

## 4

# Análises de probabilidade de ruptura de fundações

### 4.1.

#### Introdução

No presente capítulo são apresentadas formas de estimarem-se probabilidades de ruptura de fundações superficiais e profundas. Inicialmente, são desenvolvidos dois métodos probabilísticos para a análise de ruptura de fundações superficiais. Neste caso, é analisada uma sapata corrida apoiada em solo residual. Em seguida, são realizadas estimativas de probabilidades de ruptura de fundações profundas tomando-se como base uma estaca isolada instalada em um solo sedimentar. Uma análise dos resultados conclui o capítulo.

### 4.2.

#### Análise de probabilidade de ruptura de fundações superficiais

Para o desenvolvimento de uma análise de probabilidade de ruptura de fundações superficiais utiliza-se um exemplo de uma sapata corrida apoiada em solo residual, cuja coesão efetiva média é 20 kPa, o ângulo de atrito efetivo médio é 30° e o peso específico natural médio é igual a 17 kN/m<sup>3</sup>, conforme o esquema mostrado na figura 4.1.

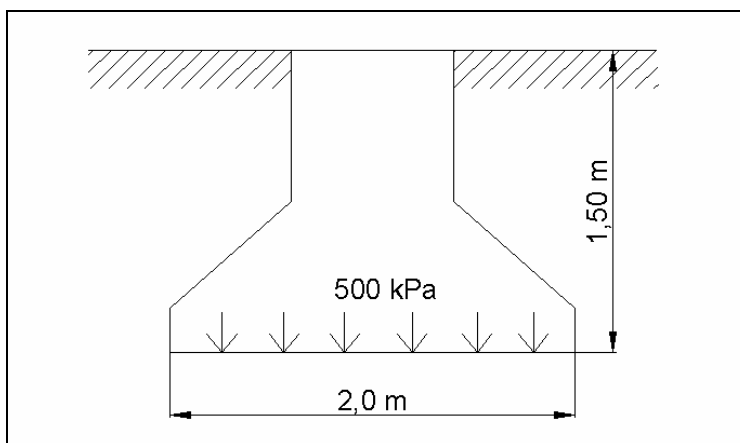


Figura 4.1. Esquema da sapata

Para as previsões determinísticas dos fatores de segurança em relação à ruptura do solo de fundação é utilizada a equação 4.1, com o formato proposto por Terzaghi (1948), que estima a tensão de ruptura a ser gerada por uma sapata corrida, apoiada em plano horizontal, com carregamento vertical.

$$q_r = c'.N_c.d_c + q.N_q.d_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.d_\gamma \quad [4.1]$$

Onde:

$q_r$  = tensão que provoca a ruptura do solo

$q$  = tensão efetiva atuante no terreno ao nível de assentamento da fundação

$c'$  = intercepto de coesão efetiva do solo

$\gamma$  = peso específico natural ou peso específico submerso do solo situado sob a sapata

$D$  = profundidade de embutimento da fundação no solo

$B$  = menor dimensão da fundação

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga

$d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  = fatores de profundidade dependentes do ângulo de atrito e da razão D/B

Equações para obtenção de fatores de capacidade de carga e profundidade, oriundas das soluções de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975), são descritas nas tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1. Fatores de capacidade de carga propostos na literatura geotécnica

Referência	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
Meyerhof (1963)	$e^{\pi \tan \phi'} K_p$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	$(N_q - 1) \text{tg}(1,4\phi')$
Hansen (1970)	$e^{\pi \tan \phi'} K_p$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	$1,5(N_q - 1) \text{tg}(\phi')$
Vesic (1973, 1975)	$e^{\pi \tan \phi'} K_p$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	$2(N_q + 1) \text{tg}(\phi')$
$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2})$			

Tabela 4.2. Fatores de profundidade propostos na literatura geotécnica

Referência	$d_q$	$d_c$	$d_\gamma$
Meyerhof (1963)	$1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$
Hansen (1970)	$1 + 2\text{tg} \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 k$	$1 + 0,4k$	1
Vesic (1973, 1975)	$1 + 2\text{tg} \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 k$	$1 + 0,4k$	1
$k = \tan^{-1}(D/B)$ para $D/B > 1$ e $k = D/B$ para $D/B \leq 1$			

A tabela 4.3 apresenta as tensões de ruptura em função das soluções de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) e os respectivos fatores de segurança (razão entre a tensão de ruptura e a tensão aplicada).

