

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/272508831>

O Uso de Análise Probabilística para Avaliar Recalques de Sapatas Apoiadas em Solos Arenosos

Conference Paper · January 2012

CITATIONS

0

READS

383

2 authors:



Felipe Carvalho Bungenstab

3 PUBLICATIONS 19 CITATIONS

SEE PROFILE



Kátia Vanessa Bicalho

Universidade Federal do Espírito Santo

132 PUBLICATIONS 391 CITATIONS

SEE PROFILE

Some of the authors of this publication are also working on these related projects:



Estudo de correlações entre sondagens SPT e resultados de ensaios de penetração contínua PD e CPT para diferentes subsolos arenosos [View project](#)



Riscos e segurança em Engenharia Geotécnica [View project](#)

O Uso de Análise Probabilística para Avaliar Recalques de Sapatas Apoiadas em Solos Arenosos

Felipe Carvalho Bungenstab

Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, Vitória/ES, Brasil, felipecarvb@msn.com

Kátia Vanessa Bicalho

Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, Vitória/ES, Brasil, kvbicalho@gmail.com

Rômulo Castello Henriques Ribeiro

Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, Vitória/ES, Brasil, romulocastello@yahoo.com.br

RESUMO: Neste artigo apresenta-se uma metodologia simplificada para a análise probabilística de recalques de sapatas apoiadas em solos arenosos. A metodologia proposta consiste na aplicação do método do Segundo Momento de Segunda Ordem (*SOSM*) na equação de previsão de recalques de Schmertmann (1970). É assumida a estratificação do solo em subcamadas, onde o módulo de deformabilidade, única variável aleatória considerada, é analisado e, posteriormente agrupado para o perfil do subsolo. A contribuição para o conhecimento do grau de incerteza envolvido nas previsões de recalque das fundações conduz a projetos mais confiáveis e possivelmente menos conservadores.

PALAVRAS-CHAVE: Sapatas, Recalques, Probabilidades, Schmertmann (1970).

1 INTRODUÇÃO

Estudos probabilísticos ou de confiabilidade e de avaliação de risco têm se tornado mais populares na engenharia geotécnica apenas nas últimas décadas (Sivakugan e Johnson, 2004), sendo que as análises geotécnicas são geralmente realizadas numa abordagem convencional determinística, baseada em coeficientes de segurança. A maioria dos trabalhos existentes na literatura geotécnica sobre análises probabilísticas trata do estado limite último (ELU), representando a probabilidade de ruína ou colapso das fundações. De acordo com Aoki et al. (2002), essa probabilidade é função da posição relativa e do grau de dispersão das curvas de densidade de probabilidade da solicitação $f_S(S)$ e da resistência $f_R(R)$, conforme apresentado na figura 1, tal que:

$$p_F = \int_0^{\infty} F_R(R) \cdot f_S(S) dx \quad (1)$$

onde: $f_S(S)$ é a curva densidade de probabilidade da solicitação, que representa a variabilidade da solicitação e $f_R(R)$ é a curva densidade de probabilidade da resistência, que representa a variabilidade da resistência.

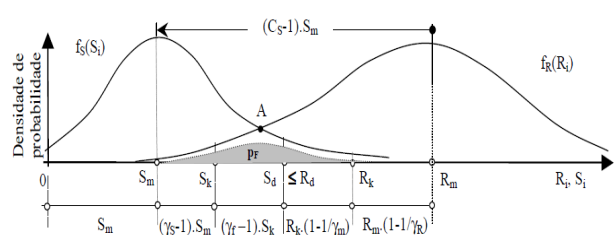


Figura 1. Curvas de solicitação e resistência e de coeficientes de segurança - análise de confiabilidade no ELU de uma fundação (Aoki et al., 2002).

Esse mesmo conceito de probabilidade também pode ser aplicado para analisar o estado limite de serviço (ELS) das fundações (figura 2). No caso do recalque de sapatas, a probabilidade de ruína passa a representar a probabilidade de ocorrência do efeito das ações (recalque previsto com carga de serviço, $\rho(x)$) em relação ao limite de serviço do efeito dessas

ações (recalques limites ou inadmissíveis, $\rho_{lim}(x)$). Assim, as funções de solitação e resistência assumem a variabilidade dos recalques previstos e dos recalques limites ou inadmissíveis, respectivamente.

