



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VICTÓRIA FARÇAL ROCHA DA COSTA

INFERÊNCIA DE CARGAS POR MEDIÇÕES CONTÍNUAS DE RECALQUES

Recife

2021

VICTÓRIA FARÇAL ROCHA DA COSTA

INFERÊNCIA DE CARGAS POR MEDIÇÕES CONTÍNUAS DE RECALQUES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociência como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo

Recife

2021

Catálogo na fonte
Bibliotecária Sandra Maria Neri Santiago, CRB-4 / 1267

C837i Costa, Victória Farçal Rocha da.
Inferência de cargas por medições contínuas de recalques / Victória Farçal Rocha da Costa. – Recife, 2021.
104 folhas, il., fig., gráfs, tabs.

Orientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo.
TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2021.
Inclui Referências e Apêndices.

1. Engenharia civil. 2. Transferência de carga não linear. 3. Recalque de grupo de estacas. 4. Multicamadas de solo. 5. Estacas carregadas axialmente. 6. Interação solo-estrutura. 7. Recalques ao longo do tempo. 8. LITPEG. I. Araújo, Ézio da Rocha (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2021-178

VICTÓRIA FARÇAL ROCHA DA COSTA

INFERÊNCIA DE CARGAS POR MEDIÇÕES CONTÍNUAS DE RECALQUES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociência como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 06/05/2021.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Profa. Dra. Liliane de Alan Fonseca (Examinadora Interna)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Paulo de Araújo Régis (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Ao meu pai, Alberto Rocha da Costa.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Ézio Da Rocha Araújo, pela escolha do tema, pelo conhecimento compartilhado, pela orientação segura, pelo permanente incentivo, pela amizade e companheirismo demonstrado durante a elaboração deste trabalho.

Ao Prof. João Gondim, pela paciência, pela troca de experiência, pela amizade e por todo convívio do cursinho à área 2.

À Prof. Analice Amorim, pela oportunidade de fazer parte de seu projeto de Iniciação Científica, em parceria com Aline Dantas.

À minha família, Mixele, Alberto e Virgínia, pelo apoio, principalmente nos momentos difíceis, pela compreensão e confiança, além dos momentos de descontração.

Às minhas amigas, Malu, Nicelle e Carol, pelas preciosas contribuições dadas ao longo do curso, pela amizade e atenção.

A todos que, direta ou indiretamente, foram essenciais para que esse trabalho fosse concluído satisfatoriamente.

RESUMO

Este trabalho apresenta um método para traçar diagramas cargas-recalques de estacas utilizando o método simplificado ($\tau - z, q - z$) que leva em conta a falta de linearidade da relação entre as tensões cisalhantes na interface entre solo e estaca, por meio de uma função exponencial do deslocamento permanente do solo. Leva em conta também a não linearidade do concreto e do aço do concreto armado da estaca, ou da não linearidade do aço da estaca metálica. O modelo considera o atrito negativo provocado pela deformação elástica do solo causado por outras estacas, bem como o endurecimento do solo. A carga de ponta também é avaliada dentro de um modelo exponencial similar. O procedimento é implementado dentro de um algoritmo incremental-iterativo com controle do deslocamento da ponta da estaca. A determinação da parte permanente do deslocamento é resolvida pelo método de Newton-Raphson modificado. O método também permite incorporar efeitos reológicos do solo e do concreto armado. Além de que está implementado para a análise e projeto de blocos com qualquer número de cargas verticais, penetrando estratos distintos até o estrato de sua ponta. Além do mais, introduz-se dois novos conceitos para o projeto de estacas e seus blocos de coroamento. Primeiro, o conceito de que a fundação deve e pode ser projetada de forma integrada, levando em conta simultaneamente todas as estacas elasticamente influentes nas estacas do bloco, de forma prática, acurada e econômica. Introduz também a perspectiva de que a construção da obra deva ser acompanhada por campanhas periódicas de medições de recalques dos seus blocos de fundação. Desta forma o método desenvolvido é adequado para resolver o problema de determinação da série temporal de cargas nas fundações dada a série temporal de recalques medidos. O método também é adequado para a solução do problema de retroanálise definido pelos resultados da prova de carga com o objetivo de determinar as tensões de cisalhamentos ao longo do fuste da estaca e das tensões na sua ponta. São feitas aplicações do método sobre resultados experimentais e comparados com resultados numéricos da literatura, que confirmam a sua validação e grande acurácia.

Palavras-chaves: transferência de carga não linear; recalque de grupo de estacas; multicamadas de solo; estacas carregadas axialmente; interação solo-estrutura; recalques ao longo do tempo; LITPEG.

ABSTRACT

A load transfer method for determining the load-settlement curve of single pile and pile group under vertical load and moment is presented. The model allows slippage, or plastic soil deformation, that can be easily tracked by adopting an exponential model for load transfer because both, the lateral resistance and end resistance, are bounded by asymptotic ultimate shear stresses. A total base displacement control is used to track the response, and the slippage part is extract from total displacement by solving a non-linear equation using the Newton-Raphson method. Long term deformations of soil layers and pile material are accounted for. Elastic soil deformation effect induced by neighboring pile shafts and pile bases, by simultaneous soil hardening, and soil reactions of rigid pile caps embedded in the ground surface, are all considered. Applied moments at the top of the caps are find in a postprocessing step. Validation of the model was done by comparing numerical and field static load tests results from literature. The present simplified model was showed to be accurate enough to be used in the simultaneous design of the whole foundation, considering their mutual interactions. This integration has been proved to be important when soft layers are present. Despite of their possible general use, the model was mainly developed to be used in the desired cases when the construction is accompanied in real time by periodic measures of settlements in all pile caps. If that is the case, the structural engineering can analyze the structure by more realistic incremental methods and compare results with the geotechnical solution by using present proposed model. The load in the interface between structure and their foundations determined by the two approaches should match in all incremental steps. This research was motivated by the recent construction of the building of the Energy Institute of the School of Engineering of UFPE.

Keywords: nonlinear load transfer; pile group settlement; multilayer soil; axially loaded piles; soil-structure interations; settlements along time; LITPEG.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Sistema Solo-Estrutura: Modelo Acoplado [Adaptado De Aoki (1986)]	15
Figura 2 –	Tensões Ao Redor De Uma Estaca De Atrito E O Somatório Dos Efeitos Em Um Grupo De Estacas	24
Figura 3 –	Computação Simplificada Das Tensões Do Solo Sob Um Grupo De Estacas: (A) Estacas De Atrito; (B) Método Alternativo Para Computação De Tensões Em Estacas De Atrito; (C) Estacas De Ponta	27
Figura 4 –	Curvas De Transferência De Carga: (A) Estaca Hp Em Solo Coesivo; (B) Estaca Em Solo Compressível Com Transferência Dependendo Do Tempo	32
Figura 5 –	Curva De Transferência De Carga De Estacas Hp Em Areia. Percebe-Se Um Comportamento Distinto Entre A Hp 14x89 E A Hp 14x117	33
Figura 6 –	Estaca De Atrito No Solo	37
Figura 7 –	Recalque Do Bloco De Estacas. Em (A) A Interação Solo-Bloco, Introduzindo A Dificuldade De Avaliação Do Encurtamento Elástico Da Estaca	41
Figura 8 –	Modelo De Análise De Transferência De Carga	47
Figura 9 –	Resposta Do Segmento i Da Estaca Carregada Axialmente	48
Figura 10 –	Representação Ideal De Um Deslizamento (<i>Slippage</i>)	49
Figura 11 –	À Esquerda, Os Resultados De Boonyatee E Lai (2017, Fig. 10b) Para Diferentes Valores Do Incremento De Deslocamentos Da Base, Frente Aos Resultados Experimentais. À Direita, Os Resultados De Wang Et Al. (2012, Fig. 10) , Frente Aos Resultados Experimentais	59
Figura 12 –	Disposição Das 11 Estacas	67
Figura 13 –	Resultados Experimentais E Os De Wang Et Al. (2012)	68
Figura 14 –	À Esquerda, Os Resultados Experimentais E Os De Zhang Et Al. (2016) . À Direita, Os Resultados Descritos No Artigo De Castelli	

	E Maugeri (2002), Frente Aos Resultados Experimentais	69
Figura 15 –	Resultados Experimentais E Os De Wang <i>Et Al.</i> (2012, Figura 11b)	71
Figura 16 –	À Esquerda, Os Resultados Experimentais E Os De Zhang <i>Et Al.</i> (2016, Figura 8) . À Direita, Os Resultados Experimentais E Os De Castelli E Maugeri (2002, Figura5)	72
Figura 17 –	Parcelas De Resistência Que Constituem A Capacidade De Carga	79
Figura 18 –	(A) Fundação Rasa Com Base Áspera Definida. As Equações (B.1) E (B.4), Terzaghi E Hansen, Respectivamente, Negligenciam O Cisalhamento dc ; (B) Interação Geral Sapata-Solo Para Equações De Capacidade De Carga Para Sapata Corrida – À Esquerda Para Terzaghi (1943), Hansen (1970) , E À Direita Meyerhof (1951)	87
Figura 19 –	Esboço De Referência Para Os Termos Das Tabelas 11, 12 E 13	91

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 –	Resultado Deste Trabalho. Carga Última De 9.070 <i>kN</i> Idêntica À Experimental	60
Gráfico 2 –	Bloco Com 4 Estacas	61
Gráfico 3 –	Bloco Com 5 Estacas, Notando Que A Estaca Central <i>E5</i> Absorve Uma Parcela Superior De Carga Em Serviço, Porém Com A Mesma Carga De Ruptura Das Demais	62
Gráfico 4 –	Bloco Com 5 Estacas, Módulo De Cisalhamento Reduzido	63
Gráfico 5 –	Bloco De 5 Estacas Perpassando Um Estrato De Solo Mole	64
Gráfico 6 –	Uma Estaca Metálica Trabalhando Elasticamente	65
Gráfico 7 –	Uma Estaca Metálica Trabalhando Escoadada	66
Gráfico 8 –	Análise De Uma Estaca Isolada	68
Gráfico 9 –	Resultados Experimentais E Deste Trabalho, Para Uma Amplitude De Deslocamentos Constante Nas Referências Acessíveis	70
Gráfico 10 –	Resultados Experimentais E Os Desse Trabalho	73
Gráfico 11 –	Resultados Experimentais E Os Desse Trabalho Com Dados De Wang <i>Et Al.</i> (2002)	73
Gráfico 12 –	Resultados Individuais Das Estacas Do Bloco. A Estaca Central Nesta Figura É A Estaca <i>E5</i>	74
Gráfico 13 –	Relação Entre O Fator α De Adesão E A Força De Cisalhamento Não Drenada <i>su</i>	94
Gráfico 14 –	Expoente n Para Areias	94
Gráfico 15 –	Dependência Do Coeficiente λ Em Estacas De Penetração	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Fatores De Profundidade	34
Tabela 2 –	Relação Do Tipo De Solo Com O Índice De Rigidez	36
Tabela 3 –	Fatores De Ajuste Relativos À Profundidade	43
Tabela 4 –	Perfil Do Solo E Análise Dos Parâmetros	59
Tabela 5 –	Dados Da Argila Mole	64
Tabela 6 –	Coeficiente K E Razão De Atrito α	81
Tabela 7 –	Fatores De Correção $F1$ E $F2$	81
Tabela 8 –	Fatores De Correção $F1$ E $F2$ Atualizados	82
Tabela 9 –	Fatores De Capacidade De Ponta Para As Equações De Terzaghi Os Valores De $N\gamma$ Para ϕ De 0,34 E 48° São Os Valores Originais E Utilizados Para Calcular $K\gamma$	84
Tabela 10 –	Fatores De Forma, Profundidade E Inclinação Para Equações De Capacidade De Carga Pontual De Meyerhof (B.2) E (B.3)	85
Tabela 11 –	Fatores De Forma E Profundidade Usados Nas Equações De Capacidade De Carga De Hansen Ou Vesic. Usar $s'c$ e $d'c$ Quando $\phi = 0$ Apenas Para Equação De Hansen. Subscritos H, V Para Hansen E Vesic, Respectivamente	88
Tabela 12 –	Tabela De Fatores De Inclinação, Solo E Base Para As Equações De Hansen (1970). Usar $s'c$ e $d'c$ Quando $\phi = 0$ Apenas Para Equação De Hansen. Subscritos H, V Para Hansen E Vesic, Respectivamente. Ver A Tabela 13 Para Equações Equivalentes De Vesic	89
Tabela 13 –	Tabela De Fatores De Inclinação, Solo E Base Para As Equações De Capacidade De Carga De Vesic (1973, 1975b). Ver As Notas Abaixo E Consultar O Esboço Para Identificação Dos Termos	90
Tabela 14 –	Ângulo De Atrito δ Entre Os Vários Tipos De Materiais De Fundação E O Solo/Rocha	95
Tabela 15 –	Faixa Do Coeficiente β	99
Tabela 16 –	Faixa De Fatores Ni	100
Tabela 17 –	Valores Típicos Do Coeficiente Ct (Vesic 1977)	103

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO	18
1.2	OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS	18
2	HISTÓRICO	20
2.1	INTRODUÇÃO	20
2.2	PLANEJAMENTO DO LITPEG	20
2.3	ARQUITETURA E ESTRUTURA	20
2.4	CONSTRUÇÃO	20
2.5	CAMPANHAS DE RECALQUES	21
2.6	INFLUÊNCIA DO LITPEG NESTE TEXTO	21
3	MÉTODOS GEOTÉCNICOS CLÁSSICOS	23
3.1	METODOLOGIAS DE ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	23
3.1.1	Métodos que empregam interação solo-estrutura	23
3.1.2	Eficiência de grupo	25
3.1.2.1	Tensões nos estratos subjacentes às estacas	26
3.2	CAPACIDADE ESTÁTICA DE UMA ESTACA ISOLADA	28
3.2.1	Capacidade estática final pontual de uma estaca isolada	33
3.2.1.1	Método de VESIC	35
3.2.1.2	Método de JANBU	36
3.3.1.3	Uso de dados SPT para resistência de ponta da estaca	37
3.2.2	Capacidade estática da resistência lateral de uma estaca isolada	38

3.3	RECALQUE DE ESTACAS	39
3.3.1	Recalque do bloco de estacas	41
4	O MÉTODO ($t - z$, $q - z$) NÃO LINEAR	45
4.1	MÉTODO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA PARA ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE	46
4.2	MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NÃO LINEAR PARA GRUPO DE ESTACAS	54
4.3	BLOCOS DE COROAMENTO	56
4.4	INFLUÊNCIA DO SOLO DE APOIO DO BLOCO	57
5	APLICAÇÕES	58
5.1	EXEMPLO 1	58
5.2	EXEMPLO 2	61
5.3	EXEMPLO 3	65
5.4	EXEMPLO 4	66
6	CONCLUSÃO	74
	REFERÊNCIAS	76
	APÊNDICE A – MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)	78
	APÊNDICE B – EQUAÇÕES DE CAPACIDADE DE CARGA	82
	APÊNDICE C – MÉTODOS PARA ESTIMAR A RESISTÊNCIA LATERAL DE UMA ESTACA	92
	APÊNDICE D – SOLUÇÃO TEÓRICA DE RANDOLPH E WROTH (1979)	100
	APÊNDICE E – EQUAÇÃO EMPÍRICA DE MEYERHOF (1976	103

1 INTRODUÇÃO

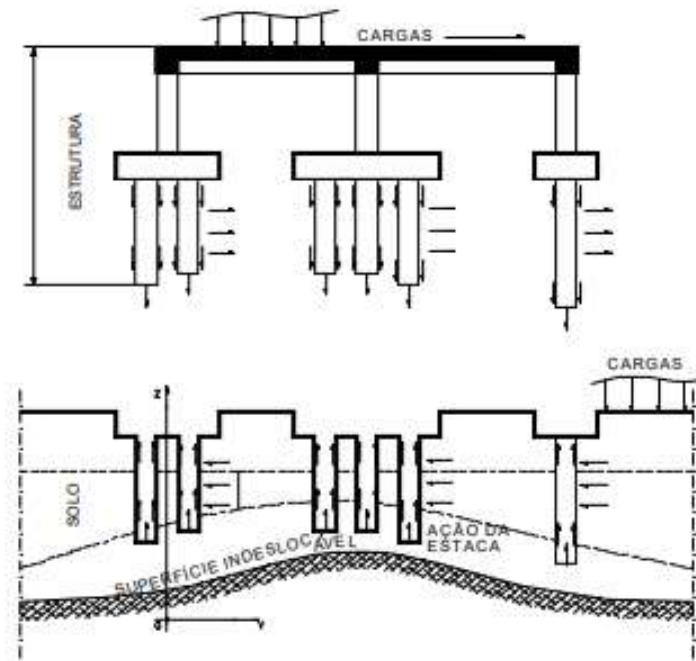
Estrutura e solo de suporte. Nos sistemas estruturais em edifícios de concreto, podem ser identificadas três partes: a superestrutura (lajes, vigas e pilares), a estrutura de fundação ou subestrutura (sapatas, blocos, estacas, vigas de equilíbrio etc.) e o maciço de solo, no qual se assentam as fundações. Tem-se a superestrutura suportando as ações, que por sua vez as transferem para as fundações, e estas, para o maciço de solo (**Mota 2009**).

Interação entre solo e estrutura. O desempenho de uma edificação é inteiramente dependente da interação entre essas três partes, num processo nomeado de interação solo-estrutura. Porém, na análise de interação convencional, o projeto estrutural da superestrutura, normalmente, assume que as colunas estão apoiadas em suportes rígidos ou inflexíveis, ou seja, indeslocáveis. Da mesma forma, o projeto de fundações calcula a sua capacidade geotécnica no colapso das estacas, e os seus deslocamentos (recalques, se verticais) sob cargas de serviço. Este cálculo geotécnico é feito sem a consideração da influência da rigidez da superestrutura, ou seja, considera que cada elemento de fundação possa se deslocar independentemente dos demais. Os recalques de apoio calculados no método geotécnico são então utilizados como condições de contorno cinemáticas na estrutura. Este trabalho trata de projetos realizados com fundações profundas.

Projeto Geotécnico. Além da determinação da capacidade de carga geotécnica, o projeto geotécnico é feito com o objetivo de uniformizar os recalques, evitando maiores recalques diferenciais. Quando isso não for possível a superestrutura deve ser, idealmente, tão isostática quanto possível. Cuidados adicionais na construção são tomados quando o valor absoluto dos recalques, embora uniformizados, sejam grandes.

Transmissão de cargas. A transmissão das cargas é feita pela interface, região de contato dos elementos estruturais da fundação com o solo, sugerindo uma modelagem única do sistema, onde devem ser acoplados sob uma visão integrada, os sistemas estrutural e geotécnico. Dentro desse enfoque, é recomendável um modelo de transferência de cargas que considere o maciço de solo com comportamento realista e as cargas ao longo e sob a base dos elementos estruturais de fundação, além dos movimentos decorrentes das deformações do maciço (**Aoki 1986**). A Figura 1 ilustra essa interação.

Figura 1 - Sistema Solo-Estrutura: Modelo Acoplado [Adaptado De Aoki (1986)]



Fonte: **KHOURI, 2001**

Integração do projeto estrutural e geotécnico. Portanto, as estruturas e seus solos de suporte devem ser considerados como uma única unidade compatível. Os efeitos de interação são bastante significativos quando as ações sobre as estruturas induzem a deslocamentos horizontais e recalques verticais no maciço de solo, particularmente para as estruturas que assentam em solos altamente compressíveis.

A principal questão na formulação do problema de interação entre a estrutura e suas fundações consiste na determinação dos esforços adicionais gerados no sistema estrutural, pelos deslocamentos devido à deformabilidade do solo. Quando estes deslocamentos podem ser considerados de pequena monta, o projeto estrutural segue sem consideração dos recalques diferenciais entre os pontos de apoio da estrutura. Este é o caso da grande maioria das obras civis. No instante em que o projetista estrutural avalia que eles podem ser significativos, que o sistema estrutural pode não ser capaz de absorver esses deslocamentos relativos de apoio, é possível ainda dotar a estrutura de mecanismos isostáticos de absorção, ou efetuar uma análise estrutural que reconheça essa interação entre o sistema estrutural e o solo.

A prática atual de projeto. A experiência secular demonstra que, na grande maioria dos casos, é suficiente uma estimativa dos recalques individuais das fundações sob cargas calculadas com os apoios fixos, e uma estimativa dos esforços no sistema estrutural, dados os

recalques absolutos assim calculados. Em alguns casos, entretanto, percebe-se a necessidade de criar algum modelo estrutural que leve em conta os recalques diferenciais. A moderna era dos computadores traduzida nos programas de análise estrutural a partir da década de 80 do século passado, permite que hoje se crie com grande facilidade modelos convenientes da interação de todo o sistema estrutural e o solo em que ele repousa. Os efeitos dos deslocamentos diferenciais no sistema estrutural podem assim ser estimados com uma boa acurácia. As principais limitações não são as tecnológicas, mas sim de custos.

Acompanhamento da obra. Um caso importante dá-se quando os recalques diferenciais são observados apenas durante ou após a conclusão da obra. Nesses casos, medidas estruturais saneadoras podem ser utilizadas no sistema estrutural (rotulação ou reforço) ou no próprio solo (seu enrijecimento ou flexibilização). As intervenções no sistema estrutural ou no solo dependem de uma análise estrutural e geotécnica suficientemente acurada.

Medições no tempo. A qualidade da análise estrutural depende da extensão e da investigação e da análise geotécnica, além da existência ou não de medidas de recalques absolutos ao longo do tempo. Os incrementos de carga durante a construção, a reologia (deformação lenta no tempo) da superestrutura, das fundações e do solo, devem ser criteriosamente avaliados. As campanhas de recalques durante e por algum tempo após a construção deveria ser uma prática universal em médias e grandes estruturas.

Contexto deste trabalho. Este trabalho supõe a situação desejável na qual o edifício teve seus deslocamentos verticais absolutos (recalques) mensurados ao longo do tempo desde o início da construção até a sua inauguração, e além. De uma forma geral, todos os elementos estruturais (da subestrutura e de suas fundações) precisam ser reanalisados para os efeitos dos recalques diferenciais. A análise integrada considerando a reologia e as propriedades não lineares do solo e da estrutura deveriam ser efetuadas. Atualmente, já há tecnologia suficiente para perfazer essa tarefa, que pode ser tamanha, por exemplo, modelando o solo por técnicas numéricas como o método dos elementos finitos (MEF). Ocorre que os limites econômicos são muito restritivos, as despesas com software adequado e o custo o com pessoal técnico normalmente são exorbitantes.

Solução em três etapas. Este trabalho trata da busca por estratégias e procedimentos que busquem analisar as estruturas quando medidas de recalque são feitas continuamente ao longo do tempo, uma situação desejável para qualquer obra. Devido à reologia e à falta de linearidade dos materiais das estruturas e dos solos, consiste em um difícil, porque dispendioso, problema de retroanálise (matematicamente, um problema inverso). Propõe-se

aqui uma solução em três etapas, pode ser adequada na maioria dos casos. A divisão em três etapas permite uma aproximação acurada que promove o desacoplamento entre os elementos de fundação, e entre as estruturas e suas fundações permitindo ainda a consideração da reologia e da falta de linearidade dos materiais. Em uma primeira etapa, o edifício deve ser modelado incrementalmente, e em sincronia com as campanhas de medições de recalques. Neste caso, a reologia, a idade do concreto e a fluência em particular, das peças de concreto devem ser levadas em consideração, provavelmente com cargas incrementais quase-permanentes. Sabe-se que, em um bom número de modelos estruturais, como por exemplo nos edifícios de lajes cogumelo (definição clássica, laje sem vigas), os esforços solicitantes internos em alguns elementos de concreto armado podem ser mais significantes do que aqueles de uso. Esta é a etapa estrutural.