Tabela 4.3. Valores de tensão de ruptura e fator de segurança obtidos pelas três soluções consideradas

Referência	Tensão de ruptura (kPa)	Fator de Segurança
Meyerhof (1963)	1591	3,18
Hansen (1970)	1611	3,22
Vesic (1973, 1975)	1735	3,47

As previsões de probabilidade de ruptura são realizadas, a seguir, a partir dos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais.

#### 4.2.1.

#### Probabilidades de ruptura de fundações superficiais pelo Método do Segundo Momento

Nesta análise a variável aleatória dependente ou função de desempenho é o fator de segurança (FS). A probabilidade de ruptura é correspondente à área sob a curva de função de probabilidade para  $FS \leq 1$ . Portanto, adotando-se uma distribuição normal para FS são necessários seus valores de média e variância para estimar-se a probabilidade de ruptura.

A variância, pelo Método do Segundo Momento, é calculada com base na equação:

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{\partial FS}{\partial x_i} \right]^2 \cdot V[x_i] \quad [4.2]$$

Os parâmetros  $x_i$  considerados variáveis aleatórias independentes são, neste caso, a coesão efetiva, a tangente do ângulo de atrito efetivo e o peso específico natural. Desta a forma a equação 4.2 assume o seguinte formato:

$$V[FS] = \left[ \frac{\partial FS}{\partial \text{tg}\phi'} \right]^2 \cdot V[\text{tg}\phi'] + \left[ \frac{\partial FS}{\partial c'} \right]^2 \cdot V[c'] + \left[ \frac{\partial FS}{\partial \gamma_{nat}} \right]^2 \cdot V[\gamma_{nat}] \quad [4.3]$$

As variâncias de  $c'$ ,  $\text{tg}\phi'$  e  $\gamma_{nat}$  são estimadas com base nos coeficientes de variação extraídos de Guedes (1997) e mostrados na tabela 4.4.

Tabela 4.4. Coeficientes de variação para parâmetros de solos residuais, Guedes (1997)

Parâmetro	Coeficiente de variação	
	Mínimo	Máximo
$c'$	13,4%	18,4%
$\text{tg}\phi'$	2,4%	16,1%
$\gamma_{nat}$	1,5%	9,4%

Na tabela 4.5 são apresentados os termos para o cálculo da variância de FS com os coeficientes máximos de variação da tabela 4.4, utilizando-se os fatores de Meyerhof (1963) para os cálculos das tensões de ruptura. As tabelas 4.6 e 4.7 são correspondentes aos cálculos das variâncias com coeficientes máximos de variação, utilizando-se respectivamente, os fatores de Hansen (1970) e os fatores de Vesic (1973, 1975). As derivadas parciais mostradas nas tabelas 4.5, 4.6 e 4.7 são obtidas pelo método das diferenças divididas.

Tabela 4.5. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Meyerhof (1963)

Parâmetros $x_i$	Média	Desvio Padrão	Variância	Varição $\Delta x_i$	Varição de FS	$\Delta FS/\Delta x_i$	$(\Delta FS/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência em $V[FS]$
$c'$	20	3,680	13,5424	1	-0,076	-0,076	0,0781	3,73
$\text{tg}\phi'$	0,58	0,093	0,0086	0,0001	-0,002	-15,178	1,9906	95,10
$\gamma_{nat}$	17	1,598	2,5536	1	-0,098	-0,098	0,0244	1,17
						$\Sigma$	2,0931	100

Tabela 4.6. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Hansen (1970)

