminhada.

## RESUMO

ARPINO, Danielle da Silva. **Avaliação teórica, numérica e probabilística de fundações tracionadas**. Brasil. 2011. 132f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

A geotecnia constitui uma disciplina relativamente recente na área da engenharia civil, e dessa disciplina faz parte um capítulo ainda menos estudado que trata de fundações submetidas a esforços de tração. O presente trabalho deriva do conjunto de provas de cargas realizado para um importante projeto de linhas de transmissão que permitiu a aferição da teoria de capacidade de carga à tração da Universidade de Grenoble, cujos estudos comparativos mostram bons resultados para fins de aplicações práticas. De posse da extensa documentação técnica produzida e documentada por esse estudo foi possível comparar os resultados obtidos pelas provas de cargas e os resultados teóricos com os resultados das modelagens 2D axisimétricas por elementos finitos. Além dessas análises, foi possível verificar a variação da resistência à tração através de análises paramétricas realizadas a partir da variação da coesão e do ângulo de atrito. Os estudos apresentados reafirmam a confiabilidade das teorias da Universidade de Grenoble, que contemplam a simplicidade desejada às aplicações de cunho prático, com resultados satisfatórios em relação àqueles obtidos nos ensaios de tração. Por outro lado, as análises paramétricas realizadas indicaram a tendência de comportamento que a resistência à tração deve apresentar para diferentes parâmetros do solo. O conhecimento dessas tendências permite ao projetista avaliar os fatores de segurança sob ponto de vista probabilístico, ou seja, permite o emprego de fatores de segurança com o conhecimento da probabilidade de ruína associada. As análises probabilísticas foram traçadas a partir do emprego de funções genéricas de várias variáveis no formato FOSM (First Order Second Moment) que fornecem soluções aproximadas para o cálculo de desvio padrão quando não existe uma amostragem representativa. Ao término das análises, obteve-se como resultado, o mapa comparativo da probabilidade de ruína para os mesmos fatores de segurança empregados com base em resistências estimadas através de diferentes métodos de cálculos (Universidade de Grenoble e modelagem computacional).

Palavras-chave: Fundações; Esforços verticais de tração; Linhas de transmissão; Análises probabilísticas.

## ABSTRACT

Geotechnical engineering is a relatively recent area of civil engineering, which comprises the much less studied topic of foundations under tensile loads. Based on an extensive literature review this paper presents a set of foundation uplift tests carried out for an important transmission line project that allowed to compare the test results with the theory developed at the University of Grenoble, with fairly good results for practical purposes. The test results have also been compared to axisymmetric finite element analysis, also with satisfactory results. This study also presents parametric variations of the soil strength parameters to estimate the variation of the tensile foundation capacity based on sequentially increasing values of cohesion and friction angle. The parametric variation of the soil strength parameters was intended to provide the necessary insight to a complementary probabilistic analysis presented at the end of this dissertation. This work confirms the adequacy and simplicity of the theoretical framework developed at the University of Grenoble comparably to more refined techniques such as finite element analysis, providing a valuable tool for practical design applications. The probabilistic analysis was based on standard FOSM (First Order Second Moment<sup>1</sup>) approximation, providing estimates of the standard deviation of the tensile foundation capacities to better understand expected variations of the foundation uplift capacity in practical problems.

Keywords: Tensioned foundations; Uplift foundation capacity; Transmission lines; Probabilistic analysis.

---

<sup>1</sup> Aproximação de primeira ordem para o segundo momento.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Representação da superfície de ruptura real e fictícia do Método do Cone – Danziger e Pereira Pinto (1979b).....	23
Figura 2 -	Representação da superfície de ruptura do Método do Cilindro de Atrito – DANZIGER (1983).....	24
Figura 3 -	Representação da superfície de ruptura do Método de Balla - Balla (1961).....	25
Figura 4 -	Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes (categoria 2) – Martin (1966).....	27
Figura 5 -	Arranjo geral das provas de carga (planta) – Danziger (1983).....	33
Figura 6 -	Perfis geotécnicos AA e BB – Danziger (1983).....	35
Figura 7 -	Boletim de Sondagem - SP 2 – Danziger (1983).....	36
Figura 8 -	Primeira tela de entrada de dados do Plaxis.....	44
Figura 9 -	Segunda tela de entrada de dados do Plaxis.....	45
Figura 10 -	Tabela de inserção de dados das propriedades da sapata S1 no Plaxis.....	46
Figura 11 -	Arranjo geral das provas de carga – Elevações – Danziger (1983).....	47
Figura 12 -	Tela de entrada de informações do solo – Critério de ruptura, tipo de análise e peso específico do solo.....	49
Figura 13 -	Tela de entrada de parâmetros de resistência e deformação do solo.....	50
Figura 14 -	Tela de inserção das características geométricas do sistema estrutural.....	51
Figura 15 -	Gráfico comparativo da carga de ruptura prevista pelos métodos de Grenoble e pela modelagem computacional com a carga de ruptura mensurada nas provas de carga.....	53
Figura 16 -	Tensões efetivas cisalhantes relativas – Fundação S1.....	54

Figura 17 -	Tensões efetivas cisalhantes relativas – Fundação S2.....	54
Figura 18 -	Tensões efetivas cisalhantes relativas – Fundação S3.....	55
Figura 19 -	Tensões efetivas cisalhantes relativas – Fundação S4.....	55
Figura 20 -	Deslocamentos totais – Fundação S1.....	56
Figura 21 -	Deslocamentos totais – Fundação S2.....	56
Figura 22 -	Deslocamentos totais – Fundação S3.....	57
Figura 23 -	Deslocamentos totais – Fundação S4.....	57
Figura 24 -	Pontos de plastificação e esforços de tração no solo – Fundação S1.....	58
Figura 25 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S1.....	60
Figura 26 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional em função da variação da coesão para a fundação S1.....	60
Figura 27 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S2.....	62
Figura 28 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional em função da variação da coesão para a fundação S2.....	62
Figura 29 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S3.....	64
Figura 30 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional em função da variação da coesão para a fundação S3.....	

Figura 31 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S4.....	66
Figura 32 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional em função da variação da coesão para a fundação S4.....	66
Figura 33 -	Gráfico da função densidade de probabilidade – Distribuição exponencial.....	70
Figura 34 -	Gráfico da função de distribuição acumulada – Distribuição exponencial.....	70
Figura 35 -	Gráfico da função densidade de probabilidade – Distribuição log normal.....	71
Figura 36 -	Gráfico da função de distribuição acumulada – Distribuição log normal.....	72
Figura 37 -	Gráfico da função densidade de probabilidade – Distribuição normal ou de Gauss.....	73
Figura 38 -	Probabilidade de ocorrência de um evento $x$ – Distribuição normal.....	74
Figura 39 -	Gráfico da função de densidade de probabilidade – Distribuição normal padrão.....	75
Figura 40 -	Esquema gráfico da distribuição de probabilidade de ocorrência - Distribuição normal padrão.....	76
Figura 41 -	Demonstração gráfica do grau de assertividade do cálculo da resistência através do Método da Universidade de Grenoble.....	80
Figura 42 -	Demonstração gráfica do grau de assertividade do cálculo da resistência através do Método da Universidade de Grenoble.....	82
Figura 43 -	Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S1.....	83
Figura 44 -	Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S2.....	

Figura 45 -	Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S3.....	85
Figura 46 -	Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S4.....	86
Figura 47 -	Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S1.....	87
Figura 48 -	Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S2.....	88
Figura 49 -	Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S3.....	89
Figura 50 -	Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S4.....	90
Figura 51 -	Gráfico comparativo entre o parâmetro $\beta$ obtido através do método da Universidade de Grenoble e através da modelagem computacional.....	94
Figura 52 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S1 – Descontinuidade em $\alpha=15^\circ$ .....	95
Figura 53 -	Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S1 – Comportamento da função.....	96
Figura 54 -	Formas de rupturas para fundações rasas em solos fracos – Martin (1966).....	97
Figura 55 -	Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes (categoria 2) –Martin (1966).....	98
Figura A.1 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração $M_c$ e $(M_\phi + M_\gamma)$ para $\lambda = -\phi/8$ - Martin (1966).....	113
Figura A.2 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração $M_q$ para $\lambda = -\phi/8$ - Martin (1966).....	

Figura A.3 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração $M_c$ e $(M_\phi + M_\gamma)$ para $\lambda = \text{arctg}0,2$ - Martin (1966).....	115
Figura A.4 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração $M_q$ para $\lambda = \text{arctg}0,2$ - Martin (1966).....	116
Figura A.5 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração $M_c$ e $(M_\phi + M_\gamma)$ para $\lambda = -\phi/4$ - Martin (1966).....	117
Figura A.6 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração $M_q$ para $\lambda = -\phi/4$ - Martin (1966).....	118
Figura A.7 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração $M_\gamma$ para $\lambda = -\phi$ - Martin (1966).....	119
Figura A.8 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração M (sapatas circulares) - Martin (1966).....	120
Figura A.9 -	Coeficientes de capacidade de carga a tração M (sapatas não circulares) - Martin (1966).....	121

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Tabela 1 – Tabela de resultados dos ensaios geotécnicos (amostras coletadas durante as escavações para a execução das sapatas) – Danziger (1983).....	37
Tabela 2 -	Tabela 2 – Tabela de resumo dos parâmetros geotécnicos do solo – Danziger (1983).....	38
Tabela 3 -	Tabela 3 – Módulo de Young Estimado.....	39
Tabela 4 -	Tabela 4 – Análise paramétrica da variação do módulo de Young.....	43
Tabela 5 -	Tabela 5 – Análise paramétrica da variação do coeficiente de Poisson.....	44
Tabela 6 -	Tabela 6 – Resumo das características geométricas e propriedades do material da fundação.....	48
Tabela 7 -	Tabela 7 – Capacidade de carga das fundações a partir do método da Universidade de Grenoble, prova de carga e modelagem computacional.....	53
Tabela 8 -	Tabela 8 – Tabela com cargas de ruptura pelos métodos da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional no software Plaxis para fundação S1.....	59
Tabela 9 -	Tabela 9 – Tabela com cargas de ruptura pelos métodos da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional no software Plaxis para fundação S2.....	61
Tabela 10 -	Tabela 10 – Tabela com cargas de ruptura pelos métodos da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional no software Plaxis para fundação S3.....	63
Tabela 11 -	Tabela 11 – Tabela com cargas de ruptura pelos métodos da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional no software Plaxis para fundação S4.....	65
Tabela 12 -	Tabela 12 – Tabela 10 da escala subjetiva MIL – STD – 882 – Ocorrência de ruptura ou fator de confiabilidade.....	77
Tabela 13 -	Tabela 13 – Variância da coesão para as fundações de S1 a S4.....	78
Tabela 14 -	Tabela 14 – Variância do ângulo de atrito para as fundações de S1 a S4.....	79

Tabela 15 -	Tabela 15 – Coeficientes de variação e erros associados ao cálculo da capacidade de carga das fundações S1 a S4 verificados através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble.....	79
Tabela 16 -	Tabela 16 – Coeficientes de variação e erros associados ao cálculo da capacidade de carga das fundações S1 a S4 verificados através dos resultados obtidos pela Modelagem Computacional 2-D.....	81
Tabela 17 -	Tabela 17 – Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	83
Tabela 18 -	Tabela 18 – Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	84
Tabela 19 -	Tabela 19 – Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	85
Tabela 20 -	Tabela 20 – Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	86
Tabela 21 -	Tabela 21 – Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	27
Tabela 22 -	Tabela 22 – Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	88
Tabela 23 -	Tabela 23 – Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	89
Tabela 23 -	Tabela 24 – Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	90
Tabela 26 -	Tabela 25 – Comparação entre os resultados de Danziger (1983), Ruffier dos Santos (1985) e Arpino (2011).....	92

Tabela A.1 -	Tabela A.1 - Variação de $\alpha$ e $R_e$ conforme tipo de solo.....	112
Tabela A.2 -	Tabela A.2 - Aplicação de FOSM para resultados do Método da Universidade de Grenoble.....	122
Tabela A.3 -	Tabela A.3 - Aplicação de FOSM para resultados do Método da Universidade de Grenoble.....	123
Tabela B.1 -	Tabela B.1 - Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	125
Tabela B.2 -	Tabela B.2 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble – Fundação S1.....	125
Tabela B.3 -	Tabela B.3 - Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	126
Tabela B.4 -	Tabela B.4 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble – Fundação S2.....	126
Tabela B.5 -	Tabela B.5 - Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	127
Tabela B.6 -	Tabela B.6 - Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble – Fundação S3.....	127
Tabela B.7 -	Tabela B.7 - Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	128
Tabela B.8 -	Tabela B.8 - Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble – Fundação S4.....	128
Tabela B.9 -	Tabela B.9 - Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	129
Tabela B.10 -	Tabela B.10 - Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura através da modelagem computacional– Fundação S1.....	129



Tabela B.11 - Tabela B.11 - Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	130
Tabela B.12 - Tabela B.12 - Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura através da modelagem computacional- Fundação S2.....	130
Tabela B.13 - Tabela B.13 - Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	131
Tabela B.14 - Tabela B.14 - Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura através da modelagem computacional- Fundação S3.....	131
Tabela B.15 - Tabela B.15 - Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.....	132
Tabela B.16 - Tabela B.16 - Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura através da modelagem computacional - Fundação S4.....	132

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Teses brasileiras desenvolvidas visando aplicações de fundações de linhas de transmissão – Garcia (2005) - Atualizada .....	30
--	----

## SUMÁRIO

	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	17
1	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	19
1.1	<b>Generalidades</b> .....	19
1.2	<b>Métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações rasas submetidas a esforços de tração</b> .....	22
1.2.1	<u>Método do cone</u> .....	22
1.2.2	<u>Método do cilindro de atrito</u> .....	24
1.2.3	<u>Método de Balla</u> .....	24
1.2.4	<u>Método da Universidade de Grenoble</u> .....	25
1.2.4.1	Generalidades	25
1.2.4.2	Determinação da capacidade de carga	27
1.2.5	<u>Contribuições de autores brasileiros</u> .....	30
2	<b>CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE TESTE</b> .....	32
3	<b>APRESENTAÇÃO DAS ETAPAS DA MODELAGEM, CONSIDERAÇÕES E RESULTADOS</b> .....	40
3.1	<b>Modelo numérico – generalidades</b> .....	40
3.2	<b>Modelagem computacional</b> .....	42
3.3	<b>Apresentação dos resultados</b> .....	52
4	<b>ANÁLISES PROBABILÍSTICAS</b> .....	67
4.1	<b>Conceitos</b> .....	67
4.1.1	<u>Distribuição exponencial</u> .....	69
4.1.2	<u>Distribuição lognormal</u> .....	71
4.1.3	<u>Distribuição normal ou de Gauss</u> .....	73
4.1.4	<u>Distribuição normal standard ou padrão</u> .....	74
4.1.5	<u>Ocorrência de ruína</u> .....	76
4.2	<b>Desenvolvimento</b> .....	77
5	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES</b> .....	91
6	<b>SUGESTÕES DE TEMAS PARA PESQUISAS</b> .....	95
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	99
	<b>ANEXO A – Coeficientes do método de Grenoble</b> .....	110
	<b>APÊNDICE A – Memória de cálculo do desvio padrão</b> .....	122
	<b>APÊNDICE B – Memória de cálculo da probabilidade de ocorrência</b> .....	124

## INTRODUÇÃO

Os tipos de obras que conduzem esforços de tração às fundações são bastante específicos. Podemos citar como exemplos de obras desse tipo, portos, linhas de transmissão, estruturas off-shore (acostamentos sobre estacas ou tubulões, plataformas de prospecção de petróleo), grandes galerias, estruturas estaiadas em geral, etc.

O presente trabalho se originou dos resultados catalogados por Danziger (1983). O trabalho desenvolvido pelo autor comprovou a validade do método da Universidade de Grenoble para o estudo de fundações em dimensões reais submetidas à tração, visto que as premissas que nortearam o desenvolvimento do método foram baseadas em modelos reduzidos e na aplicação em solos sedimentares, de características diferentes do solo da área onde foram realizadas as provas de carga.

Os esforços nas provas de cargas realizadas para o estudo das fundações da linha de transmissão 500kv circuito duplo Adrianópolis – Grajaú, da Light – Serviços de Eletricidade S.A. – Rio de Janeiro atingiram cargas de tração de até 2000kN. Trata-se de dimensões e esforços nunca antes estudados através de provas de cargas em escala real e em solos residuais.

Nesse momento são realizadas análises comparativas entre o método teórico da Universidade de Grenoble e o modelo matemático do método dos elementos finitos usando como ferramenta um programa computacional desenvolvido especificamente para análises geotécnicas, a exemplo do que já havia sido documentado por Ruffier dos Santos (1985). Atualmente, dispõe-se de ferramentas computacionais de cálculo mais sofisticadas e as análises são realizadas a partir das características do solo verificadas nos ensaios tecnológicos.

Análises paramétricas são realizadas a partir da variação da coesão e do ângulo de atrito, analiticamente para a capacidade de carga obtida pela aplicação do método da Universidade de Grenoble e através da modelagem computacional para a

capacidade de carga verificada com a aplicação do modelo matemático. Conhecidos os comportamentos dessas curvas é aplicada a formulação FOSM para avaliação da probabilidade de ruptura para os dois métodos determinísticos.

As análises paramétricas desenvolvidas a partir da modelagem computacional tornam-se viáveis devido à alta velocidade de cálculo dos programas atualmente disponíveis no mercado.

# 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 1.1 Generalidades

Conforme mencionado na introdução, o objetivo do presente trabalho é o estudo de fundações submetidas a esforços de tração. A principal base de dados para o desenvolvimento das análises apresentadas a seguir será obtida do trabalho apresentado por Danziger (1983), que se originou de um conjunto de provas de carga realizado para o estudo de uma linha de transmissão do circuito Adrianópolis – Grajaú, da Light – Serviços de Eletricidade S.A – Rio de Janeiro.

No entanto, as conclusões aqui apresentadas têm aplicação prática em todos os projetos que envolvam esses tipos de fundação, podendo ser estruturas de arrimos e cavaletes em portos, estruturas off-shore, estruturas estaiadas, subsolos e outras estruturas enterradas abaixo do lençol freático, entre outros.

A necessidade de construir novas linhas de transmissão de energia elétrica no Brasil a partir da década de 70, fomentou a discussão e a elaboração de pesquisas acerca do assunto. Estruturas convencionais e auto-portantes cada vez mais robustas, envolvendo maiores custos de execução, começaram a ser projetadas, induzindo altas solicitações mecânicas de arrancamento às suas fundações.

Danziger (1983) e Barata et al. (1985) estudaram na década de 80 a aplicação de métodos teóricos para determinação da resistência a tração de fundações e identificaram o método do cone como o mais antigo método documentado sobre o tema.

No mesmo período, surgiram diversas pesquisas desenvolvidas na Universidade Federal do Rio de Janeiro: BARATA et al. (1978,1979), DANZIGER (1983), BARATA et al. (1985), PEREIRA PINTO (1985), RUFFIER DOS SANTOS (1985), OLIVEIRA (1986), DAVISON DIAS (1987), DANZIGER et al. (1989), RUFFIER DOS SANTOS (1999), GARCIA (2005), DANZIGER et al. (2006A, 2006B)

e ainda outra desenvolvida pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP): ORLANDO (1985).

As recomendações práticas são baseadas na experiência dos autores citados em projetos de fundações para linhas de transmissão de alta voltagem nos últimos 30 anos em diversas regiões do Brasil, incluindo os longos sistemas de transmissão da região amazônica e o sistema de transmissão de 750kV de Itaipu.

O trabalho apresentado por Balla (1961) é considerado por muitos autores o trabalho pioneiro sobre o tema, constituindo um marco na pesquisa moderna sobre o assunto. A partir da publicação deste trabalho, diversas pesquisas foram desenvolvidas ao redor do mundo especialmente por universidades, geralmente associadas a organizações do setor elétrico, podendo-se citar as referências verificadas por Pacheco et al. (2008): Universidades de Grenoble (França), Nova Scotia / Technical College (Canadá), Duke e Cornell (EUA), dentre outras. Pode-se citar como exemplos de trabalhos sobre o tema: Universidade de Grenoble (v.g. RIBIER, 1962; MONTEL, 1963; MARTIN, 1963,1966; BIAREZ e BARRAUD, 1968; PORCHERON e MARTIN, 1968; TRÂN-VÔ-NHIÊM, 1971; MARTIN, 1973; BATMANABANI,1973; MARTIN e COCHARD, 1973); Escola Técnica da Nova Escócia (v.g. MACDONALD, 1963; SPENCE, 1965; MEYERHOF e ADAMS, 1968; MEYERHOF, 1973a e 1973b); Universidade de Glasgow (v.g. SUTHERLAND, 1965; DAVIE e SUTHERLAND, 1977 e 1978; STEWART, 1985; SUTHERLAND, 1988); Divisão de pesquisa hidráulica de Ontário (v.g. ADAMS e HAYES, 1967; ADAMS e KLYM, 1972; ISMAEL e KLYM, 1978 e 1979); Universidade de Duke (v.g. ESQUIVEL-DÍAZ, 1967; ALI, 1968; BHATNAGAR, 1969, VESIC, 1969); Univerisade de Kyoto (v.g. MATSUO, 1967 e 1968); Universidade do Texas (v.g. DAS e SEELEY, 1975a e 1975b; DAS, 1975, 1978 e 1980; DAS et al, 1985, DAS e PURI, 1989); Universidade de Sydney e Universidade do Oeste de Ontário (v.g. ROWE, 1978; ROWE e BOOKER, 1979a e 1979b e 1980; ROWE e DAVIS, 1982a e 1982b); Universidade Federal do Rio de Janeiro (v.g. BARATA et al, 1978 e 1979, DANZIGER, 1983, BARATA et al., 1985, PEREIRA PINTO, 1985, RUFFIER DOS SANTOS, 1985, OLIVEIRA, 1986, e DAVISON DIAS, 1987, DANZIGER et al.,1989, RUFFIER DOS SANTOS, 1999, GARCIA, 2005, DANZIGER et al., 2006a e DANZIGER et al., 2006b ); Universidade de Cornell (v.g. KULHAWY et al, 1979;

KULHAWY, 1985; TRAUTMANN e KULHAWY, 1988; KULHAWY e STEWART, 1994; PHOON et al, 2003a e 2003b); Univeridade do Kuwait (v.g. ISMAEL e KLYM, 1979; ISMAEL e AL-SANAD, 1986, ISMAEL, 1989); Academia de Engenharia de Danish (v.g. OVESEIN, 1981); Universidade de Liverpool (v.g. DICKIN e LEUNG, 1983 e 1985; DICKIN, 1988); Universidade de Wales (v.g. MURRAY e GEDDES, 1987); Faculdade de Engenharia Civil de Sarajevo (v.g. SARAC, 1989); Universidade e Colégio Uniao de Concórdia (v.g. GHALY et al, 1991; HANNA e GHALY, 1992; GHALY e HANNA, 1992, 1994a e 1994b); Instituto Geotécnico Norueguês (v.g. ANDERSEN et al, 1992 e 1993; DYVIK et al, 1993); Instituto de ciência da Índia (v.g. RAO e KUMAR, 1994), Universidade de Massachusetts (v.g. LUTENEGGER e MILLER, 1994); Universidade de Hiroshima – Instituto de Tecnologia de Tóquio (v.g. GURUNG et al, 1998); Universidade Nacional de Singapura (v.g. PHOON et al, 2003a e 2003b); Universidade de Mie e Universidade de Tóquio (v.g. SAKAI e TANAKA, 2007); Entre outros.

Parte dos trabalhos desenvolvidos no Brasil compara a capacidade de carga ao arrancamento prevista com a carga de ruptura verificada por provas de carga em solos não saturados: Danziger (1983), Pereira Pinto (1985), Ruffier dos Santos (1999). Os estudos indicam que as teorias desenvolvidas pela Universidade de Grenoble apresentam resultados compatíveis aos resultados dos testes para diferentes tipos de solos, superfícies de ruptura, cargas inclinadas e diferentes profundidades com ajustes para corrigir os efeitos da heterogeneidade causada pela compactação do aterro.

Sendo assim, a estimativa teórica para capacidade de fundações tracionadas utilizada neste trabalho é baseada no trabalho desenvolvido pela Universidade de Grenoble. Seria um erro não considerar a importante contribuição dos trabalhos desta Universidade na produção de publicações sobre fundações de linhas de transmissão.

Em fundações tracionadas, as tensões cisalhantes são mais pronunciadas do que as tensões normais enquanto em fundações submetidas a esforços compressivos, especialmente em solos fracos, as tensões normais são predominantes em contribuição aos deslocamentos. Como resultado, as fundações



tracionadas com aterros bem compactados produzem menores deslocamentos quando comparados às fundações sob a mesma carga compressiva no mesmo tipo de solo. Face essas considerações, o projeto de fundações tracionadas geralmente se restringe a atender à teoria do equilíbrio limite, ao contrário das fundações comprimidas onde as considerações sobre deslocamentos também são relevantes para a qualidade do projeto. Discussões sobre os deslocamentos previstos de fundações tracionadas são desenvolvidas por Rowe e Booker (1980) e Trautmann e Kulhawy (1988). Análises por elementos finitos são utilizadas para prever deslocamentos de fundações tracionadas, sendo que resultados mais apurados podem ser alcançados através de uma análise 3-D.

Nos trabalhos citados, são realizadas diferentes análises sobre o comportamento das fundações em relação às diversas teorias para estimativa da capacidade de carga. Algumas dessas teorias serão descritas a seguir, especialmente as aplicáveis às fundações rasas que serão o objetivo do presente trabalho. Serão respeitadas as simbologias originais dos autores.

## 1.2 Métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações rasas submetidas a esforços de tração

### 1.2.1 Método do cone

Esse método considera que o peso próprio do solo contido no tronco de cone ou pirâmide (dependendo da forma da base da fundação) acima da base da fundação e o peso próprio da mesma contribuem para a resistência ao arrancamento da fundação. O tronco do cone tem a base menor correspondendo à base da fundação, geratriz formando um determinado ângulo  $\alpha$  com a vertical e base maior constituindo na interseção da superfície lateral com nível do terreno, figura 01.

Vale ressaltar a incerteza associada à determinação do ângulo  $\alpha$  que pode variar aleatoriamente em função das características do terreno, tipo de fundação, dimensões da base da fundação e profundidade da fundação (DANZIGER, 1983).

Em diversos trabalhos citados na pesquisa, verifica-se que a real superfície de ruptura é curva, não podendo ser representada, à rigor, por nenhum ângulo de arrancamento. A diferença entre a superfície real e a fictícia foi documentada por DANZIGER E PEREIRA PINTO, 1979b.

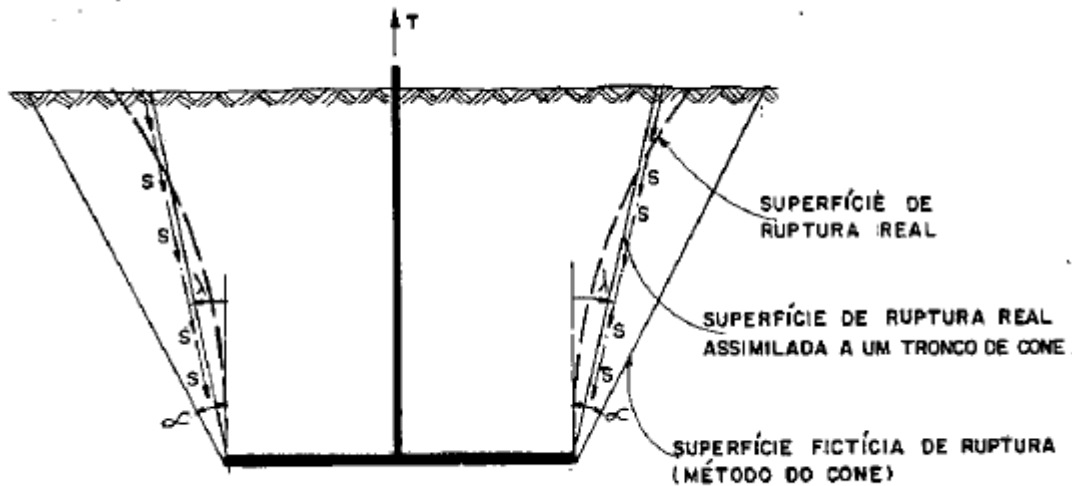


Figura 01 – Representação da superfície de ruptura real e fictícia do Método do Cone  
Danziger e Pereira Pinto (1979b).

Embora esse método seja muito criticado por sua característica conservadora, ao desprezar a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, ainda vem sendo utilizado largamente no Brasil em projetos de linhas de transmissão.

Os trabalhos publicados por Adams e Hayes (1967) e Danziger e Pereira Pinto (1979a) indicaram que o método pode ser conservativo ou contrário à segurança. Danziger e Pereira Pinto (1979b), considerando os resultados das provas de carga documentados por Danziger (1983), mostraram que o método pode conduzir a resultados bastante aleatórios, tanto conservativos, quanto contrários a segurança.

### 1.2.2 Método do cilindro de atrito

Esse método considera como parcelas contribuintes para a capacidade de carga da fundação submetida a esforços de tração o peso próprio da fundação,

somado ao peso próprio do cilindro ou prisma do solo com base coincidente à base da fundação e à resistência mobilizada na superfície de ruptura admitida, figura 02.

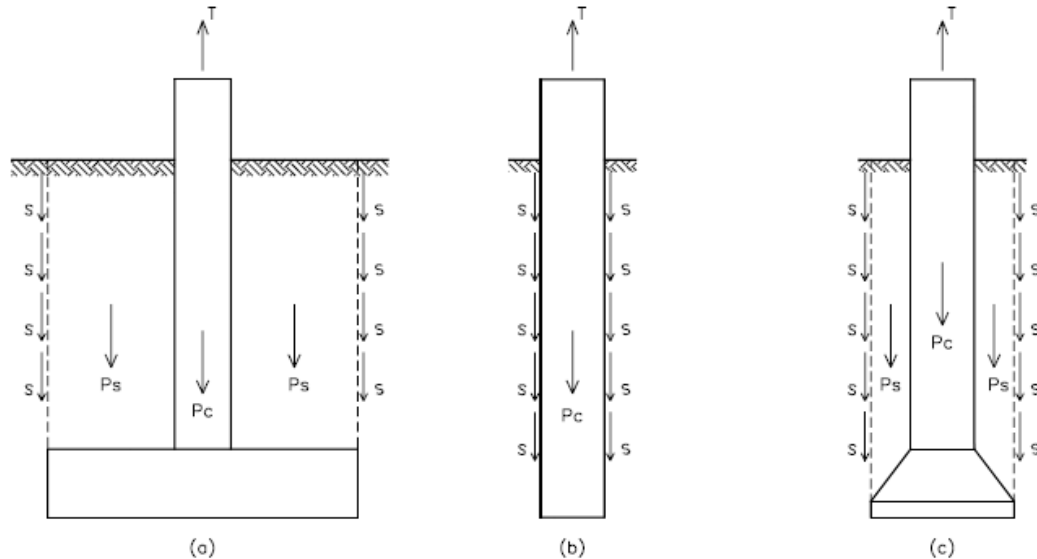


Figura 02 – Representação da superfície de ruptura do Método do Cilindro de Atrito Danziger (1983).

### 1.2.3 Método de Balla

O método de Balla (1961) é considerado por muitos autores um marco na pesquisa moderna sobre fundações submetidas a esforços de tração.

O cálculo da capacidade de carga proposto por Balla (1961) é composto por três parcelas: o peso próprio da fundação, o peso próprio do solo interior à superfície de ruptura e a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo de uma superfície de ruptura cuja projeção plana é circular, ou seja, sua geratriz é parte de uma circunferência que começa com uma tangente vertical junto à extremidade com a base da sapata e, na superfície do terreno, a tangente faz um ângulo de  $(45^\circ - \phi/2)$  com a horizontal, figura 03.

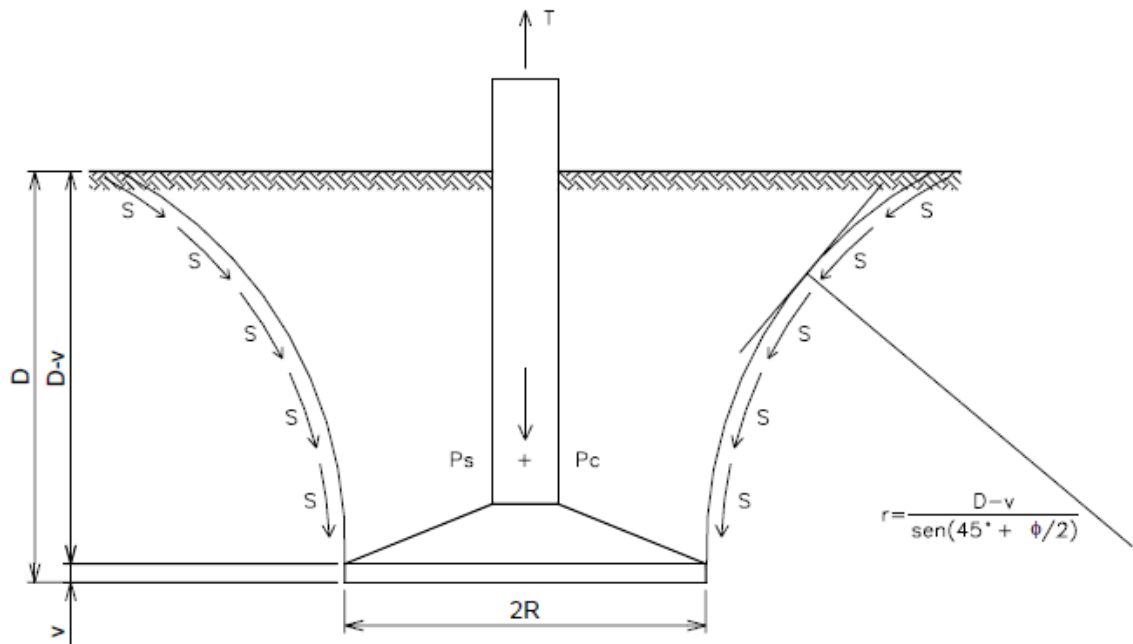


Figura 03 – Representação da superfície de ruptura do Método de Balla - Balla (1961).

#### 1.2.4 Método da Universidade de Grenoble

##### 1.2.4.1 Generalidades

Esse método foi desenvolvido na Universidade de Grenoble com apoio da organização estatal francesa de energia elétrica. O método originou-se da observação do comportamento de modelos reduzidos de fundações tracionadas e a partir daí, em estudos teóricos. As considerações teóricas são baseadas no estudo do equilíbrio limite dos solos. A metodologia foi também validada pela elevada quantidade de provas de carga em escala natural realizadas por empresas do ramo de transmissão de energia elétrica em solos sedimentares.

O método é robusto e abrangente e válido para diversos tipos de solo e profundidades, de forma que é atualmente o método mais utilizado no Brasil dentro do setor elétrico.

O conceito de profundidade crítica será considerado e tem por objetivo limitar duas regiões com comportamentos distintos quando as fundações são solicitadas. O desenvolvimento teórico para formulação desse método é baseado no estudo do equilíbrio limite dos solos (DANZIGER, 1983).

Para iniciar a estimativa de capacidade de carga de sapatas é necessário definir qualitativamente a categoria do solo a ser estudado.

- Categoria 01: Solos fracos, argilosos, com alto grau de saturação e ângulo de atrito interno igual ou inferior a  $15^\circ$ .
- Categoria 02: Solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito igual ou superior a  $15^\circ$ .

Difícilmente o tipo de fundação adotado para um solo de categoria 01 será fundação rasa, no entanto existe um modelo correspondente que não será abordado no presente trabalho.

Para entender a aplicação do método, será necessário conhecer o conceito de profundidade crítica, indicada por  $D_c$ . Define-se profundidade crítica – para uma dada fundação – como sendo a profundidade que limita duas regiões do terreno com mecanismos de ruptura distintos. Por meio de dados experimentais, verificou-se que a profundidade crítica atinge valores próximos de  $5(R - R_f)$  ou  $5(B - b)$ , caso se trate de sapatas circulares ou retangulares, respectivamente.

A seguir, a descrição do método de estimativa de capacidade de carga de sapatas em solos de categoria 02:

A superfície de ruptura do solo indicada na figura a seguir mostra o que acontece nas duas hipóteses, de  $D$  ser maior ou menor que  $D_c$  (profundidade crítica). Observa-se que quando a profundidade  $D$  é maior que  $D_c$ , o fuste atua como uma estaca isolada com ângulo de ruptura para cálculo  $\lambda = -\phi/8$ . Vale notar que neste caso o ângulo  $\lambda$  é negativo, o que indica que ele abre na direção da superfície do terreno. Observa-se ainda que a superfície de ruptura se desenvolve a partir da

aresta superior da base. Cabe lembrar ainda que a consideração de  $\lambda$  constante é uma simplificação da forma da superfície de ruptura observada, figura 04.