A avaliação das cargas atuantes nos blocos, dadas as medidas de recalques ao longo do tempo, deve ser efetuada, onde a deformação lenta e a falta de linearidade das propriedades das camadas de suporte do solo devem ser levadas em consideração. Esta é a segunda etapa, a etapa geotécnica.

Ao final as duas etapas devem ser confrontadas. Esse pode ser realizado, eventualmente, como um processo iterativo de retroanálise.

Este trabalho estuda técnicas para efetuar essa segunda etapa, a etapa geotécnica, fazendo a construção de um primeiro modelo que possa levar em conta as não linearidades do solo e do material da estaca, incluindo a reologia de ambos, quando for necessário – estacas novas de concreto e solos coesivos.

Nesse contexto, na sua estruturação, este trabalho faz, na segunda seção, um pequeno retrospecto dos fatos relacionados à edificação que dá guarida ao Instituto de Petróleo da Escola de Engenharia da UFPE, no que concerte às medidas de recalque de seus blocos. Na seção seguinte, faz uma revisão das técnicas de obtenção da capacidade última de carga e de recalques de fundações profundas. As diversas técnicas de obtenção da capacidade última de ponta da estaca, bem como da tensão cisalhante última a serem usadas na capacidade do atrito entre o solo e a estaca, são revistas, já que muitas delas podem ser utilizadas no método proposto neste trabalho, apresentado na quarta seção. Na quinta seção encontram-se algumas aplicações com estacas metálicas e de concreto armado, em argilas e areias.

Ocorre que, os resultados deste trabalho extrapolam seus objetivos iniciais por fornecerem produtos adequados para o projeto de blocos de fundações em solos coesivos e não coesivos, levando em conta as não linearidades pertinentes do solo e do material das estacas, concreto armado ou aço. Além disso, leva em conta a carga nas estacas induzidas por

estacas vizinhas, bem como o endurecimento do solo produzido por àquelas estacas. Está preparado também para analisar as consequências estruturais e geotécnicas de intervenções em fundações, mesmo durante a construção, como é o caso do Instituto do Petróleo da Universidade Federal de Pernambuco.

1.1 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO

Segundo **POULOS (1992)**, os projetos de fundações foram, durante muitos anos, fundamentados em uma combinação de empirismo e experiência, decorrente de uma atitude pessimista com relação às análises teóricas mais refinadas, ou da dificuldade computacional em efetuarla. Recentemente, notou-se uma mudança significativa nos procedimentos de projetos de estacas, optando-se de métodos essencialmente empíricos para elementos numéricos sofisticados.

Desta forma, a consideração do sistema de interação solo-estrutura vem ganhando espaço pela existência de programas computacionais adequados e por apresentar inúmeras vantagens, uma delas é a possibilidade de estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques, levando à projetos mais eficientes e seguros.

Vários relatos são abordados na literatura sobre a dificuldade de relacionamento entre o projetista estrutural e geotécnico. Consequentemente, uma comunicação próxima e eficaz e a interação de projeto entre engenheiros estruturais e geotécnicos precisam ocorrer para garantir a compatibilidade com os vários critérios de projeto e atingir o desempenho e economia desejados (**Manual Canadense de Engenharia de Fundações 2006**). Esse problema de comunicação com as áreas técnicas da Geociências também existe em outras áreas, notadamente entre o engenheiro de reservatórios de hidrocarbonetos, geólogo e geoestatístico.

Nesta perspectiva, o presente trabalho tentará traçar o desenvolvimento de métodos racionais de estimativa de recalque de grupos de estacas, comentando muito brevemente sobre curva de recalque, e distribuição de cargas entre as estacas, levando em conta os efeitos da interação através do solo. Paralelamente a isto, a **ABNT NBR 6122, Projeto e Execução de Fundações** foi modelada como diretriz das definições e termos visto durante toda a estruturação e detalhamento do trabalho.

1.2 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS

Este trabalho é parte de um programa de pesquisas que visa aproveitar maximamente as medidas de recalques efetuadas durante a construção de obras. Tem como objeto de análise o estado atual da estrutura do LITPEG a partir de seu projeto original levando em consideração a evolução observada dos recalques, as cargas permanentes e as acidentais,

- i. Com base nas medidas de recalques e na análise estrutural com estruturas que evoluem ao longo do tempo;
- ii. Utilizando as cargas permanentes e acidentais, estatisticamente estimadas, em cada fase de construção;
- iii. Utilizando uma estimativa da rigidez da estrutura que é dependente da resistência média do concreto em cada fase da construção.

Consequentemente, também é objeto de estudo deste trabalho,

- iv. Estimar o estado da estrutura em um tempo futuro, dado o avanço contínuo dos recalques hoje observados;
- v. Estimativa essa tendo também como base a previsão de recalques futuros devido à fluência (deformação no tempo sob carga constante) do solo argiloso.
- vi. Finalmente, a longo prazo, efetuar uma avaliação probabilística, um cálculo estocástico dos esforços decorrentes dos recalques observados.

Devido às particularidades e a grande diversificação das ações atuantes nesse tipo de estrutura, procurou-se comparar os resultados entre os principais métodos de análise de capacidade de carga estática e recalque existentes nas literaturas nacional e internacional, dando ênfase na importância da interação solo-estrutura da edificação, como também, no efeito de grupo dos blocos de fundação.

Tem como objetivo específico a codificação de um método $(t - z)$, $(q - z)$ que leve em conta as não linearidades e a reologia do solo e das estacas do bloco, a influência das outras estacas da fundação no bloco em estudo. O problema fundamental consiste em, dados os recalques medidos, determinar as cargas atuantes em cada estaca e em cada bloco. Oferece a possibilidade de análise integrada da fundação, ou seja, a análise e o projeto simultâneos de todos os blocos, levando em conta sua interação através do solo. A análise integrada parece ser fundamental em fundações sobre estratos de solos moles.

2 HISTÓRICO

2.1 INTRODUÇÃO

O estopim desse trabalho foi a construção e acompanhamento de medidas de recalques do LITPEG, que deu origem a um programa de estudos para aproveitar maximamente as medidas de recalques de uma obra ao longo de sua construção.

2.2 PLANEJAMENTO DO LITPEG

Em 2006 a Petrobras aprovou os dois primeiros projetos de infraestrutura da UFPE, dentro do programa de redes cooperativas de pesquisa e desenvolvimento da PETROBRAS. O segundo projeto, projeto de infraestrutura da Rede SIGER de Pesquisa e Desenvolvimento, deu origem ao LITPEG, como uma reunião de 11 outros futuros projetos. O terreno doado pela UFPE através de sua Prefeitura é onde hoje está construído o LITPEG.

2.3 ARQUITETURA E ESTRUTURA

A Arquitetura do LITPEG foi desenvolvida pela Prefeitura da Cidade Universitária. As decisões financeiras da PETROBRAS somente permitiram que o projeto ficasse concluído em 2014 quando se deu o início da sua construção.

O projeto da estrutura e de suas fundações, ficou a cargo de uma empresa de consultoria internacional, sediada em Recife, que subcontratou uma empresa local de projeto geotécnico de fundações. Infelizmente, a prática nacional, há décadas, de acompanhamento simultâneo do desenvolvimento do projeto por uma segunda equipe de controle de qualidade, promovida pelas normas brasileiras, não foi seguida, resultado em recalques absolutos e diferenciais bastante significativos.

2.4 CONSTRUÇÃO

Tendo sido iniciada em 2014, a construção do terminou no final de 2018. Em janeiro de 2019 iniciaram-se as mudanças. Um percentual da sobrecarga acidental passou a atuar como permanente. Tecnicamente, pelo menos 30% constituindo as cargas quase-permanentes que vão acionar mais recalques e mais deformações na estrutura.

2.5 CAMPANHAS DE RECALQUES

A Campanha C1, iniciada em 2015. C12, C13 e C14 em 2017. Entre C12 e C13 decorreram 76 dias, entre C13 e C14, 91 dias. Foram instrumentados 43 pilares, sendo 41 pilares no prédio principal e 2 pilares no anexo, dito de plantas piloto.

Observa-se também que todos os blocos sofreram recalques substanciais, indicando a existência de movimentos de translação vertical e de rotação de corpo rígido na obra. Os recalques absolutos medidos nas campanhas C12, C13 e C14, indicam recalques máximos com velocidade de 1.25 mm por mês estabilizada (a velocidade), recalques esses medidos entre início de maio e início de novembro de 2017, indicando que havia ainda um processo de grandes deformações reológicas do solo em andamento.

Este fato justifica a importância de a análise geotécnica ser feita para todos os blocos de fundação, simultaneamente, o que se constitui em uma tarefa enorme, resolvida a contento neste trabalho.

Agregando, assim, uma classe de métodos simplificados que levam em conta as deformações *elásticas* do solo provocadas nas estacas de um bloco por estacas de outro bloco, por meio de fórmulas explícitas incluídas no processo iterativo.

Isso evidencia a necessidade de incluir a deformação lenta do solo na estimativa das cargas nos blocos, com cálculos feitos para cargas quase-permanentes ao longo de todo o tempo de construção, e além.

2.6 INFLUÊNCIA DO LITPEG NESTE TEXTO

Além da existência de um histórico substantivo e glorioso das Campanhas de Medições de Recalques, alguns aspectos do LITPEG direcionaram este trabalho. São eles:

1. Foram observados recalques supostamente excessivos em um dos pilares principais da obra;
2. Em virtude dessa observação foram iniciadas as medições periódicas de recalques em todos os pilares da obra;
3. Em um certo instante foram providenciadas estacas adicionais em um dos blocos de coroamento principais;
4. Posteriormente foram observadas fissuras no pilar sob o bloco reforçado.

Como decorrência, há interesse em estimar os esforços solicitantes internos dos elementos estruturais da obra e rever os seus projetos.

5. Há estratos coesivos e solo mole penetrado pelas estacas.

A existência de solo muito deformável sugeriu o desenvolvimento de um método simplificado para cálculo de capacidade geotécnica de blocos de estacas que leve em conta a influência das estacas vizinhas e a reologia do solo.

3 MÉTODOS GEOTÉCNICOS CLÁSSICOS

O método desenvolvido neste trabalho necessita de parâmetros mecânicos do solo que tem sido utilizado tradicionalmente nos métodos geotécnicos clássicos em uso no meio técnico. Esta seção revê tais métodos para um melhor entendimento de seu papel no processo incremental-iterativo aqui proposto. A estimativa da capacidade de carga última do fuste e da ponta, em função das deformações do sistema bloco-estaca-solo são de maior interesse.

Nesta pesquisa bibliográfica, selecionaram-se preferencialmente os trabalhos ligados à interação solo-estrutura e ao acompanhamento do desempenho estrutural em edifícios com fundação profunda, direcionando-os ao estudo de casos como o do LITPEG, o objeto principal deste trabalho.

Nota-se uma escassez de casos de medições de recalques e de estimativa de cargas em pilares de edifícios. Essa falha corrente talvez seja explicada pelo fato de os projetistas acreditarem que os recalques em fundações profundas são pequenos quando comparados com fundações rasas e, portanto, aceitáveis.

Nesta seção, será mantida a nomenclatura clássica dos métodos de capacidade de carga e de recalque para estacas e para blocos de estacas, entretanto, a classe à qual pertence o método aqui proposto desenvolveu algumas variantes que serão as utilizadas no texto.

3.1 METODOLOGIAS DE ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

MEYERHOFF (1953), apresentou um trabalho considerando os efeitos da interação solo-estrutura em edificações. Ele relatou que o solo e a superestrutura poderiam ser considerados como uma estrutura integrada, no cálculo da estimativa de recalques totais e diferenciais dos elementos de fundações, ao levar em conta as características do solo e a rigidez da estrutura. Concluiu que os recalques totais são pouco afetados pela rigidez da estrutura, mas os recalques diferenciais além de dependerem dos fatores que governam os recalques totais, dependem também do tipo e da rigidez da estrutura e da variação de compressibilidade do solo.

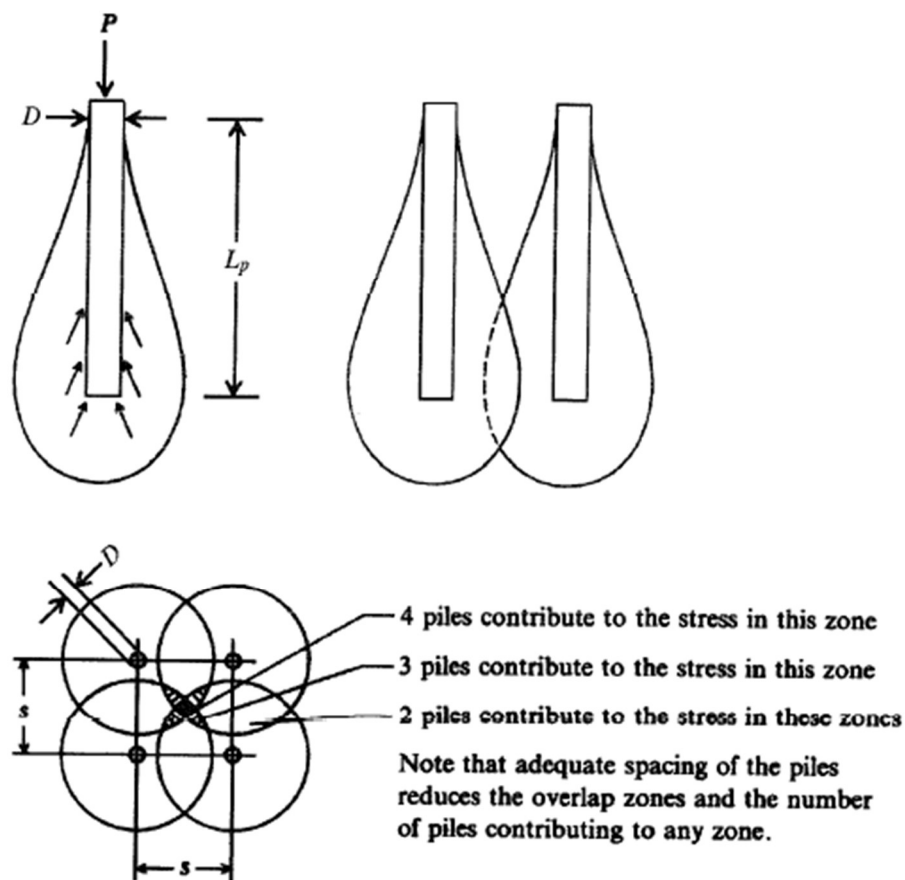
3.1.1 Métodos que empregam interação solo-estrutura

BOWLES (1997) afirma que: “raramente, a fundação é composta de uma única estaca. Geralmente, haverá no mínimo duas ou três estacas sob um elemento de fundação para permitir desalinhamentos e outras excentricidades inadvertidas”. Códigos de construção podem estipular um número mínimo de estacas sob um elemento de construção.

Quando várias estacas estão agrupadas, é razoável esperar que as pressões do solo produzidas pelo atrito lateral ou pela capacidade de ponta se sobreponham, conforme a Figura 2. A intensidade da pressão sobreposta dependerá da carga e do espaçamento entre estacas e , se for suficientemente grande, o solo falhará no cisalhamento ou o recalque será excessivo. A intensidade da tensão resultante da sobreposição de zonas sob tensão, obviamente diminuirá com o aumento do espaçamento entre estacas s ; contudo, grandes espaçamentos são impraticáveis, uma vez que um bloco de estacas é lançado sobre o grupo para a base da coluna e/ou para espalhar a carga para as várias estacas de grupo.

Observa-se que, para cargas verticais centradas, o bloco rígido equaliza os deslocamentos do topo das estacas, podendo, assim, promover distintas cargas no topo de cada uma.

Figura 2 - Tensões Ao Redor De Uma Estaca De Atrito E O Somatório Dos Efeitos Em Um Grupo De Estacas



Fonte: J.Bowles, 1997, p.1008

3.1.2 Eficiência de grupo

Quando as várias pontas das estacas são conectadas a um elemento estrutural comum, denominado bloco de estaca (*pile cap*), o resultado é um grupo de estacas. Uma questão preocupante é se a capacidade do grupo de estacas é a soma das capacidades individuais de cada estaca ou se é algo diferente – mais ou menos. Se a capacidade for a soma das várias contribuições individuais, de cada estaca, a eficiência do grupo é $E_g = 1.0$.

Existem opiniões contraditórias sobre a eficiência do grupo de estacas, definida como:

$$E_g = \frac{Q_o}{\sum Q_p} \quad (3.1)$$

onde,

Q_o = capacidade do grupo medida, kN;

$\sum Q_p$ = somatório das capacidades individuais das estacas do grupo, kN.

Para estacas de atrito em solos coesos, o bloco de cisalhamento mais o ponto de carga do grupo em um plano, é usado como a capacidade do grupo, mas em nenhum caso a capacidade do grupo deve ser considerada maior que a capacidade de uma estaca isolada vezes o número de estacas do grupo. A capacidade de carga do bloco deve, apenas, ser incluída se estiver em contato com o solo. Se estiver acima do solo, a capacidade do grupo pode ser o cisalhamento do perímetro do bloco mais a capacidade individual de ponta. Quando o bloco está em contato com a superfície, ele irá recalcar com o solo, uma vez que as estacas também deformar-se-ão.

Recentemente, **SAYED e BAKEER (1992)** introduziram uma equação da eficiência da seguinte forma:

$$E_g = 1 - (1 - n'K) \frac{\sum Q_s}{\sum (Q_s + Q_p)} \quad (3.2)$$

onde,

Q_s = resistência ao atrito no eixo para cada estaca do grupo, kN;

Q_p = carga pontual para cada estaca do grupo, kN.;

n' = parâmetro geométrico da eficiência, que pode ser baseado na equação de CONVERSE-LABARRE obtendo valores, geralmente, na faixa de 0.6 a 2.5;

K = fator de interação do grupo (deve ser estimado); na faixa de 0.4 a 9.0.

Existem pouquíssimos testes de carga em grupos de estacas em grande escala na literatura. **VESIC (1977)** relatou o resultado de cinco testes de carga em um grupo de estacas em argila e, todos, deram $E_g \approx 1.0$. Seis testes de carga, em larga escala, em areia deram $E_g > 1.0$. Há muitos modelos de testes de grupo, como **BARDEN e MONCKTON (1970)**; contudo, devido aos efeitos de escala, eles não são considerados confiáveis.

VESIC (1969) relatou uma série de teste de carga em grupos carregados verticalmente usando estacas com diâmetro de 100 mm e 1800 mm de comprimento em areia. Os grupos consistem em quatro e nove estacas. Nos grupos com quatro estacas, a carga vertical foi distribuída igualmente entre as quatro estacas; no grupo de nove estacas, a estaca interna carregava uma carga maior que a dos cantos (que carregam menos) e os lados (que eram intermediários). Se definirmos as estacas interiores como 100% eficientes, os cantos transportam cerca de 60 a 70% do interior e as estacas laterais cerca de 80%.

Nos modelos propostos neste trabalho, a diferença observada por Vesic é bem mais reduzida, como se verá nas aplicações.

3.1.2.1 Tensões nos estratos subjacentes às estacas

Por **BOWLES (1997)**: “as tensões do solo em estratos subjacentes produzidas pelas várias estacas num grupo são, muitas vezes, necessárias para fazer uma estimativa de força ou de recalque”. Essas tensões são difíceis de estimar por algumas razões, são elas:

- Influência do bloco de estacas – geralmente em contato direto com o solo, exceto em solos expansivos. Isso resulta no bloco e na estaca carregando o solo com a interação altamente indeterminada;
- A distribuição dos efeitos do atrito ao longo da estaca, que não são conhecidos; portanto, a carga pontual também não é conhecida;
- A sobreposição de tensões de estacas adjacentes, o que é difícil de avaliar;
- A influência da cravação de estacas em solos adjacentes;
- Efeitos dependentes do tempo, como: consolidação, tixotropia, cargas variadas e mudanças do nível d’água subterrânea.

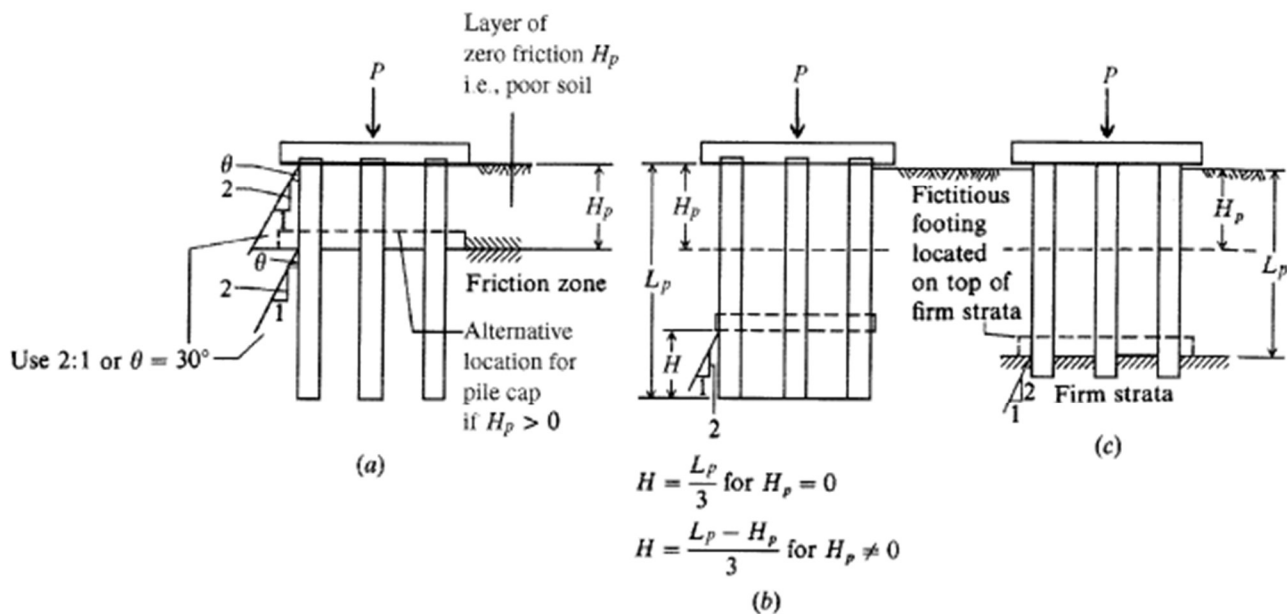
Considerando todas essas variações, é comum a prática para simplificar os cálculos das tensões, como ilustrado na Figura 3. Para o atrito de estacas, dois casos são considerados. No caso um, Figura 3(a), presume-se que a carga se espalhe a partir de uma base rígida, fictícia, localizada no topo da camada, proporcionando resistência ao atrito em uma inclinação

de 2:1 ($\theta = 30^\circ$). Para estrato homogêneo, essa é a superfície do solo. No caso dois, Figura 3(b), a carga é colocada sobre uma base rígida, fictícia, localizada a $L_p/3$ a partir da base das estacas (profundidade média). O espalhamento da carga também é calculado em 2:1 ou $\theta = 30^\circ$. Caso um ou dois, deve ser usado o que fornece as maiores tensões calculadas nos estratos subjacentes. **BLANCHET *et al.* (1980)** relatou que este método não é muito bom para calcular recalques e que uma solução elástica pode ser preferencial.

Para estacas de resistência de ponta, caso três, em areia densa ou depósitos de cascalho de areia, a base rígida e fictícia está localizada sobre os depósitos em que as estacas estão penetradas.

Novamente, a carga é espalhada em 2:1 ($\theta = 30^\circ$) de inclinação, como visto na Figura 3(c).

Figura 3 - Computação Simplificada Das Tensões Do Solo Sob Um Grupo De Estacas: (A) Estacas De Atrito; (B) Método Alternativo Para Computação De Tensões Em Estacas De Atrito; (C) Estacas De Ponta



Fonte: **J.Bowles, 1997, p.1012**

Essas análises são necessárias para evitar sobrecarregar os estratos subjacentes. Elas também são importantes para calcular recalque imediato em depósitos granulares soltos ou recalque de consolidação em depósitos de argila. Como pôde ser visto, um grupo de estacas transmite a carga ao longo de uma massa de solo, de profundidade L_p , para estacas de atrito

ou para uma estaca de resistência de ponta. O solo nessas profundidades ou abaixo delas, deve suportar a carga sem deformação excessiva, ou a carga deve ser transmitida aos estratos mais profundos.