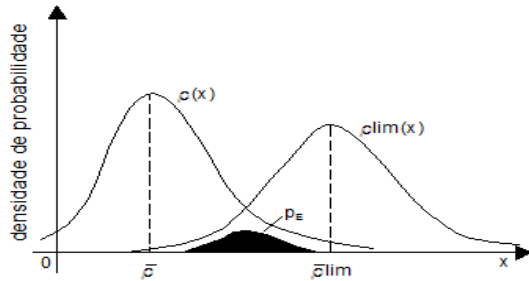


Figura 2. Curvas de solitações e resistências - análise de confiabilidade no ELS de uma fundação.

A probabilidade de ocorrência de recalques inadmissíveis será então:

$$p_E = \int_0^{\infty} \rho(x) \cdot \rho_{lim}(x) \cdot dx \quad (2)$$

Para o caso de recalques de sapatas assentes em solos arenosos, o cálculo dos recalques previstos pode ser realizado através de métodos estimativos, como: Schmertmann (1970), Schmertmann et al. (1978), Burland e Burbidge (1985), Berardi e Lancellotta (1991). Já a avaliação dos recalques limites pode ser realizada através de métodos empíricos observacionais, métodos que usam os princípios da engenharia estrutural ou de modelagem numérica (Negulescu e Foerster, 2010).

Este artigo aborda a análise probabilística de recalques de sapatas apoiadas em solos arenosos, concentrando-se na curva de solitação (representada pelos recalques previstos com carga de serviço) assumindo, simplificada, que a variabilidade da curva de resistência é nula, ou seja, que ela é constante para determinados valores limites.

Sendo assim, a probabilidade de ocorrência de recalques inadmissíveis passa a ser:

$$p_E[\rho \geq \rho_{lim}] = \int_{\rho_{lim}}^{\infty} \rho(x) \cdot dx \quad (3)$$

As integrais das equações (1, 2 e 3) são comumente solucionadas através do uso de

aproximações analíticas (ou métodos de confiabilidade). A seguir apresenta-se de forma resumida a metodologia que utiliza o método do Segundo Momento de Segunda Ordem (SOSM) aplicado à equação de previsão de recalques proposta por Schmertmann (1970), para a caracterização da curva de variabilidade da solitação.

2 O MÉTODO DO SEGUNDO MOMENTO DE SEGUNDA ORDEM (SOSM)

O método do Segundo Momento de Segunda Ordem ou *Second Order Second Moment Method (SOSM)* tem esse nome por ser baseado na aproximação de segunda ordem da série de Taylor para a função de desempenho linearizada em torno da média das variáveis aleatórias e, porque somente considera o segundo momento estatístico (variância) dessas variáveis.

Considere a função de desempenho $G[X]$ das variáveis aleatórias $x_1, x_2, x_3, \dots, x_i$, independentes entre si, tal que: $G[X]=G(x_1, x_2, x_3, \dots, x_i)$. Desenvolvendo a função $G[X]$ em torno de sua média e da média das variáveis aleatórias x_i , segundo a série de Taylor, têm-se (Baecher e Christian, 2003):

$$G[X] = G[\bar{X}] + \frac{1}{1!} \frac{\partial G}{\partial x} (X - \bar{X}) + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 G}{\partial x^2} (X - \bar{X})^2 + \frac{1}{3!} \frac{\partial^3 G}{\partial x^3} (X - \bar{X})^3 + \dots \quad (4)$$

O truncamento da série de Taylor na segunda ordem é justificável porque para a análise de funções de desempenho não-lineares (como é o caso da equação de Schmertmann, 1970) são melhoradas as aproximações para as determinações de média e variância dessa função. A média e a variância da função de desempenho podem ser obtidas através da equação (4). Neste artigo é omitido o desenvolvimento das equações e é assumido que a função densidade de probabilidades é representada pelos dois primeiros momentos estatísticos. A esperança da função é dada por:

$$E[G(X)] = G[\bar{X}] + \frac{1}{2} \left(\ddot{G}(\bar{X}) \right) V[X] \quad (5)$$

E sua variância é:

$$V[G(X)] = \left(\dot{\bar{G}}(X) \right)^2 \cdot V[X] + \frac{1}{2} \left(\ddot{\bar{G}}(X) \right)^2 \cdot V^2[X] \quad (6)$$

3 O MÉTODO DE SCHMERTMANN (1970)

O método de Schmertmann (1970) é baseado na teoria da elasticidade e subdivide o solo de fundação em semi-espacos elásticos, homogêneos e isotrópicos, de módulo de deformabilidade E_{si} , constante. Através de análises numéricas, teóricas e experimentais, foi proposta a introdução de um fator simplificado de influência da deformação vertical I_z , e definida a sua distribuição com a profundidade (figura 3). Tal fator é dependente da localização geométrica do ponto considerado e do coeficiente de Poisson do solo.

