

Estimativa de Recalques em Fundações Profundas Estudo de Caso: Edifício Residencial, - Praça Paulo de Frontin, 128 – Nilópolis/RJ

Alessandra Gonçalves de Lima¹; Giana Laport Alves de Souza²

¹ Aluna Graduação Engenharia Civil- Faculdade de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Iguaçu - UNIG, Av. Abílio Augusto Távora, 2134 - Jardim Nova Era, 26275-580, Nova Iguaçu – RJ

² Professora Engenharia Civil -Faculdade de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Iguaçu - UNIG, Av. Abílio Augusto Távora, 2134 - Jardim Nova Era, 26275-580, Nova Iguaçu – RJ

aledavimagno@gmail.com¹; gianalarpot@gmail.com²

Resumo – *O trabalho tem como foco principal discorrer um estudo sobre estimativas de recalques em fundações profundas haja visto que para um bom desempenho das estruturas em relação ao nível de segurança dos edifícios é essencial que se obtenha a estimativa de recalques. Sendo assim serão abordados os seguintes assuntos: fundações profundas com enfoque em estaca hélice continua, também serão abordados os métodos mais comumente utilizados em estimativas de recalques tais como, método Aoki Lopes, Vesic, Poulos e Davis e Randolph. Tais métodos são necessários para que se possa evitar possíveis patologias durante a vida útil de uma estrutura. O recalque em fundações profundas e sua influência em uma edificação tem se mostrado um ponto crítico, já que em diversos projetos a capacidade de carga não é o fator limitante, mas sim o recalque que a estrutura pode suportar em seu estado limite de serviço (ELS). Existem várias técnicas que apresentam cada uma sua metodologia diferente para estimativas de recalques em fundações profundas analisando os principais métodos apresentados em revisões bibliográficas. O estudo de caso trata-se de uma fundação profunda do tipo Hélice Continua, com base nas sondagens do local será realizado uma estimativa de recalque pelo método de Vesic, no qual pode verificar um recalque total.*

Palavras-Chaves: Recalques, estimativa, Vesic.

Abstract – *The main focus of this paper is to study a study on deep foundation stress estimates, since it is essential to obtain the estimate of stresses for a good performance of the structures in relation to the safety level of the buildings. Thus, the following subjects will be addressed: deep foundations with focus on continuous propeller pile, will also be addressed the methods most commonly used in estimates of settlements such as the Aoki Lopes, Vesic, Poulos and Davis and Randolph method. Possible pathologies can be avoided during the life of a structure. Deep foundation repression and its influence on a building has proved to be a critical point, since in many projects the load capacity is not the limiting factor, but the repression that the structure can withstand in its service limit state (ELS).). There are several techniques that each present their different methodology for deep foundation settlement estimates by analyzing the main methods presented in literature reviews. The case study is a deep Continuous Helix type foundation, based on site surveys, a Vesic method of estimate of repression will be performed, in which a total repression can be verified.*

Keywords: Repression, estimate, Vesic.

1 Introdução

O emprego de fundações do tipo estaca hélice continua tem aumentado significativamente. A evolução e o crescimento exponencial do uso deste tipo de estaca, tem promovido a busca de métodos de previsão da capacidade de carga com maior precisão ou até mesmo a adaptação daqueles que já existem. O aprimoramento dos métodos de previsão demanda um melhor entendimento do processo de interação solo - estrutura, visando obter uma maior previsibilidade do comportamento carga vs. recalque (Barros,2012).

O recalque em fundações profundas e sua influência numa edificação tem se mostrado um parâmetro crítico, já que em diversos projetos a capacidade de carga não é o fator limitante, mas sim o recalque que a estrutura pode suportar sem sofrer danos, ou seja, no seu estado limite de serviço (Barros, 2012).

Atualmente, as estimativas de recalque nas estacas para um projeto, são resultantes de métodos de cálculos semi empíricos baseados em ensaios de campo realizados em diversos solos no território brasileiro. Em seguida, essas previsões são comparadas com resultados de prova de carga, monitoramento de recalques de estruturas (Cintra et al. ,2003).

Para o bom desempenho estrutural das edificações é necessário que tenha a análise desses recalques, evitando o aparecimento de possíveis patologias, que podem ser uma simples fissura até mesmo ao colapso das construções (Colares,2006).

Este trabalho tem por objetivo contribuir com o entendimento de recalque em fundações profundas, do tipo Hélice Continua, com base nas sondagens do local onde foram realizados três furos de sondagem para reconhecimento do solo onde foi construído o prédio residencial. O solo encontrado é tipo argila arenosa com resistências a penetração crescentes com a profundidade, que varia de 7 a 27 NSPT e com isso foi feito posteriormente um cálculo baseado no método de vésic, obtendo o recalque total.

1.1 Fundação profunda

Segundo a NBR 6122/1996, fundação profunda é a que transmite a carga proveniente da superestrutura ao terreno pela base, pela superfície lateral (resistência de fuste), ou pela conformidade das duas. Além disso, segundo esta referida norma, nas fundações profundas a profundidade de assentamento deve ser maior que duas vezes o da menor dimensão em planta dos elementos de fundação. As fundações profundas são normalmente utilizadas quando os solos superficiais não apresentam capacidade de suportar elevadas cargas, ou estão sujeitos a processos erosivos, e também, quando existe a possibilidade da realização de uma escavação futura nas proximidades da obra.