Um método analítico de computação das tensões – e recalques resultantes – nos estratos subjacentes a um grupo de estacas, usa a extensão de um método baseado na solução de **MINDILIN (1936b)**, desenvolvido por **GEDDES (1966)** em um formato programável de uma carga pontual no interior de um sólido elástico. Assim como na análise de **BOUSSINESQ**, este método assume que o solo é semi-infinito, isotrópico, homogêneo e elástico. O solo, geralmente, não se encaixa nessas suposições; assim, as soluções estão equivocadas, mas devem ser tão boas quanto a solução de **BOUSSINESQ**, amplamente usada em recalque de sapatas.

3.2 CAPACIDADE ESTATICA DE UMA ESTACA ISOLADA

Para **BOWLES (1997)**, toda capacidade estática das estacas pode ser calculada pelas seguintes equações:

$$P_u = P_{pu} + \sum P_{si} = P_p + \sum P_{si,u} \quad \text{compressão} \quad (3.3a)$$

$$T_u = \sum P_{si,u} + W_p \quad \text{tração} \quad (3.3b)$$

onde,

P_u = capacidade última da estaca na compressão – geralmente definido como a carga que produz uma grande taxa de penetração em um teste de carga;

T_u = capacidade última de tração (arranque da estaca);

P_{pu} = capacidade última de ponta- raramente ocorre simultaneamente com a melhor capacidade de resistência lateral $\sum P_{si,u}$;

P_p = capacidade de ponta que se desenvolve simultaneamente com $\sum P_{si,u}$;

$\sum P_{si,u}$ = resistência lateral última desenvolvida concomitantemente com alguma capacidade de ponta P_p ;

$\sum P_{si}$ = resistência lateral desenvolvida com resistência última pontual P_{pu} ;

W_p = peso da estaca.

Em concordância com o **Manual Canadense de Engenharia de Fundações (2006)**, a capacidade axial geotécnica de uma única estaca R pode ser estimada somando as tensões de cisalhamento ao longo do eixo, q_s , adicionando a capacidade de suporte da base da estaca, q_t , e subtraindo o peso da estaca, W_p .

$$R = \sum_{\Delta z=0}^L C q_s \Delta z + A_t q_t - W_p \quad (3.4)$$

onde, a circunferência da estaca, C , e o comprimento cravado, L , é subdividido em segmentos de comprimento, Δz , e a área da base da estaca, A_t , e o peso da estaca, W_p .

A resistência axial geotécnica fatorada nos estados limites últimos é considerada como a capacidade axial final, R , multiplicada pelo fator de resistência geotécnica, ϕ , de 0.4 para compressão e 0.3 para tração. Esse fator de resistência geotécnica está agregado ao método de cálculo devido aos graus de incerteza e a variabilidade envolvidos no maciço de solo.

Já no método de **AOKI-VELLOSO (1975)**, com base nos resultados semi-empíricos, observa-se o entendimento do problema físico da capacidade de carga onde constata-se o desenvolvimento de tensões resistentes ao longo do fuste da estaca e junto à sua ponta, permitindo separar a resistência em duas parcelas, em unidades de força, vide APÊNDICE A.

A capacidade admissível da estaca, P_a ou T_a , é obtida aplicando um fator de segurança, FS , adequado nas partes contribuintes, como:

$$P_a = \frac{P_{pi}}{FS_p} + \frac{\sum P_{si}}{FS_s} \quad (3.5)$$

ou utilizando um único valor para FS (muito comum na prática) para obter:

$$P_a = \frac{P_u}{FS} \quad ou \quad T_a = \frac{T_u}{FS} \quad (3.6)$$

O valor de P_a ou T_a deve ser compatível com a capacidade baseada no tipo de material da estaca (madeira, aço, concreto); FS_i representa o fator de segurança que, geralmente, está na faixa de 2 a 4 ou mais, dependendo das incertezas do projetista.

A opinião é mista se o FS_i deve basear-se nos mecanismos de transporte de carga (Eq. 3.5) ou em um único valor (Eq. 3.6). Em geral, o fator de segurança para estacas é maior, se

comparadas com as sapatas, porque o grau de incerteza na interação solo-estaca é preocupante e, também, porque o custo é maior em fundações profundas.

Embora as Equações (3.3) não sejam complexas em seu formato, usá-las para chegar a uma previsão de capacidade que se compara com um teste de carga, geralmente, é um evento feliz. A falta de correspondência está associada às dificuldades na determinação das propriedades do solo *in situ*, que mudam na vizinhança. Além disso, a variabilidade do solo, lateral e verticalmente, juntamente com uma complexa interação entre solo-estaca, cria um problema formidável para uma análise bem-sucedida.

A resistência última ao atrito lateral é desenvolvida como um pequeno valor de deslizamento relativo entre a estaca e o solo envolvente, em que o deslizamento é definido, em qualquer ponto ao longo do eixo da estaca, como as diferenças acumuladas na deformação do eixo pela carga axial e na deformação do solo causada pela carga transferida a ele através da resistência ao atrito lateral. Esse deslizamento avança no eixo da estaca com o aumento da carga.

Mesmo sendo comum na prática calcular a contribuição da resistência ao atrito lateral como um valor “médio” em incrementos de uma ou duas profundidades, uma melhor correlação é obtida se for realizado o somatório de cada estrato penetrado, escolhendo a melhor estimativa dos parâmetros do solo aplicáveis ao estrato.

O aumento normal da densidade do solo com a profundidade sempre produzirá camadas de solo com valores do peso específico do solo, γ , do ângulo de atrito interno do solo, ϕ , e da coesão do solo, c , que são pouco diferentes daqueles obtidos usando uma única camada mesmo que para o mesmo solo. Mostrou-se popular (e, também, conveniente, mas não recomendado) aplicar o valor médio das várias camadas que compõe o perfil do solo local.

Um estudo de curvas de recalque e transferência de cargas de vários testes de carga, indicam que o deslizamento para desenvolver resistência máxima ao atrito lateral é na faixa de 5 a 10 mm (**Whitaker e Cooke 1966, Coyle e Reese 1966**) e é relativamente independente do diâmetro do eixo e do comprimento embutido, mas pode depender dos parâmetros do solo – ϕ e c .

A mobilização da resistência final de ponta, em qualquer solo, requer um deslocamento de ponta da ordem de 10% do diâmetro da ponta para estacas cravadas. Esse é um deslocamento total pontual e, quando a ponta da estaca está em um material diferente da rocha, incrementa-se um deslocamento adicional, ao longo do eixo, causado por tensões de

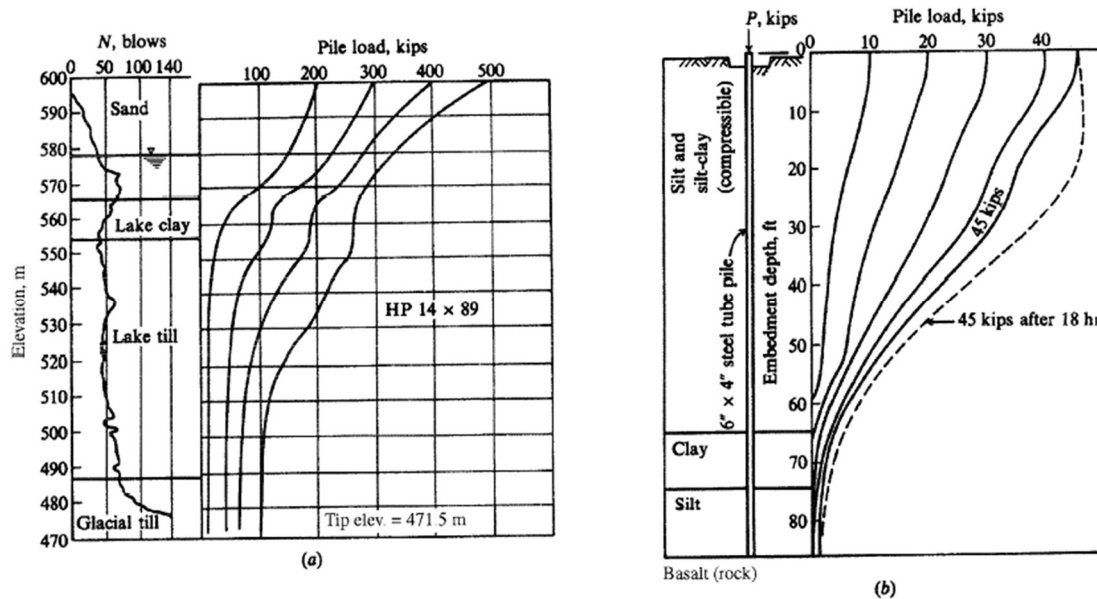
resistência ao cisalhamento transferidas ao solo, produzindo um recalque do solo no inferior da estaca.

Quando a estaca transfere ao solo tensões de cisalhamento através da resistência ao atrito lateral, a carga da estaca diminuirá do topo para a base. O encurtamento elástico (e deslizamento relativo) será maior no comprimento do eixo superior devido à maior carga axial carregada. A investigação de um maior número de curvas de transferência de carga, relatadas na literatura, mostra que a transferência de carga é aproximadamente parabólica e diminui com a profundidade para solos coesos como mostrado na Figura 4(a).

A transferência de carga pode, contudo, ser quase linear para solos sem coesão, e assim, pouco dependente da profundidade cravada. Geralmente, uma estaca curta apresentará uma curva de transferência de carga aparentemente linear se comparada a uma curva de uma estaca longa; contudo, essa conclusão é especulativa, pois poucas estacas muito longas foram instrumentadas devido às despesas.

As curvas de transferência de carga não lineares para estacas longas podem ser causadas pela pressão da sobrecarga, aumentando a rigidez do solo com a profundidade. Essas curvas, para estacas de capacidade de ponta curta ou para estacas de atrito lateral longas, podem ser quase lineares e verticais na extremidade, onde o deslizamento real ou o movimento lateral do eixo sob impactos do martelo (crítico em argila dura) são tão grandes que o solo superior não carrega muito. A Figura 5 mostra um caso em que a região do topo também carrega pouco em estacas altas. essa curva de transferência de carga, em solos distintos.

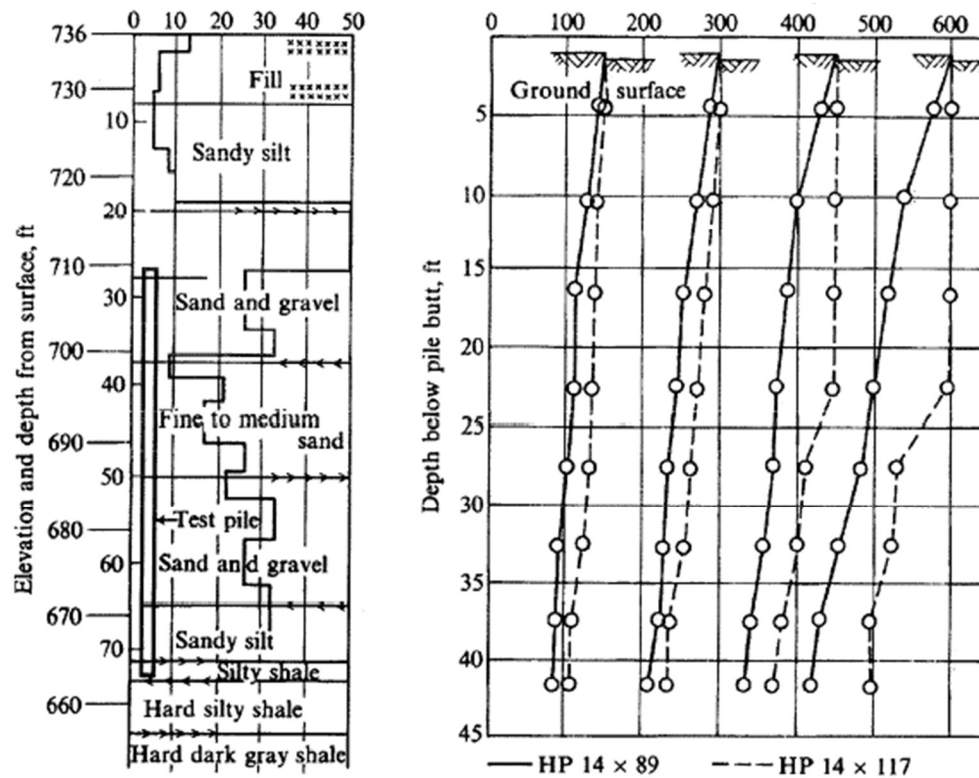
Figura 4 - Curvas De Transferência De Carga: (A) Estaca Hp Em Solo Coesivo; (B) Estaca Em Solo Compressível Com Transferência Dependendo Do Tempo



Fonte: J.Bowles, 1997, p.889

A quantidade de carga transportada pelo ponto sob qualquer carga de ponta depende do solo envolvente, comprimento e rigidez (AE/L) da estaca e da carga real. A duração da carga e o tempo decorrido antes da sua aplicação também podem ser fatores significativos para aumentar a carga de ponta em estacas de resistência de base que penetram em solos moles, como mostrado na Figura 4(b).

Figura 5 - Curva De Transferência De Carga De Estacas Hp Em Areia. Percebe-Se Um Comportamento Distinto Entre A Hp 14x89 E A Hp 14x117



Fonte: J.Bowles, 1997, p.890

3.2.1 Capacidade estática final pontual de uma estaca isolada

No método proposto, há necessidade da estimativa a capacidade última de ponta. Nesta subseção, dissertaremos sobre alguns deles, discutindo algumas de suas particularidades.

BOWLES (1997) afirma que a capacidade estática final pontual da estaca, em qualquer solo, pode ser calculada utilizando as equações de capacidade de carga vide APÊNDICE B. O termo N_y é, frequentemente, negligenciado quando a largura da base da estaca, B_p , não é grande. A capacidade de carga pontual calculada varia muito devido à falta de concordância sobre quais valores numéricos aplicar nos fatores de capacidade de carga N_i .

Os parâmetros do solo podem ser adquiridos em testes de laboratório a partir de amostras “não perturbadas”, mas o que acontece na prática são dados de compressão não confinados de um teste CPT (*cone penetration test*) ou SPT (*standard penetration test*). Em geral, a capacidade pontual é calculada como a seguir:

$$P_{pu} = A_p(cN'_c d_c s_c + n\bar{q}N'_q d_q s_q + \frac{1}{2}\gamma' B_\gamma N_\gamma s_\gamma) \quad (3.7)$$

onde,

A_p = área de ponta da estaca eficaz na capacidade portante, isto é, geralmente inclui qualquer "plug";

B_p = largura da ponta da estaca (incluindo o "plug") – geralmente usado apenas quando o ponto é alargado;

c = coesão do solo na ponta da estaca (ou s_u);

N'_c = fator de capacidade de carga para coesão.

Use $d_c = (1 + 0.4 \tan^{-1}(\frac{L}{B}))$;

e quando $\phi = 0$; $c = s_u$; $N'_c \approx 9.0$;

N'_q = fator de capacidade de carga (pode incluir efeitos de sobrecarga). Use

$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{B}$;

A seguir, os seguintes fatores de profundidade são apresentados abaixo:

Tabela 1 - Fatores De Profundidade

L/B	d_c	$d_q; \phi = 36^\circ$
10	1.59	$1.36 = 1 + 0.247 \tan^{-1} 10$
20	1.61	1.38
40	1.62	1.38
100	1.62	1.39

Fonte: J. Bowles, 1997, p. 892

N'_γ = fator de capacidade de carga para largura da base = N_γ já que não é afetado pela profundidade;

$\bar{q} = \gamma L$ = pressão efetiva vertical (ou de sobrecarga) na ponta da estaca;

$n = 1.0$ para todos, exceto os fatores N_i de VESIC (1975a), onde $n = \frac{1+2K_o}{3}$,

K_o = coeficiente de pressão da terra em repouso.

É importante ter consciência ao fazer os cálculos da resistência pontual, pois esses fatores de capacidade de carga são baseados nos parâmetros iniciais in situ e não nos parâmetros do solo revisado para incluir efeitos de cravação.

Ao negligenciar o termo N_y e ajustar o peso da estaca, pode-se reescrever a Equação (3.7) como:

$$P_{pu} = A_p [cN'_c d_c + n\bar{q}(N'_q - 1)d_q] \quad (3.7a)$$

Grande parte dos projetistas utilizam N'_q ao invés $(N'_q - 1)$ para estacas quando $\phi > 0$, uma vez que o fator reduzido em 1 é um aprimoramento não justificado pelo parâmetro estimado do solo. A capacidade final pontual é dividida por um fator de segurança da ordem de 1,5 a 3.

Baseado em resultados obtidos por **COYLE e CASTELLO (1981)**, que calcularam a capacidade pontual de um número grande de estacas em areia, os fatores de capacidade de carga da equação de Hansen, vide APÊNDICE B, podem ser utilizados juntamente com os fatores de forma e profundidade apresentadas nas Tabelas 11, 12 e 13 com uma confiabilidade satisfatória tanto quanto qualquer outro procedimento.

O aumento da capacidade pontual com a profundidade parece ser, aproximadamente, o que ocorre com as estacas na prática e, por essa razão, métodos críticos de profundidade, como o de **MEYERHOF (1976)**, que ajusta os fatores de capacidade de carga N'_c , N'_q usando uma proporção crítica de profundidade de $\frac{L_c}{B}$, dependente do ângulo ϕ do solo, não é sugerida para uso.

3.2.1.1 Método de VESIC

De acordo com **VESIC (1975a)**, os fatores de capacidade de carga N'_i da Equação (3.7) podem ser calculados com base no seguinte:

$$N'_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{\frac{1.333 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} \right\} \quad (3.8)$$

O índice de rigidez reduzido nesta equação é calculado usando a tensão volumétrica, ϵ_v :

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon_v I_r}$$

O índice de rigidez é calculado utilizando o módulo de cisalhamento G' , a coesão do solo e a resistência ao cisalhamento s (ou τ), como:

$$I_r = \frac{G'}{c + \bar{q} \tan \phi'} = \frac{G'}{s}$$

Quando há condições não-drenadas do solo ou o solo está no estado denso, tem-se $\epsilon_v = 0$ e então $I_{rr} = I_r$. O valor de I_{rr} depende do estado físico do solo (solto, denso; baixa, média ou alta plasticidade) e da tensão normal média definida por $n\bar{q}$ com valores mais baixos de I_r na areia quando $n\bar{q}$ é baixo. Em argila são usados altos valores de I_r . Os valores mais baixos de $I_r \approx 10$ são obtidos (ou usados) para uma argila com alto OCR e baixo $n\bar{q}$. Estimativas para I_r podem ser feitas da seguinte forma:

Tabela 2 - Relação Do Tipo De Solo Com O Índice De Rigidez

<i>Solo</i>	<i>I_r</i>
Areia ($D_r = 0.5 \sim 0.8$)	75-150
Silte	50-75
Argila	150-250

Fonte: J. Bowles, 1997, p. 894

Como o método de Vesic é baseado na teoria da expansão da cavidade, a ponta da estaca se comporta semelhante ao CPT.

O fator N'_c da capacidade de carga de Vesic pode ser calculado por uma das seguintes equações:

$$1. \quad N'_c = (N'_q - 1) \cot \phi \quad (3.8a)$$

Quando $\phi = 0$, condições não drenadas,

$$2. \quad N'_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (3.8b)$$

publicação sugere o uso de N'_q , variando de um mínimo de 8, para areia muito solta, a 50, para cascalho denso ou areia muito densa.

3.2.1.3 Uso de dados SPT para resistência de ponta da estaca

Para o teste de penetração padrão (SPT), **MEYERHOF (1956, 1976)** propôs a seguinte equação:

$$P_{pu} = A_p(40N) \frac{L_b}{B} \leq A_p(380N) \text{ kN} \quad (3.9)$$

onde,

N = média estatística dos valores SPT N_{55} em uma zona cerca de 8B acima a 3B do ponto da estaca;

B = largura ou diâmetro de um ponto da estaca;

L_b = profundidade de penetração da estaca no estrato;

$\frac{L_b}{B}$ = razão média da profundidade pontual no estrato.

De acordo com **SHIOI e FIKUI (1982)**, a resistência de ponta da estaca é calculada no Japão como:

$$P_{pu} = q_{ult}A_p \quad (3.10)$$

A pressão pontual final da carga, q_{ult} , é calculada a partir do SPT com base na razão da profundidade de embutimento, $\frac{L_b}{B}$, no estrato de cravação.

Sumarizando, o uso dos dados SPT pode ser utilizado para calcular a capacidade de carga última de uma estaca através das Equações (3.7), (3.9) ou (3.10). O problema da Equação (3.7) está no acesso ao ângulo de atrito interno ϕ confiável e no peso unitário do solo γ . Temos pelo menos 3 métodos para obter os fatores N_i : ao menos 3 métodos vident APÊNDICE B, Vesic ou Janbu.

A Figura 5 indica que ϕ depende da pressão; portanto, os valores obtidos em laboratório, na faixa comum de pressões em testes de células triaxiais, de 70 a 150 kPa, podem ter maiores graus em relação aos valores de campo na ponta da estaca, que pode estar 20 ou 30 metros embutida, onde existe um grau de tensão normal efetivo consideravelmente maior.

3.2.2 Capacidade estática da resistência lateral de uma estaca isolada

Seguindo a linha de raciocínio de **BOWLES (1997)**, parte da resistência lateral da Equação (3.3) é atualmente calculada usando uma combinação de tensões totais e efetivas, ou apenas efetivas. Há evidências de que o uso de apenas tensões efetivas oferece uma melhor correlação de previsões para testes de carga; no entanto, os dois métodos são amplamente utilizados. A preferência dependerá da base de dados de uso bem-sucedido em um determinado local ou escritório de projetos.

Três dos mais comuns métodos usados para calcular a resistência lateral de estacas em solos coesivos serão descritos neste trabalho, vide APÊNDICE C. Eles são chamados de métodos α , λ e β para os fatores usados na capacidade da resistência lateral, parte da Equação (3.3). O método β é também utilizado para cálculo de resistência lateral, mas em solos sem coesão. Em todos os casos, a capacidade da resistência lateral é definida por:

$$\sum_1^n A_s f_s \quad (\text{unidades de } f_s) \quad (3.11)$$

onde,

A_s = área efetiva da superfície da estaca onde f_s atua; calculado por perímetro x incremento de profundidade ΔL ;

ΔL = incremento do comprimento de embutimento (para permitir a estratificação do solo e perímetros variáveis do eixo da estaca no comprimento do embutimento L);

f_s = resistência lateral a ser calculada, usando um dos três métodos citados anteriormente.

O leitor deve observar que as equações, apresentadas no APÊNDICE C, para f_s são, em termos gerais, para que o uso bem-sucedido dependa da precisão com que o processo de somatório é feito e que os parâmetros do solo são identificados.

