

Análise da Aplicabilidade de Métodos Teóricos e Modelagem Computacional para Previsão de Recalques em Estacas Hélice Contínua Monitorada

Letícia Oliveira Cabral
UFMG, Belo Horizonte, Brasil, leticiaolicabral@gmail.com

Ecidinéia Pinto Soares de Mendonça
UFMG, Belo Horizonte, Brasil, esoares@etg.ufmg.br

RESUMO: Segundo a ABNT NBR 6122:2010 recalque é o movimento descendente de um elemento estrutural. A estimativa dos recalques em fundações é um problema complexo e depende de muitas variáveis como a real interação entre solo e a estrutura, a distribuição dos carregamentos ao longo do tempo, a geometria do elemento de fundação, as características de resistência e deformabilidade dos materiais envolvidos entre outras. Apesar disso, é importante compreender e mensurar o processo de recalque de modo a garantir segurança, durabilidade e funcionalidade da estrutura sob ação das cargas de serviço. O método teórico desenvolvido por Cintra e Aoki (2010) considera o solo isotrópico, homogêneo e semi-infinito e nos permite calcular a previsão de recalques em estacas através da superposição do efeito do recalque do solo e do encurtamento elástico do elemento estrutural. A previsão dos recalques também é possível por meio de softwares computacionais, como o SIGMA-W, que contempla diversas variáveis e é fundamentado no método dos elementos finitos. Nesse trabalho, com o objetivo de investigar a aplicabilidade do método teórico proposto por Cintra e Aoki (2010) e da modelagem computacional do software SIGMA-W na previsão de recalques em estacas hélice contínua monitorada, foram realizadas análises e considerações acerca dos resultados divergentes encontrados, tendo em vista valores de deslocamentos verticais obtidos em campo, através do monitoramento na estrutura do empreendimento estudado.

PALAVRAS-CHAVE: Recalques, Hélice Contínua Monitorada, SIGMA-W, Método Teórico

1 INTRODUÇÃO

As fundações profundas são elementos estruturais que transmitem ao solo as cargas que lhes são aplicadas através de sua base (resistência de ponta) e/ou ao longo do fuste da estaca (atrito lateral); e os recalques são os deslocamentos verticais descendentes de um elemento estrutural. A estimativa dos recalques é importante pois pode ser usada para definir a carga de trabalho em função da deformação máxima aceitável para a edificação, e também para definir a carga última, por meio da análise do comportamento dos recalques com a

aplicação de cargas crescentes. Elevados recalques nas fundações poderão prejudicar a funcionalidade da estrutura, ou ainda levar à ruptura das estruturas e consequentemente à ruína da construção devido ao acréscimo de esforços produzidos nas peças estruturais.

Segundo Das (2011) o recalque devido a aplicação de carga no solo acontece em 3 categorias. São elas:

- a) Recalque elástico, ou imediato (S_e): é causado pela deformação do solo sem alteração no teor de umidade do mesmo.
- b) Recalque por adensamento primário (S_c): é resultado da alteração de volume do solo em

decorrência da expulsão da água nos vazios.

c) Recalque por compressão secundária (S_s): ocorre em solos coesivos saturados, e é resultado do ajuste plástico da estrutura do solo.

Desse modo o recalque total (S_T) é dado pela Equação 1.

$$S_T = S_e + S_c + S_s \quad (1)$$

De acordo com a NBR 6122:2010, as fundações devem ser projetadas de maneira que as deformações sejam aceitáveis quando submetidas às condições de trabalho, garantindo a segurança dos elementos estruturais e quanto a ruptura do solo. Além disso, a norma recomenda, em virtude do grande número de variáveis e incerteza, que para as obras em que há predominância de cargas verticais os recalques sejam medidos para previsão do comportamento da estrutura e também que os valores medidos sejam comparados com os calculados de modo a aprimorar os métodos teóricos de previsão de recalques.

Há também a obrigatoriedade do controle de recalques, segundo a ABNT NBR 6122:2010, nos seguintes casos:

- estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- fundação ou estruturas não convencionais.

