



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DANILO SILVA DOS SANTOS

**RECALQUE EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS: análise da interação entre estacas
de um edifício instrumentado do Recife**

Recife
2020

DANILO SILVA DOS SANTOS

**RECALQUE EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS: análise da interação entre estacas
de um edifício instrumentado do Recife**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.

Recife

2020

S237r	Santos, Danilo Silva dos. Recalque em fundações profundas: análise da interação entre estacas de um edifício instrumentado do Recife / Danilo Silva dos Santos. - 2020. 112 folhas, il., gráfs., tabs. Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020. Inclui Referências e Apêndice. 1. Engenharia Civil. 2. Interação entre estacas. 3. Efeito de grupo. 4. Desempenho de fundações. 5. Previsão de recalque. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo (Orientador). II. Título. UFPE 624 CDD (22. ed.) BCTG/2021-146
-------	--

DANILO SILVA DOS SANTOS

**RECALQUE EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS: análise da interação entre estacas
de um edifício instrumentado do Recife**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 23 / 10 / 2020.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Profa. Dra. Bernadete Ragoni Danziger (Examinadora Externa)
Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão (Examinador Externo)
Universidade de Pernambuco

Dedico esse trabalho a meus pais, minha irmã e minha noiva.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, porque Dele, por Ele e para Ele são todas as coisas.

Agradeço a minha família com quem sempre pude contar. Minha mãe Noemia que sempre se dedicou em me ajudar de tantas formas, meu pai Raimundo com seu apoio. À minha irmã Damaris por seu incentivo constante, à Marlon pelo seu apoio e à pequena Beatriz, por alegrar nossa família.

À minha noiva Raquel, por sempre estar comigo desde o começo dessa caminhada, e ao Gabriel seu irmão que dividiu quarto comigo em Recife, e a toda sua família.

Agradeço imensamente ao meu orientador, o Dr. Silvio Romero que seus ensinamentos ultrapassaram a engenharia geotécnica, com toda sua experiência, dedicação, ética e comprometimento. Com certeza levarei esses ensinamentos por toda a vida.

Agradeço ao professor Dr. Alexandre Gusmão por toda sua contribuição seja dos materiais como também de seu próprio conhecimento desde o delineamento do estudo até a defesa.

Agradeço também à Profa. Dra. Bernadete Danzinger por dedicar seu tempo a colaborar com essa pesquisa.

Agradeço ao CNPq pelo auxílio financeiro.

O que me interessa na ciência, seja ela especulativa ou prática, é que
busquemos a verdade para louvor de Deus e utilidade para os homens.
Atribuído a Tomás de Aquino

RESUMO

Provas de carga estática são uma das melhores formas de se conhecer o comportamento real do sistema estaca-solo. Frequentemente elas são tomadas como o comportamento real do desempenho final da edificação. No entanto, esse ensaio não contempla uma parcela importante do recalque da estrutura: a interação entre estacas pertencentes a um grupo. Dessa forma, o objetivo deste trabalho é estudar o comportamento das fundações de um edifício construído no bairro da Torre, Recife, para entender e buscar quantificar o fenômeno da interação entre estacas. A interação entre estacas foi calculada a partir da medição dos recalques aliada à quantificação do carregamento proveniente da superestrutura a cada uma de suas etapas. Para sua previsão foram utilizados métodos de retroanálise da prova de carga estáticas para mensurar o módulo de deformabilidade do solo com os métodos de Aoki e Lopes (1975), através de rotina elaborada pelo autor, e Randolph e Wroth (1978) através da rotina PIGLET. O recalque do grupo foi ainda calculado pelo método do radier equivalente, sob proposta de Tomlinson (1983). Os valores de recalque absoluto, distorção angular e velocidade de recalque permanecem dentro do recomendado pela literatura técnica. No entanto, os resultados da comparação entre o recalque da estaca isolada e o recalque do grupo, mostraram que o valor dessa relação R_s para o edifício vale em torno de 11, ou seja, o recalque das estacas em grupo é 11 vezes maior do que da estaca isolada. A retroanálise dos parâmetros geotécnicos aliado ao método de Aoki e Lopes (1975) não quantificaram satisfatoriamente o recalque do grupo, enquanto utilizando o método de Randolph e Wroth (1978) se mostrou aceitável.

Palavras-chave: interação entre estacas; efeito de grupo; desempenho de fundações; previsão de recalque.

ABSTRACT

Static load tests are one of the best ways to obtain the real behavior of the foundation system, often taken as the actual behavior of the building's final performance. However, this test does not include an important part of the settlement of the structure: the pile-to-pile interaction. Therefore, the objective of this work is to study the behavior of the foundations of a building constructed in Recife, Brazil, to understand and quantify the phenomenon of pile-to-pile interaction. The interaction was calculated from the settlement's measurement combined with the quantification of the load coming from the superstructure at each of its stages. For its prediction, static load test backanalysis methods were used to estimate the soil Young modulus with the methods of Aoki and Lopes (1975), through a routine elaborated by the author, and Randolph and Wroth (1978) through the PIGLET routine. The settlement of the group was used through the equivalent radier method, proposed by Tomlinson (1983). The values of absolute settlement, angular distortion and settlement velocity remain within the range recommended by the technical literature. The results indicate that the building's Settlement Ratio R_s is approximately 11, it means that the settlement of the pile group is 11 times higher than that of the isolated pile. The backanalysis of the geotechnical parameters combined with the method of Aoki and Lopes (1975) did not satisfactorily quantify the settlement of the pile group, while Randolph and Wroth (1978) method presented acceptable results.

Keywords: pile-to-pile interaction; group effect; foundation performance; settlement prediction.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	JUSTIFICATIVA	12
1.2	OBJETIVOS	12
1.2.1	Objetivo Geral.....	13
1.2.2	Objetivos Específicos	13
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES	14
2.1.1	Movimentos admissíveis	15
2.1.2	Provas de Carga Estática.....	18
2.1.2.1	Análise da Transferência de Carga do Sistema Estaca-Solo.....	20
2.1.3	Retroanálise de provas de carga estática	23
2.1.4	Monitoramento de Recalques.....	24
2.2	INTERAÇÃO ENTRE ESTACAS.....	28
2.2.1	Métodos Semiempíricos	33
2.2.2	Método da Instrumentação Geotécnica (GUSMÃO, 2018)	34
2.2.3	Métodos com base na Previsão do Recalque do Grupo.....	36
2.2.3.1	Aoki e Lopes (1975)	36
2.2.3.2	Randolph e Wroth (1978a, 1978b, 1979).....	40
2.2.3.3	Radier equivalente	45
3	AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DO SISTEMA DE FUNDAÇÕES	47
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	47
3.2	MATERIAIS E MÉTODOS.....	48
3.2.1	Caracterização da Obra e Perfil Geotécnico.....	48
3.2.2	Provas de Carga Estática de Desempenho	50
3.2.3	Instrumentação Geotécnica.....	52
3.3	RESULTADOS E DISCUSSÃO DA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DAS FUNDAÇÕES.....	55
3.3.1	Capacidade de Carga - Métodos Semiempíricos	55
3.3.2	Análise das Provas de Carga Estática	56
3.3.2.1	Extrapolação das provas de carga	57
3.3.2.2	Mecanismo de transferência de carga das Provas de Carga Estática.	60

3.3.2.3	Recalque Elástico e Carga Residual nas estacas.....	64
3.3.2.4	Retroanálise das Provas de Carga Estática	65
3.3.3	Instrumentação Geotécnica.....	70
3.4	CONCLUSÕES DO CAPÍTULO	76
4	AVALIAÇÃO DA INTERAÇÃO ENTRE ESTACAS	78
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	78
4.2	MATERIAIS E MÉTODOS.....	79
4.3	RESULTADOS E DISCUSSÕES	84
4.3.1	Métodos Semiempíricos	84
4.3.2	Previsão de carregamento.....	86
4.3.3	Previsões Analíticas para o recalque do Grupo de Estacas	88
4.3.4	Relação de Recalque a partir do Método da Instrumentação Geotécnica (GUSMÃO, 2018).....	95
4.3.5	Comparação entre métodos semiempíricos, teóricos e medido	96
4.4	CONCLUSÕES DO CAPÍTULO	99
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
	REFERÊNCIAS.....	102
	APÊNDICE A - ROTINA AOKI E LOPES EM MATLAB	108

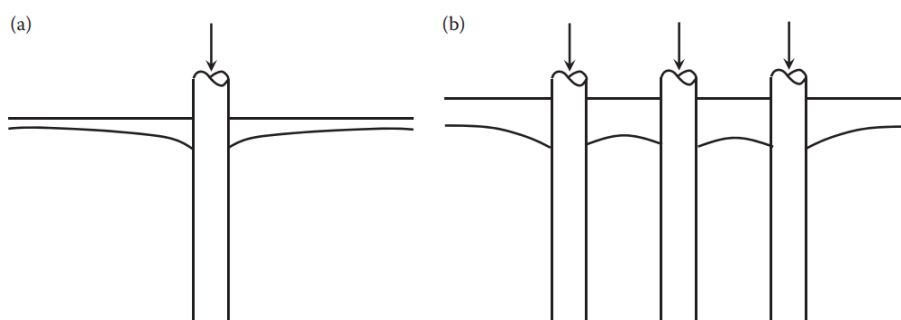
1 INTRODUÇÃO

Uma obra apresenta bom desempenho quando atende a três critérios básicos: estabilidade, funcionalidade e durabilidade (GUSMÃO FILHO, 2006, p. 19). Dentre esses requisitos, na área de fundações, a maior parte das patologias está associada a aspectos de funcionalidade, que estão ligados ao Estado Limite de Serviço, pois a estrutura não é normalmente dimensionada para os esforços adicionais causados por deslocamentos excessivos. E, de acordo com Poulos (2017), o critério de projeto crítico para edifícios altos está relacionado normalmente ao recalque absoluto, ao recalque diferencial ou à distorção angular do sistema de fundações, ao invés de Estado Limite Último.

A previsão de recalques da fundação de um edifício se apresenta um dos maiores desafios da engenharia geotécnica. Isso acontece, pois ele não depende apenas de fatores obtidos diretamente como carga do pilar, tipo do sistema de fundações, ou estratigrafia natural do terreno. Mas, depende também da sua inter-relação com a estrutura, ou seja, do tipo e rigidez da superestrutura, a interação solo-estrutura (ISE), e depende do carregamento dos demais apoios e de sua inter-relação com eles. (GUSMÃO, 1990)

Uma das formas de se conhecer o recalque de fundações profundas é através da curva carga-recalque proveniente de Provas de Carga Estática (PCE). No entanto, nesse ensaio a aplicação de carga se dá em uma estaca isolada, ou seja, não levando em conta a inter-relação que acontece entre estacas próximas durante a vida útil da edificação. A interferência mútua entre as estacas é resultado da superposição de tensões de estacas próximas, e ocorre sobretudo em fundações assentes sobre solos compressíveis. Essa superposição é apresentada na Figura 1.

Figura 1 - Superposição de recalques em grupos de estacas. (a) Estaca Isolada; (b) Estaca em Grupo.



Fonte: Huang e Yu (2018).

O objetivo dessa dissertação é avaliar a interação mútua entre estacas do tipo hélice contínua de um edifício monitorado construído na cidade do Recife. Para isso serão utilizados como base os ensaios de campo realizados, resultados de instrumentação do edifício, modelagens da estrutura e métodos de previsão de recalques.

1.1 JUSTIFICATIVA

Dentro da prática da engenharia de fundações, uma vez que os movimentos de fundações são inevitáveis, deve haver um controle para que este se mantenha dentro de valores admissíveis. No entanto, caso a previsão realizada antes da execução da obra não tiver sido satisfatoriamente realizada, esta pode até mesmo inviabilizar soluções de fundações mais viáveis economicamente.

Apesar de se saber que a proximidade entre as estacas influencia diretamente sua mútua interação, a norma brasileira de fundações NBR 6122 (ABNT, 2019) não define claramente os espaçamentos para minimizar esse efeito. A normatização, em seu item 8.3, alerta apenas que o espaçamento mínimo entre estacas ou tubulões deve levar em consideração a forma de transferência de carga ao solo e o efeito do processo executivo nas estacas adjacentes. Assim, os valores admitidos na prática merecem maiores cuidados, sobretudo no caso de estacas sobre solos compressíveis.

A utilização de estacas em grupo, como é de fato empregada, normalmente traz vantagens no aspecto de capacidade de carga, uma vez que a resistência do grupo é maior do que a soma da resistência das estacas isoladas. No entanto, em termos de recalque pode ser prejudicial, pois o recalque do grupo é maior do que o recalque das estacas isoladas sob mesma carga. (CURADO, 2015; POULOS, 1968, 2016)

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho possui os seguintes objetivos geral e específico.

1.2.1 Objetivo Geral

- Avaliar o efeito da interação entre estacas dos blocos e de todo edifício apoiado em fundações do tipo hélice contínua.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Verificar o desempenho das fundações em estacas do tipo hélice contínua no que diz respeito a valores de recalques e distorções angulares;
- Retroanalisar os parâmetros de deformabilidade do solo a partir dos ensaios de provas de carga estática;
- Avaliar o carregamento da superestrutura a cada etapa da leitura da instrumentação geotécnica;
- Comparar os valores de medição de recalques com resultados de aplicação de métodos teóricos de previsão de recalques;
- Comparar o comportamento das estacas isoladas em provas de carga estática com o seu comportamento em grupo.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação é composta por cinco capítulos sumarizados a seguir:

- Capítulo 1 – Apresenta a introdução ao tema, sua importância, justificativos e objetivos do trabalho;
- Capítulo 2 – É apresentada uma revisão bibliográfica dos principais tópicos do tema abordado;
- Capítulo 3 – Apresenta a análise do desempenho da edificação estudada com base na comparação dos resultados de instrumentação com valores propostos na literatura, bem como faz análises das provas de carga estática;
- Capítulo 4 – Compara a análise da interação entre estacas através de métodos semiempíricos e analíticos com a interação entre estacas medida através da instrumentação geotécnica.
- Capítulo 5 – Apresenta as considerações finais do trabalho e sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

São abordados os principais aspectos da literatura que fundamentaram este trabalho, tais como avaliação do desempenho de fundações e sobre o estudo da interação entre estacas.

2.1 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES

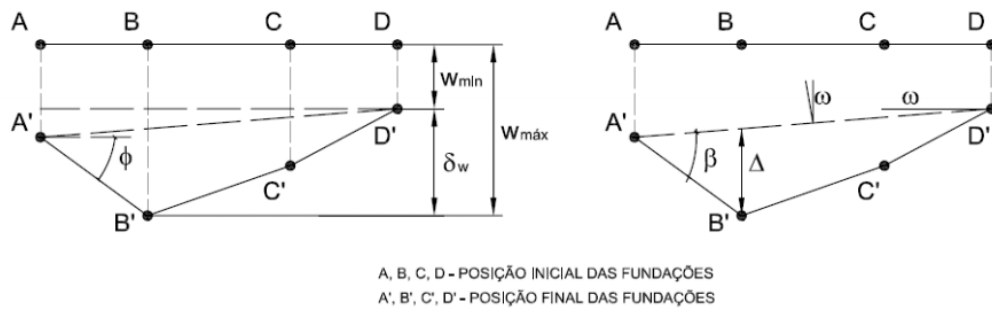
Para avaliar o desempenho de fundações de edificações, três critérios básicos que devem ser satisfeitos em relação aos danos causados às estruturas pelos movimentos de fundações, são eles: aparência; funcionalidade e estabilidade.

Burland e Wroth (1974) apresentaram uma padronização de terminologia e símbolos a serem usados no estudo de movimento de fundações. Os principais tipos de movimentos são:

- Recalque total (ρ): é o movimento descendente de um pilar ou elemento de fundação;
- Recalque diferencial (δ): é a diferença entre o recalque total de dois pilares ou elementos de fundação;
- Rotação (θ): é usada para descrever a mudança no gradiente de uma linha reta que se junta a dois pontos de referências embutidos na fundação;
- Desaprumo (ω): normalmente descreve a rotação rígida de toda a superestrutura ou uma parte definida dela;
- Distorção angular, ou rotação relativa (β): a razão entre o recalque diferencial e a distância entre dois pontos.

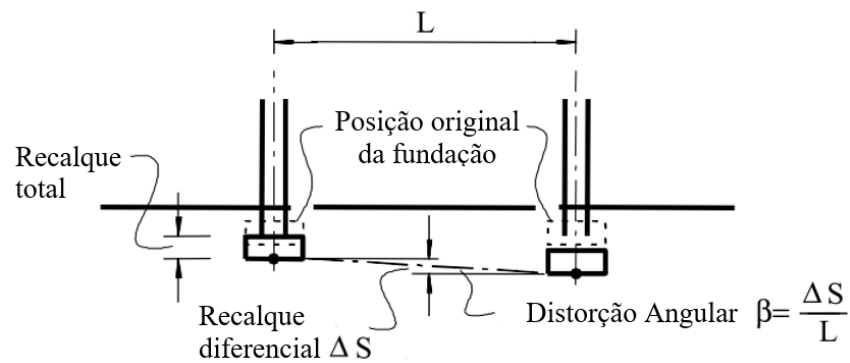
A Figura 2 e a Figura 3 ilustram os tipos de movimentos.

Figura 2 - Deslocamentos de uma estrutura.



Fonte: ISE (1989, apud. SAVARIS, 2008).

Figura 3 - Definição de recalque total, diferencial e distorção angular.

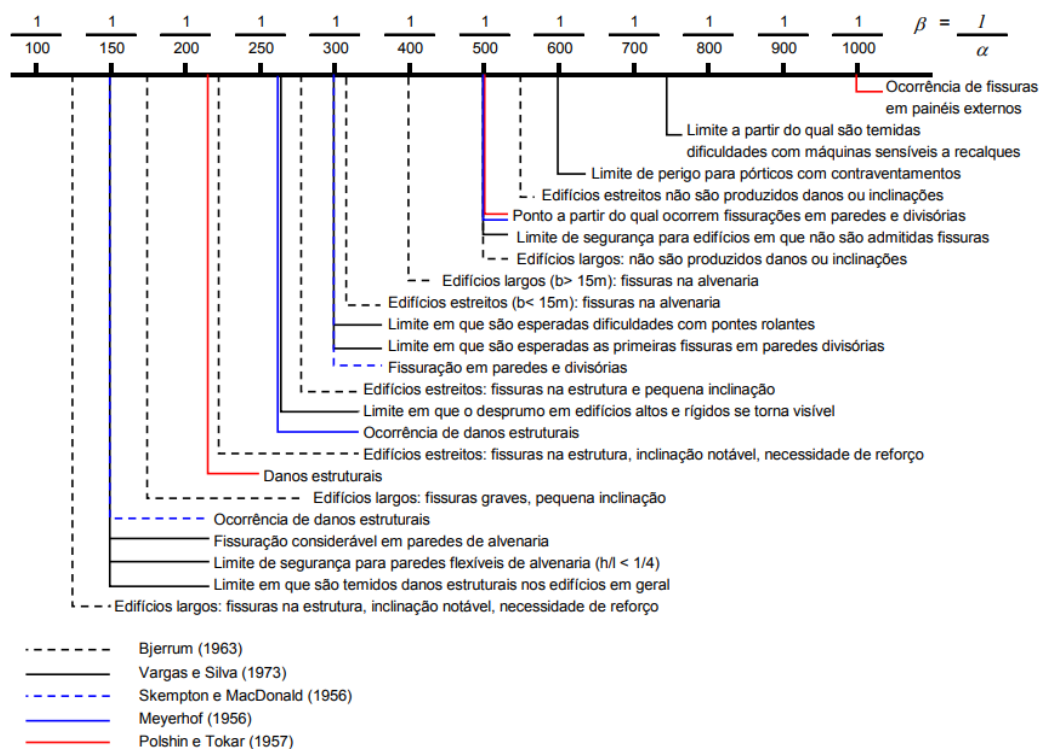


Fonte: Poulos et al. (2001).

2.1.1 Movimentos admissíveis

Uma vez que os movimentos de uma fundação são inevitáveis, pesquisadores indicam valores para que os movimentos não prejudiquem seu desempenho. A Figura 4 apresenta uma imagem com os critérios de distorções angulares segundo Bjerrum (1963), Vargas e Silva (1973), Skempton e MacDonald (1956), Meyerhof (1956) e Polshin e Tokar (1957).

Figura 4 - Distorções angulares e danos associados.



Fonte: Velloso e Lopes (1997, adaptado por ALVAREZ DE BARROS, 2005).

Poulos et al. (2001) recomendam que em edifícios aporticados de concreto armado, o recalque total não exceda valores entre 50 e 75 mm para terrenos arenosos, e 75 e 135 mm para terrenos argilosos. Os autores ainda recomendam que em edifícios altos os valores de desaprumo tenham como limite entre 1/1.200 e 1/2.000 para que não haja prejuízo na operação dos elevadores.

Para recomendar o valor de 1/500, Skempton e MacDonald (1953) avaliaram o recalque e os danos de 98 edificações, sendo 40 com sinais de danos. Eles perceberam que valores de distorção na ordem de 1/300 causavam fissuras nas paredes, enquanto valores da ordem de 1/150 causavam danos estruturais.

Zhang e Ng (2007) após análises de 221 obras, sendo 52 delas em fundações profunda, utilizaram métodos probabilísticos para determinação dos valores admissíveis quanto a deslocamento e distorção angular máxima permitida. Os autores consideram de maneira distinta os recalques admissíveis e as distorções angulares para fundações profundas e superficiais, diferentes tipos de estrutura, diferentes tipos de solo e diferentes tipos de uso da edificação. Vale notar que os autores consideraram um Fator de Segurança de 1,50, ou seja, o recalque tolerável de projeto é igual à média dos valores limites de recalque obtidos por métodos

probabilísticos dividido por 1,50. Eles ainda utilizaram um valor de intervalo de confiança de 95% ($\alpha = 0.05$), que resultam em valores inferiores em relação ao FS = 1,50. A Tabela 1 apresenta os valores sugeridos pelos autores.

Tabela 1 - Valores admissíveis para recalque total e distorção angular por Zhang e Ng (2007).

Categoria do Edifício	Valor admissível (FS = 1,5)		Valor admissível ($\alpha = 0,05$)	
	Deslocamento Vertical (mm)	Distorção angular (rad.)	Deslocamento Vertical (mm)	Distorção angular (rad.)
Tipo da Fundação				
<i>Superficial</i>	145	0,0041	49	0,0012
<i>Profunda</i>	71	0,0013	42	0,0003
Tipo da Estrutura				
<i>Estruturas aporticadas</i>	92	0,0031	29	0,0010
<i>Com paredes autoportantes</i>	60	0,0024	22	0,0009
Tipo do Solo				
<i>Argiloso</i>	113	0,0030	44	0,0006
<i>Arenoso ou aterro</i>	57	-	27	-
Uso da edificação				
<i>Silo (Mill)</i>	141	0,0038	53	0,0019
<i>Escritório</i>	81	0,0023	47	0,0012

Fonte: Zhang e Ng (2007).

No que diz respeito à combinação entre a uniformidade dos recalques e a presença de distorções angulares, têm-se três possibilidades:

- Recalques uniformes sem distorção angular provocam danos essencialmente arquitetônicos, tanto estéticos como funcionais.
- Recalques desuniformes sem distorção angular provocam danos arquitetônicos como desaprumo.
- Recalques desuniformes com distorção angular, provocam danos arquitetônicos e estruturais na edificação.

A avaliação da velocidade de recalques também é importante, pois pode indicar a tendência do comportamento do sistema de fundações da edificação. A Tabela 2 apresenta a sugestão de valores admissíveis de velocidades de recalques a depender das características da edificação.

Tabela 2 - Velocidades admissíveis de recalques em edifícios.