3.3 RECALQUE DE ESTACAS

BOWLES (1997) afirma que recalque de estacas pode ser estimados conforme a seguir:

- i. Calcular a força axial média da estaca em cada segmento de comprimento ΔL , área média da seção transversal A_{av} , e o módulo de elasticidade do eixo E_p da estaca, da extremidade ao ponto. Isto é:

$$\Delta H_{s,s} = \frac{P_{av} \Delta L}{A_{av} E_p} \quad (3.12)$$

e soma-se os vários valores para obter a compressão axial total,

$$\Delta H_a = \sum \Delta H_{s,s} \quad (3.13)$$

ii. Calcule a determinação de pontos utilizando a equação dada abaixo:

$$\Delta H_{pt} = \Delta q D \frac{1 - \mu^2}{E_s} m I_s I_f F_1 \quad (3.14)$$

onde,

$m I_s = 1.0$ fator de forma;

I_f = fator de embutimento da equação de **FOX (1948b)**, com valores a seguir:

$$I_f = 0.55 \text{ se } L/D \leq 5 \\ = 0.50 \text{ se } L/D > 5$$

D = diâmetro do ponto de estaca ou a menor dimensão lateral para seções retangulares ou HP;

μ = relação de Poisson (sugerido usar 0.35);

Δq = pressão da carga no ponto = entrada *carga*/ A_p . Esta é a carga da estaca, não a carga pontual;

E_s = módulo tensão-deformação do solo abaixo da ponta da estaca

F_1 = fator de redução utilizado como a seguir:

0.25 se a resistência lateral reduz a carga pontual $P_p \leq 0$

0.50 se a carga pontual $P_p > 0$

0.75 se houver ponta de suporte (sempre há resistência lateral)

O fator F_1 é usado para levar em consideração a área da ponta que se move para baixo, como resultado da carga pontual real (que raramente é conhecida) e da determinação do ponto pela resistência lateral, ao longo do eixo, "empurrando" o sistema para baixo em alguma área

que irradia o eixo conforme indicado na Figura 6a. Observe novamente que o recalque de ponta inclui uma parcela da resistência lateral através do uso do fator F_1 .

Esse método usa a carga axial total, que é conhecida, e o fator F_1 , que é uma estimativa. Pode ser necessário usar um valor local ou modificar o F_1 sugerido aqui para estratificação diferente.

- i. Somar o recalque axial e o pontual para obter o total, como:

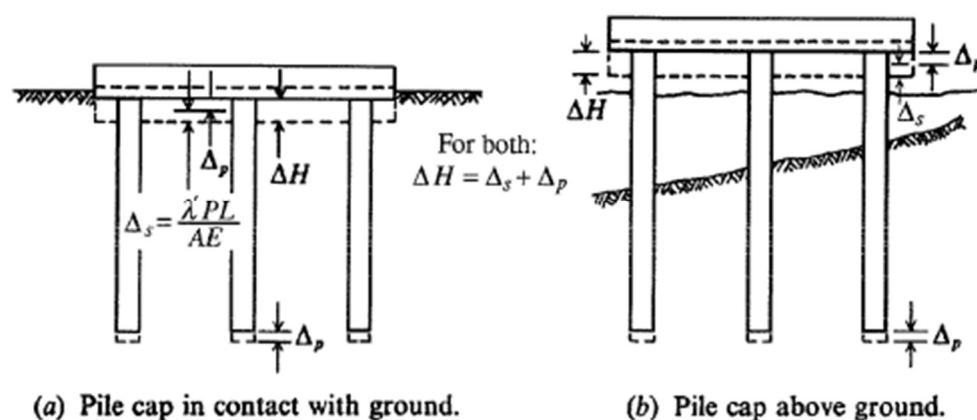
$$\Delta H_p = \Delta H_a + \Delta H_{pt} \quad (3.15)$$

Para a maioria das análises de estacas, fornecer exatamente o recalque medido é uma feliz coincidência da equação e da escolha do usuário pela entrada. Uma outra solução para a estimativa do recalque total de uma estaca, computacionalmente mais rigorosa, é sugerida por **RANDOLPH e WROTH (1979)**, vide APÊNDICE D.

3.3.1 Recalque do bloco de estacas

O recalque de um grupo de estacas é exatamente igual ao deslocamento da ponta mais o encurtamento elástico do eixo da estaca, entre o bloco e a “cabeça da estaca” **BOWLES (1997)**, como visto na Figura 7.

Figura 7 - Recalque Do Bloco De Estacas. Em (A) A Interação Solo-Bloco, Introduzindo A Dificuldade De Avaliação Do Encurtamento Elástico Da Estaca



Fonte: J.Bowles, 1997, p.1020

Para estacas de resistência de ponta, o deslocamento pontual é relativamente pequeno e o principal deslocamento é o encurtamento elástico da estaca. Para estacas de atrito, o deslocamento pontual será a contribuição significativa que está causando o recalque. Percebe-se que o deslocamento pontual total é devido à carga pontual e, ao recalque do solo subjacente, devido às tensões provocadas pelo atrito do eixo ou pelo preenchimento da área. O recalque do bloco envolve o seguinte:

- ii. O problema de obter as tensões no estrato abaixo da ponta e as propriedades elásticas corretas desses solos para que o deslocamento pontual seja calculado. Atualmente, apenas o meio prático, utiliza algum tipo de solução computacional de BOUSSINESQ ou MINDLIN;
- iii. A determinação da carga transportada pelas estacas do grupo e a distribuição da carga ao longo do eixo da estaca, para que o encurtamento axial possa ser calculado. **VESIC (1969a)** descobriu que, quando um grupo de estacas consiste em mais do que estacas de canto (três ou quatro estacas de grupo, por exemplo), as estacas internas recebem mais carga do que as estacas laterais e as estacas de canto recebem menos carga que as estacas laterais;

Grupos maiores de estacas devem acomodar mais do que pequenos grupos para as mesmas cargas de estacas, devido ao efeito de sobreposição das tensões abaixo da ponta da estaca das estacas adicionais. Além do efeito de sobreposição, as estacas externas fazem com que as tensões penetrem a uma profundidade L_1 , de modo que a integração dos efeitos de deformação produza uma maior deformação abaixo do grupo de estacas.

$$\delta = \int_{L_0}^{L_1} \epsilon dL \quad (3.16)$$

É comum (mas não correto) supor que o bloco da estaca é rígido, de modo que os movimentos do bloco possam ser descritos por translações e rotações rígidas do corpo.

Grupos de estacas suportadas por solos argilosos podem produzir recalques elásticos (imediatos) e de consolidação. Os recalques elásticos podem ser frequentes em argilas pré-consolidadas; os recalques por consolidação podem ser os principais valores para argilas normalmente consolidadas usando estacas de atrito ou flutuantes.

Para **BOWLES (1997)**, estacas de grupo suportadas por solos sem coesão produzirá apenas recalques do tipo imediato, sendo os principais problemas obter a avaliação correta do

aumento das tensões nos estratos subjacentes, à profundidade L_1 , através da qual o aumento de tensão e as propriedades elásticas atuam para que a equação de **TIMOSHENKO e GOODIER (1951)** possa ser utilizada:

$$\Delta H = q_o B'^{\frac{1-\mu^2}{E_s}} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (3.17)$$

ou simplesmente:

$$\delta = \frac{\sigma L_1}{E_s} \quad (3.18)$$

para obter o movimento do ponto descendente δ .

Há dois tipos básicos de abordagens para calcular recalque de grupos de estacas: empírico e teórico. Qualquer método envolve estimar o recalque da estaca isolada ΔH_{pt} usando um ou outro método direcionado ao recalque de estacas isoladas.

O recalque do grupo de estacas ΔH_g é, geralmente, maior do que o obtido para uma estaca isolada (computada ou medida). De uma forma geral, o recalque de um grupo de n estacas está relacionado ao recalque de uma estaca isolada visto anteriormente, como:

$$\Delta H_g = F \alpha_g \times n \times \Delta H_{pt} \quad (3.19)$$

onde, α_g = um fator de interação do grupo, geralmente, na faixa de 0.3 a 0.7 (antes de qualquer ajuste) com valores maiores para pequeno número de estacas (n) ou pequenas proporções de espaçamento s/D ; é menor para estacas de resistência de ponta. A relação comprimento / largura (L_p/D) da estaca também modifica o recalque do grupo, e podemos obter valores F como a seguir:

Tabela 3 - Fatores De Ajuste Relativos À Profundidade

L_p/D	Fator de ajuste F
5	0.75
10	0.80
100	1.25

Fonte: **J. Bowles, 1997, p. 1022**

O fator de ajuste F também depende da proporção de espaçamento s/D .

VESIC (1969a, 1977) – e outros – sugeriram calcular o recalque de um grupo de estaca utilizando o recalque de uma estaca isolada, como:

$$\Delta H_g = \Delta H_{pt} \sqrt{B/D} \quad (3.20)$$

onde,

B = menor dimensão lateral do grupo, m ou ft, e

D = diâmetro efetivo da estaca ou largura efetiva, m ou ft.

MEYERHOF (1976) também sugeriu algumas equações empíricas para a estimativa do recalque de um grupo de estacas, ΔH_g , com base em testes de penetração in situ, vide APÊNDICE E.

4 O MÉTODO ($t - z, q - z$) NÃO LINEAR

O método desejável neste trabalho deve ser capaz de estimar acuradamente o diagrama de carga vertical por recalque do topo do bloco. Com este diagrama disponível será então possível estimar as cargas nas estacas correspondentes a uma dada sequência histórica de recalques medidos. Com esta série temporal será possível requisitar sondagens e ensaios de materiais ou mesmo provas de carga, com as quais se pode fazer retroanálise para uma determinação mais precisa das forças de interação entre o fuste e a ponta da estaca com os estratos de solo penetrados, e determinação de propriedades importantes desejadas com ensaios de laboratório.

A discussão desta seção restringe-se à carga centrada, que porém pode ser facilmente adaptada para fundações sujeitas a momentos nas interseções dos pilares com os blocos, pela imposição de duas rotações planas em busca do equilíbrio de momentos aplicado com os reagentes das estacas. Uma rotação se dará em torno do eixo vertical e a outra em torno de um eixo horizontal, definindo uma rotação oblíqua do bloco rígido. Procura-se então esse par de rotações planas que equilibrem o par de momentos em torno de dois eixos horizontais. As forças nas estacas são retiradas por interpolação entre pontos da curva carga-recalque. Este problema pode ser resolvido por análise iterativa ou por minimização de um funcional quadrático. É muito interessante que isso possa ser feito após a análise das estacas, dispondo do diagrama carga-recalque de cada estaca, sem precisar analisar o bloco outra vez.

Vários métodos para análise de estacas isoladas e grupo de estacas sob carregamento axial foram propostos nas últimas décadas. Muito empenho tem sido direcionado ao desenvolvimento dos métodos teóricos para prever o recalque de uma estaca isolada ou grupo de estacas, desde soluções simples a métodos sofisticados de elementos finitos não lineares (MEF) e método de elementos de contorno (MEC).

Sabe-se que os métodos analíticos simplificados são mais versáteis e adequados para estimar a resposta de estacas sob condições complexas, mas o método de transferência de carga ainda é o mais usual em projetos de rotina. Por exemplo, quando é desejável diferentes soluções com certa precisão à curto prazo (**Boonyatee e Lai 2017**). Originalmente, as primeiras abordagens ao método de transferência de carga foram propostas no trabalho de investigação de **SEED e REESE (1957)**. Outros estudos foram relatados mais tarde.

Mesmo que os métodos mencionados tenham se mostrado eficazes na análise de recalque para estacas isoladas e grupos de estacas, eles possuem uma limitação em comum;

não podem levar em consideração a não linearidade desenvolvida na região entre o eixo da estaca e o solo envolvente, ou os procedimentos de cálculo, tornam-se extremamente complicados, impedindo seu uso prático.

A literatura buscou uma maneira para simular a não linearidade desenvolvida nas estacas através de modelos deslizantes (*slip*) e antiderrapantes (*non – slip*) para problemas carregados axialmente. Há uma restrição nos modelos antiderrapantes que é a suposição de uma ligação perfeita entre a estaca e o solo antes da ruptura. Mesmo em baixos níveis de carga, o surgimento gradual de deslizamento no contato entre a estaca e o solo é um fenômeno provável (Sheil e McCabe 2016).

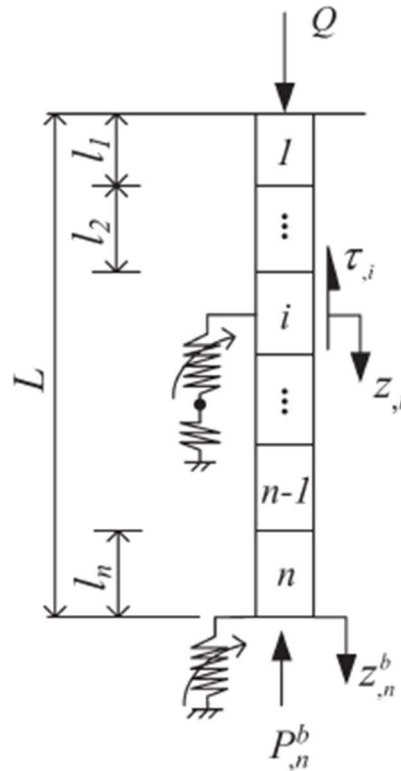
Ao considerar o deslizamento, a influência do atrito do eixo é limitada à uma zona estreita e o recalque do solo junto com a interação estaca-solo-estaca pode ser simulado de maneira mais realista (Wang *et al.* 2012). Ver Figura 10.

4.1 MÉTODO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA PARA ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE

Segundo MOSHER e DAWKINS (2000), o método da transferência de carga resume-se a uma abordagem heurística desenvolvida para reduzir o complexo problema tridimensional a um modelo quase unidimensional.

Quando uma carga Q é aplicada na cabeça da estaca, ela é transferida ao solo circunvizinho por tensões de cisalhamento (atrito lateral) ao longo da interface lateral da estaca-solo e através da capacidade de ponta da estaca (suporte de extremidade), como ilustrado na Figura 6. A taxa a qual a carga aplicada na cabeça da estaca é transferida ao solo e a deformação geral do sistema dependem de vários fatores. Entre eles, estão: (a) a geometria da seção transversal, material, comprimento e, em menor grau, a rugosidade da superfície da estaca; (b) o tipo de solo (argila ou areia) e as características de tensão-deformação; (c) a presença ou ausência de água subterrânea; (d) o método de instalação da estaca; e (e) a presença ou ausência de tensões residuais como resultado da instalação.

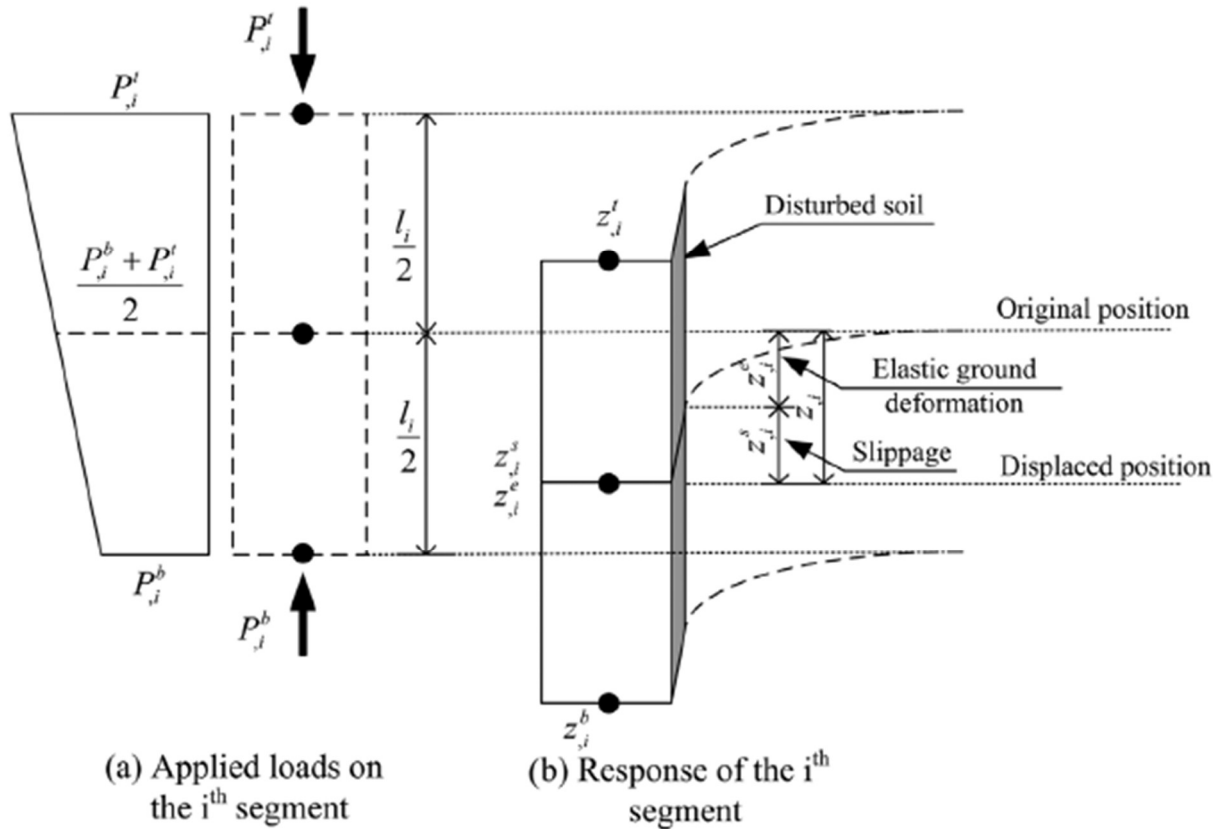
Figura 8 - Modelo De Análise De Transferência De Carga.



Fonte: Boonyatee & Lai, 2017

Neste método, as estacas isoladas sujeitas a cargas axiais são tratadas como elementos unidimensionais, tipo pilares, em que um conjunto de molas verticais representam a rigidez axial da estaca e sua interação com o solo envolvente. Para tal, é necessário que a estaca seja subdividida em um número discreto de segmentos. Cada segmento deste, encontra-se unido lateralmente à uma mola vertical que representa a resistência ao cisalhamento (corte) do solo envolvente. O último segmento, na extremidade, é suportado por uma mola vertical concentrada que representa a resistência de ponta da estaca. A resposta de cada segmento está ilustrada esquematicamente na Figura 9.

Figura 9 - Resposta Do Segmento i Da Estaca Carregada Axialmente.



Fonte: Boonyatee & Lai, 2017

Neste modelo, assume-se que o deslizamento ocorre em uma zona estreita próxima ao eixo da estaca. O recalque do segmento i , z_i , está subdividido em duas parcelas: (1) parte inelástica (*slippage*), z_i^s , e (2) parte elástica (*deformação do solo*), z_i^e , como apresentado abaixo:

$$z_i = z_i^s + z_i^e \quad (4.1)$$

Uma função t-z descreve a relação entre a tensão (ou carga) necessária para gerar o movimento de um elemento de solo (ou topo da estaca) em um teste de carga estática (Fellenius 2013). Desta forma, percebe-se a relação entre o deslizamento, z_i^s , e a tensão de cisalhamento mobilizada, τ_i , na interface estaca-solo. O deslizamento que ocorre na zona

estreita da interface estaca-solo se dá pelas pressões das tensões acumuladas que excedem a resistência ao cisalhamento, como visto na Figura 10.

Figura 10 – Representação Ideal De Um Deslizamento (*Slippage*)



Fonte: **British Geological Survey**

Para vários tipos de solos, pode ser feita uma aproximação exponencial do modelo (Wang *et al.* 2012). Usualmente, este modelo possui dois parâmetros para computar a resistência última e a rigidez da interface estaca-solo. Mesmo sabendo que o teste de campo é a forma mais adequada para gerar esses parâmetros, o mais prático é estimá-los a partir de alguma fórmula empírica.

Neste estudo, a relação entre o deslizamento, z_i^s , e a tensão de cisalhamento mobilizada, τ_i , foi simulada através do modelo exponencial discutida por WANG *et al.* (2012) e adaptada por BOONYATEE e LAI (2017). A relação está expressa a seguir:

$$\tau_i = a_i(1 - e^{-b_i z_i^s}) \quad (4.2)$$

Matematicamente, o parâmetro a_i pode ser considerado como a assíntota da Equação (4.3). Pode ser estimado a partir do atrito unitário máximo, τ_i^f , e do fator de redução, R , que fica entre 0.85 e 0.90, como segue:

$$a_i = \frac{\tau_i^f}{R} \quad (4.3)$$

A máxima tensão de atrito, τ_i^f , é observada quando o atrito mobilizado não aumenta com a aplicação de carga. Embora seja mais preciso determinar a tensão de atrito máxima a partir do teste de campo, essas informações raramente estão disponíveis no estágio de projeto, sendo comum estimá-las a partir das seguintes fórmulas empíricas (Boonyatee e Lai 2017):

$$\tau_i^f = \begin{cases} \alpha_i Su_i; & \text{para argila} \\ \beta_i \sigma'_{v,i}; & \text{para areia} \end{cases} \quad (4.4a)$$

onde Su_i é a resistência não drenada do solo (tensão de cisalhamento nos ensaios não drenados), e $\sigma'_{v,i}$ é a tensão total de sobrecarga no solo, todos medidos no meio do segmento. α_i e β_i são normalmente relacionadas com S_u e ϕ por fórmulas empíricas desenvolvidas a partir de experimentos e resultados de provas de carga. Alternativamente, sabendo que a tensão de cisalhamento é proporcional à tensão normal, pode-se usar a expressão:

$$\tau_i^f = \sigma_{n,i} \tan \delta \quad (4.4b)$$

onde $\sigma_{n,i}$ é a tensão normal na face da estaca e δ o ângulo de atrito entre a estaca e o solo. O valor de τ^f pode ser obtido por ensaio de cisalhamento direto ou anel de teste de cisalhamento.

O valor do parâmetro b_i é determinado através da Equação (4.5), onde r_m é assumido como $2.5L(1 - \nu_s)$ (**Randolph e Wroth 1978**):

$$b_i = \frac{G_{s,i}}{a_i r_o \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)} \quad (4.5)$$

A deformação elástica do solo, z_i^e , foi determinada com base nos estudos de **RANDOLPH e WROTH (1978)**, como a seguir:

$$z_i^e = \frac{r_o}{G_{s,i}} \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) \tau_i = C_i \cdot \tau_i \quad (4.6)$$

A partir de uma correlação do SPT com os vários tipos de solo calibrados em teste de campo, é possível determinar o módulo de tensão de cisalhamento do solo, $G_{s,i}$, por ensaios triaxiais ou através de relações empíricas com o SPT, como mostrado abaixo:

$$G_{s,i} = 14.12 (N_{SPT,i})^{0.68} \text{ (MPa)} \quad (4.7)$$

O recalque da base da estaca, z_n^b , está relacionado com a resistência mobilizada da ponta, P_n^b , através da Equação (4.8):

$$P_n^b = a^b (1 - e^{-b^b z_n^b}) \quad (4.8)$$

Os parâmetros referentes à região inferior da estaca (base) a^b e b^b estão representados abaixo:

$$a^b = P_{bu} \quad (4.8a)$$

$$b^b = \frac{4G_{s,b}r_o}{P_{bu}(1-\nu_{s,b})} \quad (4.8b)$$

Nessas expressões, P_{bu} é a carga limite da base, $G_{s,b}$ é o módulo de deformação transversal do solo e $\nu_{s,b}$ é o coeficiente de Poisson para o solo na base da estaca. A carga limite da base P_{bu} pode ser determinada da seguinte forma, sugerido por Janbu (**Wang et al. 2012**):

$$P_{bu} = (c_s N_c + \bar{q} N_q) A_b \quad (4.9)$$

onde c_s é a coesão do solo-suporte da estaca e $\bar{q} = (1 + 2k_0)\gamma L/3k_0$ representa o coeficiente de pressão horizontal da terra na estaca para a camada de solo, onde γ é o peso específico médio dos estratos de solos.

Alternativamente, podemos definir $P_{bf} = R_f P_{bu}$ e

$$P_{bf} = \begin{cases} A_p(9Su_b + \sigma_{vb}); & \text{para argila} \\ A_p\sigma'_{vb}N_q^*; & \text{para areia} \end{cases} \quad (4.9a)$$

N_c e N_q são fatores de capacidade de carga, como apresentado por Janbu:

$$\begin{cases} N_q = \left(\tan\theta + \sqrt{1 + \tan^2\theta} \right)^2 e^{2\varphi\theta} \\ N_c = (N_q - 1)\cot\theta \end{cases} \quad (4.10)$$

onde φ é o ângulo, em radianos, para a superfície de ruptura na base da estaca, que varia de 60° para argila mole a aproximadamente 105° para solos arenosos densos.