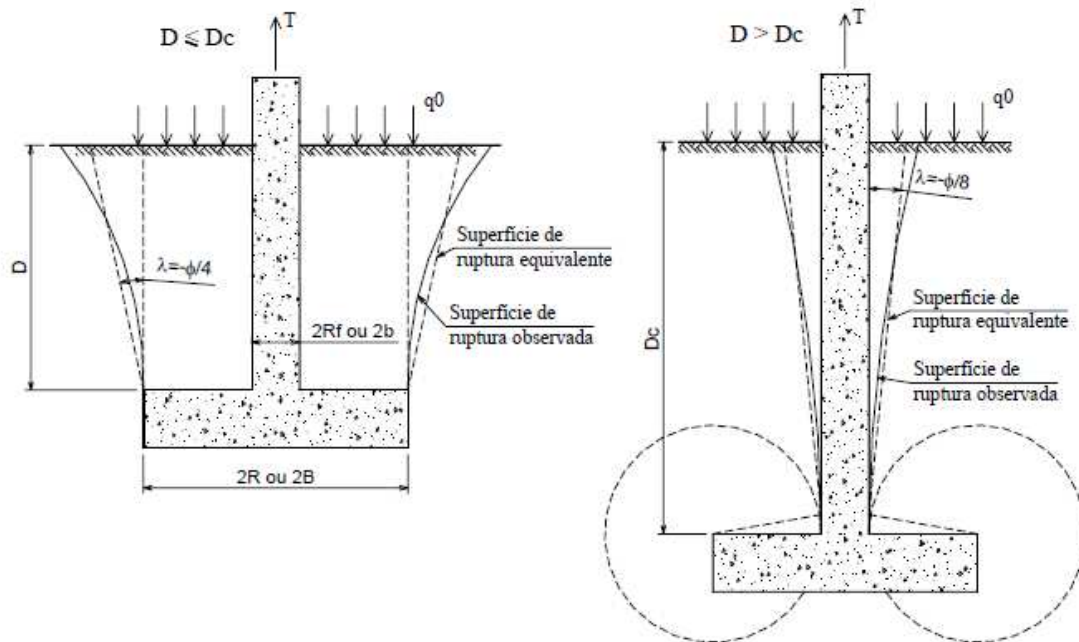


Figura 04 – Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes (categoria 2) – Martin (1966).

#### 1.2.4.2 Determinação da capacidade de carga

##### a) $D \leq D_c$

Nesse caso, os vestígios da ruptura podem ser observados na superfície do terreno.

$$Q_{RT} = P_b D (cM_c + \gamma D(M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q) + P + \gamma D(S_b - S_f) \quad (\text{Eq. 1})$$

Sendo,  $Q_{RT}$  = carga de ruptura;

$P_b$  = perímetro da base da fundação;

$D$  = profundidade da fundação;

$c$ ,  $\phi$  = parâmetros de resistência;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$q_0$  = sobrecarga uniforme atuante na superfície do terreno

$P$  = peso próprio da fundação;

$S_b$  e  $S_f$  = áreas da base e do fuste, respectivamente.

Os coeficientes  $M_c$ ,  $(M_\square + M_\gamma)$  e  $M_q$  podem ser determinados em função de

$\square$

e  $D/R$  (para  $\lambda = -\square/4$ ) através das expressões e ábacos incluídos no anexo A ou tabelas nos trabalhos de Danziger e Pereira Pinto (1979b). Para sapatas quadradas ou retangulares, deve-se considerar:

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi}. \quad (\text{Eq. 2})$$

Para solos arenosos ( $c = 0$ ), observou-se que o ângulo  $\lambda$  se aproxima do valor do ângulo de atrito interno do solo ( $\square$ ), o que implica dizer que os coeficientes  $M_c$ ,  $M_\square$  e  $M_q$  se anulam. Salienta-se que, nesse caso, o agrupamento do coeficiente  $(M_\square + M_\gamma)$  é desfeito valendo-se apenas o termo  $M_\gamma$  cuja expressão não se anula com a condição apresentada. Nesse caso, utiliza-se a seguinte expressão:

$$Q_{RT} = P_b D^2 \gamma M_\gamma + P + \gamma D (S_b - S_f) \quad (\text{Eq. 3})$$

O coeficiente  $M_\gamma$  pode ser determinado em função de  $\square$  e  $D/R$  (para  $\lambda = -\square$ ). Para sapatas quadradas ou retangulares, deve-se considerar

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi}. \quad (\text{Eq. 2})$$

b)  $D > D_c$

Nesse caso, a ruptura da base da sapata ocorre sem atingir a superfície do terreno, e envolve a contribuição do pilarete (ou fuste) na região entre o nível do terreno e a profundidade crítica.

$$Q_{RT} = Q_{RT}(\text{base}) + Q_{RT}(\text{fuste}) + P \quad (\text{Eq. 4})$$

Parcela da base:

$$Q_{RT}(base) = (S_b - S_f) m M (\gamma D \operatorname{tg} \varphi + c) \quad (\text{Eq. 5})$$

O coeficiente  $m$  é dado por:

$$m = 1 - \left( \frac{1}{2\pi} \operatorname{arcsen} \frac{e}{R - R_f} \right) \text{ para } e < R - R_f \quad (\text{Eq. 6})$$

$$m = 0,75 \text{ para } e \geq R - R_f$$

O coeficiente  $M$  pode ser determinado em função de  $\square$  e  $R_f / R$ . Para sapatas quadradas ou retangulares, deve-se considerar:

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi}. \quad (\text{Eq. 2})$$

Parcela do pilarete (ou fuste):

$$Q_{RT}(fuste) = P_f D (c M_c + \gamma D (M_\varphi + M_\gamma) + q_0 M_q) \quad (\text{Eq. 7})$$

Os coeficientes  $M_c$ ,  $(M_\square + M_\gamma)$  e  $M_q$  podem ser determinados em função de  $\square$  e  $D/R$  (para  $\lambda = -\square/8$ ). Para fustes quadrados ou retangulares, deve-se considerar

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi}. \quad (\text{Eq. 2})$$

### 1.2.5 Contribuições de autores brasileiros

A seguir apresenta-se um resumo atualizado das contribuições brasileiras com fins específicos de aplicação em linhas de transmissão conforme Garcia (2005):



Quadro 01 - Teses brasileiras desenvolvidas visando aplicações de fundações de linhas de transmissão, adaptado de Garcia (2005).

<b>Autor / Ano Publicação</b>	<b>Título</b>	<b>Resumo</b>
Danziger (1983) Mestrado COPPE / UFRJ	Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração.	Realização de provas de carga em sapatas e tubulões para aferição de teorias quanto à sua aplicabilidade em um solo residual de gnaisse. Foram observados deslocamentos muito pequenos, mesmo estando próximo da ruptura. Foram sugeridas algumas adaptações e modificações nos métodos, os quais forneceram resultados aceitáveis.
Orlando (1985) Mestrado USP	Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração. Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas.	Realização de provas de carga em tubulões, com e sem base alargada, para aferição de teorias quanto à sua aplicabilidade em areia porosa da região da cidade de Bauru. Foram traçados comentários sobre as condições de segurança dessas fundações.
Pereira Pinto (1985) Mestrado COPPE / UFRJ	Comportamento de ancoragens para torres estaiadas em solo residual.	Realização de provas de carga em grelhas inclinadas para aferição de teorias quanto à sua aplicabilidade em um solo residual. Foram investigados a sua capacidade de carga e seu processo de ruptura, assim como a influência da geometria, o efeito de ciclos de carregamento e o funcionamento. Foram observados fatores que influenciaram no comportamento das ancoragens como: alteração na umidade do solo, diferenças entre as profundidades das fundações e a maior resistência do reaterro compactado em relação ao terreno natural.
Ruffier dos Santos (1985) Mestrado COPPE / UFRJ	Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos.	Análises de ensaios de sapatas e tubulões em um solo residual de gnaisse. Comparação dos resultados obtidos em campo com os métodos existentes para cálculo de capacidade de carga e com um programa desenvolvido que utiliza a técnica dos elementos finitos. Os parâmetros de resistência do solo foram determinados através de retroanálises de ensaios in situ. Levou-se em consideração, nas análises, o comportamento não linear e a plastificação do solo.
Oliveira (1986) Mestrado COPPE / UFRJ	Ensaio, "in situ", de resistência ao arrancamento de placas horizontais reduzidas	Realização de provas de carga com placas circulares de pequeno diâmetro em pequenas profundidades, observando a influência do seu diâmetro e profundidade e do diâmetro da escavação. Validação da aplicabilidade de alguns métodos teóricos aos solos tropicais.

<p>Davison Dias (1987) Doutorado COPPE / UFRJ</p>	<p>Aplicação de pedologia e geotecnia do projeto de fundações de linhas de transmissão</p>	<p>Realização de provas de carga a tração em sapatas em solo laterítico, cujos resultados foram comparados com os do método do Cone e de Grenoble. O trabalho procurou sistematizar um método de definição de fundações de linhas usando levantamentos pedológicos existentes. Coletaram-se amostras para o estudo geotécnico usando a pedologia para interpretação de muitos resultados. Foi estudada a influência do processo executivo do reaterro em situações de compactação superficial e com compactação por camadas.</p>
<p>Orlando (1999) Doutorado ESCOLA POLITÉCNICA USP</p>	<p>Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos. Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão.</p>	<p>Provas de carga à tração em estacas escavadas em solos arenosos, verticais, isoladas, em terra ("onshore"), de dimensões usuais, sem base alargada. Contribuição ao estudo da resistência à tração dessas estacas, mostrando a influência das suas características geométricas e das propriedades da areia através de modelos físicos. Discussão do mecanismo de ruptura à tração e análise comparativa entre a resistência lateral das estacas à tração e a compressão.</p>
<p>Ruffier dos Santos (1999) Doutorado COPPE / UFRJ</p>	<p>Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração em taludes.</p>	<p>Desenvolvimento de um método semi-empírico de estimativa da capacidade de carga de fundações à tração em taludes, empregando a equação de Kötter. Foram desenvolvidas formulações, ábacos e tabelas para utilização do método proposto. Em areias e em solos c e <math>\phi</math>, as previsões foram contrárias à segurança, porém no caso de argilas em situação não drenada, as previsões foram muito boas. A técnica das redes neurais também foi empregada nas estimativas, porém necessitando de parâmetros adequados para fornecimento de excelentes previsões.</p>
<p>Garcia (2005) Mestrado COPPE/UFRJ</p>	<p>Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração.</p>	<p>O trabalho analisa a influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações superficiais à tração. A capacidade de carga foi determinada a partir dos parâmetros verificados nos ensaios para diferentes condições de compactação e umidade para uma fundação de dimensões tipicamente utilizadas em linhas de transmissão. A importância de uma adequada compactação do reaterro ficou demonstrada, ao passo que a variação da umidade pouco influenciou nos resultados.</p>

## **2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE TESTE**

Este capítulo apresenta a definição dos parâmetros geotécnicos e topográficos utilizados nas modelagens computacionais.

As modelagens foram realizadas com base nos parâmetros fornecidos na tese de Danziger (1983) para as fundações superficiais S1, S2, S3 e S4 locadas conforme arranjo geral apresentado na figura 05.

O perfil geotécnico da região também foi extraído do trabalho desenvolvido por Danziger (1983). Conforme pode ser verificado na figura 06, o subsolo local apresenta certa heterogeneidade de camadas devido ao corte horizontal realizado para obtenção do platô, visto que o terreno original era um topo de colina.

Após a terraplanagem, o platô ficou com aproximadamente 40m x 50m de área, e nessa área foram instaladas as diversas fundações ensaiadas, incluindo tubulões com e sem base alargada.

O local escolhido para as provas de carga foi próximo à localidade de Adrianópolis, Estado do Rio de Janeiro. O terreno é constituído de solo residual, resultante da alteração de gnaisse, e essa escolha não se deu por acaso. Um dos objetivos dos ensaios era comparar os resultados das provas de cargas aos resultados obtidos pelos métodos analíticos, visto que tais métodos não foram desenvolvidos considerando esse tipo de solo, sendo embasados cientificamente por modelos reduzidos testados em solos sedimentares. Na figura 05, reproduz-se o arranjo geral das provas de carga, com locação das fundações ensaiadas.

PAGINA COM A FIGURA 5

Os parâmetros do solo necessários para a modelagem computacional foram obtidos do perfil geotécnico da região ensaiada (figura 06) que identifica em que profundidades estão assentes as fundações, dos resultados dos ensaios geotécnicos consolidados por Danziger (1983) na tabela 1 e realizados a partir de amostras coletadas durante as escavações para execução das sapatas e do boletim de sondagem à percussão (figura 07) que identificou as espessuras e as propriedades das camadas de solo na sondagem mais representativa realizada no local das provas de carga.

Como se verifica na figura 05 - Arranjo geral das provas de carga, a locação do furo de sondagem SP-2 está centralizada entre as sapatas S1, S2, S3 e S4, de forma que o resultado dessa sondagem foi considerado o mais representativo para esta análise.

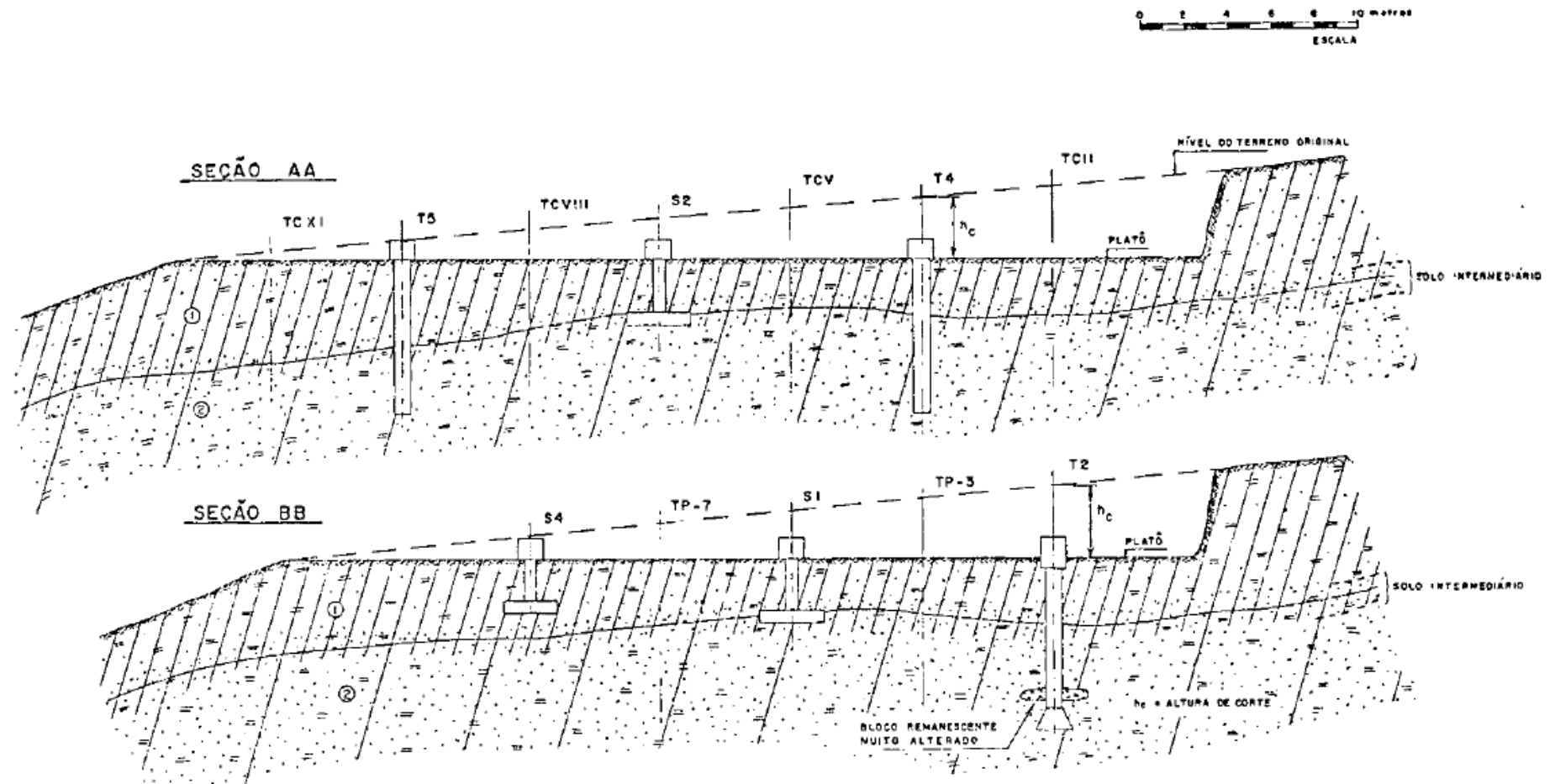


Figura 06 – Perfis geotécnicos AA e BB – Danziger (1983).

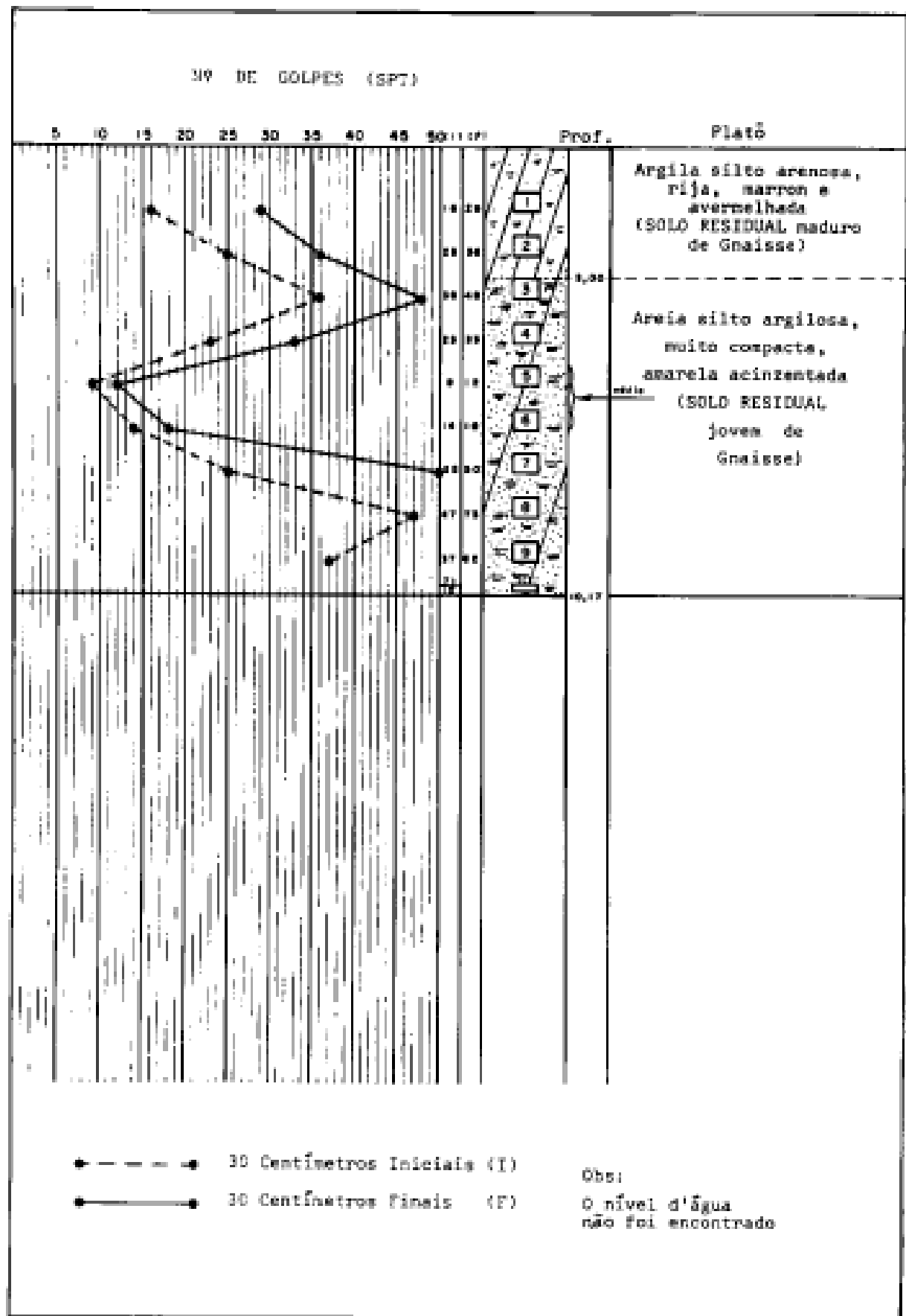


Figura 07 – Boletim de sondagem – SP-2 – Danziger (1983).

Tabela 1 – Resultados dos ensaios geotécnicos (amostras coletadas durante as escavações para a execução das sapatas) – Danziger (1983).

SAPATA Nº	AMOST. Nº	PROF (m)	h <sub>L</sub> (%)	h <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	% < # 10	% < # 40	% < # 200	% < # 5µ	% < # 2µ	γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	COMPACTAÇÃO				ENSAIO TRIAxIAL CU		CLASSIFICAÇÃO	
												h <sub>ot</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	e	S <sub>r</sub> (%)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	φ	HRB	UCS
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



Foram utilizados da tabela 1 os parâmetros do solo peso específico ( $\gamma$ ), e parâmetros de resistência coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ). Utilizando os mesmos critérios adotados por Danziger (1983), os valores da tabela 2 são referentes às amostras compactadas de forma que só foram considerados os valores de  $\gamma$ . Tais valores são identificados na tabela 1 como  $\gamma_c$  e são utilizados somente para cálculo do peso acima da sapata. Os parâmetros  $c$ ,  $\phi$  e  $\gamma$  correspondentes ao solo natural foram obtidos de médias efetuadas a partir de resultados de ensaios de laboratório relativos às sapatas adjacentes. Isso porque as superfícies de ruptura se desenvolvem no solo natural abrindo em direção à superfície do terreno.

Tabela 2 – Tabela resumo de parâmetros geotécnicos do solo.

<b>Sapata</b>	<b><math>\gamma_c</math></b> <b>kN/m<sup>3</sup></b>	<b><math>\gamma</math></b> <b>kN/m<sup>3</sup></b>	<b><math>c</math></b> <b>kN/m<sup>2</sup></b>	<b><math>\phi</math></b> <b>(°)</b>	<b><math>k_0</math></b>	<b>E</b> <b>MPa</b>	<b><math>\nu</math></b>
S1	19,1	15,3	29	25,9	0,563	59.665	0,20
S2	18,7	15,4	25	26,5	0,554	59.665	0,20
S3	18,9	15,3	32,5	24,0	0,593	45.584	0,20
S4	18,2	15,3	29	25,5	0,569	64.169	0,20

Fonte: Danziger (1983).

O módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) informados na tabela 2 são parâmetros do solo necessários para a modelagem computacional que não foram identificados no trabalho de Danziger (1983). Assim, o módulo de Young foi estimado com base na expressão empírica:

$$E = 3000 \times (N_{SPT})^{0,8} \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{Eq. 8})$$

O  $N_{SPT}$  utilizado na equação acima é a média do número de golpes entre as camadas iniciais e finais para cada profundidade de assentamento das fundações. Essa média é obtida a partir do boletim de sondagem à percussão reproduzidos na figura 07. A seguir, tabela 3 com o  $N_{SPT}$  para cálculo da determinação de E.

Tabela 3 – Módulo de Young estimado.

<b>Sapata</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b>N<sub>spt</sub> (médio)</b>	<b>E (MPa)</b>
S1	3	42	59.665
S2	3	42	59.665
S3	2	30	45.584
S4	2,5	46	64.169

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foi estimado com base em observações de solos com características semelhantes àquele da região onde foram realizados os ensaios.

$$\nu = 0,20$$

(Eq. 9)

### 3 APRESENTAÇÃO DAS ETAPAS DA MODELAGEM, CONSIDERAÇÕES E RESULTADOS

#### 3.1 Modelo numérico – Generalidades

O objetivo das análises de sistemas estruturais, sejam eles teóricos, experimentais ou numéricos é sempre prever o comportamento dos sistemas quando sujeitos a determinado carregamento. Dentre os aspectos de interesse das análises, pode-se citar:

- Análise dos deslocamentos, deformações e tensões;
- Estabilidade de estruturas;
- Mecanismos de comportamento.

Assim, as seguintes variáveis que influenciam na determinação dos aspectos citados são:

- Sistema de carregamento;
- Propriedades do material relevantes à análise;
- Geometria e condições de fronteira do problema.

O método dos elementos finitos é uma ferramenta rápida e eficaz na análise de sistemas, pois permite a avaliação de sistemas complexos, que geralmente não poderiam ser solucionados com a aplicação de somente um método teórico. Esse método permite considerar aspectos como a anisotropia, não linearidade do material na relação tensão-deformação, heterogeneidade e outros. O método de elementos finitos permite aproximar as equações diferenciais que regem o comportamento de um contínuo, através de um sistema de equações algébricas que relacionam um número finito de variáveis, como técnica particular do método de Raleigh-Ritz.

Fisicamente, é mais fácil entender como funciona o método. O sistema é particionado em subdomínios, chamados “elementos finitos”, ligados por um número

discretos de pontos. Esse processo inclui a avaliação das características iniciais do elemento e a nível global. São elas:

- Equilíbrio das forças;
- Compatibilidade de deslocamentos;
- Relações tensão-deformação do material.

Após a determinação dessas condições, as componentes de força e deslocamento poderão ser calculadas para cada ponto nodal e são chamadas variáveis discretas a partir das quais pode-se calcular as variáveis secundárias, que são as tensões e deformações.

Segundo a formulação de compatibilidade de deslocamento, o algoritmo utilizado consiste basicamente na resolução da equação força-deslocamento:

$$f = K\delta \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde,

$f$  = vetor de forças

$K$  = matriz de rigidez do sistema global

$\delta$  = vetor de deslocamento

A matriz de rigidez  $K$  é composta pela superposição das matrizes  $K^e$  dos elementos, onde:

$$K^e = \int_V B^T D B dv \quad (\text{Eq. 11})$$

Sendo,

$B$  = matriz de relações geométricas

$D$  = matriz de elasticidade

$V$  = domínio da integração

A partir da equação força-deslocamento, obtém-se os deslocamentos nos pontos nodais efetuando-se a inversão da matriz de rigidez como segue:

$$\delta = K^{-1} f \quad (\text{Eq. 12})$$

Obtidos os deslocamentos, calculam-se as deformações e tensões:

$$\varepsilon = B\delta \quad (\text{Eq. 13})$$

e

$$\sigma = D\varepsilon \quad (\text{Eq. 14})$$

Verifica-se o embasamento e o desenvolvimento para a teoria apresentada em Soriano (2009).

### 3.2 Modelagem computacional

A aplicação dos métodos numéricos em estudos de geotecnia se tornou mais amplamente utilizada a partir da utilização de computadores digitais. Existem dois métodos numéricos de aplicação prática em estudos de geotecnia: o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos. Este segundo método é o utilizado pela ferramenta computacional Plaxis desenvolvida e comercializada pela empresa de mesmo nome.

De posse de todas as informações sobre o sistema estrutural e/ou geotécnico a ser ensaiado, é possível iniciar a modelagem computacional através do programa Plaxis 2-D e 3-D. A utilização do software é consagrada no meio técnico e acadêmico e também é consenso dos profissionais que a qualidade dos seus resultados depende em grande parte da qualidade dos dados inseridos no programa e da utilização adequada dos recursos oferecidos. Desta forma, dedicam-se os

próximos parágrafos a explicar as etapas da modelagem na ordem em que os dados são solicitados pelo programa para análises 2-D.

O sucesso da modelagem está diretamente ligado à qualidade das informações do sistema solo-estrutura inseridas no programa computacional. Por esse motivo, tomou-se o cuidado de realizar análises paramétricas de  $E$  e  $\nu$  (parâmetros estimados não obtidos através de resultado de ensaios). Tais análises constataram que para variações de até 10% do módulo de Young e para até 20% do coeficiente de Poisson, o resultado da capacidade de carga prevista pela modelagem terá variação desprezível (vide tabelas 4 e 5). Essa faixa de variação foi considerada adequada para este trabalho e então foram validados os resultados apresentados na tabela 3.

Tabela 4 – Análise paramétrica da variação do módulo de Young.

Fundação S2	
Módulo de Young (E) (MPa)	Carga de ruptura ( $R_t$ ) (kN)
54.000	1215,65
57.000	1215,65
60.000	1215,80
63.000	1215,80
66.000	1215,94

Tabela 5 – Análise paramétrica da variação do coeficiente de Poisson.

Fundação S2	
Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )	Carga de ruptura ( $R_t$ ) (kN)
0,16	1215,23
0,18	1215,65
0,20	1215,80
0,22	1215,94
0,24	1215,94

Na primeira tela de entrada de parâmetros do programa computacional Plaxis 2-D (figura 08), optou-se por simular as fundações ensaiadas no trabalho de Danziger (1983) utilizando o recurso da axi-simetria e a malha de 15 nós, que forneceria resultados mais precisos do que a malha de 6 nós sem comprometer a velocidade esperada das modelagens. Os dados solicitados referentes à aceleração não são necessários para esse tipo de simulação que trata apenas de carregamentos estáticos.

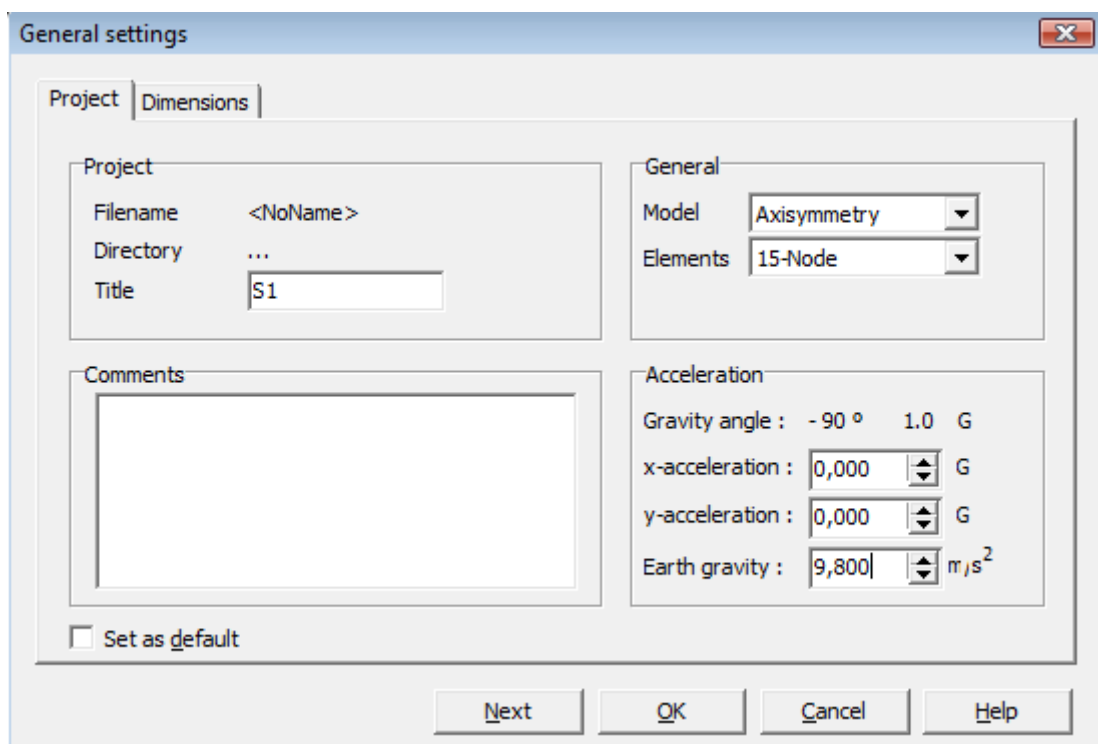
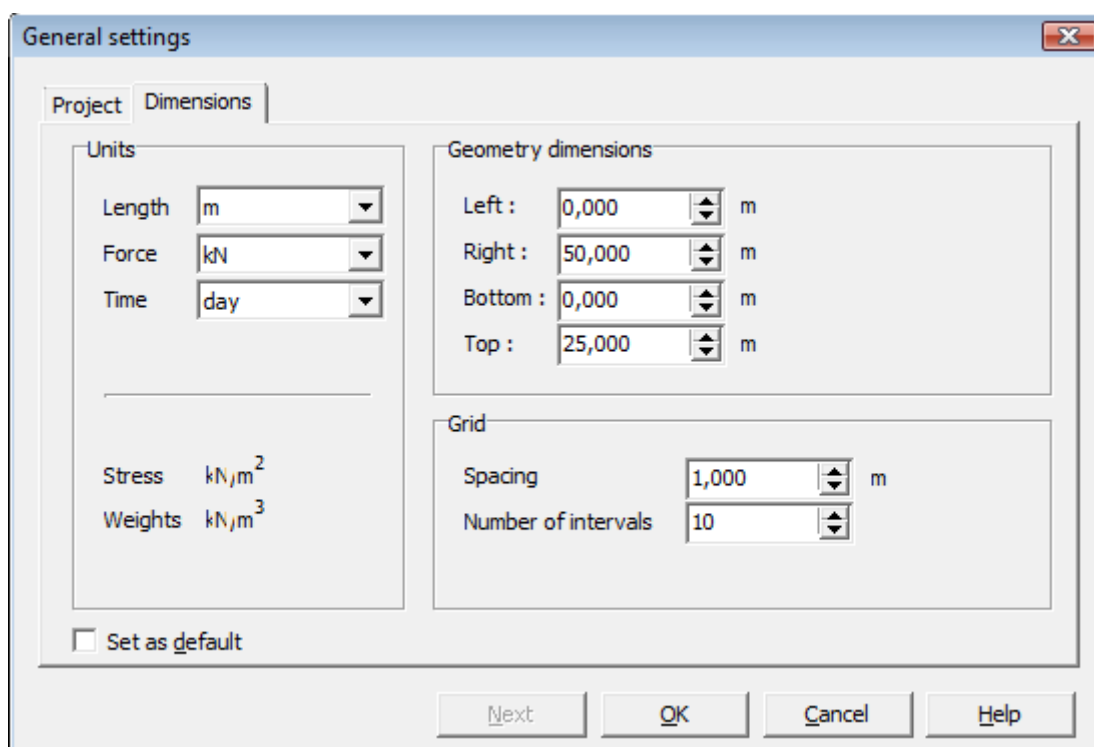


Figura 08 – Primeira tela de entrada de dados do Plaxis.

As simulações foram realizadas utilizando o recurso da axi-simetria atribuindo a um elemento de placa as propriedades físicas e geométricas do material da fundação.

Na segunda tela (figura 09), são solicitadas as unidades de trabalho e a geometria do espaço de abrangência do projeto.



The image shows a software dialog box titled "General settings" with a close button (X) in the top right corner. It has two tabs: "Project" and "Dimensions", with "Dimensions" selected. The dialog is divided into several sections:

- Units:** Three dropdown menus for "Length" (set to "m"), "Force" (set to "kN"), and "Time" (set to "day"). Below these, the units for "Stress" are shown as  $\text{kN/m}^2$  and for "Weights" as  $\text{kN/m}^3$ .
- Geometry dimensions:** Four vertical input fields with spinners, each followed by the unit "m": "Left" (0,000), "Right" (50,000), "Bottom" (0,000), and "Top" (25,000).
- Grid:** Two input fields with spinners: "Spacing" (1,000) and "Number of intervals" (10), both followed by the unit "m".
- Buttons and Options:** A checkbox labeled "Set as default" is located at the bottom left. At the bottom right, there are four buttons: "Next", "OK", "Cancel", and "Help".

Figura 09 – Segunda tela de entrada de dados do Plaxis.

Os elementos de viga são recursos especiais do software de modelagem computacional e são usualmente utilizados para modelar flexão de paredes, revestimentos de túneis, e outras estruturas delgadas. O comportamento desses elementos é definido usando um módulo de rigidez à flexão e uma rigidez normal. Placas com interfaces podem ser usadas para realizar análises realistas de estruturas geotécnicas, permitindo considerar o atrito entre as estruturas e o solo, conforme manual de utilização do software Plaxis (2002).

Algumas premissas de cálculo foram adotadas para que as placas apresentassem na simulação o mesmo comportamento que as fundações



ensaiadas. Uma delas foi definir o concreto armado, material utilizado para fundação, como material elástico.

Outra premissa se refere à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade do concreto utilizado nas sapatas, item não abordado no trabalho de Danziger (1983).

Foi adotada a resistência à compressão de 30MPa e conforme previsto no item 8.2.8 da NBR 6118:2003 e documentado por Battaglin (2007).

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (\text{Eq. 15})$$

$$E_{ci} = 30.672 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 16})$$

Devido ao grau de incerteza das propriedades do concreto estimadas, o módulo de elasticidade inserido na modelagem será de aproximadamente 30.000 MPa. A figura 10 mostra as características estruturais admitidas para a modelagem da sapata S1. Os parâmetros  $M_p$  e  $N_p$  não são aplicáveis para esse tipo de modelagem.

Figura 10 – Tela de entrada de dados das propriedades da fundação S1 no Plaxis.