Parâmetros $x_i$	Média	Desvio Padrão	Variância	Varição $\Delta x_i$	Varição de FS	$\Delta FS/\Delta x_i$	$(\Delta FS/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência em $V[FS]$
$c'$	20	3,680	13,5424	1	-0,078	-0,078	0,0832	4,45
$tg\phi'$	0,58	0,093	0,0086	0,0001	-0,001	-14,282	1,7624	94,26
$\gamma_{nat}$	17	1,598	2,5536	1	-0,097	-0,097	0,0242	1,29
$\Sigma$							1,8697	100

Tabela 4.7. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Vesic (1973, 1975)

Parâmetros $x_i$	Média	Desvio Padrão	Variância	Varição $\Delta x_i$	Varição de FS	$\Delta FS/\Delta x_i$	$(\Delta FS/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência em $V[FS]$
$c'$	20	3,680	13,5424	1	0,078	0,078	0,0832	3,75
$tg\phi'$	0,58	0,093	0,0086	0,0001	0,002	15,594	2,1012	94,81
$\gamma_{nat}$	17	1,598	2,5536	1	0,112	0,112	0,0320	1,44
$\Sigma$							2,2164	100

As probabilidades de ruptura correspondentes às funções de desempenho de FS, representadas por tensões de ruptura obtidas a partir dos métodos determinísticos de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) são, respectivamente, de 1:19, 1:23 e 1:26. Para ilustrar a obtenção da probabilidade de ruptura, apresenta-se na figura 4.2 a área hachurada que representa a probabilidade de ruptura referente ao método de Meyerhof (1963).

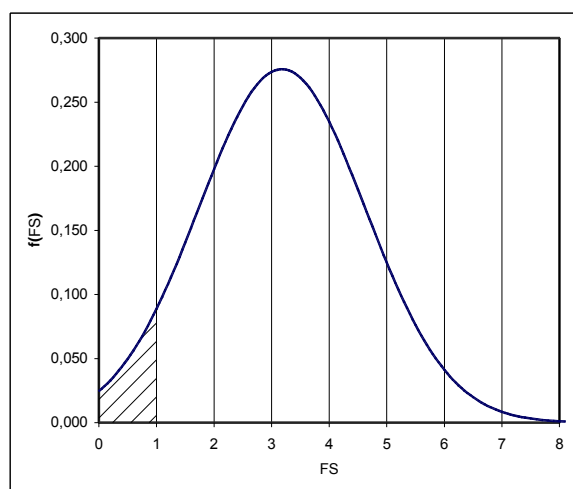


Figura 4.2. Representação gráfica da probabilidade de ruptura

#### 4.2.2.

### Probabilidades de ruptura de fundações superficiais pelo Método das Estimativas Pontuais

Para o cálculo da tensão de ruptura do solo de fundação são necessárias três variáveis aleatórias independentes: o ângulo de atrito efetivo, a coesão efetiva e o peso específico natural. Portanto, para desenvolver-se o método das Estimativas Pontuais são necessárias oito combinações desses parâmetros, acrescidos ou decrescidos de seus desvios padrão, para realizarem-se oito previsões de fatores de segurança.

Os fatores de segurança referentes a tensões de ruptura obtidas com os fatores de forma e profundidade de Meyerhof (1963) são apresentados na tabela 4.8. Os valores de FS estimados com base nas soluções de Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) são descritos, respectivamente, nas tabela 4.9 e 4.10.

Tabela 4.8. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Meyerhof (1963)

Combinação	Valores dos Parâmetros			FS
	c' (kPa)	tgφ'	γ <sub>nat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	
1	16,32	0,48	15,40	1,76
2	16,32	0,48	18,60	1,94
3	16,32	0,67	15,40	4,32
4	16,32	0,67	18,60	4,86
5	23,68	0,48	15,40	2,16
6	23,68	0,48	18,60	2,34
7	23,68	0,67	15,40	5,10
8	23,68	0,67	18,60	5,64

Tabela 4.9. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Hansen (1970)

Combinação	Valores dos Parâmetros			FS
	c' (kPa)	tgφ'	γ <sub>nat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	
1	16,32	0,48	15,40	1,84
2	16,32	0,48	18,60	2,02
3	16,32	0,67	15,40	4,22
4	16,32	0,67	18,60	4,73
5	23,68	0,48	15,40	2,26
6	23,68	0,48	18,60	2,44
7	23,68	0,67	15,40	5,02
8	23,68	0,67	18,60	5,53