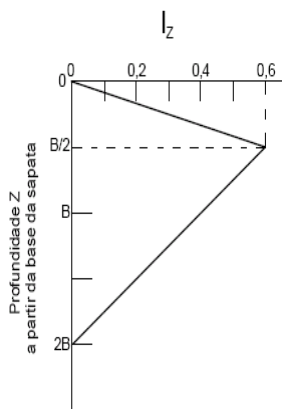


Figura 3. Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1970).

A figura 3 mostra que a deformação máxima do solo ocorre a uma profundidade $z = B/2$ da cota de apoio D_f , da sapata e que essas deformações diminuem até a profundidade $z = 2B$, onde podem ser consideradas desprezíveis. Não há distinção para os casos de sapatas quadradas ou corridas.

Considerando que o recalque é a integral das deformações do solo na direção de z , tem-se:

$$\int_0^{\infty} \varepsilon_z dz \approx \sigma^* \int_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E_{si}} \right) dz \quad (7)$$

Através da aproximação da integral da equação (7) para um somatório, o recalque previsto fica:

$$\rho = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_{zi}}{E_{si}} \Delta z_i \right) \quad (8)$$

sendo: $\sigma^* = \sigma - q$, o acréscimo de tensão aplicado pela sapata, onde σ = tensão atuante sob a sapata e q = tensão geostática existente no solo à profundidade de D_f , Δz = espessura de cada subcamada considerada homogênea e C_1 e C_2 são coeficientes empíricos.

O coeficiente C_1 considera o embutimento da sapata no solo e é:

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (9)$$

Já o coeficiente C_2 , que considera o efeito de recalque com o tempo, é:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (10)$$

onde: t = tempo (anos) após a aplicação da carga.

Os valores de módulo de deformabilidade (E_{si}) para cada subcamada do solo podem ser estimados através de correlação com o ensaio CPT, tal que:

$$E_{si} = 2q_{ci} \quad (11)$$

sendo: q_{ci} = resistência média de ponta do ensaio de cone CPT, para a subcamada i .

4 METODOLOGIA PROPOSTA

4.1 Método SOSM Aplicado à Equação de Schmertmann (1970)

Os fundamentos principais considerados na aplicação dessa metodologia são os seguintes:

- (i) O recalque total previsto (ρ) pelo método de Schmertmann (1970) é igual ao somatório dos incrementos de recalque (ρ_i) de cada subcamada arbitrada, tal que:

$$\rho = \sum_{i=1}^N \rho_i \quad (12)$$

onde: $i=1,N$ e N é o número de subcamadas adotadas para a divisão do solo.

- (ii) Se os incrementos (ρ_i) são independentes entre si e, $V[\rho_i]$ são os incrementos das variância do recalque das respectivas subcamadas, então a variância total do recalque previsto ($V[\rho]$) também pode ser definida como o somatório de $V[\rho_i]$ das N subcamadas, ou seja:

$$V[\rho] = \sum_{i=1}^N V[\rho_i] \quad (13)$$

As proposições simplificadoras consideram que o recalque previsto seja função da única variável aleatória adotada (E_{Si}) e passe a ser definido por seus dois primeiros momentos centrais, que são: a esperança (média) e o desvio-padrão (raiz quadrada positiva da variância). Tal avaliação é realizada através da adoção da estratificação do solo, que implica na avaliação estatística individual (de cada subcamada) e, em seguida, para o perfil do subsolo (somatório das estatísticas de cada subcamada).

