

5

Análise Probabilística de um Muro de Contenção

5.1

Introdução

O segundo estudo de caso é o da análise probabilística da estabilidade de um muro de arrimo. Foram verificadas as probabilidades do tombamento, do deslizamento e da ruptura da fundação através dos métodos do Segundo Momento de Primeira Ordem e das Estimativas Pontuais. Este caso foi também estudado na pesquisa de mestrado de Miranda (2005), da qual foram retirados os principais dados para as análises aqui apresentadas. No presente trabalho, o mesmo muro foi re-analisado com um número diferente de variáveis, com a presença do nível d'água no maciço de montante e com larguras diversas da base do muro no cálculo probabilístico.

5.2

Localização Geográfica

A área em estudo localiza-se à rua Reis Magos, no bairro Jonas de Almeida e Silva, no Município de São Fidélis, RJ, conforme mostrado na Figura 5.1.

5.3

Perfil do Talude

Os horizontes e o perfil do talude a ser contido referente ao corte A'A mostrado na Figura 5.1 está exposto na Figura 5.2. O maciço neste local é

composto por um solo residual com uma cobertura de colúvio e linha de seixo contendo três camadas representativas de solo.

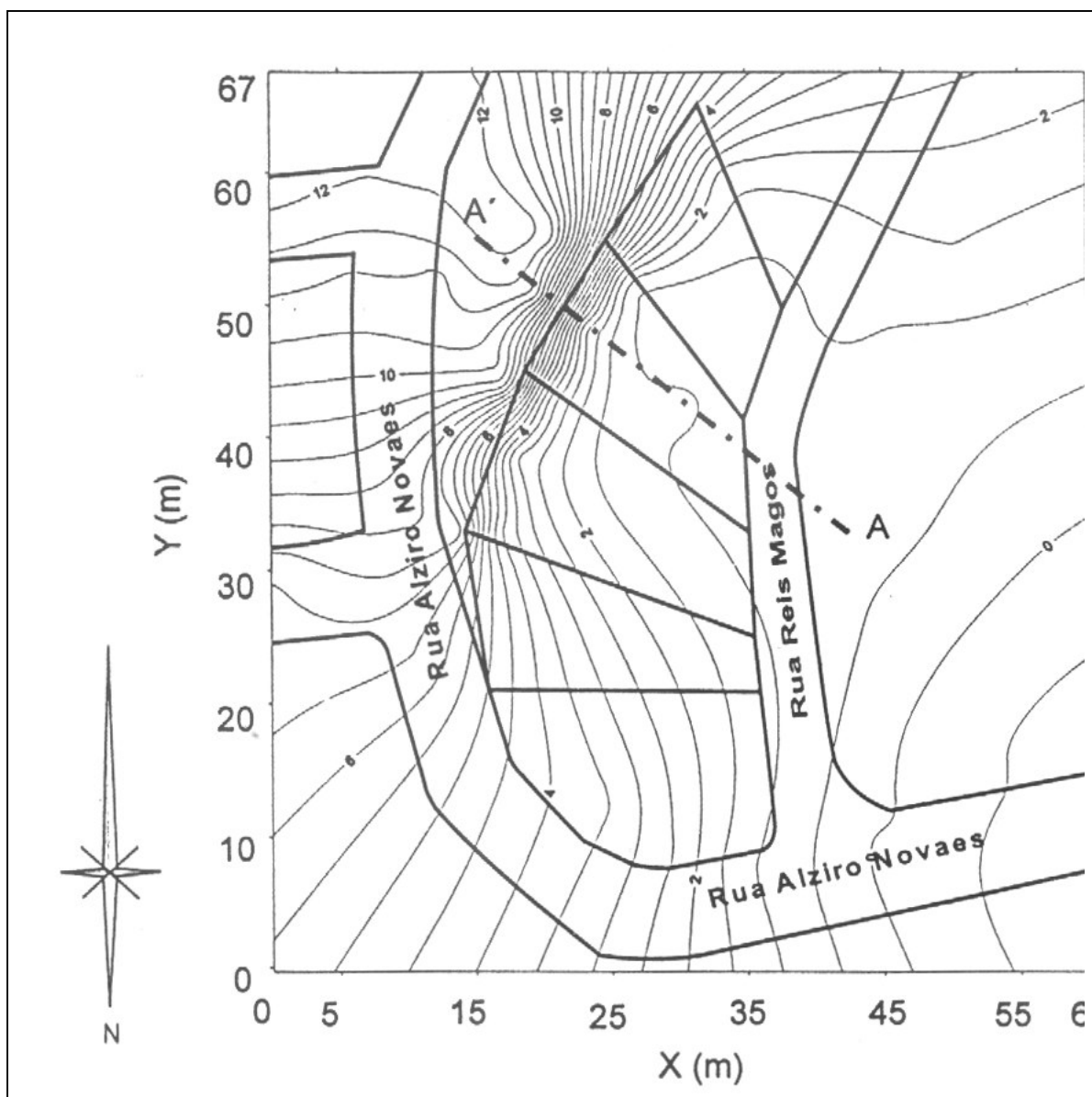


Fig. 5.1 – Levantamento topográfico e localização da área do muro de contenção.

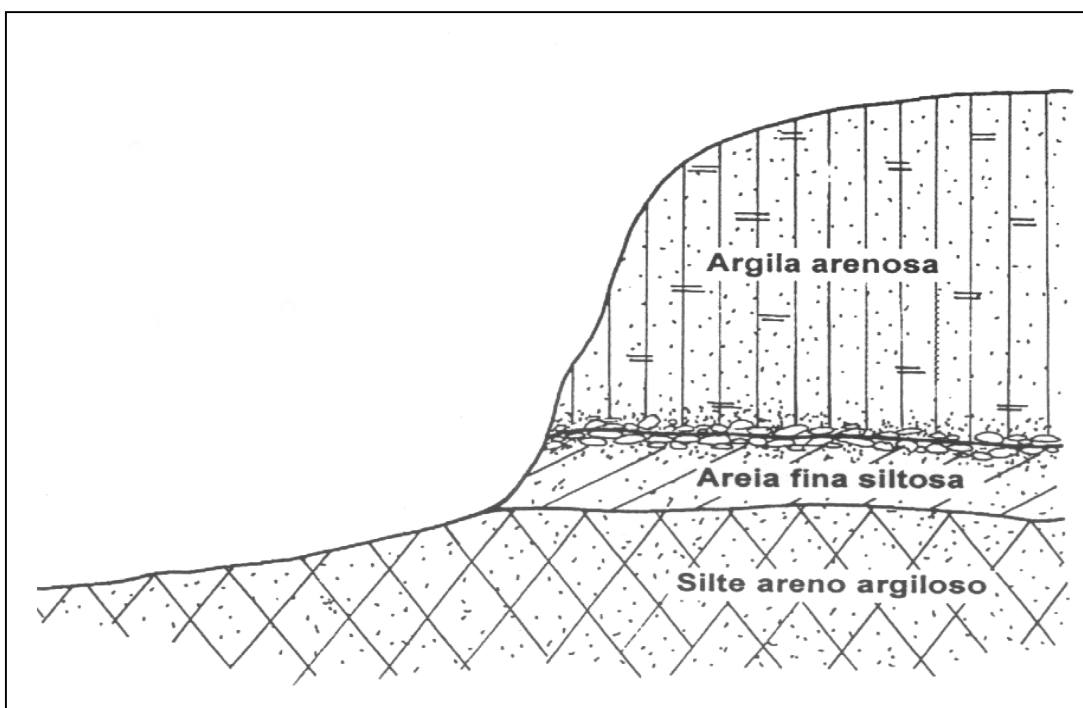


Fig.5.2 – Seção crítica e perfil geológico da área de estudo.

5.4

Parâmetros dos Solos

Em cada camada de solo do perfil da Fig. 5.2, foram retiradas amostras indeformadas para ensaios geotécnicos nos Laboratórios da UENF. Foram feitos ensaios de caracterização, compressão oedométrica, triaxiais CD e CU e cisalhamento direto. Para definir os parâmetros do material de retroaterro do muro, foi considerada uma mistura compactada dos três solos, preparada com energia do Proctor Normal (Miranda, 2005).

A determinação do ângulo de atrito ϕ' e da coesão c' , bem como de seus respectivos valores médios e desvios padrões, foi realizada separadamente em dois grupos de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto em dois subgrupos. Aplicou-se o método dos mínimos quadrados (Equações 67 a 72) e o método das combinações de tensões (Miranda 2005), que será explicado a seguir.

Através da combinação aleatória de dois ou três ensaios, foram geradas algumas envoltórias de ruptura tomando-se o cuidado de descartar as combinações cujas diferenças de tensões σ_3 fossem menores do que 50 kPa. Este procedimento garantiu que os valores do intercepto a' e do ângulo α' da reta de regressão linear (e, portanto, dos parâmetros efetivos de coesão c' e atrito ϕ') fossem pouco afetados por erros sistemáticos de ensaios. Foi também imposto um valor mínimo igual a zero para os parâmetros a' e c' na regressão linear dos pontos de ruptura em cada combinação. Estes parâmetros são obtidos através da reta de regressão para os pares de tensões (x, y) , onde x é a média das tensões principais e y é a tensão cisalhante. Os valores c' e ϕ' são obtidos através das seguintes relações (Lambe e Whitman, 1969): $c' = a'/\cos\alpha'$ e $\sin\phi' = \tan\alpha'$.