Tabela 4.10. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Vesic (1973, 1975)

Combinação	Valores dos Parâmetros			FS
	c' (kPa)	tgφ'	γ <sub>nat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	
1	16,32	0,48	15,40	1,97
2	16,32	0,48	18,60	2,19
3	16,32	0,67	15,40	4,59
4	16,32	0,67	18,60	5,18
5	23,68	0,48	15,40	2,40
6	23,68	0,48	18,60	2,61
7	23,68	0,67	15,40	5,39
8	23,68	0,67	18,60	5,97

Os valores médios de FS segundo os diferentes métodos de estimativa de tensão de ruptura são mostrados na tabela 4.11.

Tabela 4.11. Valores médios de FS pelo método das Estimativas Pontuais

Referência	Fator de Segurança
Meyerhof (1963)	3,52
Hansen (1970)	3,51
Vesic (1973, 1975)	3,79

As variâncias de FS são determinadas a partir da equação 4.4. A tabela 4.12 compila os valores das variâncias de acordo com os métodos de estimativa de tensão de ruptura.

$$V[FS] = \frac{\sum_{i=1}^8 FS^2}{8} - E[FS]^2 \quad [4.4]$$

Tabela 4.12. Variâncias de FS pelo método das Estimativas Pontuais

Referência	Variância de FS
Meyerhof (1963)	2,28
Hansen (1970)	2,01
Vesic (1973, 1975)	2,38

As probabilidades de ruptura correspondentes aos métodos determinísticos de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) são, respectivamente, de 1:27, 1:32 e 1:35.

### 4.3.

#### **Análise de probabilidade de ruptura de fundações profundas**

Este item se divide em duas partes. Na primeira, são feitas análises determinísticas que visam estimarem-se fatores de segurança médios em relação à ruptura de um solo sedimentar arenoso, solicitado por uma estaca isolada de concreto pré-moldado. Na segunda parte, são realizadas análises de probabilidade de ruptura através dos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais.

#### 4.3.1.

##### **Previsões determinísticas dos fatores de segurança**

Inicialmente são apresentadas formulações semi-empíricas, amplamente utilizadas no meio geotécnico, que visam estimarem-se cargas últimas. Em seguida são apresentados fatores de segurança (razão entre a carga última e a carga incidente) de uma estaca isolada de concreto pré-moldado instalada em um solo sedimentar arenoso.



#### 4.3.1.1.

### Formulações semi-empíricas para previsão de carga última de fundações profundas

De acordo com a situação de equilíbrio limite mostrada na figura 4.3, tem-se:

$$Q_r + W = Q_p + Q_l \quad [4.5]$$

onde:

$Q_r$  = carga última ou capacidade de carga total do sistema estaca-solo;

$W$  = peso próprio da estaca;

$Q_p$  = resistência de ponta;

$Q_l$  = resistência lateral.

O peso próprio da estaca é desprezível em relação às outras solicitações. Desta forma, a equação 4.5 assume o formato da equação 4.6, com a introdução das tensões resistentes.

$$Q_r = Q_p + Q_l = A_b q_p + U \int_0^L q_l dz = A_b q_p + U \sum_{i=0}^L q_{li} \Delta L_i \quad [4.6]$$

onde:

$U$  = perímetro da estaca;

$q_p$  = tensão resistente de ponta;

$q_{li}$  = tensão resistente lateral, considerada constante em um intervalo de comprimento  $\Delta L_i$ ;

$A_b$  = área da base.