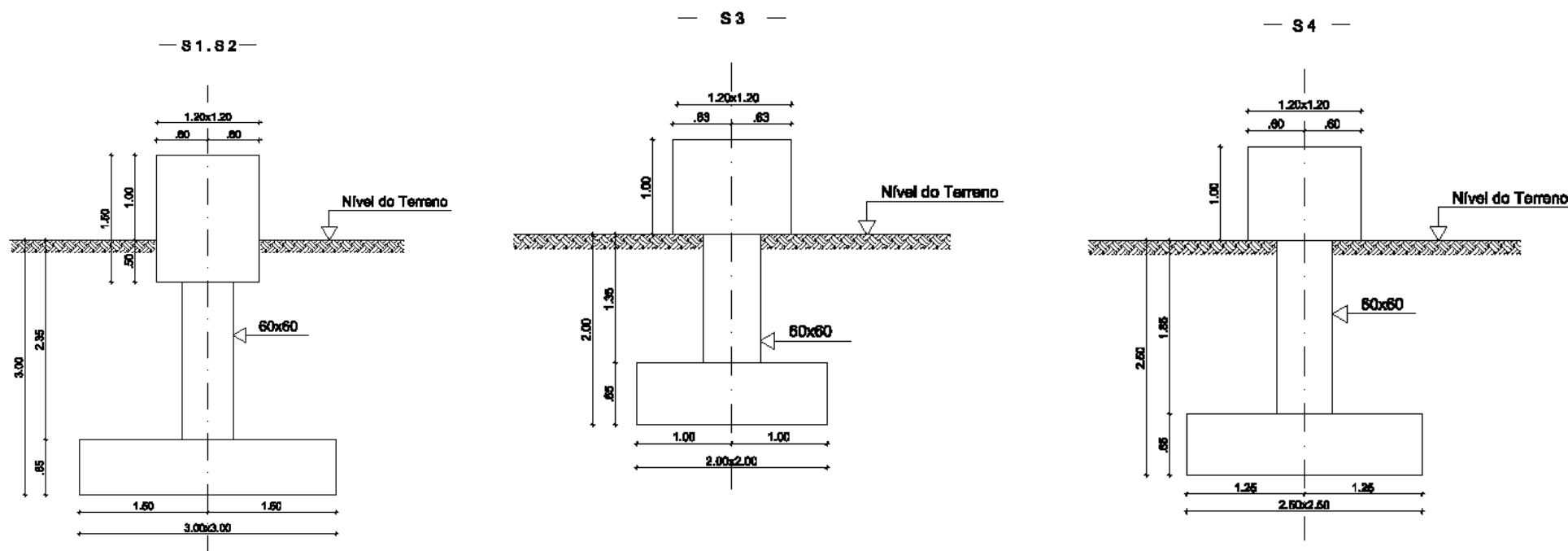


Figura 11 – Arranjo geral das provas de carga – Elevações – Danziger (1983) – cotas em centímetro

A partir do valor admitido para o módulo de elasticidade do concreto e da geometria das fundações apresentada na figura 11, encontra-se EA (rigidez normal) e EI (rigidez à flexão) para cada modelagem. Esta figura caracteriza a geometria das fundações indicando as profundidades de assentamento das mesmas. Desta figura, foram extraídos os dados que alimentam a tabela 6 com as propriedades das fundações necessárias para modelagem.

Na tabela 6 constam as características geométricas e propriedades do material utilizado na fundação que serão utilizadas na modelagem. O cálculo do raio equivalente considerou a equação prevista pelo método da Universidade para fundações rasas:

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi} \quad (\text{Eq. 2})$$

Tabela 6 – Resumo das características geométricas e propriedades do material da fundação.

<b>Sapata</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b>Largura (m)</b>	<b>Espessura da base (m)</b>	<b>EA/m (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>EI/m (kN/m)</b>	<b>Raio equivalente (m)</b>
S1	3	3	0,65	5,85 x 10 <sup>7</sup>	2,06 x 10 <sup>6</sup>	1,91
S2	3	3	0,65	5,85 x 10 <sup>7</sup>	2,06 x 10 <sup>6</sup>	1,91
S3	2	2	0,65	3,90 x 10 <sup>7</sup>	1,37 x 10 <sup>6</sup>	1,27
S4	2,5	2,5	0,65	4,88 x 10 <sup>7</sup>	1,72 x 10 <sup>6</sup>	1,59

O peso específico do solo foi obtido por Danziger (1983) através da retroanálise dos parâmetros das camadas de solo do reaterro e das camadas de solo natural (abaixo da profundidade de assentamento das fundações). Os resultados consolidados constam da tabela 2.

Para a modelagem de todas as fundações foi adotado o critério de Mohr-Coulomb, um robusto e simples modelo não-linear com base em parâmetros do solo que são bem conhecidos na prática da engenharia. No entanto, nem todos os recursos da não-linearidade do comportamento do solo estão incluídos neste modelo.

O comportamento do solo quando solicitado foi considerado drenado, visto que não haveria influência do nível d'água, que nem mesmo foi detectado nas sondagens.

A seguir, na figura 12, copia-se a tela de inserção de dados referentes ao peso específico do solo, critério de ruptura e tipo de análise<sup>2</sup>.

Figura 12 – Tela de entrada de informações do solo – Critério de ruptura, tipo de análise e peso específico do solo.

Na segunda tela de parâmetros do solo (figura 13) foram inseridos os parâmetros de resistência do solo que também são obtidos dos resultados dos ensaios e retroanálises e consolidados na tabela 2. Novamente, os dados referentes à velocidades e alternativas também não serão utilizados neste estudo.

<sup>2</sup> As figuras 12 e 13 referem-se à camada de solo natural abaixo da profundidade de assentamento da fundação S1.

The image shows a software dialog box titled "Mohr-Coulomb - Camada 01". It has three tabs: "General", "Parameters", and "Interfaces", with "Parameters" currently selected. The dialog is divided into four main sections:

- Stiffness:**
  - $E_{ref}$ : 6,000E+04 kN/m<sup>2</sup>
  - $\nu$  (nu): 0,200
- Strength:**
  - $c_{ref}$ : 29,000 kN/m<sup>2</sup>
  - $\phi$  (phi): 25,900 °
  - $\psi$  (psi): 0,000 °
- Alternatives:**
  - $G_{ref}$ : 2,500E+04 kN/m<sup>2</sup>
  - $E_{oed}$ : 6,667E+04 kN/m<sup>2</sup>
- Velocities:**
  - $V_s$ : 126,500 m/s
  - $V_p$ : 206,600 m/s

At the bottom right, there is an "Advanced..." button. At the bottom, there are four buttons: "Next", "Ok", "Cancel", and "Help".

Figura 13 – Tela de entrada dos parâmetros de resistência e deformação do solo.

Existe ainda uma terceira tela que trata somente das informações relativas às interfaces que são elementos disponíveis para modelar a interação solo-estrutura. Por exemplo, os elementos podem ser usados para simular a zona fina de material cisalhado intensamente no contato entre as fundações e o solo circundante. Para esse estudo foi considerado o coeficiente consagrado de 0,70 para caracterizar a interface de todas as fundações.

Conforme informado anteriormente, a modelagem utilizará o recurso da axi-simetria e da estrutura em placa para simular a base da fundação, o que está representado na tela da figura 14.

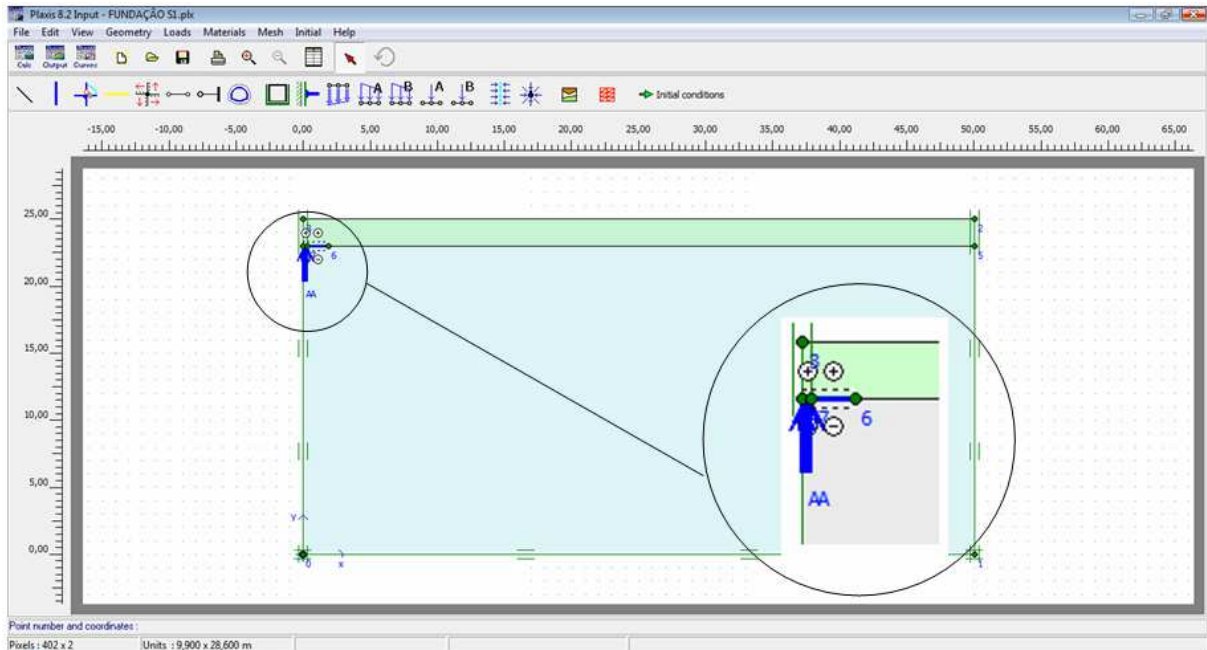


Figura 14 – Tela de entrada das características geométricas do sistema estrutural.

A placa representada na figura 14 tem o comprimento do raio equivalente da fundação. Esta adaptação é necessária devido ao recurso da axi-simetria gerar a fundação com base circular, ao contrário das fundações ensaiadas por Danziger (1983).

A carga é aplicada somente na seção ocupada pelo pescoço da fundação, de forma a melhor caracterizar o real esforço sofrido pela fundação quando submetida à tração.

Aplica-se na base da fundação em direção à superfície do terreno uma tensão maior do que a tensão verificada na prova de carga e com isso, espera-se que o Plaxis apresente como resultado a ocorrência de ruptura antes que a tensão possa ser totalmente aplicada. O programa indica o limite até o qual a fundação pode ser carregada antes de desenvolver tensões de tração no solo. Esse percentual da tensão aplicada é a capacidade de carga da fundação.

As modelagens computacionais são realizadas em três etapas. Na primeira delas são utilizados os mesmos parâmetros geotécnicos, topográficos e geométricos

para determinação da capacidade de carga das sapatas ensaiadas no trabalho de Danziger (1983), utilizando os recursos do software Plaxis 2-D.

Na segunda etapa, são realizadas análises paramétricas atribuindo ao solo diferentes valores para a coesão, mantendo-se todos os demais parâmetros geotécnicos, topográficos e geométricos do sistema ensaiado. Determina-se a capacidade de carga para cada valor de coesão variando de 0 a 40 kN/m<sup>2</sup> a cada 5kN/m<sup>2</sup>, de forma que ao final das modelagens, será possível traçar a curva coesão x capacidade de carga.

Análise paramétrica similar é realizada a partir de diferentes valores do ângulo de atrito do solo. Determina-se também a capacidade de carga para a fundação em cada valor do ângulo de atrito variando de 0 a 40°, a cada 5°, de forma que ao final das modelagens, será possível traçar a curva ângulo de atrito x capacidade de carga.

A capacidade de carga foi calculada pelo método da Universidade de Grenoble admitindo que as fundações S1, S2, S3 e S4 foram executadas em profundidades menores que a profundidade crítica. Essa premissa foi baseada nas superfícies de cisalhamento verificadas após as rupturas nas provas de carga. A posição das trincas na superfície do terreno indicava que a superfície de ruptura das fundações após carregamento se desenvolveu de acordo com o esperado para fundações rasas, conforme previsto por Martin (1966) na figura 38, da citada publicação.

### 3.3 Apresentação de resultados

Etapa 01: Os resultados são apresentados na tabela 7 e a seguir, apresentam-se condensados os resultados de todas as fundações na figura 15.

Tabela 7 – Capacidade de carga das fundações a partir do método da Universidade de Grenoble, prova de carga e modelagem computacional.

Sapata	Carga de ruptura experiental (kN)	Cargas de ruptura (kN) previstas na aplicação dos métodos		
		Grenoble		Modelagem computacional
		$\lambda \neq 0$	$\lambda = 0$	2D
S1	1300	1467	1304	1316
S2	1240	1381	1231	1216
S3	585	538	481	469
S4	1160	893	794	837

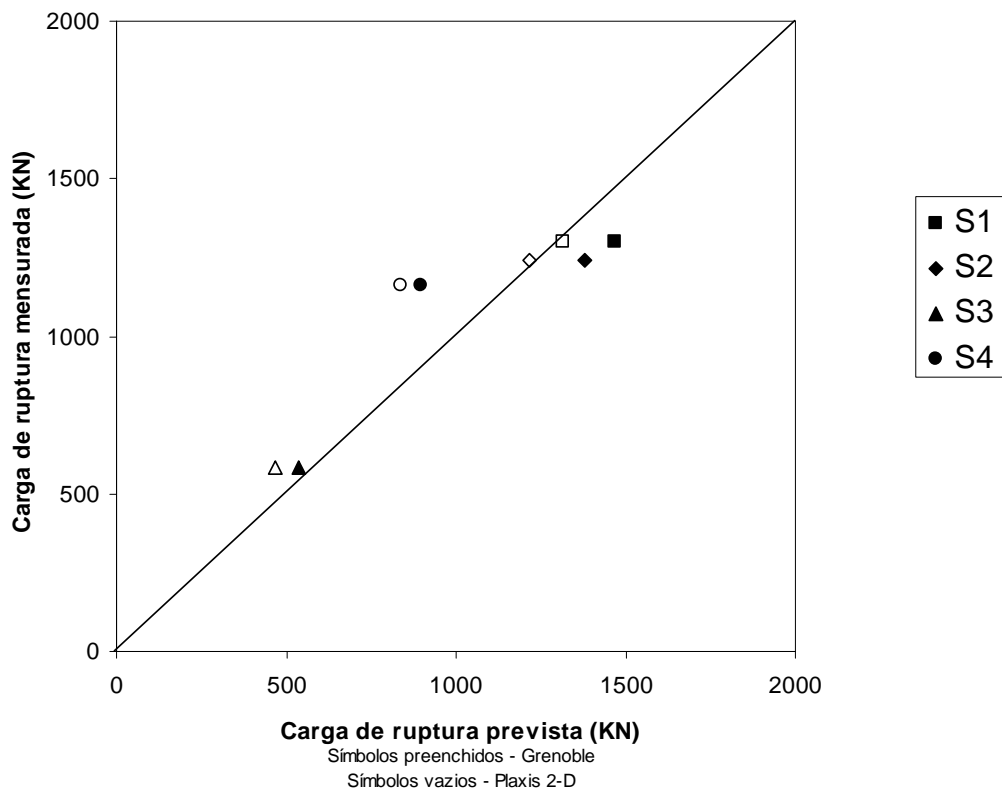


Figura 15 – Gráfico comparativo da carga de ruptura prevista pelos métodos de Grenoble e pela modelagem computacional com a carga de ruptura mensurada nas provas de carga.

As telas de saída do programa computacional permitem analisar qualitativamente as modelagens realizadas em função das informações disponíveis



nos ensaios de campo. Algumas dessas telas são reproduzidas nas figuras 16 a 19 e serão analisadas no capítulo IV. A seguir, as telas indicam a distribuição de tensões cisalhantes relativas para as quatro fundações.

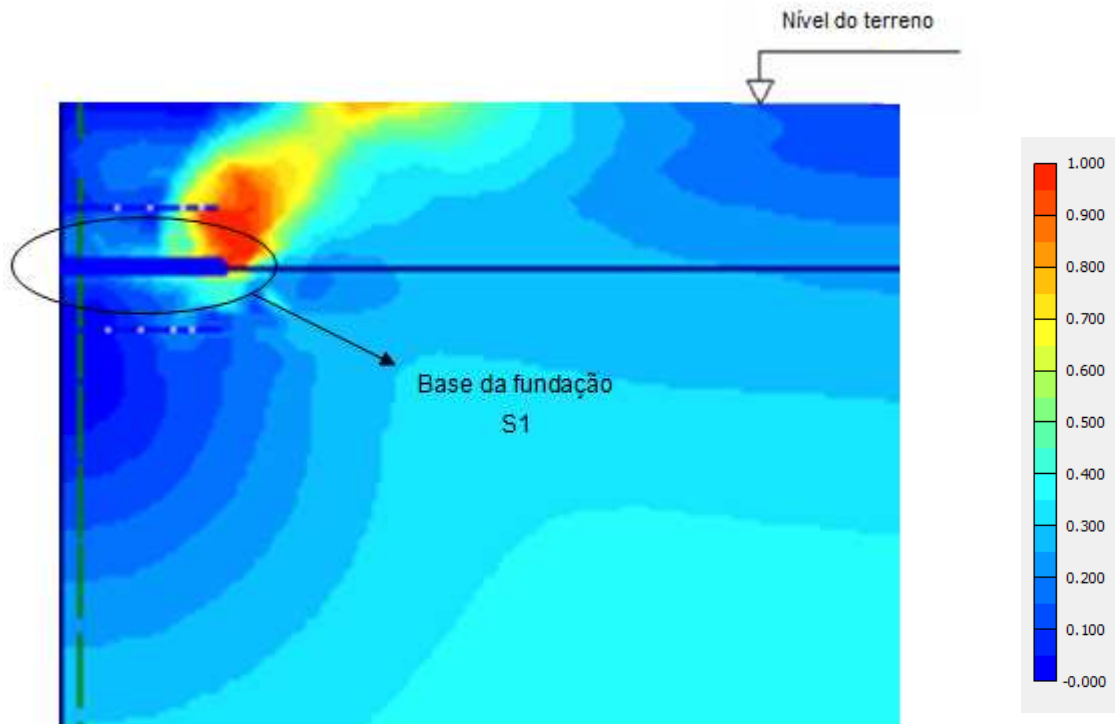


Figura 16 - Tensões cisalhantes relativas – Fundação S1

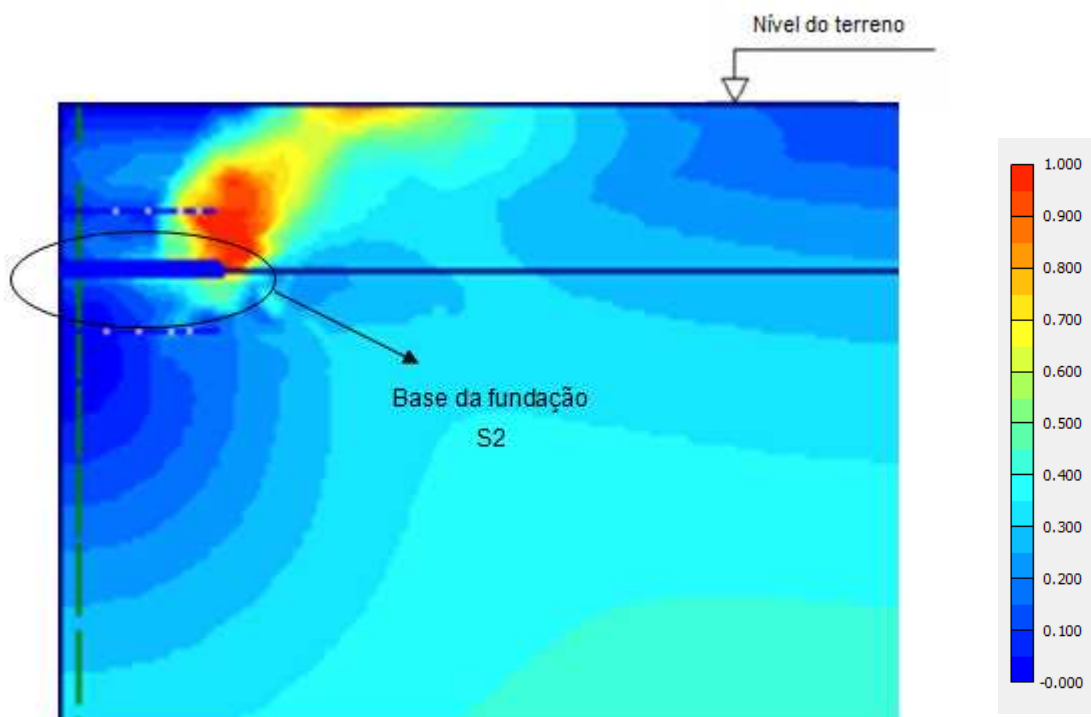


Figura 17 - Tensões cisalhantes relativas – Fundação S2

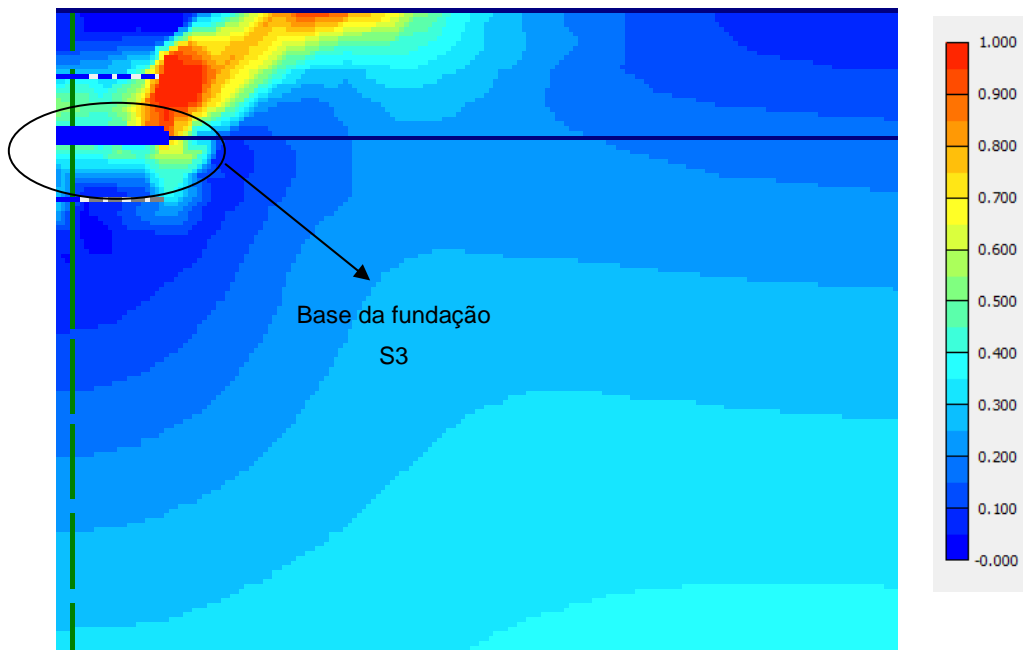


Figura 18 - Tensões cisalhantes relativas – Fundação S3

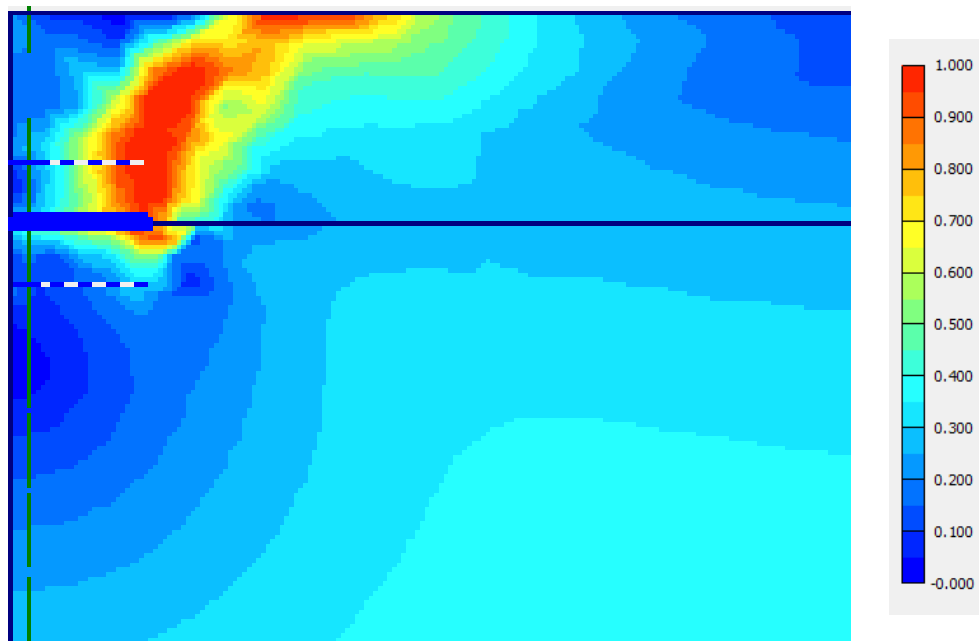


Figura 19 - Tensões cisalhantes relativas – Fundação S4

A tela de deslocamentos totais do sistema após o carregamento da fundação até a sua ruptura indica a superfície de ruptura proposta por Grenoble como pode ser verificado nas figuras 20 a 23.

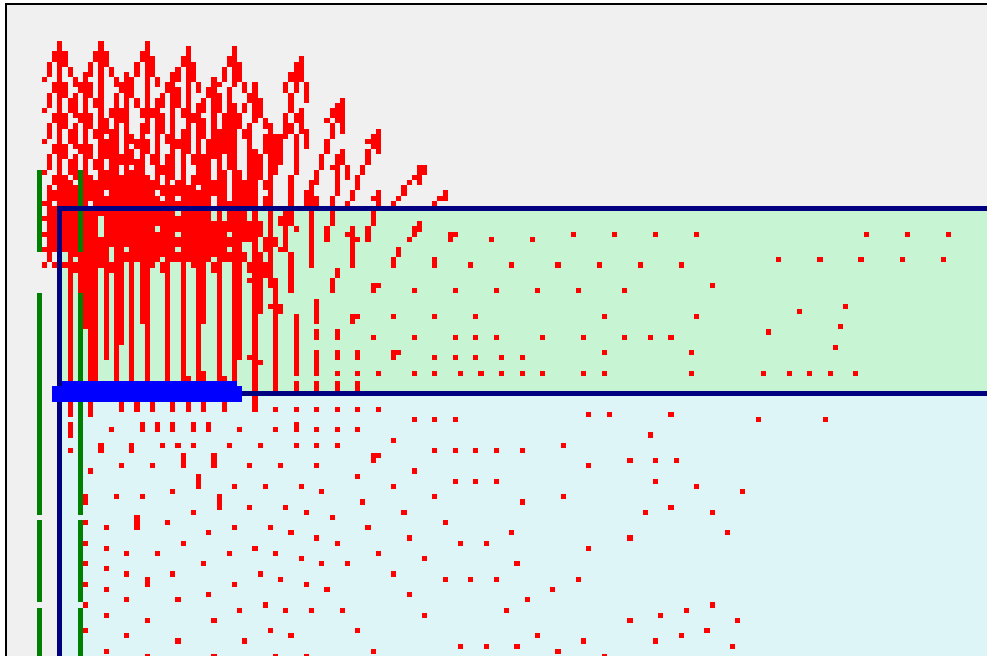


Figura 20 – Deslocamentos totais - Fundação S1

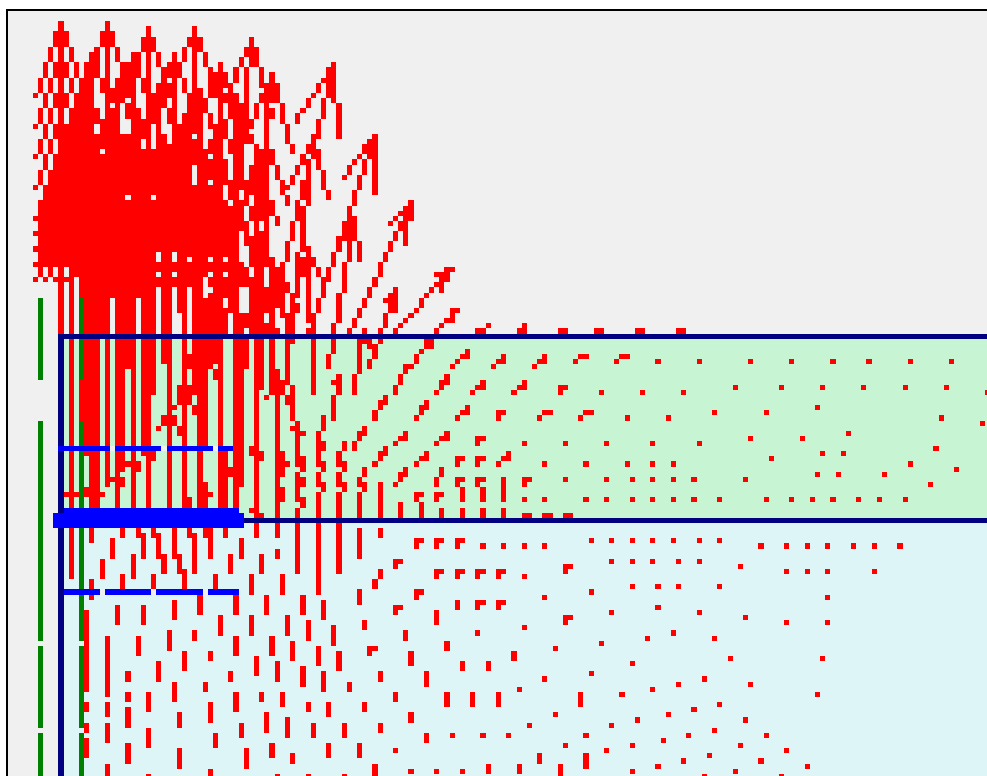


Figura 21 – Deslocamentos totais - Fundação S2

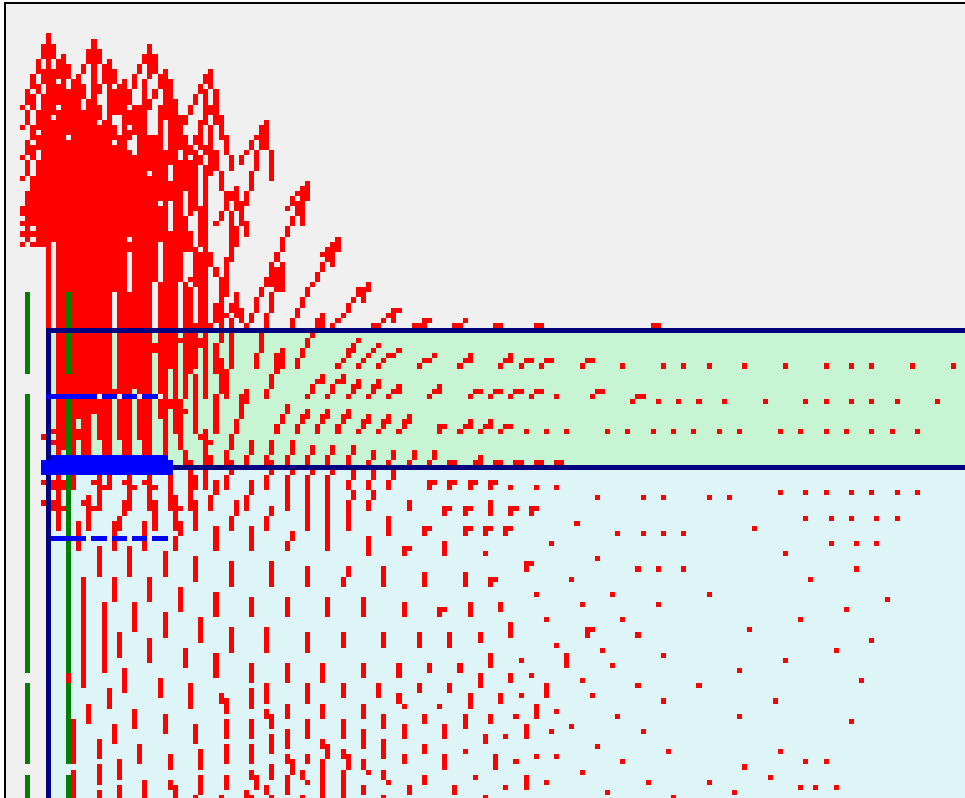


Figura 22 – Deslocamentos totais - Fundação S3

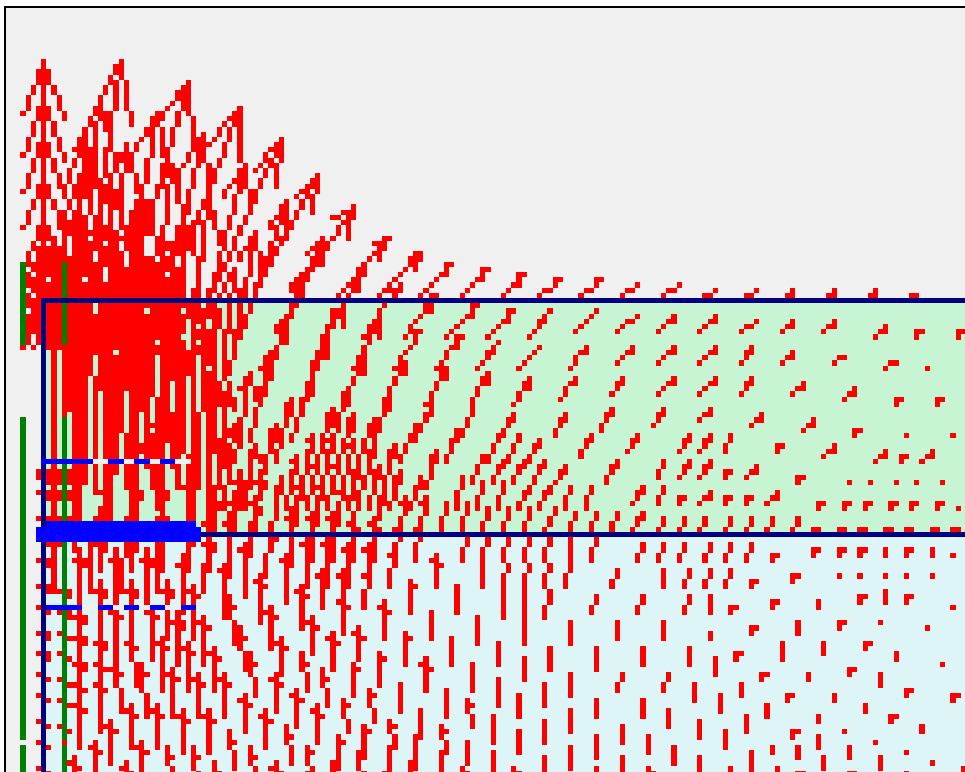


Figura 23 – Deslocamentos totais - Fundação S4

Observou-se a preocupação no trabalho publicado por Danziger em 1983 em realizar a retroanálise dos parâmetros do solo devido à proximidade entre as fundações ensaiadas. Tal preocupação mostra-se procedente quando se percebe na tela copiada abaixo que podem ser percebidos pontos de plastificação em até 15 metros de distância do eixo da fundação tracionada. Certamente, esses pontos representam alterações nas condições iniciais do solo adjacente, considerando que a distância entre os eixos das fundações S1, S2, S3 e S4 é de aproximadamente 06 metros.

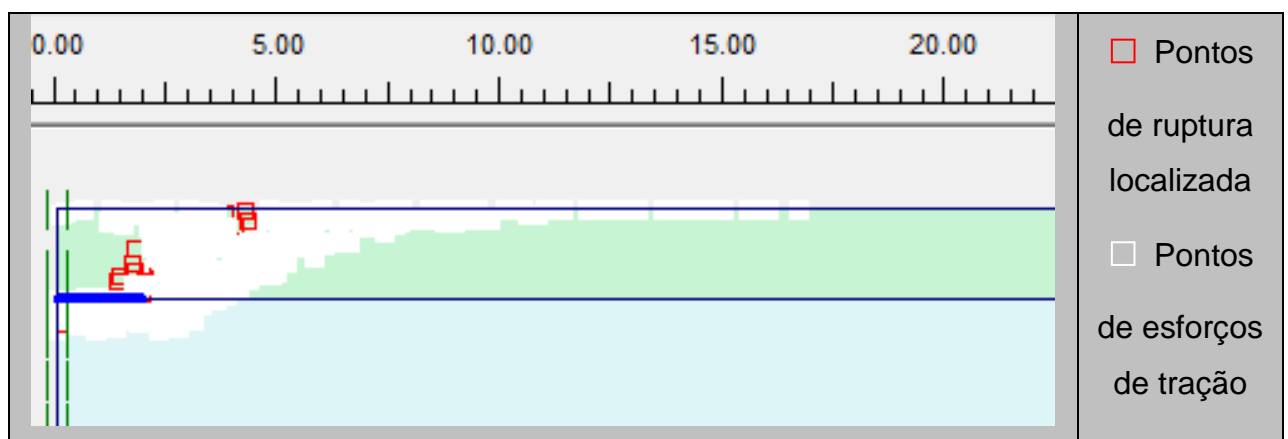


Figura 24 – Pontos de plastificação e esforços de tração no solo – Fundação S1.

Etapa 2: Os resultados da segunda etapa são apresentados nas tabelas 8 a 11 e as informações das tabelas estão representadas em gráficos que permitem melhor visualização do comportamento das funções.

Tabela 8 – Tabela com cargas de ruptura pelos métodos da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional no software Plaxis para fundação S1.