Como as respostas em torno do eixo e da ponta da estaca foram consideradas separadamente, percebe-se que alguma interação ocorrerá entre as duas zonas devido aos movimentos incompatíveis do solo. No entanto, por motivos de simplicidade, essa interação não foi considerada no modelo usado neste trabalho. Apesar disso, como mostrado por **Randolph e Wroth (1978)** esta hipótese é satisfatória para efeitos de projeto, mantendo ainda as características essenciais do comportamento da ponta da estaca no solo.

4.1.1 Algoritmo de Solução

Como antecipado, a estaca é inicialmente dividida em vários segmentos. Inicia-se pelo segmento da base, $i = n$, o recalque na parte inferior do segmento (z_i^b) é assumido como z^b para determinar a resistência mobilizada de topo a partir da Eq. (4.9).

Utilizando a Equação (4.11) e o modelo da Figura 7(b), o deslocamento na parte inferior pode ser descrito como o deslocamento no meio do segmento (z_i^s, z_i^e) e a compressão elástica (z_i^c) na metade inferior do segmento, como abaixo:

$$z_i^b = z_i^s + z_i^e - z_i^c \quad (4.11)$$

A compressão elástica, z_i^c , pode ser determinada da seguinte forma:

$$\begin{aligned} z_i^c &= \frac{1}{2} \left[P_i^b + \frac{P_i^t + P_i^b}{2} \right] \frac{l_i}{2E_p A_p} \\ &= \left[\frac{2P_i^b}{2} + \frac{P_i^s + P_i^b + P_i^b}{2} \right] \frac{l_i}{4E_p A_p} \\ &= \left[4P_i^b + \tau_i 2\pi r_o l_i \right] \frac{l_i}{8E_p A_p} \end{aligned} \quad (4.12)$$

Substituindo as Equações (4.2), (4.6) e (4.12) na (4.11), a relação entre z_i^b e z_i^s pode ser reescrita como:

$$\begin{aligned} z_i^b &= C_i \tau_i + z_i^s - \left[4P_i^b + \tau_i 2\pi r_o l_i \right] \frac{l_i}{8E_p A_p} \\ &= C_i [a_i (1 - e^{-b_i z_i^s})] + z_i^s - \left[4P_i^b + a_i (1 - e^{-b_i z_i^s}) 2\pi r_o l_i \right] \frac{l_i}{8E_p A_p} \\ &= f(z_i^s) \end{aligned} \quad (4.13)$$

Foi utilizado o algoritmo de NEWTON-RAPHSON Modificado (NRM) para computar o deslocamento inelástico (slippage) z_i^s , no presente segmento i . O cálculo inicia assumindo $z_i^{s,0}$ como zero e, então, vai incrementando gradualmente seu valor através da fórmula apresentada a seguir. O cálculo é interrompido quando o erro for menor que $10^{-6}mm$.

$$z_i^s = z_i^{s,k} = z_i^{s,k-1} + \frac{z_i^b - f(z_i^{s,k-1})}{f'(z_i^{s,0})} \text{ até } z_i^b - f(z_i^{s,k-1}) \leq 10^{-6}mm; \quad (4.14)$$

onde $z_i^{s,0} = 0$; $f'(z_i^{s,0}) = a_i b_i$;

O desenvolvimento matemático desse método incremental-iterativo ocupa-se por calcular uma parcela do deslocamento na parte inferior do segmento i da estaca. Esse método pode ser elucidado em duas partes, a seguir: (1) dividir o deslocamento em partes (incremento) e (2) para cada incremento, faz-se a iteração de NEWTON-RAPHSON. Dessa forma, após o valor de z_i^s ter sido calculado, a tensão de cisalhamento pode ser calculada através da Equação (4.2) e substituída na Equação (4.15) para que se possa determinar a aplicação de carga (P_i^t) e o deslocamento (z_i^t) no topo do segmento.

$$\begin{aligned} P_i^t &= P_i^b + \tau_i 2\pi r_o l_i \\ z_i^t &= z_i^b + \left(\frac{P_i^t + P_i^b}{2} \right) \frac{l_i}{E_p A_p} \end{aligned} \quad (4.15)$$

Como os valores da parte superior do segmento de base são compatíveis com os da parte inferior do segmento acima, $z_{i-1}^b = z_i^t$; $P_{i-1}^b = P_i^t$, o mesmo procedimento foi repetido no segmento acima em sequência até atingir o segmento superior para obtenção do recalque e aplicação de carga no topo da estaca.

Aumentando o valor de z_n^b em etapas de z^b e repetindo todo o processo, a curva carga-recalque total de uma estaca pode ser simulada.

Em síntese, o método necessita dos seguintes dados iniciais: (a) módulo de elasticidade transversal de cada estrato de solo, G_s , e seus coeficientes de Poisson, ν_s , ou seus valores médios; (b) as constantes que caracterizam a tensão de atrito solo-estaca no fuste da estaca a , b e R ; (c) as constantes que caracterizam a resistência de ponta a_b , b_b ; (d) os dados da estaca, quais sejam, o módulo de elasticidade longitudinal do concreto e do aço e suas

áreas na sua seção transversal da estaca, o comprimento total da estaca, L ; (e) os demais dados do estrato: espessuras e sua caracterização geotécnica, também mediante o STP ou CPT.

Existem diversas formas de determinar as constantes necessárias do solo, em geral por ensaios laboratoriais, provas de carga e correlações com o SPT ou o CPT. Algumas formas são esclarecidas nas aplicações adiante descritas.

Para o concreto das estacas foi utilizado o modelo não linear próximo ao de **HOGNESTAD (1951)**, enquanto um modelo elastoplástico perfeito foi utilizado para o aço. O mesmo modelo elastoplástico perfeito foi usado nas estacas de aço. O modelo de concreto utilizado, dado em relação à sua tensão média, σ_c , o seu f_{ck} e correspondente ε_{ck} , diferindo do original por não possuir o ramo linear descendente,

$$\sigma_c = f_{ck} \left(2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ck}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ck}} \right)^2 \right) \quad (4.16)$$

No processo incremental-iterativo, são utilizados os módulos de elasticidade secantes do concreto e do aço, e a área da estaca é homogeneizada. Pressupõe-se que não há deslizamento entre o aço e o concreto da estaca.

4.2 MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NÃO LINEAR PARA GRUPO DE ESTACAS

Um modelo hiperbólico, geralmente usado na análise do comportamento de estacas individuais, é ampliado para analisar a resposta de grupos de estacas, contabilizando a interação entre estacas individuais (**Zhang et al. 2016**).

No presente trabalho, os processos iterativos entre o fuste da estaca e a base da estaca são considerados desacoplados. Assim, as interações entre o fuste e a base são consideradas separadamente para estacas individuais em grupos de estacas. Esta metodologia simplificada é consistente com o estudo da camada híbrida sugerida por **LEE (1993)** e o método fornecido por **LEE e XIAO (2001)**.

Com base no trabalho de investigação proposto por **RANDOLPH e WROTH (1979)** e considerando os efeitos interativos entre duas estacas, estaca i e estaca j , o deslocamento elástico do solo distante do fuste da estaca i , ΔS_{szij} , induzida pelo atrito lateral unitário da estaca j , τ_{szj} , na profundidade z da estaca i , pode ser calculado por:

$$\Delta S_{szi j} = \frac{\tau_{szj} r_0}{G_s} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) \quad (4.17)$$

onde r_{ij} é a distância centro a centro entre a estaca i e a estaca j .

Dando importância aos efeitos interativos em um grupo de n estacas, o deslocamento elástico do solo envolvente à estaca i , $\Delta W_{szi j}$, induzido pelo atrito lateral unitário da estaca j , τ_{szj} ($j = 1$ a n ; $i \neq j$), pode ser escrita como:

$$\Delta W_{szi j} = \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{\tau_{szj} r_0}{G_s} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) \quad (4.18)$$

O atrito lateral unitário da estaca j , τ_{szj} , induzido pela irradiação da tensão de cisalhamento do fuste da estaca i , τ_{szi} , pode ser expresso por:

$$\tau_{szj} = \frac{\tau_{szi} r_0}{r_{ij}} \quad (4.19)$$

Esta expressão pode ser considerada como o atrito negativo da estaca j , que arrasta a estaca j para baixo, e gera uma força contrária e de mesmo valor, mas na direção oposta tem-se $\tau'_{szi j}$, que pode reduzir o deslocamento elástico do solo ao redor da estaca i . O deslocamento elástico do solo ao redor da estaca i , $\Delta S'_{szi j}$, induzido pela tensão de cisalhamento do fuste, $\tau'_{szi j}$, pode ser calculada como:

$$\Delta S'_{szi j} = \frac{\tau_{szj} r_0^2}{G_s r_{ij}} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) \quad (4.20)$$

Seguindo o raciocínio acima, o atrito lateral unitário, τ_{szj} , ($\tau_{szj} = \tau_{szi}$, $j = 1$ a n) é considerado como sendo o mesmo a uma dada profundidade para todas as estacas de um grupo, o deslocamento elástico do solo ao redor da estaca i , $\Delta W'_{szi j}$, induzido pela tensão de cisalhamento do fuste, $\tau'_{szi j}$, pode ser escrito como:

$$\Delta W'_{szi j} = \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{\tau_{szj} r_0^2}{G_s r_{ij}} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) \quad (4.21)$$

Levando em consideração os processos interativos das estacas, o deslocamento elástico do solo em torno da estaca isolada i , ΔS_{szi} , é composto por três partes: (a) deslocamento induzido pelo seu próprio carregamento, ΔS_{szii} , já discutido na subseção anterior, (b) deslocamento induzido pelo carregamento de estacas vizinhas, $\Delta W_{szi j}$, e (c) deformação causada pelo efeito de reforço de estacas vizinhas livres de cargas, $\Delta W'_{szi j}$, que pode reduzir o deslocamento elástico do solo em torno da estaca i , e pode ser calculado como:

$$\begin{aligned} \Delta S_{szi} &= \Delta S_{szii} + \Delta W_{szi j} - \Delta W'_{szi j} \\ &= \frac{\tau_{szi} r_0}{G_s} \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) + \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{\tau_{szj} r_0}{G_s} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) - \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{\tau_{szj} r_0^2}{G_s r_{ij}} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) \end{aligned} \quad (4.22)$$

Desta forma, colocando em evidência a tensão de cisalhamento do fuste, τ_{szi} , a constante de proporção elástica do solo C_i da Equação (4.6), pode ser reescrita como,

$$C_i = \frac{r_0}{G_s} \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) + \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{r_0}{G_s} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) - \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{r_0^2}{G_s r_{ij}} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) \quad (4.22a)$$

Essa constante incorpora três fenômenos elásticos: a) o do solo em torno da própria estaca em estudo, b) a carga adicional produzida pelas demais estacas e dela distante no máximo r_m , e c) o endurecimento do solo produzido por essas mesmas estacas.

Deve-se observar que o valor de r_m é grande o suficiente para receber a contribuição de outras estacas que não as do bloco em questão, na hipótese que a tensão na camada para essas estacas é aproximadamente a mesma.

4.3 BLOCOS DE COROAMENTO

Os blocos de coroamento neste trabalho são supostos rígidos. O deslocamento no topo de cada estaca do bloco é, portanto, o mesmo, e cada estaca suportará cargas diferentes, porém tais que soma de suas cargas seja igual à carga no topo do bloco. Para uma distribuição

perfeitamente simétrica das estacas, evidentemente, as estacas terão cargas iguais, se apenas as estacas do bloco forem chamadas a interagir no algoritmo.

Quanto mais deformável forem os estratos de solo penetrados pelas estacas, maior será a influência em uma estaca pelas demais. Na hipótese limite de um bloco perfeitamente flexível a carga nas estacas serão iguais.

4.4 INFLUÊNCIA DO SOLO DE APOIO DO BLOCO

É possível levar em conta a capacidade adicional do solo no qual o bloco de coroamento repousa, quando o bloco está embutido no terreno. Embora descrita na literatura, essa prática parece ser renegada pelos projetistas estruturais, pela falta de garantia de que o contato entre o fundo do bloco e o solo estará garantida ao longo da sua vida útil, dada as ações ambientais ou aquelas provocadas por outras obras no entorno.

Este trabalho prefere não considerar esse possível suporte dado pelo solo no fundo do bloco.

5 APLICAÇÕES

Foram escolhidas algumas aplicações que ilustram aspectos de interesse, retirados da literatura, incluindo àquelas associadas a resultados experimentais, para validar os procedimentos e hipóteses aqui descritos. Todos os resultados deste trabalho foram feitos com $R = R_f = 0.90$.

5.1 EXEMPLO 1

Caso 1a – Uma única estaca em solo estratificado

O objetivo deste exemplo é validar os resultados do método proposto, e compará-los com resultados de provas de cargas disponíveis, como também com outros resultados da literatura. Este exemplo está descrito em **WANG *et al.* (2012)** e foi modificado por **BOONYATEE e LAI (2017)**. Foi originariamente descrito em **HE (2002)**.

Trata-se de uma estaca escavada de $47.6m$ de profundidade e $0.8m$ de diâmetro com um $f_{ck} = 30\text{ GPa}$, com valor assumido $R_f = 0.90$ para todos os estratos do subsolo. Os valores de τ_u e P_{bu} foram fornecidos por **HE (2002)**, valores esses obtidos por retroanálise de provas de carga. Os valores utilizados de a e b , referente aos estratos, como também, a_b e b_b , referentes à camada de suporte da ponta da estaca, foram os fornecidos nas referências. O valor médio do módulo de elasticidade transversal fornecido foi de $G_s = 52\text{ MPa}$. Os parâmetros utilizados estão na Tabela 4.

Tabela 4 - Perfil Do Solo E Análise Dos Parâmetros

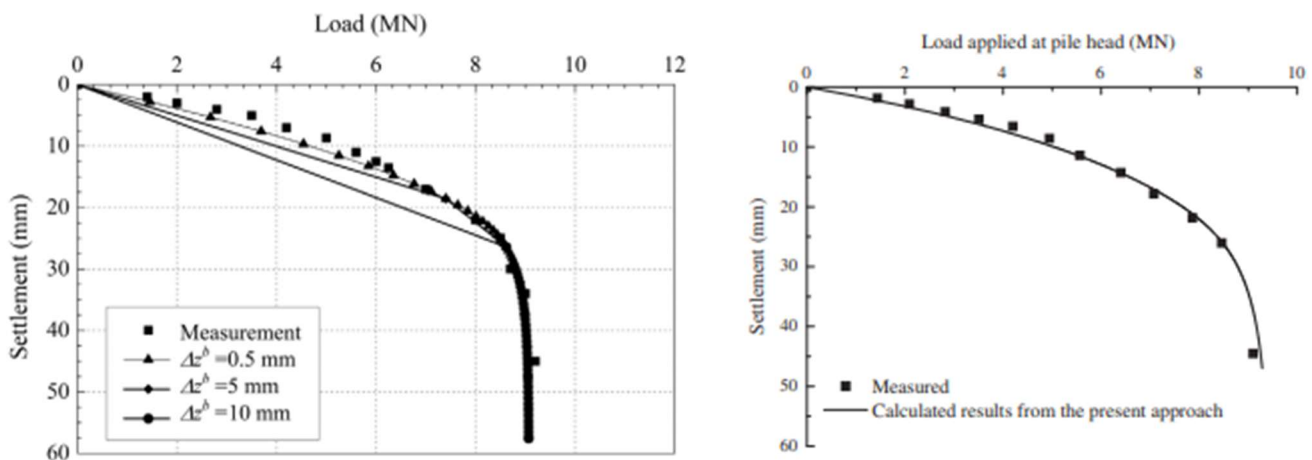
Estrato	Profundidade (m)	τ_f (kPa)	Parâmetro Original		Parâmetro Modificado	
			a (kPa)	b (1/m)	a (kPa)	b (1/m)
Argila siltosa	0-9.15	35.1	39	197.2	42.9	197.2
Argila siltosa	9.15-12.45	53.1	59	208.8	64.9	208.8
Silte	12.45-17.25	45	50	166.9	55	166.9
Areia fina	17.25-27.46	57.6	64	353.8	70.4	353.8
Silte	27.46-35.50	57.6	64	347.1	70.4	347.1
Silte	35.50-47.60	62.1	69	608.7	75.9	608.7
			1344.0*	150.0**	1344.0*	150.0**

* é a^b para ponta da estaca; ** é b^b para ponta da estaca

Fonte: **WANG *et al.*, 2012**

Comparações entre os resultados medidos em **HE (2002)**, os calculados em **BOONYATEE e LAI (2017)**, e em **WANG *et al.* (2012)** está apresentado na Figura 11 abaixo. A carga de colapso experimental da estaca é de 9.070 kN.

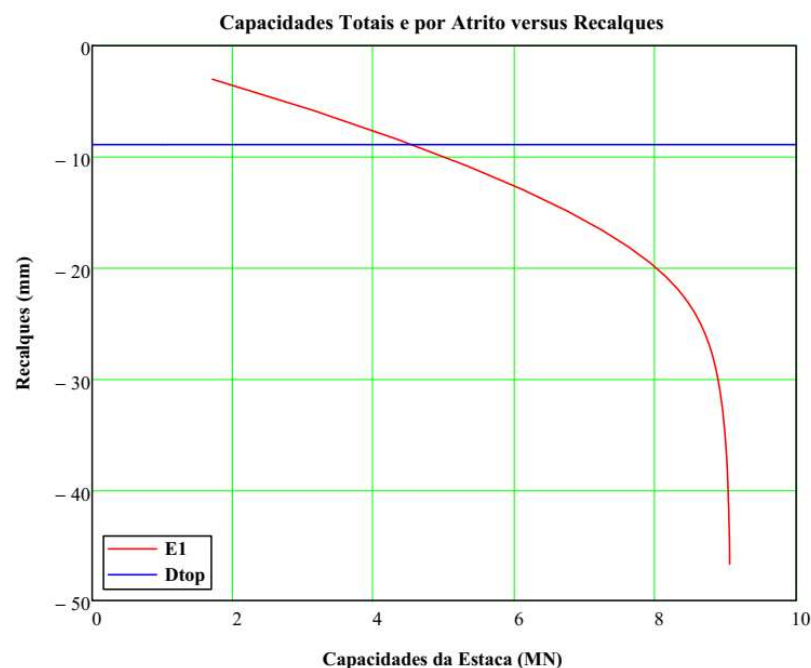
Figura 11 - À Esquerda, Os Resultados De **Boonyatee E Lai (2017, Fig. 10b)** Para Diferentes Valores Do Incremento De Deslocamentos Da Base, Frente Aos Resultados Experimentais. À Direita, Os Resultados De **Wang *Et Al.* (2012, Fig. 10)**, Frente Aos Resultados Experimentais



Fonte: **Boonyatee & Lai, 2017; Wang *et al.*, 2012**

Os resultados deste trabalho estão apresentados no Gráfico 1. Um coeficiente de segurança ao colapso de 2.0 para uma carga de utilização é encontrado para um deslocamento de 8.9 mm . A carga obtida é a mesma relatada nos ensaios. A literatura acessível não dispõe os dados para melhor comparação. Entretanto, uma comparação gráfica aproximada permite dizer que os resultados são bons.

Gráfico 1 - Resultado Deste Trabalho. Carga Última De 9.070 kN Idêntica À Experimental

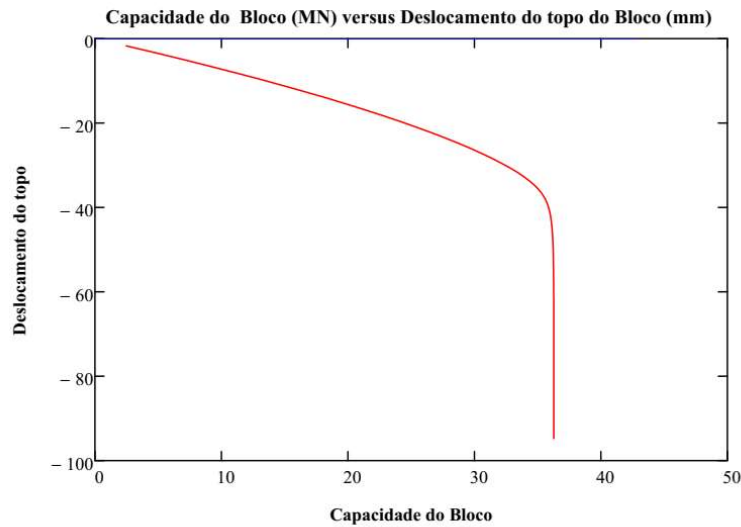


Fonte: Do autor

Caso 1b – Um bloco formado por quatro estacas idênticas às anteriores numa malha de $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$. Resultados apenas numéricos

Esta aplicação é uma extrapolação da anterior para conferir os resultados para um bloco de estacas idênticas e simetricamente distribuídas. A estaca anterior foi colocada em um bloco rígido com quatro estaca dispostas em uma malha quadrada de $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$. A carga de colapso do bloco é de $36.280 = 4 \times 9.070 \text{ kN}$. Os resultados estão no Gráfico 2, abaixo. Percebe-se que a influência mútua entre as estacas não alterou a capacidade do bloco dada a simetria múltipla.

Gráfico 2 - Bloco Com 4 Estacas



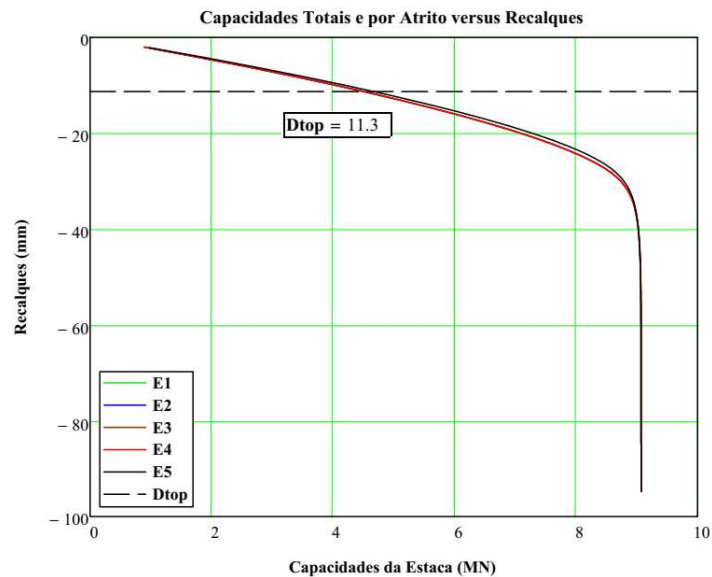
Fonte: Do autor

5.2 EXEMPLO 2

Caso 2a - Um bloco com 5 estacas idênticas ao Exemplo 1

Este exemplo ilustra a distribuição não simétrica de cargas entre estacas. Utilizando os mesmos dados do exemplo anterior, porém agora acrescentando uma estaca exatamente no centro do bloco, totalizando 5 estacas. A capacidade última de cada estaca é a mesma. A capacidade de utilização da estaca central é superior às dos cantos. Para um coeficiente de segurança à ruptura de 2.00 o deslocamento do topo bloco é de 11.3 mm e com uma carga de serviço de 22.676 kN, porém, com contribuição de 4.666 kN para a estaca central e 4.503 kN para cada uma das estacas dos cantos. O Gráfico 3 mostra o diagrama Recalque – Carga do bloco.