A variância do recalque previsto pode ser obtida através da equação (6), adaptada para a função do recalque, tomando como única variável aleatória o parâmetro E_S :

$$V[\rho] = \left(\frac{\partial \rho}{\partial \bar{E}_S} \right)^2 V[E_S] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 \rho}{\partial \bar{E}_S^2} \right)^2 V^2[E_S] \quad (14)$$

Aplicando a equação (8) na equação (14), obtém-se:

$$V[\rho] = \left(\frac{\partial}{\partial \bar{E}_S} C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \frac{I_{Zi} \Delta_{Zi}}{\bar{E}_{Si}} \right)^2 V[E_{Si}] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2}{\partial \bar{E}_S^2} C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \frac{I_{Zi} \Delta_{Zi}}{\bar{E}_{Si}} \right)^2 V^2[E_{Si}] \quad (15)$$

Através do desenvolvimento da equação (15), a variância do recalque previsto fica:

$$V[\rho] = \left[C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^N \frac{I_{Zi} \Delta_{Zi}}{\bar{E}_{Si}^2} \right]^2 V[E_{Si}] + 2 \left[C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^N \frac{I_{Zi} \Delta_{Zi}}{\bar{E}_{Si}^3} \right]^2 V[E_{Si}]^2 \quad (16)$$

O primeiro termo à direita na equação (16) corresponde exatamente à variância calculada através da aplicação do método *FOSM* e o segundo representa o segundo termo considerado da expansão polinomial de Taylor. Essa observação permite inferir claramente que a utilização do método *FOSM* subestima tanto os resultados de variância calculados quanto maior for a importância do segundo termo da função de desempenho considerada.

A esperança do recalque é dada através do desenvolvimento da equação:

$$E[\rho] = \rho[\bar{E}_S] + \frac{1}{2} \left[\frac{\partial^2 \rho}{\partial \bar{E}_S^2} \right] V[E_S] \quad (17)$$

Assim, com a substituição da equação (8) na equação (17) e, efetuando as simplificações, obtém-se a esperança do recalque previsto:

$$E[\rho] = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^N \left(\frac{I_{Zi} \Delta_{Zi}}{\bar{E}_{Si}} \right) + C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^N \left(\frac{I_{Zi} \Delta_{Zi}}{\bar{E}_{Si}^3} V[E_{Si}] \right) \quad (18)$$

Novamente, na equação (18) o primeiro termo à direita corresponde à esperança calculada de acordo com o método *FOSM* e o

segundo é referente ao segundo termo da série de Taylor considerado. No método *SOSM*, a esperança do recalque previsto também é função da variância amostral de E_{Si} .

As equações (16 e 18) são utilizadas para a obtenção da variância, do desvio-padrão (raiz quadrada da variância) e da média do recalque previsto, devendo ser ajustadas em planilhas eletrônicas para facilidade dos cálculos.

4.2 Avaliação do Módulo de Deformabilidade das Subcamadas do Perfil do Solo

Para a realização da análise de probabilidade proposta é necessário, primeiramente, avaliar as incertezas incidentes nas variáveis aleatórias independentes. Nesse caso, é estudada apenas uma variável aleatória, que é o módulo de deformabilidade (E_{Si}) de cada subcamada do perfil do solo. São consideradas três diferentes fontes de incerteza em E_{Si} , que são:

- (i) As incertezas derivadas da variabilidade obtida da resposta dos ensaios de campo q_{ci} – ou seja, a soma da variabilidade intrínseca do solo e dos erros de equipamentos e procedimentos de medição do ensaio CPT. Tal variância será chamada de $V_1[E_{Si}]$,
- (ii) As incertezas provenientes da transformação de modelo – ou seja, das correlações empíricas utilizadas para transformar os resultados do ensaio de campo q_{ci} nos valores de módulo de deformabilidade E_{Si} . Essa variância será chamada de $V_2[E_{Si}]$,
- (iii) As incertezas estatísticas - provenientes da insuficiência de representatividade dos dados amostrais no campo. Tal variância será chamada de $V_3[E_{Si}]$.

As duas primeiras fontes de incerteza $V_1[E_{Si}]$ e $V_2[E_{Si}]$ são observadas nas correlações necessárias para transformar q_{ci} em E_{Si} . A forma mais usual dessas correlações é:

$$E_S = \alpha \cdot q_C \quad (19)$$

Veja que a equação (19) apresenta duas variáveis que podem contribuir com as

incertezas na estimativa de E_S , que são q_c e α , e que representam, respectivamente, as incertezas $V_1[E_{Si}]$ e $V_2[E_{Si}]$. A avaliação dessas fontes de incerteza pode ser realizada aplicando o método *FOSM* na equação (19), separadamente para cada variável aleatória independente. Assim, as contribuições $V_1[E_{Si}]$ e $V_2[E_{Si}]$ ficam:

$$V_1[E_{Si}] = \alpha_{médio}^2 \cdot V[q_{Ci}] \quad (20)$$

onde: $V[q_{ci}]$ é a variância amostral dos resultados q_{ci} dos ensaios CPT, na camada i .

$$V_2[E_{Si}] = q_{Ci\ médio}^2 \cdot V[\alpha] \quad (21)$$

onde: $V[\alpha]$ é a variância dos valores de α , supostos igualmente prováveis.