Os métodos teóricos existentes e os softwares computacionais requerem o conhecimento de uma série de variáveis como índices de resistência do solo, módulos de deformabilidade dos materiais e geometria e profundidade dos elementos de fundação. Tais variáveis podem ser obtidas por meio de investigações de campo e de ensaios específicos que fornecem os parâmetros necessários ou ainda estimados através de correlações com resultados de investigações de campo, como o ensaio SPT manual, mais comum no Brasil.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Método de Cintra e Aoki (2010)

De acordo com Cintra e Aoki (2010) após a aplicação de uma carga vertical a estaca sofre dois tipos de deformações. A primeira deformação é referente ao encurtamento elástico da própria estaca (ρ_e), considerando-a como uma peça estrutural submetida a esforço axial; e a segunda parcela da deformação corresponde à compressão do solo subjacente à base da estaca, que provoca um recalque da base (ρ_s). Desse modo, o recalque total da estaca é dado pela Equação 2 a seguir.

$$\rho_{TOTAL} = \rho_e + \rho_s \quad (2)$$

2.1.1 Encurtamento elástico

Como todo elemento estrutural sujeito a esforços, a estaca se deforma até atingir uma nova condição de equilíbrio, esse fato acarreta um encurtamento da estaca, que equivale a um recalque de igual magnitude da cabeça da estaca mantida sua base fixa. Observa-se na Figura 1 que a carga vertical (P) apresenta seu valor máximo no topo da estaca e é dissipada ao longo do fuste; a parcela que não é absorvida no fuste é resistida pela ponta da estaca (P_p). Utilizando como exemplo uma estaca cilíndrica atravessando três camadas distintas de solo, os valores P_1 , P_2 e P_3 representam os valores médios do esforço normal nos segmentos de estaca de comprimentos L_1 , L_2 e L_3 , respectivamente. Os valores representados por RL_1 , RL_2 e RL_3 correspondem à resistência lateral oferecida pelo solo.

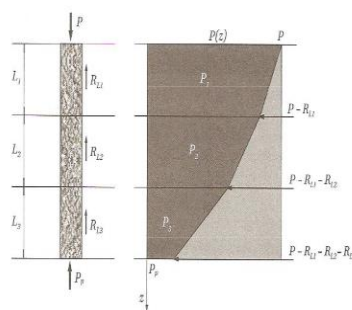


Figura 1. Diagrama da atuação dos esforços normais na estaca (Cintra e Aoki, 2010)

O encurtamento elástico da estaca pode ser obtido numericamente pela Equação 3:

$$\rho_e = \left(\frac{1}{A \cdot E_c} \right) \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (3)$$

em que:

A - área da seção transversal do fuste;

E_c - módulo de elasticidade do material da estaca;

P_i - valores médios dos esforços normais nos segmentos de estaca; e

L_i - comprimentos das camadas de solo ultrapassadas.

Na ausência de ensaios para determinação do valor do módulo de elasticidade do material, sugerem-se as seguintes considerações, pontuadas na Tabela 1.

Tabela 1. Módulo de Elasticidade (E_c)

<i>Módulo de elasticidade (E_c) - GPa</i>	<i>Tipo de Fundação/Material</i>
28 a 30	Estaca Pré-moldada
21	Hélice contínua
21	Franki
21	Estação
18	Strauss
18	Estaca escavada a seco
210	Aço
10	Madeira

Fonte (Cintra e Aoki, 2010)

2.1.2 Recalque do solo

As camadas de solo adjacentes à base da estaca sofrem deslocamentos devido ao carregamento, que resultam no recalque (ρ_s). Segundo Vésic (1975, apud Cintra e Aoki, 2010), esses deslocamentos podem ser divididos em duas parcelas, a primeira referente à reação de ponta (ρ_s, p) e a outra parcela referente imposição das cargas laterais (ρ_s, l). Assim, o recalque do solo é dado pela Equação 4:

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,l} \quad (4)$$

Segundo a metodologia de Aoki (1984, apud Cintra e Aoki, 2010), o recalque na base da estaca ocorre devido ao acréscimo de tensões ($\Delta \sigma_p$) em uma camada subjacente qualquer de altura (H). Esse acréscimo de tensões pode ser obtido pela Equação 5:

$$\Delta \sigma_p = \left(\frac{4 \cdot P_p}{\tau \cdot \left(D + h + \left(\frac{H}{2} \right)^2 \right)} \right) \quad (5)$$

em que:

P_p - a parcela de carga resistida pela ponta;

D – diâmetro da base da estaca;

H- espessura da camada subjacente; e

h – distância vertical do ponto de aplicação da força (base da estaca) ao topo da camada subjacente.