Sendo assim para que a escolha da melhor fundação e fácil dimensionamento dela é necessário que tenha conhecimento das cargas solicitantes da sua edificação e o solo com que você está lidando naquela região na qual a edificação vai ficar e também quais são elementos de fundação que quer aplicar, por isso as fundações devem ter resistências adequadas para aguentar as tensões dos esforços solicitantes, para não provocar rupturas e nem deformações exageradas ou diferenciais. (Azeredo,1988).

E se dividem: Por deslocamento e por substituição, conforme tabela abaixo:

Tabela 1 – Tipos de Estacas. Fonte: Azeredo,1988.

Estacas	Pré-moldadas	Madeira	De deslocamento
		Concreto	
		Metálica	
	Moldadas <i>in loco</i>	Broca	De substituição
		Strauss	
		Franki	De deslocamento
		Raiz	Sem deslocamento
		Hélice	De substituição
		Escavada com lama	

1.2 Efeitos de Interação solo estrutura

A interação solo-estrutura nada mais é do que a ligação entre a estrutura, as fundações e o solo. O processo tem início juntamente com a fase inicial da construção e se estende até que haja uma situação de equilíbrio, isto é, quando as tensões e deformações tanto na estrutura como no solo já estiverem estabilizadas.

Compatibilizar as deformações na ISE resulta numa tendência de uniformização de recalques, a depender da rigidez do conjunto solo-estrutura. Com esta redução da curvatura da deformada de recalques, as distorções angulares da edificação também são reduzidas, evitando, muitas vezes, o aparecimento de danos por fissuramento (Reis, 2006).

O tratamento dos sistemas estruturais de edifícios em concreto, considerando a interação solo-estrutura, torna-se bastante complexo, uma vez que se depara com várias dificuldades na modelagem. Para a estrutura tem-se: sequência construtiva, propriedades reológicas dos materiais e tipo de carregamento externo. Para o elemento estrutural de fundação: transferência de carga ao solo e aspectos de execução. E, para o terreno de fundação: heterogeneidade vertical e horizontal, representatividade dos ensaios e influência do tempo nos parâmetros geotécnicos, do maciço de solos (Holanda Jr, 1998).

Dentre os métodos conhecidos para se considerar a ISE nos projetos estruturais, em virtude da simplicidade, os mais utilizados atualmente nos escritórios de projeto são os que separam o sistema estrutural do maciço de solo, podendo haver a discretização ou não da estrutura de fundação. Desta forma, a deformabilidade do solo pode ser representada por meio de molas elásticas no contorno estrutura-solo, considerando as propriedades mecânicas do maciço e a compatibilização dos recalques, ou ainda pela imposição de deslocamentos verticais estimados (Moura, 1995).

Para o emprego de molas sob a base da estrutura deve se conhecer o coeficiente de mola ou módulo de reação vertical, o qual irá representar a deformabilidade do solo. Sua obtenção pode ocorrer de várias formas, como por exemplo através do ensaio de placa, por meio de tabelas com valores típicos ou por correlações com o módulo de elasticidade, que por sua vez, pode ser determinado por ensaios triaxiais, de penetração estática (CPT) e de penetração dinâmica (SPT) (Moura, 1995).

A estimativa dos deslocamentos verticais pode ser feita através de métodos conhecidos na literatura para a previsão de recalques, como a teoria da elasticidade, método de Vesic, método de Aoki-Lopes, método Poulos e Davis, entre outros, ou ainda métodos experimentais (Alonso, 1991).

1.3 Influência do tempo

Alguns exemplos básicos que representam os comportamentos mais prováveis de acordo com o tipo de sistema e ou materiais utilizados na estrutura são:

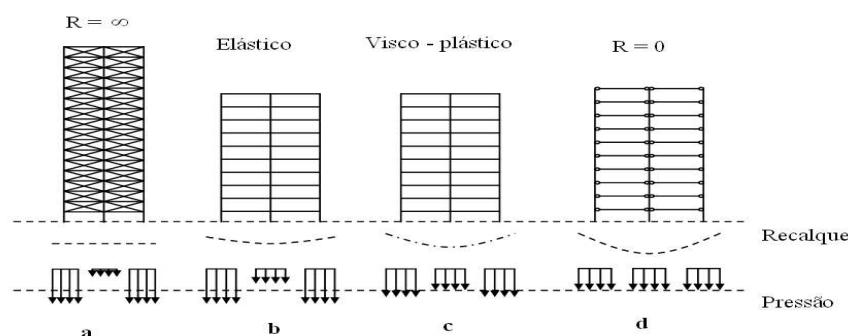


Figura 1 – Interação do solo – estrutura. Fonte: Chamecki (1969).