<b>SAPATA 01</b>					
<b>Coesão</b>  <b>kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga de ruptura</b>		<b>Tangente</b>  <b>de □</b>	<b>Carga de ruptura</b>	
	<b>Grenoble</b>	<b>Plaxis</b>		<b>Grenoble</b>	<b>Plaxis</b>
	<b>kN</b>	<b>kN</b>		<b>kN</b>	<b>kN</b>
0	835,80	530,65	-	-	-
5	947,60	956,52	0,0875	1175,67	1084,60
10	1059,41	1027,07	0,1763	1155,07	1091,67
15	1171,21	1062,13	0,2679	1125,72	1146,67
20	1283,01	1117,26	0,3640	1474,29	1101,71
25	1394,82	1136,63	0,4663	1483,85	1160,38
30	1506,62	1151,05	0,5774	1485,73	1176,07
35	1618,43	1120,51	0,7002	1481,81	1109,77
40	1730,23	1121,22	0,8391	1472,10	1118,53

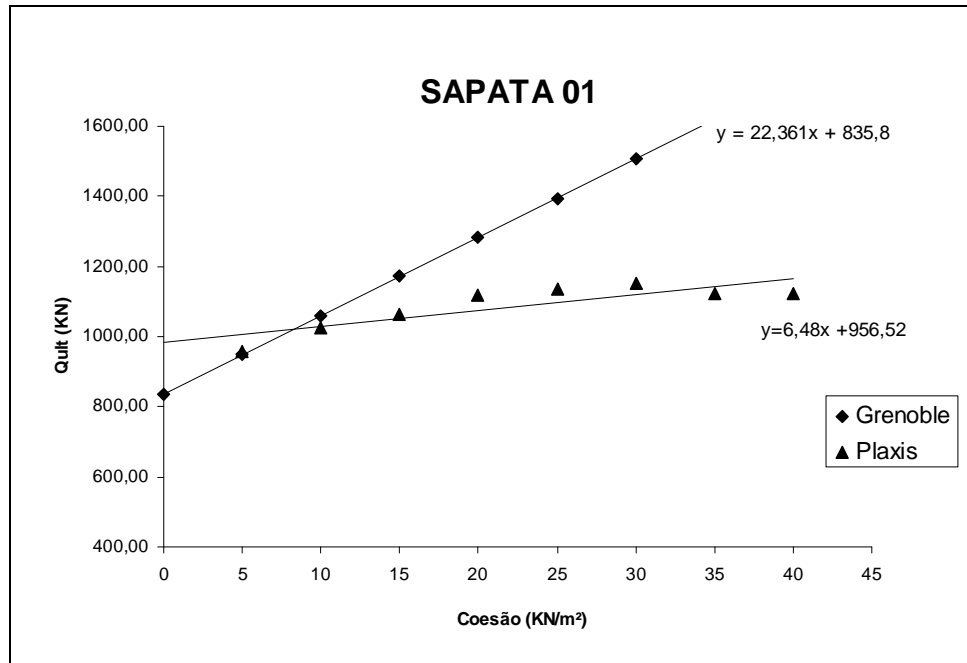


Figura 25 – Gráfico da variação da resistência última à tração em função da variação da coesão para a fundação S1.

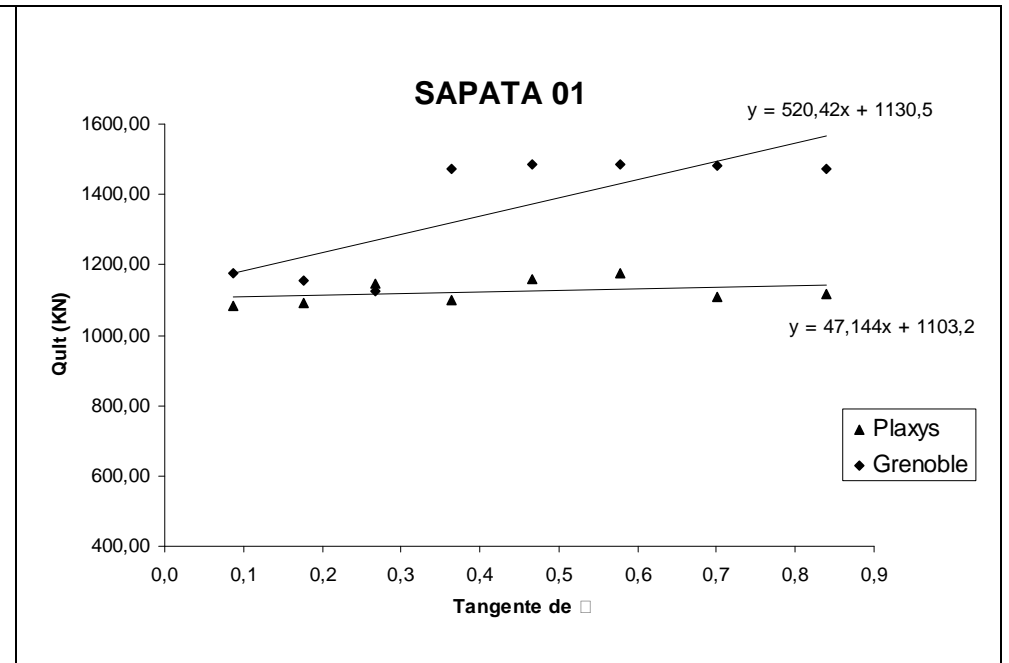


Figura 26 – Gráfico da variação da resistência última à tração em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S1.

Tabela 9 – Tabela com cargas de ruptura pelos métodos da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional no software Plaxis para fundação S2.

<b>SAPATA 02</b>					
<b>Coesão</b>  <b>kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga de ruptura</b>		<b>Tangente</b>  <b>de □</b>	<b>Carga de ruptura</b>	
	<b>Grenoble</b>	<b>Plaxis</b>		<b>Grenoble</b>	<b>Plaxis</b>
	<b>kN</b>	<b>kN</b>		<b>kN</b>	<b>kN</b>
0	827,49	448,71	-	-	
5	938,30	632,21	0,0875	1086,28	829,57
10	1049,11	732,02	0,1763	1073,28	882,58
15	1159,92	767,08	0,2679	1052,04	925,84
20	1270,72	934,89	0,3640	1364,40	978,72
25	1381,53	1044,03	0,4663	1379,53	1044,03
30	1492,34	1157,27	0,5774	1386,57	1086,44
35	1603,15	1264,00	0,7002	1388,94	1157,69
40	1713,95	1357,17	0,8391	1385,93	1243,36



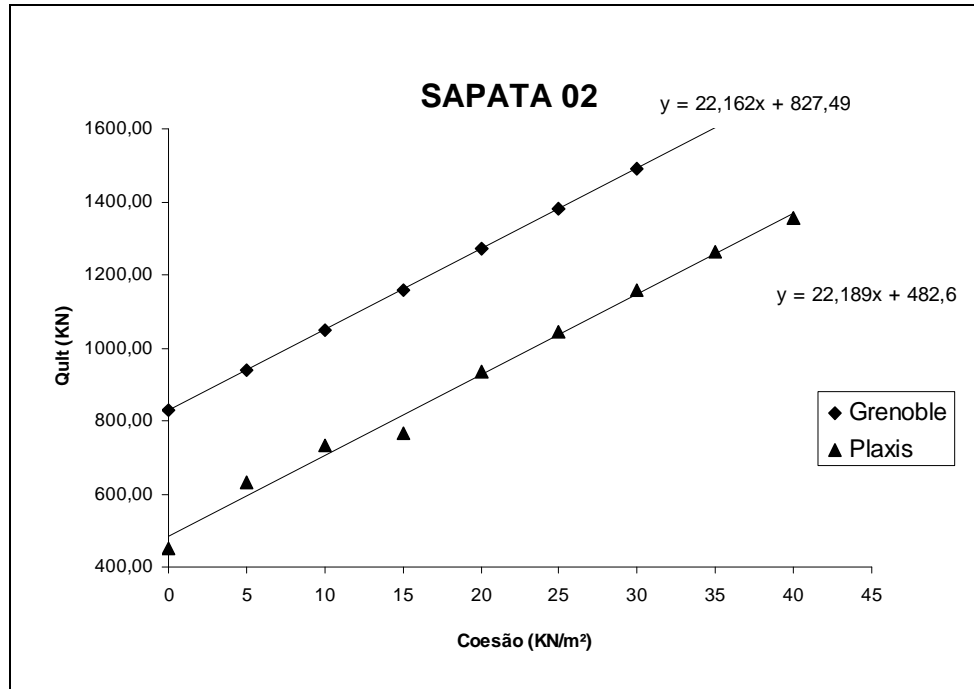


Figura 27 – Gráfico da variação da resistência última à tração em função da variação da coesão para a fundação S2.

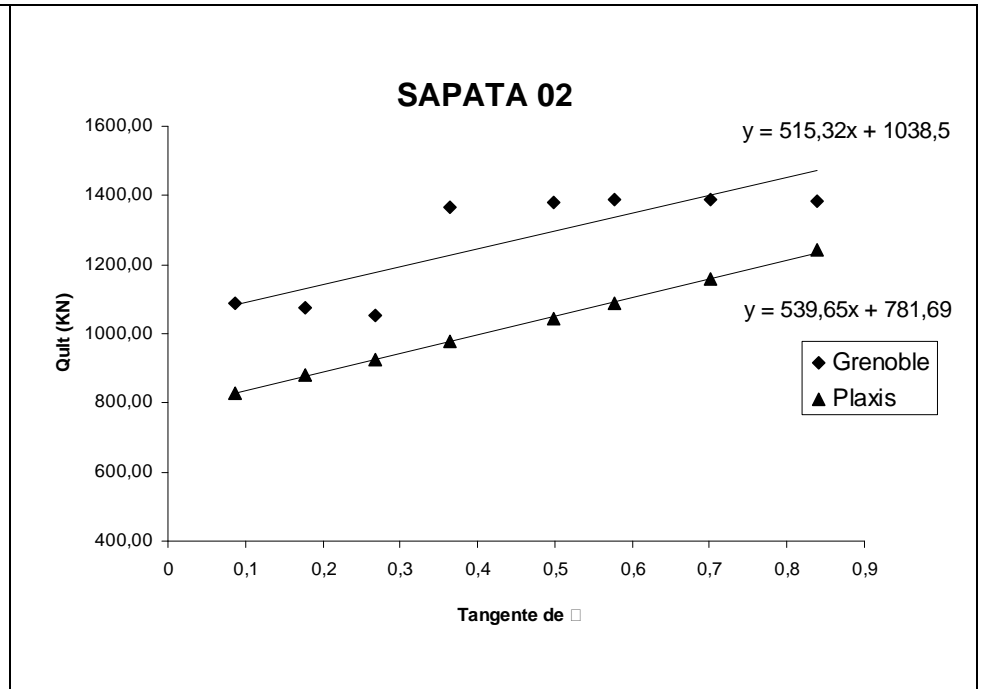


Figura 28 – Gráfico da variação da resistência última à tração em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S2.

Tabela 10 – Tabela com cargas de ruptura pelos métodos da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional no software Plaxis para fundação S3.

<b>SAPATA 03</b>					
<b>Coesão</b>  <b>kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga de ruptura</b>		<b>Tangente</b>  <b>de □</b>	<b>Carga de ruptura</b>	
	<b>Grenoble</b>	<b>Plaxis</b>		<b>Grenoble</b>	<b>Plaxis</b>
	<b>kN</b>	<b>kN</b>		<b>kN</b>	<b>kN</b>
0	224,54	75,92	-	-	-
5	268,29	136,28	0,0875	430,02	410,68
10	312,03	142,93	0,1763	412,27	385,24
15	355,78	193,06	0,2679	392,01	417,61
20	399,53	164,10	0,3640	514,94	419,87
25	443,27	150,65	0,4663	506,20	417,05
30	487,02	150,14	0,5774	496,91	401,50
35	530,76	193,51	0,7002	484,59	402,06
40	574,51	190,00	0,8391	470,49	415,35

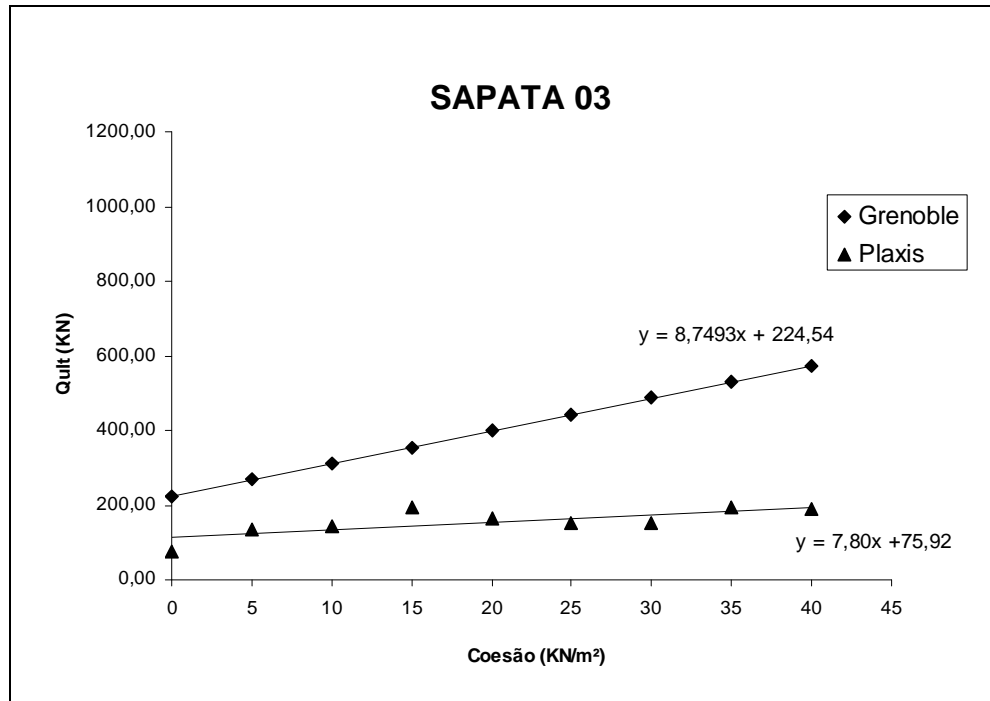


Figura 29 – Gráfico da variação da resistência última à tração em função da variação da coesão para a fundação S3.

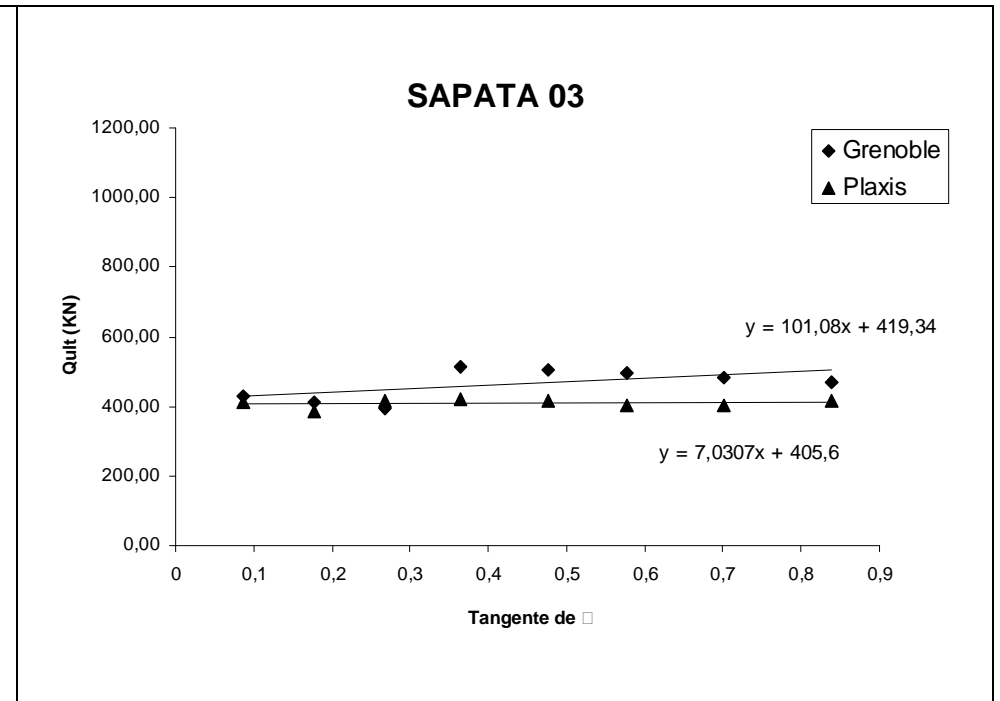


Figura 30 – Gráfico da variação da resistência última à tração em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S3.

Tabela 11 – Tabela com cargas de ruptura pelos métodos da Universidade de Grenoble e pela modelagem computacional no software Plaxis para fundação S4.

<b>SAPATA 04</b>					
<b>Coesão</b>  <b>kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga de ruptura</b>		<b>Tangente</b>  <b>de □</b>	<b>Carga de ruptura</b>	
	<b>Grenoble</b>	<b>Plaxis</b>		<b>Grenoble</b>	<b>Plaxis</b>
	<b>kN</b>	<b>kN</b>		<b>kN</b>	<b>kN</b>
0	450,14	467,52	-	-	-
5	523,74	559,41	0,0875	713,47	1014,20
10	597,34	693,57	0,1763	693,56	1073,01
15	670,94	922,03	0,2679	668,89	1126,87
20	744,54	1053,50	0,3640	875,90	1170,13
25	818,14	1164,90	0,4663	872,58	1247,18
30	891,74	1215,80	0,5774	866,30	1317,58
35	965,34	1258,21	0,7002	855,84	1402,12
40	1038,93	1328,89	0,8391	842,13	1153,31

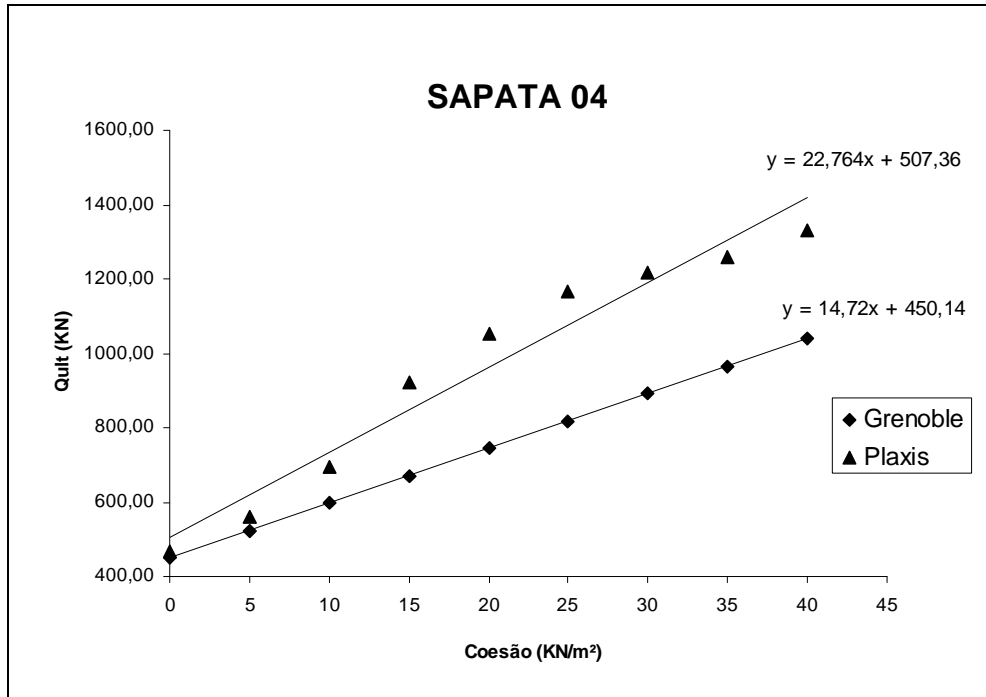


Figura 31 – Gráfico da variação da resistência última à tração em função da variação da coesão para a fundação S4.

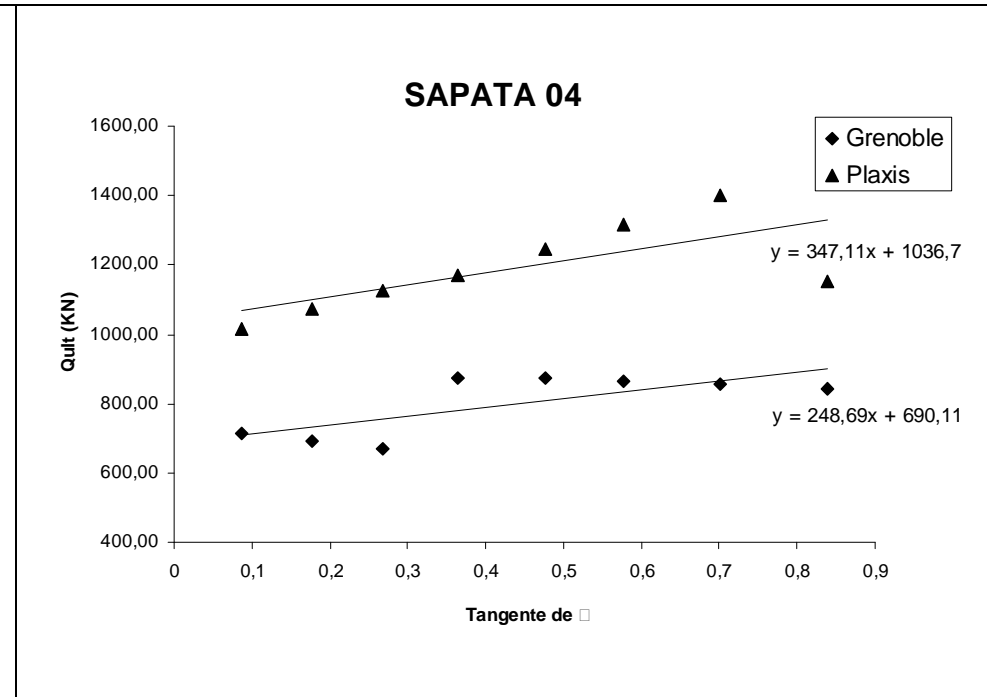


Figura 32 – Gráfico da variação da resistência última à tração em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S4.

Cabe destacar que enquanto a capacidade de carga, pela teoria de Grenoble, é sempre crescente com o aumento do parâmetro de coesão, indicando uma função contínua, o mesmo não acontece quando se observa a variação da capacidade de carga com o aumento da tangente de  $\phi$ . A função que descreve a variação da capacidade de carga com a tangente de  $\phi$  além de descontínua, indica uma curva descendente em dois trechos, embora a curva de correlação seja uma função contínua e crescente. Esta foi uma particularidade de teoria desenvolvida em Grenoble que foi observada por ocasião da presente pesquisa, sendo um tema interessante para uma análise posterior, tema este proposto para pesquisa futura.

## 4 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

### 4.1 Conceitos

A análise da segurança de estruturas com vidas úteis diferentes das correntes, de estruturas existentes, de estruturas submetidas a esforços atípicos, ou de estruturas reforçadas, é bastante complexa. A abordagem correta deste problema não pode dispensar a utilização de modelos probabilísticos, que são desconhecidos da maioria dos engenheiros civis.

Antes de descrever os métodos de análise, cabe destacar a estatística como a disciplina que descreve, sumariza e tira conclusões a partir de dados coletados de amostras. Inclui, portanto, a coleta de dados, sua análise e interpretação.

Probabilidade é a medida que indica a possibilidade de que um evento venha a ocorrer. A probabilidade é expressa através de um número adimensional variando entre zero à unidade, onde o valor zero indica o quanto um evento é impossível de ocorrer enquanto a unidade indica a sua ocorrência certa.

Em geral, os métodos de análise da segurança estrutural ou geotécnico dividem-se em quatro níveis: determinísticos, semi-probabilísticos, probabilísticos simplificados e puramente probabilísticos, Aoki (2011).

Os métodos determinísticos fornecem um único resultado para diferentes repetições de um experimento e se mostra obsoleto à medida que o coeficiente global de segurança depende das grandezas comparadas e dos referenciais utilizados. Desta forma, portanto, um único fator global de segurança não pode ser considerado como uma medida da segurança, DITLEVSEN e MADSEN (1996).

Os métodos semi-probabilísticos de análise de segurança baseiam-se na utilização de coeficientes parciais de segurança. A maioria das normas vigentes baseia-se na utilização de coeficientes parciais de segurança. A utilização desse método que combina o método determinístico com o método probabilístico torna-se complexo em algumas situações.

Numa análise probabilística simplificada as variáveis são descritas pela sua média e desvio padrão. A relação de dependência entre as diversas variáveis é traduzida pela matriz de covariância. Neste tipo de análise a segurança é definida em termos de situações desfavoráveis, definidas a partir de uma função estado limite, que toma valores positivos, se não for ultrapassado o limite aceitável, e negativos, no caso contrário. Uma estrutura é considerada suficientemente segura, em relação a um estado limite, se a probabilidade da função estado limite assumir um valor negativo for inferior a um determinado valor. No entanto, esta probabilidade não deve ser considerada de um modo restrito, pois na realidade corresponde à probabilidade de haver colapso, considerando que não foram cometidos erros significativos, quer no dimensionamento, quer na construção da estrutura. Esse será o tipo de análise utilizada para as fundações submetidas a esforços de tração no presente trabalho.

Uma análise probabilística completa é realizada considerando a distribuição conjunta de probabilidade de todas as variáveis. Nas variáveis em que a dispersão é independente do valor médio é comum utilizar a variância ou o desvio padrão. Nos casos contrários é, em geral, utilizada uma medida adimensional da dispersão, tal como o coeficiente de variação. A partir de observações realizadas são propostas distribuições estatísticas que aproximem as diversas variáveis aleatórias. A quantidade de informação necessária para uma análise deste tipo inviabiliza a sua aplicação corrente.

Como resultado das análises probabilísticas, obtemos uma faixa de variação de resultados para diferentes repetições.

Os métodos semi-probabilísticos, probabilísticos e probabilísticos completos permitem interpretar os resultados para fins de decisão de engenharia. A probabilidade de decisão ou confiabilidade de decisão representa o grau de confiança individual de uma avaliação subjetiva e pode ser representada por:

$$R = 1 - P_f$$

(Eq. 17)

onde,

$P_f$  é a probabilidade de falha.

As funções densidade de probabilidade são necessárias nas análises probabilísticas para determinação do parâmetro de posição média ou valor esperado  $[E]$  e dos parâmetros de dispersão variância  $[V]$ , desvio padrão  $[\sigma]$  e coeficiente de variação  $[\Omega]$ .

#### 4.4.4 Distribuição exponencial

A distribuição exponencial é frequentemente utilizada para simular fenômenos que variam com o tempo ou à distância, Pacheco (2010).

A distribuição exponencial é descrita pela função:

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (\text{Eq. 18})$$

$$E[x] = \frac{1}{\lambda} \quad (\text{Eq. 19})$$

$$V[x] = \frac{1}{\lambda^2} \Rightarrow \sigma[x] = \frac{1}{\lambda} \Rightarrow E[x] = \sigma[x] \quad (\text{Eq. 20})$$

$$\Omega[x] = 1 \quad (\text{Eq. 21})$$



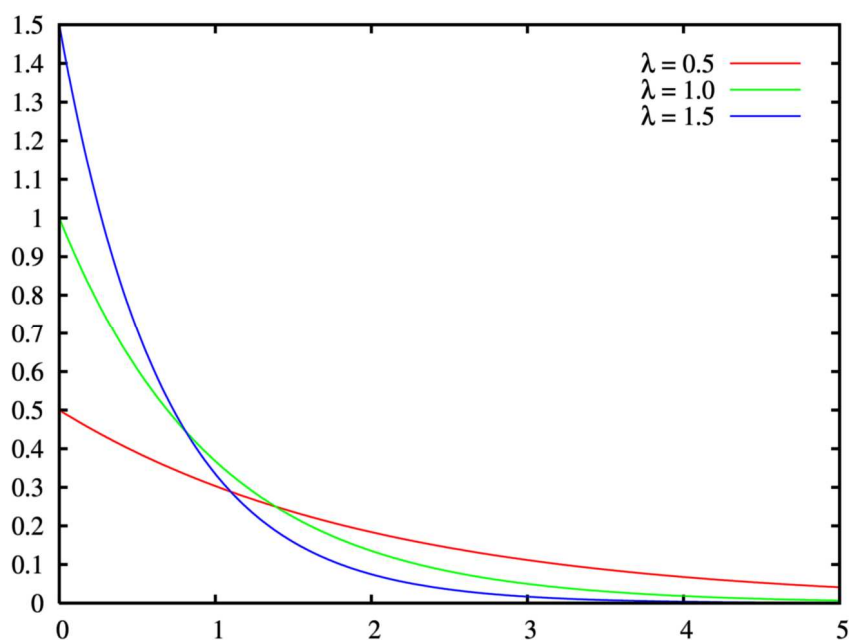


Figura 33 – Gráfico da função densidade de probabilidade – Distribuição exponencial.

E tem como função de distribuição acumulada:

$$f(x) = \int \lambda e^{-\lambda x} \quad (\text{Eq. 22})$$

$$f(x) = 1 - e^{-\lambda x} \quad (\text{Eq. 23})$$

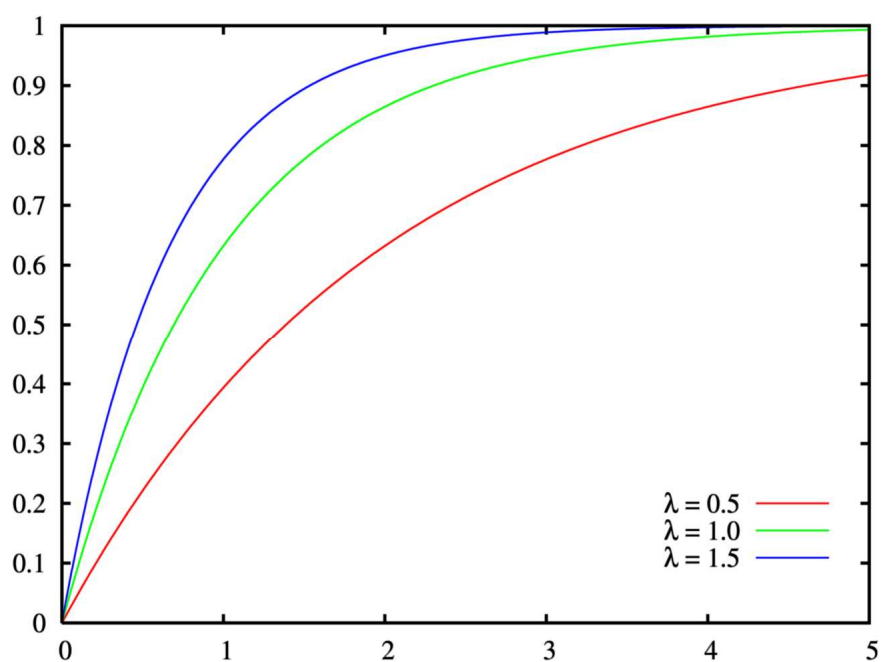


Figura 34 – Gráfico da função de distribuição acumulada – Distribuição exponencial.

#### 4.1.2 Distribuição lognormal

Seja a distribuição de uma variável  $x$ ,  $0 \leq x < \infty$ , onde se conhece a média  $\mu_x$  e o desvio padrão  $\sigma[x]$ . A distribuição de  $x$  será log normal se, através de transformação  $y=\ln x$ , a distribuição de  $y$  for normal.

A função de distribuição é dada por:

$$f(x) = \frac{e^{-\frac{1}{2} \times \left( \frac{\ln(x-\mu)}{\sigma} \right)^2}}{x \times \sigma(x) \sqrt{2 \times \pi}} \quad (\text{Eq. 24})$$

$$\mu = \bar{x}, \quad \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \ln(x_i)}{n}, \quad \sigma^2 = s, \quad s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (\ln(x_i) - \mu)^2}{n} \quad (\text{Eq. 25})$$

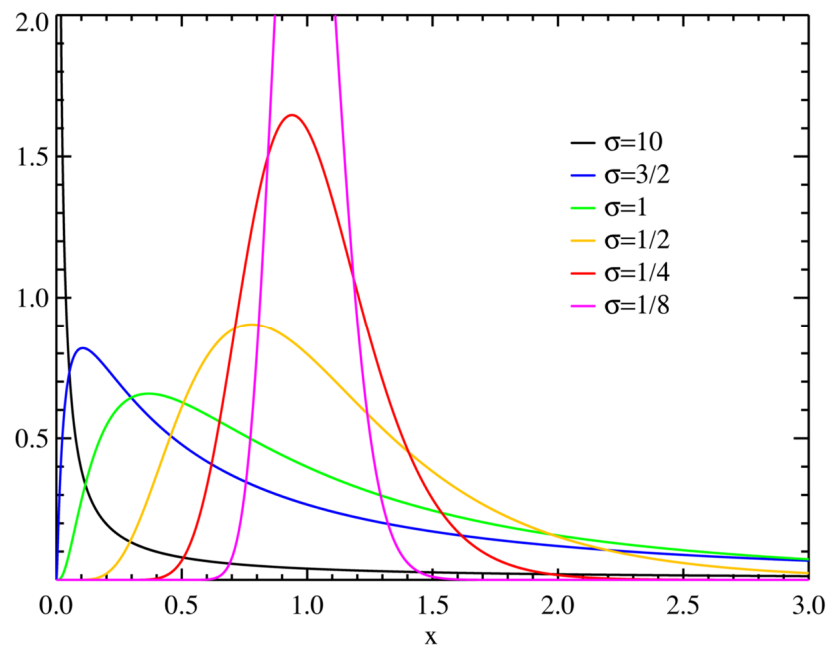


Figura 35 – Gráfico da função de densidade de probabilidade – Distribuição log normal.

Problema básico:

$\mu_x$  e  $\sigma_x \rightarrow$  conhecidas

$\mu_y$  e  $\sigma_y \rightarrow$  determinar

$$\mu_x = \ln \mu_x - \frac{V[Y]}{2} \quad (\text{Eq. 26})$$

$$V[Y] = \ln(1 + \Omega_x^2) \quad (\text{Eq. 27})$$

$$\Omega_x = \frac{\sigma[x]}{\mu_x} \quad (\text{Eq. 28})$$

Fórmula alternativa para cálculo de  $\mu_y$ :

$$\mu_y = \ln \frac{\mu_x}{\sqrt{1 + \Omega_x^2}} \quad (\text{Eq. 29})$$

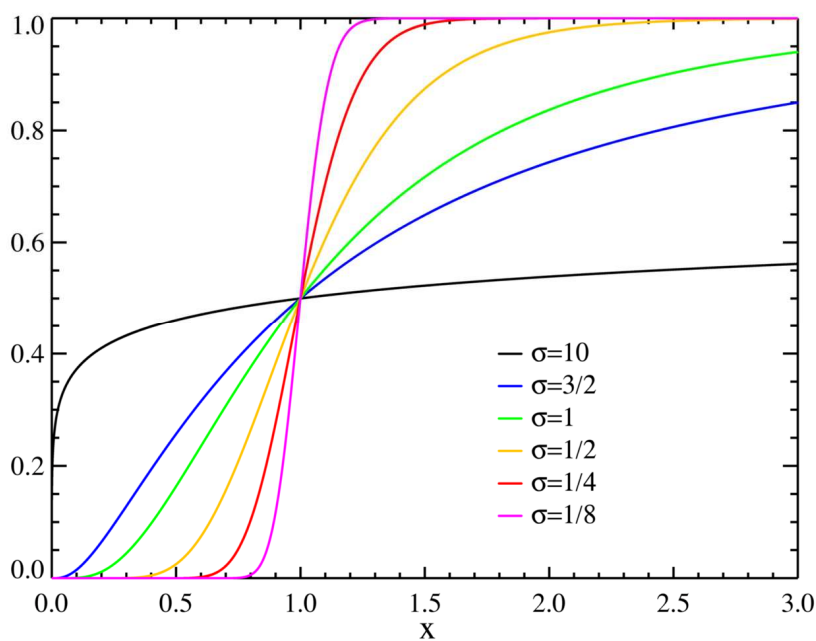


Figura 36 – Gráfico da função de distribuição acumulada – Distribuição log normal.

### 4.1.3 Distribuição normal ou de Gauss

O teorema do limite central enuncia que na maioria dos casos, a distribuição correspondente a uma variável aleatória tenderá para uma distribuição limite (a distribuição normal) quando o número de amostras (ou de repetição do experimento) tender a infinito.