Analogamente, também ocorre acréscimo de tensões nas laterais ($\Delta \sigma_i$) da estaca em resposta às parcelas de resistência lateral do solo. A resultante dos esforços em um segmento intermediário da estaca (RL_i) é considerada no centróide da estaca. Nesse cenário, o acréscimo de tensões será dado pela equação 6.

$$\Delta \sigma_i = \left(\frac{4 \cdot RL_i}{\tau \cdot \left(D + h + \left(\frac{H}{2} \right)^2 \right)} \right) \quad (6)$$

em que:

RL_i – carga aplicada ao solo pela estaca ao longo do fuste;

D – diâmetro da base da estaca;

H - espessura da camada subjacente; e

h – distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada subjacente.

Levando-se em conta as duas parcelas apresentadas, o acréscimo total de tensões na camada é dado pela Equação 7:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_p + \sum \Delta \sigma_i \quad (7)$$

Esse procedimento pode ser repetido para inúmeras camadas até que seja atingido o indeslocável (topo rochoso ou topo da camada

de solo tão rígida que possa ser considerada indeformável), e através da Teoria da Elasticidade o recalque total devido ao solo (ρ_s) pode ser estimado de acordo com a Equação 8:

$$\rho_s = \sum \frac{\Delta \sigma}{E_s \cdot H} \quad (8)$$

em que:

E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, que pode ser obtido pela Equação 9, adaptada de Janbu (1963, apud Cintra e Aoki, 2010):

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (9)$$

em que:

E_0 – módulo de deformabilidade do solo anteriormente a execução da estaca;

σ_0 – tensão geoestática no centro da camada em estudo;

n – expoente que varia de acordo com a natureza do solo ($n = 0,5$ para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas).

Em relação ao módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca, Aoki (1984, apud Cintra e Aoki, 2010) sugere as seguintes considerações, apresentadas na Tabela 2, em que K é o coeficiente empírico do método de Aoki e Velloso (1975) para capacidade de carga e depende do tipo de solo. Os valores adotados para K são explicitados na Tabela 3.

Tabela 2. Módulos de deformabilidade (E_0)

Módulo de deformabilidade (E_0)	Tipo de Fundação
6.K.Nspt	Estacas cravadas
4.K.Nspt	Estacas hélice contínua
3.K.Nspt	Estacas escavadas

Fonte (Cintra e Aoki, 2010)

Tabela 3. Coeficiente K

Solo	$K(MPa)$
Areia	1
Areia siltosa	0,8
Areia siltoargilosa	0,7
Areia argilosa	0,6
Areia argilossiltosa	0,5
Silte	0,4
Silte arenoso	0,55
Silteargiloarenoso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silteargiloarenoso	0,25
Argila	0,2
Argila arenosa	0,35
Argila arenossiltosa	0,3
Argila siltosa	0,22
Argila siltoarenosa	0,33

Fonte (Aoki e Velloso, 1975 apud Cintra e Aoki, 2010).

2.2 Método computacional SIGMA/W

O programa SIGMA/W utiliza o método dos elementos finitos (MEF) para efetuar análise com as tensões reais atuantes no meio. É permitida ao operador a alteração dos parâmetros dos materiais e a discretização do contínuo. Entretanto, não há interferência na maneira com que o problema é calculado.

O MEF é baseado no conceito de subdivisão do contínuo em pequenas partes, prevendo qual o comportamento isolado de cada parte e o comportamento das partes em conjunto. Cada parte forma um polígono, triangular ou quadrado e as extremidades desses elementos finitos são os nós. A divisão do contínuo é denominada discretização ou malha.

O SIGMA/W permite a criação de regiões e a atribuição dos respectivos materiais e seus parâmetros como o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson. Posteriormente, o programa constrói automaticamente a malha de elementos finitos. Ao operador é atribuída a responsabilidade de classificar os tipos de elementos que constituem os materiais em estruturado (quadrados), não estruturado (triangular) ou misto (parte triangular e parte quadrado).