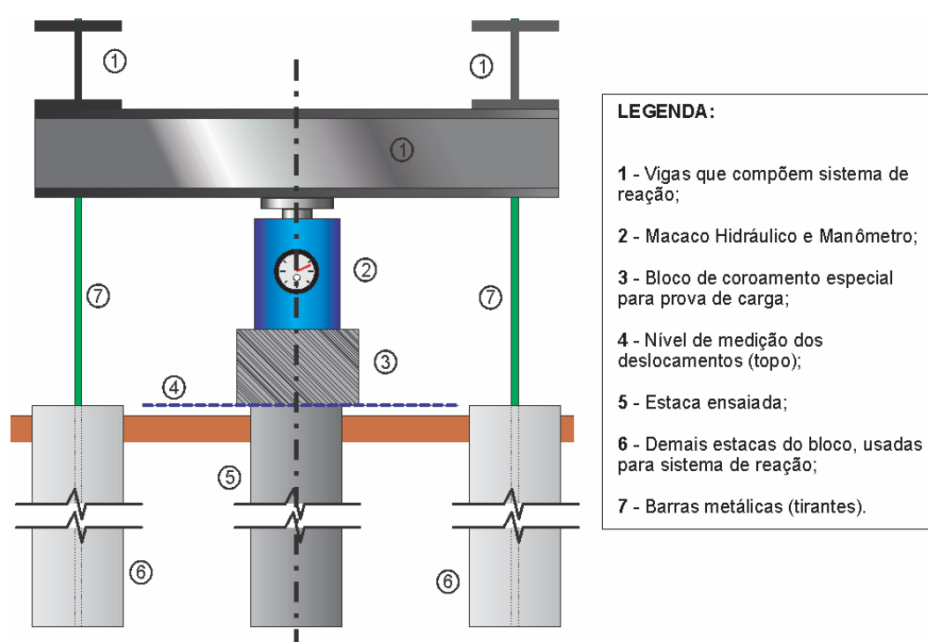
Condição da edificação		Velocidade	Característica
Prédios com mais de 5 anos de construção, se estabilizados		Acima de 40 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Muito alta
		De 20 a 40 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Moderada a alta
		Abaixo de 20 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal
Prédios com idade entre 1 e 5 anos		Até 30 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Aceitável
Prédios em Construção	Fundações Rasas	Até 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal
	Fundações Profundas	Até 100 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal

Fonte: Alonso (1991).

2.1.2 Provas de Carga Estática

O ensaio de Prova de Carga Estática (PCE) consiste na aplicação de sucessivos carregamentos a uma estaca, de forma lenta, rápida, cíclica ou mista, com subsequente medição do seu recalque associado. Esse ensaio é padronizado pela NBR 12131 (ABNT, 2006). A Figura 5 mostra os elementos desse ensaio à compressão uma vez se utilizando estacas de reação tracionadas.

Figura 5 – Esquema de prova de Carga estática à compressão com estacas tracionadas.

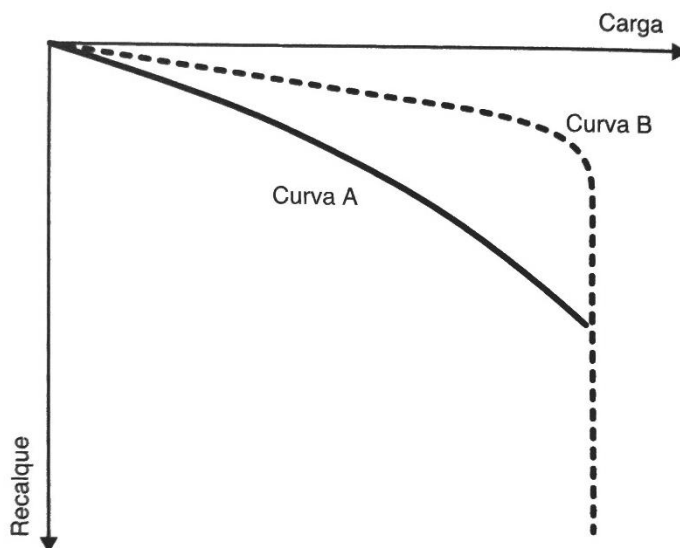


Fonte: Oliveira (2013).

Segundo Niyama, Aoki e Chamecki (1998) uma das grandes vantagens desse ensaio consiste no fato de ele repercutir um complexo comportamento do conjunto solo-fundação. De acordo com Albuquerque e Garcia (2020) existem diversos motivos que levam à execução de prova de carga estáticas, entre eles: assegurar que não ocorrerá ruptura para a carga de projeto da estaca; avaliar sua integridade estrutural; determinar a carga de ruptura da estaca; determinar o comportamento carga-recalque de um elemento de fundação; e conhecer a intensidade do recalque para a carga admissível da fundação.

A curva carga-recalque resultado de uma prova de carga estática pode se apresentar de duas formas principais conforme mostra a Figura 6. Onde na curva A é aberta e não há ruptura nítida. Esse resultado indica que em se continuando o carregamento, o conjunto solo-fundação continuaria mobilizando resistência. Já na curva B há uma clara definição da capacidade de mobilização de resistência do sistema, a essa ruptura chama-se ruptura nítida.

Figura 6 – Exemplo das duas curvas carga-recalque.



Fonte: Albuquerque e Garcia (2020).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) no seu item 8.2.1.1 existem duas situações onde uma prova de carga pode não apresentar ruptura nítida, são elas: quando a carga de ruptura da estaca ou tubulão é superior à carga máxima que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação de reação); ou quando a estaca ou tubulão é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configuram uma ruptura nítida. Dessa forma deve-se utilizar métodos de extrapolação da curva

carga-recalque para se definir qual a carga última que o sistema é capaz de mobilizar.

A Tabela 3 apresenta alguns métodos de extrapolação da curva-recalque para definição da carga de ruptura física da estaca, isto é, quando atingida determinada carga teórica os recalques tendem ao infinito.

Tabela 3 - Principais métodos de Extrapolação da Curva carga recalque.

Método	Forma da Curva	Equação
Van der Veen (1953)	Exponencial	$Q = Q_{ULT.} (1 - e^{-\alpha.s})$
Van der Veen Generalizado (AOKI, 1976)	Exponencial	$Q = Q_{ULT.} (1 - e^{-(\alpha.s+\beta)})$
Chin (1970)	Hiperbólica	$Q_{ULT.} = \frac{s}{C+m.s}$
Método da Rigidez (DÉCOURT, 1996)	-	$Q_{ULT.} = \lim_{s \rightarrow \infty} \left(\frac{Q}{s} \right)$

Onde: Q = Carga; $Q_{ULT.}$ = Carga de Ruptura; s = recalque; α = constante que indica a forma da curva; β = intercepto da curva; m e C são constantes da curva com unidades kN^{-1} e mm/kN respectivamente.

Fonte: Autor (2020).

2.1.2.1 Análise da Transferência de Carga do Sistema Estaca-Solo

A transferência de carga de uma estaca para o solo ocorre de duas formas, por atrito lateral e pela sua ponta. Segundo Poulos e Davis (1980), apud Pérez (2014), essa distribuição depende da rigidez relativa entre o material da estaca e o solo, quantificado por K. Quanto maior o valor de K, a distribuição do atrito lateral é mais constante com a profundidade, enquanto para estacas mais deformáveis, K menor, há uma concentração de atrito lateral no topo da estaca.

Para determinados métodos de previsão do recalque de estacas, deve-se conhecer o modo de transferência da carga ao longo do seu fuste e na sua ponta. A forma mais precisa de se obter esse valor é através de instrumentação da estaca em profundidade como medidores de deformação *tell-tale* e extensômetros elétricos *strain gage*. No entanto, segundo Camapum de Carvalho et al. (2010) no Brasil ainda é rara a utilização de instrumentação do elemento de fundação em provas de carga estática, devido ao seu maior custo do ensaio, maior tempo para montagem do ensaio, maior complexidade do aparato necessário e a necessidade de técnicos mais especializados.

De acordo com Massad e Lazo (1998) a previsão do comportamento de estacas é um problema complexo, pois a interação solo-estaca depende de fatores

difíceis de serem mensurados como: modelagem de um elemento natural como o solo, interferência de processos executivos, interferência de estacas vizinhas e ainda eventuais fenômenos de relaxação de tensões.

Dessa forma, quando as provas de carga não possuem tal equipamento, o mecanismo de transferência da carga da estaca para o solo pode ser estimado através de métodos. Entre eles estão o Método das Duas Retas (MASSAD, 1992, 1993, 1995; MASSAD; LAZO, 1998), o Método de Décourt (2008), Método de Camapum de Carvalho et al. (2008, 2010) e o Método de Oliveira et al. (2018). Neste trabalho será descrito e utilizado o Método de Oliveira et al. (2018).

a) Método de Oliveira et al. (2018)

Utiliza a medição dos deslocamentos medidos nas estacas de reação (estacas tracionadas) para estimar a resistência por atrito lateral das estacas sob aquela estratigrafia, e por diferença com a carga total, estimar também a resistência de ponta.

Para a obtenção da parcela de atrito lateral, basta utilizar algum método de extrapolar a média dos valores de deslocamentos positivos das estacas de reação com um método com o de Van der Veen Generalizado (AOKI, 1976). Esse método informará a resistência máxima por atrito lateral da estaca na tração, chamado de $Q_{AL,T}$.

Para se obter o valor de $Q_{AL,C}$, ou seja, a resistência máxima por atrito lateral na compressão, basta multiplicar pelo índice $\lambda(s)$ que corresponde a relação entre a carga atuante de tração $Q_T(s)$ e a carga atuante de compressão $Q_C(s)$, onde (s) é o recalque.

$$\lambda(s) = \frac{Q_T(s)}{Q_C(s)} \quad (2.1)$$

Como a carga de tração se dá apenas por atrito lateral, e a carga de compressão por atrito lateral e por ponta, tem-se:

$$\lambda(s) = \frac{Q_{AL,T}(s)}{Q_{AT,C}(s) + Q_{P,C}(s)} \quad (2.2)$$

Uma das hipóteses admitidas é a de que para baixos deslocamentos da estaca a mobilização de ponta é nula, o que é perfeitamente aceitável sobretudo para estacas escavadas, como é o caso de estacas do tipo Hélice Contínua. Dessa forma, tem-se:

$$\lambda(s) = \frac{Q_{AL,T}(s)}{Q_{AT,C}(s)} \quad (2.3)$$

A Tabela 4 informa alguns valores de λ sugerido por pesquisadores.

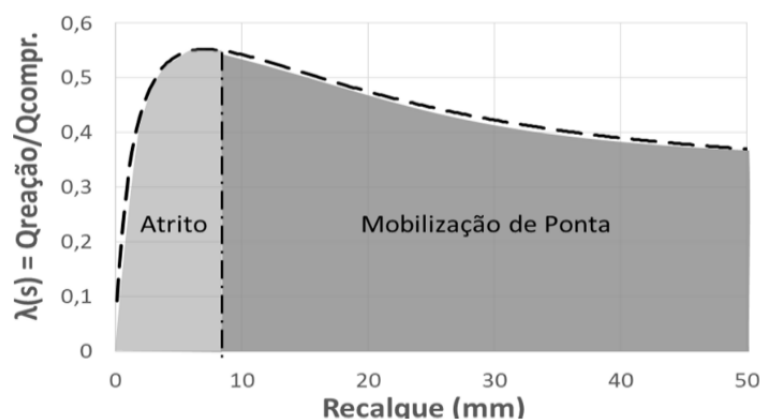
Tabela 4 - Valores de λ pela literatura de acordo com Paschoalin Filho (2008).

Autor	Cenário	$Q_{AL,T}/Q_{AL,C}$
Carvalho et al. (1991)	Estaca Raiz	0,84
Carneiro et al. (1994)	Estaca Escavada	0,85
Berigen et al. (1979)	Estacas Cravadas	0,70 (0,65 a 0,76)
Brinch-Hansen (1968)	Teoria da Elasticidade	0,55 (0,53 a 0,57)
Nicola e Randolph (1993)	Argilas Saturadas	1
McClelland (1972)	Valor Sugerido	0,7
Poulos e Davis (1980)	Valor Sugerido	0,67 (2/3)

Fonte: Paschoalin Filho (2008) apud. Oliveira (2018).

No entanto, a partir do momento que a ponta começa a reagir o valor do índice λ deve diminuir, conforme mostra a Figura 7. Para essa estimativa os autores utilizaram o método de Van der Veen Generalizado (AOKI, 1976).

Figura 7 - Curva estimada do índice $\lambda(s)$.



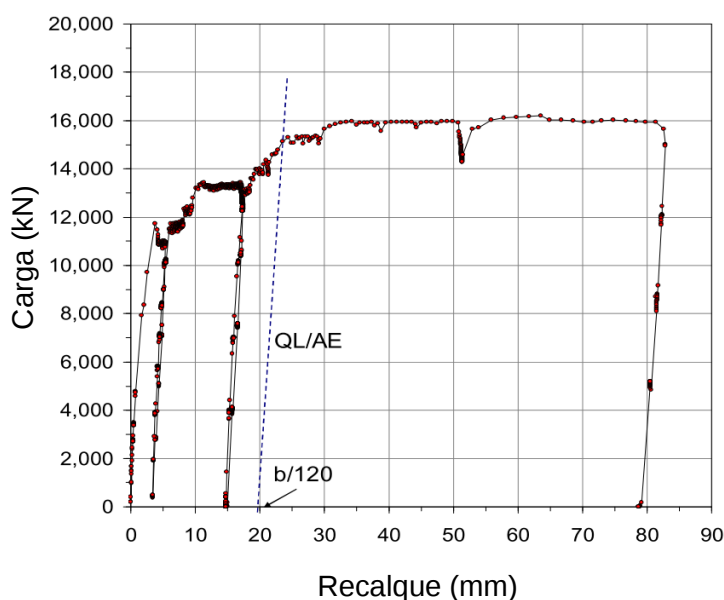
Fonte: Oliveira et al (2018).

2.1.3 Retroanálise de provas de carga estática

Devido às diferenças e até mesmo ausência de ensaios de laboratório que reflitam satisfatoriamente às condições de campo, a técnica da retroanálise de parâmetros de campo sempre foi muito utilizada na engenharia geotécnica. A retroanálise consiste na determinação de certo parâmetro do solo (de resistência, deformação ou permeabilidade) através da comparação entre os dados medidos em certo ensaio com formulações teóricas aplicáveis.

Poulos (2012) utilizou-se dessa técnica em para obtenção do módulo de deformabilidade de um maciço em uma prova de carga realizada por Amini et al (2008). A fundação tratava-se de uma estaca escavada de 2,50 m de diâmetro e 32 m de comprimento. A Figura 8 mostra a prova de carga utilizada, notar que para uma carga de 8.000 kN o recalque medido vale 1,8 mm.

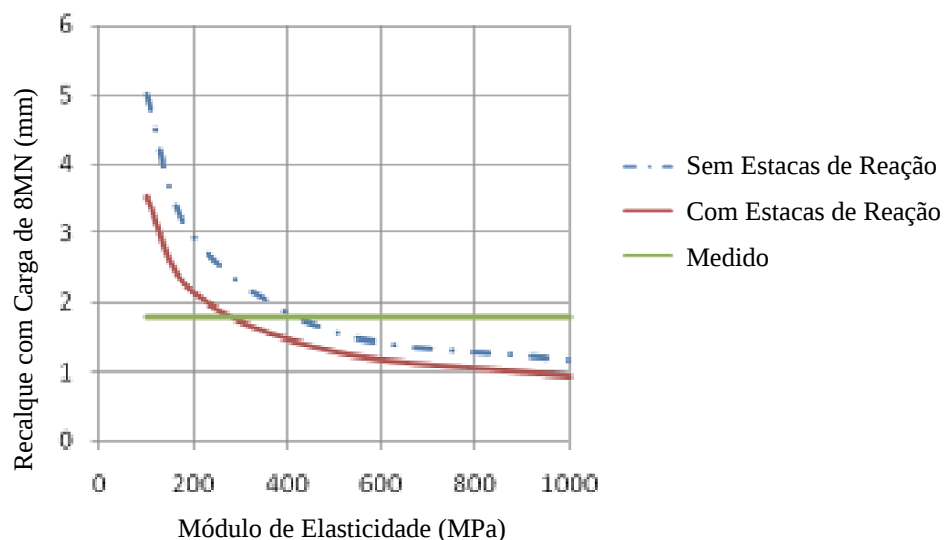
Figura 8 – Prova de Carga realizada por Amini et al. (2008).



Fonte: Poulos (2012).

Poulos utilizou o programa computacional PIES (POULOS, 1989), assumindo o ponto de carga de 8.000 kN e realizou duas análises, com e sem a consideração da influência das estacas de reação no recalque da estaca isolada. Então, foram calculados os recalques para diversos valores para o módulo de deformabilidade. A Figura 9 mostra os resultados.

Figura 9 - Retroanálise do Módulo de Young por Poulos (2013)



Fonte: Poulos (2012).

Assim, o estudo chegou aos valores de 400 MPa (sem levar em consideração as estacas de reação) e 270 MPa (considerando essas estacas).

Sobre o uso de valores retroanalizados, Poulos (2012) diz que primeiramente os números devem ser avaliados se são razoáveis por meio de outras correlações empíricas, e assim podem ser usados para: prever o recalque de estacas de diferentes diâmetros mas com comprimentos semelhantes e para prever recalque de grupos de estacas.

2.1.4 Monitoramento de Recalques

O monitoramento de recalques é uma técnica de monitoramento de edificações que visa avaliar o desempenho dos elementos constituintes da obra e o desempenho das estruturas de fundações, representando o comportamento real desta obra, levando em consideração a relação solo-estrutura. (GUSMÃO, 2006)

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), no item 9.1, o monitoramento de recalques é obrigatório nas seguintes situações:

- a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) estruturas com mais de 55,0 m de altura do piso do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;

d) fundações ou estruturas não convencionais.

Ainda segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), no item 9.1, também menciona que pode ser necessário a medição de grandezas como deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade ou tensões; mas não determina a periodicidade de medições e a quantidade de elementos a serem medidos.

O equipamento para medição de recalques é constituído por pinos; referência de nível (RN); nível; e mira. Os pinos utilizados para esse monitoramento geralmente são de aço inoxidável e obedecem ao padrão de encaixe “macho e fêmea” (Figura 10). Normalmente, o elemento fêmea deve estar fixado a região que se deseja monitorar e, na ocasião da medição, o elemento macho é encaixado ou rosqueado (GUSMÃO, 2006).

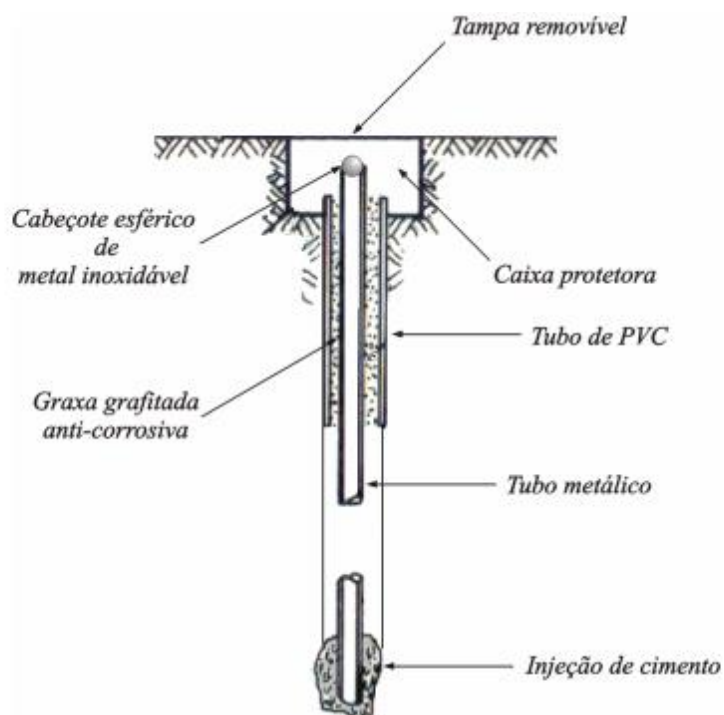
Figura 10 – Detalhe de pino de recalque utilizado em Recife.



Fonte: Gusmão (2006)

A Referência de Nível (RN) deve ser indeslocável e pode apresentar-se como profunda (*bench-mark*) ou superficial. O *bench-mark* deve ser instalado em local com pouca movimentação de forma a não interferir sua indeslocabilidade. Em geral, é constituído por um tubo metálico fixado por cimento, cuja extremidade superior é composta por uma esférica metálica protegida por tampa removível (ALVAREZ DE BARROS, 2005), como esquematizado na Figura 11.

Figura 11 – Esquema de Referência de Nível profunda (*bench-mark*).



Fonte: Alonso (1991).

Para medição de recalques de estruturas, geralmente são utilizados níveis óticos de precisão (Figura 12). Estes devem possuir placa plano paralela e micrômetro os quais amplificam a precisão deste instrumento. Além disso, é importante que o equipamento seja regularmente aferido por empresas especializadas (ARAGÃO, 2011).

Figura 12 – Exemplo de Nível Ótico.



Fonte: Mota (2009).

A mira deve ser graduada em chapa de invar (Figura 13), para diminuir os efeitos das variações térmicas, e dotada de nível de bolha fixa ao seu corpo (MOTA, 2009).

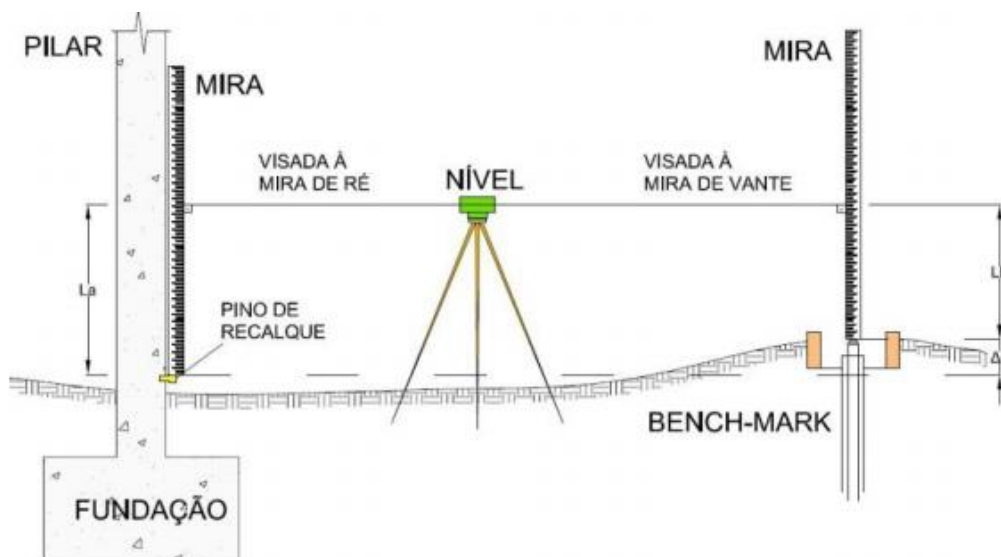
Figura 13 – Mira com chapa invar.



Fonte: Mota (2009).

De forma geral, o monitoramento dos recalques é feito por meio do nivelamento geométrico de pontos de referência nos pilares do edifício (pinos e mira) em relação a uma referência fixa de nível (*bench-mark*), como ilustrado na Figura 14. Obedecendo-se uma rotina periódica de aferições é possível acompanhar os valores de recalques em diferentes fases da vida do edifício (MOTA, 2009)

Figura 14 – Esquema de nivelamento para monitoramento de recalques.



Fonte: Aragão (2011).