Os resultados dos ensaios geotécnicos estão apresentados nas tabelas 5.1 a 5.5.

Tabela 5.1 - Pesos específico dos solos (Miranda, 2005).

Solo	γ_{nat} (kN/m ³)		γ_{sat} (kN/m ³)	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Argila arenosa (< 5,9m)	15,68	1,25	22,68	2,02
Areia siltosa (5,9 a 7,5m)	15,64	1,26	22,28	1,42
Silte areno-argiloso (> 7,5m)	15,20	0,46	22,57	1,93
Retroaterro	17,65	1,03	24,31	1,15

Tabela 5.2 – Parâmetros de resistência dos solos obtidos através de ensaios triaxiais e pelo método das combinações de tensões (Miranda, 2005).

Solo	c' (kPa)		ϕ' (graus)	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Argila arenosa (< 5,9m)	10,69	14,89	32,16	4,32
Areia siltosa (5,9 a 7,5m)	16,55	18,86	19,12	6,23
Silte areno-argiloso (> 7,5m)	8,03	15,28	25,28	4,77
Retroaterro	7,84	6,78	36,49	4,28

Tabela 5.3 - Parâmetros de resistência dos solos obtidos através de ensaios triaxiais e pelo método dos mínimos quadrados (Miranda, 2005).

Solo	c' (kPa)		ϕ' (graus)	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Argila arenosa (< 5,9m)	4,14	16,28	32,86	3,36
Areia siltosa (5,9 a 7,5m)	11,81	15,98	19,81	3,66
Silte areno argiloso (> 7,5m)	5,86	12,29	24,95	3,01
Retroaterro	7,38	2,89	36,88	1,49

Tabela 5.4 - Parâmetros de resistência dos solos obtidos através de ensaios de cisalhamento direto e pelo método das combinações de tensões (Miranda, 2005).

Solo	c' (kPa)		ϕ' (graus)	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Argila arenosa (< 5,9m)	6,20	17,48	27,35	3,96
Areia siltosa (5,9 a 7,5m)	13,50	11,99	23,54	4,41
Silte areno argiloso (> 7,5m)	17,16	18,11	24,09	4,77
Retroaterro	3,22	05,36	29,68	1,86

Tabela 5.5 - Parâmetros de resistência dos solos obtidos através de ensaios de cisalhamento direto e pelo método dos mínimos quadrados (Miranda, 2005).

Solo	c' (kPa)		ϕ' (graus)	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Argila arenosa (< 5,9m)	0,00	10,28	28,36	0,14
Areia siltosa (5,9 a 7,5m)	16,12	10,40	23,02	0,14
Silte areno argiloso (> 7,5m)	11,46	10,05	25,43	0,13
Retroaterro	0,00	06,13	30,89	0,05

Deve-se notar que, os valores encontrados para desvio padrão da coesão foram, em alguns casos, bem maiores do que os indicados pela literatura (Tabela 3.3).

5.5

Programa Utilizado

5.5.1

Introdução

O programa computacional utilizado nas análises probabilísticas da estabilidade do muro emprega uma rotina com o método das Estimativas Pontuais (Miranda, 2005). A versão original do programa aceita até 15 parâmetros como variáveis aleatórias. Para o presente trabalho, uma simplificação foi produzida, reduzindo-se para apenas quatro o número de variáveis aleatórias na planilha de cálculo. Com isto, reduziu-se significativamente a quantidade de memória requisitada pelo programa, permitindo que o mesmo fosse utilizado em computadores convencionais, de menor porte.

5.5.2

Dados de Entrada

5.5.2.1

Dados da Geometria do Muro

Os dados geométricos de entrada em relação ao muro estão definidos na Figura 5.3 e quaisquer das dimensões H_m , θ , t_m , t_j , h_m , h_j , B , b , b_j , t_s , b_s e f podem ser escolhidas como variáveis aleatórias.

5.5.2.2

Dados da Geometria e Propriedades do Solo.

Os dados geométricos em relação ao solo estão apresentados na Figura 5.4. Quaisquer dos parâmetros, como as espessuras das camadas e_1 , e_2 e e_3 ; os ângulos β_j , β_m e α ; a coesão de cada solo e a adesão na base do muro; os ângulos

[illegible]

Diagrama de um muro de arrimo com solos e camadas de retroaterro. O muro é representado por uma estrutura cinza. Os solos e camadas são coloridos e rotulados:

- Solo 7** (Solo aderido ao muro): Faixa estreita de cor laranja no topo do muro.
- Solo 4** (Retroaterro de montante): Área triangular de cor amarela imediatamente à esquerda do muro.
- Solo 1** (Primeira camada): Área triangular de cor verde à direita do muro.
- Solo 2** (Segunda camada): Área triangular de cor rosa à direita do muro.
- Solo 3** (Terceira camada): Área triangular de cor ciano à direita do muro.
- Solo 5** (Retroaterro de jusante): Área triangular de cor azul à esquerda do muro.
- Solo 6** (Fundação): Área retangular de cor marrom na base do muro.

Ângulos e parâmetros indicados:

- β_i : Ângulo de inclinação da superfície do Solo 5.
- β_m : Ângulo de inclinação da superfície do Solo 7.
- α : Ângulo de inclinação da base do muro em relação ao horizontal.
- e_1, e_2, e_3 : Distâncias horizontais indicadas por setas no lado direito do diagrama.

Figura 5.4 – Dados relativos às camadas de solo.

5.2.2.3

Dados Relativos ao Nível D'água e às Cargas Atuantes.

Os dados em relação ao nível d'água e as cargas atuantes estão mostrados na Figura 5.5 e quaisquer dos parâmetros NA_1 , NA_2 , NA_3 ou $\gamma_{\text{água}}$ podem ser escolhidos como variáveis aleatórias.

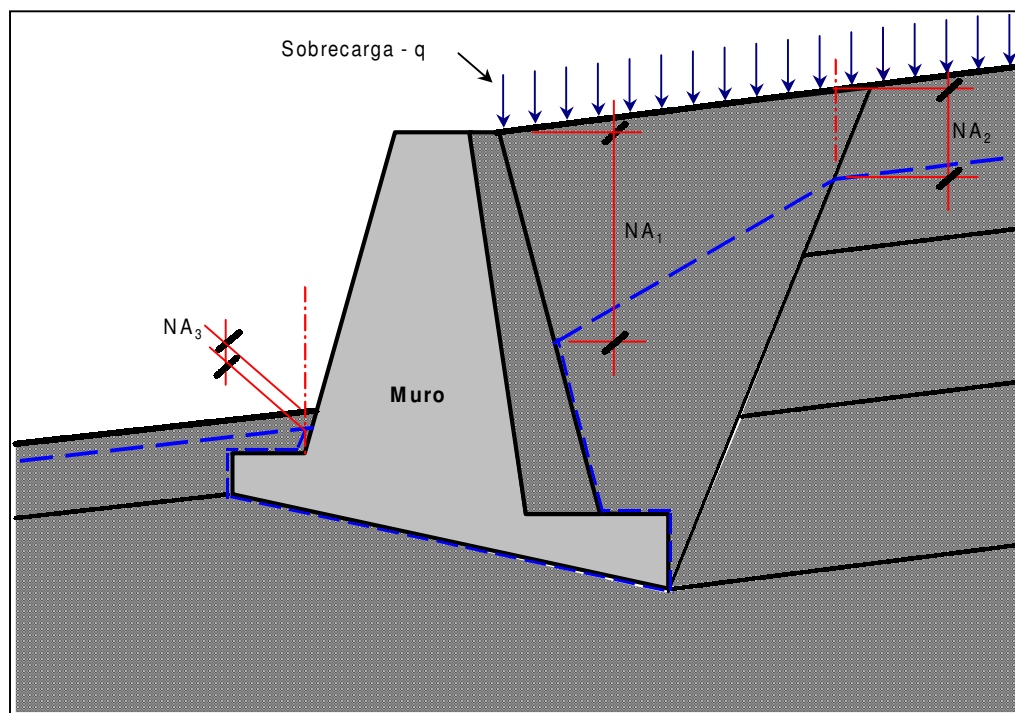


Figura 5.5 - posição do nível d'água.

5.5.3

Cálculo do Empuxo

O empuxo E_a é calculado através do método das cunhas no qual se levou em conta as possíveis fendas de tração no solo a montante do muro (Bowles, 1988). Obtém-se o valor de E_a para vários valores de inclinação ρ da cunha de ruptura e escolhe-se entre eles o de maior valor. A Figura 5.6 ilustra a variação de E_a para diferentes valores da inclinação ρ .