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Descrição do estudo analisado

O empreendimento que abriga a obra de fundação de interesse nesse trabalho encontra-se na capital de Minas Gerais, Belo Horizonte, na Rua dos Timbiras, bairro Funcionários.

Devido ao porte da edificação estudada, com altura de aproximadamente 63 metros e 24 pavimentos (do subsolo à cobertura), o controle de recalque se fez necessário.

Foi realizado um programa de monitoramento de recalques que incluía um sistema de referência indeslocável (Bench Mark) estabelecendo assim um plano horizontal de referência altimétrica. A avaliação da evolução dos recalques ao longo do tempo foi feita através da medição periódica do deslocamento dos pinos fixados aos pilares em relação ao plano horizontal de referência altimétrica.

A amostragem realizada contemplou 17 pinos de monitoramento previamente instalados em diferentes pilares, todos localizados na torre. Na data da leitura utilizada nessa análise (23/04/2014), a superestrutura da edificação, alvenaria e acabamento encontravam-se executadas e os reservatórios superiores preenchidos. Apenas os pilares P7, P8, P19, P22 ao P25, P27 e P28 apresentavam condição de leitura nessa data. A Tabela 4 contempla os dados levantados pela empresa responsável.

Tabela 4. Dados do monitoramento de recalques, nivelamento 4

<i>Pilar</i>	<i>Recalque acumulado (mm)</i>
P7	7,71
P8	8,44
P19	11,25
P22	8,23
P23	8,32
P24	9,35
P25	9,54
P27	8,1
P28	7,75

Fonte – Relatório N RL.MEK.MG 065/2014, emitido por Geoservice geotecnia e Fundações LTDA, 2014

3.2 Resultados

A análise dos recalques foi realizada tomando como base os relatórios de inspeções geotécnicas realizados no empreendimento anteriormente à execução das fundações. Tais relatórios também serviram de subsídio para o dimensionamento do projeto geométrico das fundações assim como estimativa das profundidades das mesmas.

A análise dos recalques foi feita sob a ótica do método de Cintra e Aoki (2010) e através do software computacional SIGMA/W.

As profundidades dos elementos de fundações consideradas nos cálculos de recalque foram obtidas por meio dos dados de acompanhamento de campo da empresa de consultoria geotécnica Sergio Velloso Engenheiros LTDA. Como as estacas referentes a um mesmo pilar atingiram aproximadamente as mesmas profundidades (variação máxima de 20 cm), a critério de simplificação, foram realizados os cálculos de apenas uma das estacas. O módulo de elasticidade do concreto (E_c), foi adotado conforme Cintra e Aoki (2010), para o qual, na ausência de valor específico, para estacas hélice contínua, sugere-se adotar $E_c = 21GPa$.

3.2.1 Método de Cintra e Aoki (2010)

Para análise segundo a metodologia de Cintra e Aoki (2010), inicialmente foi calculada a capacidade de carga de acordo com o método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975), a fim de discriminar as parcelas de carga a serem absorvidas pelo atrito lateral e pela ponta. Em seguida, prosseguiu-se a análise de acordo com o método já explanado. Os resultados estão apresentados na Tabela 5, a seguir.

Tabela 5. Dados das previsões dos recalques segundo metodologia de Cinta e Aoki (2010)

<i>Pilar</i>	<i>Recalque acumulado (mm)</i>
P7	10,01
P8	9,38
P19	9,2
P22	8,52
P23	11,24
P24	11,61
P25	11,18
P27	11,9
P28	12,59

3.2.1 Modelagem computacional no software SIGMA/W

A modelagem do problema foi conduzida como “aximétrica”, uma vez que o problema é simétrico em relação ao eixo vertical que passa pelo centro das estacas. A geometria da estaca real é obtida pela rotação em torno do seu eixo de simetria.

O módulo de elasticidade do solo (E_s), em MPa, foi determinado de acordo com a Tabela 6 a seguir, tendo como base os resultados das sondagens à percussão e mista.