A distribuição normal é descrita pela função:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma[2\pi]} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (\text{Eq. 30})$$

onde,  $-\infty \leq x \leq +\infty$

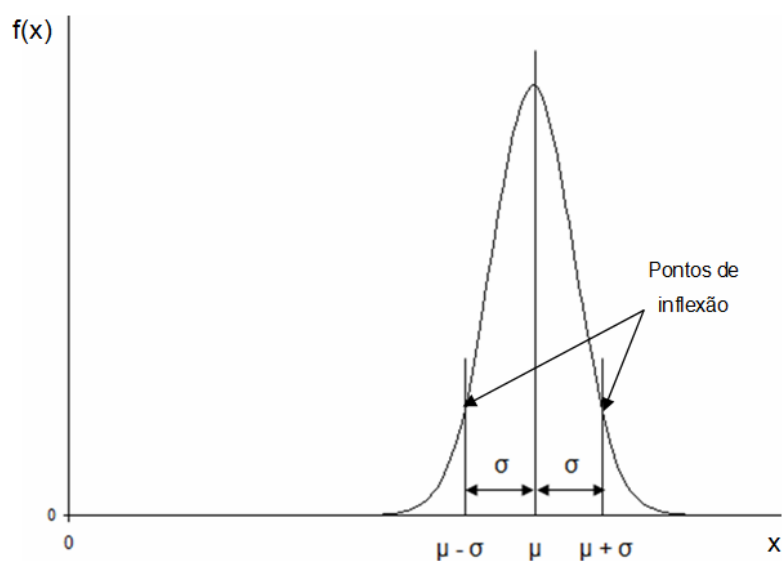


Figura 37 – Gráfico da função de densidade de probabilidade – Distribuição normal ou de Gauss.

A determinação da probabilidade de ocorrência de um determinado evento  $x$  é representada pela área hachurada no gráfico abaixo:

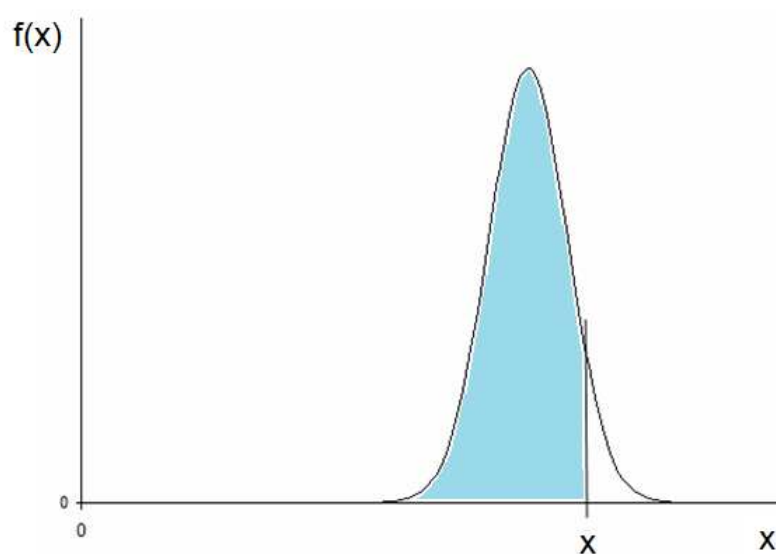


Figura 38 – Probabilidade de ocorrência de um evento x – Distribuição normal.

Como alternativa para evitar o desenvolvimento tão trabalhoso dessa equação, utilizam-se tabelas ou funções aproximadas.

#### 4.1.4 Distribuição normal standard ou padrão

$$\mu = 0$$

$$\sigma = 1$$

Toda variável aleatória X normalmente distribuída, com média  $\mu$  e desvio padrão  $\sigma$ , reduz-se à distribuição normal standard Z, onde:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (\text{Eq. 31})$$

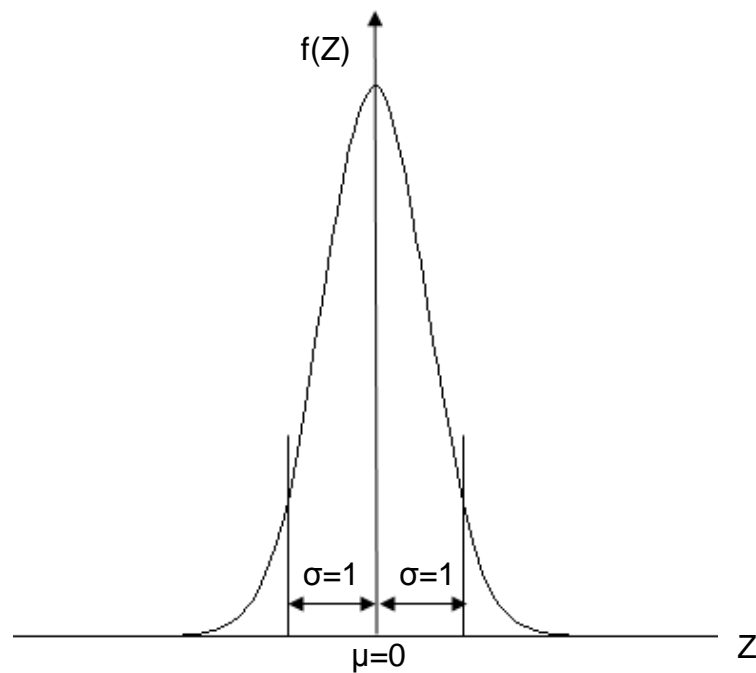


Figura 39 – Gráfico da função de densidade de probabilidade – Distribuição normal padrão.

Na distribuição normal padrão, estima-se que:

- 68% dos valores possíveis de  $Z$  estão entre  $-1\sigma$  e  $1\sigma$
- 95,5% dos valores possíveis de  $Z$  estão entre  $-2\sigma$  e  $2\sigma$
- 99,7% dos valores possíveis de  $Z$  estão entre  $-3\sigma$  e  $3\sigma$

Ou ainda, graficamente:

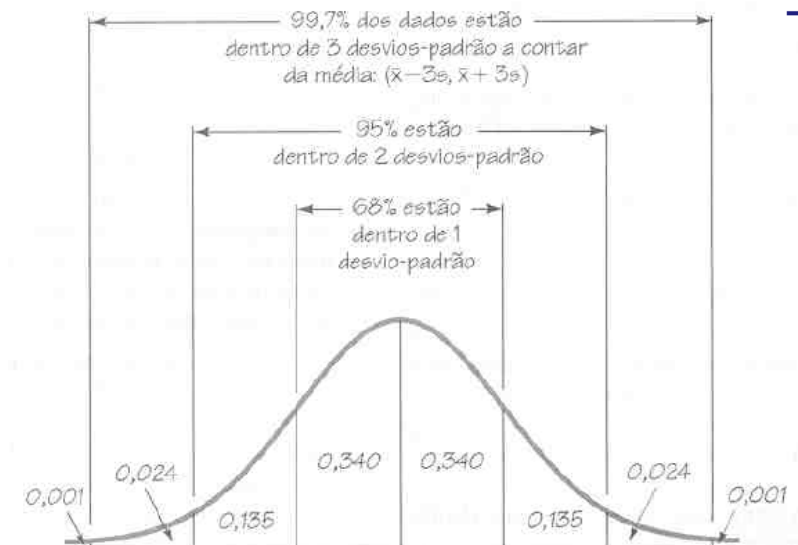


Figura 40 – Esquema gráfico da distribuição de probabilidade de ocorrência - Distribuição normal padrão.

#### 4.1.5 Ocorrência de ruína

Conforme publicado por Harr (1987), admite-se adotar o parâmetro  $\beta$ , conforme equação apresentada a seguir, quando a carga e resistência são variáveis estatisticamente independentes.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{(\sigma_R)^2 - (\sigma_S)^2}} \quad (\text{Eq. 32})$$

Nesta dissertação, admite-se também que a carga atuante seja determinística o que conduz a  $\sigma_S = 0$ .

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sigma_M} \quad (\text{Eq. 33})$$

Onde,

$\beta$  = Fator de confiabilidade ou ocorrência de ruptura

$\mu_R$  = Resistência média

$\mu_S$  = Solicitação média

$\sigma_M$  = Desvio padrão da resistência

$\sigma_S$  = Desvio padrão da solicitação

A ocorrência da ruína ou fator de confiabilidade é determinada conforme a tabela 10 da escala subjetiva MIL – STD – 882 ampliada 12/03/2011 copiada abaixo.

Tabela 12 – Tabela 10 da escala subjetiva MIL – STD – 882 – Ocorrência de ruptura ou fator de confiabilidade.

$\beta$	Ocorrência de ruptura ou Fator de confiabilidade
-7,94	<b>Certeza</b>
0,00	<b>50% probabilidade</b>
0,52	<b>Frequente</b>
1,88	<b>Provável</b>
2,75	<b>Ocasional</b>
3,43	<b>Remota</b>
4,01	<b>Extremamente remota</b>
4,53	<b>Impossível</b>
7,27	<b>Nunca</b>

Fonte: Harr (1987).

#### 4.2 Desenvolvimento

A variação da resistência das fundações submetidas a esforços de tração em relação aos parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) foi estudada neste trabalho com objetivo de comparar os resultados teóricos obtidos através da aplicação do método desenvolvido pela Universidade de Grenoble com os resultados das simulações computacionais obtidos através da aplicação do método dos elementos finitos.

No entanto, outra importante informação pode ser extraída a partir das curvas apresentadas nas figuras 25 a 32: as derivadas das funções  $R_t(\varphi)$  e  $R_t(c)$ , visto que o cálculo da variância e do desvio padrão da resistência pode ser obtido a partir de tais derivadas conforme funções apresentadas a seguir:

$$V[z] = \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 V[x] + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2 V[y] \quad (\text{Eq. 34})$$



Traduzindo para os termos pertinentes a esse trabalho, tem-se:

$$V[Rt] = \left(\frac{\partial Rt}{\partial c}\right)^2 V[c] + \left(\frac{\partial Rt}{\partial \eta}\right)^2 V[\eta] \quad (\text{Eq. 35})$$

$Rt$  = Resistência à tração

$c$  = coesão

$\eta = tg\phi$

$$V[x] = \sigma^2[x] \quad (\text{Eq. 36})$$

$$\Omega[x] = \frac{\sigma[x]}{\bar{x}} \Rightarrow \sigma[x] = \Omega[x] \bar{x} \quad (\text{Eq. 37})$$

$$\Omega[c] = 0,40 \rightarrow \sigma[c] = 0,40 \times \bar{c} \quad (\text{Eq. 38})$$

$$V[x] = (0,40 \times \bar{c})^2 \quad (\text{Eq. 39})$$

$$\Omega[\eta] = 0,15 \rightarrow \sigma[\eta] = 0,10 \times \bar{\eta} \quad (\text{Eq. 40})$$

$$V[\eta] = (0,10 \times \bar{\eta})^2 \quad (\text{Eq. 41})$$

Na ausência de quantidade suficiente de ensaios, o valor esperado de  $c$  e  $\eta$  é igual ao valor adotado pelo trabalho de Danziger (1983).

Tabela 13 – Variância da coesão para as fundações de S1 a S4.

Coeficiente de variação da coesão $\Omega[c]$			0,40
Fundação	Coesão	Desvio	Variância
S1	29	11,6	134,56
S2	25	10	100,00
S3	32,5	13	169,00
S4	29	11,6	134,56

Tabela 14 – Variância da tangente do ângulo de atrito para as fundações de S1 a S4.

Coeficiente de variação de $\tan(\alpha)$ $\Omega [\tan(\alpha)]$			0,15
Fundação	$\tan(\alpha)$	Desvio	Variância
S1	0,4856	0,0728	0,0053
S2	0,4986	0,0748	0,0056
S3	0,4452	0,0668	0,0045
S4	0,4770	0,0715	0,0051

Em suma, as análises pelos métodos probabilísticos fornecem uma faixa de variação de resultados para diferentes repetições de um experimento. Torna-se interessante analisar a probabilidade de ruptura para as fundações em estudo considerando os diferentes métodos de determinação da carga de ruptura, nesse caso, o método teórico da Universidade de Grenoble e as modelagens computacionais.

Primeiro, serão apresentados os resultados das análises probabilísticas referentes às cargas previstas pela aplicação do método da Universidade de Grenoble:

Tabela 15 – Coeficientes de variação e erros associados ao cálculo da capacidade de carga das fundações S1 a S4 verificados através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble.

Fundação	Carga de ruptura experimental (kN/m <sup>2</sup> ) (A)	Cargas de ruptura (kN/m <sup>2</sup> ) previstas na aplicação dos métodos de Grenoble		Coeficiente de variação	Erro (A-B)/A
		$\lambda \neq 0$ (B)	$\lambda = 0$		
S1	1300	1467	1304	18%	13%
S2	1240	1381	1231	16%	11%
S3	585	538	481	21%	-8%
S4	1160	893	794	19%	-23%

No apêndice A encontram-se os cálculos relativos à determinação dos coeficientes de variação da tabela 15.

A partir das informações da tabela 15, ilustradas na figura 41, percebe-se que as fundações S1, S2 e S3 apresentaram erro inferior a um desvio padrão. Entende-se, a partir do gráfico ilustrado na figura 40 que a probabilidade da resistência última estar contida nessa faixa de valores é de 68%.

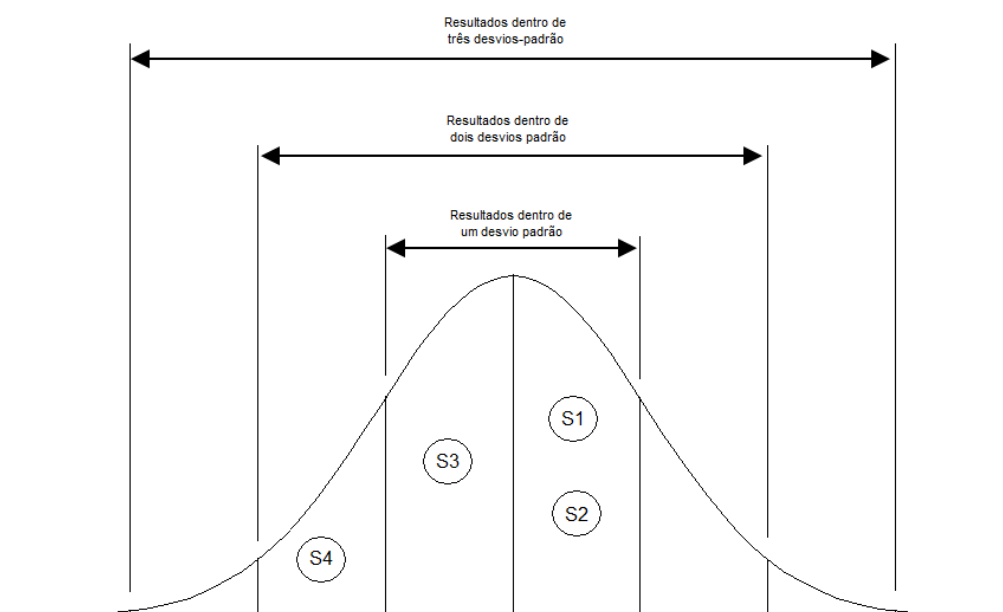


Figura 41 – Demonstração gráfica do grau de assertividade do cálculo da resistência através do Método da Universidade de Grenoble.

A seguir, na tabela 16, são apresentados os resultados das análises probabilísticas para os resultados obtidos pela modelagem computacional:

Tabela 16 – Coeficientes de variação e erros associados ao cálculo da capacidade de carga das fundações S1 a S4 verificados através dos resultados obtidos pela Modelagem Computacional 2-D.

Fundação	Carga de ruptura experimental (kN/m <sup>2</sup> ) (A)	Cargas de ruptura (kN/m <sup>2</sup> ) previstas com a utilização de modelagem computacional (B)	Coeficiente de variação	Erro (A-B)/A
S1	1300	1316	5,19%	1%
S2	1240	1216	16,66%	- 2%
S3	585	469	14,23%	- 20%
S4	1160	837	16,99%	- 28%

No apêndice A encontram-se os cálculos relativos à determinação dos coeficientes de variação da tabela 16.

Os resultados obtidos através da modelagem computacional são mais conservativos que os resultados obtidos pela Universidade de Grenoble. Somente as modelagens para a fundações S1 e S2 apresentaram erro inferior a um desvio padrão. As fundações S3 e S4 apresentaram erros maiores que um desvio-padrão. As informações das tabelas estão representadas na figura 42. Cabe destacar que um valor de erro (última coluna das tabelas 15 e 16) inferior ao coeficiente de variação indica uma carga calculada distante da carga medida de um valor inferior a um desvio padrão.

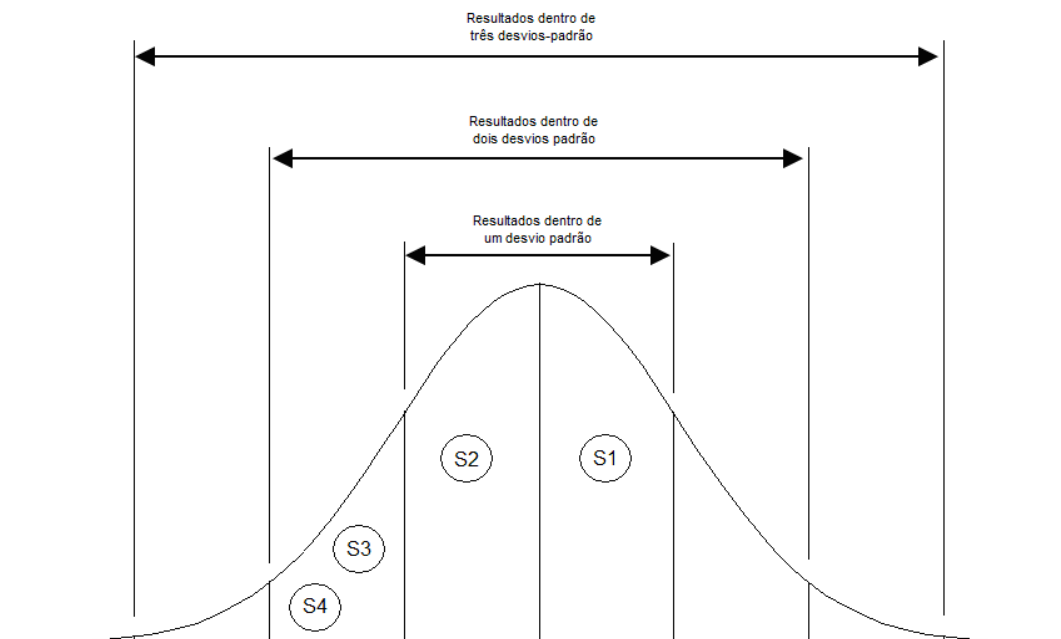


Figura 42 – Demonstração gráfica do grau de assertividade do cálculo da resistência através da modelagem computacional.

A partir dos resultados obtidos através da comparação entre os coeficientes de variação e os erros associados aos diferentes métodos para determinação da capacidade de carga, desenvolve-se a análise probabilística completa, conforme previsto na NBR 6122: 2010. Na falta de quantidade suficiente de ensaios, o valor de  $\sigma_m$  será igual ao valor da carga de ruptura experimental minorada dos valores de segurança  $FS=1,5$ ,  $FS=2,0$  e  $FS=3,0$ , de modo análogo ao que foi adotado para o valor esperado de  $\bar{c}$  e  $\bar{\eta}$ . Os resultados são apresentados nas tabelas 17 a 24 e figuras 43 a 50.

Para determinação do valor do índice de confiabilidade  $\beta$  estimado na tabelas 17 a 24, adotou-se a equação 33.

No apêndice B ilustra-se a planilha elaborada nesta pesquisa que permite, a partir do valor de  $\beta$  calculado, a determinação da probabilidade de ruína para a faixa do fator de segurança pesquisado.

A última linha das tabelas 17 a 24 ilustra o valor do desvio padrão calculado no apêndice A.

Tabela 17 – Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

<b>Método da Universidade de Grenoble - Fundação S1</b>				
<b>Carga de ruptura (média)</b>	<b>1467</b>	<b>Probabilidade de ruína</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Ocorrência de ruína</b>
<b>Carga admissível 01 (FS=1,5)</b>	<b>978,00</b>	0,031062894	1,87	Frequente
<b>Carga admissível 02 (FS=2,0)</b>	<b>733,50</b>	0,002570247	2,80	Ocasional
<b>Carga admissível 03 (FS=3,0)</b>	<b>489,00</b>	9,54387E-05	3,73	Remota
<b>Desvio padrão</b>	<b>262,14</b>			

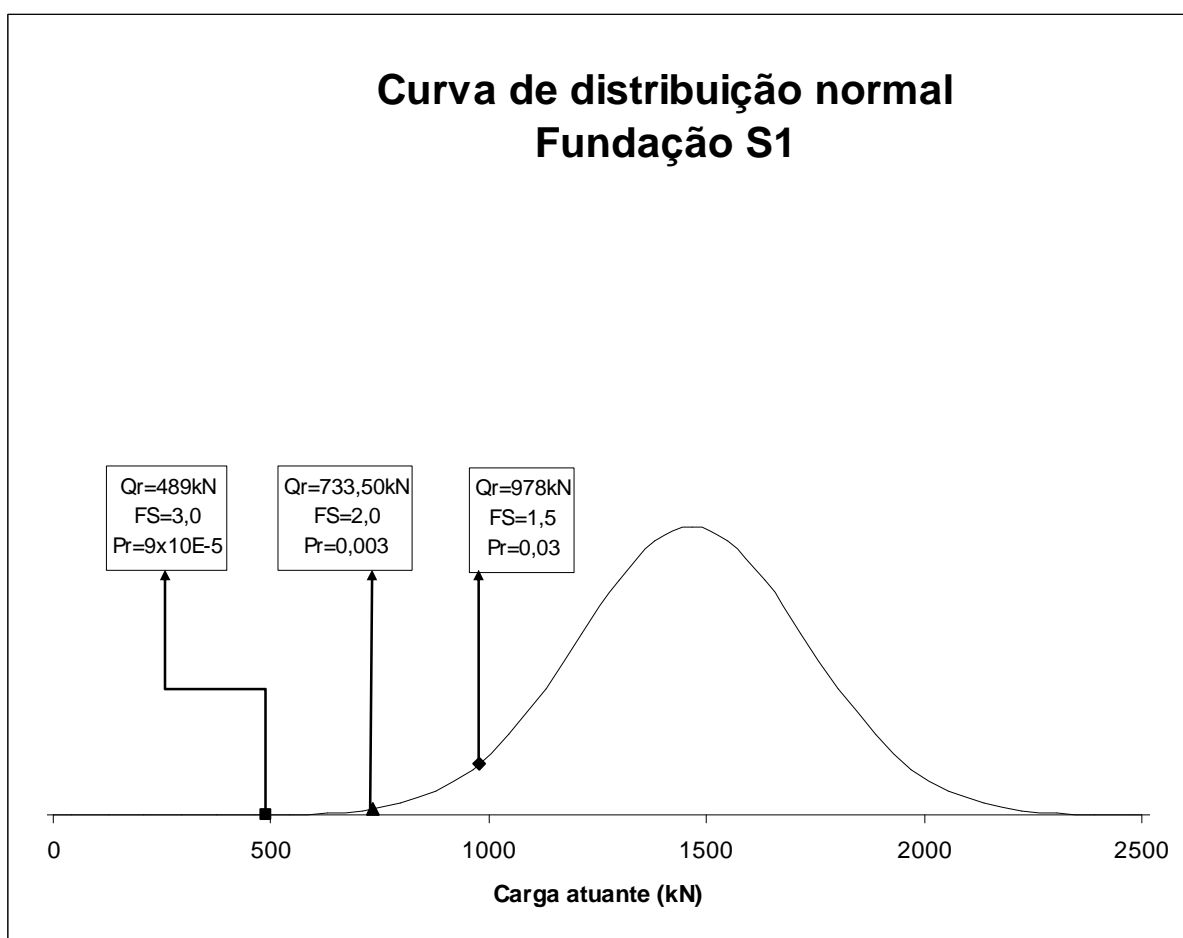


Figura 43 – Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S1.

Tabela 18 – Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

<b>Método da Universidade de Grenoble - Fundação S2</b>				
<b>Carga de ruptura (média)</b>	<b>1381</b>	<b>Pr</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Ocorrência de ruína</b>
<b>Carga admissível 01 (FS=1,5)</b>	<b>920,67</b>	0,020357681	2,05	Provável
<b>Carga admissível 02 (FS=2,0)</b>	<b>690,50</b>	0,001071637	3,07	Ocasional
<b>Carga admissível 03 (FS=3,0)</b>	<b>460,33</b>	2,13066E-05	4,09	Extremamente remota
<b>Desvio padrão</b>	<b>224,95</b>			

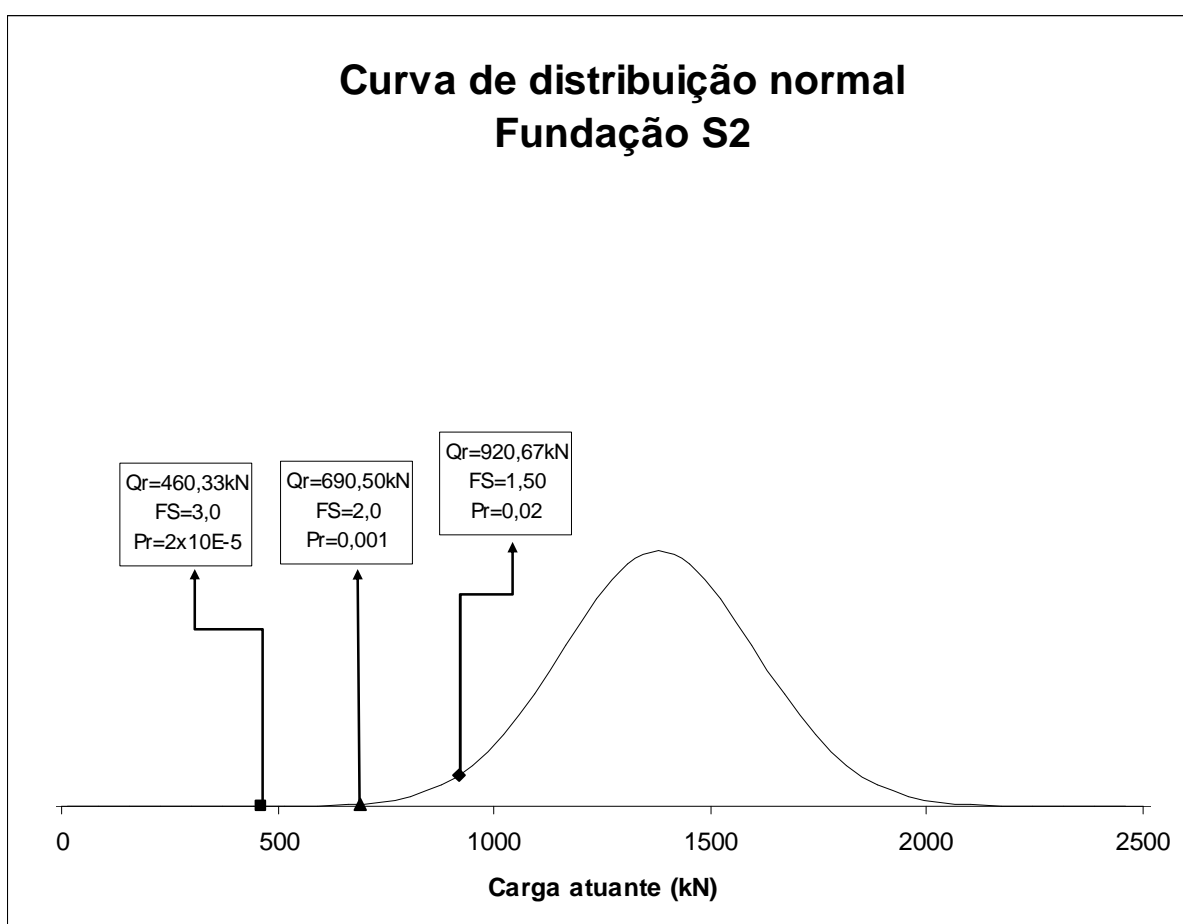


Figura 44 – Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S2.

Tabela 19 – Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

<b>Método da Universidade de Grenoble - Fundação S3</b>				
<b>Carga de ruptura (média)</b>	<b>538</b>	<b>Pr</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Ocorrência de ruína</b>
<b>Carga admissível 01 (FS=1,5)</b>	<b>358,67</b>	0,057753744	1,57	Freqüente
<b>Carga admissível 02 (FS=2,0)</b>	<b>269,00</b>	0,009116061	2,36	Provável
<b>Carga admissível 03 (FS=3,0)</b>	<b>179,33</b>	0,000822446	3,15	Ocasional
<b>Desvio padrão</b>	<b>113,94</b>			

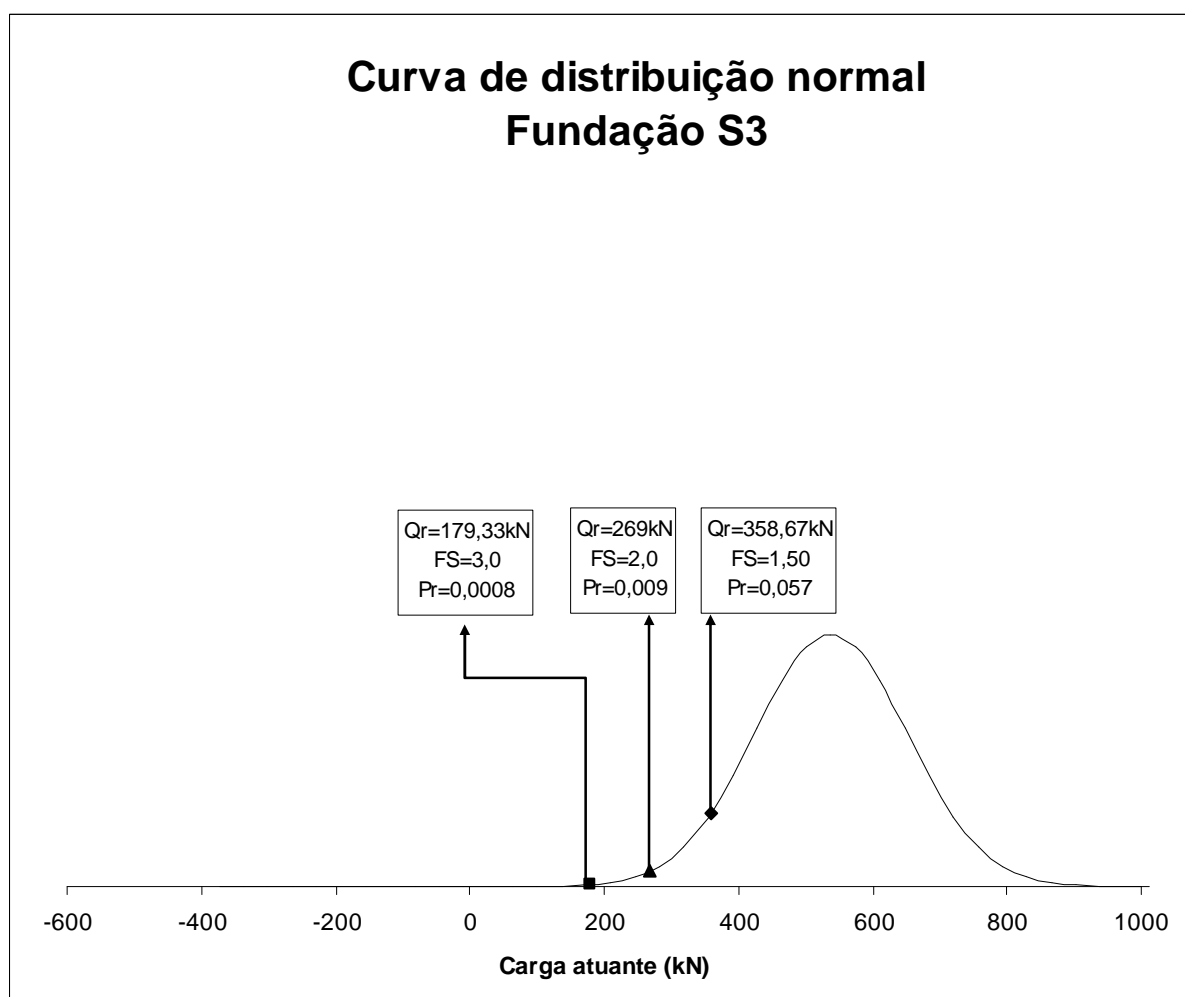


Figura 45 – Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S3.



Tabela 20 – Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

<b>Método da Universidade de Grenoble - Fundação S4</b>				
<b>Carga de ruptura (média)</b>	<b>893</b>	<b>Pr</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Ocorrência de ruína</b>
<b>Carga admissível 01 (FS=1,5)</b>	<b>595,33</b>	0,041469604	1,73	Freqüente
<b>Carga admissível 02 (FS=2,0)</b>	<b>446,50</b>	0,004650043	2,60	Provável
<b>Carga admissível 03 (FS=3,0)</b>	<b>297,67</b>	0,000262406	3,47	Remota
<b>Desvio padrão</b>	<b>171,68</b>			

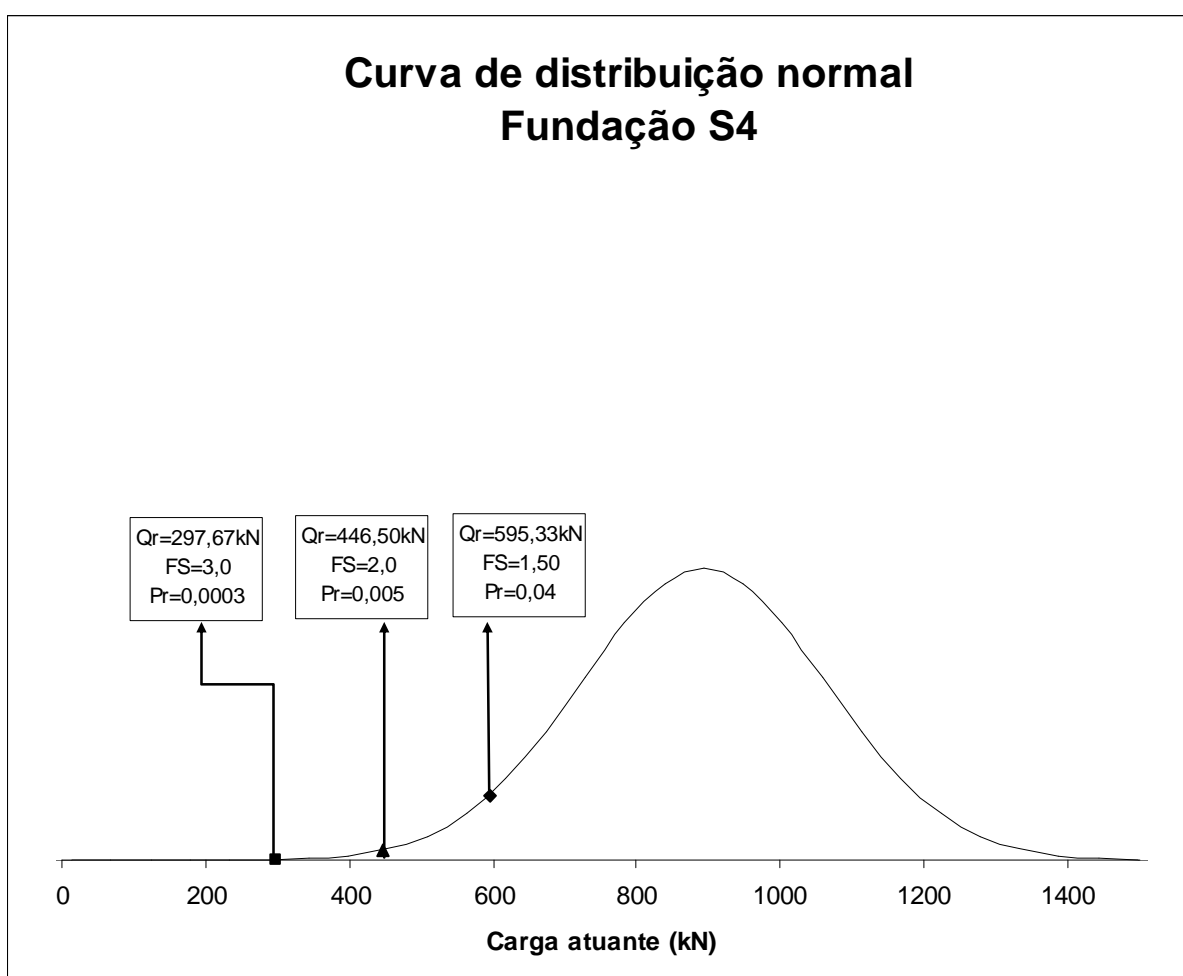


Figura 46 – Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S4.