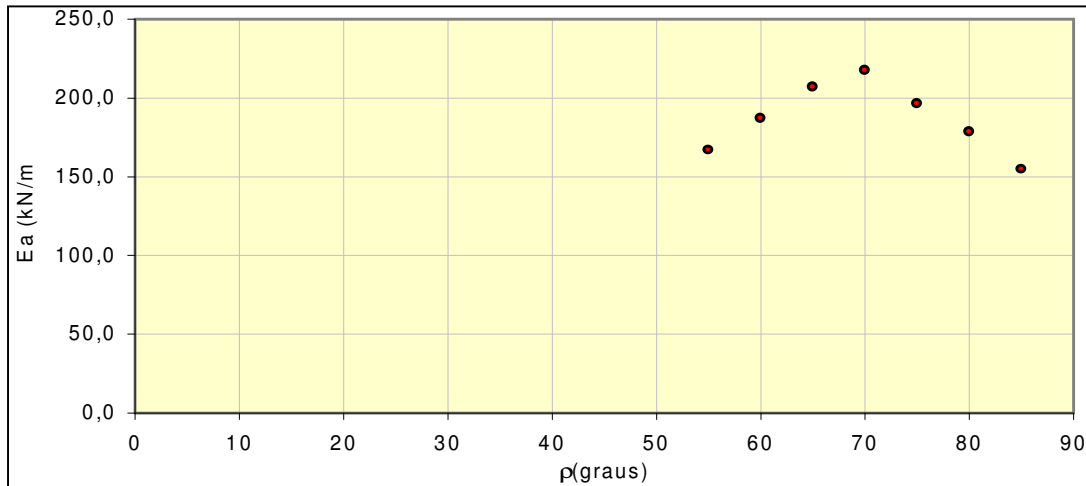


Figura 5.6 – Valor do empuxo em relação ao ângulo da possível cunha de ruptura.

5.5.4

Dados de Saída

O programa calcula os fatores de segurança contra o tombamento, o deslizamento, e contra a ruptura do solo de fundação. Complementando esses dados, fornece, também, a probabilidade de fracasso para cada uma dessas formas de instabilidade, calculada pelo método das Estimativas Pontuais.

5.6

Análises Probabilísticas

Foi feita a análise probabilística de estabilidade para um muro de contenção pelos métodos das Estimativas Pontuais e do Segundo Momento de Primeira Ordem.

5.6.1

Geometria do Muro de contenção

Pra conter o talude ilustrado na Figura 5.2, foi projetado o muro de arrimo mostrado na Figura 5.7.

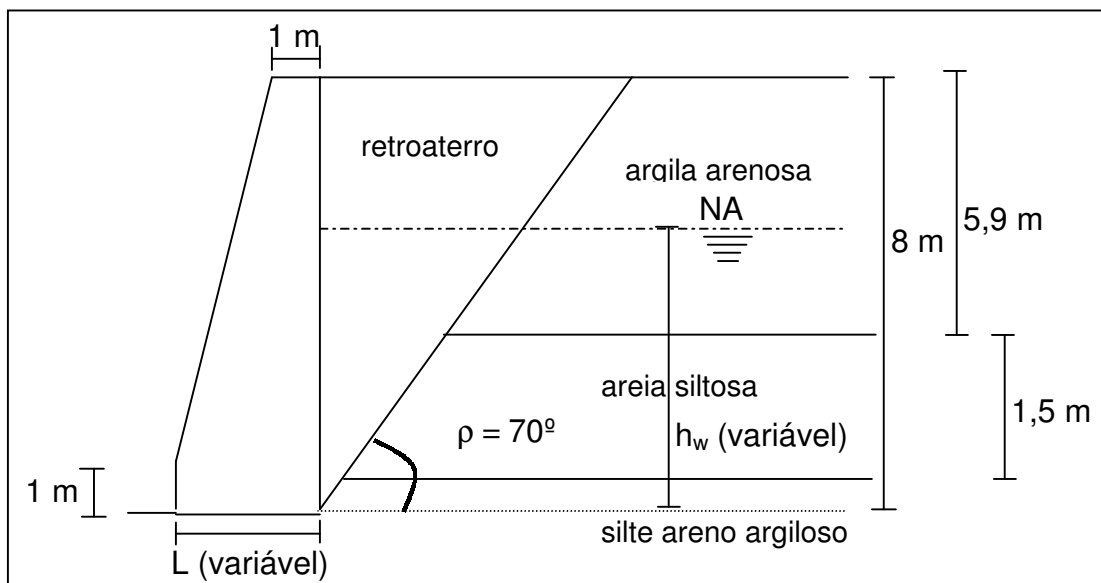


Figura 5.7 – Geometria do muro de contenção considerado nas análises probabilísticas.

5.6.2

Parâmetros de Entrada

Nos parâmetros de entrada, considerou-se a altura do aterro a jusante, a sobrecarga a montante, os ângulos de inclinação do terreno à jusante e a montante iguais a zero. Assumiram-se valores para a adesão e o ângulo de atrito de interface na base do muro respectivamente iguais a do solo 3 (silte areno argiloso) e dois terços de ϕ_3 ; a adesão e o ângulo de atrito de interface na lateral do muro respectivamente iguais a do solo 4 (retroaterro) e dois terços de ϕ'_4 . Admitiu-se um valor de 300 kPa para a capacidade de carga do terreno de fundação, 25 kN/m³ para o peso específico do muro, 70° para a inclinação α do talude. Os desvios padrões para os parâmetros dos solos são os apresentados nas Tabelas 5.1 a 5.5. Quanto aos parâmetros H_m , B , e_1 , e_2 , γ_{muro} , arbitrou-se um desvio padrão de 10%; para a capacidade do solo de fundação foi assumido um desvio padrão de 50kPa; e para a inclinação α utilizou-se um desvio padrão de 5 °. Esses valores foram os mesmos adotados por Miranda (2005).

O estudo probabilístico foi feito variando-se a base do muro de 3,5 a 8m e a altura do nível d'água de 0 a 8m.

5.6.3

Análise de Sensibilidade

Foi feita primeiramente a análise probabilística da estabilidade do muro pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem para base do muro igual a 3.5m e altura do nível d'água igual a 0m, usando as seguintes variáveis aleatórias: H_m , B , α , e_1 , e_2 , γ_1 , γ_2 , γ_3 , γ_4 , γ_m , c'_1 , c'_2 , c'_3 , c'_4 , ϕ'_1 , ϕ'_2 , ϕ'_3 e ϕ'_4 . Nos parâmetros coesão e ângulo de atrito (c'_1 , c'_2 , c'_3 , c'_4 , ϕ'_1 , ϕ'_2 , ϕ'_3 e ϕ'_4) empregaram-se apenas os valores obtidos pelos ensaios triaxiais com o método das combinações de tensões. Os procedimentos dos cálculos e os resultados das análises, bem como a influência de cada parâmetro na variância do fator de segurança estão mostrados nas Tabelas A3.1, A3.2 e A3.3. O estudo probabilístico apontou uma probabilidade de instabilidade para o tombamento de 1:662.660. Para o deslizamento na base do muro e para a ruptura na fundação, os valores de PR foram respectivamente iguais a 1:5 e 1:187.

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que a maior probabilidade de instabilidade refere-se ao deslizamento. O valor de PR = 1:5 é bastante elevado, em que pese o valor do fator de segurança ser de 1,50.

As Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 ilustram a influência em porcentagem de cada um dos parâmetros na variância total do fator de segurança contra o tombamento, o deslizamento e a ruptura do solo de fundação. Os parâmetros de maior influência na variância do fator de segurança são:

- A coesão c'_1 (solo 1), com um peso de 21,3%; o ângulo de atrito ϕ'_2 (solo 2), com um peso de 20,8%; a coesão c'_4 (solo 4) com um peso de 16,6%; e o ângulo de atrito ϕ'_1 (solo 1) com um peso de 11,6%. A soma dos pesos destas variáveis responde por 70,3% da variância do fator de segurança contra o tombamento.

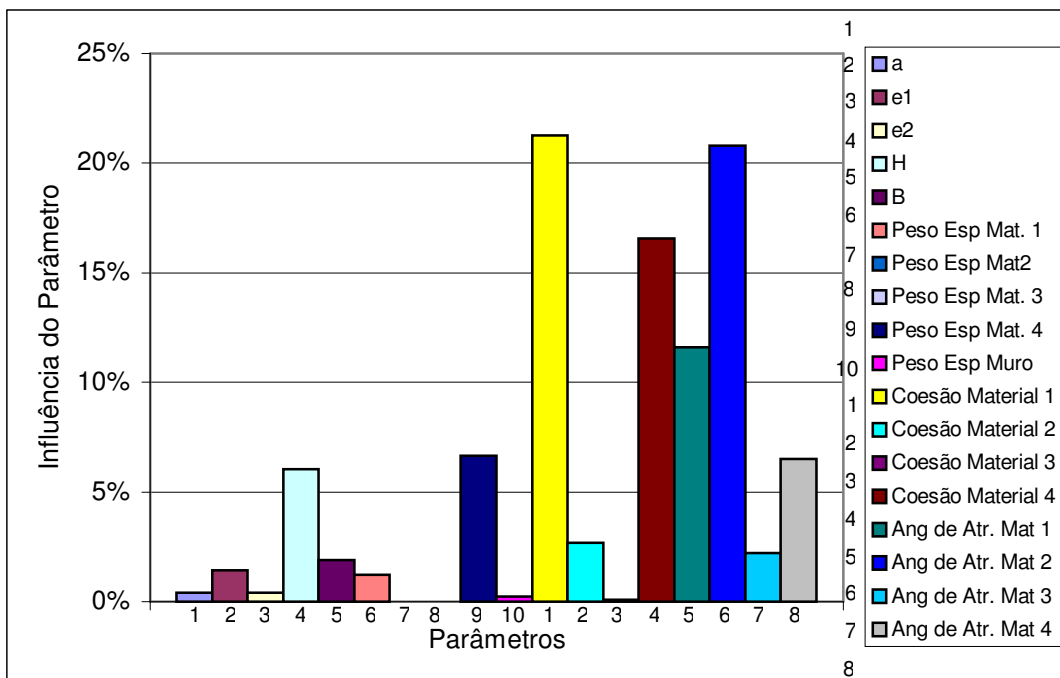


Figura 5.8 – Análise de sensibilidade das análises referentes ao tombamento.