Caso a, estruturas imensuravelmente rígidas possuem recalques similares, por razão da ação do solo de corromper mais no centro do que na periferia, devido à sequência parcial do solo, a organização das tensões de contato nos apoios é menor no centro e maior nas partes exteriores. Essa organização das tensões é parecido ao caso de uma forma imensurável rígido baseado ao meio elástico. Os edifícios extremamente altos e com desfecho das paredes fortes trabalhando como um todo com a estrutura, podem desenvolver ação próximo a este modelo (Chamecki, 1969).

Caso b, uma Construção totalmente elástica apresenta a rigidez que não precisa da agilidade do desenvolvimento dos recalques, sabendo que podem ser mais desenvolvidos ou longos, não induzindo nos efeitos. Os recalques diferenciais evidentemente, serão menores que os de rigidez nula (Caso D) e a organização de tensões de conexão variam bastante, menos ao longo do processo de recalque. Estruturas de aço são os que chegam a este comportamento (Chamecki, 1969).

Caso c, uma construção visco-elástica, quanto o de concreto armado, Evidencia força que varia segundo a rapidez do desenvolvimento dos recalques diferenciais. Se os recalques ocorres em pouco espaço de tempo, a construção tem reação elástico (Caso B), mas se este desenvolvimento é demorado, a estrutura apresenta um comportamento como um líquido viscoso e tenderá ao caso D. Esse tipo existe em virtudes do fenômeno de fluência do concreto que permite a redistribuição das tensões nas demais peças menos carregadas, relaxando significativamente as tensões locais. (Chamecki, 1969)

Caso d é a Construção que não tem a rigidez aos recalques diferenciais. Este tipo de estrutura se fixa normalmente às deformações do maciço de solo. O fornecimento das tensões de contato não se altera diante da

evolução dos recalques. As estruturas isostáticas e edifícios compridos ao longo do eixo horizontal são os casos que se aproximam a este tipo de comportamento. (Chamecki, 1969)

1.4 Influência da rigidez

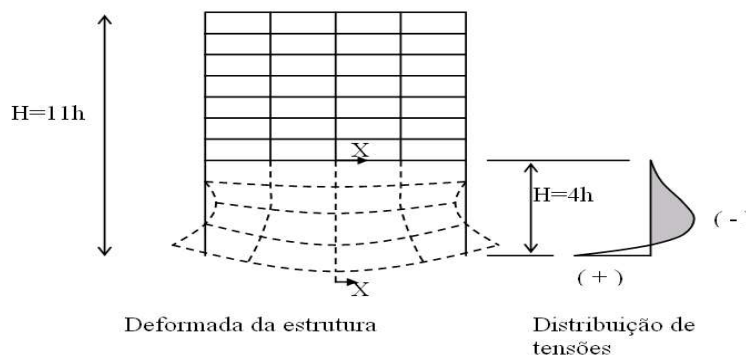


Figura 2 – Analogia da Viga – Parede. Fonte: Goshy (1978)

Gusmão (1994) Apresenta que a quantidade de andares é uma das condições que também atuam na força da estrutura, quanto mais for o número de andares de um edifício, maior será a sua firmeza.

Goshy (1978) Analisou que a interferência é maior nos primeiros andares, utilizando a uniformidade de vigas.

Ramalho e Corrêa, Investigaram duas construções com fundações em sapatas, uma construção com sistema laje cogumelo e outra construção com sistema laje, viga, pilar, fazendo uma comparação entre examinar o solo como totalmente rígido ou elástico.

Com as conclusões da análise observaram que a influência da consideração da flexibilidade da fundação nos esforços da superestrutura é enorme. Da mesma maneira com o solo $E = 100.000 \text{ kN/m}^2$, logo relativamente rígido, a desigualdade entre aceitar ou não indicou bastante significativa em alguns elementos da estrutura (Ramalho e Corrêa, 1991).

Observou-se que nos pilares, os esforços normais e momentos fletores buscam a uma distribuição que transforme os seus valores menos díspares, onde os maiores valores tendem a reduzir e os menores a aumentar (Ramalho e Corrêa, 1991).

As edificações com recursos estruturais do tipo laje cogumelo demonstraram estarem mais sensíveis às fundações flexíveis que os de sistema laje, viga, pilar, por terem medidas de pilares parcialmente grandes, o que causa em tendência de desenvolverem elevados valores de momentos fletores na base. (Ramalho e Corrêa, 1991).

Gusmão (1994) apresenta dois parâmetros para fins comparativos entre considerar ou não a interação estrutura-solo:

- Fator de Recalque Absoluto

$$AR = \frac{S_i}{S} \quad (1)$$

- Fator do Recalque Diferencial

$$DR = \frac{[S_i - S]}{S} \quad (2)$$

S_i = Recalque Absoluto de apoio i

S = Recalque Absoluto médio

Para AR maior que 1 há a tendência do recalque absoluto estimado convencionalmente ser maior que o recalque absoluto medido. Já para AR menor que 1, há agora a tendência do recalque absoluto estimado convencionalmente ser menor que o recalque absoluto medido.

A Figura 6 apresenta a comparação entre a análise convencional, feita pelos escritórios de cálculo, e considerando a análise da ISE para deformada de recalque e deformações na base.