2.2 INTERAÇÃO ENTRE ESTACAS

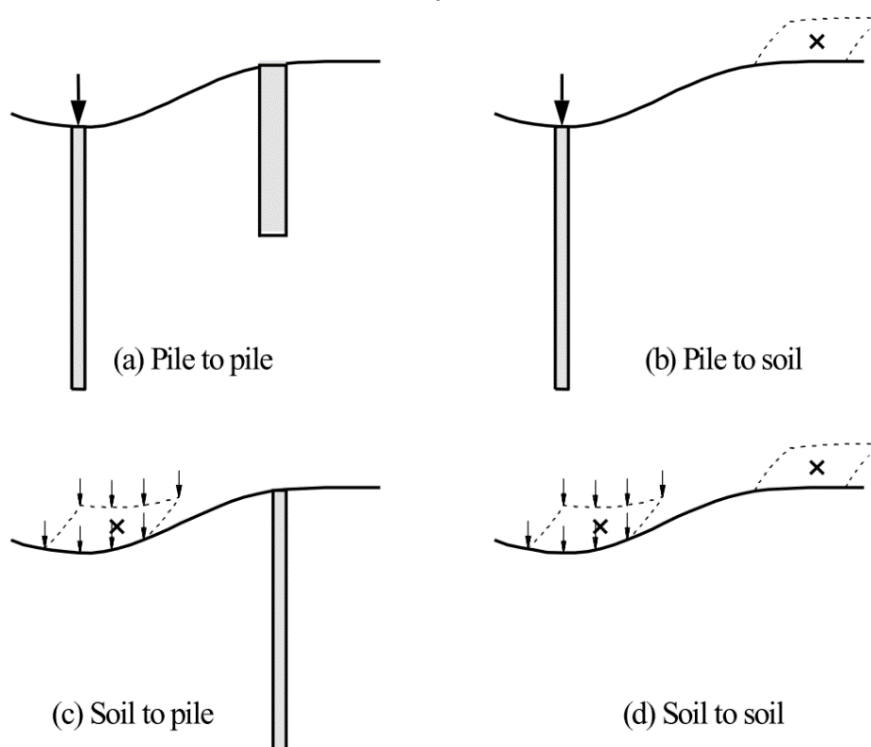
Fundações em estacas são compostas basicamente por três elementos: o solo de fundação, as estacas e o elemento de transição (bloco ou radier). As cargas são aplicadas pela superestrutura ao elemento de transição e transmitidas ao solo através das estacas. Dessa forma, faz-se necessária a consideração dos efeitos provenientes das interações entre esses elementos (CHOW; SMALL, 2005).

Em seu estudo Chow e Small (2005) definiram quatro tipos de interação possíveis entre o solo e uma estaca, são eles:

- *Pile-to-Pile* – recalque em uma estaca devido o carregamento de outra estaca;
- *Pile-to-Soil* – recalque da superfície do solo devido o carregamento de uma estaca;
- *Soil-to-Pile* – recalque de uma estaca devido o carregamento na superfície do solo;
- *Soil-to-Soil* – recalque observado na superfície do solo devido o carregamento em outra área superficial carregada.

Esses diferentes tipos de interação são mostrados na Figura 15.

Figura 15 – Tipos de interação envolvendo solo e estacas.



Fonte: Chow e Small (2005).

Dessa forma, na engenharia de fundações o termo *pile-to-pile interaction* (interação entre estacas) vem sendo utilizado para caracterizar o estudo da interação e sobreposição de efeitos entre as estacas que compõem o sistema de fundações de uma edificação.

Cunha (2003), apud Curado (2015), descreveu alguns fatores que podem influenciar na magnitude da interação entre estacas, e consequentemente o recalque de fundações em grupos de estacas, tais como:

- Propriedades físicas e geométricas das estacas, como comprimento e seu diâmetro;
- Propriedades do solo (homogêneo ou estratificado);
- Espaçamento entre estacas;
- Tipo de execução da estaca;
- Ordem de cravação, para estacas cravadas;
- Nível de carregamento.

Santana (2008) fez um quadro resumindo os principais fatores que influenciam o recalque de grupos de estacas. Esse resumo é apresentado no Quadro 1.

Essas interações podem gerar diversas consequências ao sistema de fundação de uma edificação como a capacidade de carga do grupo e o recalque do grupo sob cargas de trabalho. O recalque de um grupo de estacas sujeito a carga média por estaca é geralmente maior do que o da estaca isolada sob a mesma carga.

Além disso, de acordo com Gazetas e Mylonakis (1998), diversos estudos têm mostrado que o efeito da interação entre estacas provoca: diminuição da rigidez do grupo; distribuição não uniforme da carga do bloco para as estacas dos cantos (fazendo com que as estacas centrais 'atraiam' mais carga); e alteração no mecanismo de distribuição da carga por produzir esforços de cisalhamento adicionais ao longo do fuste das estacas e aumento da carga transmitida para a ponta.

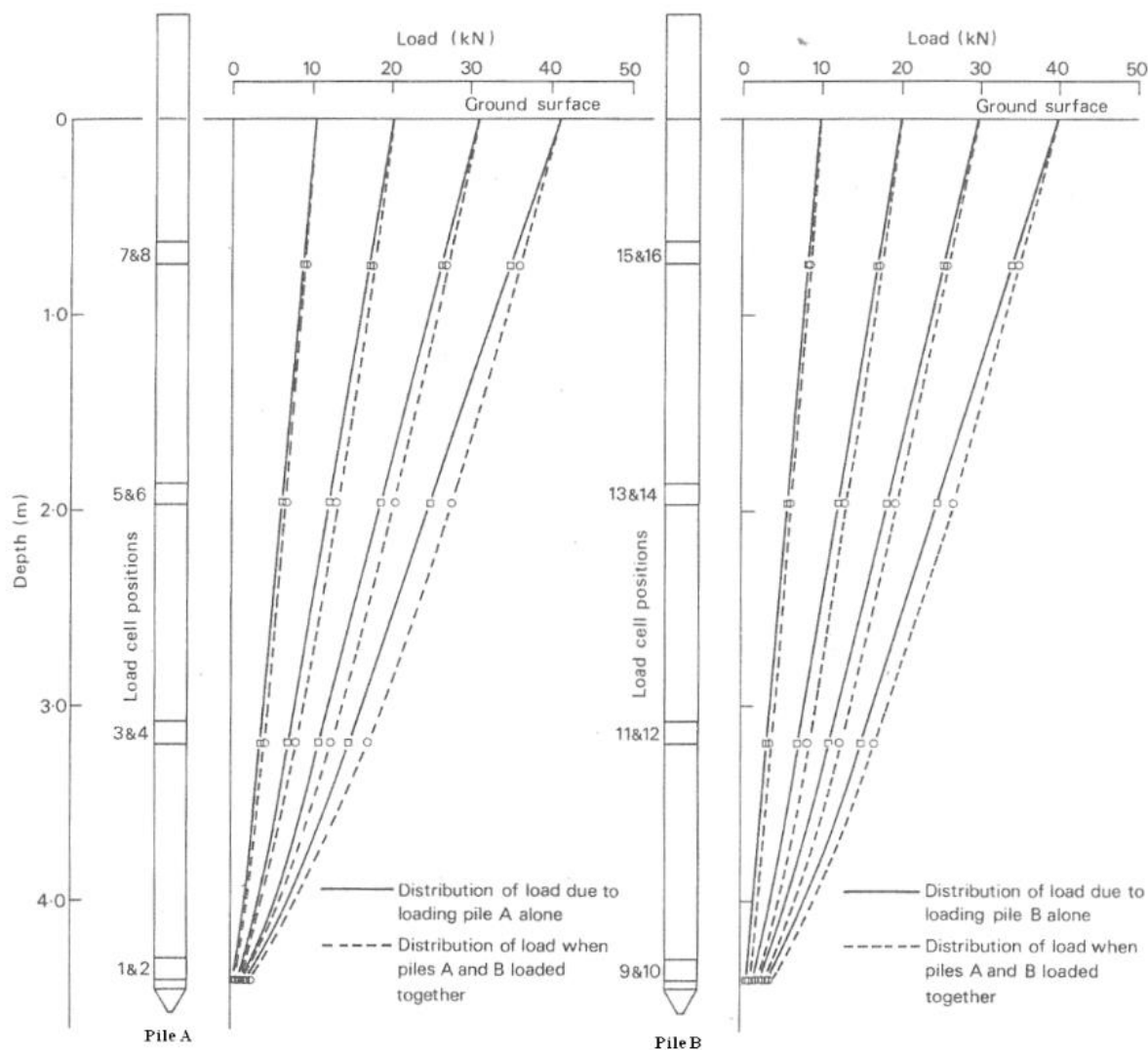
Quadro 1 - Comparação entre fatores que influenciam o recalque em grupos de estacas.

Variável	Efeito
Número de estacas	O efeito de grupo é mais acentuado quanto maior o número de estacas do grupo.
Esbeltez Relativa	Quanto mais esbeltas as estacas em um grupo, mais pronunciado é o efeito de grupo.
Coeficiente de Poisson	Quanto menor o coeficiente de Poisson do solo, mais acentuado é o efeito de grupo.
Profundidade Relativa	O aumento da profundidade relativa (relação entre espessura da camada compressível e comprimento da estaca) induz maior interação entre as estacas, acentuando o efeito de grupo.
Geometria do grupo	Além do número de estacas de um grupo, sua distribuição tem influência no efeito de grupo, já que interfere na distribuição de tensões no solo.
Compressibilidade relativa estaca-solo	O aumento da compressibilidade relativa estaca-solo ($K=E_p/E_s$) incrementa a interação entre estacas no caso de estacas flutuantes e a reduz no caso de estacas de ponta.
Modo de transferência de carga da estaca ao solo	Estacas que transferem mais carga ao solo pelo fuste que pela ponta têm efeito de grupo mais pronunciado.
Efeito de instalação da estaca	A instalação de uma estaca altera as propriedades do solo. Esse efeito é ainda mais pronunciado na instalação de um grupo. Assim o grupo pode ter recalques maiores, ou eventualmente menores, que a estaca isolada submetida a carregamento equivalente.

Fonte: Adaptado de Santana (2008).

Ainda sobre esse efeito, Santana (2008) citando o estudo realizado por Cooke et al. (1980), diz que a estaca carregada gera atrito negativo nas estacas adjacentes, o que aumenta seu recalque. Isso também faz com que a estaca transfira mais carga para sua porção inferior do que ao longo do fuste. A Figura 16 apresenta uma comparação da transferência de carga entre uma estaca carregada isoladamente e em grupo.

Figura 16 – Transferência de carga de estaca carregada isoladamente e em grupo.



Fonte: Cooke et al (1980, apud SANTANA, 2008).

O conceito de fatores de interação foi introduzido por Poulos (1968), quando mostrou que os efeitos em grupo de estacas podem ser obtidos através da superposição dos efeitos de outra estaca próxima, limitando-se assim a duas estacas de cada vez. (GAZETAS; MYLONAKIS, 1998)

O recalque de grupo de estacas pode ser estimado usando o fator α definido por Poulos (1968) para um grupo de duas estacas idênticas. Esse fator representa a parcela de aumento do recalque de uma estaca devido a presença de uma estaca similar carregada na proximidade, e pode ser expresso pela equação 2.4.

$$\alpha = \frac{\text{Recalque adicional causado por estaca adjacente}}{\text{Recalque da estaca por sua própria carga}} \quad (2.4)$$

Dessa forma, o recalque ρ_i de uma estaca i em um grupo de n estacas, é:

$$\rho_i = \rho_1 \sum_{j=1}^n P_j \cdot \alpha_{ij} \quad (2.5)$$

Onde P_j é a carga na estaca j

Diversos ábacos foram desenvolvidos e foram apresentados por Poulos e Davis (1980) através de abordagens numéricas para diversas condições de contorno. O valor de α varia em função da natureza do carregamento (vertical ou lateral), da distância entre as duas estacas e as propriedades do solo e da estaca.

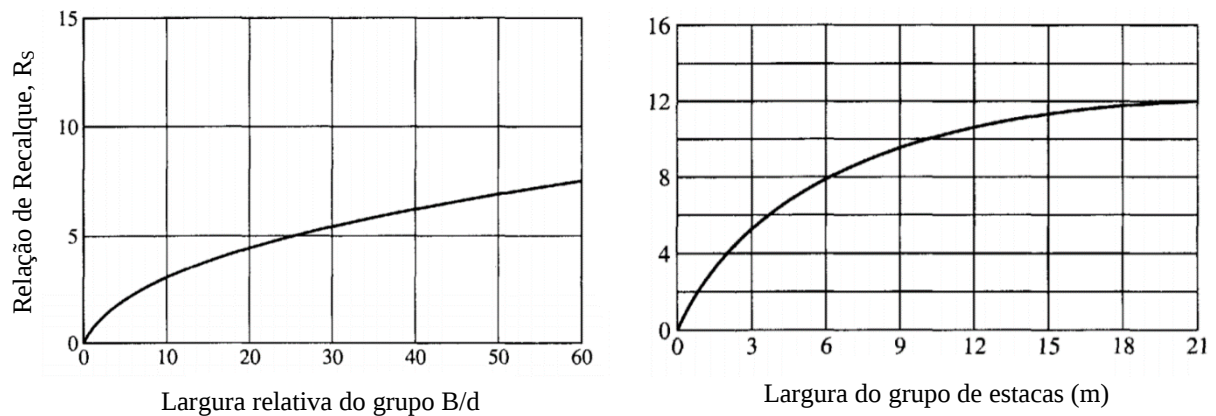
Poulos (1989) afirmou que para grupos de pequenas estacas é possível relacionar os recalques de estacas isoladas com o recalque do grupo através do fator de interação α , como também através da Relação de Recalque R_s , que relaciona o recalque de uma estaca com o seu grupo. Dessa forma, o R_s pode servir tanto como um fator para previsão de recalque de grupos de estacas como um fator de avaliação do efeito da interação entre estacas. Nesse trabalho, o método da Relação de Recalque R_s será explorado e detalhado nos itens a seguir.

O fator de recalque R_s , proposto originalmente por Skempton et al (1953), é definido como a razão entre o recalque do grupo sobre o recalque de uma estaca isolada, desde que sobre o mesmo nível de carregamento. Dessa forma, se $R_s = 1$ não há interação entre as estacas. A Equação 2.6 expressa essa relação.

$$R_s = \frac{\text{Recalque médio do grupo}}{\text{Recalque de uma estaca isolada com a carga média de uma estaca isolada no grupo}} \quad (2.6)$$

Vesic e Skempton foram os primeiros a estudar a correlação entre R_s e fatores geométricos do grupo de estacas. Vesic (1967, apud MURTHY 2002) considerou apenas grupos de estacas quadradas e registra a curva de R_s por B/d onde, B é a distância do centro a centro de estacas externas e d é o valor do diâmetro das estacas. Já a curva de Skempton et al. (1953) pode ser utilizada tanto para estacas escavadas ou cravadas. A Figura 17 mostra essas relações.

Figura 17 – Curvas mostrando a relação entre o valor de R_s e (a) largura relativa do grupo de estacas em areia (Vesic, 1967); (b) largura do grupo de estacas (Skempton et al, 1953).



Fonte: Murthy (2002).

2.2.1 Métodos Semiempíricos

Alguns métodos semiempíricos tem sido propostos para a definição do valor de R_s . Inicialmente, Skempton et al. (1953) propuseram uma correlação que levava em consideração apenas a geometria do grupo, apresentada pela Equação 2.7.

$$R_s = \left(\frac{4B+9}{B+12} \right)^2 \quad (2.7)$$

Onde, B é a largura do grupo de estacas em metros. Meyerhoff (1959) propôs a seguinte relação:

$$R_s = \frac{s \left(5 - \frac{s}{3} \right)}{\left(1 + \frac{1}{n_r} \right)^2} \quad (2.8)$$

Onde s é a relação entre o espaçamento e o diâmetro das estacas, e n_r o número de linhas de estacas. Já Vésic (1969) propôs:

$$R_s = \sqrt{\frac{B}{D}} \quad (2.9)$$

Onde B é a largura do bloco. Fleming et al. (1992, apud DÉCOURT, ALBIERO e CINTRA, 1998, p. 286) sugerem que R_s pode ser relacionado com o número de estacas 'n' do grupo, através da relação:

$$R_s \approx n^w \quad (2.10)$$

Sendo 'n' o número de estacas, e onde w varia entre 0,4 e 0,6 para a maioria dos casos; sendo 0,4 para estacas de atrito e 0,6 estacas de ponta. Poulos (1989) concluiu que para estacas por atrito em argilas, w é aproximadamente 0,5, enquanto para estacas por atrito em areias esse valor é aproximadamente 0,33.

De acordo com Poulos (2017), Randolph e Clancy (1993) correlacionaram o valor da Relação de recalque 'R_s' com o fator de proporção 'R', com:

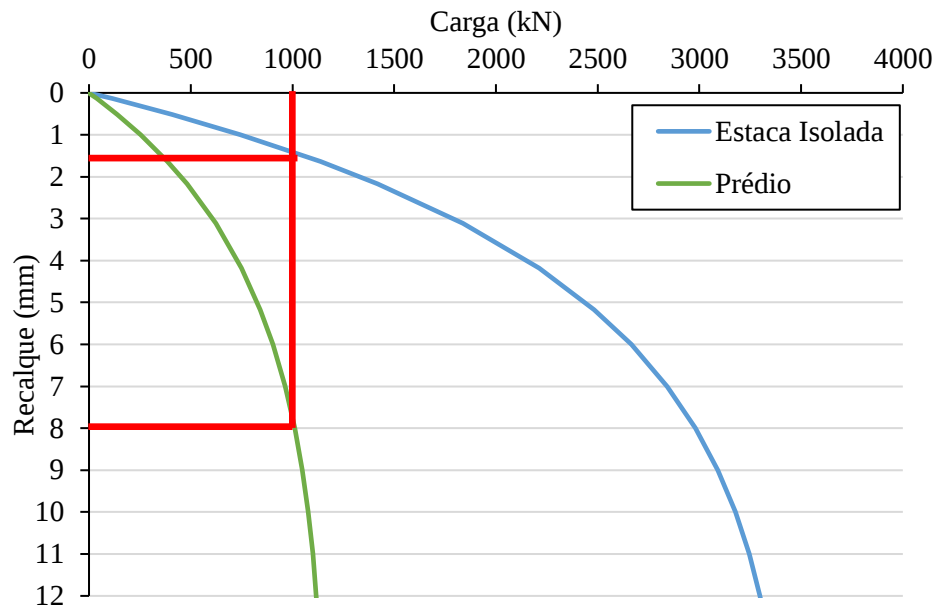
$$R = \left(\frac{n \times s}{L} \right)^{0,5} \quad (2.11)$$

Onde 'n' é o número de estacas, 's' é a distância entre eixos das estacas e 'L' é o comprimento das estacas. Assim, as expressões propostas para R_s e R_{s,MÁX} podem ser estimadas por:

$$R_s = 0,29 \times n \times R^{-1,33} \quad (2.12)$$

2.2.2 Método da Instrumentação Geotécnica (GUSMÃO, 2018)

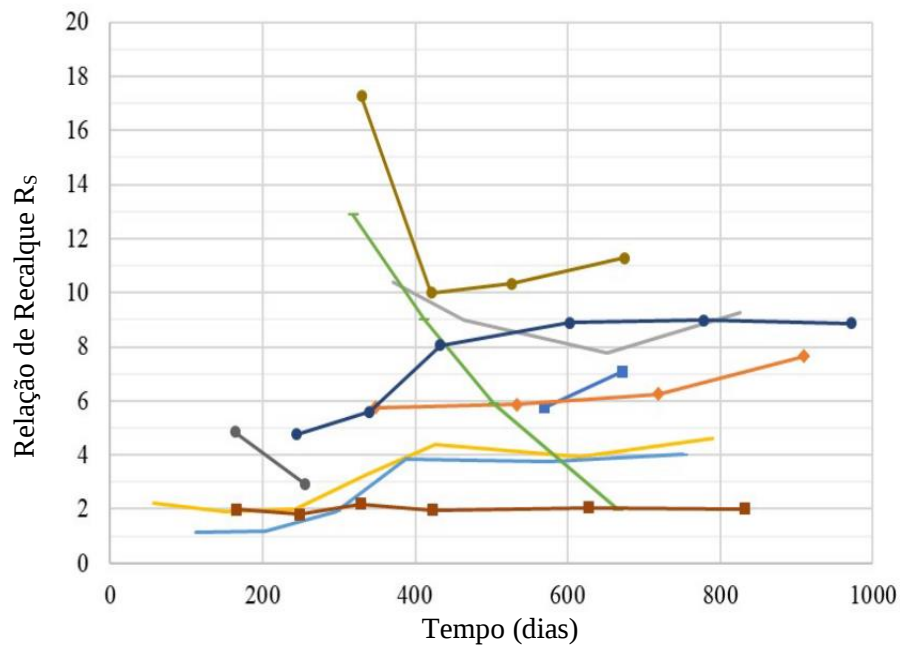
De acordo com Gusmão (2018) o efeito de grupo de uma edificação pode ser calculado através da instrumentação geotécnica do edifício, através da razão entre o recalque médio do grupo e o recalque da estaca isolada, uma vez os recalques sobre a mesma carga. Essa razão pode ser observada graficamente na Figura 18.

Figura 18 – Representação Gráfica de R_s .

Fonte: Autor (2020).

Almeida et. al. (2019) realizaram um estudo em 16 prédios construídos nas cidades de Recife e Salvador sobre estacas do tipo hélice contínua e metálica. Eles calcularam o efeito de grupo a partir da comparação entre os recalques das estacas isoladas e o recalque do prédio com instrumentação geotécnica. A Figura 19 mostra a relação de Recalque para os 10 prédios em estacas hélice contínua estudados.

Figura 19 – Relação de Recalque para 10 obras sobre estacas hélice contínua.



Fonte: Adaptado de Almeida et al. (2019).

Os autores perceberam que para estacas do tipo hélice contínua o valor de R_s variou entre 2 e 10, ou seja, entre 2 e 10 vezes o recalque da estaca isolada, o que evidencia a interferência mútua entre os elementos de fundação. Ainda foi concluído que o valor médio foi de aproximadamente 6.

2.2.3 Métodos com base na Previsão do Recalque do Grupo

O valor de R_s também pode ser obtido de forma a priori através da utilização de métodos de previsão de recalque de grupo em fundações profundas. Segundo Poulos (2017) existem diferentes métodos para a estimativa de recalque de grupo de estacas. O autor cita cinco diferentes abordagens, são elas:

- Método da razão de recalque, em que o recalque de uma estaca isolada na carga média é multiplicado por uma taxa de recalque de grupo R_s , que reflete o efeito da interação de grupo;
- Método do radier equivalente, em que a estaca é representada por um radier equivalente se comportando com características diferentes ao longo das estacas;
- Método da estaca equivalente, no qual o grupo de estacas é representada por uma estaca equivalente levando em consideração as estacas e o solo entre elas. A estaca equivalente é tratada como uma estaca isolada de rigidez equivalente para computar o recalque médio do grupo;
- Métodos que utilizam o fator de interação e princípio da superposição de efeitos, como o método de Poulos e Davis (1980);
- Métodos numéricos, como o método dos elementos finitos e o método das diferenças finitas, como no FLAC.

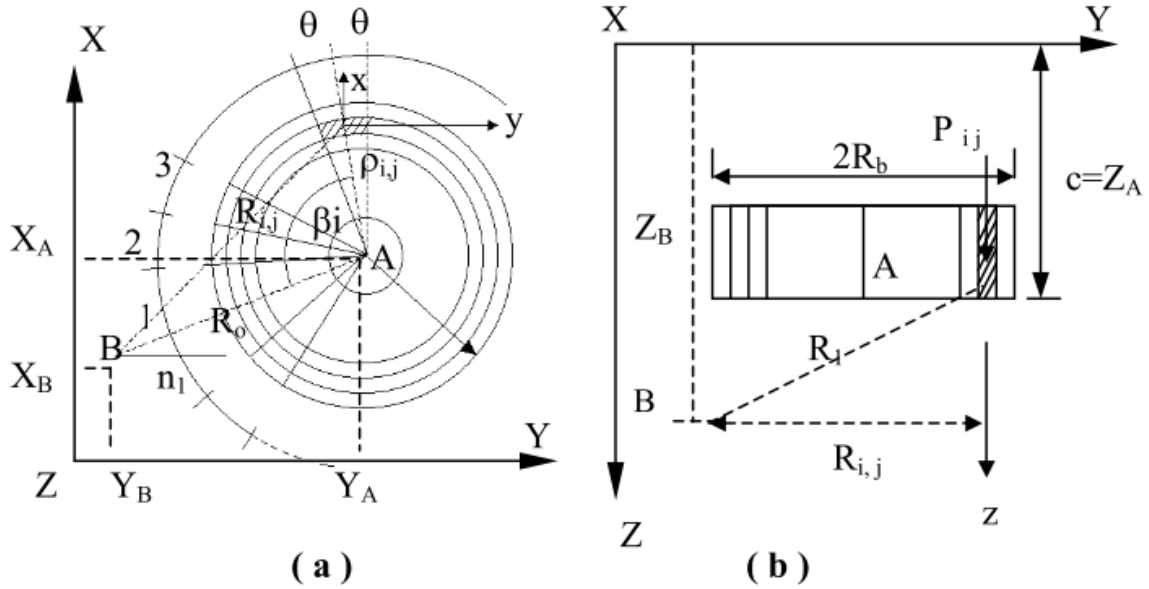
Dos grupos acima descritos, nesse trabalho foram utilizados os métodos de Aoki e Lopes (1975) e Randolph e Wroth (1978), o método do Radier Equivalente. Esses métodos serão apresentados em mais detalhes a seguir.