Gráfico 3 - Bloco Com 5 Estacas, Notando Que A Estaca Central E5 Absorve Uma Parcela Superior De Carga Em Serviço, Porém Com A Mesma Carga De Ruptura Das Demais



Fonte: Do autor

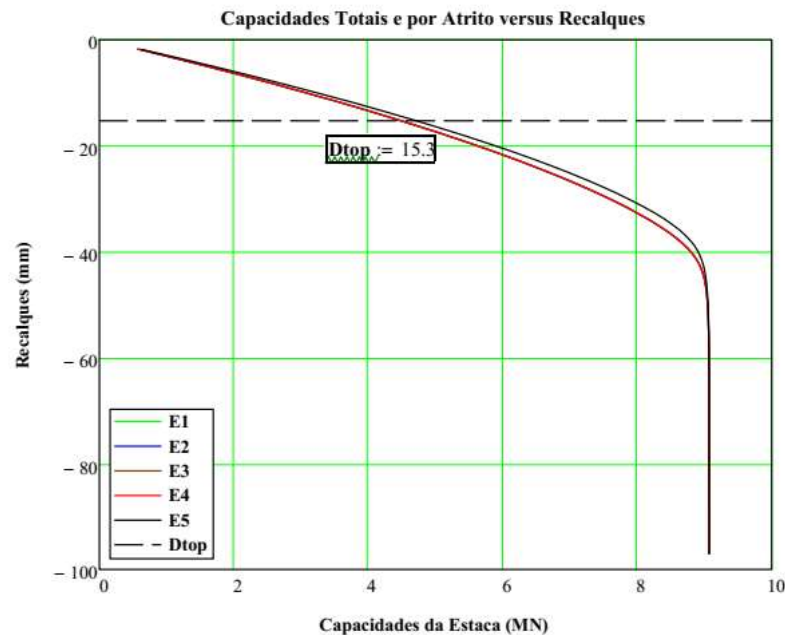
Caso 2b - Aumento da interação entre estacas na proporção inversa da rigidez do solo.

Os mesmos dados anteriores, porém, com o módulo de elasticidade transversal do solo reduzido à sua metade, ou seja, 26 MPa . Este não é ainda um solo mole uma vez que o seu módulo de elasticidade transversal é da ordem de grandeza do módulo longitudinal de um concreto armado.

As resistências últimas ao atrito das camadas de solo não foram reduzidas, assim a capacidade do bloco é mantida, porém, para ainda um coeficiente de segurança de 2.00 a estaca central pega ainda mais carga do que antes. Observe o crescimento do recalque do bloco em relação ao exemplo anterior com o dobro do módulo de elasticidade transversal médio do solo. A estaca central contribuiu ainda mais para a carga de serviço, com 4.716 kN de capacidade e as de canto com 4.487 kN , cada uma, 5,1% menor. A capacidade última do bloco é de 23.351 kN .

Espera-se, portanto, que o projeto geotécnico de blocos em solos moles deva ser feito levando em consideração as estacas vizinhas. Observa-se que o deslocamento em serviço do bloco aumentou apenas 1,35 vezes para um módulo de elasticidade reduzido à metade, provocado pelo enrijecimento do solo produzido por todas as estacas do bloco. Este é o caso do LITPEG. O Gráfico 4 mostra os diagramas Recalques-Carga.

Gráfico 4 - Bloco Com 5 Estacas, Módulo De Cisalhamento Reduzido



Fonte: Do autor

Caso 2c – Estacas perfurando solo mole com efeito de ponta significativo

Este exemplo ilustra o comportamento de um bloco com estacas assimétricas atravessando um estrato de solo mole e com suporte de ponta em um estrato mais resistente. Os dados desse perfil de solo estão na Tabela 5.

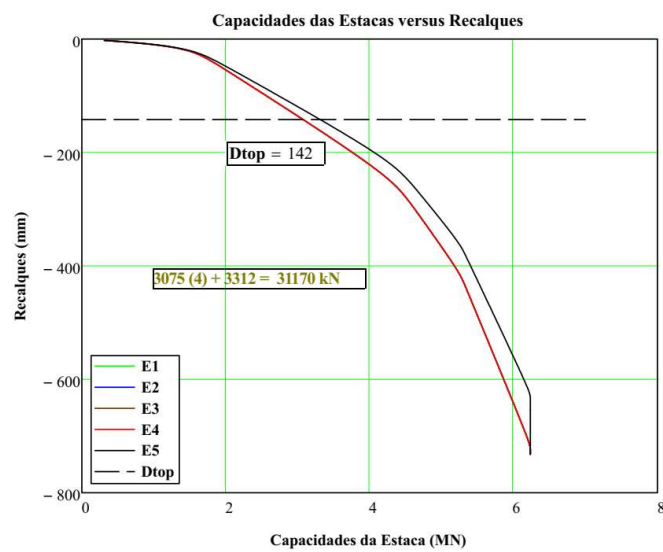
O Gráfico 5 mostra o comportamento das estacas e do solo. Pode-se observar distintas fases decorrentes do esgotamento da capacidade de carga ao atrito e de ponta, sequencialmente, dos dois tipos de estacas, a central e as demais, observando que a estaca central inicia cada fase primeiro. Para um coeficiente de segurança ao colapso de 2,00, o deslocamento do topo do bloco é de 142 mm. Uma ordem de grandeza superior ao Exemplo 2b.

Tabela 5 - Dados Da Argila Mole

Número da camada (n)	Espessura (m)	Solo	τ_f (kPa)	a (kPa)	b (1/m)	
1	0-9.15	Argila Siltosa	35.1	42.9	194.2	
2	9.15-12.45	Argila Mole	20.0	24.0	100.0	$G = 0.7 \text{ GPa}$
3	12.45-17.25	Argila Mole	20.0	24.0	100.0	$a_b = 1.350$
4	17.25-27.46	Argila Mole	20.0	24.0	100.0	$b_b = 150$
5	27.46-35.50	Argila Mole	20.0	24.0	100.0	
6	35.50-47.60	Silte	62.1	75.9	608.7	

Fonte: **BOOYANTEE & LAI (2017) modificado**

Gráfico 5 - Bloco De 5 Estacas Perpassando Um Estrato De Solo Mole



Fonte: Do autor

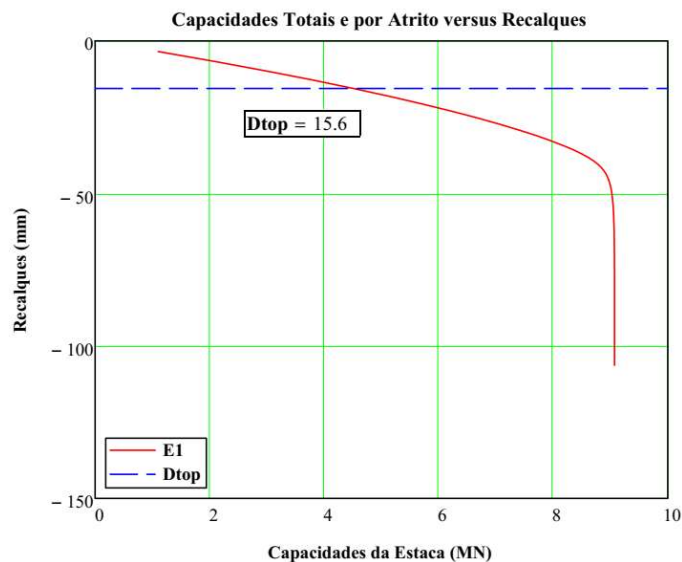
5.3 EXEMPLO 3

Neste exemplo verifica-se a capacidade do algoritmo de trabalhar com a estaca metálica plastificada durante o seu carregamento.

Caso 3a – Estaca metálica isolada

Neste terceiro caso, é feita a análise de apenas uma estaca metálica e tubular, com diâmetro externo de 800 mm e espessura de 20 mm , com os demais dados do Exemplo 2a. O módulo de elasticidade da estaca é tomado como 200 GPa . O deslocamento para um coeficiente de segurança de 2.00 é de 15.6 mm , com a carga última da estaca em 9.070 kN de capacidade. O Gráfico 6 mostra o diagrama Recalque-Carga.

Gráfico 6 - Uma Estaca Metálica Trabalhando Elasticamente



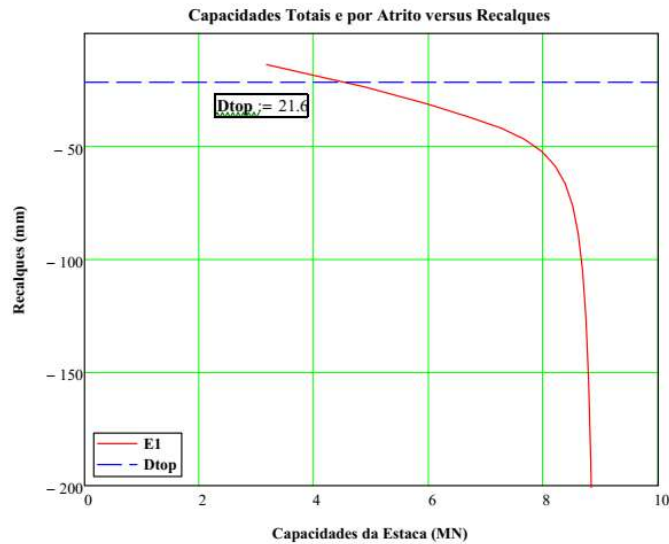
Fonte: Do autor

Caso 3b – Estaca metálica isolada com efeito de escoamento

A espessura do tubo agora foi diminuída para 10 mm com o objetivo de escoar o aço imediatamente antes de o solo esgotar a sua capacidade. O deslocamento para um coeficiente de segurança de 2.00 relativa à capacidade total da estaca atingiu 21.6 mm . A capacidade da estaca é esgotada antes de a capacidade geotécnica do solo ser atingida, levando o deslocamento do topo da estaca a valores muito altos e inadmissíveis. A capacidade da estaca

é ligeiramente menor, com 9.066 kN , com carga em serviço e com o mesmo coeficiente do Exemplo 3a, o deslocamento é de 21.6 mm . O Gráfico 7 mostra o diagrama Recalque-Carga.

Gráfico 7 - Uma Estaca Metálica Trabalhando Escorada

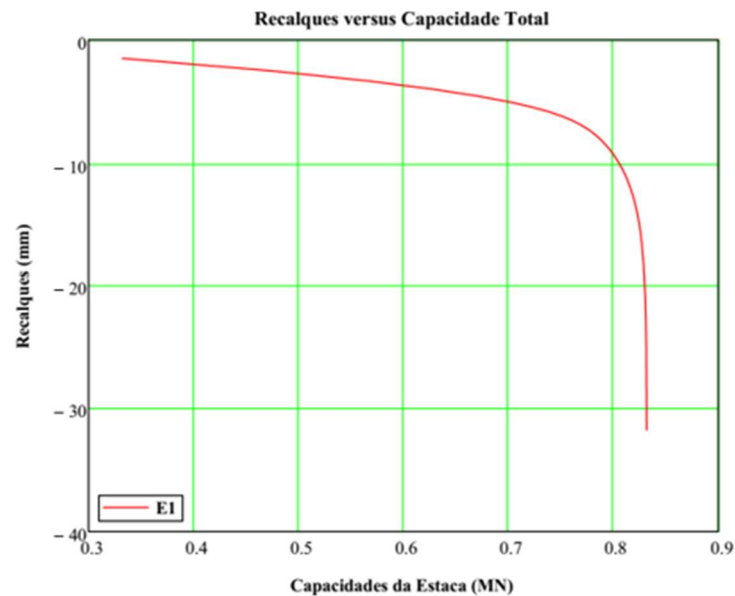


Fonte: Do autor

5.4 EXEMPLO 4

Este exemplo consiste em um ensaio de um bloco rígido de 3×3 estacas, descritas por O'NEILL *et al.* (1982), em uma argila rígida e superconsolidada. A configuração de ensaio consiste em 11 estacas metálicas, tubulares, e com extremidades fechadas, dispostas como na Figura 12. Duas estacas adicionais às do bloco foram cravadas lateral e simetricamente, distantes 3.7 m da estaca central. As estacas possuíam um diâmetro externo de 274 mm com 9.3 mm de espessura. As estacas da periferia do bloco foram cravadas com distância de 3 diâmetros. As duas estacas afastadas e o bloco foram carregados até o colapso. A resistência última não drenada ao cortante varia linearmente de 19 kPa na superfície até 93 kPa na base da estaca, com uma resistência de ponta última de 130 kN . O módulo de elasticidade transversal do solo foi de 195 KPa , e o módulo de elasticidade longitudinal da estaca foi tomado como 210 GPa .

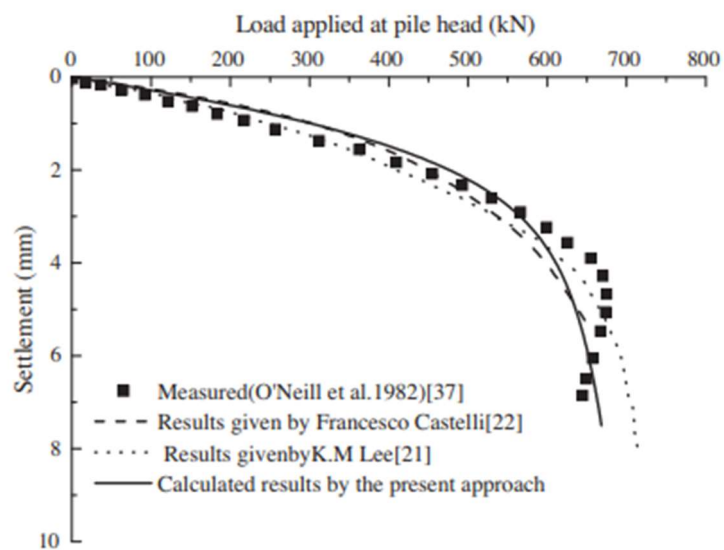
Gráfico 8 - Análise De Uma Estaca Isolada



Fonte: Do autor

Caso 4b

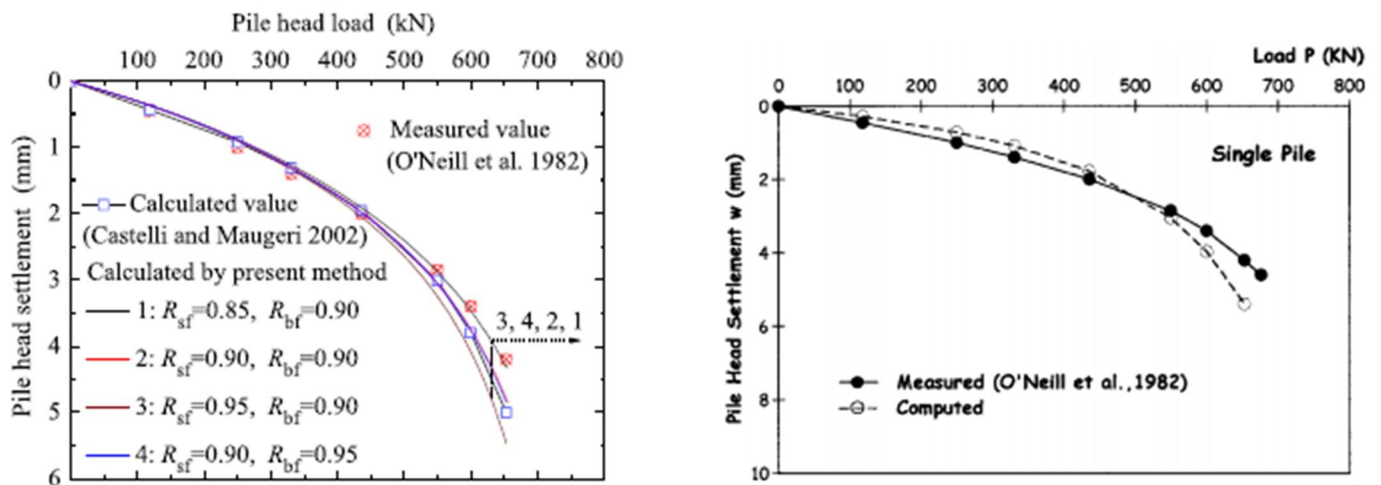
Os resultados de **WANG *et al.* (2012, Figura 11a)** e os resultados experimentais estão na Figura 13, junto com os resultados de **CASTELLI e MAUGERI (2002)**.

Figura 13 - Resultados Experimentais E Os De Wang *Et Al.* (2012)

Fonte: **WANG *et al.*, 2012**

Os resultados de **ZHANG *et al.* (2016, Figura 6)** estão na Figura. 14, para distintos pares de valores de R e R_b , em conjunto com os resultados experimentais, e superpostos aos de **CASTELLI e MAUGERI (2002)**, como também, os resultados descritos pelo próprio artigo de **CASTELLI e MAUGERI (2002, Figura 4)**, juntos com os resultados experimentais.

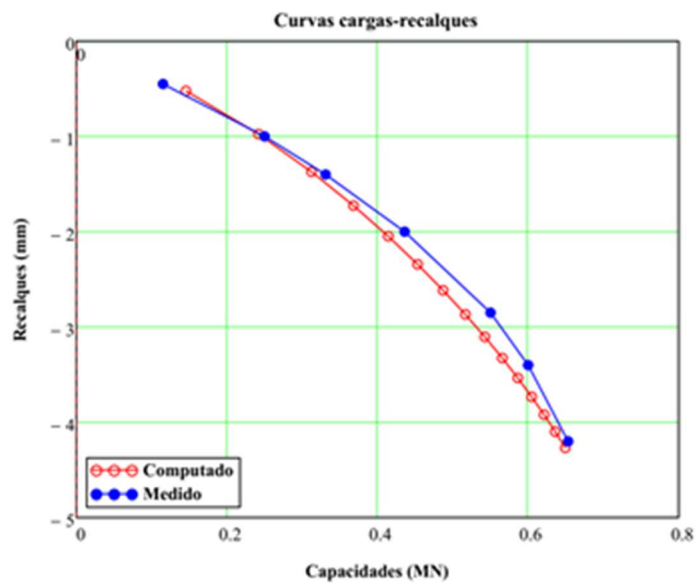
Figura 14 - À Esquerda, Os Resultados Experimentais E Os De **Zhang *Et Al.* (2016)**. À Direita, Os Resultados Descritos No Artigo De **Castelli E Maugeri (2002)**, Frente Aos Resultados Experimentais



Fonte: **ZHANG *et al.*, 2016; CASTELLI & MAUGERI, 2002**

Os resultados deste trabalho estão no Gráfico 9. Estes resultados não levam em conta os efeitos das demais estacas por não ter sido indicado qual estaca foi ensaiada. Possivelmente, uma estaca influenciada pelas demais dado que possui deslocamentos inferiores à nossa estaca.

Gráfico 9 - Resultados Experimentais E Deste Trabalho, Para Uma Amplitude De Deslocamentos Constante Nas Referências Acessíveis

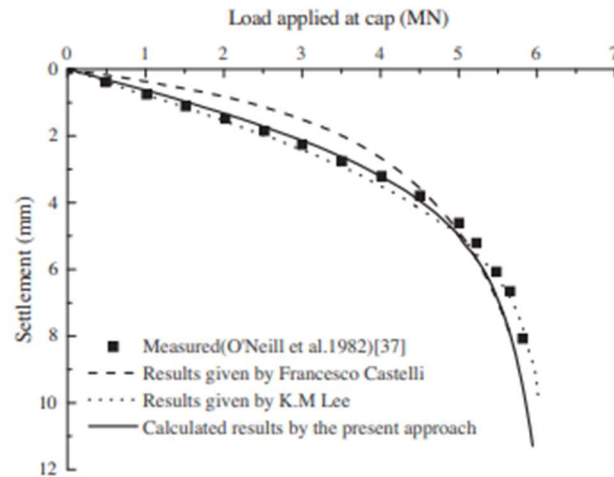


Fonte: Do autor

Caso 4c

Seguem-se os resultados para o bloco com 3×3 estacas, levando em conta a influência de todas as demais estacas do conjunto de 11 estacas. Os resultados de **WANG *et al.* (2012, Figura 11b)** estão na Figura 15.

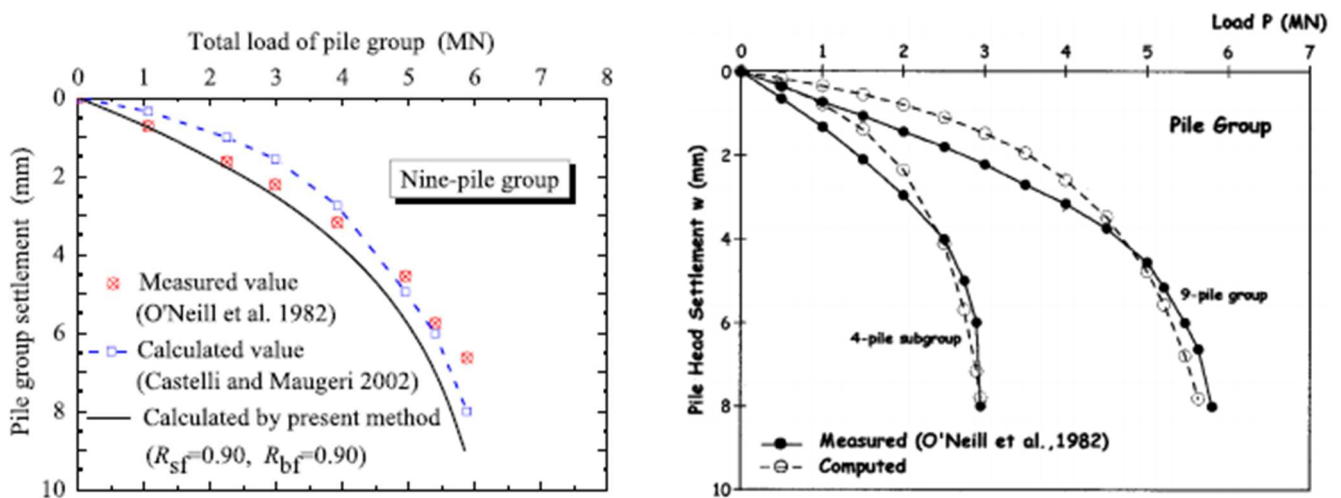
Figura 15 - Resultados Experimentais E Os De Wang *Et Al.* (2012, Figura 11b)



Fonte: WANG *et al.*, 2012

Os resultados de ZHANG (2016, Figura 8) estão na Figura 16, em conjunto com o de CASTELLI e MAUGERI (2002), como também, apresenta os resultados fornecidos pelo próprio artigo de CASTELLI e MAUGERI (2002).

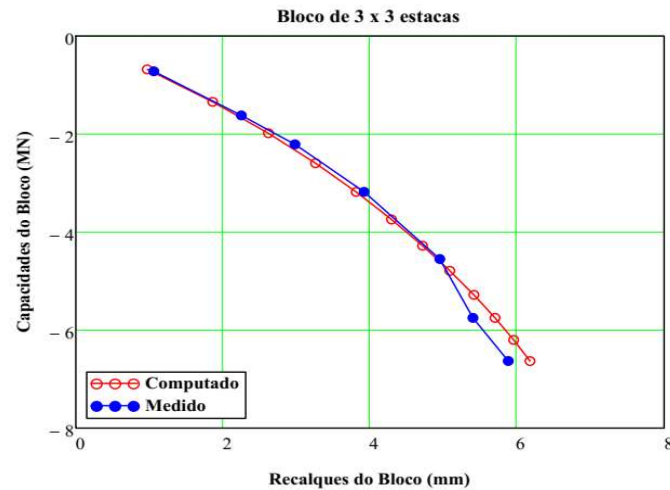
Figura 16 - À Esquerda, Os Resultados Experimentais E Os De Zhang *Et Al.* (2016, Figura 8). À Direita, Os Resultados Experimentais E Os De Castelli E Maugeri (2002, Figura5)



Fonte: ZHANG *et al.*, 2016; CASTELLI & MAUGERI, 2002

Este trabalho utilizou os parâmetros originais e resultados tabelados em **CASTELLI e MAUGERI (2002)** com os quais obteve os resultados do Gráfico 10.