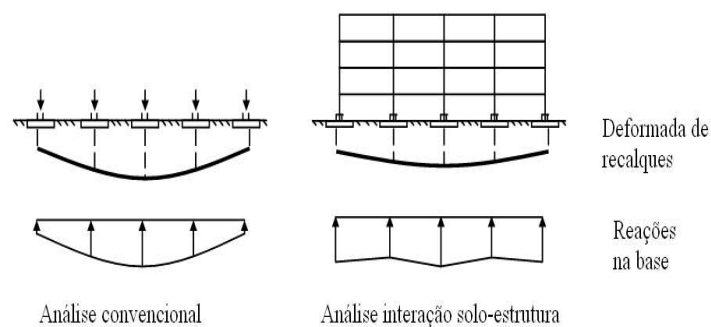


Figura 3 – Interação. Fonte: Gusmão (1994).

Com o uso destes parâmetros, o autor apresenta três casos reais de edifícios, comparando-os com resultados estimados convencionalmente (sem a consideração da rigidez da estrutura) e com os resultados medidos no campo. Através destas comparações o autor prova que o efeito da interação solo-estrutura realmente tende a uniformizar os recalques da edificação (Gusmão,1994).

Ferro & Venturini (1995) Mostram uma formação que considera a rigidez do meio contínuo infinito para fundações constituídas de conjunto de estacas, onde o meio contínuo é considerado a partir de expressões integrais

dos elementos do perímetro e a estrutura de fundação em estacas é tratada por elementos finitos, obtendo-se assim um elemento “fundações”, na qual a rigidez do conjunto meio semi-infinito mais a estrutura de fundações é levada em consideração na análise do edifício. A associação das técnicas de elementos do perímetro e limitados é adquirido pelo tipo de correlações de deslocamentos, sem o deslize ao longo das interfaces estacas - meio contínuo.

1.5 Influência do processo construtivo

Segundo Gusmão e Gusmão Filho (1994), Ao longo da construção à proporção que vai aumentando a construção, acontece uma tendência à semelhança nos recalques por causa do crescimento da força da estrutura, sendo que esta força não cresce de modo igual com o número de andares conforme apresentado na figura abaixo.

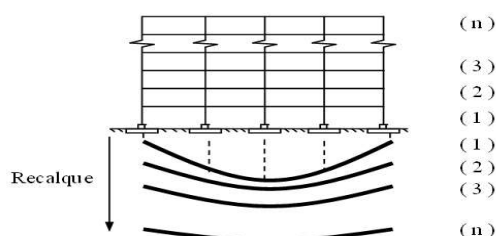


Figura 4 – Sequencia Construtiva de novos Pavimentos. Fonte: Gusmão & Gusmão Filho (1994).

Gusmão e Gusmão Filho (1994) confrontaram os resultados dos recalques de fundações em sapatas medidos na obra de um edifício de quatorze andares com as previsões dos modelos numéricos entre considerar ou não a interação estrutura-solo e efeitos construtivos. Os resultados indicaram que o modelo que não considera a interação do solo – estrutura, superestima a previsão dos recalques diferenciais por não considerar a rigidez da estrutura.

O modelo que considera a interação solo – estrutura, mas aplica carregamento instantâneo para a estrutura completa, acaba subestimando a previsão dos recalques, devido a não consideração do carregamento gradual de carga da estrutura nela mesma e acréscimo da sua rigidez, o que induz a rigidez estrutural maior que a real (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

Os resultados que mais aproximaram com os medidos no campo foi o modelo que considera os efeitos da interação solo – estrutura e aplicação gradual dos elementos estruturais que faz com que a rigidez dos elementos sofra constantes modificações para cada sequência de carregamento (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

Para simular numericamente a sequência construtiva, onde um pavimento em construção não causa esforços solicitantes nos demais elementos superiores que ainda nem foram construídas, Holanda Jr. (1998) utiliza o processo sequencial direto. Trata-se de analisar para cada levantamento de pavimento, considerando apenas o carregamento aplicado no ultimo pavimento com todas as barras construídas até aquele momento, prosseguindo até que o edifício atinja o seu topo. Como todas as análises realizadas são elásticas e lineares, os esforços finais de cada elemento são determinados com a simples soma dos seus respectivos esforços calculados em todas as etapas. Para considerar que

o pavimento é construído nivelado e na sua posição original prevista, os recalques finais da fundação e os deslocamentos verticais de todos os nós do pórtico são obtidas da mesma forma, pela superposição (Gusmão, 1994).

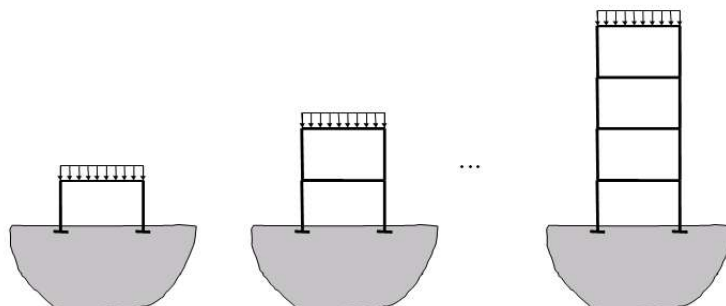


Figura 5 – Efeitos da sequência Construtiva. Fonte: Gusmão & Gusmão (1994).