2.2.3.1 Aoki e Lopes (1975)

O método de Aoki e Lopes (1975) se trata de um método numérico de discretização das estacas para o cálculo do recalque. Ele utiliza o princípio da

superposição de efeitos de cargas e utiliza a solução de Mindlin (1936) e o procedimento de Steinbrenner (1934). A Figura 20 mostra como a discretização acontece na ponta da estaca.

Figura 20 - Divisão da base em $n_1 \times n_2$ subáreas



Onde: i e j = índices que identifica a subdivisão na divisão; A = Ponto sob a base da estaca; B = Ponto de Cálculo do Recalque; R_0 = Distância entre o ponto A e B; R_b = Raio da Base da Estaca; $P_{i,j}$ = Carga na subdivisão i,j . Fonte: Aoki e Lopes (1975) apud Iwamoto (2000).

Dessa forma, a carga de ponta em cada subárea é dada por:

$$P_{i,j} = \frac{P_b}{n_1 \cdot n_2} \quad (2.13)$$

Onde: $P_{i,j}$ é a força vertical no centroide de cada subárea; n_1 é o número de subdivisões da circunferência, n_2 é o número de subdivisões do raio;

$$r_0^2 = (x_A - x_B)^2 + (y_A - y_B)^2 \quad (2.14)$$

$$r_{i,j}^2 = r_0^2 + \rho_{i,j}^2 - 2 \cdot r_0 \cdot \rho_{i,j} \cos \beta_i \quad (2.15)$$

$$R_1 = [(z - c)^2 + r_{i,j}^2]^{1/2} \quad (2.16)$$

$$R_2 = [(z + c)^2 + r_{i,j}^2]^{1/2} \quad (2.17)$$

Onde:

$$c = z_A \quad (2.18)$$

$$\beta = \frac{\pi}{n_1}(2i - 1) \quad (2.19)$$

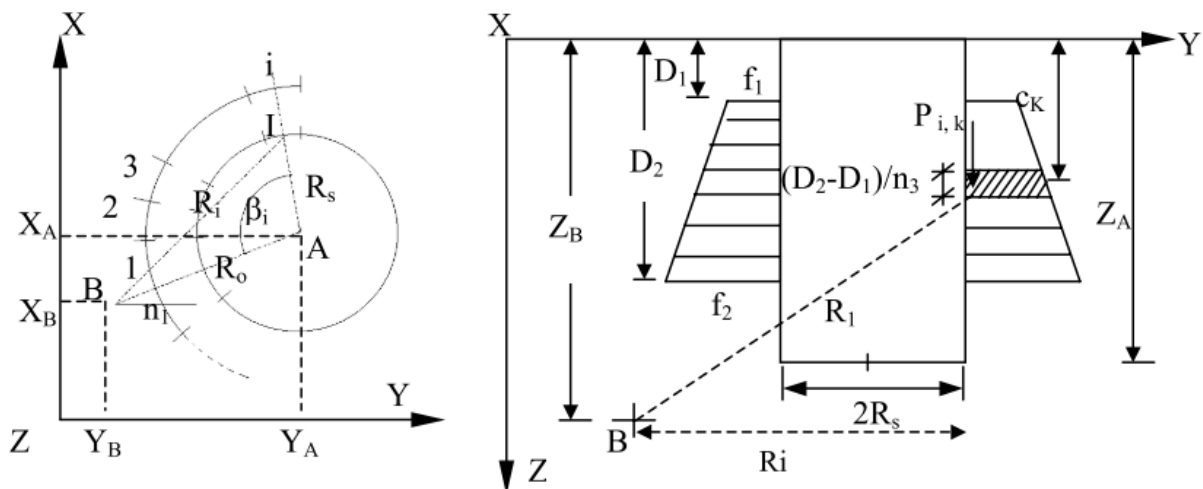
$$\theta = \frac{\pi}{n_1} \quad (2.20)$$

$$\rho_{i,j} = \frac{2 \cdot \text{sen } \theta}{3 \cdot \theta} \frac{R_b}{n_2^{1/2}} [j^{3/2} - (j - 1)^{3/2}] \quad (2.21)$$

z é a profundidade do ponto em que se deseja calcular o recalque; c a profundidade da base da estaca.

De forma semelhante, o fuste também é dividido em subáreas. A Figura 21 mostra a discretização.

Figura 21 - Divisão do fuste da estaca.



Fonte: Aoki e Lopes (1975) apud Iwamoto (2000).

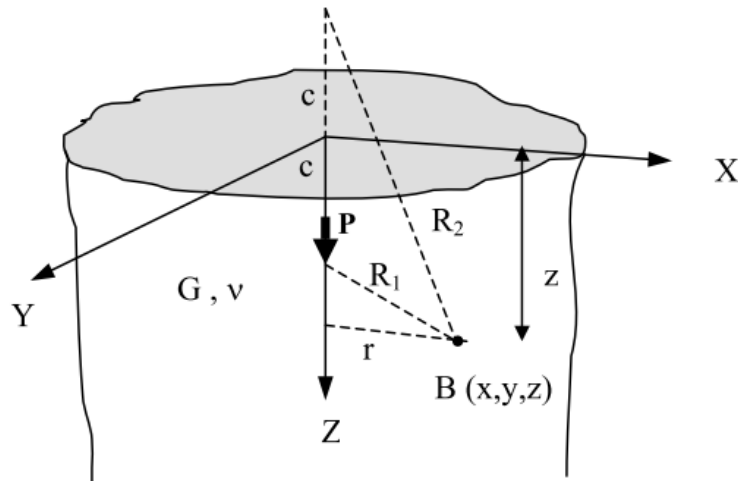
$$c_k = D_1 + \frac{(D_2 - D_1) \cdot (K - 1)}{n_3} + \left\{ \frac{\left(\frac{D_2 - D_1}{n_3} \right) \times \left[f_1 + (f_1 - f_2) \times \left(\frac{1 - 3K}{3n_3} \right) \right]}{2f_1 - (f_1 - f_2) \times \left(\frac{2K - 1}{n_3} \right)} \right\} \quad (2.22)$$

$$R_1 = [(z - C_k)^2 + r_1^2]^{1/2} \quad (2.23)$$

$$R_2 = [(z + C_k)^2 + r_1^2]^{1/2} \quad (2.24)$$

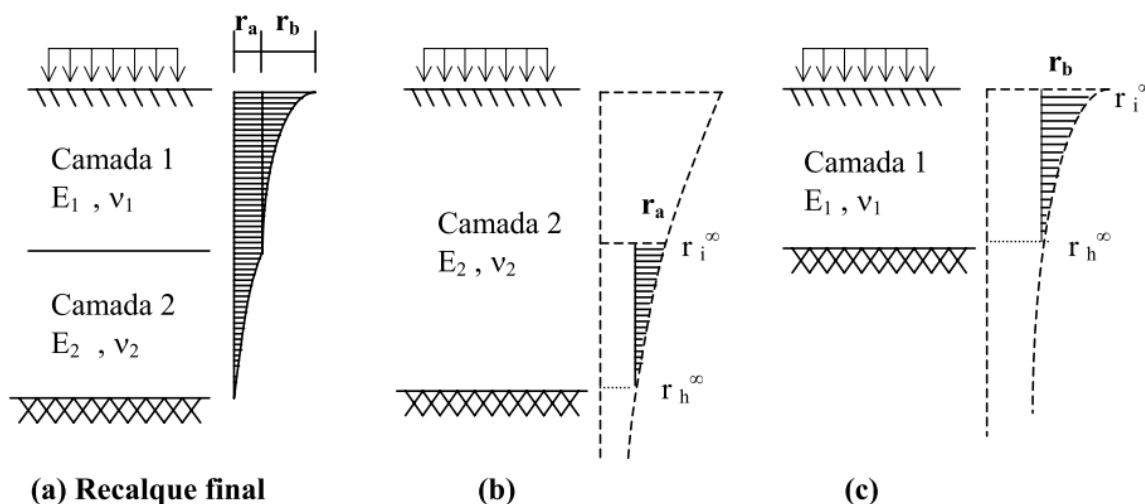
$$w = \frac{P}{16 \pi G (1-\nu)} \left\{ \frac{(3 - 4\nu)}{R_1} + \left[\frac{8 (1 - \nu)^2 - (3 - 4\nu)}{R_2} \right] + \frac{(z - c)^2}{R_1^3} + \left[\frac{(3 - 4\nu) \cdot (z + c)^2 - 2 \cdot c \cdot z}{R_2^3} \right] + \left[\frac{6 \cdot c \cdot z \cdot (z + c)^2}{R_2^5} \right] \right\} \quad (2.25)$$

Figura 22 - Meio elástico sem infinito.



Onde: P = Carga; r = Distância entre o ponto de aplicação da carga e o ponto de cálculo do recalque;
 R_1 e R_2 = Parâmetros da formulação de Midlin. Fonte: Iwamoto (2000).

Figura 23 - Aplicação do procedimento de Steinbrenner.

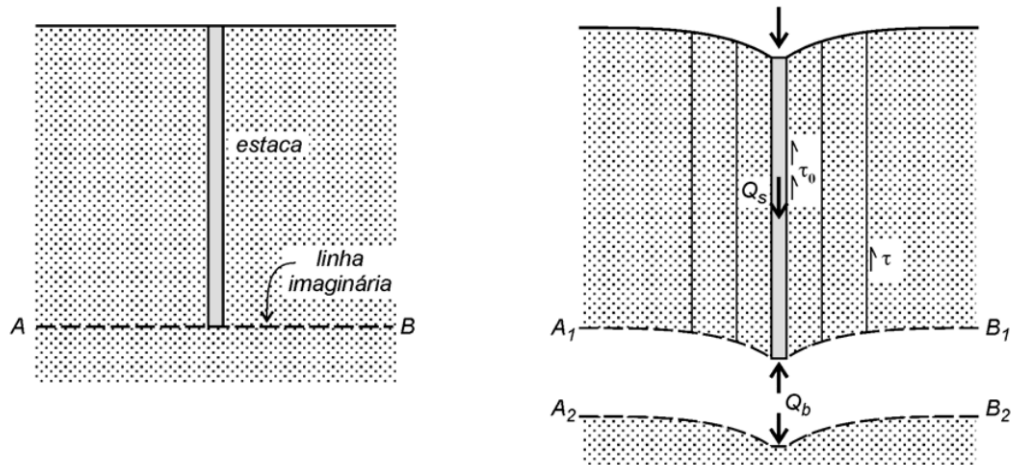


Onde: E = Módulo de Elasticidade do meio; ν = Coeficiente de Poisson do meio; r_b = Recalque da camada 1; r_a = Recalque da camada 2. Fonte: Iwamoto (2000).

2.2.3.2 Randolph e Wroth (1978a, 1978b, 1979)

Os autores consideraram que o solo ao redor da estaca se comporta de forma elástica, o chamado modelo cilíndrico concêntrico baseado na aproximação de Winkler. Um diferencial desse método é considerar duas camadas distintas separadas por uma linha imaginária que passa pela ponta da estaca. Dessa forma, as tensões de cisalhamento introduzidas pelo fuste da estaca deformam o solo acima da linha imaginária, e a carga de ponta da estaca deforma o solo abaixo da linha. Esse esquema é apresentado na Figura 24.

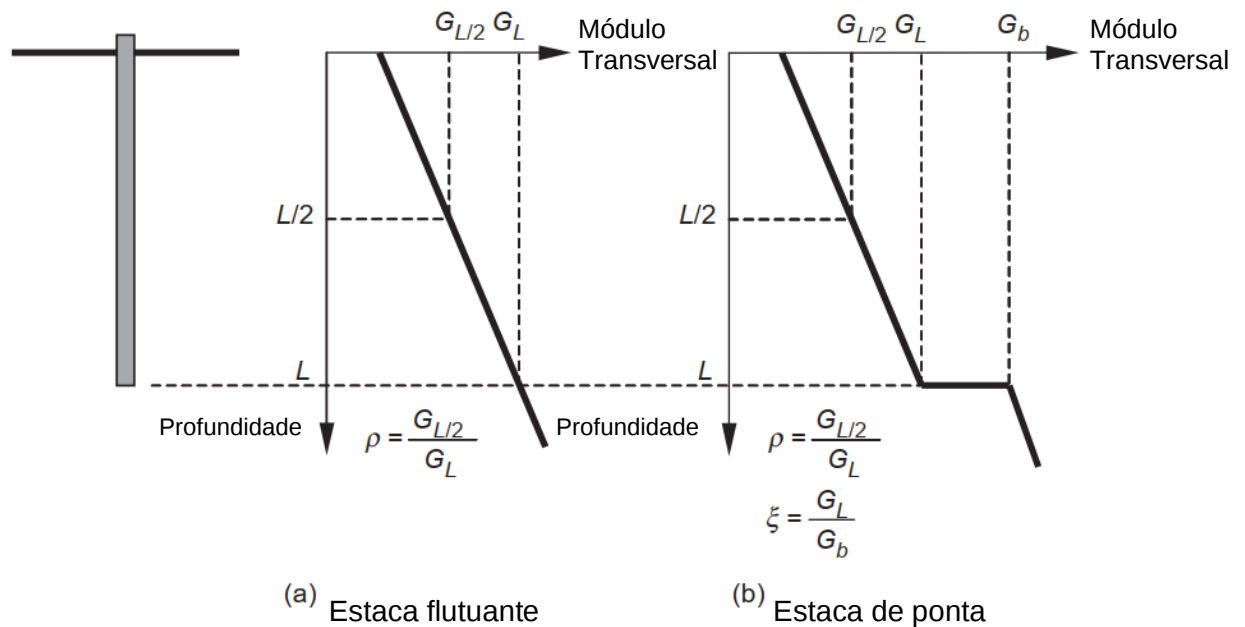
Figura 24 – Esquema do modelo proposto por Randolph e Wroth (1978).



Onde: Q_s = Carga de Fuste; Q_b = Carga da ponta da estaca; Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Os estudos ainda assumiram uma variação linear do módulo de elasticidade transversal do solo com a profundidade. A Figura 25 mostra como se dá a variação do módulo transversal com a profundidade em estacas de atrito e de ponta. Dessa forma não permite que perfis bem estratificados possam ser

Figura 25 - Variação do módulo de elasticidade transversal assumida com a profundidade.



Fonte: Fleming et al. (2009).

Assim, para uma carga P_t aplicada, o recalque total no topo da estaca δ_t de uma estaca compressível é dado pela seguinte equação de resolução implícita:

$$\frac{P_t}{\delta_t r_0 G_L} = \frac{\frac{4}{(1-\nu)} \frac{\eta}{\xi} + \frac{2\pi\rho \tanh(\mu l)}{\xi} \frac{1}{\mu l} \frac{1}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda(1-\nu)} \frac{4}{\xi} \frac{\eta \tanh(\mu l)}{\mu l} \frac{1}{r_0}} \quad (2.26)$$

Onde:

$\eta = r_b/r_0$, r_0 é o raio do fuste da estaca e r_b é o raio da base da estaca;

$\xi = G_L/G_b$, G_L e G_b são os módulos transversais do solo na profundidade L e da base da estaca respectivamente;

$\rho = G_{L/2}/G_L$, é a taxa de variação do módulo transversal do solo com a profundidade;

$\lambda = E_p/G_L$, é a rigidez relativa da estaca-solo;

$\mu L = \left(\frac{2}{\xi\lambda}\right)^{1/2} \frac{l}{r_0}$, é o fator de compressibilidade da estaca

$\zeta = \ln(r_m/r_0)$

$r_m = \{0,25 + \xi [2,5 \rho (1 - \nu) - 0,25]\} l$, é o raio máximo de influência dos deslocamentos induzidos pela estaca no solo;

ν é o coeficiente de Poisson do solo.

O perfil de recalque com a profundidade (z) pode ser aproximado com a expressão:

$$\delta = \delta_b \cos [h (\mu - l z)] \quad (2.27)$$

Onde:

$$\delta_b = \frac{P_b(1 - \nu)}{4 (r_b G_b)}$$

P_b é a carga na base da estaca

Se $l/d \leq 0,25 (E_p/G_L)^{1/2}$ a estaca pode ser considerada como rígida e a rigidez efetiva da cabeça da estaca é derivada da seguinte expressão simplificada:

$$\frac{P_t}{\delta_t r_0 G_L} = \frac{4}{(1-\nu)} \frac{\eta}{\xi} + \frac{2\pi\rho l}{r_0} \quad (2.28)$$

Se $l/d \geq 1,5 (E_p/G_L)^{1/2}$ a estaca pode ser considerada como infinitamente longa, e nesse caso a rigidez efetiva a cabeça da estaca é derivada da seguinte expressão simplificada:

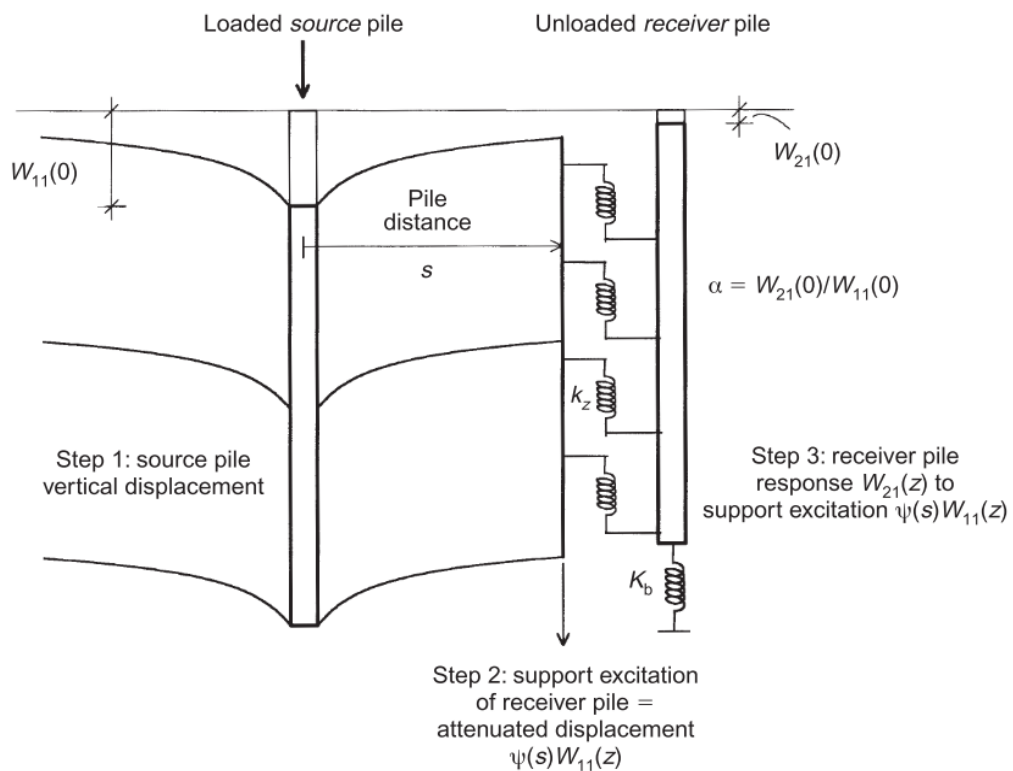
$$\frac{P_t}{\delta_t r_0 G_l} = \pi p \left(\frac{2\lambda}{\zeta} \right)^{1/2} \quad (2.29)$$

Onde P_t é a carga total.

No entanto, de acordo com Poulos (2017) o método de Randolph e Wroth (1978) possui algumas limitações como: assumir o comportamento elástico do solo; assumir que a rigidez do solo cresce linearmente com a profundidade ao longo do fuste; e, o fuste tem diâmetro constante.

Mylonakis e Gazetas (1998) demonstraram que é necessário levar-se em consideração também o reforço causado pelas estacas adjacentes. A Figura 26 mostra como acontece essa interação entre as estacas.

Figura 26 – Atenuação dos recalques de uma estaca causada por outra adjacente.

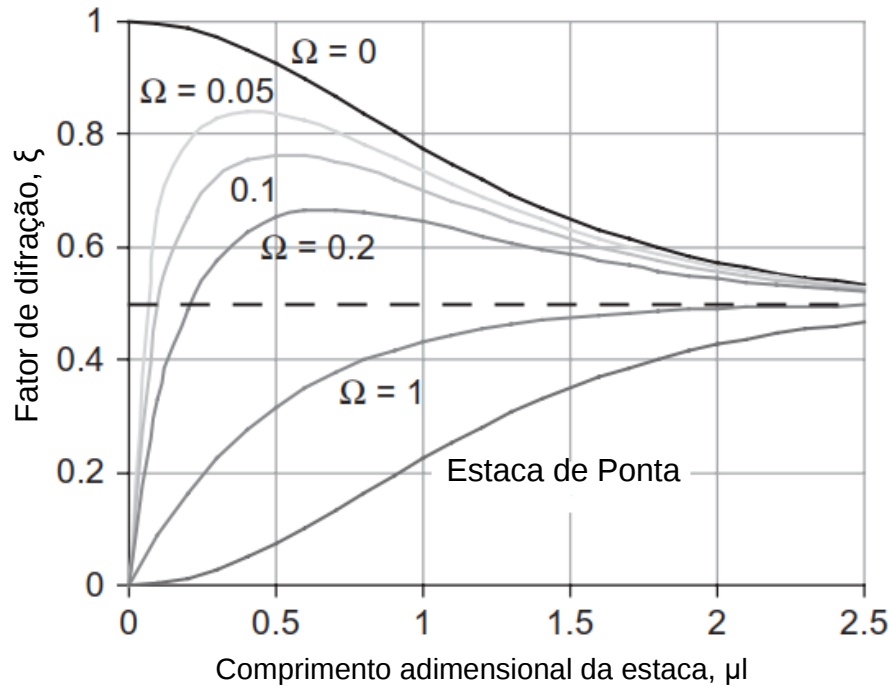


Fonte: Mylonakis e Gazetas (1998).

Para quantificar a atenuação dos recalques da estaca fonte pela influência da estaca receptora, um fator de atenuação α foi introduzido, que expressa o decaimento dessa influência de forma logarítmica. Além dele, também propuseram

um ‘fator de difração ξ ’, para expressar o efeito da resistência das estacas receptoras a esses deslocamentos. Esse valor varia entre 0 e 1; sendo que para estacas compressíveis o fator tende a 0,5 e em estacas de ponta é menor que 0,5. (SANTANA, 2008). A magnitude do fator de difração com o comprimento da estaca pode ser observada na Figura 27.

Figura 27 - Fator de Difração segundo Mylonakis e Gazetas (1998).



Fonte: Fleming et al. (2009).

Dessa forma, a equação de α resulta em:

$$\alpha = \left(\frac{\ln(r_m/s)}{\ln(2r_m/d)} \right) \xi \quad (2.30)$$

Onde r_m é o raio máximo de influência da estaca e fator de difração é função de Ω e μL , e é dado pela equação

$$\xi = \frac{2\mu L + \sinh 2\mu L + \Omega^2 [\sinh(2\mu L) - 2\mu L] + 2\Omega [\cosh(2\mu L) - 1]}{2 \sinh(2\mu L) + 2\Omega^2 \sinh(2\mu L) + 4\Omega \cosh(2\mu L)} \quad (2.31)$$

E sendo:

$$\Omega = \frac{P_b}{w_b(EA)_p \mu} \quad (2.32)$$

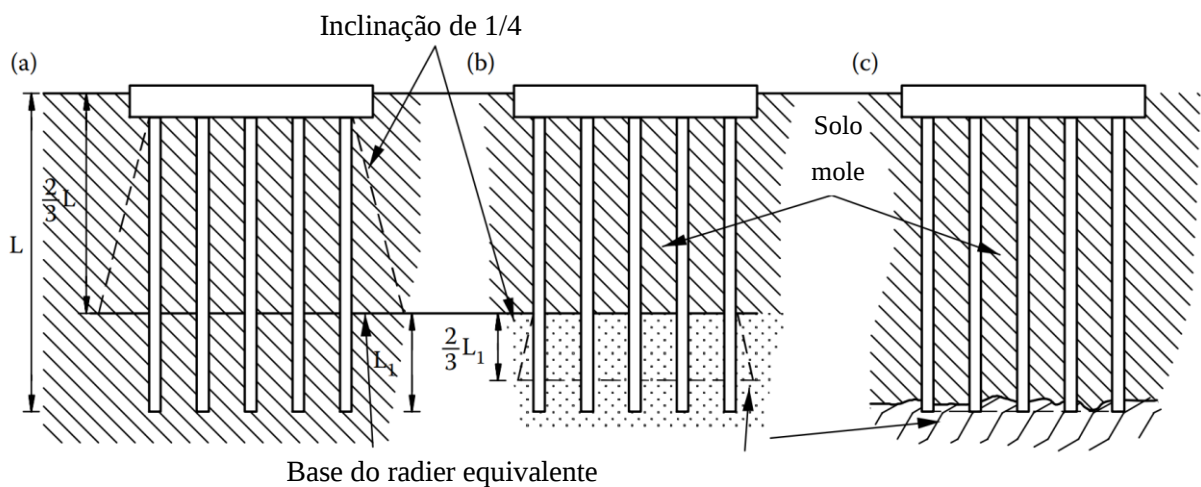
e

$$\mu L = \sqrt{\frac{k}{(EA)_p}} L \quad (2.33)$$

2.2.3.3 Radier equivalente

Segundo Poulos (2006) existem diversas propostas para o método, a que ele recomenda, no entanto, é a proposta de Tomlinson (1983). A Figura 28 mostra o método do radier equivalente, onde a altura representativa varia de $2/3 L$ a L , a depender da condição de apoio das estacas.