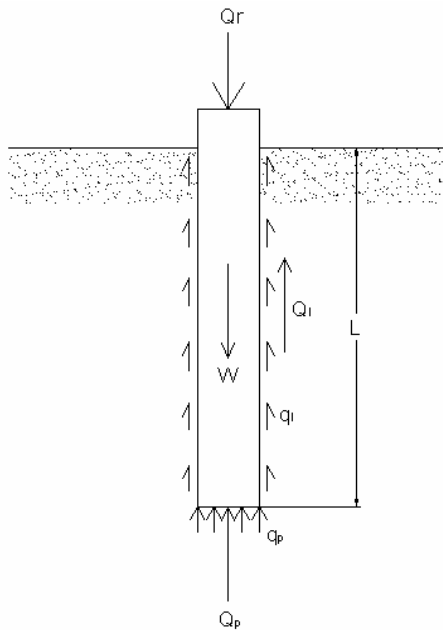


Figura 4.3. Equilíbrio limite de um elemento de fundação profunda

Nas estimativas de  $q_l$  e  $q_p$  encontra-se a diferenciação entre os métodos de previsão de carga última. Os métodos semi-empíricos usados baseiam-se em ensaios *in situ* de penetração (CPT ou SPT) para a obtenção de  $q_l$  e  $q_p$ .

De acordo com o método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975) as tensões resistentes  $q_p$  e  $q_l$  são as seguintes:

$$q_p = \frac{q_c}{F1} \quad [4.7]$$

$$q_l = \frac{f_s}{F2} \quad [4.8]$$

onde:

$q_c$  = resistência de ponta do ensaio de cone holandês;

$f_s$  = resistência lateral do ensaio de cone holandês =  $\alpha \cdot q_c$ ;

$\alpha$  = fator de correlação entre  $f_s$  e  $q_c$ ;

F1 e F2 = fatores de escala e execução das estacas.

Quando se dispõem apenas de resultados de SPT, utiliza-se um fator de correlação  $k$ , que multiplicado pelo número ( $N$ ) de golpes do SPT fornece a resistência de ponta do ensaio de cone holandês. Portanto, a equação para obtenção da carga última, segundo Aoki e Velloso (1975), fica com o seguinte formato:

$$Q_r = \frac{A_b k \bar{N}_p}{F1} + U \sum_{i=0}^n \frac{\alpha k \bar{N}_l}{F2} \Delta L_i \quad [4.9]$$

onde:

$\bar{N}_p$  = média dos números de golpes do SPT para a zona de ponta da estaca;

$\bar{N}_l$  = média dos números de golpes do SPT obtidos ao longo da superfície lateral da estaca em um intervalo  $\Delta L_i$ .

As tabelas 4.13 e 4.14 mostram os valores de  $k$ ,  $\alpha$ , F1 e F2 segundo Aoki e Velloso (1975). Esses mesmos parâmetros são apresentados nas tabelas 4.15 e 4.16 com os valores obtidos por Laprovitera (1988) e Benegas (1993).

Tabela 4.13. Valores de  $k$  e  $\alpha$ , Aoki e Velloso (1975)

Tipo de solo	$k$ (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Areia argilosa	0,60	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Silte argiloso	0,23	3,4
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila silto-arenosa	0,33	3,0
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila	0,20	6,0

Tabela 4.14. Valores de F1 e F2, Aoki e Velloso (1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,00	6,0

Tabela 4.15. Valores de k e  $\alpha$ , Laprovitera (1988)

Tipo de solo	k (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	0,60	1,4
Areia siltosa	0,53	1,9
Areia silto-argilosa	0,53	2,4
Areia argilo-siltosa	0,53	2,8
Areia argilosa	0,53	3,0
Silte arenoso	0,48	3,0
Silte areno-argiloso	0,38	3,0
Silte	0,48	3,0
Silte argilo-arenoso	0,38	3,0
Silte argiloso	0,30	3,4
Argila arenosa	0,48	4,0
Argila areno-siltosa	0,30	4,5
Argila silto-arenosa	0,30	5,0
Argila siltosa	0,25	5,5
Argila	0,25	6,0

Tabela 4.16. Valores de F1 e F2, Laprovitera (1988) e Benegas (1993)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Segundo Décourt e Quaresma (1978), as tensões resistentes  $q_p$  e  $q_l$  podem ser obtidas a partir de correlações empíricas com o número N de golpes do SPT, através das seguintes equações:

$$q_p = C\bar{N}_p \quad [4.10]$$

$$q_l = 10 \left( \frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right) \text{ em kPa} \quad [4.11]$$

onde:

C = fator de correlação dependente do tipo de solo, de acordo com a tabela 4.17.