Respeitando a sequência construtiva, os deslocamentos verticais dos nós de um pavimento não são afetados pelo carregamento dos pavimentos abaixo. Portanto, os deslocamentos diferenciais entre os nós de um mesmo pavimento diminuem nos andares superiores, sendo máximos à meia altura do edifício. No topo correspondem à deformação somente do último pavimento. As deformações dos pilares seguem o mesmo raciocínio. (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

1.6 Métodos de previsão de recalques

Segundo POULOS (1980), as técnicas de previsão de recalques podem ser classificadas em três categorias: empíricas, simplificadas (onde o grupo de estacas é substituído por uma fundação equivalente e mais simples) e métodos analíticos que consideram a interação entre estacas e o solo adjacente.

As primeiras previsões de recalques para grupo de estacas foram os métodos empíricos ou semi-empíricos com base nos resultados de ensaios em modelos reduzidos ou em protótipos. Para areias surgiram as propostas de Skempton (1953), Meyerhoff (1959), Vesic (1969). Para argilas tem-se Whitaker (1957) e Sowers *et al.* (1961). Estas propostas só consideram a geometria do problema e devem ser utilizadas com cuidado e somente nas condições similares nas quais essas correlações foram baseadas.

1.7 Método de estimativa de recalques nas fundações profundas

Sabe-se que qualquer projeto de fundações deve atender aos critérios dos estados limite último (ELU), que faz referência à capacidade de carga da estrutura e, concomitantemente ao estado limite de serviço (ELS), que está ligado às limitações impostas ao uso da estrutura (Barros, 2012).

Do ponto de vista do estado limite de serviço, quando uma estrutura sofre recalque, os danos causados podem impactar sobre os aspectos arquitetônicos, estruturais e/ou funcionais (Barros, 2012).

Dentro desse contexto, alguns autores desenvolveram métodos semiempíricos de cálculo na tentativa de prever o quanto um elemento de fundação profunda irá recalcar, a partir da interação solo-estrutura, levando em consideração as propriedades do solo no contato com o elemento de fundação, bem como algumas peculiaridades inerentes a metodologia executiva de estacas (Barros, 2012).

A estimativa de tensões e recalques em um ponto no interior do solo, induzido por uma estaca sob carregamento vertical é um problema altamente complexo que envolve inúmeros aspectos:

- A interação solo-elemento de fundação;
- A deformação do solo;
- A deformação do elemento de fundação;
- A mudança nas características do solo e das tensões originais, decorrentes da instalação da estaca.

Para se proceder ao cálculo da parcela deve adotar um modelo matemático representativo do comportamento do solo.

Segundo o Vesic (1975), Pode-se lançar mão de três modelos:

- a) Função de transferência de carga (curvas $t - z$);
- b) Meio elástico semi-infinito, isotrópico, homogêneo, caracterizado pelo módulo de elasticidade E_s
- c) Elementos finitos.

A adoção do primeiro tipo em que os apoios que o solo oferece é substituído por molas de rigidez conhecida, obedecendo a lei reológica expressa pela função de transferência de carga, faz crer que um ponto só se desloca se ali for aplicada uma carga. Na realidade, pontos distantes do local carregado, também sofrem deslocamentos, devido a continuidade do meio. Essa continuidade do meio é melhor representada pelos modelos b e c, sendo este último de aplicação restrita. (Vesic, 1975).

1.8 Vesic

Segundo Vesic (1977) é conveniente separar o recalque das fundações, no nível do topo da estaca, em três componentes: recalque devido a deformação axial do fuste, w_s ; recalque no nível da ponta, causado pelas cargas transmitidas da estaca ao solo pela ponta da estaca, w_{pp} ; e recalque no nível da ponta da estaca causado pelas cargas transmitidas ao maciço ao longo do fuste, w_{ps} , dada pela expressão (3).

$$W_0 = w_s + w_{pp} + w_{ps} \quad (3)$$

O recalque devido à deformação elástica axial do fuste da estaca, w_s , pode ser determinado facilmente, se na magnitude e distribuição do atrito lateral são conhecidos ou assumidos. O valor de w_s pode ser obtido pela fórmula da resistência dos materiais para deformação axial de uma barra:

$$W_s = (Q_p + \alpha Q_s) \quad (4)$$

Na expressão (4) os valores de Q_p e Q_s são, respectivamente, a carga de ponta e a carga de atrito lateral transmitida pela estaca ao solo, para o nível de carregamento considerado, L o comprimento da estaca, A a sua seção transversal e E_p o módulo de elasticidade do material do fuste. O coeficiente α é um número que depende da distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade. Para distribuições uniformes e parabólicas, $\alpha = 0,5$, enquanto se o atrito variar linearmente, seja aumentando, seja diminuindo com a profundidade, α pode variar de $2/3$ a $1/3$. Valores de α ainda menores podem ser observados, principalmente em estacas cravadas, por conta de tensões

residuais. Um valor típico de estacas esbeltas cravadas em areia, em condições de cravações difíceis, pode ser da ordem de 0,1.