Figura 28 – Método do Radier equivalente.



Onde: a) grupo de estacas de atrito; (b) grupo de estacas que atravessam um solo mole e se assentam sobre solo rígido; (c) grupo assente sobre solo rígido. Fonte: Adaptado de Poulos (2012).

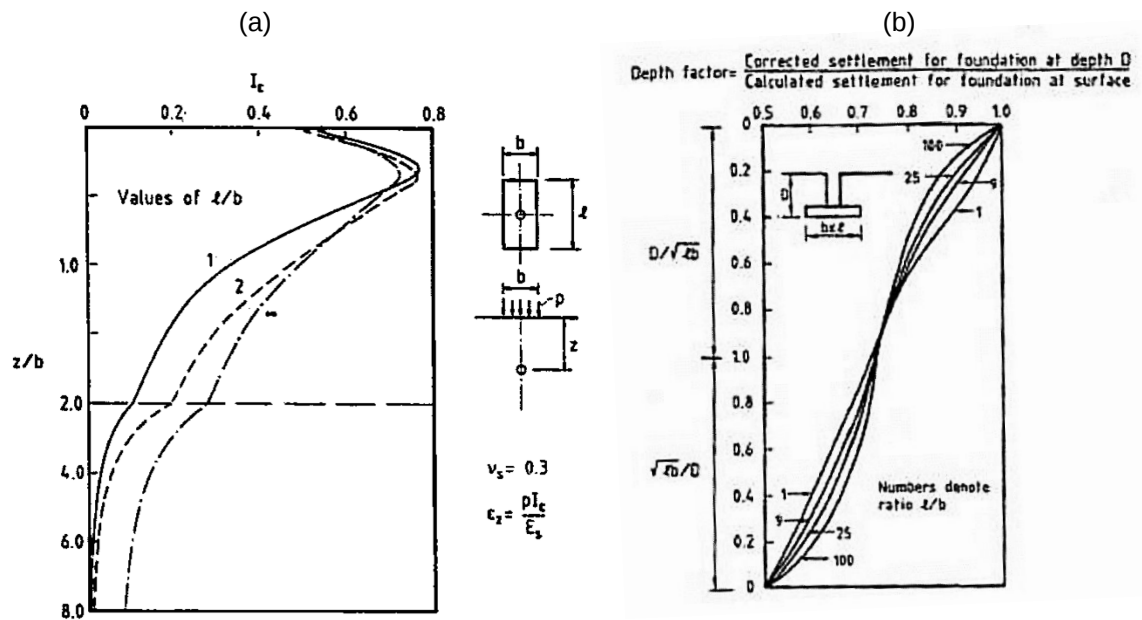
Para estabelecer as dimensões do radier, o método assume que a carga se dissipa em uma proporção de 1 para 4 em estacas por atrito lateral a zero em estacas de ponta. A Equação 2.35 mostra como se dá o cálculo do recalque do solo ρ_s .

$$\rho_s = F_D q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_{\epsilon}}{E_s} \right) h_i \quad (2.34)$$

Onde, 'q' é a pressão aplicada pelo radier, 'I $_{\epsilon}$ ' é o fator de influência ao qual a deformação vertical pode ser calculada, 'h $_i$ ' e 'E $_s$ ' são a espessura e o módulo de deformabilidade da i-ésima camada; e 'F $_D$ ' é o fator de correção proposto por Fox

(1948). Além disso, para obtenção do recalque médio, o valor calculado pela equação 2.36 deve ser reduzido em 20%. A Figura 29 mostra os ábacos para cálculo do ' I_ε ' e ' F_D '.

Figura 29 – Ábacos para cálculo de (a) Fator de Influência I_ε ; (b) Fator de Correção F_D de Fox (1948).



Fonte: Randolph (1994).

3 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DO SISTEMA DE FUNDAÇÕES

São apresentados e analisados os dados da edificação estudada tais como: sistema de fundações, investigação geotécnica, prova de carga estática de desempenho, desenvolvimento das etapas construtivas da edificação e da medição de recalques.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O estudo do sistema de fundações inicia-se com a análise do terreno onde a edificação ficará assentada. Para isso, o principal método de investigação geotécnica para edifícios no Brasil consiste na sondagem do tipo SPT (*Standard Penetration Test*). Nesse cenário, se popularizaram os métodos semiempíricos para determinação da capacidade de carga em estacas. Ao longo dos anos esses métodos têm sido a principal ferramenta da prática brasileira para dimensionamento de fundações.

No entanto, desde a obrigatoriedade normativa de realização provas de carga em no mínimo 1% das estacas das obras, avanços no conhecimento geotécnico dos terrenos têm sido observados. Com eles é possível a utilização de métodos de extrapolação para conhecimento da carga última das estacas. Mas, raramente as provas de carga contam com instrumentação em profundidade, o que traria um conhecimento mais acurado do comportamento da estaca naquele maciço. A ausência da instrumentação em profundidade faz com que projetistas de fundações precisem recorrer a métodos teóricos para separação da carga por atrito lateral e por ponta, como por exemplo os de Massad e Lazo (1998), Décourt (2008), Camapum de Carvalho (2008, 2010) e Oliveira et al. (2018).

No que diz respeito a previsão dos recalques das fundações, é imprescindível o conhecimento dos parâmetros de deformabilidade do estrato do terreno. No entanto, esses parâmetros são de rara e difícil quantificação. Nesse sentido, outro recurso é a retroanálise dos parâmetros de deformabilidade a partir dos dados das provas de carga.

Por fim, após a conclusão e entrega da edificação ao cliente, o desempenho geotécnico precisa ser acompanhado. Com o avanço da instrumentação geotécnica, os valores de recalques podem ser medidos e comparados com os recomendados

pela literatura técnica para prever e intervir em possíveis falhas no desempenho do sistema de fundações.

Dessa forma, o objetivo desse capítulo é utilizar esses recursos para avaliação geotécnica do sistema de fundações de um edifício construído no bairro da Torre, no Recife. A avaliação conta com aplicação dos métodos semiempíricos, extrapolação das provas de carga estática, separação do atrito lateral e ponta, e análise dos recalques medidos pela instrumentação geotécnica.

3.2 MATERIAIS E MÉTODOS

São abordados a caracterização da obra e do terreno de fundações, interpretação e avaliação das provas de carga estática e avaliação dos resultados da instrumentação geotécnica fornecidos pelos projetistas da fundação.

3.2.1 Caracterização da Obra e Perfil Geotécnico

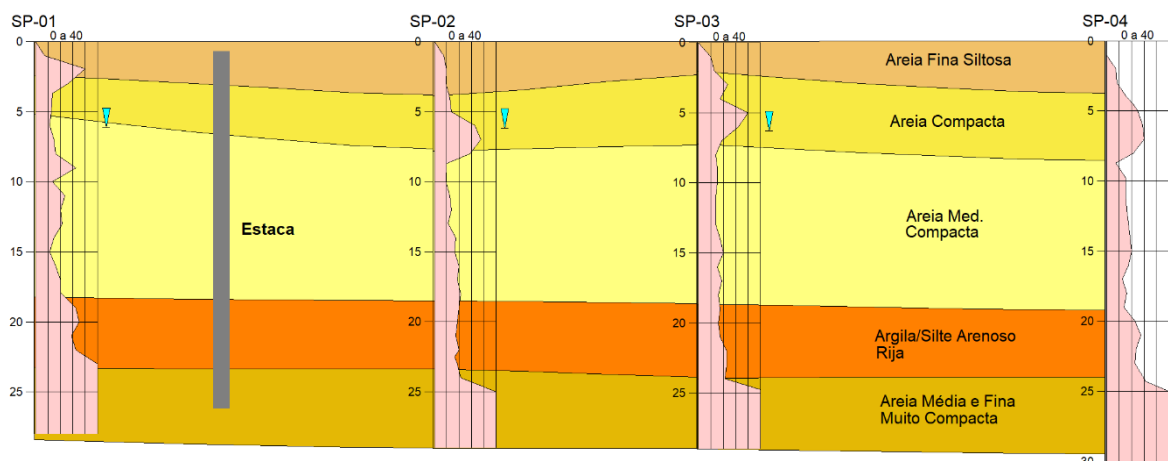
O caso de obra estudado trata-se de um prédio em estrutura aporticada de concreto armado, com aproximadamente 120 metros de altura, construído no bairro Torre na cidade do Recife, Pernambuco. O edifício conta com 41 níveis de laje, sendo 37 pavimentos tipo, com 17 pilares em sua lâmina e 160 pilares na periferia.

A investigação geotécnica do terreno se deu através de quatro furos de sondagens do tipo SPT na área de projeção da lâmina do edifício, que foram fornecidos pelos projetistas de fundação do edifício. Seus resultados indicam que o terreno é composto predominantemente por camadas de solo arenoso de compactidade medianamente compacta. O perfil de sondagem é apresentado na Figura 30 onde observa-se tanto a estratigrafia quanto o valor do N_{SPT} a cada metro e a Tabela 5 apresenta os dados da sondagem média, e uma estimativa do módulo de elasticidade do solo de acordo com Teixeira e Godoy (1998). Esse método foi escolhido por ser um método que correlaciona o número de golpes do ensaio SPT e o tipo do solo, com seu módulo de elasticidade, além de ser amplamente utilizado na prática nacional.

Superficialmente, o terreno é composto por uma camada de areia fina a média pouco compacta, $N_{SPT} \approx 8,2$ golpes/0,30 m. Em seguida, é notada a presença de uma camada de areia fina siltosa medianamente compacta a compacta, com N_{SPT}

≈ 24,50 golpes/0,30 m. Posteriormente, as sondagens indicam a presença de outra camada de areia fina compacta, com $N_{SPT} \approx 12,80$ golpes/0,30 m. Esta é seguida por uma camada de silte arenoso medianamente compacto, $N_{SPT} \approx 18,90$ golpes/0,30 m. Finalmente, a sondagem parou em uma camada de areia média e fina muito compacta, $N_{SPT} > 50$ golpes/0,30 m. O nível d'água varia entre as cotas -6,15 m e -6,30 m.

Figura 30 - Perfil geotécnico do terreno de fundações.



Fonte: Autor a partir de GeoBeton (GEOBETON ENGENHARIA LTDA., 2013). Legenda: SP = Sondagem a Percussão.

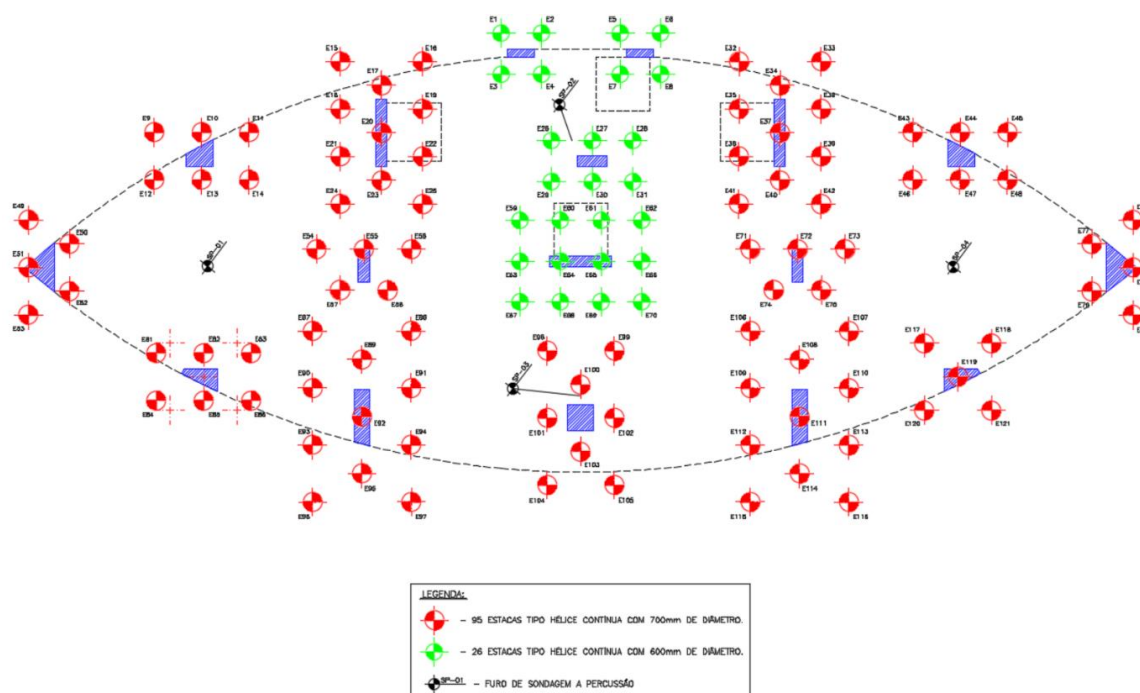
Tabela 5 - Resumo das características dos solos segundo as sondagens.

Camada n°	Tipo do Solo	N_{SPT} Médio	Espessura Média (m)	E (MPa)
1	Areia fina siltosa	8,2	3,9	17,3
2	Areia compacta	24,5	3,2	51,4
3	Areia medianamente compacta	12,8	11,7	26,8
4	Argila/silte consistência rija	18,9	5,0	28,4
5	Areia muito compacta	74,1	5,4	169,4

Onde: N_{SPT} : Número de golpes em golpes/0,30 m do ensaio de SPT; E = Módulo de Deformabilidade da camada. Fonte: O Autor (2020).

A solução de fundações do projeto da torre do edifício foi em estacas de concreto armado do tipo hélice continua, com diâmetros de 600 mm e 700 mm, e com comprimentos de 23,50 m e 24,50 m respectivamente, se assentando sobre uma camada de areia muito compacta ($N_{SPT} > 50$ golpes/0,30 m). Ao total foram executadas 26 estacas de 600 mm e 95 estacas de 700 mm, totalizando 121 estacas sob a lâmina. A Figura 31 apresenta o projeto executivo de fundações.

Figura 31 - Solução de fundações para a lâmina do edifício.



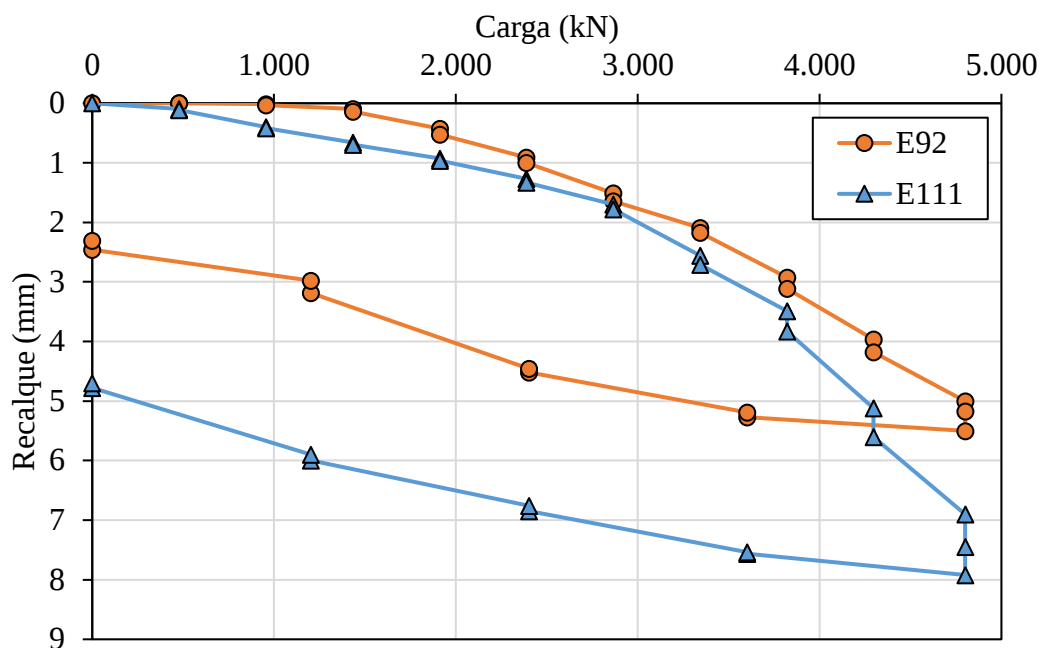
Fonte: Gusmão Engenheiros Associados (GUSMÃO ENGENHERIOS ASSOCIADOS LTDA., 2013).

Métodos semiempíricos de capacidade de carga foram utilizados: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996). Para o método de Aoki e Velloso (1975) os valores utilizados para os coeficientes F1 e F2, que variam a depender do tipo de estaca, foram os recomendados por Velloso e Lopes (2002, apud CINTRA; AOKI, 2010).

3.2.2 Provas de Carga Estática de Desempenho

De acordo com os relatórios fornecidos pelos projetistas de fundações, foram realizadas duas provas de carga estática, conforme preconiza a norma NBR 6122 (ABNT, 2019). As provas de carga foram realizadas nas estacas E92, sob o centro geométrico do pilar P14, e na estaca E111, sob o centro do pilar P16. As duas estacas ensaiadas possuem diâmetro de 700 mm e seu sistema de reação a partir de estacas adjacentes tracionadas. A Figura 32 apresenta as provas de carga estática realizadas, com seus trechos de carregamento e descarregamento. A carga de trabalho das estacas definida em projeto foi de 2.400 kN, dessa forma, a carga máxima de ensaio alcançou 4.800 kN, ou seja, duas vezes esse valor.

Figura 32 – Curvas carga-recalque das Provas de Carga Estática realizadas.



Fonte: Adaptado de Fundações Rossi (2013).

A prova de carga na estaca E92 apresentou que o recalque máximo após 12h no último estágio foi de 5,50 mm, sendo 2,31 mm de recalque residual e 3,19 mm de recalque elástico. Já a prova de carga na estaca E111 apresentou recalque máximo de 7,92 mm, desses 4,70 mm são de recalque residual e 3,22 mm de recalque elástico. Pode-se observar que as provas de carga atingiram deslocamentos de apenas 0,79 e 1,13% do diâmetro das estacas.

Para obter a carga de ruptura das estacas ensaiadas e sua função de ajuste foram utilizados os métodos de Van der Veen (1953), Van der Veen Generalizado (AOKI, 1976), Chin (1970) e Décourt (1996). Na extrapolação por Van der Veen (1953) foram utilizadas planilhas desenvolvidas por Oliveira (2013), e para o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) essas mesmas planilhas foram adaptadas pelo autor.

O mecanismo de transferência de carga das Provas de Carga Estática foram ainda interpretadas pelo método de Décourt (2008) e de Oliveira et al. (2018), a fim de se obter as parcelas de atrito lateral e ponta.

Com o método de Aoki e Lopes (1975) e Randolph e Wroth (1989) foi realizada a retroanálise do Módulo de Elasticidade do solo do terreno de fundações. Os módulos de elasticidade para cálculo do recalque da estaca foram considerados

constantes ao longo e abaixo da estaca, e, os valores escolhidos para introdução inicial foram de: 4 MPa, 6 MPa, 8 MPa, 10 MPa, 20 MPa, 30 MPa, 40 MPa, 50 MPa, 60 MPa, 70 MPa, 80 MPa, 90 MPa e 100 MPa. Os coeficientes de Poisson adotados foram de: 0,15; 0,20; 0,25; 0,30; 0,35 e 0,40.

Para o método de Aoki e Lopes (1975) a profundidade até a camada indeslocável considerada foi de 7,00 m a partir da ponta da estaca, e o número de subdivisões “n” utilizado foi de $n = 50$. Para o cálculo dos recalques por este método, foi utilizada uma rotina em MATLAB desenvolvida pelo autor.

Para o método de Randolph e Wroth (1979) foi utilizada a rotina PIGLET. Software que realiza análise de tensão deformação de grupos de estacas em diferentes condições de carregamento fornecida por Randolph (2019a). Ele permite a análise da interação entre as estacas através de uma modelagem do solo como material elástico linear, no entanto com rigidez variável com a profundidade.

O programa desenvolvido e publicado originalmente em Randolph (1987), a partir de sua tese de doutorado, que funciona em plataforma Excel que chama uma Biblioteca de Vínculo Dinâmico (*dll*) em Fortran.

O método adotado pelo programa baseia-se nos trabalhos de Randolph e Wroth (1978b), onde desenvolve cálculo de recalque de estacas flutuantes, e por Randolph e Wroth (1978a) onde o método é estendido para estacas de ponta. Considera-se que a camada superior se deforma unicamente pelas tensões de cisalhamento que atuam na estaca, enquanto a camada inferior à base da estaca se deformada pela carga transmitida à base da estaca.

3.2.3 Instrumentação Geotécnica

Conforme relatórios fornecidos pelos projetistas de fundações, o edifício foi instrumentado com pinos de medição de recalques e as leituras foram realizadas com nível ótico. A Tabela 6 apresenta as datas das leituras e suas respectivas etapas construtivas.

Tabela 6 - Número de leituras, etapa de execução e o tempo entre leituras.

Leitura	Data da medição	Dias	Etapa Construtiva (Pav.)					Piso
			Est.	Alv. Ext.	Alv. Int.	Rev. Ext.	Rev. Int.	
L1	21/01/2016	0	2 (1 Vaz.)	-	-	-	-	-
L2	28/03/2016	67	5 (2 Tip.)	-	-	-	-	-
L3	29/06/2016	160	18 (15 Tip)	10 (7 Tip)	-	-	-	-
L4	21/09/2016	244	28 (25 Tip)	21 (18 Tip)	-	-	-	-
L5	26/12/2016	340	38 (35 Tip)	32 (29 Tip)	12 (9 Tip)	-	-	12 (9 Tip.)
L6	29/03/2017	433	41 (Cob.)	40 (37 Tip)	12 (9 Tip)	-	-	34 (31 Tip.)
L7	15/09/2017	603	41 (Cob.)	41 (Cob.)	41 (Cob.)	41 (Cob.)	18 (15º T)	40 (37 Tip.)
L8	09/03/2018	778	41 (Cob.)	41 (Cob.)	41 (Cob.)	41 (Cob.)	34 (31º T)	40 (37 Tip.)

Onde: Est. = Estrutura; Alv. Ext. = Alvenaria Externa; Alv. Int. = Alvenaria Interna; Rev. Ext. = Revestimento Externo; Ver. Int. = Revestimento Interno. Vaz = Vazado (Pavimento de Garagem/Área comum); Tip = Pavimento Tipo; Cob = Cobertura; Fonte: Gusmão Engenheiros Associados Ltda., 2017. Fonte: Auto adaptado de CivilCoop (2016).

Pode-se observar, na Tabela 7, que foram realizadas oito leituras de cotas em todos os 17 pilares da lâmina ao longo de 778 dias.

Tabela 7 - Resultados de instrumentação do edifício.