$\bar{N}_p$  = média dos números de golpes do SPT para a zona de ponta da estaca;

$\bar{N}_l$  = média dos números de golpes do SPT obtidos ao longo da superfície lateral da estaca.

Tabela 4.17. Valores de C, Décourt e Quaresma (1978)

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Finalmente, a carga última segundo o Método de Décourt e Quaresma (1978) é obtida através da seguinte equação:

$$Q_r = A_b C \bar{N}_p + A_l 10 \left( \frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right) \quad [4.12]$$

#### 4.3.1.2.

#### Estimativas determinísticas de fatores de segurança associados à ruptura de um solo solicitado por uma estaca isolada

Visando o desenvolvimento de uma análise de probabilidade de ruptura de um sistema solo-estaca, apresentam-se a seguir: um perfil geotécnico de solo sedimentar arenoso e um esquema de uma estaca de concreto pré-moldado instalada nesse perfil.

O perfil geotécnico mostrado na figura 4.4 foi obtido a partir de furos de sondagem SPT em uma área situada no bairro de Itaparica, no município de Vila Velha-ES.

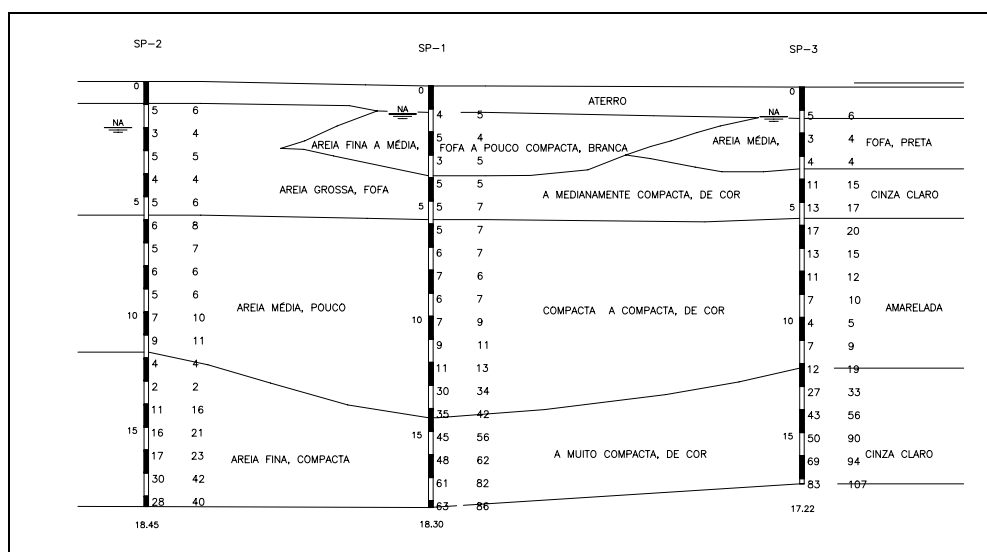


Figura 4.4. Perfil geotécnico de um solo sedimentar arenoso de Vila Velha-ES

A figura 4.5 mostra o esquema da estaca de concreto pré-moldado instalada no perfil geotécnico da figura 4.4 e os valores de média e desvio padrão dos números de golpes obtidos ao longo do fuste e na zona de ponta da estaca. A tabela 4.18 apresenta os valores médios dos fatores de segurança com base nas cargas últimas obtidas pelos métodos determinísticos de Aoki e Velloso (1975), Aoki e Velloso com fatores  $k$ ,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$  de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), e Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 4.18. Fatores de segurança de acordo com os métodos determinísticos

Método	FS
Aoki e Velloso (1975)	2,38
Aoki e Velloso com fatores de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	1,30
Décourt e Quaresma (1978)	1,91