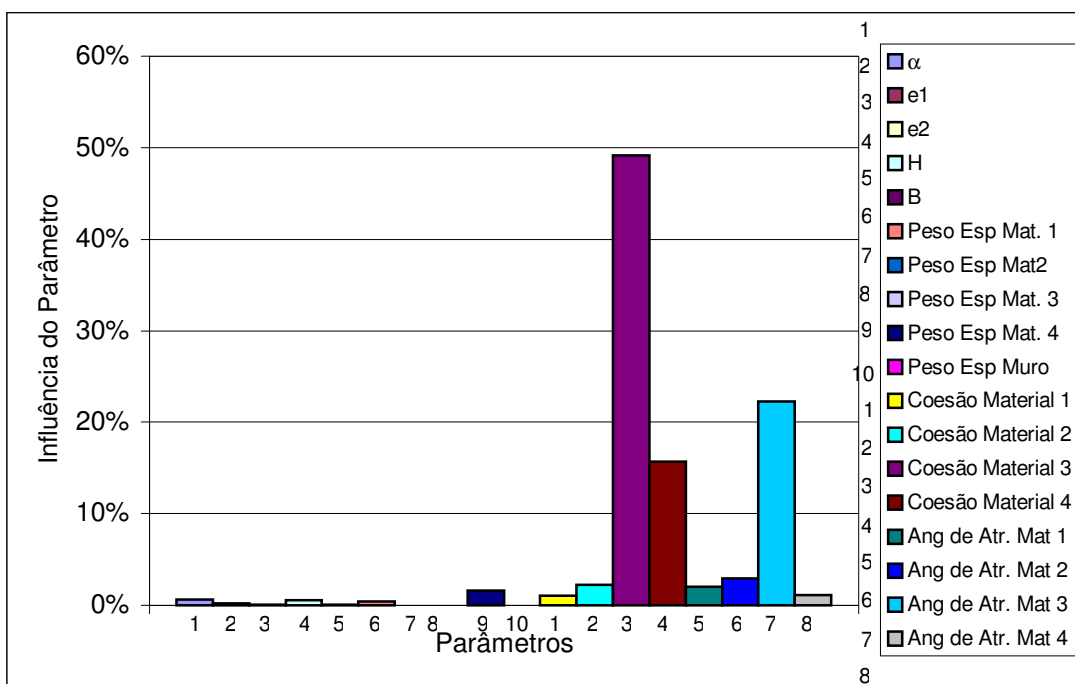


Figura 5.9 – Análise de sensibilidade das análises referentes ao deslizamento.

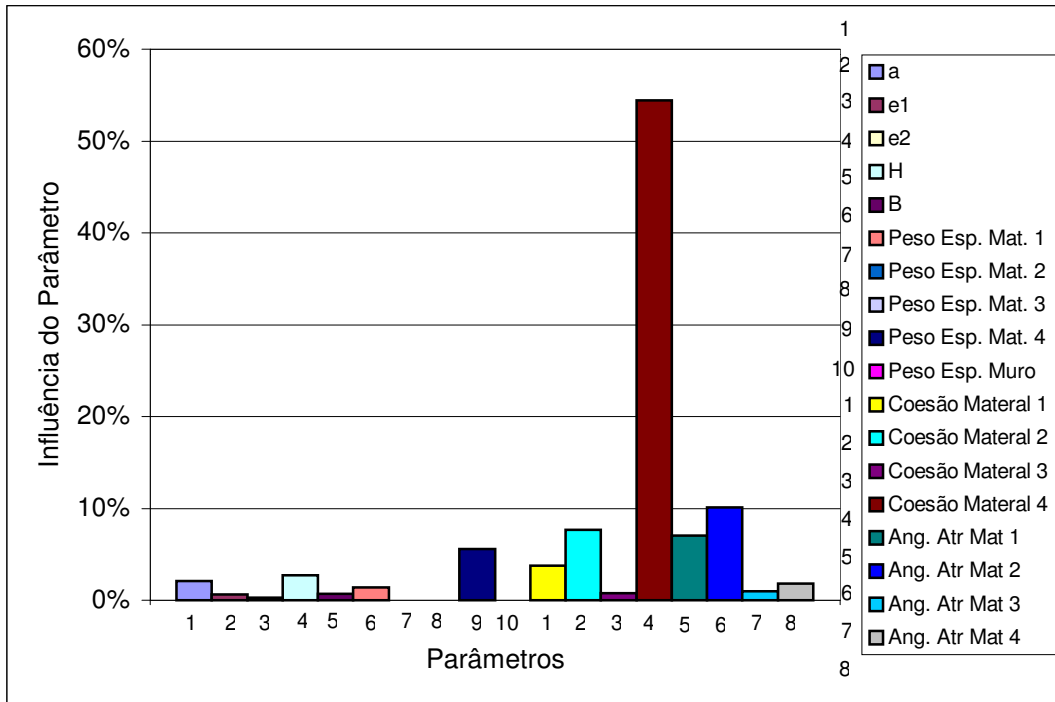


Figura 5.10 – Análise de sensibilidade das análises referentes à ruptura do solo de Fundação.

- A coesão do solo 3 (c'_3) com um peso de 49,1%; o ângulo de atrito do solo 3 (ϕ'_3) com um peso de 22,3%; a coesão do solo 4 (c'_4) com um peso de 15,7%; e o ângulo de atrito do solo 2 (ϕ'_2) com um peso de 2,9%. A soma dos pesos destas variáveis responde por 90,0% da variância do fator de segurança contra o deslizamento.

- A coesão do solo 4 (c'_4) com um peso de 54,4%; a coesão do solo 2 (c'_2) com um peso de 7,7%; o ângulo de atrito do solo 2 (ϕ'_2) com um peso de 10,1%; e o ângulo de atrito do solo 1 (ϕ'_1) com um peso de 7,0%. A soma dos pesos dessas variáveis responde por 79,2% da variância do fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação.

Usando estes parâmetros como variáveis aleatórias, foi feita a análise probabilística contra o tombamento, o deslizamento e a ruptura do solo de fundação pelos métodos do Segundo Momento de Primeira Ordem e das Estimativas Pontuais. O estudo da estabilidade foi feito para larguras da base do muro iguais a

3,5, 5,0, 6,5 e 8,0 metros. Para cada valor, verificou-se a probabilidade de ruptura com a altura do nível d'água igual a 0, 2, 4, 6 ou 8 metros. Os resultados das análises estão nas Tabelas A3.4 a A3.23 e, em forma de gráficos, nas figuras 5.15 a 5.26.

5.7

Análise dos Resultados

Analisando os gráficos das figuras 5.15, 5.16 e 5.17, verifica-se que os fatores de segurança contra o tombamento e o deslizamento aumentaram diretamente com a largura da base do muro e inversamente com a altura do nível d'água. Nota-se que a variação da largura da base do muro influenciou muito pouco no fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação, sendo que este também variou inversamente com a altura do nível d'água. Para a cota do nível d'água igual a zero, o menor fator de segurança foi contra o deslizamento ($FS = 1,46$), levando em consideração a base do muro igual a 3,5m. Para um fator de segurança acima de 1,5, a maior cota do nível d'água é 2m e a base é igual a 6,5m, resultando em $FS = 1,56$ contra a ruptura do solo de fundação.