Para a avaliação de $V_2[E_{Si}]$ é necessário que se tenha duas ou mais correlações empíricas, para a avaliação da variância de α .

A terceira fonte de incerteza analisada em E_S é a estatística devido à representatividade dos dados amostrais, sendo que, esses dados são os resultados do ensaio CPT. Considerando, simplificada, que essa fonte de incerteza é função apenas da quantidade de ensaios realizados (tamanho da amostra), pode ser utilizada a equação de DeGroot (1986; apud Goldsworthy, 2006):

$$V_3[E_{Si}] = \frac{V_1[E_{Si}]}{n} \quad (22)$$

onde: $V_1[E_{Si}]$ é a variância amostral dos resultados de E_{Si} e n é o número de amostras obtidas do ensaio CPT na camada i .

A composição das contribuições das fontes de incerteza na variância total da estimativa de E_{Si} , da subcamada i do solo fica então:

$$V[E_{Si}] = V_1[E_{Si}] + V_2[E_{Si}] + V_3[E_{Si}] \quad (23)$$

5 DISCUSSÕES E APLICAÇÃO

A metodologia apresentada considera, simplificada, só o módulo de deformabilidade do solo como variável aleatória independente na análise. Outras variáveis como a geometria e o carregamento das sapatas da

fundação são assumidas constantes (invariantes) e isso é uma limitação para o caso de análise do ELS de uma fundação. Tal fato implica que a metodologia proposta só pode ser utilizada para avaliar cada componente (sapata) individualmente. Contudo, de acordo com Krüger (2008), análises de confiabilidade completas devem incluir tanto estimativas no nível dos componentes quanto para o sistema como um todo. Isso é, para um caso real de obra com fundação por sapatas, as análises devem ser realizadas para cada sapata e para o conjunto de sapatas da fundação, sendo uma avaliação de confiabilidade global. Dessa forma, o uso da metodologia também pode ser interpretado como sendo a análise de confiabilidade de um sistema, desde que, tendo em vista a limitação apresentada, tal sistema seja representado por uma obra fictícia, na qual todas as sapatas têm geometria e carregamento constantes (iguais).

5.1 Vantagens e Limitações

Algumas vantagens da utilização da metodologia são:

- Fácil entendimento e aplicação prática (desenvolvida em planilhas eletrônicas), prescindindo da utilização de programas de elementos finitos ou cálculos avançados,
- Utilidade na avaliação da sensibilidade da equação de previsão a partir da observação da variabilidade dos parâmetros de entrada.

Algumas limitações são:

- A consideração de que as sapatas são supostas isoladas (i.e. não existem interações entre bulbos de tensões de sapatas vizinhas),
- Não consideração dos efeitos da interação solo-estrutura,
- Negligência da variabilidade espacial do solo (correlações espaciais ou escalas de flutuação do módulo de deformabilidade). Mas apesar de tal negligência, que tende a reduzir os valores de variância, a metodologia não é contra a segurança, conforme observado por Gimenes e Hachich (1992).

5.2 Exemplo de Aplicação

Como exemplo de aplicação da metodologia

proposta, considera-se uma sapata quadrada, com $B=2,0\text{m}$, embutida $1,0\text{m}$ no solo de perfil apresentado na figura 4. A tensão aplicada na base da sapata é de 400 kN/m^2 .

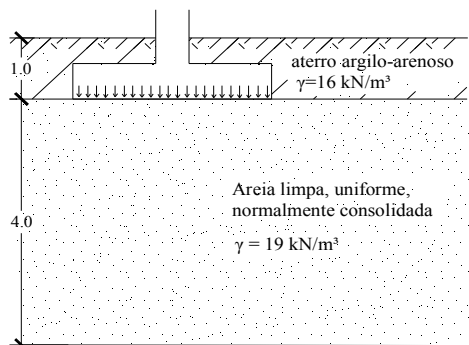


Figura 4. Perfil do subsolo –cenário geotécnico analisado.