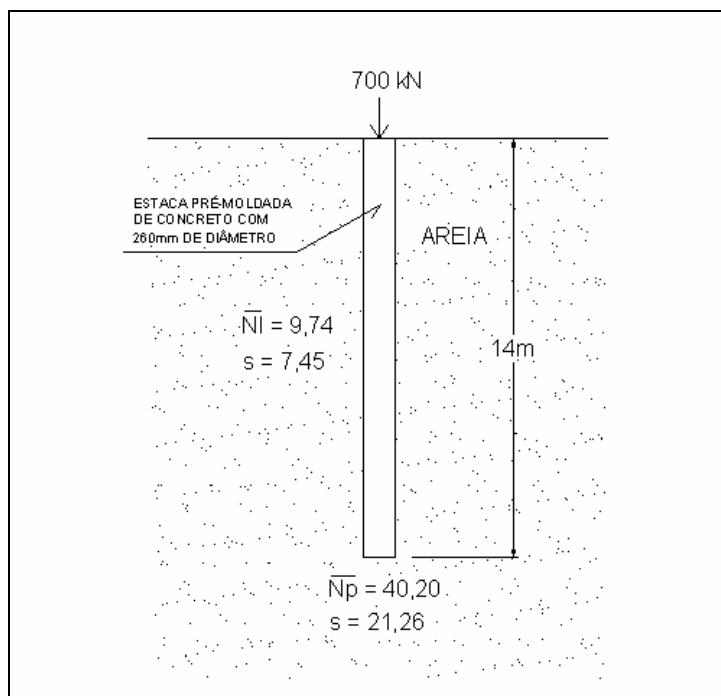


Figura 4.5. Esquema de estaca pré-moldada de concreto instalada no solo sedimentar arenoso de Vila Velha-ES

#### 4.3.2.

#### **Análises de probabilidade de ruptura de uma estaca de concreto pré-moldado instalada em um solo sedimentar arenoso**

Apresentam-se, a seguir, as estimativas de probabilidade de ruptura com base nos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais.

#### 4.3.2.1.

#### Previsões de probabilidades de ruptura de fundações profundas pelo Método do Segundo Momento

As variáveis aleatórias independentes para fatores de segurança calculados com base em cargas últimas, estimadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978), são os números de golpes do SPT ao longo do fuste da estaca ( $N_i$ ) e na zona de ponta ( $N_p$ ). Portanto, a equação para o cálculo da variância pelo Método do Segundo Momento assume o seguinte formato:

$$V[FS] = \left[ \frac{\partial FS}{\partial N_p} \right]^2 \cdot V[N_p] + \left[ \frac{\partial FS}{\partial N_i} \right]^2 \cdot V[N_i] \quad [4.13]$$

Para cargas últimas estimadas pelo Método de Aoki e Velloso (1975), a equação 4.13, com as derivadas parciais desenvolvidas, fica com o seguinte formato:

$$V[FS] = \left[ \frac{k \cdot A_p}{F1 \cdot Q} \right]^2 \cdot V[N_p] + \sum_{i=1}^n \left[ \frac{U k_i \alpha_i \Delta L_i}{F2 \cdot Q} \right]^2 \cdot V[N_i] \quad [4.14]$$

A utilização do método de Décourt e Quaresma (1978) para previsão das cargas últimas gera a seguinte modificação da equação 4.13:

$$V[FS] = \left[ \frac{C \cdot A_p}{Q} \right]^2 \cdot V[N_p] + \left[ \frac{U \cdot L \cdot 10}{3 \cdot Q} \right]^2 \cdot V[N_i] \quad [4.15]$$

Os valores das variâncias de FS de acordo com os métodos determinísticos de Aoki e Velloso (1975), Aoki e Velloso com fatores  $k$ ,  $\alpha$ ,  $F1$  e  $F2$  de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), e Décourt e Quaresma (1978) são apresentadas na tabela 4.19.

Tabela 4.19. Valores de  $V[FS]$  de acordo com os métodos determinísticos de estimativa de carga última e com base no Método do Segundo Momento

Método	$V [FS]$
Aoki e Velloso (1975)	1,09
Aoki e Velloso com fatores de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	0,32
Décourt e Quaresma (1978)	0,58

Com os valores de média e variância de FS são calculadas as probabilidades de ruptura para uma distribuição normal de FS, cujos valores são 1:12, 1:3 e 1:9, respectivamente obtidos com a utilização dos métodos de Aoki e Velloso (1975), de Aoki e Velloso com fatores  $k$ ,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$  de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), e de Décourt e Quaresma (1978).