Pilar	Recalque na Leitura								
	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	L5 (mm)	L6 (mm)	L7 (mm)	L8 (mm)	L9 (mm)
P1	0,00	2,42	4,91	5,43	5,46	-	7,00	-	-
P2	0,00	1,91	3,38	4,10	5,79	7,20	9,19	9,63	9,47
P3	0,00	1,32	3,17	3,65	4,43	7,88	8,71	9,27	9,08
P4	0,00	0,38	3,08	3,43	-	-	-	-	-
P5	0,00	2,77	4,09	4,87	5,66	9,57	10,58	10,94	10,78
P6	0,00	1,81	2,92	3,91	5,37	6,84	-	-	-
P7	0,00	2,30	2,92	-	5,04	8,83	-	-	-
P8	0,00	2,49	3,12	3,35	3,68	8,05	8,81	9,67	9,56
P9	0,00	2,55	3,77	4,04	4,93	9,18	10,62	-	-
P10	0,00	2,68	3,88	4,84	6,28	-	-	-	-
P11	0,00	2,14	3,75	4,44	4,86	8,61	9,41	-	-
P12	0,00	2,34	3,03	3,53	4,04	8,05	8,60	9,35	9,15
P13	0,00	2,66	3,53	3,53	4,78	8,69	10,08	11,05	10,88
P14	0,00	0,86	3,15	3,51	3,67	5,55	7,03	7,63	7,44
P15	0,00	1,28	3,38	3,85	3,91	3,37	4,92	5,84	5,66
P16	0,00	1,92	3,08	3,63	4,94	6,39	8,66	9,31	9,13
P17	0,00	0,71	3,08	3,65	4,53	5,11	7,57	8,15	7,96

Onde: L = Leitura de recalque; P = Pilar. Fonte: Autor adaptado de CivilCoop (2016).

Observa-se ainda que em algumas etapas de medições de recalque alguns pilares não puderam ter sua cota medida. Assim, o seu valor foi obtido através de interpolação linear com pontos vizinhos.

Ainda é possível perceber que a primeira leitura os recalques medem zero pois trata-se da leitura de referência. No entanto, já havia cargas aplicadas à infraestrutura do edifício e uma parcela do recalque não foi medida, dessa forma faz-se necessária uma regressão linear para nivelamento dos pinos de recalque.

3.3 RESULTADOS E DISCUSSÃO DA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DAS FUNDAÇÕES

São analisados os aspectos do desempenho do sistema de fundações através da interpretação das sondagens a percussão, das provas de carga estática, e dos recalques medidos através da instrumentação geotécnica.

3.3.1 Capacidade de Carga - Métodos Semiempíricos

Na Tabela 8 é apresentada a capacidade de carga das estacas do tipo Hélice Contínua com 700 mm de diâmetro quando assente sobre a cota -26,00 m, para a estratigrafia apresentada.

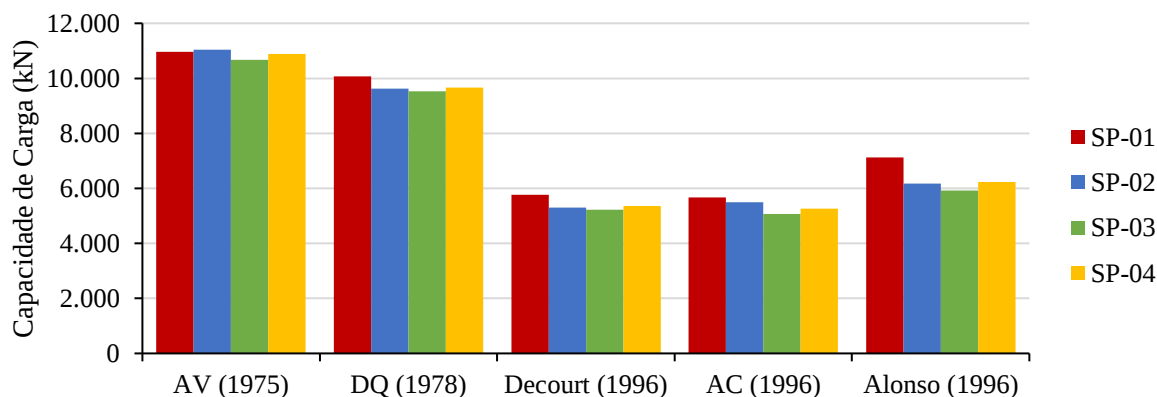
Tabela 8 - Resumo da capacidade de Carga por diferentes métodos.

Sondagem e Método	Atrito (kN)	Ponta (kN)	Total (kN)
SP-01			
<i>Aoki e Velloso (1975)</i>	3.258,6	7.696,9	10.955,6
<i>Décourt e Quaresma (1978)</i>	3.921,8	6.157,5	10.079,3
<i>Décourt (1996)</i>	3.921,8	1.847,3	5.769,0
<i>Antunes e Cabral (1996)</i>	4.123,9	1.539,4	5.663,3
<i>Alonso (1996)</i>	4.312,0	2.803,0	7.115,0
SP-02			
<i>Aoki e Velloso (1975)</i>	3.342,7	7.696,9	11.039,6
<i>Décourt e Quaresma (1978)</i>	3.459,9	6.157,5	9.617,5
<i>Décourt (1996)</i>	3.459,9	1.847,3	5.307,2
<i>Antunes e Cabral (1996)</i>	3.958,4	1.539,4	5.497,8
<i>Alonso (1996)</i>	3.725,3	2.443,8	6.169,1
SP-03			
<i>Aoki e Velloso (1975)</i>	2.969,6	7.696,9	10.666,5
<i>Décourt e Quaresma (1978)</i>	3.372,0	6.157,5	9.529,5
<i>Décourt (1996)</i>	3.372,0	1.847,3	5.219,2
<i>Antunes e Cabral (1996)</i>	3.529,6	1.539,4	5.069,0
<i>Alonso (1996)</i>	3.613,5	2.309,1	5.922,6
SP-04			
<i>Aoki e Velloso (1975)</i>	3.184,9	7.696,9	10.881,8
<i>Décourt e Quaresma (1978)</i>	3.503,9	6.157,5	9.661,4
<i>Décourt (1996)</i>	3.503,9	1.847,3	5.351,2
<i>Antunes e Cabral (1996)</i>	3.730,8	1.539,4	5.270,2
<i>Alonso (1996)</i>	3.781,2	2.450,2	6.231,3

Fonte: O Autor (2020).

A Figura 33 ilustra graficamente os valores de capacidade de carga considerando as quatro sondagens para os cinco métodos utilizados.

Figura 33 - Capacidade de carga das estacas por métodos semiempíricos.



Onde: SP = Sondagem a Percussão; AV (1975): Aoki Velloso (1975); DQ (1978): Décourt e Quaresma (1978), AC (1996): Antunes e Cabral (1996). Fonte: O Autor (2020).

Os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1975) são os que indicam maiores capacidades de carga para o terreno de fundações. Isso deve-se ao fato de os métodos não terem sido desenvolvidos originalmente para estacas do tipo hélice contínua.

Os outros métodos apresentam menor diferença entre si, sobretudo entre os métodos de Décourt (1996) e Antunes e Cabral (1996) onde a diferença entre a capacidade de carga total foi de no máximo 3,59%. Uma média entre os três últimos métodos sugere que a capacidade de carga é cerca de 5.700 kN. Uma vez que a carga de trabalho das estacas é de 2.400 kN, pode-se dizer que o fator de segurança global do sistema de fundações é de 2,38.

3.3.2 Análise das Provas de Carga Estática

São relatados os resultados das análises das provas de carga estática através de métodos de extrapolação de prova de carga, avaliação do mecanismo de transferência da carga e retroanálise dos parâmetros de deformabilidade.

3.3.2.1 Extrapolação das provas de carga

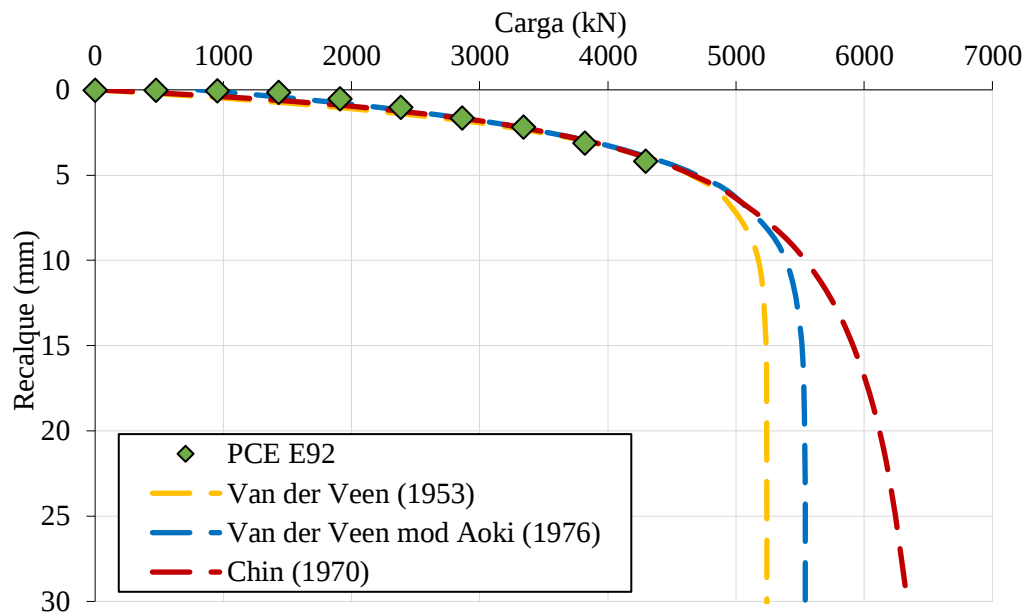
A Tabela 9 mostra os dados das curvas de ajuste das provas de carga, com suas cargas de ruptura pelos métodos de Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976) e Chin (1970). A Figura 34 e a Figura 35 mostram o comportamento gráfico dessas curvas. A Figura 36 ilustra a comparação entre as capacidades de cargas dos métodos apresentados.

Tabela 9 - Valores resultado da extrapolação de provas de cargas e PCE média.

Método e Parâmetro	E92	E111
Van der Veen (1953)		
<i>Carga de Ruptura (kN)</i>	5240,00	5090,00
<i>Parâmetro α</i>	-0,43618	-0,36270
<i>Índice de Correlação R^2</i>	0,98138	0,99171
Van der Veen modificado por Aoki (1976)		
<i>Carga de Ruptura (kN)</i>	5540,00	5190,00
<i>Parâmetro α</i>	0,34408	0,32499
<i>Parâmetro β</i>	0,15606	0,10277
<i>Índice de Correlação R^2</i>	0,98258	0,98888
Chin (1970)		
<i>Carga de Ruptura (kN)</i>	6830,90	6106,50
<i>Parâmetro m</i>	0,0015	0,0016
<i>Parâmetro C</i>	0,0034	0,0036
<i>Nº de pontos considerados</i>	5	9
<i>Índice de Correlação R^2</i>	0,99274	0,99730

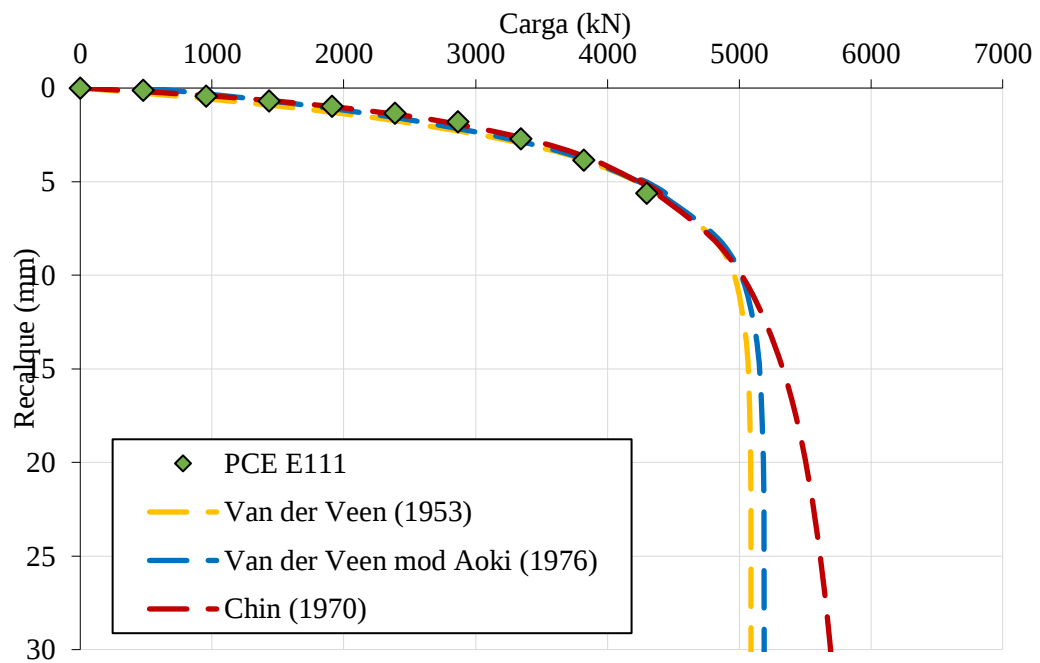
Onde: α e β = Parâmetros de Van der Veen; m e C = Parâmetros do método de Chin; Fonte: Autor (2020).

Figura 34 - Ajustes para a estaca E92.



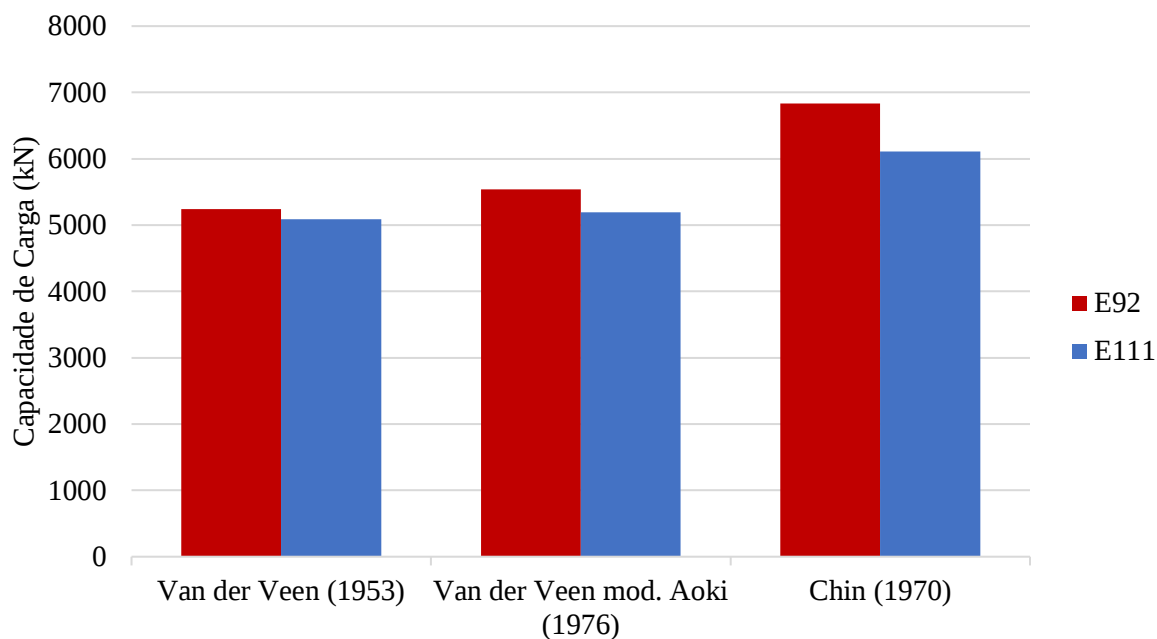
Onde: PCE E92 = Prova de Carga Estática realizada na Estaca E92. Fonte: O Autor (2020).

Figura 35 - Ajustes para a estaca E111.



Onde: PCE E111 = Prova de Carga Estática realizada na Estaca E111. Fonte: O Autor (2020).

Figura 36 - Comparação entre capacidade de carga dos métodos de extrapolação.



Onde: E92 = Estaca E92; E111= Estaca E111. Fonte: O Autor (2020).

A diferença da carga de ruptura entre os métodos de Van der Veen (1953) e Van der Veen mod. Aoki (1976) é de 300 kN para a estaca E92 e apenas de 100 kN para a estaca E111, uma diferença de 5,73% e 1,96% respectivamente. Uma menor diferença também ocorre para os métodos de Chin (1970) e Décourt (2008), onde a diferença entre eles foi de 94,41 kN para a estaca E92, e de 54,11 kN para a estaca E111. No entanto, esses dois grupos apresentam uma diferença em torno de 1.200 kN entre si.

Tomando-se a média entre os três métodos semiempíricos considerados semelhantes, a saber, métodos de Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), tem-se que a capacidade de carga total é de 5.700 kN. Dessa forma, os métodos de Van der Veen (1953) e Van der Veen mod. por Aoki (1976) apresentam proximidade com esse valor. Décourt (2008) apresenta uma diferença média de 6,82% em relação a esse valor; e o método de Chin (1970) superou em média 15,74% a capacidade de carga obtida através dos métodos semiempíricos mencionados.

3.3.2.2 Mecanismo de transferência de carga das Provas de Carga Estática.

A análise do mecanismo de transferência de carga consiste principalmente na avaliação dos resultados da prova de carga estática a fim de entender se a transferência se dá predominantemente por atrito lateral, por ponta, ou por ambos. Nesse sentido foi utilizado o Método de Oliveira et al. (2018).

a) Método de Oliveira et al. (2018)

Conforme exposto na revisão bibliográfica desta dissertação, o método de Oliveira et al. (2018) utiliza dos dados das estacas de reação para distinguir se o comportamento da estaca se dá por atrito lateral ou pela ponta. A seguir são apresentados os resultados para ambas as provas de carga. A Tabela 10 e a Tabela 11 apresentam as cargas e deslocamentos das estacas de compressão e de reação para as duas provas de carga estática.

Tabela 10 - Aplicação do Método de Oliveira et al (2018) para a estaca E92.

Carga Compressão (kN)	Recalque Comp. (mm)	Carga Reação (kN)	Estacas de Reação						
			E-89	E-90	E-91	E-93	E-94	E-95	Média
0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
477,50	0,00	79,58	0,000	0,010	0,000	0,010	0,010	0,010	0,007
955,00	0,03	159,17	0,010	0,010	0,000	0,020	0,020	0,030	0,015
1432,60	0,14	238,77	0,030	0,010	0,010	0,060	0,040	0,050	0,033
1910,10	0,52	318,35	0,050	0,030	0,040	0,110	0,070	0,090	0,065
2387,60	1,00	397,93	0,060	0,030	0,100	0,150	0,100	0,120	0,093
2865,10	1,64	477,52	0,090	0,050	0,150	0,022	0,140	0,150	0,100
3342,70	2,17	557,12	0,130	0,100	0,260	0,300	0,210	0,170	0,195
3820,20	3,11	636,70	0,170	0,130	0,340	0,410	0,290	0,200	0,257
4297,70	4,18	716,28	0,200	0,160	0,400	0,510	0,340	0,220	0,305
4800,40	5,17	800,07	0,250	0,220	0,490	0,670	0,390	0,240	0,377

Fonte: Gusmão Engenheiros Associados 2015, adaptado pelo Autor.

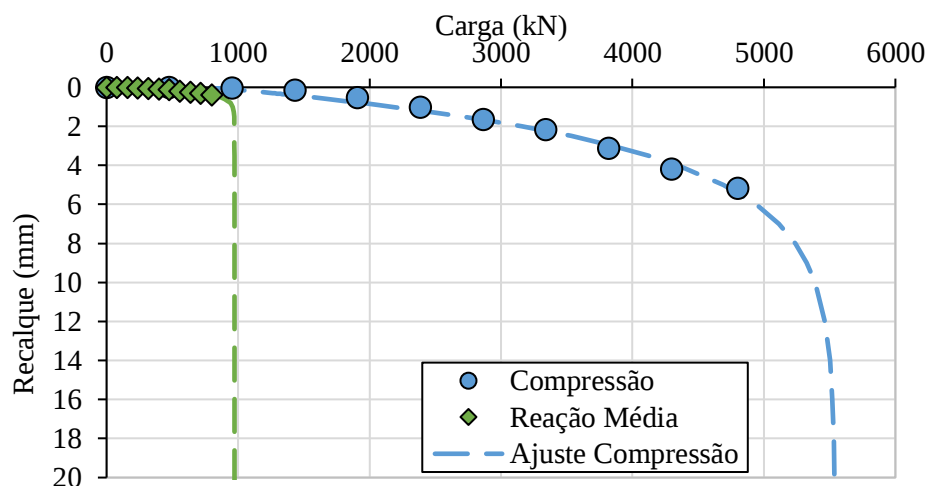
Tabela 11 - Aplicação do Método de Oliveira et al. (2018) para a estaca E111.

Carga Compressão (kN)	Recalque Comp. (mm)	Carga Reação (kN)	Estacas de Reação						
			E-108	E-109	E-110	E-112	E-113	E-114	Média
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
477,50	0,11	79,58	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
955,00	0,42	159,17	0,04	0,00	0,00	0,05	0,00	0,00	0,02
1432,60	0,69	238,77	0,10	0,02	0,00	0,09	0,01	0,00	0,04
1910,10	0,96	318,35	0,15	0,06	0,01	0,12	0,04	0,01	0,07
2387,60	1,33	397,93	0,23	0,10	0,02	0,17	0,09	0,03	0,11
2865,10	1,78	477,52	0,29	0,15	0,02	0,22	0,12	0,03	0,14
3342,70	2,71	557,12	0,36	0,21	0,05	0,29	0,19	0,03	0,19
3820,20	3,83	636,70	0,42	0,32	0,10	0,39	0,25	0,06	0,26
4297,70	5,60	716,28	0,48	0,41	0,14	0,48	0,33	0,08	0,32
4800,40	7,45	800,07	0,54	0,48	0,18	0,53	0,42	0,10	0,38

Onde: E = Estaca. Fonte: Gusmão Engenheiros Associados 2015, adaptado pelo Autor.

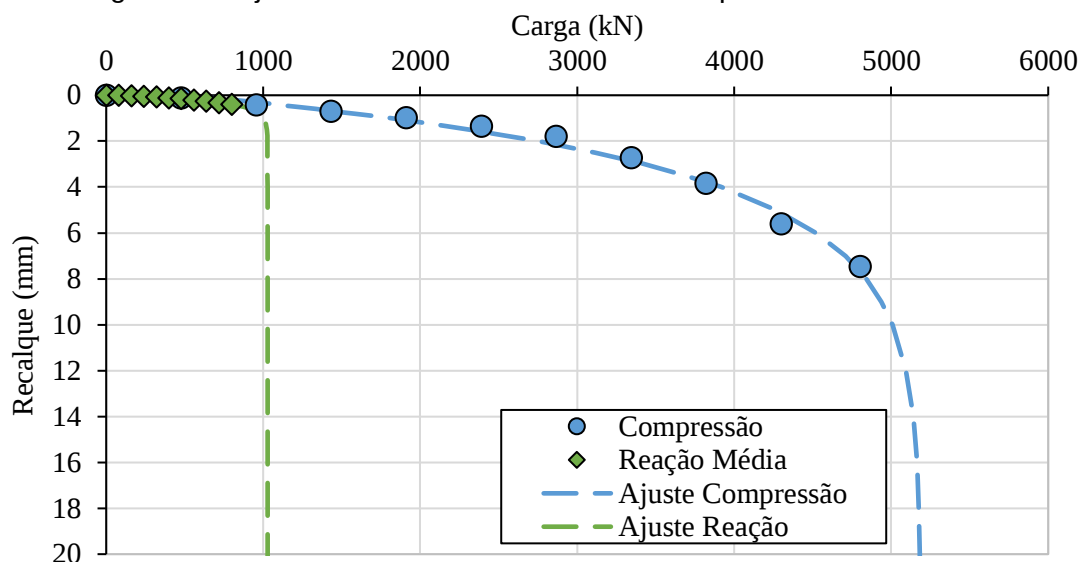
A Figura 37 e a Figura 38 mostram os ajustes da curva carga-recalque pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) para as estacas de compressão e de reação das duas provas de carga. Nota-se que em ambos os casos, a relação entre deslocamento dividido diâmetro da estaca é da ordem de 0,05 % do diâmetro da estaca, isso revela uma limitação do método, uma vez que em casos de prova de carga com pequenos valores de recalque, a extrapolação não se torna confiável.

Figura 37 - Ajustes de Van der Veen Modificado para a estaca E92.