Com base nas equações anteriores, bem como em correlações empíricas disponíveis entre o módulo de Young do solo E_s e a resistência unitária de ponta (q_0) para um número expressivo de casos de obra, as seguintes expressões foram propostas por Vesic (1970 e 1975):

$$w_{pp} = \frac{C_p Q_p}{B q_0} \quad (5)$$

Na expressão (5) e (4) Q_p é a parcela de carga transmitida à ponta e Q_s ao fuste da estaca, mobilizadas no solo em condição de serviço, D é a profundidade da estaca e B é o diâmetro da mesma, C_p e C_s são coeficientes empíricos que dependem do tipo de solo e do método executivo da estaca. C_s é relacionado a C_p pela expressão:

$$W_{ps} = \frac{C_s Q_s}{D q_0} \quad (6)$$

Nas expressões (5) e (6) q_0 representa a tensão de ruptura na ponta da estaca para a qual a estimativa de recalque é feita.

O emprego dos valores dos coeficientes de C_p dados na TABELA 3 fornecem recalques a longo prazo em estacas em condições onde o horizonte do solo, sob a base da estaca, se estende a pelo menos 10 diâmetros abaixo de sua ponta e onde o solo abaixo é de rigidez comparável ou superior. Há que se destacar que a redução do recalque depende da relação entre a profundidade do extrato compressível sob a ponta da estaca e o diâmetro B . Se a relação cair para 5, o recalque é 88% do valor obtido pela expressão de W_{pp} . Quando a relação cai para 1 o recalque é ainda cerca de 51% deste valor. Este efeito da profundidade do indeslocável, que Velloso e Lopes (2010) chamam tanto a atenção dos projetistas. (Vesic, 1977)

Tabela 2 – Valores dos coeficientes de C_p . Fonte: Vesic (1977)

Tipo de solo	Estacas cravadas	Estacas escavadas
Areia (densa a fofa)	0.02 a 0.04	0.09 a 0.18
Argila (rija a mole)	0.02 a 0.03	0.03 a 0.06
Silte (denso a fofo)	0.03 a 0.06	0.09 a 0.12

O método de previsão de recalque proposto por Vésic admite a ideia de que o deslocamento total de uma fundação profunda é resultado da soma de três parcelas de recalque: encurtamento elástico da estaca, recalque do solo que receberá a carga de ponta e recalque do solo devido às cargas de atrito lateral, transmitidas ao longo do fuste.

Vesic (1975) baseando-se na teoria da expansão da cavidade esférica e em sua análise de resultados de provas de carga mostrou que as deformações ao redor da ponta das estacas podem ser divididas em duas grandes zonas principais. A zona próxima à ponta é caracterizada por grandes deformações plásticas, enquanto que a zona concêntrica seguinte é caracterizada por pequenas deformações elásticas.

A estaca de ponta: É aquela que toda ou a maior parte do carregamento que recebe no seu topo se transmite completamente à ponta, sendo muito pequena a carga que transmite por fuste. As estacas são prolongadas até uma superfície resistente, neste caso à estaca trabalha pela ponta. A resistência por atrito é depreciável. Das (2006).

A estaca de atrito: É aquela que a maior parte do carregamento aplicado é transmitida através do atrito lateral ao longo de seu fuste. Neste caso a maior porcentagem da resistência ao carregamento será fornecida pelo atrito entre o fuste da estaca e o solo. São utilizadas quando não há camadas de rocha ou material resistente a uma profundidade considerável in situ (DAS, 2006).

2 Metodologia

2.1 Apresentação e localização do empreendimento

Para exemplificar os princípios e conceitos apresentados nesta pesquisa foi realizado um estudo de caso no Condomínio residencial Julia Abraão em Nilópolis. Este condomínio encontra-se em fase de construção, porém o estaqueamento que é o tema desta monografia encontra-se concluído.

Em fase construtiva, o terreno possui cerca de 666 m² de área, com 4 andares e 12 andares totalizando um edifício em 16 andares.

O presente estudo foi realizado na Rua Paulo de Frontin, número 128, Bairro Centro, na Cidade de Nilópolis, Rio de Janeiro.

2.2 Ensaio SPT

Foram Realizados três furos de sondagem para reconhecimento do solo onde foram construídos o prédio residencial. O solo encontrado é tipo argila arenosa com resistências a penetração crescentes com a profundidade, que varia de 7 a 27 NSPT. As três sondagem apresentaram uma alta resistência a penetração à uma profundidade de 16 m. Profundidade esta que limitou – se ao estaqueamento. A tabela abaixo apresenta o resumo da sondagem.

Tabela 3 – Resumo de sondagem. Fonte: O autor (2019).