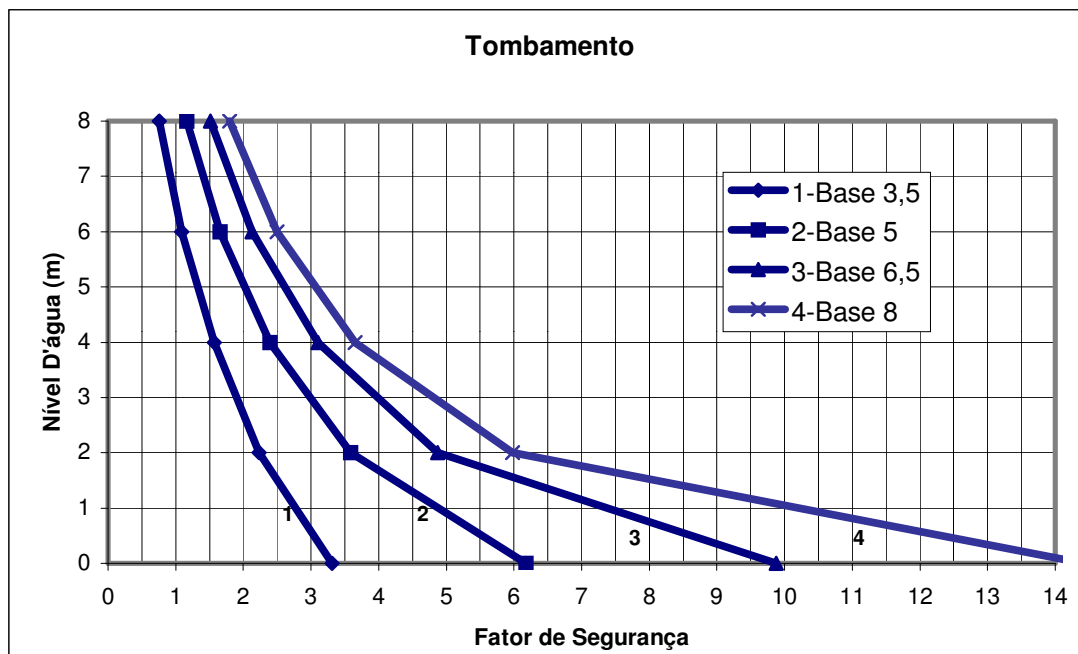


Figura 5.15 – Variação do fator de segurança contra o tombamento do muro em função do nível d'água e da largura da base.

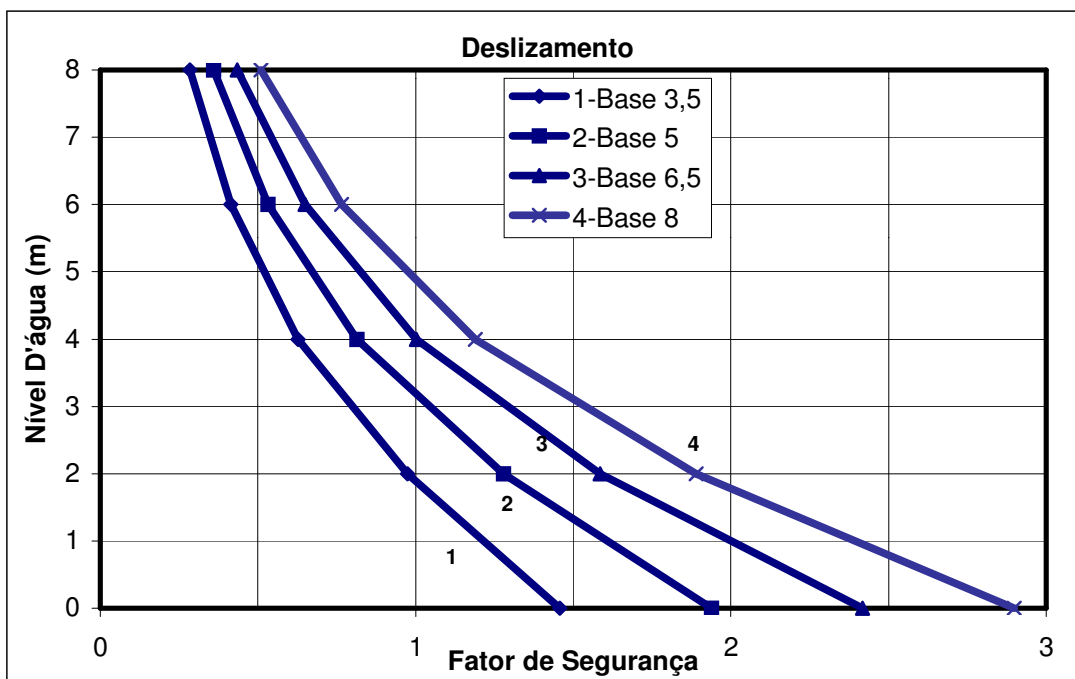


Figura 5.16 – Variação do fator de segurança contra o deslizamento do muro em função do nível d'água e da largura da base.

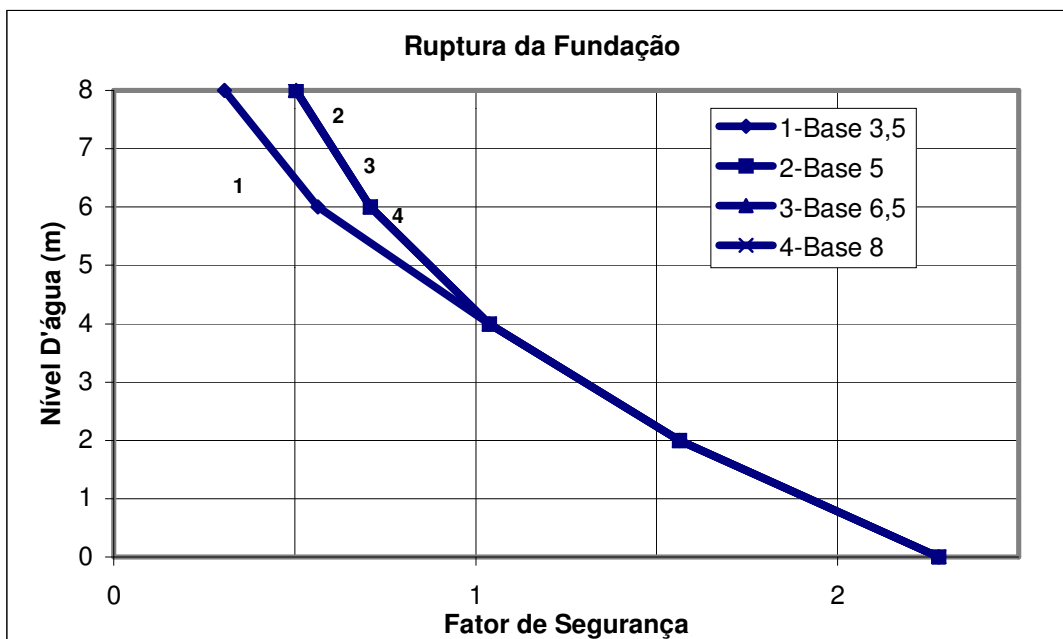


Figura 5.17 – Variação do fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação do muro em função da largura da base e do nível d'água.

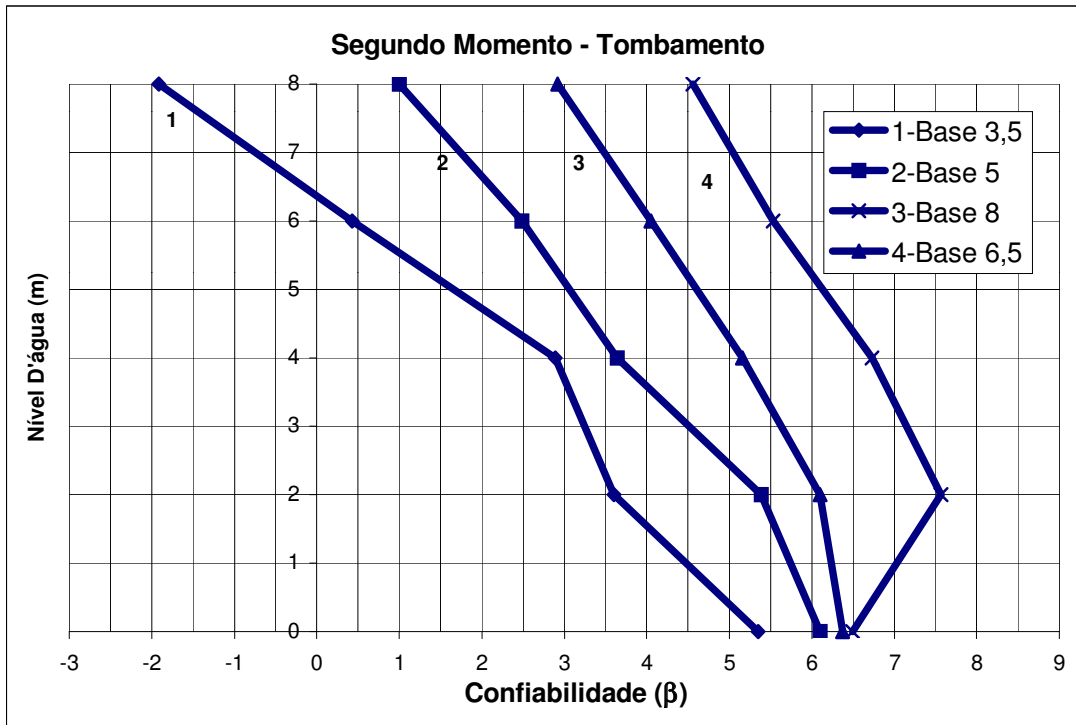


Figura 5.18 – Confabilidade contra o tombamento em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método do Segundo Momento de Primeira Ordem.