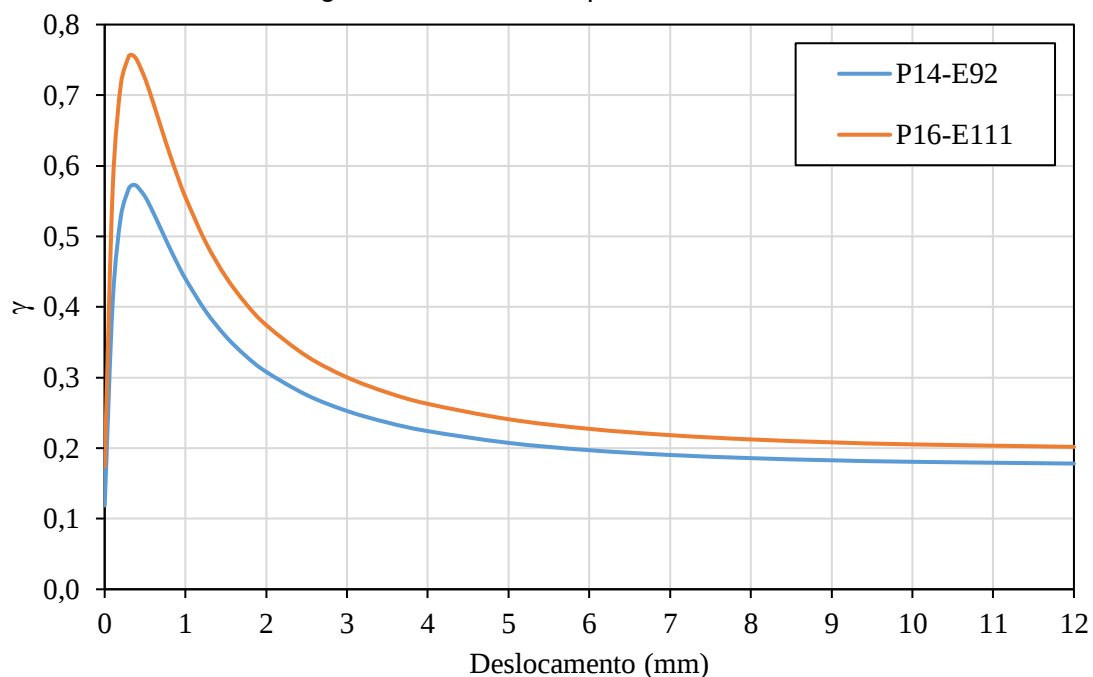
Fonte: O Autor (2020).

Figura 38 - Ajustes de Van der Veen Modificado para a estaca E111.



Fonte: O Autor (2020).

A Figura 39 mostra a evolução do valor do índice γ , que é a relação entre a carga de tração e carga de compressão, em função do recalque para as duas provas de carga. A Tabela 12 mostra os resultados obtidos através do método de Oliveira et al. (2018), nota-se que para a estaca E92 o $\gamma_{\text{máx}}$ vale 0,573 e para a estaca E111 vale 0,757.

Figura 39 - Valor de λ para as estacas.

Onde: γ = parâmetro relaciona a carga atuante no ensaio de Tração $Q_T(s)$ e a carga atuante no ensaio de compressão $Q_C(s)$, para um dado recalque (s). Fonte: O Autor (2020).

Tabela 12 - Resultados do Método de Oliveira et al (2018).

Método e Parâmetro	E92	E111
Van der Veen modificado por Aoki (1976)		
<i>Carga Máxima de Tração (kN)</i>	973,00	1028,00
<i>Parâmetro α</i>	4,1353	3,6298
<i>Parâmetro β</i>	0,1028	0,0898
<i>Índice de Correlação R^2</i>	0,9809	0,9964
$\gamma_{\text{máx}}$	0,573	0,757
$Q_{AT,C}$	1698,53	1357,99
$Q_{P,C}$	3841,47	3832,01

Fonte: O Autor (2020). Legenda: E92 = Estaca E92; E111 = Estaca E11.

Com os métodos de Oliveira et al. (2018) pode-se comparar a resistência por atrito lateral e por ponta pelos métodos semiempíricos e pelos métodos baseados nas provas de carga. A Tabela 13 mostra os valores de atrito lateral e ponta. Para os métodos semiempíricos baseados no N_{SPT} é apresentada a média entre valores das capacidades de carga para os métodos considerados concordantes. São eles os métodos de Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996).

Tabela 13 – Comparação entre carga por atrito lateral e por ponta por diferentes métodos.

Método	Atrito	Ponta	Total (kN)
Média de Métodos Semiempíricos	3.752,69	1.962,71	5.715,40
Oliveira et. al (2018) para E92	1.698,53	3.841,47	5.540,00
Oliveira et. al (2018) para E111	1.357,99	3.832,01	5.190,00

Fonte: O Autor (2020).

Dos dados apresentados, pode-se observar que os métodos de baseados nas provas de carga apresentam valores de mobilização total de atrito lateral muito menores do que os métodos semiempíricos. Segundo o método de Oliveira et al. (2018) a ponta da estaca exerce importante papel na mobilização de capacidade de carga total da estaca. No entanto, ressalta-se considerar que devido à pouca mobilização das estacas tracionadas, é provável que o valor extrapolado de ruptura dessas estacas foi subestimado.

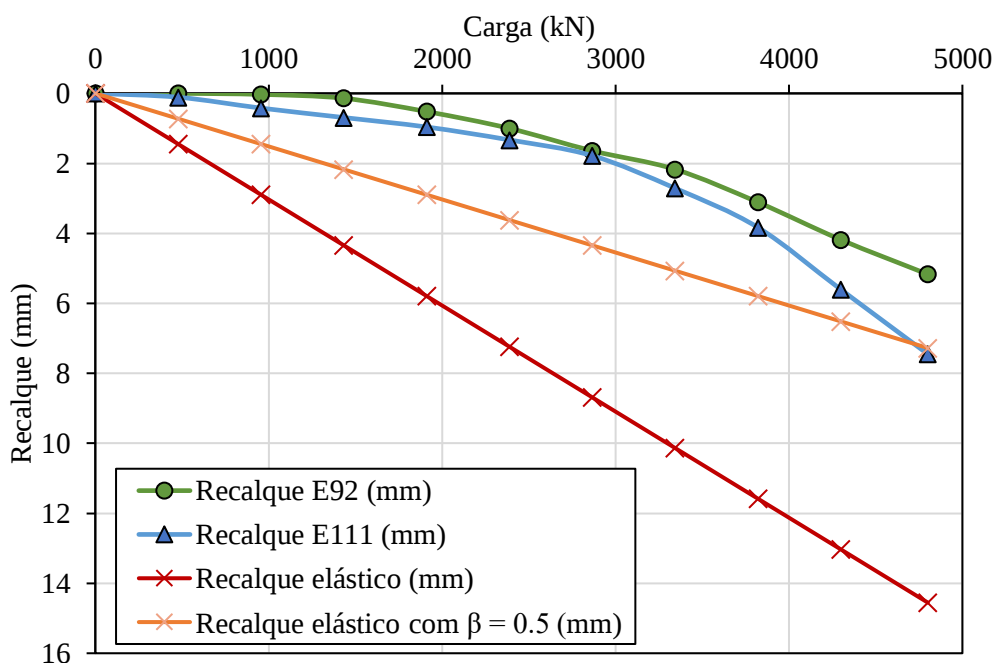
3.3.2.3 Recalque Elástico e Carga Residual nas estacas

Utilizando-se a Equação 3.1 e adotando-se o Módulo de Elasticidade da estaca como 21.000 MPa pôde-se construir o gráfico das curvas carga recalque para os recalques elásticos e os comparar com os recalques da prova de carga estáticas após a estabilização de 30 minutos. Esse gráfico é apresentado na Figura 40.

$$S_{el.} = \frac{N L}{E A} \beta \quad (3.1)$$

Onde, “S_{el.}” é o recalque elástico, “N” a carga de compressão normal; “L” o comprimento da estaca; “E” é o módulo de elasticidade da estaca; “A” é a área de seção transversal; e “β” é um parâmetro que varia entre 0,5 e 1, em que quando “β = 1” a estaca trabalha exclusivamente por ponta, e quando “β = 0,5” a estaca trabalha exclusivamente por atrito lateral.

Figura 40 - Comparação entre recalques elásticos e recalques totais.



Onde: E92 = Estaca E92; E111 = Estaca E111; β = Parâmetro que indica a forma de transferência de carga da estaca ao terreno. Fonte: O Autor (2020).

Nota-se que até mesmo para o caso em que toda a carga é transferida por atrito lateral (β=0,5), o recalque medido é na maior parte dos casos inferior ao recalque elástico calculado. Isso indica que a carga aplicada à estaca não está sequer se convertendo em recalque elástico da estaca. Além disso, observando-se

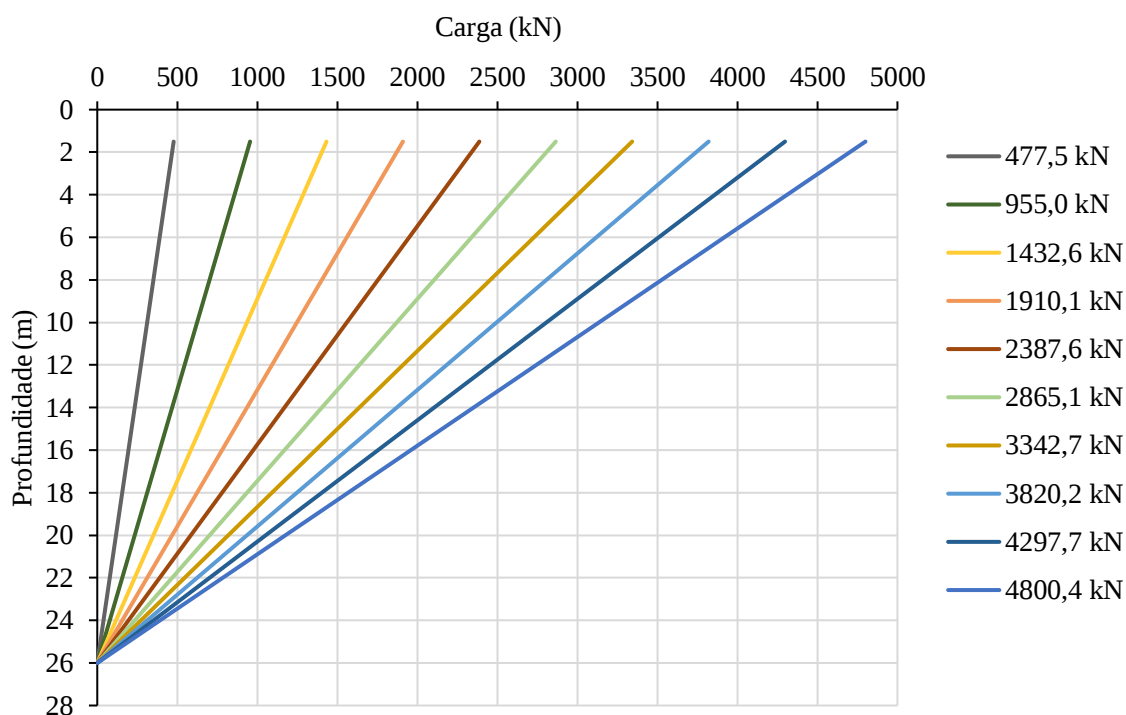
as curvas carga-recalque das estacas, é possível notar que até o terceiro estágio de carga, aos 955,00 kN, a estaca E92 apresentou recalque de apenas 0,03 mm, algo inferior 0,01% do diâmetro da estaca; e, até a carga de 1.432,60 kN (30% da carga total do ensaio), as estacas não haviam ultrapassado um recalque total equivalente a 0,1% do diâmetro da estaca.

Dessa forma, é razoável considerar que, até esses estágios de carga, não houve qualquer mobilização de resistência de ponta positiva por parte da estaca. Isso pode indicar que as estacas possuíam alguma carga residual, possivelmente devido a retração do concreto, ou por alguma imprecisão nas medidas dos deslocamentos na realização do ensaio. Esse resultado é ainda mais evidente para a estaca E92, por isso, nessa dissertação a prova de carga na estaca E111 será considerada como representativa para toda a obra.

3.3.2.4 Retroanálise das Provas de Carga Estática

Conforme exposto na metodologia deste capítulo, para a retroanálise das provas de carga, foi utilizado o método de Aoki e Lopes (1975) e o método de Randolph e Wroth (1979). A transferência de carga adotada foi exclusivamente por atrito lateral, conforme foi observado a partir das análises das provas de carga discutida nesse capítulo. A Figura 41 apresenta a distribuição da carga em profundidade adotada para as retroanálises.

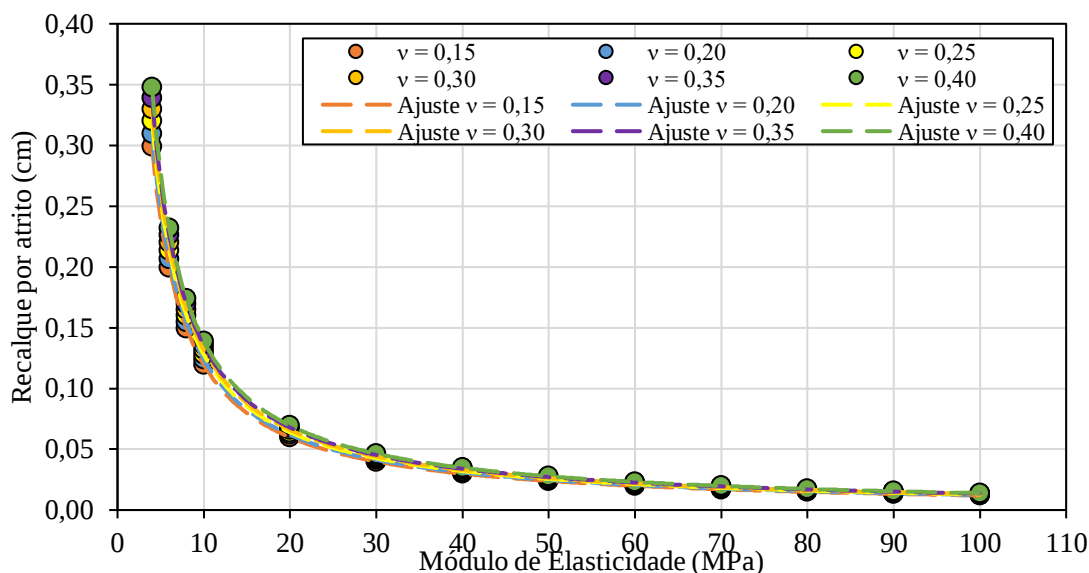
Figura 41 - Distribuição adotada da transferência da carga da estaca em profundidade.



Fonte: O Autor (2020).

A Figura 42 apresenta os resultados de recalque por atrito lateral calculados para a carga de 477,50 kN, em todos os diferentes módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson adotados. Os pontos foram ajustados para equações exponenciais com $R^2 = 1,00$ para todos os casos. Nota-se a baixa influencia que o coeficiente de Poisson exerceu sobre o resultado do recalque por atrito, tal como percebido por Mandolini e Viggiani (1997). Dessa forma, foi adotado para o restante dos cálculos o valor de Coeficiente de Poisson de $\nu = 0,30$, valor utilizado por esses autores para solos não coesivos.

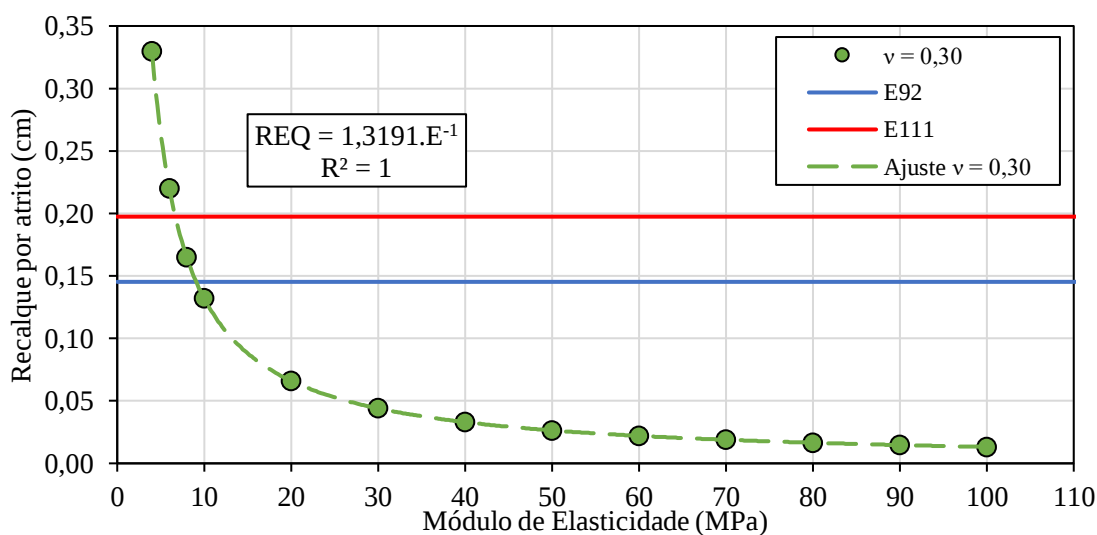
Figura 42 – Cálculo de Recalque por atrito lateral para a carga de 477,50 kN sob diferentes Módulos de Elasticidade e Coeficientes de Poisson, Método Aoki e Lopes (1975).



Onde: ν = Coeficiente de Poisson. Fonte: O Autor (2020).

A Figura 43 mostra a realização da retroanálise do Módulo de Elasticidade para a carga de 477,50 kN. O valor de recalque em destaque no gráfico, pelas legendas E92 e E111, é valor do recalque das provas de carga com o ajuste de Van der Veen (1953) subtraído de sua parcela elástica.

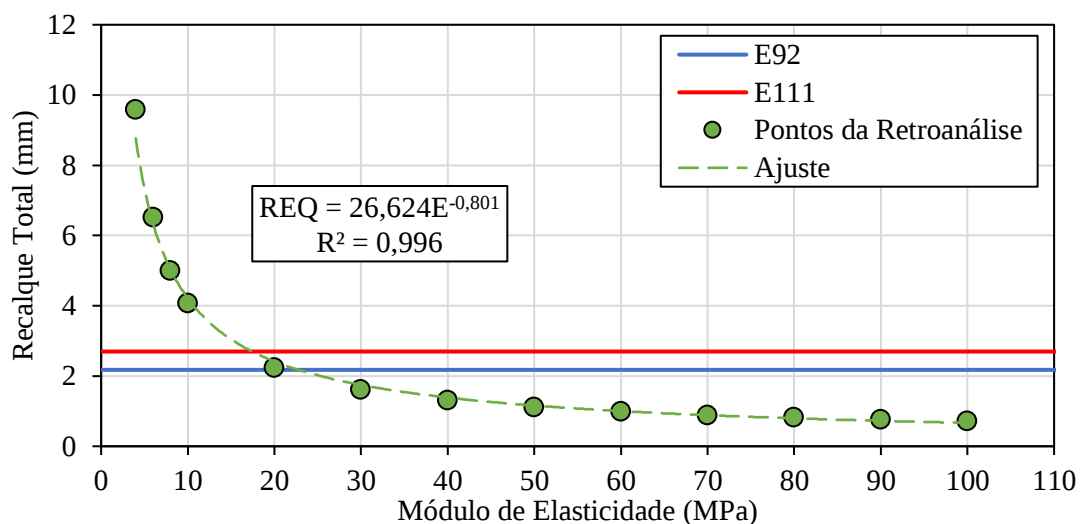
Figura 43 – Retroanálise do Módulo de Elasticidade para a carga de 477,50 kN das estacas E92 e E111.



Onde: REQ = Recalque; E = Módulo de Elasticidade. R = Coeficiente de Regressão Linear; Fonte: O Autor (2020).

Conforme observado graficamente, ou com auxílio da equação da curva, o módulo de elasticidade para esse estágio de carga, por esse método é de $E = 0,91$ MPa para a estaca E92, e $E = 0,67$ MPa para a estaca E111. A Figura 44 apresenta os recalques calculados com o método de Randolph e Wroth (1979) para a carga de 477,50 kN.

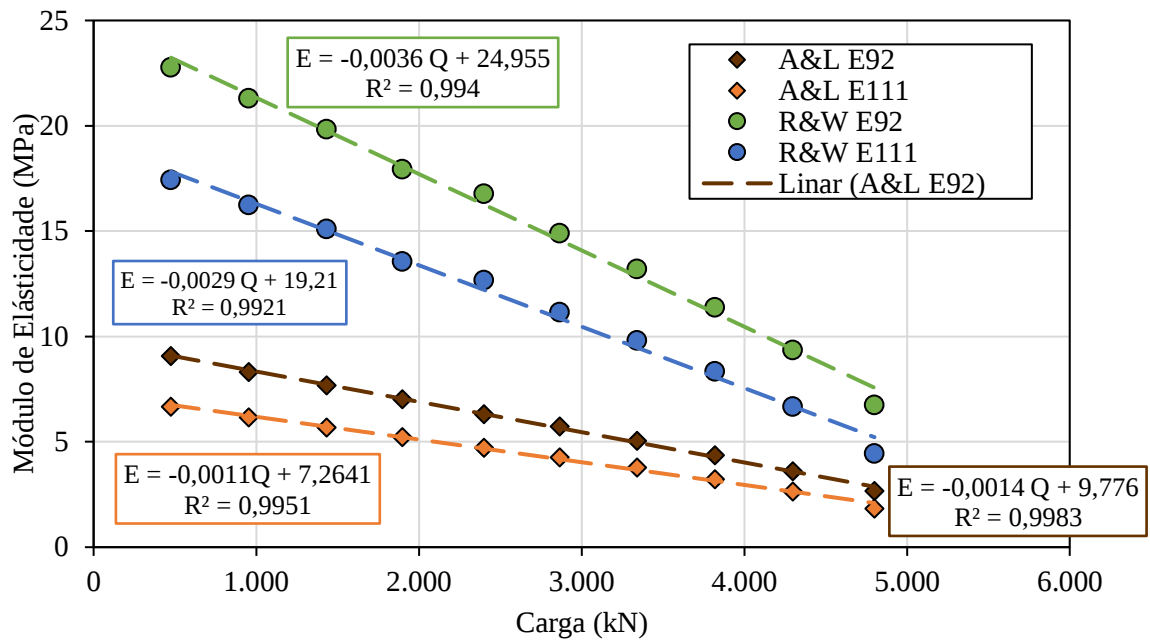
Figura 44 – Retroanálise do Módulo de Elasticidade para a carga de 477,50 kN das estacas E92 e E111).



Onde: REQ = Recalque; E = Módulo de Elasticidade; R = Coeficiente de Regressão Linear; Fonte: O Autor (2020).

Com o ajuste potencial com equação indicada na Figura 44, os módulos de elasticidade pelo método de Randolph e Wroth (1979) são de 22,79 MPa para a estaca E92, e de 17,43 MPa para a estaca E111. De forma análoga, foram procedidos os cálculos para todos os níveis de tensão das provas de carga. Os resultados estão apresentados na Figura 45.

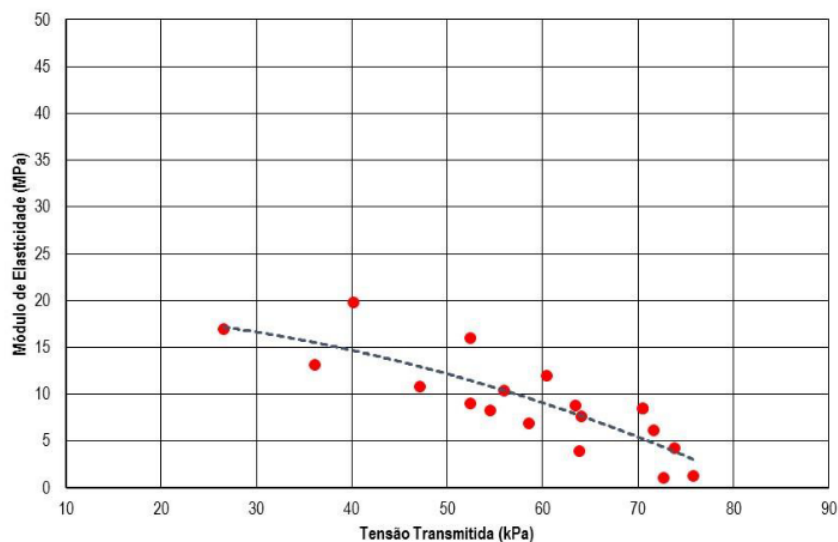
Figura 45 - Resultado da Retroanálise do Módulo de Elasticidade para os dois métodos.