Tabela 21 – Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Modelagem computacional - Fundação S1				
Carga de ruptura (média)	1316	Pr	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	877,33	2,77574E-09	5,83	Impossível
Carga admissível 02 (FS=2,0)	658,00	1,11898E-18	8,74	Nunca
Carga admissível 03 (FS=3,0)	438,67	1,02653E-31	11,66	Nunca
Desvio padrão	75,25			

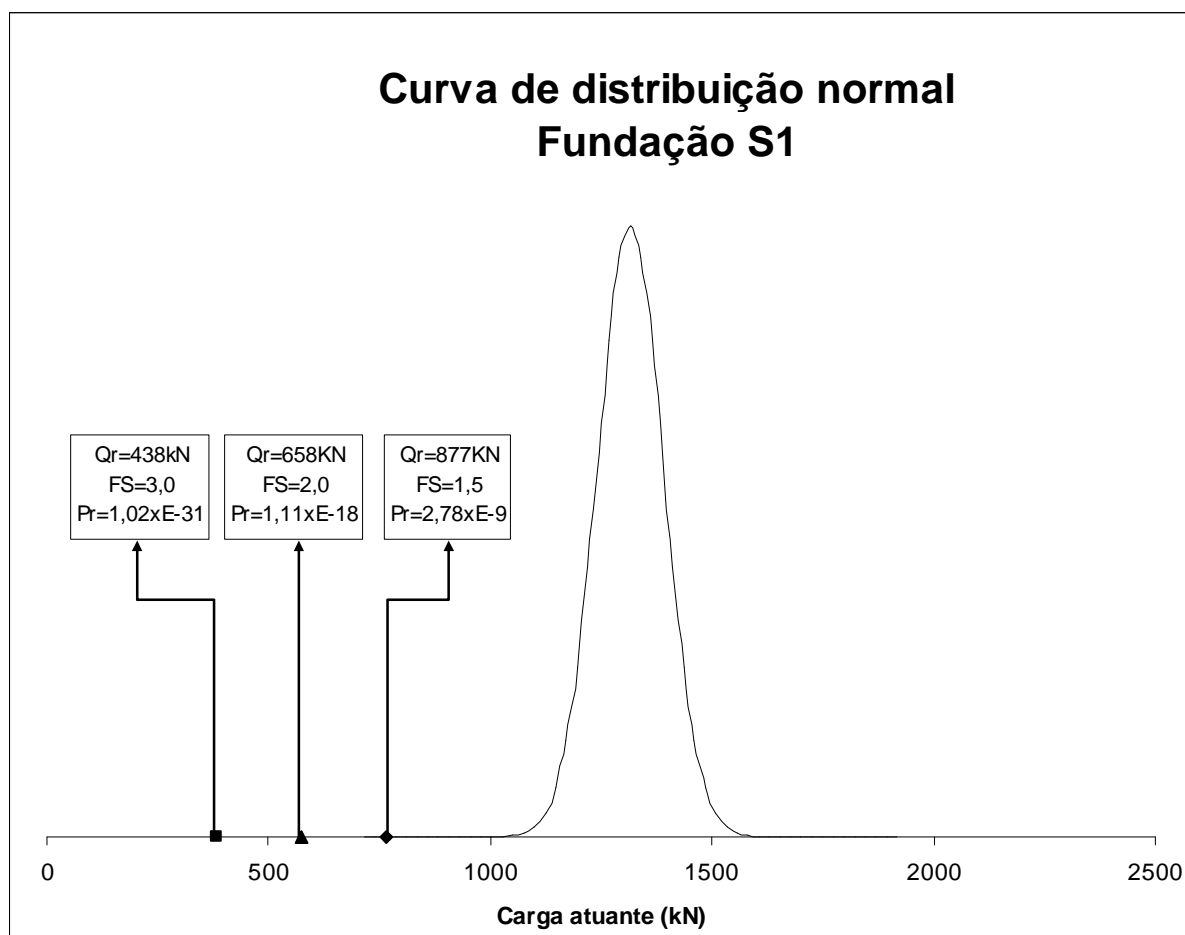


Figura 47 – Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S1.

Tabela 22 – Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Modelagem computacional - Fundação S2				
Carga de ruptura (média)	1216	Pr	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	810,67	0,036148461	1,80	Freqüente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	608,00	0,003510298	2,70	Provável
Carga admissível 03 (FS=3,0)	405,33	0,000162515	3,59	Remota
Desvio padrão	225,53			

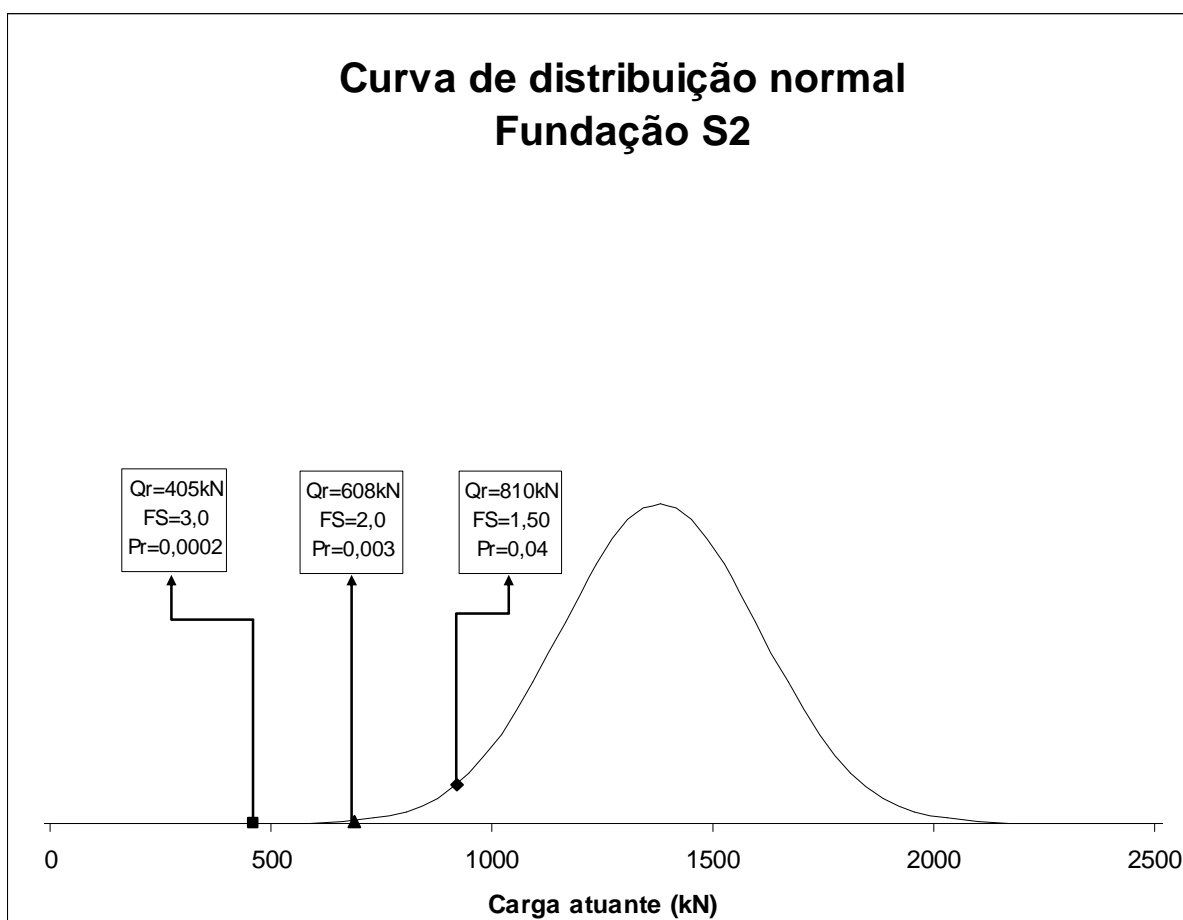


Figura 48 – Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S2.

Tabela 23 – Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Modelagem computacional - Fundação S3				
Carga de ruptura (média)	469	Pr	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	312,67	0,061809638	1,54	Freqüente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	234,50	0,010454117	2,31	Provável
Carga admissível 03 (FS=3,0)	156,33	0,001036684	3,08	Ocasional
Desvio padrão	101,53			

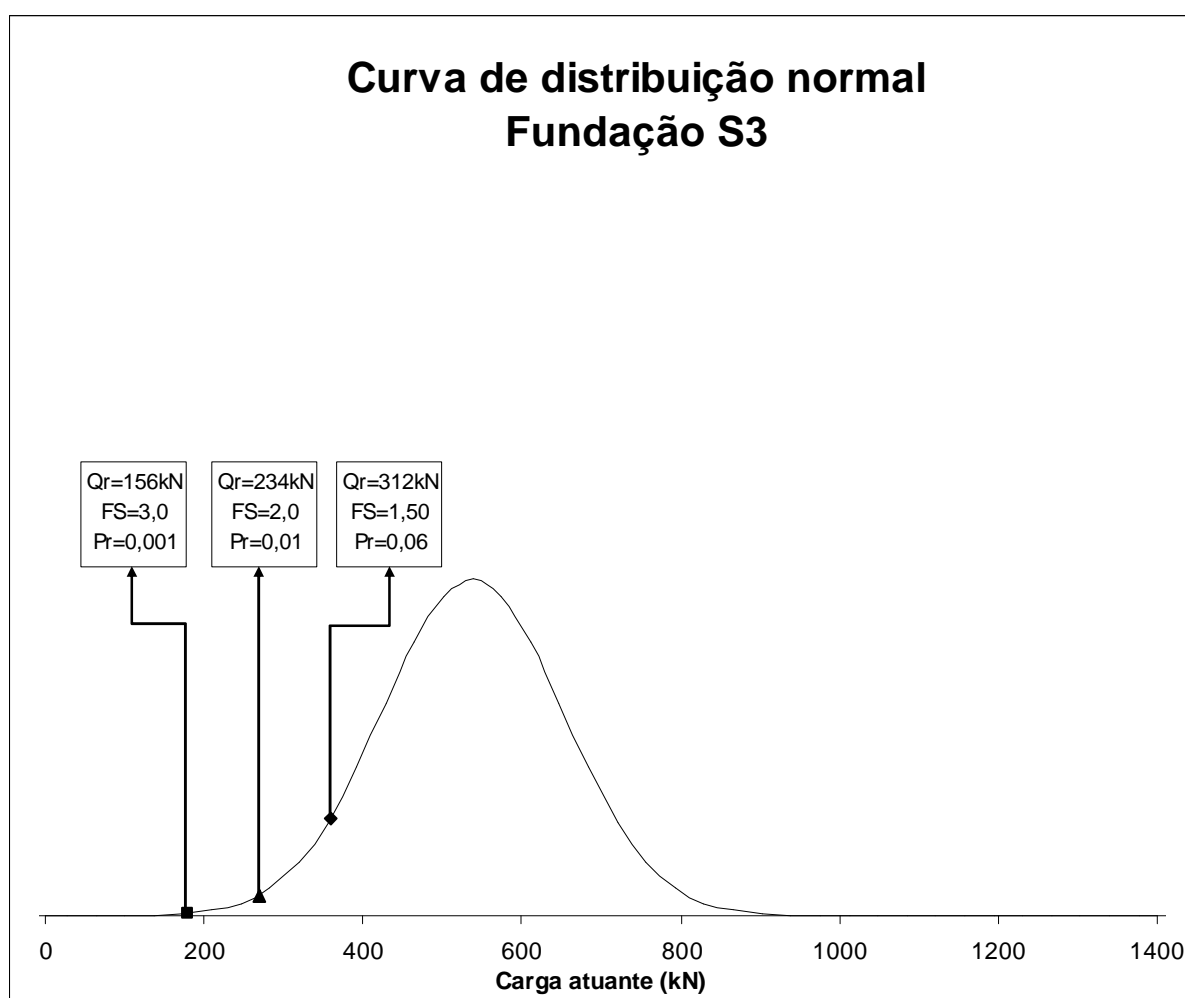


Figura 49 – Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S3.

Tabela 24 – Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Modelagem computacional - Fundação S4				
Carga de ruptura (média)	837	Pr	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	558,00	0,146416621	1,05	Freqüente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	418,50	0,057295459	1,58	Freqüente
Carga admissível 03 (FS=3,0)	279,00	0,01769563	2,10	Provável
Desvio padrão	265,23			

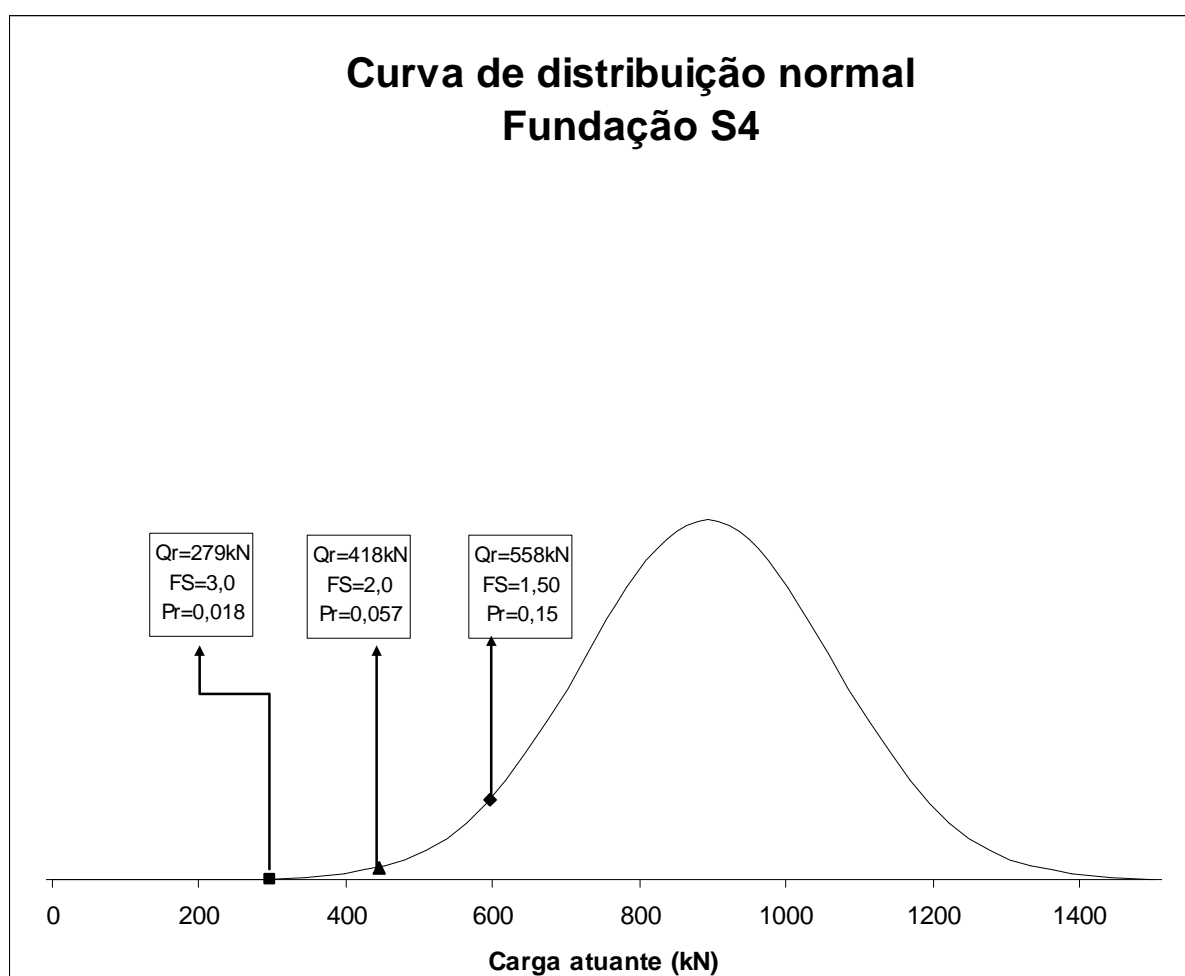


Figura 50 – Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S4.

No capítulo 5 serão apresentadas as interpretações das análises elaboradas.

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

A seguir, são apresentados os resultados da avaliação teórica, numérica e probabilística das fundações rasas tracionadas cujas provas de carga foram documentadas por Danziger (1983).

A primeira etapa consistiu da modelagem da capacidade de carga pelo procedimento de Grenoble e pela análise numérica utilizando-se os mesmos parâmetros selecionados anteriormente por Danziger (1983). Os resultados das modelagens apresentaram em todas as simulações da primeira etapa resistências últimas menores do que os valores encontrados através da aplicação do método da Universidade de Grenoble, o que sugere a utilização de maiores fatores de segurança quando se utilizam resistências obtidas a partir de modelagens computacionais.

A modelagem computacional para a fundação S4 apresentou, assim como o cálculo da resistência à tração pelo método da Universidade de Grenoble, resultados muito baixos em relação ao resultado da prova de carga, indicando erros da ordem de 25%. Comparando esses resultados também com o trabalho publicado por Ruffier dos Santos (1985), percebe-se a possibilidade de que algum fator não mensurado ou desconhecido possa ter influenciado no resultado da prova de carga acompanhada e documentada por Danziger (1983), conforme demonstrado na tabela 25.

Tabela 25 – Comparação entre os resultados de Danziger (1983), Ruffier dos Santos (1985) e Arpino (2011).

Fundação	Prova de carga (kN)	Arpino (2011) MEF (kN)	Ruffier dos Santos (1985) MEF (kN)
S1	1300	1316	1175
S2	1240	1216	1125
S3	585	469	550
S4	1160	837	875

As regiões do solo que apresentam maiores valores de tensões cisalhantes mobilizadas durante o carregamento (regiões caracterizadas nas figuras 16, 17, 18 e 19) indicam a formação de uma superfície de ruptura com  $\alpha \neq 0$ , conforme modelo proposto por Balla (1961) e validado pelo método da Universidade de Grenoble.

Os pontos de plastificação mobilizados durante o carregamento se estendem a uma distância de aproximadamente 15 metros a partir do eixo das fundações tracionadas. Essa constatação ratifica a importância da retroanálise realizada por Danziger (1983) para confirmação dos parâmetros do solo após influência do carregamento de fundações próximas submetidas à tração. Recomenda-se que esse tipo de análise seja realizado mesmo para fundações adjacentes cuja distância seja superior ao estabelecido na NBR 6122: 2010, podendo ser precedido de modelagens computacionais específicas para verificação do raio de influência em cada caso.

Na segunda etapa procederam-se os mesmos cálculos realizados na primeira etapa, porém com parâmetros variando numa faixa pré-estabelecida. O comportamento das curvas que descrevem a capacidade de carga obtidas com a variação dos parâmetros geotécnicos ratifica o que já havia sido indicado por Garcia (2005), qual seja, o parâmetro do solo que mais influencia na variação da resistência última à tração é a coesão. A interpretação da análise probabilística, apresentada a seguir, indica esse mesmo comportamento.

O comportamento de todas as curvas da variação de ângulo de atrito segundo o método da Universidade de Grenoble apresenta descontinuidade que não tem explicação física para valores de  $\phi$  próximos de  $15^\circ$ , o que torna os resultados obtidos pela modelagem computacional, para essa faixa de valores, mais próximos do desempenho real das fundações.

Os resultados das análises probabilísticas apresentaram índices satisfatórios de confiabilidade para fatores de segurança acima de 2,0. Vale ressaltar, conforme citado por Aoki (2011), que o fator de segurança do projeto ótimo deve atender a três aspectos da engenharia, são eles: o aspecto técnico que considera a fórmula que associa o fator de segurança à probabilidade de ruína, o aspecto legal de ter

que adotar o valor mínimo das normas vigentes e compatíveis com mercado que comanda o custo total incluindo o custo do risco das conseqüências econômico-financeiras da ruína.

Quando se comparam os resultados das análises probabilísticas da aplicação do método da Universidade de Grenoble e da modelagem computacional 2-D, percebe-se que os dois métodos apresentam confiabilidade bem semelhante de seus resultados para as sapatas S2, S3 e S4. Os resultados da Universidade de Grenoble apresentam índices de confiabilidade ligeiramente maiores que os índices obtidos a partir dos resultados das modelagens computacionais, conforme figura 51.

Vale destacar os resultados de alto valor de  $\beta$  obtidos para a fundação S1 para a modelagem computacional. Esse valor  $\beta$  é conseqüência do baixo valor do desvio padrão encontrado a partir da aplicação da formulação FOSM, como pode ser verificado na tabela 16.

### Ocorrência de ruptura ou Fator de confiabilidade

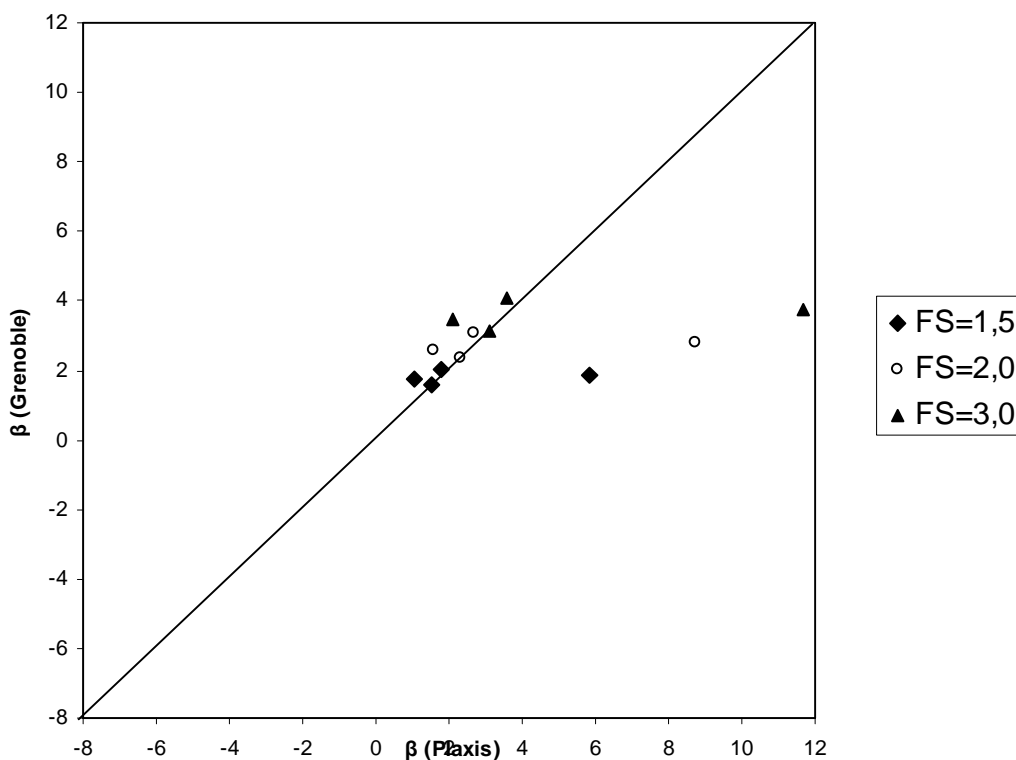


Figura 51 – Gráfico comparativo entre o parâmetro  $\beta$  obtido através do método da Universidade de Grenoble e através da modelagem computacional



## 6 SUGESTÕES DE TEMAS PARA PESQUISAS

Sugere-se a proposição de ajuste gradativo da equação para determinação da carga de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble, devido à descontinuidade observada nos gráficos da variação da carga de ruptura em função do ângulo de atrito. Certamente, essa descontinuidade não corresponde a aspectos físicos, o que provoca aumento da incerteza dos resultados, quando são analisados projetos com ângulo de atrito em torno de  $15^\circ$ , como pode ser verificado na figura 52.

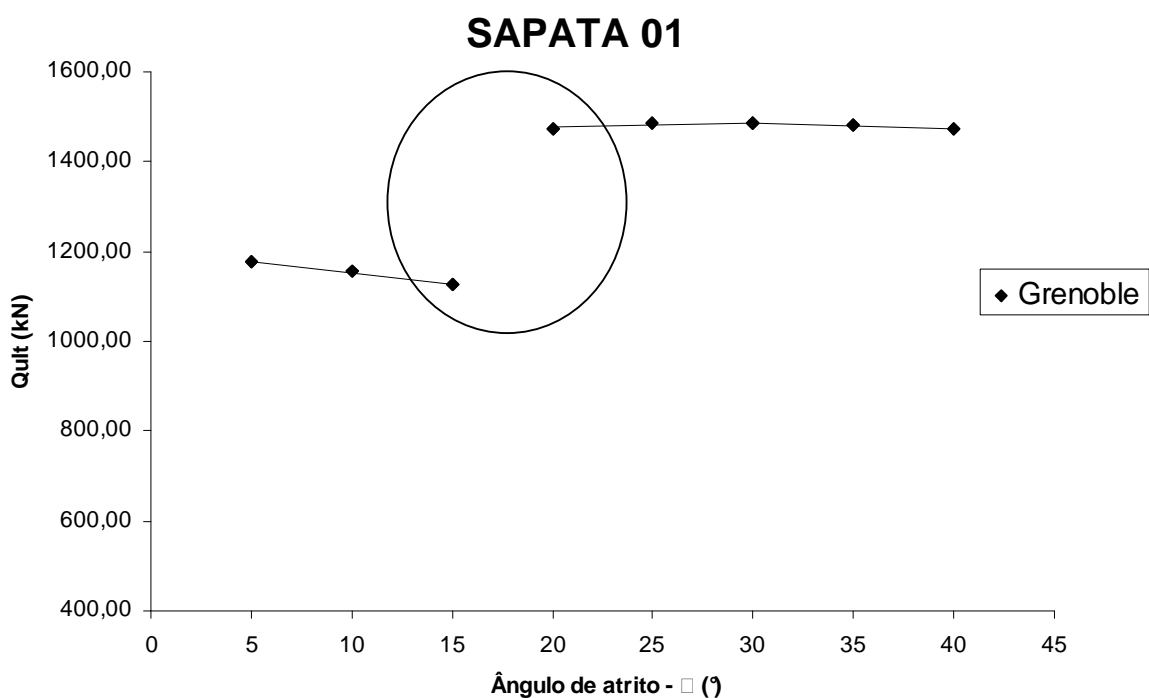


Figura 52 - Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S1 – Descontinuidade em  $\varphi = 15^\circ$ .

Garcia (2005) já havia observado que a coesão é o parâmetro mais relevante para o cálculo da capacidade de carga pelo método da Universidade de Grenoble, no entanto, há que se estudar a razão para a qual, mantendo-se a coesão constante e variando o parâmetro  $\varphi$ , observa-se o comportamento descendente de  $R(t)$  em função de  $\varphi$ , aproximadamente para os trechos nos quais:  $5^\circ < \varphi < 15^\circ$  e  $30^\circ < \varphi < 40^\circ$ , como indicado na figura 53.

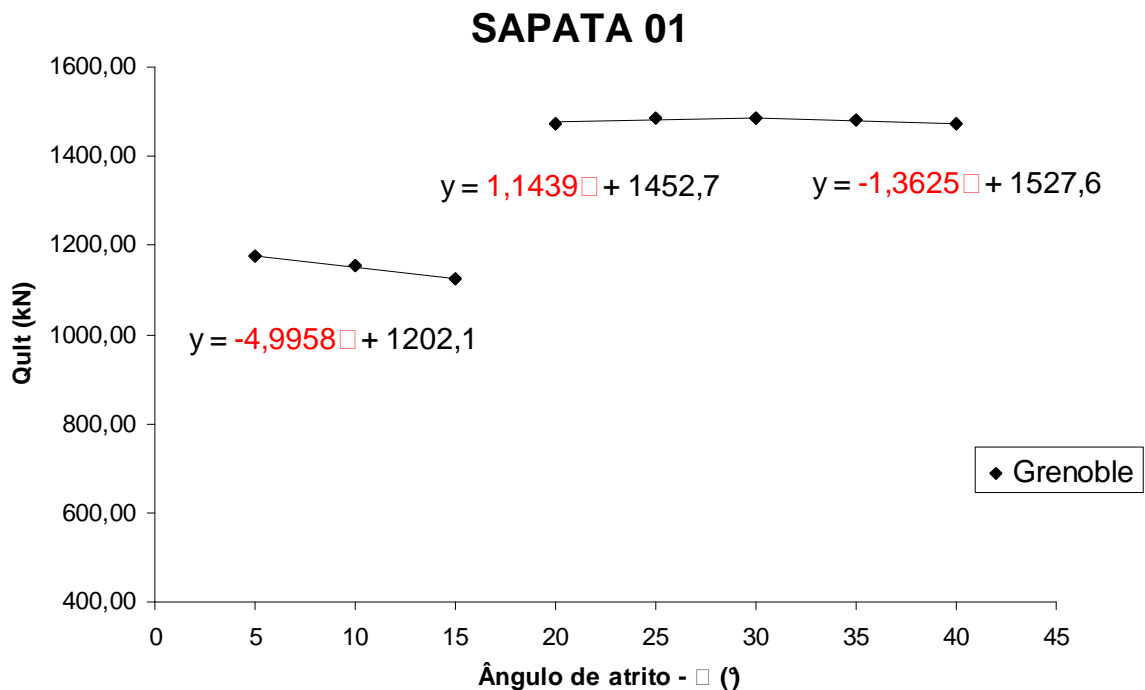


Figura 53 - Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S1 – Comportamento da função.

De acordo com a figura 54, publicada por Danziger (1983), o método entende que a superfície de ruptura não se altera para solos argilosos com  $\phi < 15^\circ$ ; essa pode ser uma premissa que influencia no comportamento descendente da curva. Sugere-se estudar possíveis variações da superfície de ruptura em função do ângulo de atrito também para solos fracos.

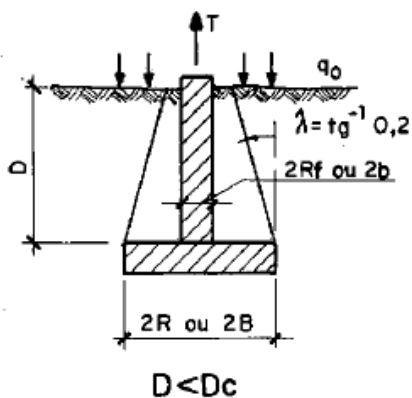


Figura 54 – Forma de ruptura para fundações rasas em solos fracos – Martin (1966)

Sugere-se também fazer a retroanálise das modelagens realizadas, variando o  $R_{inter}$  (interface entre o solo e a fundação) com objetivo de aproximar ainda mais os resultados das modelagens aos resultados das provas de carga.

Sugere-se pesquisar a influência dos parâmetros  $E$  (módulo de Young) e  $\nu$  (coeficiente de Poisson do solo) nas modelagens computacionais, especialmente nos casos de fundações submetidas a esforços de tração, em função da pouca influência percebida na análise paramétrica realizada neste trabalho, para modelagem 2-D.

Sugere-se comparar a profundidade crítica calculada analiticamente pelo método da Universidade de Grenoble com o resultado numérico obtido através de modelagem computacional. O cálculo da profundidade crítica através da modelagem pode ser realizado aumentando a profundidade de assentamento das fundações S1, S2, S3 e S4 até que a tela de saída do programa indique uma mudança de comportamento na configuração da superfície de ruptura, conforme previsto na figura proposta por Martin (1966).

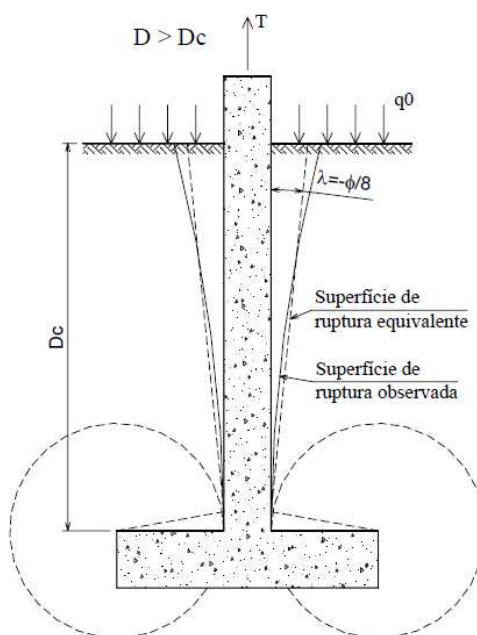


Figura 55 - Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes (categoria 2) –Martin (1966)

---

## REFERÊNCIAS

ADAMS, J. I., HAYES, D. C., 1967. The uplift capacity of shallow foundations. Ontario Hydro Research Quarterly 19 (1).

ADAMS, J. I., KLYM, T. W., 1972. A study of anchorages for transmission tower foundations. Canadian Geotechnical Journal 9 (1), 89–104.

ALI, M. S. Pullout resistance of anchor plates and anchor piles in soft bentonite clay. 1968. M.Sc. thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series No. 17.

ANDERSEN, K. H., DYVIK, R., SCHRØDER, K., 1992. Pull-out capacity analyses of suction anchors for tension leg platforms. Proceedings, 6th International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, BOSS'92, London, vol. 2, pp. 1311–1322.

ANDERSEN, K. H., DYVIK, R., SCHRØDER, K., HANSTEEN, O. E., BYSVEEN, S., 1993. Field tests of anchors in clay. II: predictions and interpretation. Journal of Geotechnical Engineering 119 (10), 1532–1549 ASCE.

AOKI, N. (2011). Dogma do fator de segurança. Departamento de Geotecnia da USP. São Carlos, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*: Projeto e execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2003.

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

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.

BARATA, F. E., PACHECO, M. P., DANZIGER, F. A. B., PEREIRA PINTO, C., 1979. Foundations under pulling loads in residual soil — analysis and application of the results of load tests. Proceedings, 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, vol. II, pp. 165–176.

BATMANABANE, L., 1973. Résistance maximale à l'arrachement des ancrages en milieu cohérent. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.

BATTAGIN, I. L. S.,2007. Módulo de Elasticidade do Concreto - Como Analisar e Especificar. CB-18: Comitê brasileiro de cimento, concreto e agregados da ABNT.

BHATNAGAR, R. S. Pullout resistance of anchors in silty clay. 1969. M.Sc. thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series No. 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.

CLEMENS, P. L.,1983. Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882. Jacobs Sverdrup. Handbook 6000-8. Journal of the System Safety Society, Vol. 18 No. 4

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

DANZIGER, F. A. B., PEREIRA PINTO, C., 1979a. “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., 1979b. “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., PEREIRA PINTO, C., DANZIGER, B. R., 1989. Uplift load tests on grillages for guyed towers in Itaipu transmission system. Proceedings, XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 2, pp. 1193–1196.

DANZIGER, F. A. B., DANZIGER, B. R., CAVALCANTE, E. H., 2006a. Discussion of review of SPT short rod corrections by Chris R. Daniel, John A. Howie, R. Scott Jackson, and Brian Walker. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132 (12), 1634–1637 ASCE.

DANZIGER, F. A. B., DANZIGER, B. R., PACHECO, M. P., 2006b. The simultaneous use of piles and prestressed anchors in foundation design. *Engineering Geology* 87, 163–177.

DAS, B. M., 1975. Pullout resistance of vertical anchors. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 101 (1), 87–91 ASCE.

DAS, B. M., 1978. Model tests for uplift capacity of foundations in clay. *Soils and Foundations* 18 (2), 17–24.

DAS, B. M., 1980. A procedure for estimation of ultimate uplift capacity of foundations in clay. *Soils and Foundations* 20 (1), 77–82.

DAS, B. M., SEELEY, G. R., 1975a. Inclined load resistance of anchors in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 101 (9), 995–998 ASCE.

DAS, B. M., SEELEY, G. R., 1975b. Breakout resistance of shallow horizontal anchors. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 101 (9), 999–1003 ASCE.

DAS, B. M., PURI, V. K., 1989. Holding capacity of inclined square plate anchors in clay. *Soils and Foundations* 29 (3), 138–144.

DAS, B. M., MORENO, R., DALLO, K. F., 1985. Ultimate pullout capacity of shallow vertical anchors in clay. *Soils and Foundations* 25 (2), 148–152.

DAVIE, J. R., SUTHERLAND, H. B., 1977. Uplift resistance of cohesive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103 (9), 935–952 ASCE.

DAVIE, J. R., SUTHERLAND, H. B., 1978. Modeling of clay uplift resistance. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104 (6), 755–760 ASCE.

DAVISON DIAS, R. *Aplicação de Pedologia e Geotecnia do Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão*. 1987. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DICKIN, E. A., 1988. Uplift behaviour of horizontal anchor plates in sand. *Journal of Geotechnical Engineering* 114 (11), 1300–1317 ASCE.

DICKIN, E. A., LEUNG, C. F., 1983. Centrifugal model tests on vertical anchor plates. *Journal of Geotechnical Engineering* 109 (12), 1503–1525 ASCE.

DICKIN, E. A., LEUNG, C. F., 1985. Evaluation of design methods for vertical anchor plates. *Journal of Geotechnical Engineering* 111 (4), 500–520 ASCE.

DYVIK, R., ANDERSEN, K. H., HANSEN, S. B., CHRISTOPHERSEN, H. P., 1993. Field tests of anchors in clay. I: description. *Journal of Geotechnical Engineering* 119 (10), 1515–1531 ASCE.

ESQUIVEL-DIAZ, R. F. Pullout resistance of deeply buried anchors in sand. 1967. M.Sc. thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series No. 8.

DITLEVSEN, O.; MADSEN H. O., 1996. Structural Reliability Methods. Lyngby, Dinamarca.

GARCIA, O. C. Influência da Qualidade da Compactação dos Reaterros na Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços de Tração. 2005. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

GHALY, A., HANNA, A., 1992. Stresses and strains around helical screw anchors in sand. *Soils and Foundations* 32 (4), 27–42.

GHALY, A., HANNA, A., 1994a. Ultimate pullout resistance of single vertical anchors. *Canadian Geotechnical Journal* 31 (5), 661–672.

GHALY, A., HANNA, A., 1994b. Ultimate pullout resistance of groups of vertical anchors. *Canadian Geotechnical Journal* 31 (5), 673–682.

GHALY, A., HANNA, A., RANJAN, G., HANNA, M., 1991c. Helical anchors in dry and submerged sand subjected to surcharge. *Journal of Geotechnical Engineering* 117 (10), 1463–1470 ASCE.