#### 4.3.2.2.

#### Previsões de probabilidades de ruptura de fundações profundas pelo Método das Estimativas Pontuais

Em função das duas variáveis aleatórias independentes são necessárias apenas 4 análises determinísticas para o Método das Estimativas Pontuais, combinando os valores médios de  $N_p$  e  $N_l$  acrescidos ou decrescidos de seus respectivos desvios padrão. As tabelas 4.20, 4.21 e 4.22 mostram os resultados dessas análises determinísticas de acordo com os métodos de Aoki e Velloso (1975), de Aoki e Velloso com fatores  $k$ ,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$  de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), e de Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 4.20. Resultados das análises determinísticas, Método de Aoki e Velloso (1975)

Combinação	$N_p$	$N_l$	FS
1	61	17	3,79
2	19	2	0,97
3	19	17	1,94
4	61	2	2,81

Tabela 4.21. Resultados das análises determinísticas, Método de Aoki e Velloso com fatores  $k$ ,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$  de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)

Combinação	$N_p$	$N_l$	FS
1	61	17	2,07
2	19	2	0,52
3	19	17	1,10
4	61	2	1,49



Tabela 4.22. Resultados das análises determinísticas, Método de Décourt e Quaresma (1978)

Combinação	$N_p$	$N_l$	FS
1	61	17	2,96
2	19	2	0,86
3	19	17	1,67
4	61	2	2,15

Os valores médios de FS são idênticos aos mostrados na tabela 4.18. As variâncias de FS são determinadas a partir da equação 4.16. A tabela 4.23 mostra os valores das variâncias de acordo com os métodos de estimativa de carga última.

$$V[FS] = \frac{\sum_{i=1}^8 FS^2}{4} - E[FS]^2 \quad [4.16]$$

Tabela 4.23. Valores de  $V[FS]$  de acordo com os métodos determinísticos de estimativa de carga última e com base no Método das Estimativas Pontuais

Método	V [FS]
Aoki e Velloso (1975)	1,09
Aoki e Velloso com fatores de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	0,32
Décourt e Quaresma (1978)	0,58

Os valores de média e variância obtidos pelo Método das Estimativas Pontuais são idênticos aos determinados pelo Método do Segundo Momento, portanto as probabilidades de ruptura são iguais às apresentadas no item 4.3.2.1.

## 4.4. Análise dos Resultados

### 4.4.1.

#### Considerações sobre os resultados obtidos na análise de probabilidade de ruptura de fundações superficiais

O Método do Segundo Momento apresenta, em relação ao Método das Estimativas Pontuais, resultados conservadores influenciados primordialmente pelos valores determinísticos de FS. A função de desempenho com capacidade de carga prevista pelo método de Meyerhof (1963) gera as maiores probabilidades de ruptura.

De acordo com o Método do Segundo Momento, a variância de  $tg\phi'$  tem influência significativa na variância de FS. Em torno de 95% do valor da variância de FS é correspondente à parcela

$$\left[ \frac{\partial FS}{\partial tg\phi'} \right]^2 \cdot V[tg\phi'].$$

#### 4.4.2.

#### **Considerações sobre os resultados obtidos na análise de probabilidade de ruptura de fundações profundas**

No desenvolvimento do Método do Segundo Momento destacam-se as equações desenvolvidas neste trabalho para determinação da variância de FS com derivadas parciais explícitas, para os métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978). A utilização de tais equações simplifica o processo de cálculo da variância de FS, haja vista que há necessidade de apenas uma análise determinística para determinar-se a probabilidade de ruptura.

Os métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais apresentam resultados idênticos de média e variância. A maior probabilidade de ruptura foi estimada com a utilização do método de Aoki e Velloso (1975) com fatores  $k$ ,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$  de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), cuja magnitude foi influenciada primordialmente pelo baixo valor médio de FS.