Tabela 6. Valores dos módulos de elasticidade

<i>Tipo de solo</i>	<i>E_s (KPa)</i>
Argila muito mole	300 a 3000
Argila mole	2000 a 4000
Argila média	4000 a 9000
Argila dura	7000 a 18000
Argila arenosa	30000 a 42000
Areia siltosa	7000 a 20000
Areia fofa	10000 a 25000
Areia compacta	5000 a 85000
Areia compacta (pedregulho+areia)	98000 a 200000

Fonte: Barata (1984)

O coeficiente de Poisson (ν) foi adotado de acordo com a Tabela 7, também tendo como base as investigações de campo.

Tabela 7. Coeficiente de Poisson

<i>Tipo de solo</i>	<i>ν</i>
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte: Teixeira e Godoy, 1966 apud Cintra et al., 2003

Os elementos que constituem os materiais foram classificados como estruturados (quadrados) por se adequarem melhor a variação dos ângulos no desenho. Os resultados encontrados encontram-se na Tabela 8, a seguir.

Tabela 8. Dados de previsão dos recalques segundo modelagem computacional SIGMA/W

<i>Pilar</i>	<i>Recalque acumulado (mm)</i>
P7	32,2
P8	44,1
P19	23,2
P22	32,7
P23	38,8
P24	28,3
P25	35,8
P27	35,1
P28	36,9

4 CONCLUSÃO

A partir da análise realizada, algumas conclusões podem ser apresentadas com relação:

4.1 Método de Cintra e Aoki (2010)

O método de Cintra e Aoki (2010) teve resultado consideravelmente semelhante aos recalques medidos nos pilares da estrutura em estudo. As diferenças entre os recalques obtidos foram inferiores a 3,0mm o que, do ponto de vista prático da engenharia geotécnica não é um valor significativo para a obra em questão. Assim, observa-se que o método representa uma importante contribuição no que tange a previsão de recalques em fundações profundas.

Apesar dos resultados de previsão de recalques para as estacas estudadas serem bem

semelhantes aos resultados medidos nos pilares aqueles se apresentam ligeiramente superiores. Isso pode ser explicado pelo fato de que a leitura de recalques foi realizada sem o carregamento completo da estrutura (quando a superestrutura da edificação, alvenaria e acabamento se encontravam executadas e os reservatórios superiores preenchidos, mas ainda não havia o uso e ocupação da edificação). Sabe-se que a maior carga nos pontos de fundação decorre do peso próprio da estrutura, mas os efeitos da sobrecarga não devem ser desconsiderados.

4.2 Modelagem computacional – SIGMA/W

A previsão dos recalques fornecidos pelo software GeoStudio - SIGMA/W foi consideravelmente superior aos valores dos recalques medidos nos pilares da edificação em estudo. Esse fato, entretanto, não invalida o uso do método para previsões de recalque, apenas torna sua utilização sujeita a ressalvas quando analisado o universo de ensaios disponíveis, na maioria das vezes restrito à sondagens e poços de inspeção. Deste modo, é necessário estimar os parâmetros de deformabilidade e coeficientes de Poisson apenas em função do índice de resistência à penetração (N_{spt}).

REFERÊNCIAS

- Alonso, U. R. (2011). *Previsão e controle das fundações*. 2ed. São Paulo: Blucher, 156p.
- Associação brasileira de normas técnicas – ABNT. NBR 6122:2010 Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 91 p.
- Barata, Fernando Emmanuel. (1984). *Propriedades mecânicas dos solos: Uma introdução ao projeto de fundações*. Rio de Janeiro, 152 p.
- Barros, N. B. F. de. (2012). *Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia -Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-08112012-114222/>>. 249f.
- Cintra, J.C.A.; Aoki, N. Albiero, J.H. (2003) *Tensão admissível em fundações diretas*. São Carlos: Ed. Rima, 134p.
- Cintra, J.C.A.; Aoki, N. (2010) *Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico*. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 96p.

- Das, Braja M. (2011). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. 7. ed. Tradução de EZ2Translate.Revisão técnica de Leonardo Fagundes Rosemback Miranda. São Paulo: Thomson, 610p.
- Magalhães, P. H. L. (2005) *Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia-Universidade de Brasília, Brasília. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10482/6656>>. 270f.
- Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (2010). *Fundações: Fundações Profundas*. Nova Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 569 p.