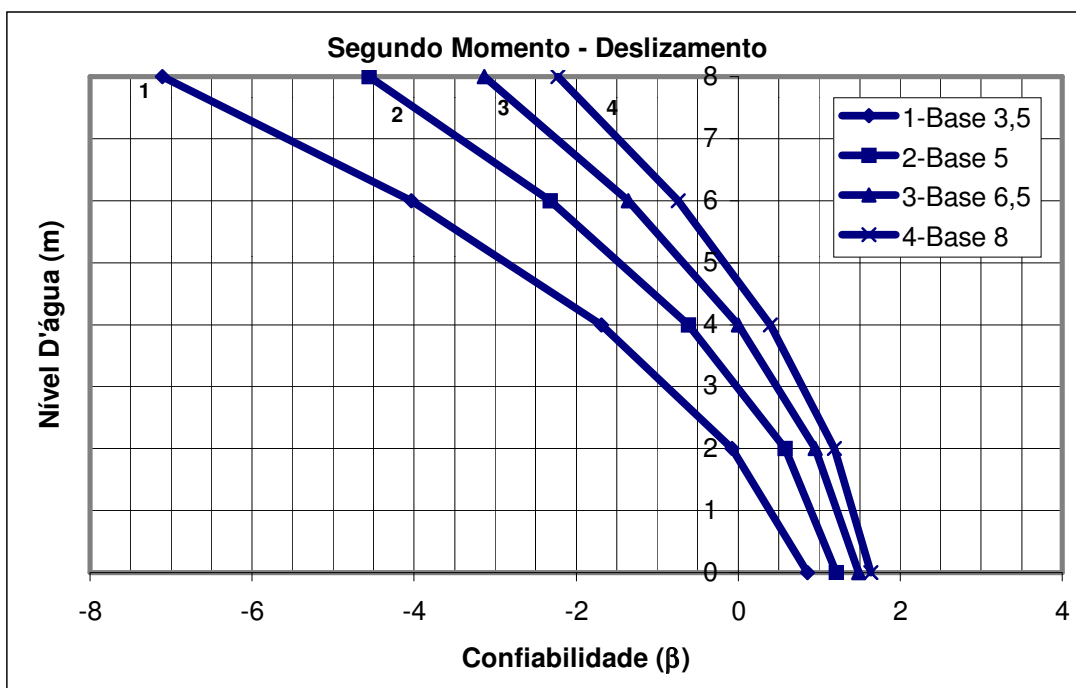


Figura 5.19 – Confabilidade contra o deslizamento em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método do Segundo Momento de Primeira Ordem.

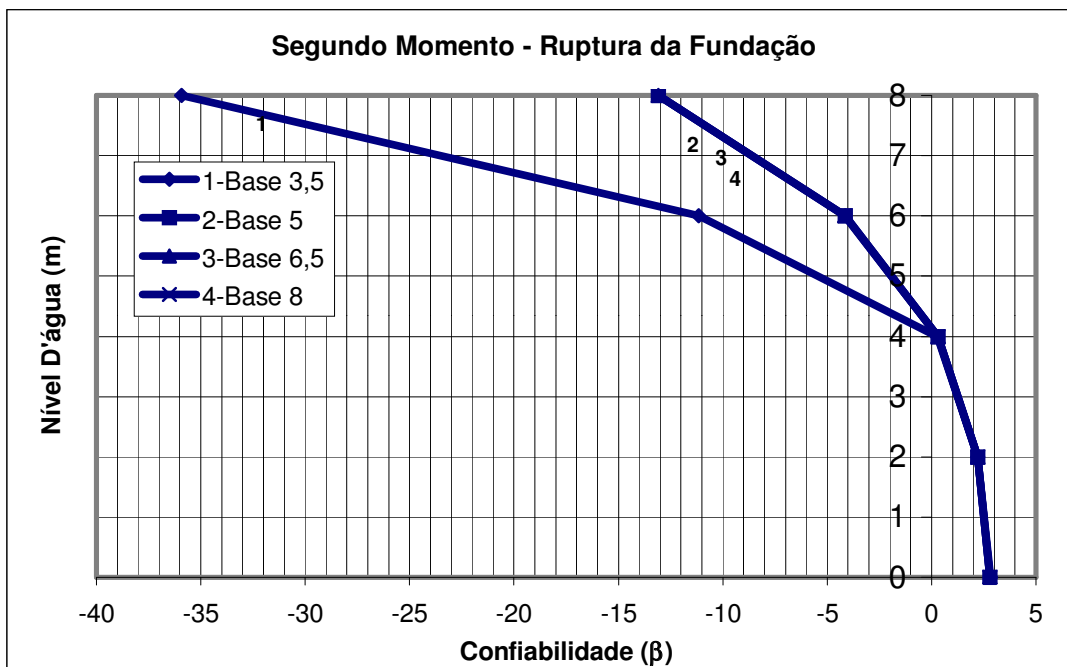


Figura 5.20 – Confiabilidade contra a ruptura do solo de fundação em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método do Segundo Momento.

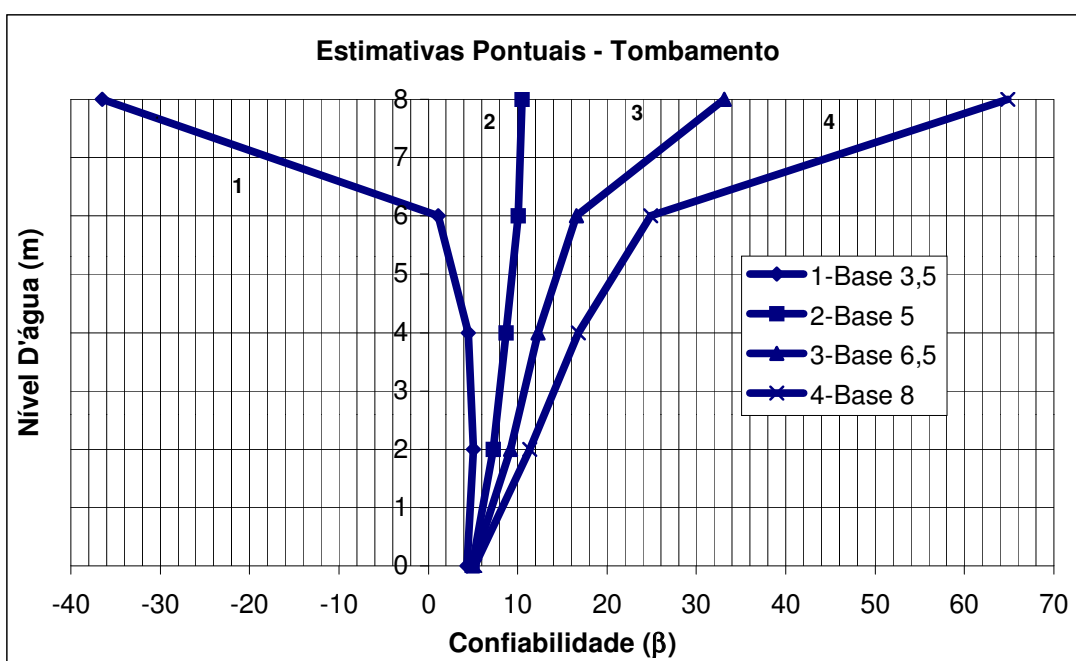


Figura 5.21 – Confiabilidade contra o tombamento em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método das Estimativas Pontuais.

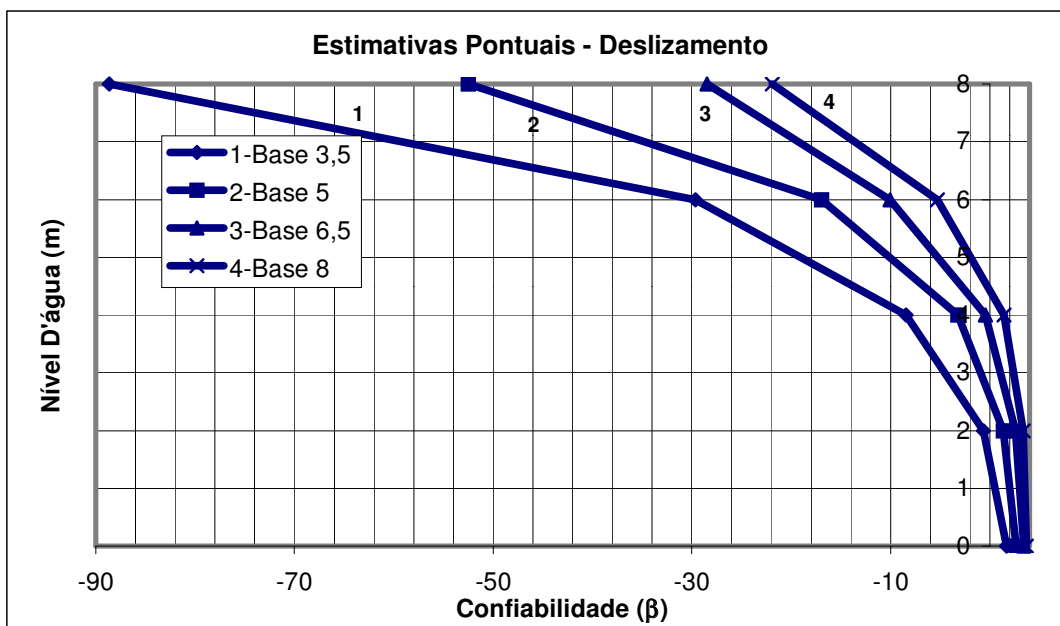


Figura 5.22 – Confiabilidade contra o deslizamento em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método das Estimativas Pontuais.