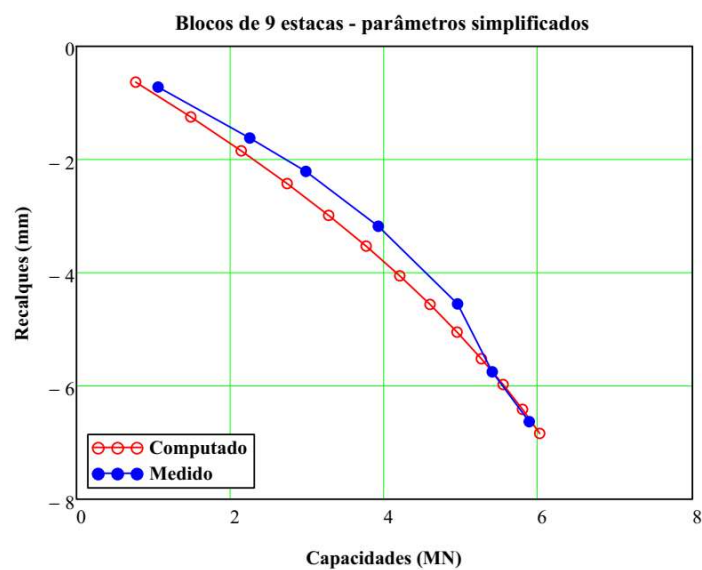
Gráfico 10 - Resultados Experimentais E Os Desse Trabalho



Fonte: Do autor

WANG *et al.* (2012) utilizou apenas uma camada com um único valor para os parâmetros do solo. Utilizando os parâmetros de solo utilizados por ele, obtivemos os resultados do Gráfico 11. Ele utilizou o valor $b = 1089 \text{ m}^{-1}$, constante para todos os estratos, os demais dados são idênticos ao do problema anterior.

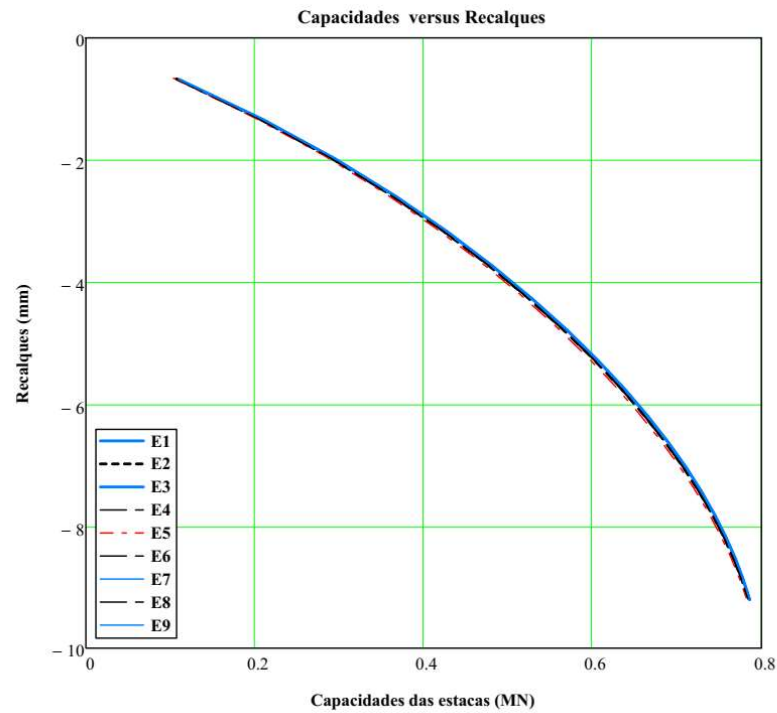
Gráfico 11 - Resultados Experimentais E Os Desse Trabalho Com Dados De **Wang *Et Al.* (2002)**



Fonte: Do autor

É interessante registrar os resultados individuais das estacas do bloco levando em conta todas as 11 estacas. Os resultados estão apresentados no Gráfico 12.

Gráfico 12 - - Resultados Individuais Das Estacas Do Bloco. A Estaca Central Nesta Figura É A Estaca E5



Fonte: Do autor

6 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou um método incremental-iterativo de transferência de carga não linear entre estaca e solo, como uma função exponencial do deslocamento permanente do solo, para a análise e projeto de estacas e blocos de estacas. Método este que foi validado por resultados de ensaios de prova de carga com acurácia igual ou melhor do que alguns dos mais recentes da literatura.

O método é implementado com controle de deslocamentos da ponta da estaca. A determinação da componente permanente do deslocamento da estaca em função do deslocamento elástico do solo, das deformações não lineares do material da estaca, foi demonstrada por um processo iterativo chamado método de Newton-Raphson modificado.

O método também se presta à determinação das cargas das estacas e dos seus blocos de coroamento, dada a história dos recalques no tempo. Presta-se também ao projeto integrado de todos os blocos de coroamento da obra. Além disso, pode ser utilizado no processo de retroanálise para a determinação das tensões de cisalhamento entre estaca e solo provindos de uma prova de carga.

Os objetivos do trabalho foram atingidos, fornecendo também uma ferramenta para uso em outras situações além das inicialmente planejadas.

Tudo indica que o método de Newton-Raphson modificado deva ser substituído pelo método de Newton-Raphson ou por um método de ordem superior para melhorar a eficiência na determinação das componentes permanentes dos deslocamentos nos diversos segmentos da estaca.

O método pode ser bastante melhorado se forem incorporadas a reologia do solo e da estaca. Embora o método tenha sido implementado em uma linguagem interpretada, para a análise integrada da fundação, como sugerida no texto, será de grande valia implementar o método em uma linguagem compilada.

Seria de grande interesse a implementação da descarga da fundação para controle de prova de cargas de estacas. Para isso o algoritmo precisa sofrer algumas modificações na sua estratégia, em particular nas técnicas de manutenção do deslocamento permanente nessa descarga.

O método foi implementado para cargas axiais. Entretanto, a consideração de momentos no topo do bloco pode ser feita pós processamento. Muito importante seria incorporar, também, as cargas laterais. Embora o problema de estacas e blocos seja um problema geometricamente linear, a incorporação de cargas laterais leva a um acúmulo de deformações permanentes em uma mesma região, sugerindo que o problema deva ser resolvido de forma acoplada.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131/1992**: Prova de Carga Estática.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122/2019**: Projeto e Execução de Fundações.

ALONSO, Urbano R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 2ª Edição. São Paulo. Blucher, 2012.

BOONYATEE, Tirawat; LAI, Van Qui. **A Non-linear Load Transfer Method for Determining the Settlement of Piles Under Vertical Loading**. International Journal of Geotechnical Engineering. Thailand, p. 1-14, December 2017.

BOWLES, Joseph E. **Foundation Analysis and Design**. 5th Edition. Peoria, Illinois. The McGraw-Hill Companies, 1997.

CASTELLI, Francesco; MAUGERI, Michele. **Simplified Nonlinear Analysis for Settlement Prediction of Pile Groups**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. P. 1-9, January, 2002.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas: Projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

COVIGLIONE, Gabriel; REIS, Jeselay. **Uso de Modelo de Transferência de Carga na Interpretação de Prova de Carga Instrumentada em Estaca Escavada de Grande Diâmetro em Araquari-SC**. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, p. 1 – 9, 2018.

COVIGLIONE, Gabriel Trindade. **Interpretação de Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas Usando Modelos de Transferência de Carga**. Título de Mestre em Engenharia Civil. Universidade Estadual de Maringá, p. 30, fevereiro/2018.

FELLENIUS, Bengt H. **Discussion of “A Simplified Nonlinear Approach for Single Pile Settlement Analysis”**. NRC Research Press. Sidney, Canada, p. 1-3, February 2013.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns Aspectos dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Múltiplos Andares com Fundação Profunda**. Título de Mestre em Engenharia das Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, p.14, 2000.

KHOURI, Magid Elie. **Contribuição Ao Projeto de Pilares de Pontes de Concreto Armado com Consideração das Não-Linearidades Física e Geométrica e Interação Solo-Estrutura**. Doutorado em Engenharia das Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, p.9, 2001.

MOSHER, Reed L.; DAWKINS, William P. **Theoretical Manual for Pile Foundations**. U.S. Army Engineer Research and Development Center. Washington,DC, p. 1-76, November, 2000.

MOTA, Magnólia Maria C. **Interação Solo-Estrutura em Edifícios com Fundação Profunda: Método Numérico e Resultados Observados no Campo**. Doutorado em Engenharia das Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, p.33, 2009.

REESE, Lymon C.; ISENHOWER, William M.; WANG, Shin-Tower. **Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2006.

REESE, Lymon C.; IMPE, William Van. **Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading**. 2nd Edition. London, UK. Taylor & Francis Group, 2011.

SHEIL, Brian B.; MCCABE, Bryan A. **Reply to Discussion by Zhang, Feng, Lie and Zhang on “An Analytical Approach for the Prediction of Single Pile and Pile Group Behavior in Clay”**. Computers and Geotechnics. Ireland, p.1-2, 2016.

SOCIETY, Canadian Geotechnical. **The Canadian Foundation Engineering Manual**. 4th Edition. Canada, 2006.

WANG, Zhongjin; XIE, Xinyu; WANG, Jinchang. **A New Nonlinear Method for Vertical Settlement Prediction of a Single Pile and Pile Groups in Layered Soils**. Computers and Geotechnics. China, p. 1-9, June 2012.

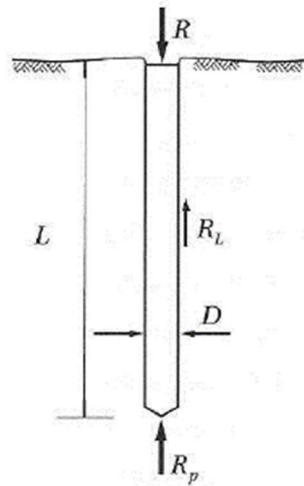
ZANG, Qian-qing; LIU, Shan-wei; ZANG, Shin-min; ZANG, Jian; WANG, Kang. **Simplified Nonlinear Approaches for Response of a Single Pile and Pile Groups Considering Progressive Deformation of Pile-Soil System**. Soils and Foundations. China, p. 1-12, February 2016.

APÊNDICE A – MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

O método **AOKI-VELLOSO (1975)** tem sido comparado aos resultados de provas de carga realizadas em regiões ou formações geotécnicas específicas. Portanto, esta deve ser a tendência no uso do método: manter sua formulação geral, mas substituir as correlações originais, abrangentes, por correlações regionais, que tenham validade comprovada.

Este método, com base nos resultados semi-empíricos, estima a capacidade de carga de uma estaca através da resistência de ponta, R_p , e das tensões de cisalhamento ao longo do fuste, R_L , como ilustrado na Figura 17. Inicialmente foi concebido com base nos ensaios de penetração estática CPT, mas através da correlação podem ser utilizados os dados do índice à penetração dinâmica SPT, o mais empregado na atualidade.

Figura 17 - Parcelas De Resistência Que Constituem A Capacidade De Carga



Fonte: José Carlos | Nelson Aoki, 2010, p.12

De acordo com a Figura 17, temos:

$$R = R_L + R_p \quad (A.1)$$

com as parcelas de resistência lateral (R_L) e de ponta (R_p) dadas, respectivamente, por:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta L) \quad (A.2)$$

e

$$R_p = r_p A_p \quad (A.3)$$

ou seja, a capacidade de carga (R) igual a

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p \quad (A.4)$$

em que r_L e r_p são incógnitas geotécnicas.

Essas incógnitas são inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estáticas CPT, por meios dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral (f_s):

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (A.a)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (A.b)$$

tendo F_1 e F_2 como fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo), como também, a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Contudo, no Brasil o CPT não é largamente empregado quanto o SPT, então o valor da resistência de ponta (q_c) pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}):

$$q_c = K N_{SPT} \quad (A.5)$$

K depende do tipo de solo.

Essa troca possibilita exprimir também o atrito lateral em função de N_{SPT} , com utilização da razão de atrito (α):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (A.6)$$

Logo:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad (A.7)$$

tendo α em função do tipo de solo.

A partir do tipo de solo, conhecido pela sondagem SPT, o método AOKI-VELLOSO infere o valor da razão de atrito, como apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 - Coeficiente K E Razão De Atrito α

<i>Solo</i>	<i>K (MPa)</i>	<i>α (%)</i>
Areia	1.00	1,4
Areia siltosa	0.80	2,0
Areia siltoargilosa	0.70	2,4
Areia argilosa	0.60	3,0
Areia argilossiltosa	0.50	2,8
Silte	0.40	3,0
Silte arenoso	0.55	2,2
Silte arenoargiloso	0.45	2,8
Silte argiloso	0.23	3,4
Silte argiloarenoso	0.25	3,0
Argila	0.20	6,0
Argila arenosa	0.35	2,4
Argila arenossiltosa	0.30	2,8
Argila siltosa	0.22	4,0
Argila siltoarenosa	0.33	3,0

Fonte: José Carlos | Nelson Aoki, 2010, p.25

Tabela 7 - Fatores De Correção F_1 E F_2

<i>Tipo de estaca</i>	<i>F_1</i>	<i>F_2</i>
Franki	2.50	5.0
Metálica	1.75	3.5
Pré-moldada	1.75	3.5

Fonte: José Carlos | Nelson Aoki, 2010, p.25

Para estacas escavadas, a prática de projeto acabou incorporando os valores de $F_1 = 3.0$ e $F_2 = 6.0$, propostos por AOKI e ALLONSO (1991).

E, finalmente, para estacas do tipo raiz, hélice contínua e ômega, **VELLOSO & LOPES (2002)** recomendam $F_1 = 2.0$ e $F_2 = 4.0$. Essas modificações estão relacionadas na Tabela 8.

Tabela 8 - Fatores De Correção F_1 E F_2 Atualizados

<i>Tipo de estaca</i>	<i>F_1</i>	<i>F_2</i>
Franki	2.50	$2F_1$
Metálica	1.75	$2F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	$2F_1$
Escavada	3.0	$2F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2.0	$2F_1$

Fonte: **José Carlos | Nelson Aoki, 2010, p.26**

APÊNDICE B – EQUAÇÕES DE CAPACIDADE DE CARGA

Atualmente não existe nenhum método para a menção da capacidade de carga última de uma fundação que não seja uma estimativa. **VESIC (1973)** tabulou 15 soluções teóricas desde 1940 e omitiu, pelo menos, um dos métodos mais populares em uso atual.

Há poucas verificações experimentais de qualquer método, exceto usando a sapata como modelo. Usando modelos com $B = 25 \text{ a } 75 \text{ mm}$ x $L = 25 \text{ a } 200 \text{ mm}$ são mais populares uma vez que o desenvolvimento da carga “última” pode ser preparado em uma reduzida caixa de solo no laboratório, usando máquinas de compressão da ordem de 400 kN de capacidade.

Abaixo serão detalhados, pelo menos, três métodos de cálculo para encontrar os fatores N_i . Fatores estes presentes nas Equações (3.7), (3.9) ou (3.10) onde é possível encontrar a resistência de ponta final de uma estaca isolada, P_{pu} . A Figura 18 fornece a representação dos modelos utilizados.

1. **TERZAGHI (1943)** – ver a Tabela 9 para valores típicos e valores de $K_{p\gamma}$.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (B.1)$$

onde:

$$N_q = \frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

Para:	<i>strip</i>	<i>round</i>	<i>square</i>
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Tabela 9 - Fatores De Capacidade De Ponta Para As Equações De Terzaghi
Os Valores De N_γ Para ϕ De 0, 34 E 48° São Os Valores Originais E Utilizados Para Calcular K_{py}

ϕ , grau	N_c	N_q	N_γ	K_{py}
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

Fonte: J. Bowles, 1997, p.222

2. **MEYERHOF (1963)** – ver Tabela 10 para fatores de forma, profundidade e inclinação.

Para carga vertical: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5B'N_\gamma s_\gamma d_\gamma$ (B.2)

Para carga inclinada: $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma$ (B.3)

onde:

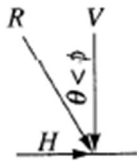
$$N_q = e^{\pi \tan \phi \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Tabela 10 - Fatores De Forma, Profundidade E Inclinação Para Equações De Capacidade De Carga Pontual De Meyerhof (B.2) E (B.3)

Fatores	Valores	Para
Forma	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Qualquer ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profundidade	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Qualquer ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclinação	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2$	Qualquer ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$	$\phi > 10^\circ$
	$i_\gamma = 0 \text{ para } \theta > 0$	$\phi = 0$



Onde $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

θ = ângulo da resultante R mensurado a partir da vertical sem sinal; Se $\theta = 0$, todos $i_i = 1.0$

B, L, D = definidos previamente

Fonte: J. Bowles, 1997, p.222

3. **HANSEN (1970)** – ver Tabelas 11, 12 e 13 para fatores de forma, profundidade e outros fatores.

Geral:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (B.4)$$

Quando $\emptyset = 0$

$$\text{Use} \quad q_{ult} = 5.14 s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c + b'_c - g'_c) + \bar{q}$$

$$N_q = \text{mesmo que Meyerhof}$$

$$N_c = \text{mesmo que Meyerhof}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \emptyset$$

4. **VESIC (1973, 1975)** – ver Tabelas 11, 12 e 13 para fatores de forma, profundidade e outros fatores. Usar a equação de Hansen acima.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad (B.4a)$$

onde:

$$N_q = \text{mesmo que Meyerhof}$$

$$N_c = \text{mesmo que Meyerhof}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \emptyset$$

Tabela 11 - Fatores De Forma E Profundidade Usados Nas Equações De Capacidade De Carga De Hansen Ou Vesic. Usar s'_c e d'_c Quando $\phi = 0$ Apenas Para Equação De Hansen. Subscritos H, V Para Hansen E Vesic, Respectivamente.

Fatores de forma	Fatores de profundidade
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \phi = 0^\circ$ $s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$ $s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q B}{N_c L}$ $s_c = 1.0$ para sapata corrida	$d'_c = 0.4k \quad \phi = 0^\circ$ $d_c = 1.0 + 0.4k$ $k = D/B \text{ para } D/B \leq 1$ $k = \tan^{-1}(D/B) \text{ para } D/B > 1$ k em radianos
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$ $s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$ para todo ϕ	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$ k definido acima
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$ $s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00 \quad \text{para todo } \phi$

Fonte: J. Bowles, 1997, p.226

Tabela 12 - Tabela De Fatores De Inclinação, Solo E Base Para As Equações De **Hansen (1970)**. Usar s'_c e d'_c Quando $\phi = 0$ Apenas Para Equação De Hansen. Subscritos H, V Para Hansen E Vesic, Respectivamente. Ver A Tabela 13 Para Equações Equivalentes De Vesic.

Fatores de inclinação	Fatores de solo (base inclinada)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
$2 \leq \alpha_1 \leq 5$	Fatores de base (base inclinada)
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad \phi = 0$
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad \phi > 0$
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b_q = e^{-2\eta \tan \phi}$
	$b_\gamma = e^{-2.7\eta \tan \phi}$
	η em radianos

Fonte: **J. Bowles, 1997, p.226**

Tabela 13 - Tabela De Fatores De Inclinação, Solo E Base Para As Equações De Capacidade De Carga De Vesic (1973, 1975b). Ver As Notas Abaixo E Consultar O Esboço Para Identificação Dos Termos.

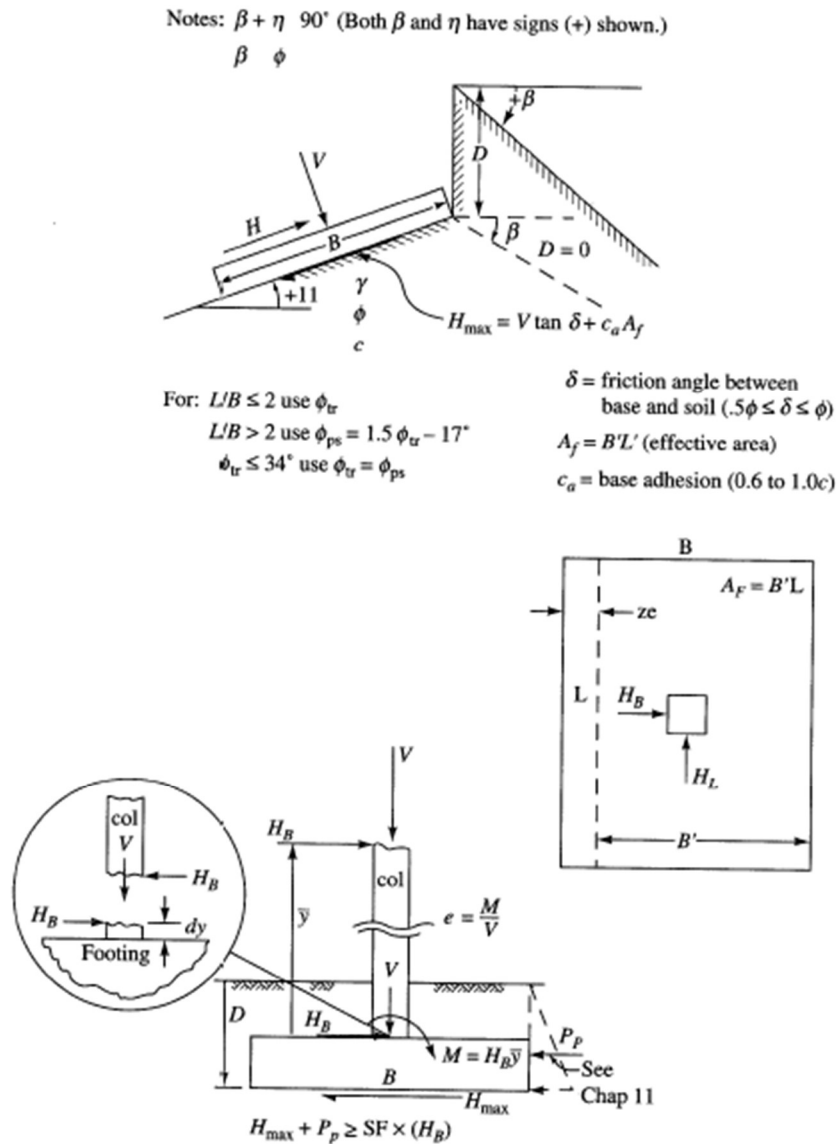
Fatores de inclinação	Fatores de solo (base inclinada)
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c} \quad \phi = 0$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta \text{ em radianos}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \phi > 0$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
$i_q \text{ e } m \text{ definidos abaixo}$	$i_c \text{ definido com } i_c$
$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	Fatores de base (base inclinada)
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b'_c = g'_c \quad \phi = 0$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Notas:

- Quando $\phi = 0$ (e $\beta \neq 0$) usar $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$ no termo N_γ .
- Calcule $m = m_b$ quando $H_i = H_B$ (H paralelo à B) e $m = m_L$ quando $H_i = H_L$ (H paralelo à L). Se você tiver H_B e H_L use $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Observe o uso de B e L , e não B' e L' .
- Consultar o esboço (Figura 19) e as tabelas B3.a, b para a identificação dos termos.
- Os termos N_c , N_q e N_γ são identificados nos 4 tópicos acima.
- Vesic sempre utiliza a equação (B.4a) para capacidade de carga apresentada no tópico 4 (usa B' no termo N_γ quando $H_i = H_L$).
- Termo $H_i \leq 1.0$ para calcular i_q, i_γ (sempre).
-

Fonte: J. Bowles, 1997, p.227

Figura 19 – Esboço De Referência Para Os Termos Das Tabelas 11, 12 E 13



Fonte: J. Bowles, 1997, p.227

As equações de Terzaghi, as primeiras a serem propostas, têm sido amplamente utilizadas. Devido à facilidade do uso (não é necessário calcular os fatores extra de forma, profundidade etc.) elas ainda são utilizadas – provavelmente mais do que deveriam. Elas são adequadas apenas para sapatas com carga concêntrica em solo horizontal. Não são aplicadas para sapatas com cisalhamento horizontal e/ou momento ou bases inclinadas.