Profundidade	SP 01	SP 02	SP 03
1	7	7	7
2	7	5	5
3	3	5	3
4	22	18	27
5	19	17	16
6	15	13	11
7	11	11	12
8	15	13	14
9	12	16	14
10	15	19	17
11	15	13	13
12	13	15	14
13	19	19	19
14	21	21	20
15	27	3	35

16	58	58	58
----	----	----	----

2.3 Parâmetros Geotécnicos

Os métodos de estimativa de recalque exemplificados anteriormente demandam algumas propriedades do solo e/ou da estaca que devem ser estimados por meio de equações e de acordo com a experiência acumulada. Nesse sentido, para obtenção dos parâmetros necessários ao cálculo, fez-se necessário o uso de correlações dos resultados do ensaio SPT, no intuito de estimar as propriedades mecânicas deste material. Avaliando o resultado das sondagens, notou-se que, pela nomenclatura, os solos mais presentes foram argila arenosa e silte argiloso acompanhados por uma pequena presença de argila e, ao associar com o índice de penetração SPT, atingiu-se um grau de compactidade variando entre pouco compacto e muito compacto (além da presença da argila de consistência média), avaliado através da regência da NBR 6484 (ABNT, 2001).

Para a determinação do módulo de deformabilidade do solo e o coeficiente de Poisson, Joppert (2007) propõe a utilização dos dados, relacionando-os ao grau de compactidade e do tipo do solo. A Tabela 1 apresenta os valores utilizados para o desenvolvimento do cálculo. Para estimativa do valor do módulo de deformabilidade da estaca, empregou-se conforme descrito na norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 4 – Parâmetros de deformabilidade. Fonte: O autor (2019).

Parametros de deformabilidade do solo em função do SPT			
Tipos de solo	Grau de compactidade	Modulo de deformabilidade	Coeficiente de Poisson
argila	media	3900	0,35
argila arenosa	media muito rija	2000	0,45
Silte arenosa	muito rija	4000	0,30

2.4 Calculo de recalques segundo Vesic (1977)

Sabe-se que qualquer projeto de fundações deve atender aos critérios dos estados limite último (ELU), que faz referência à capacidade de carga da estrutura e, concomitantemente ao estado limite de serviço (ELS), que está ligado às limitações impostas ao uso da estrutura. Do ponto de vista do estado limite de serviço, quando uma estrutura sofre recalque, os danos causados podem impactar sobre os aspectos arquitetônicos, estruturais e/ou funcionais.

O método de previsão de recalque proposto por Vésic admite a ideia de que o deslocamento total de uma fundação profunda é resultado da soma de três parcelas de recalque: encurtamento elástico da estaca, recalque do solo que receberá a carga de ponta e recalque do solo devido às cargas de atrito lateral, transmitidas ao longo do fuste. Para estacas escavadas 80% é mobilizado do atrito e 20% é mobilizado da ponta.

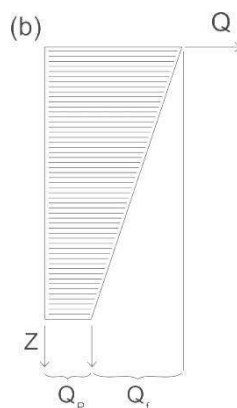


Figura 6 – Diagrama de recalque. Fonte: Autor (2019).

3 Resultados

Abaixo serão apresentados os cálculos de previsão de recalque proposto por Vesic.

Para efeito de projeto é conveniente separar o recalques de fundações, no nível do topo da estaca, em três componentes: recalque devido a formação axial do fuste, (w_s) recalque no nível da ponta, causados pela carga transmitida da estaca do solo pela ponta, W_{pp} , e recalque no nível da ponta da estaca causado pelas cargas transmitidas ao maciço ao longo do fuste, w_{ps} .

Para obter os valores do recalque devido a formação elástica (w_s), é necessário encontrar os valores de Q_p e Q_s são respectivamente, a carga de ponta e a carga de atrito lateral transmitida pela estaca ao solo. C_s é o coeficiente empírico que depende do método executivo da estaca e considerando C_p que é característico ao tipo de solo mostrado na TABELA 9 Tendo em vista que B é o diâmetro da estaca, q_0 é a tensão na ruptura de ponta e D a profundidade da estaca.

Tabela 5 – Dados para o cálculo de recalque. Fonte: autor (2019).

Q_p	Q_s	C_s	C_p	B	q_0	D
120 KN	480 KN	0,055	0,03	0,70 m	257	16 m

O primeiro componente é o recalque pela ponta apresentado na equação (5).

$$W_{pp} = \frac{0,30 \times 120}{0,70 \times 257}$$

$$W_{pp} = 0,020 \text{ m}$$

O segundo componente é o recalque no nível da ponta causada pelo fuste apresentado na equação (6).

$$W_{ps} = \frac{0,055 \times 480}{16 \times 257}$$

$$W_{ps} = 6,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Sendo C_s obtido na seguinte equação:

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \times \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \times 0,03 \quad (7)$$

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \times \sqrt{\frac{16}{0,70}} \right) \times 0,03$$

$$C_s = 0,055 \text{ m}$$

O terceiro componente é o recalque devido à deformação axial do fuste apresentado na equação (4).

$$W_s = (120 + 0,7 \times 480) \times \frac{16}{\left(\frac{\pi \times 0,7^2}{4} \right) \times 30 \times 10^6}$$

$$W_s = 0,011 \text{ m}$$

Para o recalque total é feito a soma dos três componentes sugeridos por Vesic (1977), conforme essa equação.

$$W_{st} = 0,020 + 0,0064 + 0,011$$

$$W_{st} = 0,037 \text{ m}$$

4 Conclusões

A investigação do subsolo do local nos mostrou camadas de argila arenosa cargas, onde a maior resistência a penetração foi de 16 m de profundidade, que limitou ao estaqueamento. Assim, os cálculos de capacidade de carga e de recalque nos mostraram que a utilização de fundações profundas era necessária nesse caso.