GURUNG, S. B., NAKAZIMA, Y., SAKAJO, S., KUSAKABE, O., 1998. Centrifugal modeling of enlarged base foundation subjected to pull-out force. *Soils and Foundations* 38 (4), 105–113.

HANNA, A., GHALY, A., 1992. Effects of  $K_0$  and overconsolidation on uplift capacity. *Journal of Geotechnical Engineering* 118 (9), 1449–1469 ASCE.

HARR, M. E., 1987. Reliability based Design on Civil Engineering. McGraw -Hill, Inc. Toronto. Canadá. 287 p.



ISMAEL, N. F., 1989. Field tests on bored piles subject to axial and oblique pull. *Journal of Geotechnical Engineering* 115 (11), 1588–1598 ASCE.

ISMAEL, N. F., KLYM, T. W., 1978. Behavior of rigid piers in layered cohesive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104 (8), 1061–1074 ASCE.

ISMAEL, N. F., KLYM, T. W., 1979. Uplift and bearing capacity of short piers in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105 (5), 579–594 ASCE.

ISMAEL, N. F., AL-SANAD, H. A., 1986. Uplift capacity of bored piles in calcareous soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 112 (10), 928–940 ASCE.

KULHAWY, F. H., 1985. Drained uplift capacity of drilled shafts. *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, vol. 3, pp. 1549–1552.

KULHAWY, F. H., STEWART, H. E., 1994. Uplift load–displacement behavior of grillage foundations. *Proceedings, ASCE GSP 40 on Vertical and horizontal deformations of foundations and embankments, New York*, pp. 233–244.

KULHAWY, F. H., KOZERA, D. W., WITHIAM, J. L., 1979. Uplift testing of model drilled shafts in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105 (1), 31–47 ASCE.

LUTENEGGER, A. J., MILLER, G. A., 1994. Uplift capacity of small-diameter drilled shafts from in situ tests. *Journal of Geotechnical Engineering* 120 (8), 1362–1380 ASCE.

MACDONALD, H. F. Uplift resistance of caisson piles in sand. 1963. M.Sc. thesis, Nova Scotia Technical College.

Manual de utilização do software Plaxis 2-D. Versão 08.

MARTIN, D., 1963. Fondations profondes sollicitées à l'arrachement en milieu cohérent tridimensionnel. Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.

MARTIN, D., 1966. Étude à la rupture de différents ancrages sollicitées verticalement. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.

MARTIN, D., 1973. Calcul de pieux et fondations a dalle des pylônes de transport d'énergie électrique, étude théorique e d'essais en laboratoire et in-situ. Proceedings, Institut Technique du Batiment et des Traveaux Public, Supplément au No. 307-308.

MARTIN, D., COCHARD, A., 1973. Design of Anchor Plates. Rapport 22-10 de la CIGRÉ, Paris.

MATSUO, M., 1967. Study on the uplift resistance of footing (I). Soil and Foundation VII (4), 1–37.

MATSUO, M., 1968. Study on the uplift resistance of footing (II). Soil and Foundation VIII (1), 18–48.

MEYERHOF, G. G., 1973a. The uplift capacity of foundations under oblique loads. Canadian Geotechnical Journal 10 (1), 64–70.

MEYERHOF, G. G., 1973b. Uplift resistance of inclined anchors and piles. Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, vol. 2, pp. 167–172.

MEYERHOF, G. G., ADAMS, J.I., 1968. The ultimate uplift capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal V (4), 225–244.

MONTEL, B., 1963. Contribution à l'étude des fondations sollicitées à l'arrachement. Phénomène plan, milieux pulverulent. Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.

MURRAY, E. J., GEDDES, J. D., 1987. Uplift of anchor plates in sand. *Journal of Geotechnical Engineering* 113 (3), 202–215 ASCE.

NEVES, L. A. C., CRUZ, P.J.S., 2001. “Introdução à Análise Probabilística Simplificada da Segurança Estrutural”, Guimarães, Portugal.

OLIVEIRA, M. M. Ensaio “in situ”, de Resistência ao Arrancamento de Placas Horizontais Reduzidas. 1986. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

ORLANDO, C. Fundações Submetidas a Esforços Verticais Axiais de Tração. Análise de Provas de Carga de Tubulões em Areias Porosas. 1985. Tese de Mestrado, Escola Politécnica da USP, São Paulo.

OVESEN, N. K., 1981. Centrifuge tests of the uplift capacity of anchors. *Proceedings, X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, vol. 1, pp. 717–722.

PACHECO, M. P., DANZIGER, F. A. B., PINTO, C. P., 2006. The simultaneous use of piles and prestressed anchors in foundation design. *Engineering Geology* 87 (2006) 163–177. Rio de Janeiro. Brasil.

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 (2008) 226–235. Rio de Janeiro. Brasil.

PACHECO, M. P. (2010). Notas de aula. Curso de análises probabilísticas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. Brasil.

PACHECO, M. P. e LIMA, L. S. A., 1986. Um critério estatístico para a interpretação de ensaios geotécnicos, *Revista Solos e Rochas* Vol.19. no 3. p. 177 – 188. Rio de Janeiro. Brasil.

PEREIRA PINTO, C. Comportamento de Ancoragens para Torres Estaiadas em Solo Residual. 1985. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

PHOON, K. K., KULHAWY, F. H., GRIGORIU, M. D., 2003a. Multiple resistance factor design for shallow transmission line structure foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129 (9), 807–818 ASCE.

PHOON, K. K., KULHAWY, F. H., GRIGORIU, M. D., 2003b. Development of a reliability-based design framework for transmission line structure foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129 (9), 798–806 ASCE.

PORCHERON, Y., MARTIN, D., 1968. Étude à la rupture des fondations de pilônes sollicitées à l'arrachement. *Réseaux Electriques, Matériels Électriques* 2, 83–98.

RAO, K. S. S., KUMAR, J., 1994. Vertical uplift capacity of horizontal anchors. *Journal of Geotechnical Engineering* 120 (7), 1134–1147 ASCE.

RIBIER, B., 1962. Étude des argiles fortement plastiques et essais de soulèvement des pieux. Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.

ROWE, R. K. Soil structure interaction analysis and its application to the prediction of anchor plate behavior. 1978. Ph.D. thesis, University of Sydney.

ROWE, R. K., BOOKER, J. R., 1979a. A method of analysis for horizontally embedded anchors in an elastic soil. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 3, 187–203.

ROWE, R. K., BOOKER, J. R., 1979b. The analysis of inclined anchor plates. *Proceedings, 3th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen*, pp.1227–1236.

ROWE, R. K., e BOOKER, J. R., 1980. The elastic response of multiple underream anchors. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 4, 313-332.

ROWE, R. K., DAVIS, E. H., 1982a. The behavior of anchor plates in clay. *Géotechnique* 32 (1), 9–23.

ROWE, R. K., DAVIS, E. H., 1982b. The behavior of anchor plates in sand. *Géotechnique* 32 (1), 25–41.

RUFFIER DOS SANTOS, A.P. *Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos*. 1985. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

RUFFIER DOS SANTOS, A. P. *Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços de Tração em Taludes*. 1999. Tese de doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SAKAI, T., TANAKA, T., 2007. Experimental and numerical study of uplift behavior of shallow circular anchor in two-layered sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133 (4), 469–477 ASCE.

SARAC, D. Z., 1989. The uplift capacity of shallow buried anchor slabs. *Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, vol. 2, pp. 1213–1216.

SPENCE, B. E. *Uplift resistance of piles with enlarged bases in clay*. 1965. M.Sc. thesis, Nova Scotia Technical College.

STEWART, W., 1985. Uplift capacity of circular plate anchors in layered soil. *Canadian Geotechnical Journal* 22 (4), 589–592.

SUTHERLAND, H. B., 1965. Model studies for shaft raising through cohesionless soils. Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, vol. 2, pp. 410–413.

SUTHERLAND, H. B., 1988. Uplift resistance of soils. *Géotechnique* 38 (4), 493–516.

TRÂN-VÔ-NHIÊM, 1971. Force portante limite des fondations superficielles et résistance maximale à l'arrachement des ancrages. Étude d'un appareil portable destiné à la reconnaissance sommaire du sol en place: le Pénévane. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.

TRAUTMANN, C. H., KULHAWY, F. H., 1988. Uplift load- displacement behavior of spread foundations. *Journal of Geotechnical Engineering* 114 (2), 168-184 ASCE.

VESIC, A.S., 1969. Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom. Duke University Soil Mechanics Series, vol. 20.

## ANEXO A – Coeficientes do método de Grenoble

Expressões:

São apresentadas as expressões para determinação dos coeficientes de capacidade de carga para sapata com fuste vertical utilizadas no Método de Grenoble.

$$M_c = \left[ -\frac{tg\alpha}{tg\phi} + \frac{f}{H} \cos\phi \left( 1 + \frac{tg\alpha}{tg\phi} \right) \right] \left( 1 - \frac{1}{2} tg\alpha \frac{D}{R} \right)$$

$$(M_\phi + M_\gamma) = \frac{\text{sen}\phi \cos(\phi + 2\alpha)}{2\cos^2\alpha} \left[ 1 - \frac{1}{3} tg\alpha \frac{D}{R} \right]$$

$$M_q = \left( \left[ -\frac{tg\alpha}{tg\phi} + \frac{f}{H} \cos\phi \left( 1 + \frac{tg\alpha}{tg\phi} \right) \right] tg\phi + tg\alpha \right) \left( 1 - \frac{1}{2} tg\alpha \frac{D}{R} \right)$$

$$\frac{f}{H} = tg \left( \frac{180}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{\cos\eta - \text{sen}\phi \cos\mu}{\cos\eta + \text{sen}\phi \cos\mu}$$

$$\mu = -\frac{180}{4} + \frac{\phi}{2} + \alpha$$

$$\text{sen}\eta = \text{sen}\phi \text{sen}\mu$$

$$M_\gamma = -\frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha \left( 1 - \frac{1}{3} \operatorname{tg} \alpha \frac{D}{R} \right)$$

(para sapatas circulares)

$$M = \frac{12\pi}{1 + 6 \operatorname{tg} \phi \left( \frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right) + 2 \frac{R_f}{R} \left( 1 + \frac{6}{\pi} \operatorname{tg} \phi \right)} - 1,6 \left( 1 - 1,9 \frac{R_f}{R} + 0,9 \frac{R_f^2}{R^2} \right)$$

(para sapatas não circulares)

$$M = \frac{4\pi}{1 + \frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \phi}$$

$$\left. \begin{aligned} m &= 1 - \frac{1}{2\pi} \operatorname{arcsen} \frac{e}{R - R_f} \\ m &= 1 - \frac{1}{2\pi} \operatorname{arcsen} \frac{e}{R - R_f} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{para } e < R - R_f \\ &\text{para } e \geq R - R_f \end{aligned}$$

Os valores de  $\alpha$  e  $R_e$  (raio equivalente) variam com o tipo de solo, conforme tabela abaixo:

Tabela A1 - Variação de  $\alpha$  e  $R_e$  conforme tipo de solo



Categoria	Tipo de Ruptura		$\alpha$	$R_e$
$\phi \leq 15^\circ$	Argila $D \leq D_c$		$\arctg 0,2$	$\frac{B}{2}$
	Argila $D > D_c$	Base	$\arctg 0,2$	$\frac{B}{2}$
		Fuste	$-\frac{\phi}{8}$	$\frac{2b}{\pi}$
$\phi > 15^\circ$	Argila $D \leq D_c$	Argila	$-\frac{\phi}{4}$	$\frac{2B}{\pi}$
		Areia	$-\phi$	
	Argila $D > D_c$	Base	-	$\frac{2b}{\pi}$
		Fuste	$-\frac{\phi}{8}$	

Fonte: Garcia (2005).

Ábacos:

São apresentados os ábacos para determinação dos coeficientes de capacidade de carga para sapata com fuste vertical utilizados no Método de Grenoble.

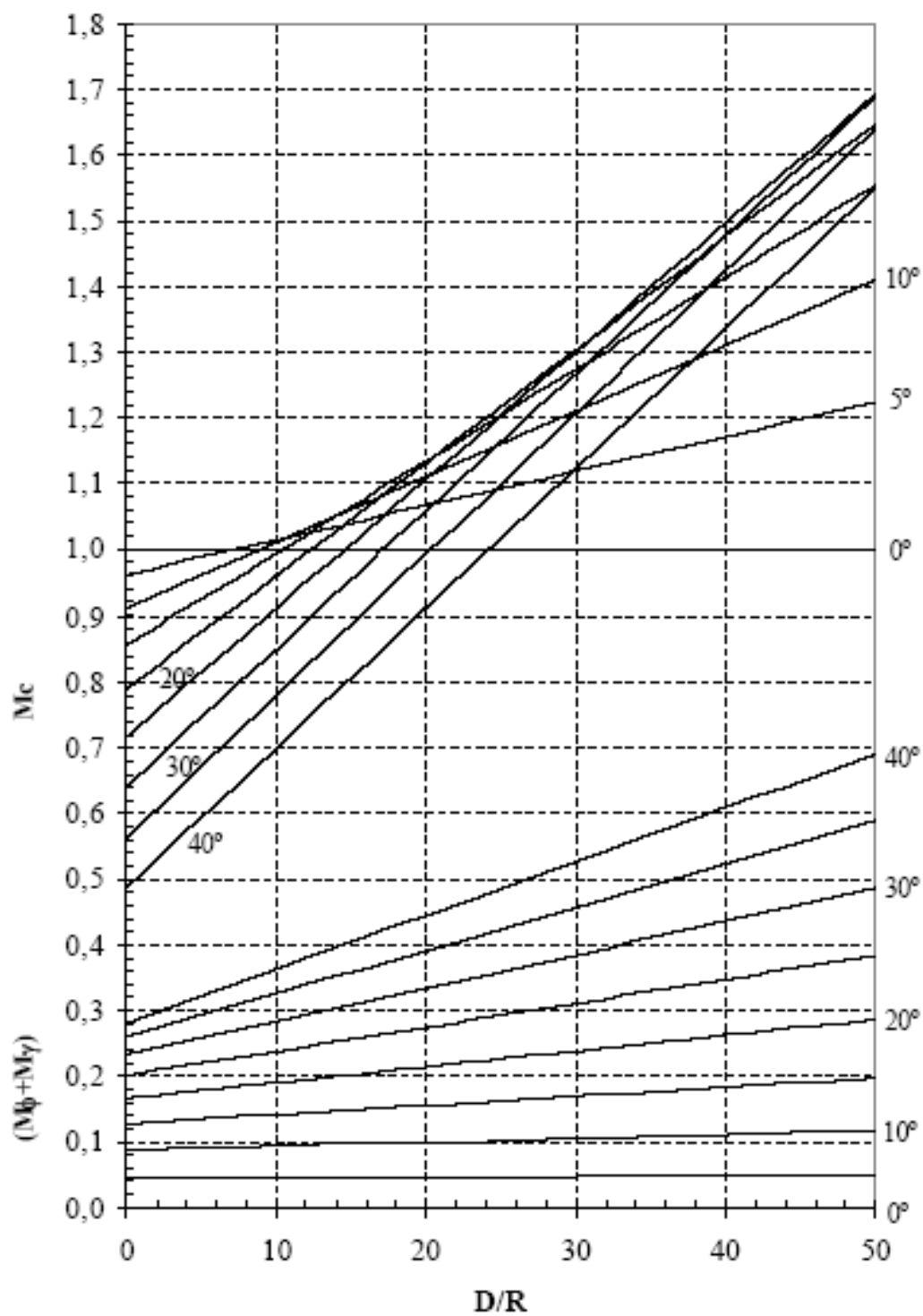


Figura A.1 - Coeficientes de capacidade de carga a tração  $M_c$  e  $(M_\phi + M_\gamma)$  para  $\lambda = -\phi/8$

Martin (1966)

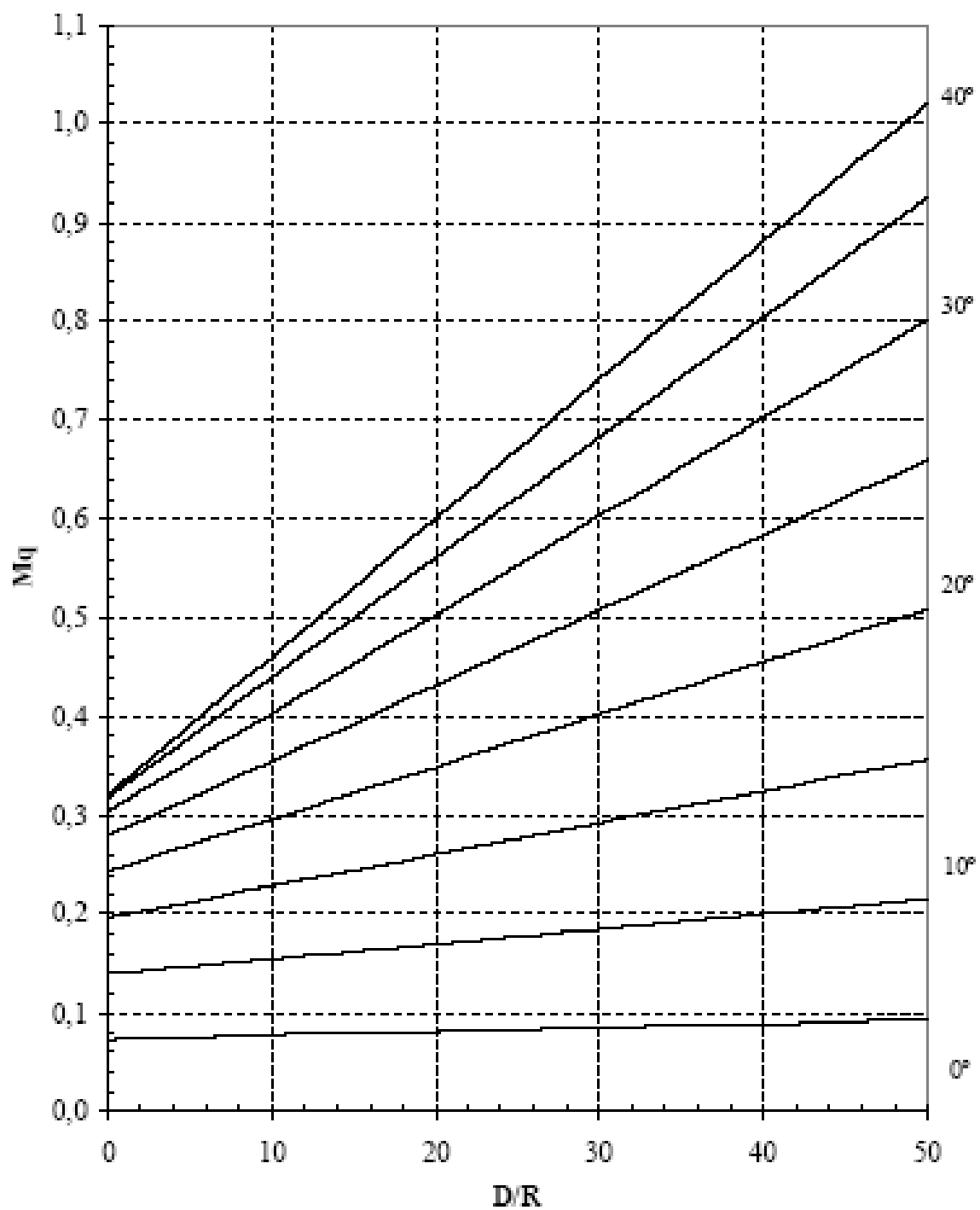


Figura A2 - Coeficientes de capacidade de carga a tração  $M_q$  para  $\lambda = -\phi/8$

Martin (1966)

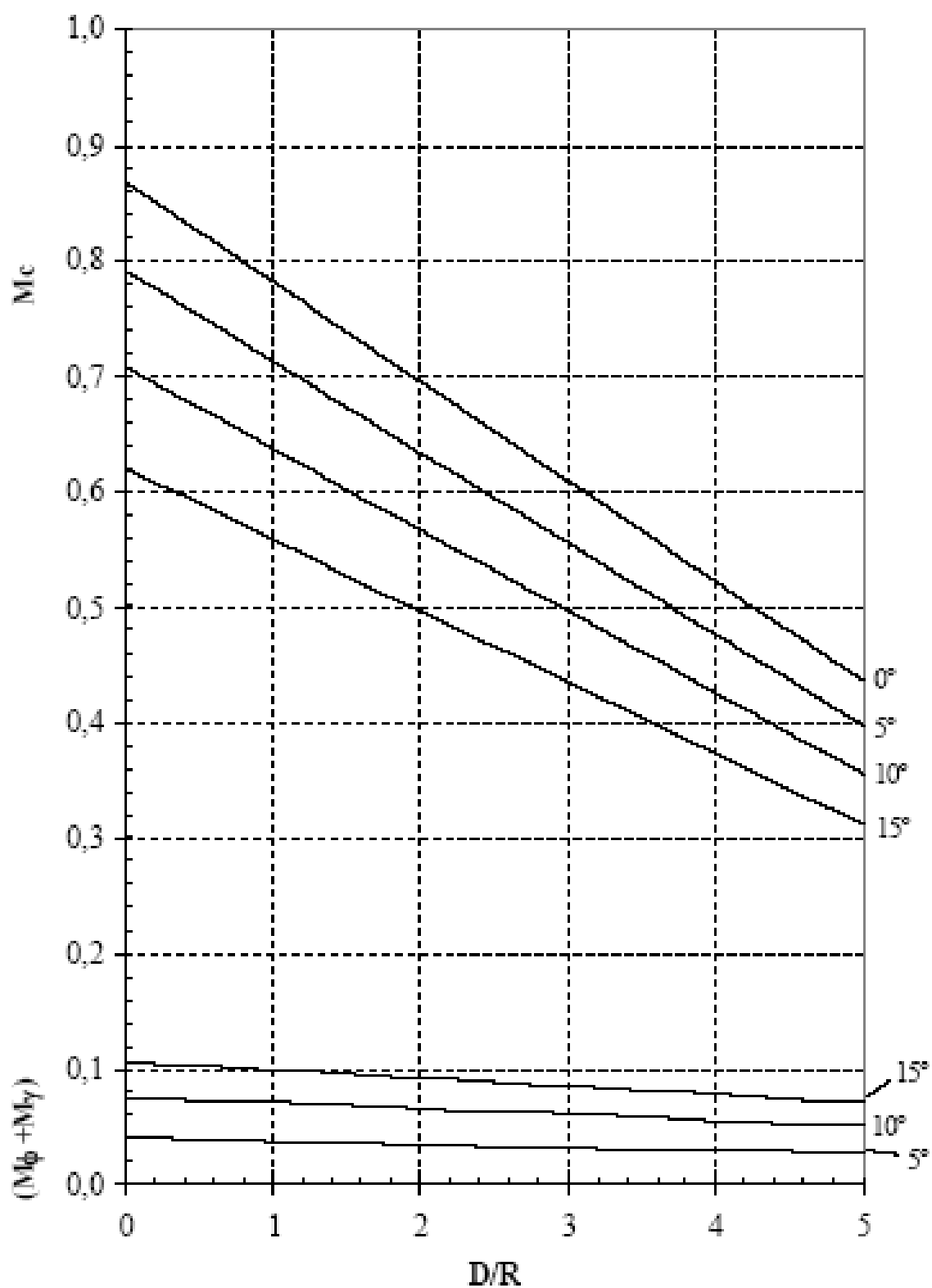


Figura A3 - Coeficientes de capacidade de carga a tração  $M_c$  e  $(M_\phi + M_\gamma)$  para  $\lambda = \text{arctg} 0,2$

Martin (1966)

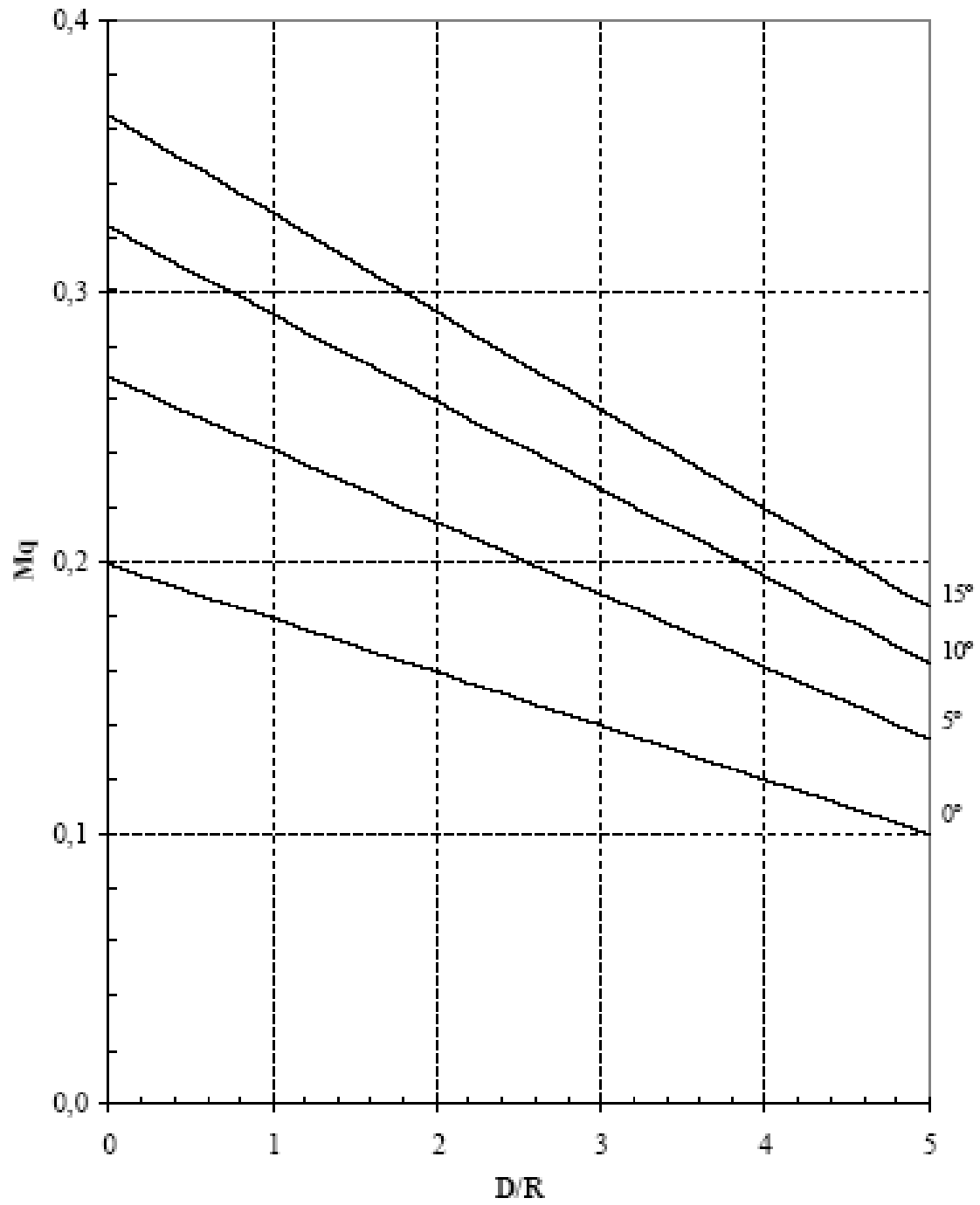


Figura A4 - Coeficientes de capacidade de carga a tração  $M_q$  para  $\lambda = \arctg 0,2$  -

Martin (1966)

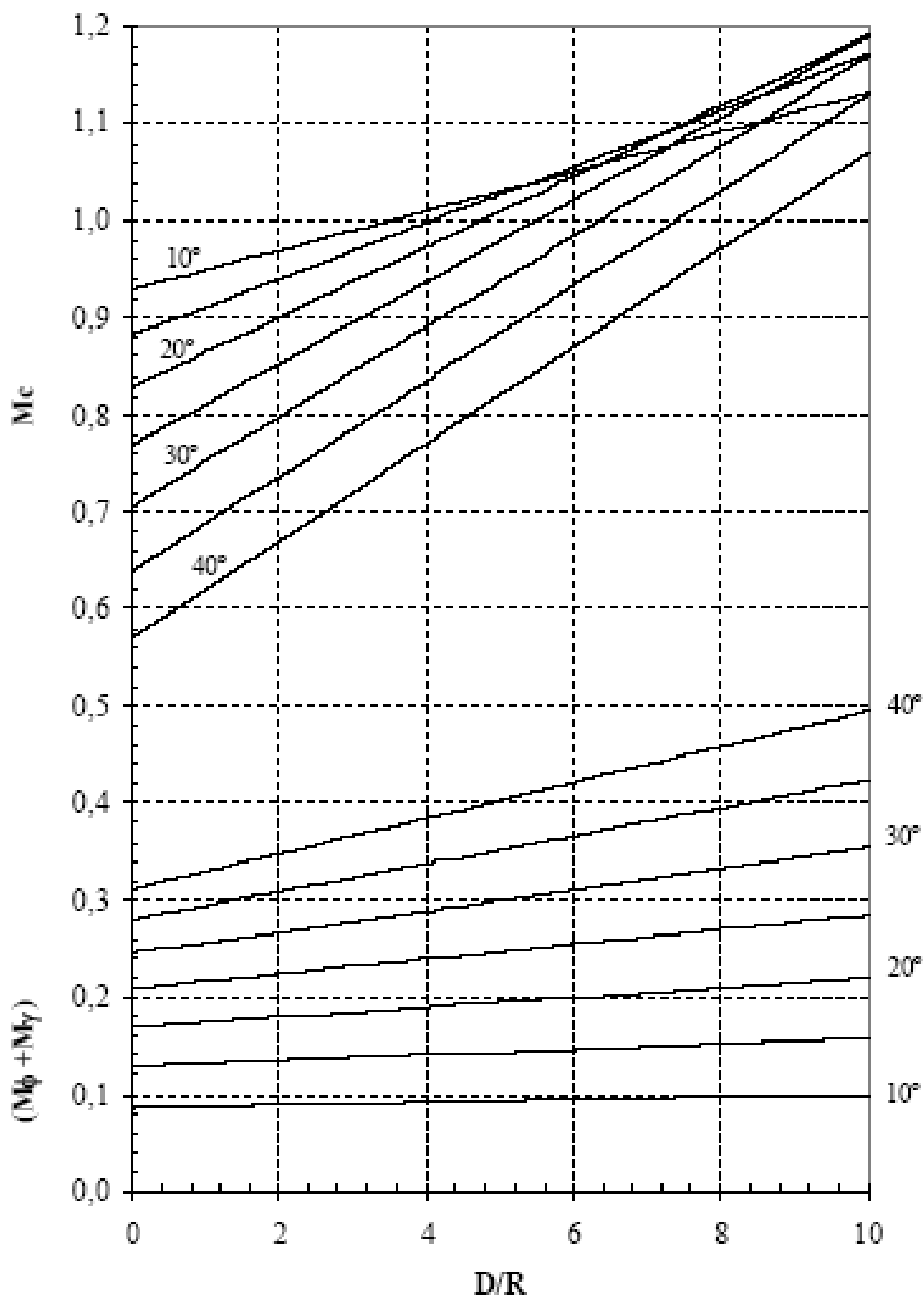


Figura A5 - Coeficientes de capacidade de carga a tração  $M_c$  e  $(M_\phi + M_\gamma)$  para  $\lambda = -\phi/4$

Martin (1966)

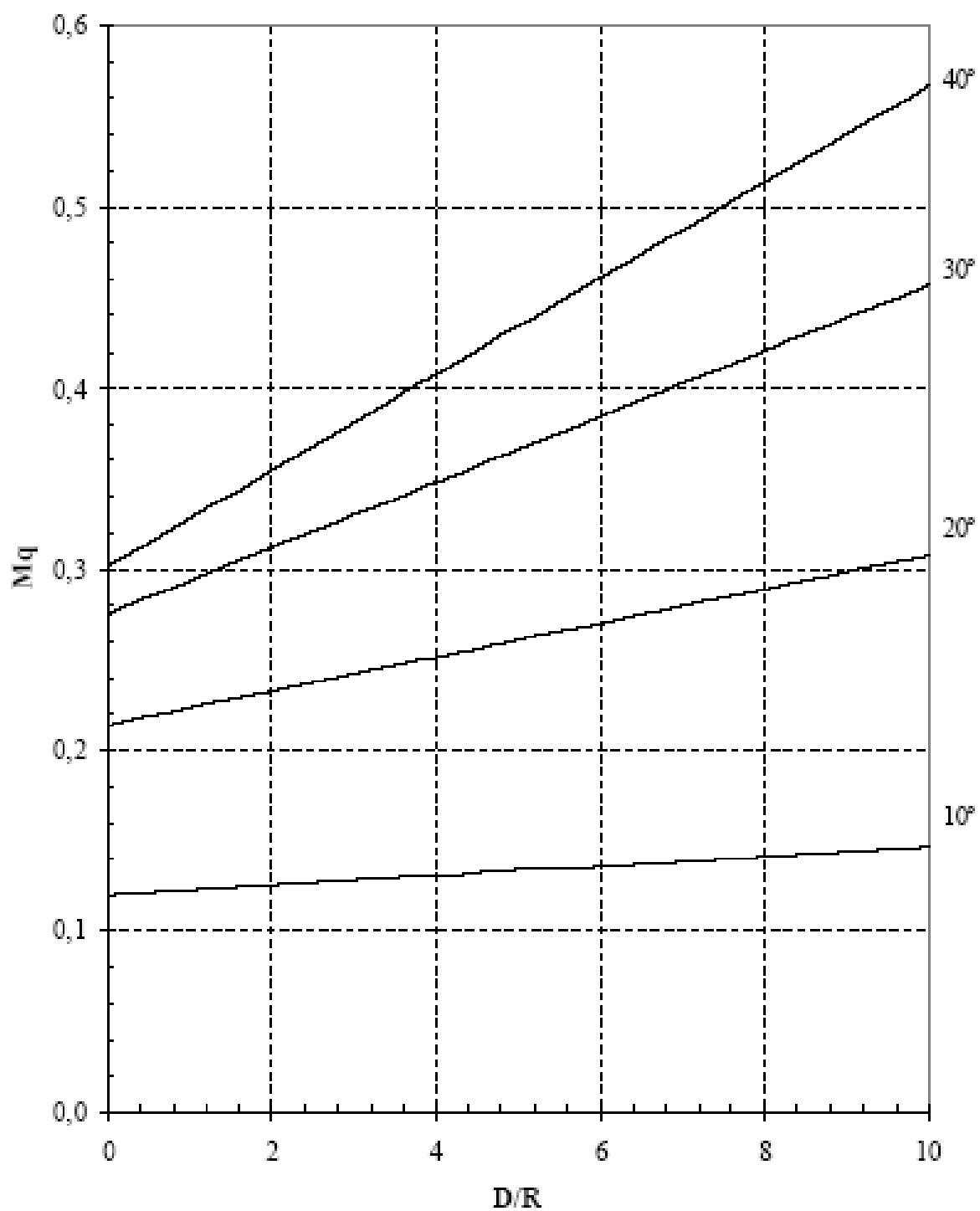


Figura A6 - Coeficientes de capacidade de carga a tração  $M_q$  para  $\lambda = -\phi/4$  - Martin (1966)

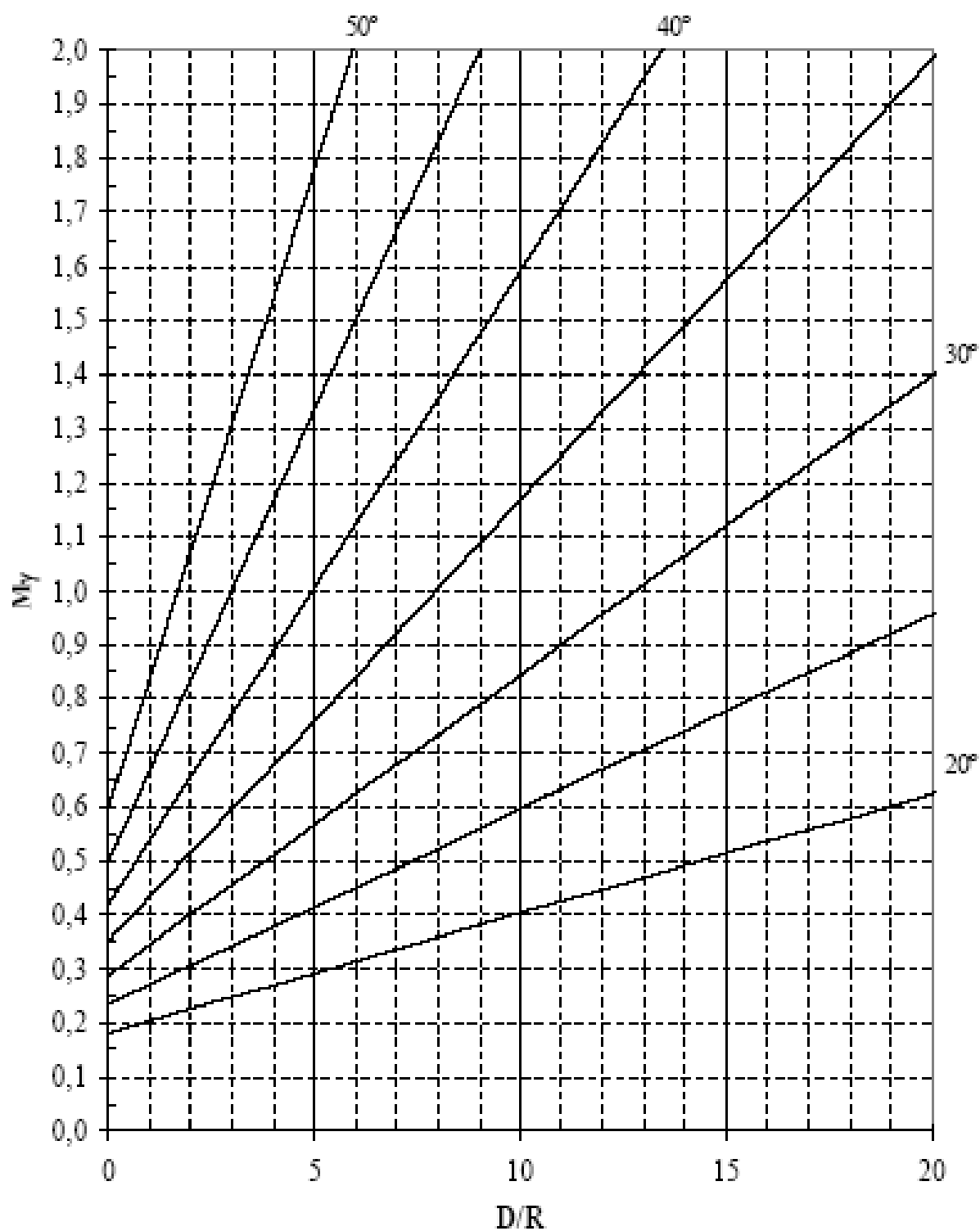


Figura A7 - Coeficientes de capacidade de carga a tração  $M_\gamma$  para  $\lambda = -\phi$  - Martin (1966)