Os métodos de Meyerhof e Hansen são amplamente utilizados. O método de Vesic não tem sido muito utilizado. Como visto anteriormente, há pouca diferença entre os métodos de Hansen e Vesic.

Diante dessas informações, pode-se sugerir o seguinte uso das equações:

Use	Melhor para
Terzaghi	Solos muito coesivos quando $D/L \leq 1$ ou para uma estimativa rápida de q_{ult} para comparar com outros métodos. Não utilizar para sapatas com momentos e/ou forças horizontais ou para bases e/ou solos inclinados.
Hansen, Meyerhof, Vesic	Qualquer situação que se aplique, dependendo da preferência ou familiaridade do usuário com um método específico.
Hansen, Vesic	Quando a base é inclinada; quando a sapata está inclinada ou quando $D/L > 1$.

É uma boa prática utilizar pelo menos dois métodos e comparar os valores computados de q_{ult} . Se os dois valores não compararem bem, utilize um terceiro método.

APÊNDICE C – MÉTODOS PARA ESTIMAR A RESISTÊNCIA LATERAL DE UMA ESTACA

MÉTODO α

Um método geral para resistência lateral do eixo da estaca, proposto inicialmente por TOMLINSON (1971) é:

$$f_s = \alpha c + \bar{q}K \tan \delta \quad (\text{unidades de } c, \bar{q}) \quad (C.1)$$

que inclui, tanto adesão (αc), quanto atrito. A equação (C.1) não é muito utilizada nesta forma geral, mas simplesmente como:

$$f_s = \alpha c \text{ ou } \alpha S_u \quad (C.1a)$$

onde,

α = coeficiente mostrado no Gráfico 13;

c = coesão média (ou S_u) para o estrato do solo de interesse;

$\bar{q}$ = média da tensão efetiva vertical $\gamma_s z_i$ no elemento ΔL ;

K = coeficiente da pressão lateral da terra, variando de K_o até 1,75, dependendo do volume deslocado, densidade inicial do solo etc. O autor encontrou o seguinte:

$$K = \frac{K_a + F_w K_o + K_p}{2 + F_w}$$

Os valores de K_i são definidos em outro capítulo da literatura e F_w = fator de ponderação para K_o variando de 1 para mais.

δ = ângulo de atrito efetivo entre o solo e o material da estaca (usa quaisquer dos valores da Tabela 14 ou $\phi' = \text{valor efetivo}$); usa-se $\delta = 0$ quando $\phi = 0^\circ$.

Calcular K_o e ajustar para OCR utilizando as equações abaixo:

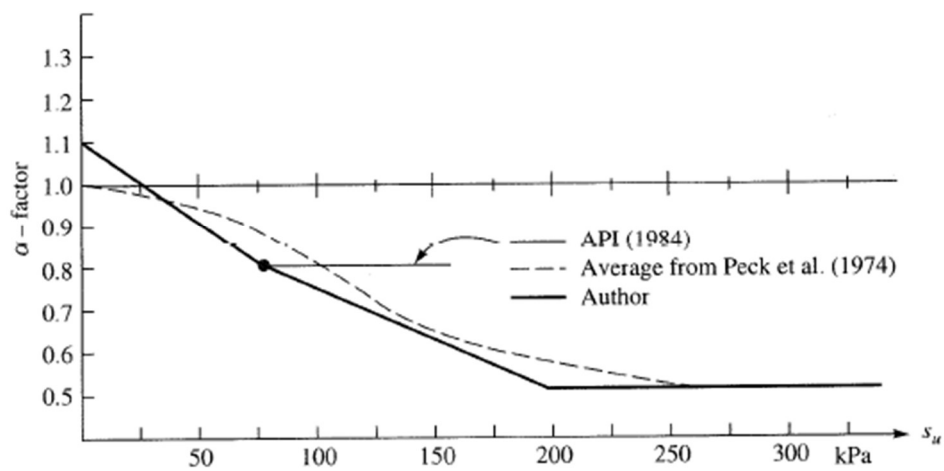
$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (C.2)$$

$$K_{o,OCR} = K_{o,nc} \times OCR^n \quad (C.3)$$

onde, $n = f(\text{teste}, \text{solo}, \text{local})$ com um valor variando numa faixa de 0,25 a 1,25. Para areias super consolidadas, n pode ser estimada conforme o Gráfico 14. Para solos coesivos, **WROTH e HOULSBY (1985)** sugeriu n como a seguir:

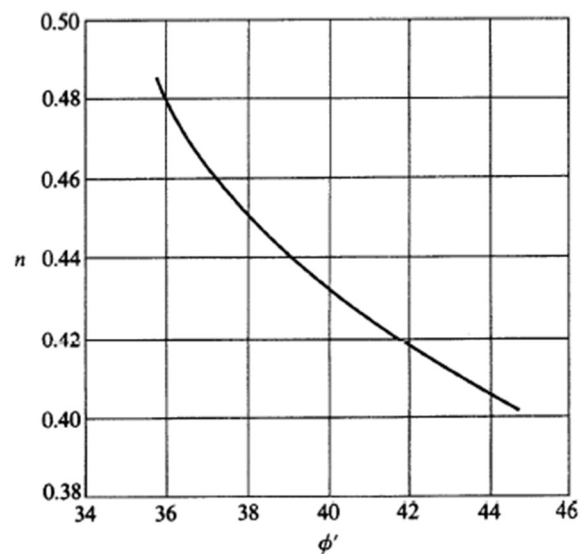
$$\begin{cases} n = 0,42 & (\text{baixa plasticidade } I_p < 40\%) \\ n = 0,32 & (\text{alta plasticidade } I_p > 40\%) \end{cases}$$

Gráfico 13 - Relação Entre O Fator α De Adesão E A Força De Cisalhamento Não Drenada s_u



Fonte: J. Bowles, 1997, p. 899

Gráfico 14 - Expoente n Para Areias



Fonte: J. Bowles, 1997, p. 42

Tabela 14 - Ângulo De Atrito δ Entre Os Vários Tipos De Materiais De Fundação E O Solo/Rocha

Interface materials	Friction angle, δ , degrees†
Mass concrete or masonry on the following:	
Clean sound rock	35°
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	ϕ
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	ϕ
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	ϕ
Fine sandy silt, nonplastic silt	ϕ
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	ϕ
Medium stiff and stiff clay and silty clay	ϕ
Steel sheet piles against the following:	
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22°
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17
Silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	14
Fine sandy silt, nonplastic silt	11
Formed concrete or concrete sheetpiling against the following:	
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	22–26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17–22
Silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	17
Fine sandy silt, nonplastic silt	14
Various structural materials	
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:	
Dressed soft rock on dressed soft rock	35°
Dressed hard rock on dressed soft rock	33
Dressed hard rock on dressed hard rock	29
Masonry on wood (cross grain)	26
Steel on steel at sheet-pile interlocks	17
Wood on soil	14–16‡

Fonte: J.Bowles, 1997, p.619

O Instituto Americano de Petróleo (1984) também sugere o uso do método α , com os fatores mostrados no Gráfico 13, para argilas normalmente consolidadas. Também recomenda não mais que 50kPa para $OCR > 1$ ou grandes proporções de $\frac{L}{B}$.

SLADEN (1992) obteve uma equação para calcular α baseada diretamente na força de cisalhamento não-drenada, s_u , e na tensão efetiva da sobrecarga, $\bar{q}$. Seus formatos estão apresentados a seguir:

$$f_s = \alpha s_u = \bar{q} \tan \delta \quad e \quad \bar{q}h = kK_{o,nc}\bar{q}$$

$$K_{o,oc} = \frac{\bar{q}h}{q} = K_{o,nc} \times OCR^n \quad [ver \text{ equação } (C.2)]$$

$$s_u = A\bar{q}(OCR^m) \text{ e } m \approx 1 - \frac{C_s}{C_c}$$

onde,

C_s, C_c = índices de compressão;

$A = \frac{s_u}{p'_{o}}$ (valores normalmente consolidados);

$k > 1$ = para estacas cravadas $k < 1$ para estacas perfuradas

Fazendo as substituições para f_s, q_h e s_u e resolvendo para α , obtém-se:

$$\alpha = \frac{kK_{o,nc}}{A} \left(\frac{s_u}{Aq} \right)^{\frac{n-m}{m}} \tan \delta \quad (C.3)$$

Esta equação retrata que α depende tanto da tensão da sobrecarga vertical efetiva ($\bar{q}$) quanto da força de cisalhamento não-drenada (S_u).

O Manual Canadense de Engenharia de Fundações (2006) faz uso equivalente da Equação (C.1a) para encontrar o valor de q_s , com algumas observações. Ainda afirma que uma estaca cravada em argila com resistência ao cisalhamento não drenada menor que 100 kPa deriva sua capacidade quase inteiramente da resistência do eixo. É uma prática comum determinar a resistência final do eixo de uma única estaca usando a análise de tensão total. Onde, α varia de 0.5 a 1.0

MÉTODO λ

VIJAYVERIVA e FOCHT (1972) apresentaram um método para obter a resistência lateral de uma estaca em argila super consolidada e reivindicaram uma correlação entre os testes de carga e o projeto na ordem de $\pm 10\%$. O desenvolvimento original foi baseado, principalmente, no teste de carga em estacas. A equação do método tem o seguinte formato:

$$f_s = \lambda(\bar{q} + 2s_u) \text{ unidades de } s_u \quad (C.4)$$

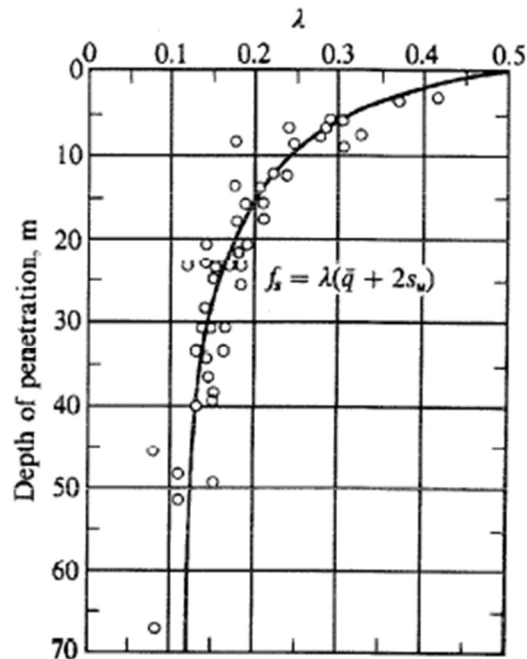
onde,

s_u = força de cisalhamento não-drenada do solo (kPa);

$\bar{q} = \gamma_s z_i$ pressão efetiva da sobrecarga até a profundidade média do segmento da estaca ou $\frac{1}{2}$ da profundidade total;

λ = coeficiente, que pode ser obtido a partir do Gráfico 15, dependente do comprimento da estaca e se aplica à profundidade total de embutimento da estaca.

Gráfico 15 - Dependência Do Coeficiente λ Em Estacas De Penetração



Fonte: J.Bowles, 1997, p.901

O coeficiente λ foi obtido a partir da análise de uma regressão gráfica (*best-fit*) de um gráfico com vários dados de testes de carga em estacas. Se compararmos as equações (C.1) e (C.4), fica evidente que o termo λ inclui tanto os efeitos de α quanto de $K \tan \delta$.

KRAFT et al. (1981a) investigou este método em detalhes e percebeu a importância de alguns pontos:

- O método predispõe a capacidade para estacas quando seus comprimentos L são menores que 15m e, também, em argilas normalmente e super consolidadas; para estacas nessa faixa de comprimento, temos $0.2 \leq \lambda \leq 0.4$;
- O mínimo valor é $\lambda \geq 0.14$;
- A redução em λ parece atribuível aos processos de instalação, o que produz mais danos ao solo nas regiões superiores, uma vez que o eixo da estaca passa por uma

determinada profundidade e há maior probabilidade de movimento lateral, causando separação permanente entre estaca-solo.

Onde estacas longas penetram na argila mole, os valores de λ refletem a média de um único valor e o desenvolvimento de uma resistência lateral limitante, de modo que $\bar{q}$ não aumenta a capacidade da estaca sem vincular.

Este método possui uma deficiência grave, pois assume um valor único de λ para a estaca. O procedimento correto é usar a equação (3.11) com vários elementos.

MÉTODO β

Este método, sugerido por **BURLAND (1973)**, faz as seguintes suposições:

- A remodelagem do solo adjacente à estaca durante a cravação, reduz a interceptação efetiva da tensão de coesão do círculo de Mohr a zero;
- A tensão efetiva que atua na superfície da estaca após a dissipação do excesso da poro-pressão gerada pelo deslocamento de volume é, pelo menos, igual à tensão efetiva horizontal (K_o) antes da instalação da estaca;
- A principal distorção de cisalhamento durante o carregamento da estaca é confinada a uma zona relativamente fina ao redor do eixo da estaca e a drenagem dessa zona ocorre rapidamente durante o carregamento ou já ocorreu no intervalo entre cravação e carregamento.

Com essas suposições, **BURLAND (1973)** desenvolveu uma equação simples [também com o segundo termo da equação (C.1)], escrita como:

$$f_s = K\bar{q} \tan \delta \quad (C.5a)$$

Assumindo $\beta = K \tan \delta$, reescreve-se a equação como:

$$f_s = \beta\bar{q} \quad (C.5b)$$

Desde $\bar{q}$ = pressão efetiva da sobrecarga em z_i , pode-se modificar a equação (C.5b) com uma sobretaxa q_s :

$$f_s = \beta(\bar{q} + q_s) \quad (C.5c)$$

Como dito anteriormente, $\bar{q}$ = tensão vertical média efetiva com variação do comprimento do elemento ΔL . O ângulo de atrito δ pode ser obtido pela Tabela 14 ou estimado por outros meios. Uma vez que é necessário o ângulo ϕ ($\delta = 0$ quando $\phi = 0$), o autor recomenda este método apenas para solos sem coesão.

O coeficiente da pressão lateral da terra, K , pode ser selecionado pelo projetista; contudo, K_0 , conforme definido para uso na Equação (C.1) é comumente utilizado. Uma característica particularmente atraente do método β é que se usarmos $K_0 = 1 - \sin \phi$ e $\delta = \phi'$, o intervalo de β está entre 0.27 e 0.30 na faixa usual de ϕ' (cerca de 25° a 45°). Isto é, quase qualquer estimativa razoável para ϕ' fornece a mesma resistência lateral calculada; contudo, é necessário conferir através de um teste de carga para saber se está correto.

De acordo com o **Manual Canadense de Engenharia de Fundações (2006)**, para solos não coesivos, a expressão q_s [mostrada na Equação (3.3)], em unidades de atrito ao longo do eixo em qualquer profundidade z ao longo da estaca, possui a mesma forma da Equação (C.5a).

O valor de δ depende da rugosidade da superfície da estaca, que depende do material da estaca (aço, concreto, madeira), do tamanho médio das partículas do solo, da pressão normal na interface estaca-solo e do método de instalação. Variando de 0.5 a 1.0. O coeficiente β geralmente varia de 0.20 a 1.5, conforme indicado na tabela abaixo:

Tabela 15 - Faixa Do Coeficiente β

Soil Type	Cast-in-Place Piles	Driven Piles
Silt	0.2 - 0.30	0.3 - 0.5
Loose sand	0.2 - 0.4	0.3 - 0.8
Medium sand	0.3 - 0.5	0.6 - 1.0
Dense sand	0.4 - 0.6	0.8 - 1.2
Gravel	0.4 - 0.7	0.8 - 1.5

Fonte: **Manual Canadense de Engenharia de Fundações, 2006, p.263**

O'NEILL e REESE (1999) indicam que β diminui à medida que o comprimento da estaca perfurada (fundida no local) aumenta nas areias e cascalhos. Os valores na Tabela 15 podem ser considerados valores médios para estacas bastante longas.

O fator de capacidade de carga de base N_t depende da composição do solo em termos de distribuição do tamanho do grão, angularidade e mineralogia dos grãos, densidade natural do solo e outros fatores. As faixas típicas de valores para N_t são fornecidas na Tabela 16:

Tabela 16 - Faixa De Fatores N_t

Soil Type	Cast-in-Place Piles	Driven Piles
Silt	10 – 30	20 – 40
Loose sand	20 – 30	30 – 80
Medium sand	30 – 60	50 – 120
Dense sand	50 – 100	100 – 120
Gravel	80 - 150	150 - 300

Fonte: **Manual Canadense de Engenharia de Fundações, 2006, p.263**

APÊNDICE D – SOLUÇÃO TEÓRICA DE RANDOLPH E WROTH (1979)

Uma solução teórica, portanto, computacionalmente mais rigorosa é sugerida por **RANDOLPH e WROTH (1979)** e, de certa forma, verificada e ampliada por **LEE (1993)**. A Equação também está descrita no **Manual Canadense de Engenharia de Fundações (2006)**, na seção de soluções elásticas contínuas (18.3.1.2, p.282). O cálculo para a estimativa do recalque de uma estaca isolada ΔH_p , com comprimento de embutimento L_p , vale:

$$\Delta H_p = \frac{G'_L r_o}{P} \left(\frac{1 + \frac{4}{n(1-\mu)} \frac{1}{\pi \lambda r_o} \frac{L_p}{r_o} - \frac{\tan h v L_p}{v L_p}}{\frac{4}{n(1-\mu)} + \frac{2\pi}{\xi} \frac{L_p}{r_o} \frac{\tan h v}{v}} \right) \quad (D.1)$$

onde, em unidades consistentes de força e comprimento,

E_p = módulo de elasticidade do material da estaca;

G'_L = módulo de cisalhamento pontual da estaca;

$G'_{L/2}$ = módulo de cisalhamento na profundidade de embutimento $L/2$;

L_p = comprimento de embutimento da estaca;

r_o = raio efetivo da estaca em unidades de L_p . Use o raio real para estacas redondas; para estacas quadradas ou área projetadas de HP, use $r_o = \sqrt{A_p/\pi}$;

$r_m = k \rho L_p (1 - \mu)$, onde $k = 2.5$ para estacas de atrito em solos onde a espessura do estrato $H \geq 3L_p$; $= 2.0$ para $H < 3L_p$;

$r_m = L_p \left(\frac{1}{4} + \left[2\rho(1 - \mu) - \frac{1}{4} \right] \xi \right)$ para estacas de resistência de ponta;

P = carga da estaca (admissível, projetada, última etc.);

$\lambda = E_p / G'_L$;

$v L_p = \frac{L_p}{r_o} \sqrt{\frac{2}{\xi \lambda}}$;

$\rho = \frac{G'_{L/2}}{G'_L}$;

$\xi = \ln(r_m / r_o)$;

$n = r_o / r_{base} = 1$, a menos que $r_{base} > r_o$.

Além da solução teórica que o **Manual Canadense de Engenharia de Fundações (2006)** sugere, há também uma solução empírica.

Para cargas de níveis normais, o recalque de uma estaca pode ser estimado a partir de uma fórmula empírica (**Vesic 1970, 1977**):

$$S = S_p + S_s \quad (D.2)$$

em que

$$S_s = S_{ss} + S_{st} \quad (D.3)$$

onde

S_p = deformação elástica no eixo da estaca;

S_s = recalque do terreno em que a estaca está embutida;

S_{ss} = recalque da estaca causado pela carga transmitida ao longo do eixo da estaca;

S_{st} = recalque da base da estaca causado pela carga transmitida à ponta.

A deformação elástica do eixo da estaca é mostrada por:

$$S_p = (Q_{ta} + \alpha_s Q_{sa}) \frac{L}{A_p E_p} \quad (D.4)$$

onde

Q_{ta} = carga real transmitida à ponta da estaca (devido à carga aplicada);

Q_{sa} = carga real do eixo (devido à carga aplicada);

α_s = depende da distribuição do atrito lateral = 0.5 para distribuição uniforme ou parabólica e 0.67 para distribuição linear;

L = comprimento total da estaca;

A_p = área média da seção transversal da estaca;

E_p = módulo de elasticidade do material da estaca.

Os recalques dos componentes devido à deformação do solo são mostrados a seguir:

$$S_{ss} = C_s \frac{Q_{sa}}{L q_t} \quad (D.3a)$$

$$S_{st} = C_t \frac{Q_{ba}}{d q_t} \quad (D.3b)$$

onde

C_t = coeficiente empírico (valores típicos são mostrados na Tabela 17);

d = diâmetro da estaca; e

$$C_s = 0.93 + 0.16(L/d)^{0.5}$$

Tabela 17 - Valores Típicos Do Coeficiente C_t (Vesic 1977)

Soil Type	Driven Piles	Bored Piles
Sand (dense to loose)	0.02-0.09	0.09-0.18
Clay (stiff to soft)	0.02-0.03	0.03-0.06
Silt (dense to loose)	0.03-0.05	0.09-0.12

Fonte: **Manual Canadense de Engenharia de Fundações, 2006, p.280**

APÊNDICE E – EQUAÇÃO EMPÍRICA DE MEYERHOF (1976)

MEYERHOF (1976) ofereceu algumas equações empíricas para o recalque de grupo de estacas ΔH_g utilizando dados de teste de penetração in situ. Ele calculou o recalque para estaca isolada semelhante ao recalque de uma sapata (ajustada para a profundidade). Embora seja necessária uma estimativa da intensidade da tensão vertical Δq na ponta da estaca.

Pode-se realizar um ajuste da equação de **MEYERHOF (1976)** com o ensaio de penetração padrão (SPT) da seguinte maneira: $q_{ult} = N_{55}B, ft/10$, que no SI tem-se $q_{ult} = N_{55}B, \frac{m}{0.0318} (kPa)$. É usual assumir que a pressão de carga última ocorre com um recalque de $\Delta H = 25mm$. **MEYERHOF (1956)** também sugeriu um fator de profundidade $= 1 + 0.33L_p/D \leq 1.33$. MEYERHOF e outros encontraram mais tarde que esta equação prevê q_{ult} cerca de 50% muito baixo. Fazendo esses ajustes e utilizando o diâmetro da estaca ou largura D , para sapatas largura B , obtém-se a pressão de carga última como:

$$q_{ult} = \frac{N_{55}D}{0.0318} 1.33 \times 1.5 = 62.7N_{55}D, kPa \quad (E.1)$$

Já para a tensão real pontual da estaca, pode-se fazer uma relação para fornecer o ajuste do ponto como:

$$\frac{\Delta H_{pt}, mm}{25, mm} = \frac{\Delta q, kPa}{q_{ult}, kPa} \rightarrow \Delta H_{pt} = \frac{25\Delta q}{62.7N_{55}D}, mm \quad (E.2)$$

Se assumirmos que Δq deve ser cerca de 25% maior que a carga pontual real para permitir uma contribuição de resistência lateral, podemos simplificar a Equação (E.2) para:

$$\Delta H_{pt} = \frac{\Delta q}{2N_{55}D}, mm \quad (E.3)$$

Utilizando o fator de grupo da Equação (3.13) na Equação (E.3) para amplificar o recalque de uma estaca isolada para um valor de grupo:

$$\Delta H_g = \Delta H_{pt}F_g = \frac{\Delta q\sqrt{B/D}}{2N_{55}D}, mm \quad (3.13a)$$

A forma acima pode ser utilizada com unidades do SI, uma vez que seu formato original era em unidades Fps e não havia o termo D , então **MEYERHOF (1976)** utilizou $D = 1$. Os outros termos são definidos a seguir:

B = largura do grupo de estacas (e indiretamente inclui o espaçamento s/D), m;

Δq = pressão vertical na ponta da estaca (não inclui a contribuição de qualquer resistência lateral, como foi feito na simplificação), kPa;

N_{55} = valor médio SPT N_{55} na zona, de aproximadamente, da largura do grupo B acima a $2B$ abaixo das pontas da estaca.

Tanto a solução de **VESIC (1969a, 1977)**, quanto a solução de **MEYERHOF (1976)** são sugeridas pelo **Manual Canadense de Engenharia de Fundações (2006)**, (seção 18.3.2.2, p.284).