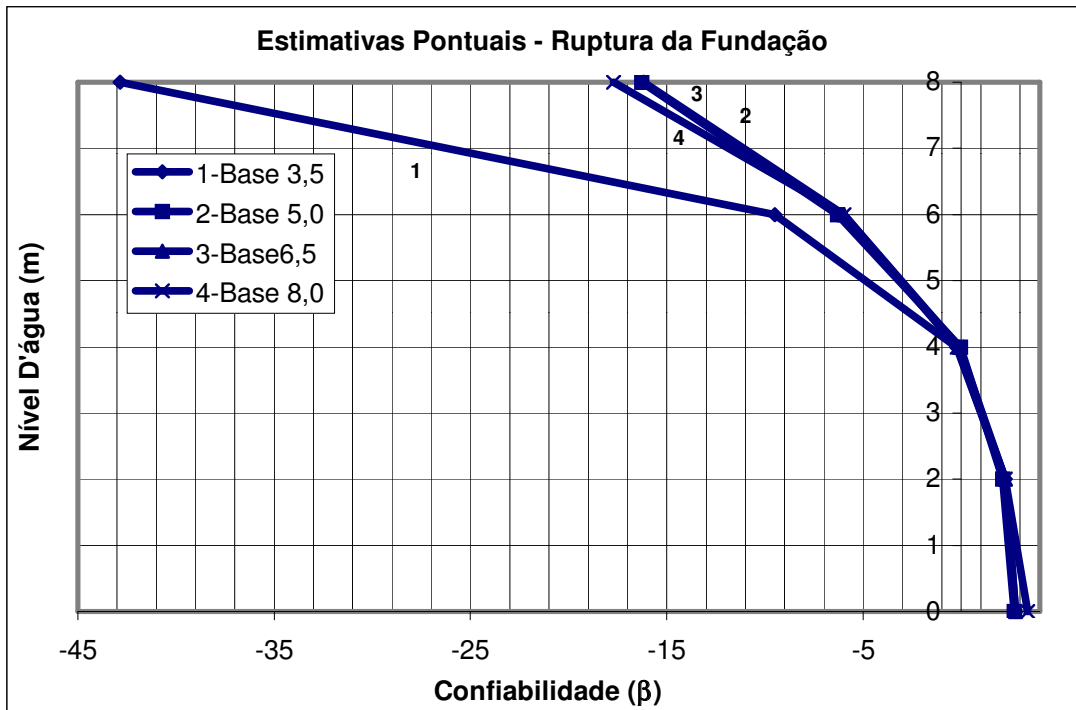


Figura 5.23 – Confiabilidade contra a ruptura do solo de fundação em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método das Estimativas Pontuais.

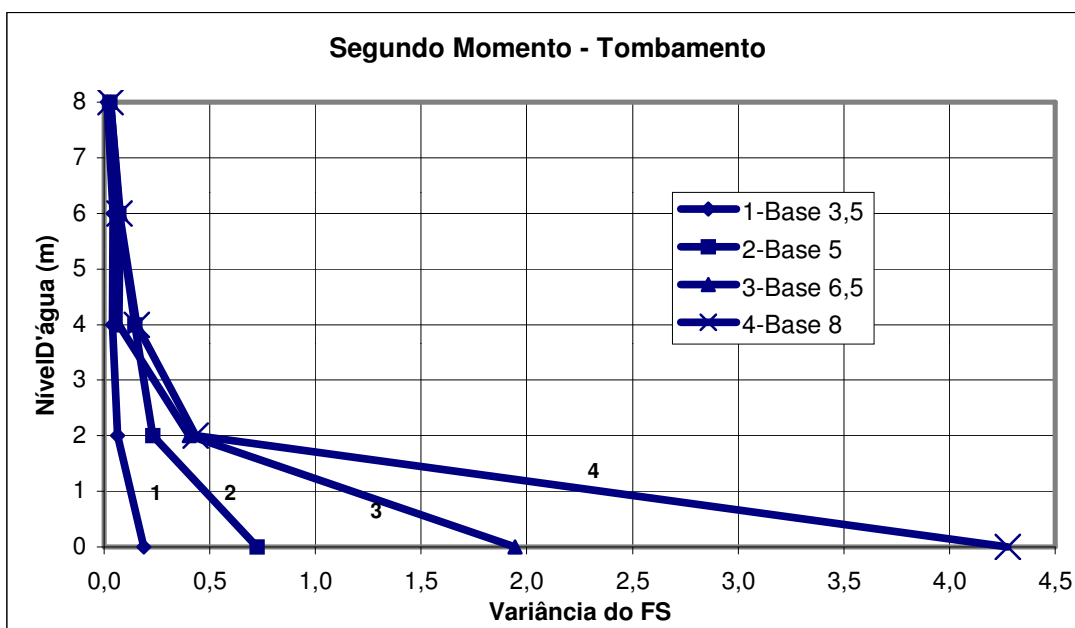


Figura 5.24 – Variância do Fator de Segurança contra o tombamento em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método do Segundo Momento.

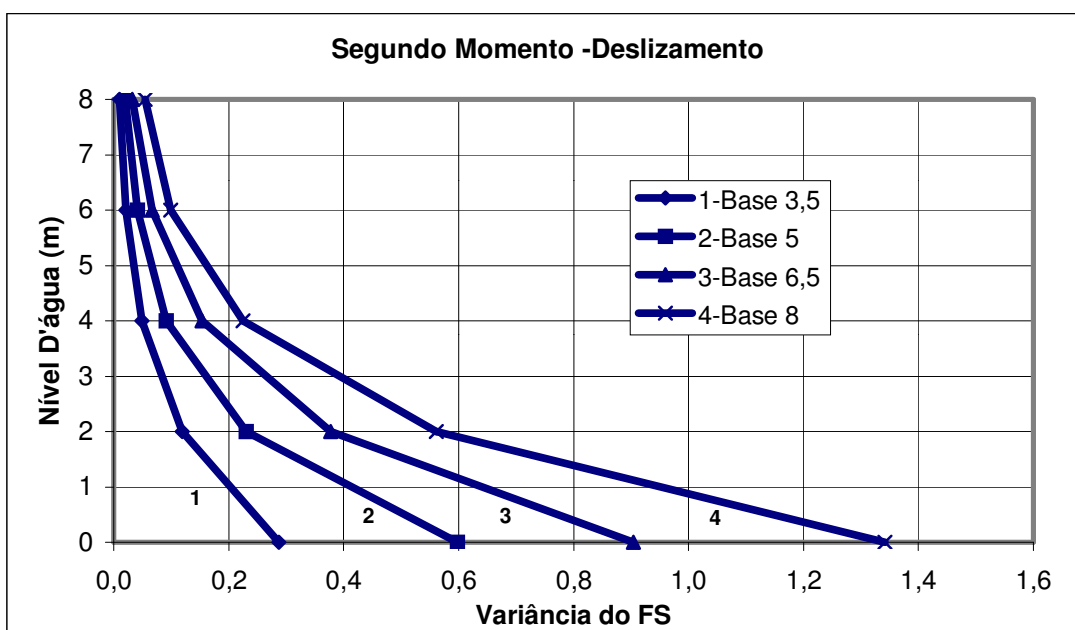


Figura 5.25 – Variância do Fator de Segurança contra o deslizamento em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método do Segundo Momento.

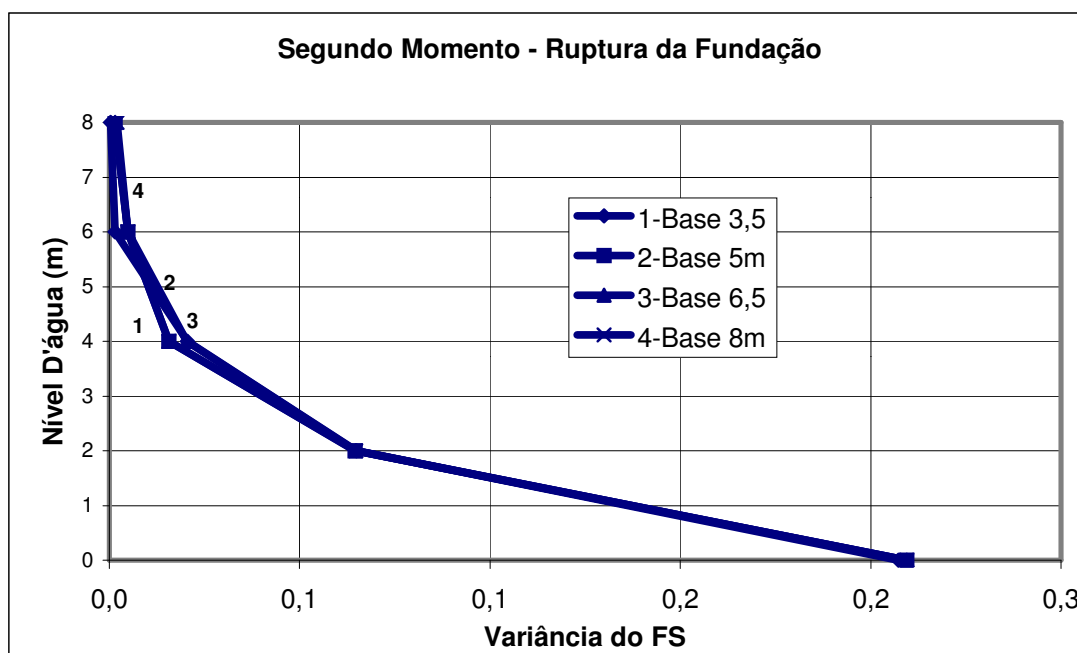


Figura 5.26 – Variância do fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação em função do nível d'água e da largura da base do muro, com base no método do Segundo Momento.