Supondo a realização de 06 ensaios CPT mecânicos na região de entorno da sapata, as estatísticas dos resultados (q_c) obtidos são avaliadas e apresentadas na tabela 1, onde q_c e $\sigma[q_c]$ são dados em MPa e $V[q_c]$ em $(\text{MPa})^2$. Cada subcamada do perfil do solo foi considerada com espessura de 20 cm (limite do intervalo da obtenção de dados do ensaio CPT). Note que, como a metodologia propõe a utilização da estratificação do solo na avaliação do módulo de deformabilidade, as estatísticas (média e variância) devem ser calculadas para cada subcamada, inicialmente.

Tabela 1. Avaliação estatística dos resultados q_{ci} .

Subcamada	q_{ci} médio	$V[q_{ci}]$	$\sigma[q_{ci}]$
1	10,0	10,3	3,2
2	9,6	9,9	3,1
3	9,7	9,9	3,1
4	9,2	9,4	3,1
5	8,9	9,3	3,0
6	9,4	9,6	3,1
7	9,7	9,8	3,1
8	11,9	12,1	3,5
9	13,3	13,5	3,7
10	15,4	15,5	3,9
11	18,1	18,0	4,2
12	21,5	21,6	4,6
13	24,2	24,7	5,0
14	24,8	25,8	5,1
15	21,8	22,6	4,8
16	20,4	21,0	4,6
17	19,2	19,8	4,4
18	16,1	16,3	4,0
19	15,9	16,0	4,0
20	15,9	16,0	4,0

Após essa primeira avaliação, devem ser estimados os módulos de deformabilidade para cada subcamada, através de correlação empírica escolhida. Suponha-se a utilização da equação sugerida por Schmertmann (1970), onde

$E_{Si}=2q_{ci}$ (é a equação 11). Essa transformação deve ser realizada considerando os valores médios de q_{ci} encontrados na tabela anterior.

A próxima etapa é o cálculo de $V[ES_i]$. Como só foi adotada uma correlação empírica, assume-se que $V[\alpha]=0$, logo a incerteza $V_2[ES_i]$ é automaticamente desconsiderada. Assim:

$$V[E_{Si}] = V_1[E_{Si}] + V_3[E_{Si}] \quad (24)$$

Os cálculos dessas variâncias para cada subcamada são apresentados na tabela 2, onde ES_i e $\sigma[ES_i]$ são dados em MPa e $V[ES_i]$ é dado em (MPa)².

Tabela 2. Avaliação das incertezas em E_{Si} .

Subcamada	ESi médio	$\sigma[ES_i]$	V1 [ESi]	V2 [ESi]	V3 [ESi]	V[ESi]
1	20,1	6,4	41,3	0,0	6,9	48,2
2	19,2	6,3	39,4	0,0	6,6	46,0
3	19,4	6,3	39,4	0,0	6,6	46,0
4	18,4	6,1	37,8	0,0	6,3	44,1
5	17,9	6,1	37,1	0,0	6,2	43,3
6	18,8	6,2	38,3	0,0	6,4	44,7
7	19,3	6,3	39,2	0,0	6,5	45,7
8	23,8	7,0	48,3	0,0	8,1	56,4
9	26,6	7,3	54,0	0,0	9,0	63,0
10	30,8	7,9	61,9	0,0	10,3	72,2
11	36,2	8,5	71,9	0,0	12,0	83,8
12	42,9	9,3	86,4	0,0	14,4	100,8
13	48,4	9,9	98,8	0,0	16,5	115,3
14	49,7	10,2	103,3	0,0	17,2	120,5
15	43,7	9,5	90,4	0,0	15,1	105,5
16	40,7	9,2	83,9	0,0	14,0	97,9
17	38,5	8,9	79,2	0,0	13,2	92,3
18	32,3	8,1	65,3	0,0	10,9	76,1
19	31,7	8,0	63,9	0,0	10,6	74,5
20	31,8	8,0	63,9	0,0	10,6	74,5

A seguir, avalia-se a contribuição da esperança do recalque e de sua variância em cada subcamada. A aplicação das equações (16 e 18) originam os resultados da tabela 3, onde ρ é dado em mm e $V[\rho]$ é dado em (mm)².