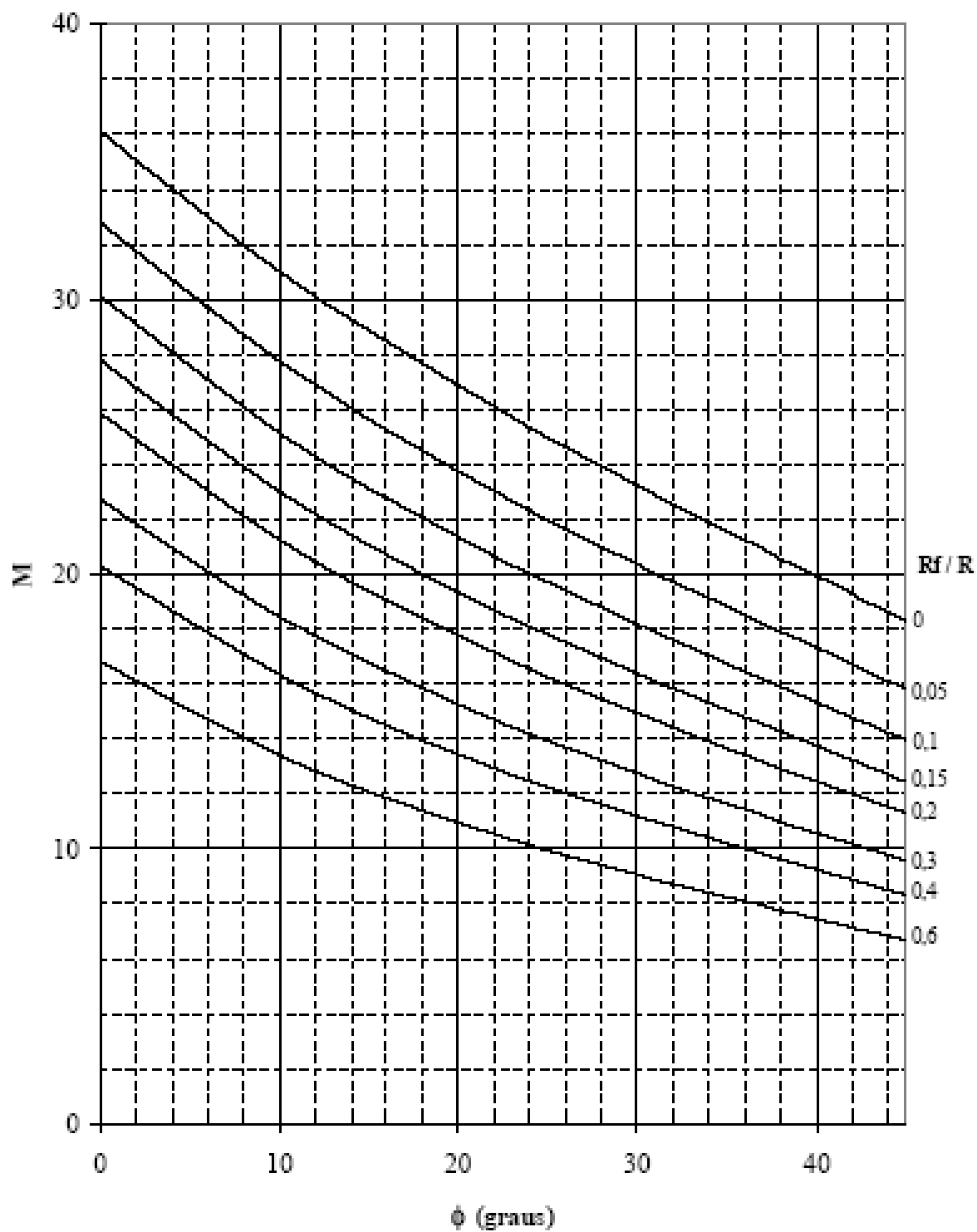


Figura A8 - Coeficientes de capacidade de carga a tração  $M$  (sapatas circulares) - Martin (1966)

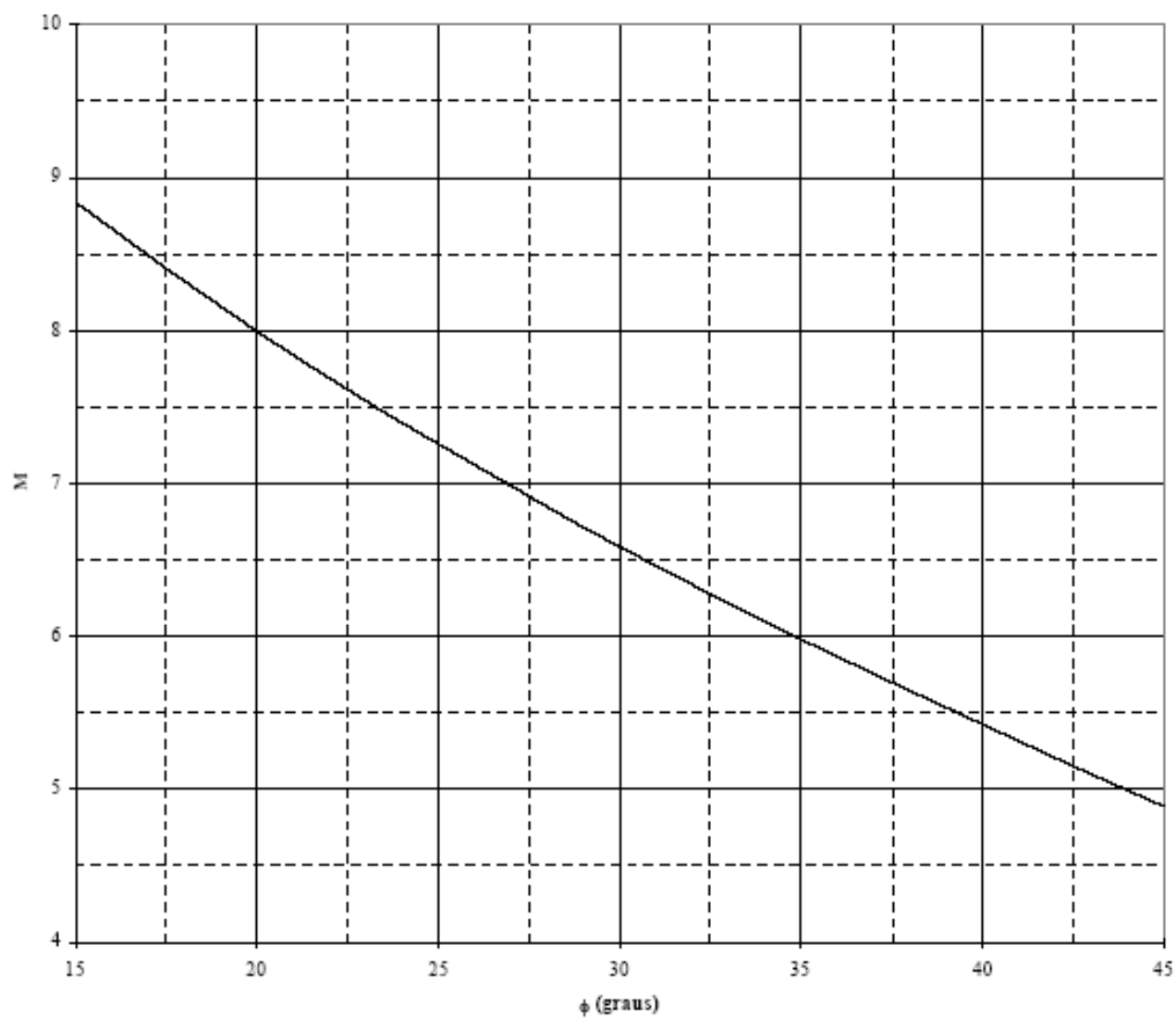


Figura A9- Coeficientes de capacidade de carga a tração M (sapatas não circulares) - Martin (1966)

**APÊNDICE A - Memória de cálculo para determinação do desvio padrão pelo método FOSM**

$$V[R_t] = \left(\frac{\partial R_t}{\partial c}\right)^2 V[c] + \left(\frac{\partial R_t}{\partial \eta}\right)^2 V[\eta] \quad (\text{Eq. 35})$$

$$V[R_t] = \sigma^2[R_t] \quad (\text{Eq. 36})$$

$$\Omega[x] = \frac{\sigma[x]}{x} \quad (\text{Eq. 37})$$

Tabela A.2 - Aplicação de FOSM para resultados do Método da Universidade de Grenoble

Aplicação de FOSM para resultados de Grenoble										
Fundação	$\left(\frac{\partial R_t}{\partial c}\right)$	$\left(\frac{\partial R_t}{\partial c}\right)^2$	$V[c]$	$\left(\frac{\partial R_t}{\partial \eta}\right)$	$\left(\frac{\partial R_t}{\partial \eta}\right)^2$	$V[\eta]$	$V[R_t]$	$\sigma[R_t]$	$\bar{R}_t$	$\Omega[x]$
S1	22,36	500,01	134,56	520,42	270.836,98	0,00531	68.718,74	262,14	1467	17,87%
S2	22,16	491,15	100,00	515,32	265.554,70	0,00559	50.600,71	224,95	1381	16,29%
S3	8,75	76,55	169,00	101,08	10.217,17	0,00446	12.982,56	113,94	538	21,18%
S4	14,72	216,68	134,56	248,69	61.846,72	0,00512	29.472,83	171,68	893	19,22%

Tabela A.3 - Aplicação de FOSM para resultados da modelagem computacional no Plaxis

Aplicação de FOSM para resultados do Plaxis										
Fundação	$\left(\frac{\partial R_t}{\partial c}\right)$	$\left(\frac{\partial R_t}{\partial c}\right)^2$	$V[c]$	$\left(\frac{\partial R_t}{\partial \eta}\right)$	$\left(\frac{\partial R_t}{\partial \eta}\right)^2$	$v[\eta]$	$V[R_t]$	$\sigma[R_t]$	$\bar{R}_t$	$\Omega[x]$
S1	6,48	41,99	134,56	47,14	2.222,56	0,00531	5.662,02	75,25	1450	5,19%
S2	22,19	492,35	100,00	539,65	291.222,12	0,00559	50.864,02	225,53	1353	16,66%
S3	7,81	61,00	169,00	7,03	49,43	0,00446	10.308,56	101,53	713	14,23%
S4	22,76	518,20	134,56	347,11	120.485,35	0,00512	70.345,70	265,23	1561	16,99%

## APÊNDICE B - Memória de cálculo da probabilidade de ruptura

Após o cálculo do desvio padrão (demonstrado no apêndice A) é necessário seguir os seguintes passos para determinação das curvas de distribuição de probabilidade e da probabilidade de ocorrência para determinado fator de segurança:

$$\mu_{\min} = \mu - 8 \times \sigma[R_t]$$

$$Intervalo = \frac{(\mu - \mu_{\min})}{25}$$

$$x_n = \mu_{\min} + n \times Intervalo$$

$$P_r = \frac{1}{\sigma[2\pi]} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

onde,  $\mu_{\min} \leq x \leq \mu_{\min} + 25 \times Intervalo$

$\mu$  - carga de ruptura média

$\mu_{\min}$  - carga de ruptura mínima da amostra

$x_n$  - carga de ruptura aleatória

$\sigma[R_t]$  - Desvio padrão

A probabilidade de ocorrência para valores de resistência negativos não tem significado físico e, portanto, somente serão consideradas para análise probabilística, cargas de ruptura aleatórias maiores que zero.

Tabela B.1 - Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Método da Universidade de Grenoble - Fundação S1				
Carga de ruptura média (kN)	1467	$P_r$	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível FS=1,5 (kN)	978,00	0,031062894	1,87	Frequente
Carga admissível FS=2,0 (kN)	733,50	0,002570247	2,80	Ocasional
Carga admissível FS=3,0 (kN)	489,00	9,54387E-05	3,73	Remota
Desvio padrão $\sigma[R_r]$ (kN)	262,14			
Intervalo (kN)	83,89			

Tabela B.2 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble – Fundação S1

Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência	Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência
$\mu_{min} = x_0$	-630,14	1,9273E-17	$x_{25}$	1467,00	0,001521852
$x_1$	-546,26	2,36868E-16	$x_{26}$	1550,89	0,001445894
$x_2$	-462,37	2,62781E-15	$x_{27}$	1634,77	0,001240021
$x_3$	-378,48	2,63153E-14	$x_{28}$	1718,66	0,000959952
$x_4$	-294,60	2,37876E-13	$x_{29}$	1802,54	0,000670808
$x_5$	-210,71	1,94098E-12	$x_{30}$	1886,43	0,000423132
$x_6$	-126,83	1,42962E-11	$x_{31}$	1970,31	0,000240924
$x_7$	-42,94	9,50491E-11	$x_{32}$	2054,20	0,000123827
$x_8$	40,94	5,70432E-10	$x_{33}$	2138,09	5,74482E-05
$x_9$	124,83	3,09021E-09	$x_{34}$	2221,97	2,40584E-05
$x_{10}$	208,72	1,51112E-08	$x_{35}$	2305,86	9,09462E-06
$x_{11}$	292,60	6,67022E-08	$x_{36}$	2389,74	3,10335E-06
$x_{12}$	376,49	2,65772E-07	$x_{37}$	2473,63	9,55886E-07
$x_{13}$	460,37	9,55886E-07	$x_{38}$	2557,51	2,65772E-07
$x_{14}$	544,26	3,10335E-06	$x_{39}$	2641,40	6,67022E-08
$x_{15}$	628,14	9,09462E-06	$x_{40}$	2725,28	1,51112E-08
$x_{16}$	712,03	2,40584E-05	$x_{41}$	2809,17	3,09021E-09
$x_{17}$	795,91	5,74482E-05	$x_{42}$	2893,06	5,70432E-10
$x_{18}$	879,80	0,000123827	$x_{43}$	2976,94	9,50491E-11
$x_{19}$	963,69	0,000240924	$x_{44}$	3060,83	1,42962E-11
$x_{20}$	1047,57	0,000423132	$x_{45}$	3144,71	1,94098E-12
$x_{21}$	1131,46	0,000670808	$x_{46}$	3228,60	2,37876E-13
$x_{22}$	1215,34	0,000959952	$x_{47}$	3312,48	2,63153E-14
$x_{23}$	1299,23	0,001240021	$x_{48}$	3396,37	2,62781E-15
$x_{24}$	1383,11	0,001445894	$x_{49}$	3480,26	2,36868E-16
			$x_{50}$	3564,14	1,9273E-17

Tabela B.3 - Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Método da Universidade de Grenoble - Fundação S2				
Carga de ruptura média (kN)	1381	$P_r$	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível FS=1,5 (kN)	920,67	0,020357681	2,05	Provável
Carga admissível FS=2,0 (kN)	690,50	0,001071637	3,07	Ocasional
Carga admissível FS=3,0 (kN)	460,33	2,13066E-05	4,09	Extremamente remota
Desvio padrão (kN)	224,95			
Intervalo (kN)	71,98			

Tabela B.4 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble – Fundação S2

Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência	Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência
$\mu_{\min} = x_0$	$\mu_{\min} = -418,57$	2,24599E-17	$x_{26}$	1452,98	0,001684984
$x_1$	-346,59	2,76036E-16	$x_{27}$	1524,97	0,001445068
$x_2$	-274,60	3,06233E-15	$x_{28}$	1596,95	0,001118688
$x_3$	-202,62	3,06667E-14	$x_{29}$	1668,93	0,000781732
$x_4$	-130,64	2,77211E-13	$x_{30}$	1740,91	0,0004931
$x_5$	-58,65	2,26194E-12	$x_{31}$	1812,90	0,000280763
$x_6$	13,33	1,66602E-11	$x_{32}$	1884,88	0,000144302
$x_7$	85,31	1,10766E-10	$x_{33}$	1956,86	6,69477E-05
$x_8$	157,29	6,64757E-10	$x_{34}$	2028,84	2,80366E-05
$x_9$	229,28	3,6012E-09	$x_{35}$	2100,83	1,05985E-05
$x_{10}$	301,26	1,761E-08	$x_{36}$	2172,81	3,61652E-06
$x_{11}$	373,24	7,7732E-08	$x_{37}$	2244,79	1,11395E-06
$x_{12}$	445,22	3,09719E-07	$x_{38}$	2316,78	3,09719E-07
$x_{13}$	517,21	1,11395E-06	$x_{39}$	2388,76	7,7732E-08
$x_{14}$	589,19	3,61652E-06	$x_{40}$	2460,74	1,761E-08
$x_{15}$	661,17	1,05985E-05	$x_{41}$	2532,72	3,6012E-09
$x_{16}$	733,16	2,80366E-05	$x_{42}$	2604,71	6,64757E-10
$x_{17}$	805,14	6,69477E-05	$x_{43}$	2676,69	1,10766E-10
$x_{18}$	877,12	0,000144302	$x_{44}$	2748,67	1,66602E-11
$x_{19}$	949,10	0,000280763	$x_{45}$	2820,65	2,26194E-12
$x_{20}$	1021,09	0,0004931	$x_{46}$	2892,64	2,77211E-13
$x_{21}$	1093,07	0,000781732	$x_{47}$	2964,62	3,06667E-14
$x_{22}$	1165,05	0,001118688	$x_{48}$	3036,60	3,06233E-15
$x_{23}$	1237,03	0,001445068	$x_{49}$	3108,59	2,76036E-16
$x_{24}$	1309,02	0,001684984	$x_{50}$	3180,57	2,24599E-17
$x_{25}$	1381,00	0,001773502			

Tabela B.5 - Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Método da Universidade de Grenoble - Fundação S3				
Carga de ruptura média (kN)	538	$P_r$	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível FS=1,5 (kN)	358,67	0,057753744	1,57	Freqüente
Carga admissível FS=2,0 (kN)	269,00	0,009116061	2,36	Provável
Carga admissível FS=3,0 (kN)	179,33	0,000822446	3,15	Ocasional
Desvio padrão (kN)	113,94			
Intervalo (kN)	36,46			

Tabela B.6 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble – Fundação S3

Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência	Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência
$\mu_{min} =$					
$x_0$	-373,53	4,43411E-17	$x_{26}$	574,46	0,003326549
$x_1$	-337,07	5,4496E-16	$x_{27}$	610,92	0,002852899
$x_2$	-300,61	6,04576E-15	$x_{28}$	647,38	0,002208549
$x_3$	-264,14	6,05432E-14	$x_{29}$	683,84	0,001543319
$x_4$	-227,68	5,47278E-13	$x_{30}$	720,31	0,000973493
$x_5$	-191,22	4,46559E-12	$x_{31}$	756,77	0,000554292
$x_6$	-154,76	3,28911E-11	$x_{32}$	793,23	0,000284886
$x_7$	-118,30	2,18678E-10	$x_{33}$	829,69	0,00013217
$x_8$	-81,84	1,31239E-09	$x_{34}$	866,15	5,53508E-05
$x_9$	-45,38	7,1096E-09	$x_{35}$	902,61	2,09239E-05
$x_{10}$	-8,92	3,47662E-08	$x_{36}$	939,07	7,13984E-06
$x_{11}$	27,54	1,53461E-07	$x_{37}$	975,53	2,19919E-06
$x_{12}$	64,01	6,11458E-07	$x_{38}$	1011,99	6,11458E-07
$x_{13}$	100,47	2,19919E-06	$x_{39}$	1048,46	1,53461E-07
$x_{14}$	136,93	7,13984E-06	$x_{40}$	1084,92	3,47662E-08
$x_{15}$	173,39	2,09239E-05	$x_{41}$	1121,38	7,1096E-09
$x_{16}$	209,85	5,53508E-05	$x_{42}$	1157,84	1,31239E-09
$x_{17}$	246,31	0,00013217	$x_{43}$	1194,30	2,18678E-10
$x_{18}$	282,77	0,000284886	$x_{44}$	1230,76	3,28911E-11
$x_{19}$	319,23	0,000554292	$x_{45}$	1267,22	4,46559E-12
$x_{20}$	355,69	0,000973493	$x_{46}$	1303,68	5,47278E-13
$x_{21}$	392,16	0,001543319	$x_{47}$	1340,14	6,05432E-14
$x_{22}$	428,62	0,002208549	$x_{48}$	1376,61	6,04576E-15
$x_{23}$	465,08	0,002852899	$x_{49}$	1413,07	5,4496E-16
$x_{24}$	501,54	0,003326549	$x_{50}$	1449,53	4,43411E-17
$x_{25}$	538,00	0,003501304			



Tabela B.7 - Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Método da Universidade de Grenoble - Fundação S4				
Carga de ruptura média (kN)	893	$P_r$	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível FS=1,5 (kN)	595,33	0,041469604	1,73	Freqüente
Carga admissível FS=2,0 (kN)	446,50	0,004650043	2,60	Provável
Carga admissível FS=3,0 (kN)	297,67	0,000262406	3,47	Remota
Desvio padrão (kN)	171,68			
Intervalo (kN)	54,94			

Tabela B.8 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble – Fundação S4

Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência	Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência
$\mu_{\min} = x_0$	-480,41	2,9429E-17	$x_{26}$	947,94	0,002207818
$x_1$	-425,48	3,61688E-16	$x_{27}$	1002,87	0,001893458
$x_2$	-370,54	4,01255E-15	$x_{28}$	1057,81	0,001465805
$x_3$	-315,60	4,01823E-14	$x_{29}$	1112,75	0,001024295
$x_4$	-260,67	3,63226E-13	$x_{30}$	1167,68	0,000646104
$x_5$	-205,73	2,96379E-12	$x_{31}$	1222,62	0,000367881
$x_6$	-150,79	2,18297E-11	$x_{32}$	1277,56	0,000189078
$x_7$	-95,86	1,45136E-10	$x_{33}$	1332,49	8,77209E-05
$x_8$	-40,92	8,71025E-10	$x_{34}$	1387,43	3,67361E-05
$x_9$	14,02	4,71861E-09	$x_{35}$	1442,36	1,38871E-05
$x_{10}$	68,95	2,30742E-08	$x_{36}$	1497,30	4,73869E-06
$x_{11}$	123,89	1,01851E-07	$x_{37}$	1552,24	1,4596E-06
$x_{12}$	178,83	4,05822E-07	$x_{38}$	1607,17	4,05822E-07
$x_{13}$	233,76	1,4596E-06	$x_{39}$	1662,11	1,01851E-07
$x_{14}$	288,70	4,73869E-06	$x_{40}$	1717,05	2,30742E-08
$x_{15}$	343,64	1,38871E-05	$x_{41}$	1771,98	4,71861E-09
$x_{16}$	398,57	3,67361E-05	$x_{42}$	1826,92	8,71025E-10
$x_{17}$	453,51	8,77209E-05	$x_{43}$	1881,86	1,45136E-10
$x_{18}$	508,44	0,000189078	$x_{44}$	1936,79	2,18297E-11
$x_{19}$	563,38	0,000367881	$x_{45}$	1991,73	2,96379E-12
$x_{20}$	618,32	0,000646104	$x_{46}$	2046,67	3,63226E-13
$x_{21}$	673,25	0,001024295	$x_{47}$	2101,60	4,01823E-14
$x_{22}$	728,19	0,001465805	$x_{48}$	2156,54	4,01255E-15
$x_{23}$	783,13	0,001893458	$x_{49}$	2211,48	3,61688E-16
$x_{24}$	838,06	0,002207818	$x_{50}$	2266,41	2,9429E-17
$x_{25}$	893,00	0,002323802			

Tabela B.9 - Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Modelagem computacional - Fundação S1				
Carga de ruptura média (kN)	1316	$P_r$	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível FS=1,5 (kN)	877,33	2,77574E-09	5,83	Impossível
Carga admissível FS=2,0 (kN)	658,00	1,11898E-18	8,74	Nunca
Carga admissível FS=3,0 (kN)	438,67	1,02653E-31	11,66	Nunca
Desvio padrao (kN)	75,25			
Intervalo (kN)	24,08			

Tabela B.10 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pela modelagem computacional – Fundação S1

Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência	Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência
$\mu_{min} = x_0$	714,03	6,7143E-17	$x_{26}$	1340,08	0,005037192
$x_1$	738,11	8,252E-16	$x_{27}$	1364,16	0,004319972
$x_2$	762,19	9,15472E-15	$x_{28}$	1388,24	0,003344271
$x_3$	786,27	9,16769E-14	$x_{29}$	1412,32	0,002336955
$x_4$	810,34	8,2871E-13	$x_{30}$	1436,39	0,001474102
$x_5$	834,42	6,76197E-12	$x_{31}$	1460,47	0,00083933
$x_6$	858,50	4,9805E-11	$x_{32}$	1484,55	0,000431386
$x_7$	882,58	3,31131E-10	$x_{33}$	1508,63	0,000200137
$x_8$	906,66	1,98727E-09	$x_{34}$	1532,71	8,38143E-05
$x_9$	930,74	1,07656E-08	$x_{35}$	1556,79	3,16838E-05
$x_{10}$	954,82	5,26444E-08	$x_{36}$	1580,87	1,08114E-05
$x_{11}$	978,90	2,32377E-07	$x_{37}$	1604,95	3,33011E-06
$x_{12}$	1002,98	9,25894E-07	$x_{38}$	1629,02	9,25894E-07
$x_{13}$	1027,05	3,33011E-06	$x_{39}$	1653,10	2,32377E-07
$x_{14}$	1051,13	1,08114E-05	$x_{40}$	1677,18	5,26444E-08
$x_{15}$	1075,21	3,16838E-05	$x_{41}$	1701,26	1,07656E-08
$x_{16}$	1099,29	8,38143E-05	$x_{42}$	1725,34	1,98727E-09
$x_{17}$	1123,37	0,000200137	$x_{43}$	1749,42	3,31131E-10
$x_{18}$	1147,45	0,000431386	$x_{44}$	1773,50	4,9805E-11
$x_{19}$	1171,53	0,00083933	$x_{45}$	1797,58	6,76197E-12
$x_{20}$	1195,61	0,001474102	$x_{46}$	1821,66	8,2871E-13
$x_{21}$	1219,68	0,002336955	$x_{47}$	1845,73	9,16769E-14
$x_{22}$	1243,76	0,003344271	$x_{48}$	1869,81	9,15472E-15
$x_{23}$	1267,84	0,004319972	$x_{49}$	1893,89	8,252E-16
$x_{24}$	1291,92	0,005037192	$x_{50}$	1917,97	6,7143E-17
$x_{25}$	1316,00	0,005301813			

Tabela B.11 - Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Modelagem computacional - Fundação S2				
Carga de ruptura média (kN)	1216	$P_r$	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível FS=1,5 (kN)	810,67	0,036148461	1,80	Freqüente
Carga admissível FS=2,0 (kN)	608,00	0,003510298	2,70	Provável
Carga admissível FS=3,0 (kN)	405,33	0,000162515	3,59	Remota
Desvio padrao (kN)	225,53			
Intervalo (kN)	72,17			

Tabela B.12 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pela modelagem computacional – Fundação S2

Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência	Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência
$\mu_{min} = x_0$	-588,24	2,24017E-17	$x_{26}$	1288,17	0,001680617
$x_1$	-516,07	2,75321E-16	$x_{27}$	1360,34	0,001441323
$x_2$	-443,90	3,0544E-15	$x_{28}$	1432,51	0,001115788
$x_3$	-371,73	3,05872E-14	$x_{29}$	1504,68	0,000779706
$x_4$	-299,57	2,76492E-13	$x_{30}$	1576,85	0,000491822
$x_5$	-227,40	2,25608E-12	$x_{31}$	1649,02	0,000280036
$x_6$	-155,23	1,6617E-11	$x_{32}$	1721,19	0,000143928
$x_7$	-83,06	1,10479E-10	$x_{33}$	1793,36	6,67742E-05
$x_8$	-10,89	6,63035E-10	$x_{34}$	1865,53	2,7964E-05
$x_9$	61,28	3,59187E-09	$x_{35}$	1937,70	1,0571E-05
$x_{10}$	133,45	1,75644E-08	$x_{36}$	2009,87	3,60714E-06
$x_{11}$	205,62	7,75305E-08	$x_{37}$	2082,04	1,11106E-06
$x_{12}$	277,79	3,08917E-07	$x_{38}$	2154,21	3,08917E-07
$x_{13}$	349,96	1,11106E-06	$x_{39}$	2226,38	7,75305E-08
$x_{14}$	422,13	3,60714E-06	$x_{40}$	2298,55	1,75644E-08
$x_{15}$	494,30	1,0571E-05	$x_{41}$	2370,72	3,59187E-09
$x_{16}$	566,47	2,7964E-05	$x_{42}$	2442,89	6,63035E-10
$x_{17}$	638,64	6,67742E-05	$x_{43}$	2515,06	1,10479E-10
$x_{18}$	710,81	0,000143928	$x_{44}$	2587,23	1,6617E-11
$x_{19}$	782,98	0,000280036	$x_{45}$	2659,40	2,25608E-12
$x_{20}$	855,15	0,000491822	$x_{46}$	2731,57	2,76492E-13
$x_{21}$	927,32	0,000779706	$x_{47}$	2803,73	3,05872E-14
$x_{22}$	999,49	0,001115788	$x_{48}$	2875,90	3,0544E-15
$x_{23}$	1071,66	0,001441323	$x_{49}$	2948,07	2,75321E-16
$x_{24}$	1143,83	0,001680617	$x_{50}$	3020,24	2,24017E-17
$x_{25}$	1216,00	0,001768906			

Tabela B.13 - Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Modelagem computacional - Fundação S3				
Carga de ruptura média (kN)	469	$P_r$	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível FS=1,5 (kN)	312,67	0,061809638	1,54	Freqüente
Carga admissível FS=2,0 (kN)	234,50	0,010454117	2,31	Provável
Carga admissível FS=3,0 (kN)	156,33	0,001036684	3,08	Ocasional
Desvio padrao (kN)	101,53			
Intervalo (kN)	32,49			

Tabela B.14 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pela modelagem computacional – Fundação S3

Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência	Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência
$\mu_{min} = x_0$	-343,25	4,97608E-17	$x_{26}$	501,49	0,003733148
$x_1$	-310,76	6,11569E-16	$x_{27}$	533,98	0,003201603
$x_2$	-278,27	6,78472E-15	$x_{28}$	566,47	0,002478496
$x_3$	-245,78	6,79433E-14	$x_{29}$	598,96	0,001731957
$x_4$	-213,29	6,14171E-13	$x_{30}$	631,45	0,001092482
$x_5$	-180,80	5,01141E-12	$x_{31}$	663,94	0,000622042
$x_6$	-148,31	3,69113E-11	$x_{32}$	696,43	0,000319708
$x_7$	-115,82	2,45407E-10	$x_{33}$	728,92	0,000148325
$x_8$	-83,33	1,4728E-09	$x_{34}$	761,41	6,21162E-05
$x_9$	-50,84	7,97859E-09	$x_{35}$	793,90	2,34814E-05
$x_{10}$	-18,35	3,90156E-08	$x_{36}$	826,39	8,01253E-06
$x_{11}$	14,14	1,72218E-07	$x_{37}$	858,88	2,468E-06
$x_{12}$	46,63	6,86195E-07	$x_{38}$	891,37	6,86195E-07
$x_{13}$	79,12	2,468E-06	$x_{39}$	923,86	1,72218E-07
$x_{14}$	111,61	8,01253E-06	$x_{40}$	956,35	3,90156E-08
$x_{15}$	144,10	2,34814E-05	$x_{41}$	988,84	7,97859E-09
$x_{16}$	176,59	6,21162E-05	$x_{42}$	1021,33	1,4728E-09
$x_{17}$	209,08	0,000148325	$x_{43}$	1053,82	2,45407E-10
$x_{18}$	241,57	0,000319708	$x_{44}$	1086,31	3,69113E-11
$x_{19}$	274,06	0,000622042	$x_{45}$	1118,80	5,01141E-12
$x_{20}$	306,55	0,001092482	$x_{46}$	1151,29	6,14171E-13
$x_{21}$	339,04	0,001731957	$x_{47}$	1183,78	6,79433E-14
$x_{22}$	371,53	0,002478496	$x_{48}$	1216,27	6,78472E-15
$x_{23}$	404,02	0,003201603	$x_{49}$	1248,76	6,11569E-16
$x_{24}$	436,51	0,003733148	$x_{50}$	1281,25	4,97608E-17
$x_{25}$	469,00	0,003929262			

Tabela B.15 - Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Modelagem computacional - Fundação S4				
Carga de ruptura média (kN)	837	$P_r$	$\beta$	Ocorrência de ruína
Carga admissível FS=1,5 (kN)	558,00	0,146416621	1,05	Freqüente
Carga admissível FS=2,0 (kN)	418,50	0,057295459	1,58	Freqüente
Carga admissível FS=3,0 (kN)	279,00	0,01769563	2,10	Provável
Desvio padrao (kN)	265,23			
Intervalo (kN)	84,87			

Tabela B.16 – Probabilidade de ocorrência de ruptura para diferentes cargas de ruptura pela modelagem computacional – Fundação S4

Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência	Variável	Carga de ruptura	Probabilidade de ocorrência
$\mu_{\min} = x_0$	-1284,82	1,90488E-17	$x_{26}$	921,87	0,001429076
$x_1$	-1199,95	2,34113E-16	$x_{27}$	1006,75	0,001225597
$x_2$	-1115,08	2,59724E-15	$x_{28}$	1091,62	0,000948786
$x_3$	-1030,20	2,60092E-14	$x_{29}$	1176,49	0,000663006
$x_4$	-945,33	2,35109E-13	$x_{30}$	1261,36	0,00041821
$x_5$	-860,46	1,9184E-12	$x_{31}$	1346,24	0,000238122
$x_6$	-775,58	1,41299E-11	$x_{32}$	1431,11	0,000122386
$x_7$	-690,71	9,39436E-11	$x_{33}$	1515,98	5,678E-05
$x_8$	-605,84	5,63797E-10	$x_{34}$	1600,86	2,37785E-05
$x_9$	-520,97	3,05426E-09	$x_{35}$	1685,73	8,98884E-06
$x_{10}$	-436,09	1,49355E-08	$x_{36}$	1770,60	3,06726E-06
$x_{11}$	-351,22	6,59264E-08	$x_{37}$	1855,47	9,44767E-07
$x_{12}$	-266,35	2,62681E-07	$x_{38}$	1940,35	2,62681E-07
$x_{13}$	-181,47	9,44767E-07	$x_{39}$	2025,22	6,59264E-08
$x_{14}$	-96,60	3,06726E-06	$x_{40}$	2110,09	1,49355E-08
$x_{15}$	-11,73	8,98884E-06	$x_{41}$	2194,97	3,05426E-09
$x_{16}$	73,14	2,37785E-05	$x_{42}$	2279,84	5,63797E-10
$x_{17}$	158,02	5,678E-05	$x_{43}$	2364,71	9,39436E-11
$x_{18}$	242,89	0,000122386	$x_{44}$	2449,58	1,41299E-11
$x_{19}$	327,76	0,000238122	$x_{45}$	2534,46	1,9184E-12
$x_{20}$	412,64	0,00041821	$x_{46}$	2619,33	2,35109E-13
$x_{21}$	497,51	0,000663006	$x_{47}$	2704,20	2,60092E-14
$x_{22}$	582,38	0,000948786	$x_{48}$	2789,08	2,59724E-15
$x_{23}$	667,25	0,001225597	$x_{49}$	2873,95	2,34113E-16
$x_{24}$	752,13	0,001429076	$x_{50}$	2958,82	1,90488E-17
$x_{25}$	837,00	0,00150415			