Os índices de confiabilidade contra o deslizamento aumentaram diretamente com a variação da base do muro e inversamente com a altura do nível d'água sendo que os valores foram maiores quando os índices de confiabilidade foram obtidos pelo método das Estimativas Pontuais, conforme verificado nos gráficos das Figuras 5.19 e 5.22. O índice de confiabilidade para as cotas do nível d'água e bases do muro, citadas no parágrafo anterior, foram respectivamente 0,85 e 0,95 pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem, 1,71 e 2,57 pelo método das Estimativas Pontuais.

A confiabilidade contra a ruptura do solo de fundação variou diretamente com a altura do nível d'água, mas sofreu pouca influência quanto à variação da base do muro. Os valores obtidos pelos métodos do Segundo Momento de Primeira Ordem e das Estimativas Pontuais foram próximos. Os índices de confiabilidade, calculados pelos dois métodos, para o nível d'água igual a 2,0m, foram praticamente idênticos ($2,12 \leq \beta \leq 2,24$) e quase não variaram com o aumento da base do muro.

Os resultados da pesquisa do índice de confiabilidade contra a ruptura do solo de fundação estão apresentados graficamente nas Figuras 5.20 e 5.23.

A confiabilidade contra o tombamento variou em relação direta com a largura da base do muro. No cálculo utilizando o método do Segundo Momento de Primeira Ordem, o índice β aumentou com a mudança do nível d'água de 0m para 2m e diminuiu para os demais níveis quando se considerou a base do muro igual a 8m. Para outros valores de largura da base, a confiabilidade variou inversamente com a altura do nível d'água. No cálculo com o método das Estimativas Pontuais, a confiabilidade variou diretamente com a altura do nível d'água para as larguras da base iguais a 5,0m, 6,5m e 8,0m e variou inversamente com a altura do nível d'água para a largura da base igual a 3,5m. Verifica-se, através das Figuras 5.18 e 5.21, que a diferença dos resultados obtidos pelos dois métodos foi, em alguns casos, significativa.

5.8

Comentários

Como foi dito no parágrafo anterior, verificou-se, em alguns casos, que o fator de segurança contra o tombamento diminuiu com o aumento da altura do lençol freático e o índice β aumentou. O fato ocorrido pode ser compreendido ao se comparar o comportamento da variância do fator de segurança com a variação da base do muro e a altura do nível d'água, conforme ilustrado nas figuras 5.24 a 5.26. Verifica-se que as variâncias do fator de segurança contra o tombamento, o deslizamento e a ruptura do solo de fundação diminuíram com o aumento do nível d'água. Constata-se, também, que as variâncias do fator de segurança contra o tombamento e o deslizamento aumentaram com largura da base do muro e manteve-se constante contra a ruptura do solo de fundação. O fato da confiabilidade contra o tombamento ter aumentado com a variação positiva do nível d'água, apesar do fator de segurança ter diminuído, é explicável pelas próprias definições de β e FS. Conforme visto no Capítulo 3 (Equação 45), o índice de confiabilidade β é definido como:

$$\beta = \frac{\overline{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad \text{eq.(45)}$$

Onde:

β = Índice de confiabilidade;

$\overline{FS}$ = Fator de segurança médio;

σ_{FS} = Desvio padrão do fator de segurança = $(V_{FS})^{1/2}$.

Uma redução do fator de segurança, concomitante com uma redução do desvio padrão, pode levar a uma variação positiva do índice β (Equação 3.20). A mudança do nível d'água de 0m para 2m, com a largura da base do muro igual a 8,0m, elevou o índice de confiabilidade contra o tombamento. Pelo método do Segundo Momento, o índice β aumentou de 6,49 para 7,57, enquanto o coeficiente de segurança diminuiu de 14,43 para 5,98. Nas análises feitas pelo método das Estimativas Pontuais, a mudança do nível d'água elevou o índice de confiabilidade contra o tombamento para quase todas as situações. A variação do nível d'água de 0m para 8m com a largura da base do muro igual a 5,0m, elevou o índice de confiabilidade contra o tombamento de 4,91 para 10,50, enquanto o coeficiente de segurança diminuiu de 6,05 para 1,14. Situações como esta, de aumento de β com a diminuição do FS, foram observadas na dissertação de Guedes (1997). Guedes pesquisou a probabilidade de ruptura em um talude de mineração para diversas alturas e diversos ângulos de corte. A mudança da inclinação do talude de 24° para 26° gerou um aumento do índice β de 1,89 para 1,95, enquanto o fator de segurança diminuiu de 1,51 para 1,45.

Uma alternativa conveniente para este tipo de análise seria a utilização do conceito de Margem de Segurança, definido pela diferença entre as forças resistentes e atuantes (ao invés da razão), conforme expresso na Equação 74:

$$MS = Fr - Fs \quad \text{eq.(74)}$$

Onde:

MS = Margem de Segurança;

F_r = Somatório das Forças resistentes;

F_s = Somatório das Forças solicitantes.

Segundo este conceito, para se tornar estável, uma obra geotécnica pode ser considerada estável quando $MS > 0$. Assim, a confiabilidade seria definida a partir de um novo índice β^* , expresso por Whitman(1984):

$$\beta^* = \frac{\bar{F}_r - \bar{F}_s}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_s^2}} \quad \text{eq.(75)}$$

onde:

β^* = índice de confiabilidade alternativo

$\bar{F}_r$ = Somatório das Forças resistentes médias

$\bar{F}_s$ = Somatório das Forças solicitantes médias

σ_r = Desvio padrão das forças resistentes médias

σ_s = Desvio padrão das forças solicitantes médias

Aplicando-se esta nova formulação para as análises de estabilidade, os valores de confiabilidade β^* , (calculados pelo método das Segundo Momento com largura da base do muro igual a 8m) são iguais a 53,7 e 38,5, para níveis d'água respectivamente iguais a 0m e 2m. As análises feitas pelo método das Estimativas Pontuais, com a base do muro igual a 5m e NA iguais 0 a 8m, forneceu valores de β^* respectivamente iguais 19,12 e 1,53.

Verifica-se, portanto, que a nova formulação de confiabilidade apresentou redução de β^* com a diminuição de FS. A Tabela 5.7 apresenta alguns resultados comparativos entre β e β^* .

Um fator que gerou uma certa imprecisão nos resultados obtidos com os métodos das Estimativas foi ocasionado pela formulação do programa utilizado para o método das Estimativas Pontuais. No cálculo do empuxo E_a , fornece-se um ângulo " ρ " para a cunha potencial de ruptura e uma variação deste ângulo " $\Delta\rho$ ". A magnitude do empuxo será o maior valor obtido entre os ângulos $\rho - 3.\Delta\rho$; $\rho - 2.\Delta\rho$; ...; até $\rho + 3.\Delta\rho$. É necessário que as grandezas arbitradas para ρ e $\Delta\rho$ estejam

em uma faixa onde se forma um pico no gráfico $\rho \times E_a$ para todas as permutações pertinentes ao método (item 3.3.2.2), conforme mostrado na Figura 3.6. O menor valor de $\Delta\rho$, que atendeu às exigências relativas ao cálculo de E_a , foi 3 graus. Nas análises feitas através do método do Segundo Momento, nas quais o cálculo da variância do fator de segurança foi feito manualmente, o valor de $\Delta\rho$ foi 0,1 graus. Tal fato acarretou uma certa imprecisão nos resultados finais. O programa já foi aprimorado para corrigir esta imprecisão.

Tabela 5.7 – Estudo comparativo entre β e β^*

Situação	Estabilidade	Método Utilizado	β	β^*
Base = 3,5 m NA = 0 m	Deslizamento	Segundo Momento	0,85	1,05
Base = 3,5 m NA = 2 m	Deslizamento	Segundo Momento	-0,08	-0,08
Base = 3,5 m NA = 0 m	Tombamento	Segundo Momento	5,35	12,46
Base = 3,5 m NA = 2 m	Tombamento	Segundo Momento	3,60	7,91
Base = 8,0 m NA = 0 m	Tombamento	Segundo Momento	6,49	53,70
Base = 8,0 m NA = 2 m	Tombamento	Segundo Momento	7,57	38,49
Base = 5,0 m NA = 2 m	Tombamento	Estimativas Pontuais	5,27	19,12
Base = 5,0 m NA = 8 m	Tombamento	Estimativas Pontuais	10,89	1,53