Foi realizada uma abordagem sobre fundações profundas onde apresentou uma definição de utilização e execução de estacas hélice continua bem como sua aplicabilidade nos projetos

A solução por fundações profundas se mostrou eficiente no suporte das cargas. As perfurações não precisaram ser muito profundas por conta da camada resistente que não estava muito distante da superfície. Porém as perfurações das estacas, todas com diâmetro de 70 cm, tiveram profundidades de 16 metros e provaram serem eficientes na resistência das cargas dos pilares.

Em relação à análise de recalques individuais, foram calculados através do método de Vesic, por fundações isoladas, e obteve-se o valor de 0,37 m.

Com o estudo apresentado acima, conclui-se que para um conjunto de poucas estacas, é melhor considerar a eficiência de um único elemento, assim contribui para que o projeto seja mais conservador.

No que diz respeito ao cálculo do deslocamento e dos esforços na estaca pode ser simplificado em dois casos: Estacas longas e Estacas Curtas, onde estacas longas fornece resistência de ponta nula e estacas curta é o caso em que a resistência do solo a ponta da estaca é significativa para o equilíbrio dos esforços transversais externos.

Com os cálculos baseados no método de vesic, onde mostra um valor de recalque grande e por isso observamos que a estaca hélice Continua utilizada é uma estaca curta onde há uma resistência de ponta, ou seja a carga é transmitida ao solo somente pela base (ponta), da estaca.

Para estacas curtas com topo livre, à estaca se comporta como infinitamente rígida (comportamento de corpo rígido, girando em torno de um ponto), quando o valor de diâmetro é menor que 1,5.

Já em estacas curtas com topo fixo assume-se a ruptura quando ocorre a translação do elemento estrutural, ou seja, ocorre quando a carga lateral aplicada é igual a resistência lateral última do solo e à estaca move-se como corpo rígido.

A rigidez das estacas curtas tem pouca influência, porém o aumento do comprimento da estaca faz com que o valor da deflexão lateral na superfície diminua consideravelmente. As deflexões laterais na superfície para estacas curtas com topo fixo são em torno de 1/4 das deflexões laterais de estacas curtas com topo livre.

Considerando o contexto de estacas longas, o comportamento esperado para os cálculos é o de uma estaca infinitamente longa. As equações para os dois casos possíveis de estacas longas (topo livre e topo fixo) são apresentadas a seguir, com suas respectivas limitações.

5 Referências bibliográficas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnica, NBR 6122: Projeto e execução de fundações, Rio de Janeiro: ABNT 1996.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnica, NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, Rio de Janeiro: ABNT 2001.

ALONSO, U.R. Previsão e Controle das Fundações. 1o ed. São Paulo, Edgard Blücher, 1991.

ALONSO, Urbano Rodriguez. Exercícios de fundações. 14.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

Almeida, M.S.S., Marques, E.S., Lacerda, W.A., Futai, M.M. (2005). Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí. Solos e Rochas, Vol. 28, No. 1, p. 3-20.

ALMEIDA NETO, J. A. (2002). Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos. 187 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP. São Paulo.

AOKI, N. (1979). Aspectos geotécnicos da interação estrutura – maciço de solos. XXVIII JORNADAS SUL – AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Vol. 1. São Carlos.

AZEREDO, Hélio Alves de. O Edifício até sua cobertura, editora Edgard Blücher, 2º Edição. São Paulo, 1988. Concreto Protendido: Fundamentos básicos.

BARROS, N. B. F. Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua, 2012. 252f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP/EESC), São Carlos, 2012.

CINTRA, J. C.; AOKI, N. Fundações por estacas: Projeto geotécnico. [S.I:s.n.], 2003.

COLARES, G.M. Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2006.

DECOURT, L. Analise e projeto de fundações profundas: in HACHICH et al. Fundações: Teoria e pratica. São Paulo: pini, 1998.

MOURA, A.R.L.U. Interação solo-estrutura em edifícios. Tese M.Sc., Escola de Engenharia da UFPE, Pernambuco, PE, Brasil, 1995.

PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas/3ª Edição. Carlos de Souza Pinto. – São Paulo: Oficina de textos, 2006.

REIS, J.H.C. Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia. Tese de doutorado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2006.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction. Geotechnique, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1943.

VELLOSO, D A.; LOPES, F. R. Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

VESIC, A.S Principles of pile foundation design. Soil mechanics Series, N. 38, School of Engineering, 1972, Duke Unive.