A esperança (média) do recalque previsto e sua variância são, então, a soma das contribuições da esperança do recalque e de sua variância de cada subcamada, como sugere o somatório ao final da tabela 3. Arredondando os resultados da tabela 3, o recalque previsto passa a ser apresentado na forma:

$$\rho(mm) = 20 \pm 2 \quad (25)$$

Esses são os parâmetros de média e desvio-padrão da curva de variabilidade da solicitação. Assume-se que a curva de variabilidade da resistência (recalques limites) é constante.

Tabela 3. Aplicação da metodologia proposta.

Subcamada	ρ_i	$V[\rho_i]$	% em $V[\rho]$	V1 [ρ_i]	V2 [ρ_i]	V3 [ρ_i]
1	0,2517	0,0075	0,1942	0,0062	0,0009	0,0000
2	0,7910	0,0768	1,9928	0,0640	0,0091	0,0000
3	1,3077	0,2073	5,3767	0,1726	0,0246	0,0000
4	1,9374	0,4809	12,4771	0,4001	0,0566	0,0000
5	2,5757	0,8842	22,9374	0,7348	0,1033	0,0000
6	2,6069	0,8454	21,9328	0,7038	0,0999	0,0000
7	2,3579	0,6722	17,4380	0,5600	0,0798	0,0000
8	1,7365	0,2975	7,7177	0,2489	0,0365	0,0000
9	1,4142	0,1764	4,5758	0,1479	0,0219	0,0000
10	1,1040	0,0923	2,3957	0,0777	0,0117	0,0000
11	0,8391	0,0448	1,1621	0,0378	0,0058	0,0000
12	0,6280	0,0215	0,5580	0,0182	0,0028	0,0000
13	0,4888	0,0117	0,3042	0,0099	0,0015	0,0000
14	0,4130	0,0083	0,2157	0,0070	0,0011	0,0000
15	0,3998	0,0088	0,2288	0,0075	0,0012	0,0000
16	0,3518	0,0073	0,1886	0,0061	0,0009	0,0000
17	0,2908	0,0053	0,1364	0,0044	0,0007	0,0000
18	0,2502	0,0046	0,1183	0,0038	0,0006	0,0000
19	0,1529	0,0017	0,0447	0,0015	0,0002	0,0000
20	0,0508	0,0002	0,0049	0,0002	0,0000	0,0000
Soma	19,9481	3,8546	100,000	3,2125	0,4591	0,0000
$\sigma[\rho]$	-	1,9633	-	-	-	-
COV (%)	-	9,8421	-	-	-	-

Para a completa caracterização da curva de variabilidade da solicitação (recalque previsto) é necessário adotar uma função densidade de probabilidade (fdp). Segundo Bredja et al. (2000), Fenton e Griffiths (2002) e Goldsworthy (2006), a fdp lognormal é geralmente utilizada para representar os recalques previstos e assim, também é utilizada aqui como referência.

Com a completa caracterização da curva de variabilidade do recalque previsto (média, desvio-padrão e fdp) e a escolha do valor limite de recalque a ser comparado, o cálculo de probabilidade também pode ser realizado através de planilhas eletrônicas. A figura 5 apresenta os resultados para o cálculo da probabilidade de excedência para diversos valores de recalques limites constantes, no intervalo entre 10mm e 50mm.

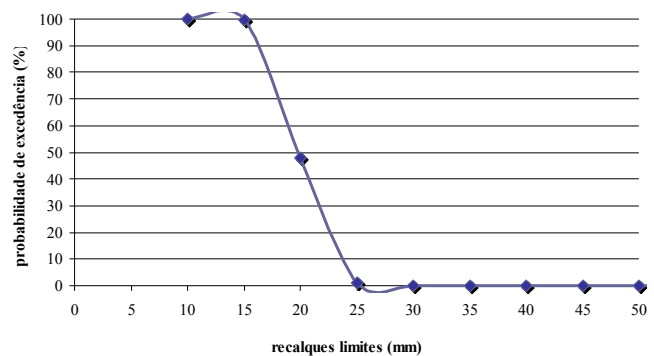


Figura 5. Probabilidade de excedência para diferentes valores de recalques limites, para a sapata do exemplo analisado.

É possível observar, por exemplo, que a probabilidade de o recalque previsto exceder o valor limite de 25mm é de, aproximadamente 1,1%. Já para valores de recalque limite superiores a 40mm, $P[\rho \geq 40\text{mm}] \approx 0$.

A análise das contribuições das fontes de incerteza, indicam que, nesse exemplo, aproximadamente 80% da variância do recalque previsto é explicada pelas incertezas existentes no solo (devido à variabilidade intrínseca e aos erros de ensaios). É válido lembrar que as incertezas existentes na transformação de modelo não foram avaliadas.

6 CONCLUSÕES

Apresenta-se uma metodologia simplificada para análise probabilística de recalques de sapatas apoiadas em solos arenosos, que adota a estratificação do solo para analisar a única variável aleatória considerada, que é o módulo de deformabilidade.

Apesar das limitações estabelecidas pelas simplificações adotadas na proposição da metodologia, essa pode ser considerada uma primeira aproximação para avaliação das incertezas (principalmente advindas do solo) na análise do ELS de uma fundação. A associação de análise probabilística aos recalques previstos pode ser um grande indicativo, ao engenheiro, da variabilidade do solo e das incertezas advindas dessas previsões, aumentando a confiabilidade das tomadas de decisão nesses casos.

Portanto, qualquer tentativa de quantificação dessas fontes de incerteza e de sua incorporação aos resultados das previsões geotécnicas, através de análises probabilísticas é, de certo, uma ferramenta importante de apoio à decisão em todas as fases dos projetos de fundações.

AGRADECIMENTOS

Ao prof. Dr. Nelson Aoki, da Escola de Engenharia de São Carlos – USP/SP, pelas valiosas discussões e sugestões sobre o tema referente ao uso de análises probabilísticas em engenharia geotécnica.

REFERÊNCIAS

- Aoki, N.; Cintra, J. C. A.; Menegotto, M. L. (2002) *Segurança e confiabilidade de fundações profundas*. 8th Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 2, p. 797-806, Lisboa.
- Baecher, G. B.; Christian, J. T. (2003) *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley and Sons, Chichester, England.
- Berardi, R., Lancellotta, R. (1991) *Stiffness of granular soils from field performance*. *Géotechnique* 41, No.1, p. 149-157.
- Bredja, J. J. et al. (2000) *Distribution and variability of surface soil properties at a regional scale*. *Soil Science Society of America Journal*, 64, p. 974-982.
- Burland, J. B.; Burbidge, M. C. (1985) *Settlement of foundations on sand and gravel*. *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 1*, 78, Dec., p. 1325-1381.
- Elkateb, T.; Chalaturnyk, R.; Robertson, P.K. (2002) *An overview of soil heterogeneity: quantification and implications on geotechnical field problems*. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, p. 1-15.
- Fenton, G. A.; Griffiths, D. V. (2002) *Probabilistic foundation settlement on spatially random soil*. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(5), p. 381-390.
- Gimenes, E. A.; Hachich, W. (1992) *Aspectos quantitativos em análises de risco geotécnico*. *Solos e Rocha*, São Paulo, 15, (1), p. 3-9.
- Goldsworthy, J. S. (2006) *Quantifying the risk of geotechnical site investigations*. PhD. The University of Adelaide, Australia, January.
- Griffiths, D. V.; Fenton, G. A.; Tveten, D. E. (2002) *Probabilistic geotechnical analysis. How difficult does it need to be?*, Proc. of the Int. Conf. on Probabilistics in Geotechnics: Technical and Economic Estimation, R. Pottler, H. Klapperich and H. Schweiger (eds.), Graz, Austria, United Engineering Foundation, New York, September.
- Kruger, C. M. (2008) *Análise de confiabilidade estrutural aplicada às barragens de concreto*. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- Negulescu, C.; Foerster, E. (2010) *Parametric studies and quantitative assessment of the vulnerability of a RC frame building exposed to differential settlements*. *Natural Hazards and Earth System Sciences. Sci.*, 10, p. 1781-1792.
- Schmertmann, J. H. (1970) *Static cone to compute static settlement over sand*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol.96, n° SM.3, p. 1011-1043.
- Schmertmann J. H.; Hartman, J. P.; Brown, P. R. (1978) *Improved strain influence factor diagrams*. *Journal of the Geotechnical Division, ASCE*, 104(8), p. 1131-1135.
- Sivakugan, N.; Johnson, K. (2004) *Settlement predictions in granular soils: a probabilistic approach*. *Géotechnique*, LIV (07): p. 499-502.