Onde: A&L = Aoki e Lopes (1975); R&W = Randolph e Wroth (1978); E = Módulo de Elasticidade; Q = Carga Aplicada; R = Coeficiente de Regressão Linear; Fonte: Autor (2020).

Pode-se perceber a redução do módulo de elasticidade com o acréscimo de cargas e a sua tendência à linearidade dentro dos limites de carregamento. Esse mesmo padrão foi observado por Patrício (2019), conforme Figura 46. Isso ocorre devido à perda de rigidez do solo com o aumento da tensão transmitida ao solo.

Figura 46 – Módulo de elasticidade retroanalizado em função da tensão transmitida pelos radiers estudados.

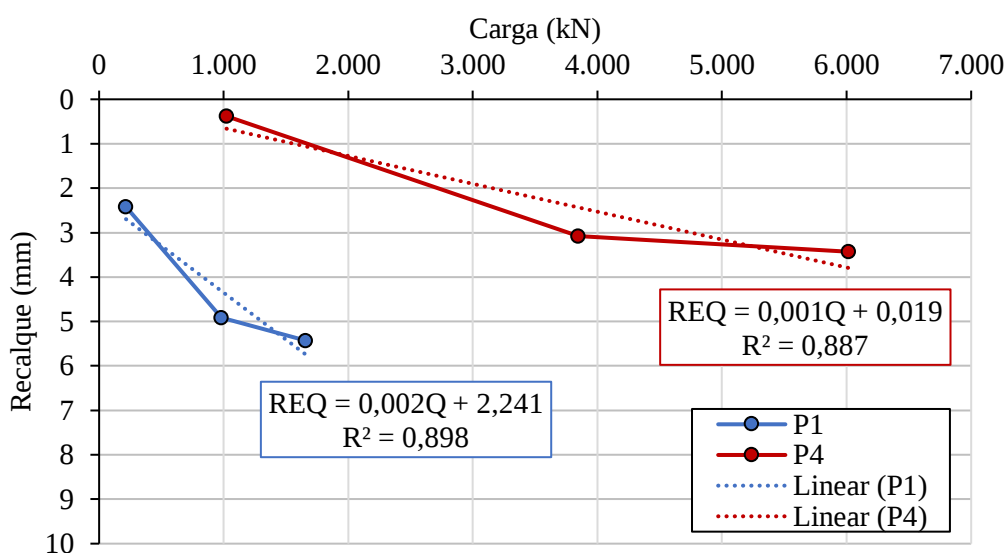


Fonte: Patrício (2019).

3.3.3 Instrumentação Geotécnica

Para o nivelamento dos pinos de recalque da primeira leitura foi realizada uma regressão linear com os três primeiros pontos da curva carga-recalque. A Figura 47 apresenta a título de exemplo como foi realizado o cálculo dos nivelamentos dos pinos dos pilares P1 e P4 para a primeira leitura.

Figura 47 - Nivelamento dos pinos nos pilares P1 e P4.



Onde: REQ = Recalque; Q = Carga Aplicada; R = Coeficiente de Regressão Linear. Fonte: O Autor (2020).

A Tabela 14 apresenta os coeficientes das curvas de ajuste para nivelamento dos pinos de recalque e o cálculo do recalque na primeira etapa de leitura de recalques.

Tabela 14 - Nivelamento dos Pinos de Recalque.

Pilar	Coefficiente Angular	Intercepto Linear (mm)	R²	Carga na Leitura L1 (kN)	Recalque na Leitura L1 (mm)
P1	0,002	2,241	0,898	87,66	2,43
P2	0,002	1,605	0,976	122,50	1,79
P3	0,001	0,911	0,941	336,77	1,14
P4	0,001	0,019	0,887	431,45	0,29
P5	0,001	2,276	0,996	223,92	2,50
P6	0,000	1,364	0,998	422,50	1,54
P7	0,000	1,883	0,966	337,20	2,03
P8	0,000	2,407	0,944	264,15	2,47
P9	0,001	2,224	0,928	294,07	2,41
P10	0,000	2,141	1,000	475,16	2,36
P11	0,001	1,565	0,979	294,28	1,86
P12	0,000	2,168	0,995	264,71	2,25
P13	0,000	2,556	0,814	295,55	2,64
P14	0,001	0,553	0,897	413,96	0,77
P15	0,001	0,921	0,925	372,43	1,15
P16	0,000	1,638	0,983	408,51	1,78
P17	0,001	0,203	0,933	295,92	0,50

Onde: R = Coeficiente de determinação. Fonte: O Autor (2020).

A Tabela 15 apresenta os valores finais considerando as oitos leituras de recalques do edifício para os 17 pilares da lâmina com os nivelamentos dos pinos para a primeira leitura.

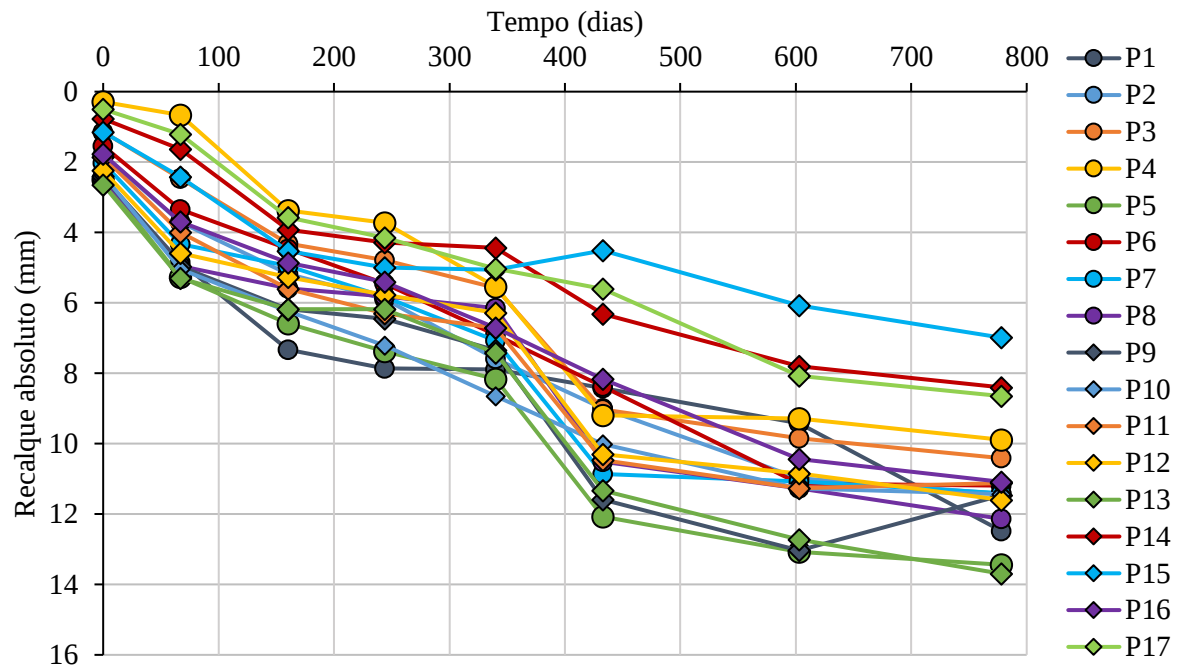
Tabela 15 - Resultados de instrumentação do edifício.

Pilar	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	L5 (mm)	L6 (mm)	L7 (mm)	L8 (mm)
P1	2,43	4,85	7,34	7,86	7,89	8,43	9,43	12,48
P2	1,79	3,70	5,17	5,89	7,58	8,99	10,98	11,42
P3	1,14	2,46	4,31	4,79	5,57	9,02	9,85	10,41
P4	0,29	0,67	3,37	3,72	5,54	9,19	9,29	9,89
P5	2,50	5,27	6,59	7,37	8,16	12,07	13,08	13,44
P6	1,54	3,35	4,46	5,45	6,91	8,38	11,14	11,19
P7	2,03	4,33	4,95	5,84	7,07	10,86	11,08	11,41
P8	2,47	4,96	5,59	5,82	6,15	10,52	11,28	12,14
P9	2,41	4,96	6,18	6,45	7,34	11,59	13,03	11,46
P10	2,36	5,04	6,24	7,20	8,64	10,01	11,26	11,43
P11	1,86	4,00	5,61	6,30	6,72	10,47	11,27	11,13
P12	2,25	4,59	5,28	5,78	6,29	10,30	10,85	11,60
P13	2,64	5,30	6,17	6,17	7,42	11,33	12,72	13,69
P14	0,77	1,63	3,92	4,28	4,44	6,32	7,80	8,40
P15	1,15	2,43	4,53	5,00	5,06	4,52	6,07	6,99
P16	1,78	3,70	4,86	5,41	6,72	8,17	10,44	11,09
P17	0,50	1,21	3,58	4,15	5,03	5,61	8,07	8,65
RML	1,76	3,67	5,18	5,73	6,62	9,16	10,45	10,99
D.P.	0,75	1,49	1,10	1,14	1,19	2,12	1,88	1,73
COV	42,43%	40,56%	21,23%	19,84%	18,03%	23,14%	18,02%	15,73%

Onde: Pi = Pilar i; Li = Leitura de Recalque i ; RML = Recalque Médio da Lâmina; DP = Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação. Fonte: Autor adaptado de CivilCoop (2016).

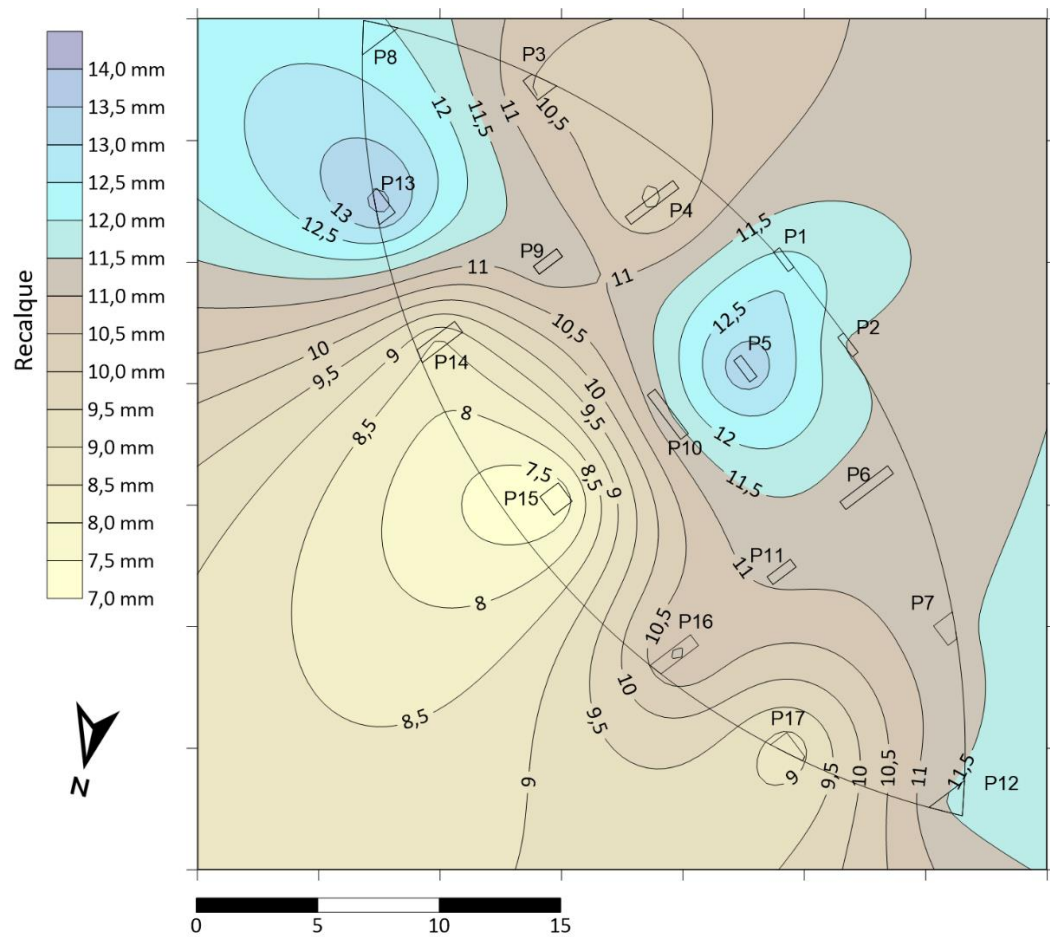
A Figura 48 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta o gráfico de evolução dos recalques da obra em função do tempo. Observa-se um comportamento relevante entre a leitura L5, com 340 dias, e a leitura L6, aos 433 dias. Nesse intervalo os pilares P1, P3, P4, P5, P7, P8, P9, P11, P12 e P13 apresentaram recalque significativo. No entanto, conforme evolução da obra apresentada na Tabela 6 não houve significativo aumento no carregamento por parte da estrutura. A Figura 49 apresenta a curva de isorrecalques da lâmina do edifício no momento da Leitura L8. Conforme observado na Tabela 6, a estrutura, alvenarias e revestimentos haviam sido executados até o último pavimento.

Figura 48 - Recalque absoluto em função do tempo



Onde: P_i = Pilar i . Fonte: Adaptado de Gusmão Engenheiros Associados Ltda., 2017

Figura 49 - Curva de isorrecalques na Leitura L8.

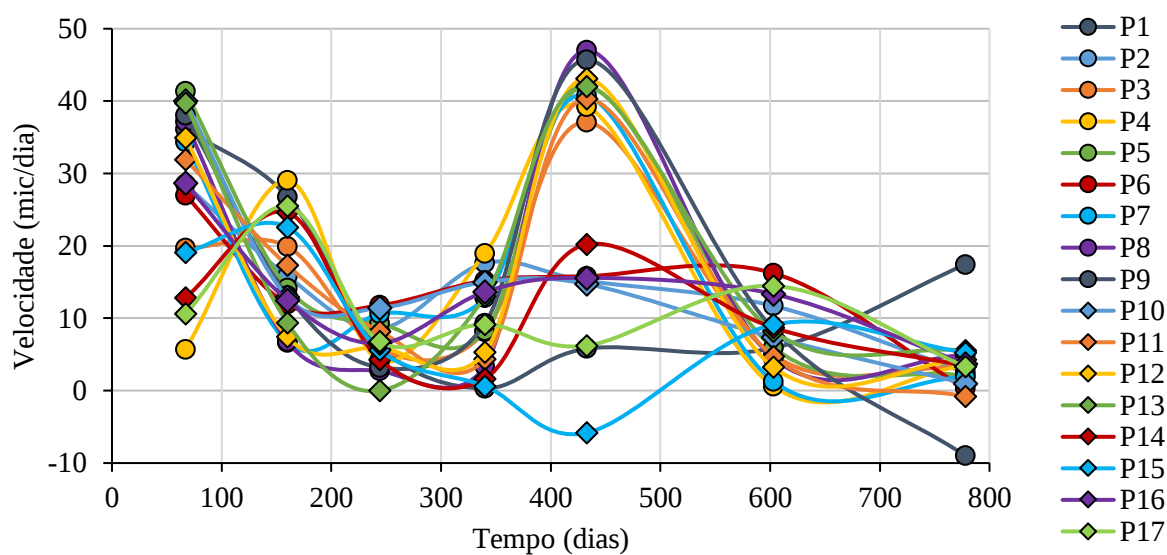


Fonte: O Autor (2020).

O maior recalque medido na última leitura foi no Pilar P13 no valor de 13,69 mm no valor de 6,99 mm no Pilar P15. Dessa forma, os recalques foram muito abaixo dos 75 mm recomendados por Poulos (2001) e dos 71 mm recomendados por Zhang e Ng (2007).

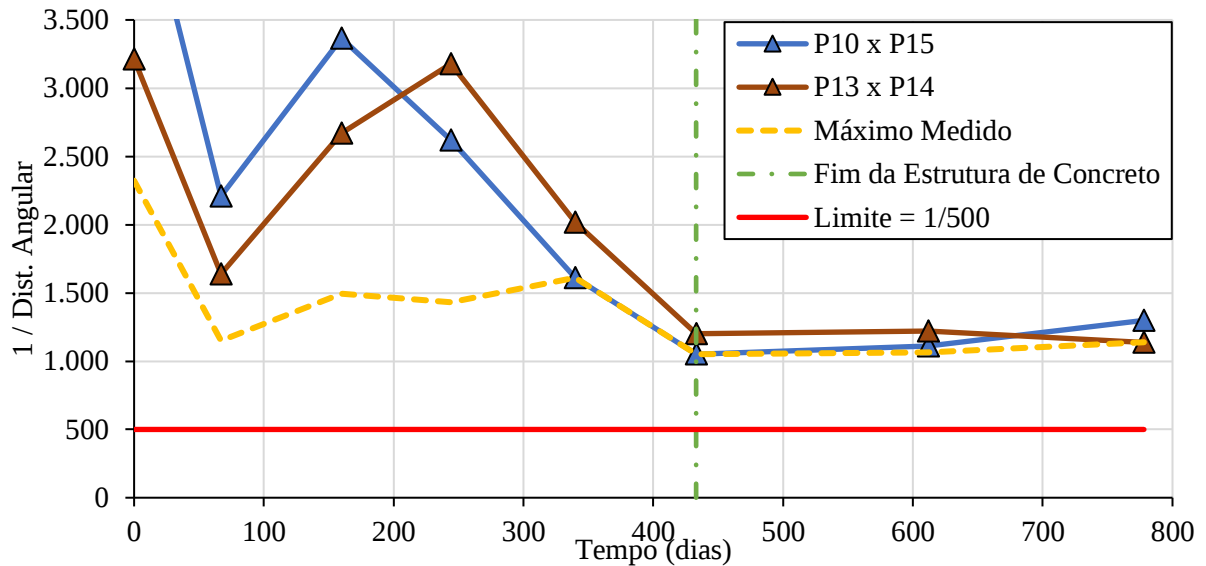
A Figura 50 apresenta a velocidade de recalque parcial em função do tempo. Nesse gráfico pode-se notar que na Leitura L6 alguns pilares apresentam elevado acréscimo de velocidade entre duas leituras consecutivas. Ainda assim dentro dos padrões estabelecidos por Alonso (1991), onde o normal é de até 100 $\mu\text{m}/\text{dia}$. A Figura 51 apresenta os maiores valores de distorção angular apresentados em cada etapa de medição de medição e entre quais pilares este valor se manifestou.

Figura 50 - Velocidade parcial de recalque em função do tempo.



Onde: P_i = Pilar i . Fonte: O Autor (2020).

Figura 51 - Valor do inverso da distorção angular entre alguns pilares e o máximo entre todos os pilares.

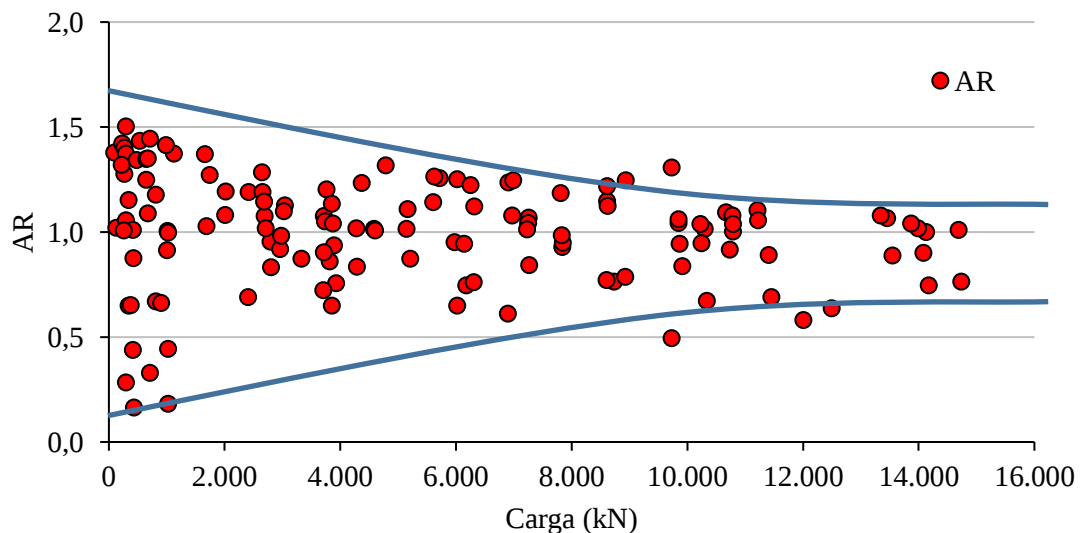


Onde: $P_i \times P_j$ = Distorção Angular Medida entre os Pilares i e j . Fonte: O Autor (2020).

A maior distorção angular registrada foi de $1/1.051$, entre os pilares P10 e P15 na leitura L6. Dessa forma, podemos dizer que no período medido o desempenho da edificação quanto a recalques diferenciais encontra-se dentro dos parâmetros recomendados por Skempton e MacDonald (1956).

A Figura 52 mostra os valores do fator de recalque absoluto AR, definido por Gusmão (1990) com a evolução de carregamento da estrutura, que avalia a redistribuição das cargas dos pilares com o avanço da estrutura.

Figura 52 – Valor do Fator de Recalque AR.



Onde: AR = Fator de Recalque. Fonte: O Autor (2020).

Conforme esperado, percebe-se uma tendência do valor de AR ao valor de 1,0, indicando uma uniformização dos recalques devido o aumento de rigidez da estrutura.

3.4 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Diante dos resultados apresentados nesse capítulo é possível aferir as seguintes conclusões:

- Os métodos semiempíricos para estimativa de capacidade de carga de Antunes e Cabral (1996), Alonso (1996) e Décourt (1996) oferecem valores de capacidade de carga próximos entre si, com um valor médio de aproximadamente 5.715 kN;
- Os métodos de Van der Veen (1953) e Van der Veen generalizado (AOKI, 1976) apresentam valores próximos, com uma média de 5.268 kN. Enquanto os métodos de Chin (1970) e Décourt (1996) também valores próximos, com uma média de 6.458,62 kN. Os métodos de Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976) se aproximam dos valores obtidos pelos métodos semiempíricos;
- As provas de carga mostraram que para os primeiros estágios de carga, praticamente não houve mobilização de deslocamento da estaca, o que pode indicar que as estacas possuíam carga residual;
- O método de Oliveira et al. (2018), utilizado para conhecimento do mecanismo de transferência da carga nas provas de carga, indica que a maior parte da mobilização da resistência se deu por ponta, uma vez que a parcela de resistência por ponta das estacas foi maior que o dobro do parcela de resistência última por atrito lateral. No entanto, ressalta-se que o baixo nível de deslocamento das estacas tracionadas durante a prova de carga, pode ter impactado no valor da capacidade de carga última a ponto de reduzindo qual seria sua capacidade de carga última.
- Analisando o recalque elástico da prova de carga, percebe-se que as cargas utilizadas no ensaio não foram suficientes para completa mobilização por atrito lateral;
- Na retroanálise da prova de carga estática notou-se a redução do módulo de elasticidade com o acréscimo do nível de carregamento. Bem como, que a

variação do coeficiente de Poisson do solo não demonstrou influência significativa.

- O comportamento da obra mediante a instrumentação geotécnica se comportou dentro dos limites recomendados pela literatura (ALONSO, 1991; SKEMPTON; MACDONALD, 1956) em termos de recalque absoluto, velocidade de recalque e distorção angular.

4 AVALIAÇÃO DA INTERAÇÃO ENTRE ESTACAS

Apresenta-se a previsão e avaliação da interação entre estacas do edifício a partir de métodos dos ensaios de campo realizados, resultados de instrumentação do edifício, métodos de previsão de recalques e modelagens numéricas da estrutura e do terreno de fundações

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O desempenho da fundação de um edifício é governado pela interação entre a superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, em um mecanismo denominado interação solo-estrutura (ISE). A rigidez do prédio influencia os recalques, em particular os recalques diferenciais. No entanto, Gusmão (1990) mostrou que o valor do recalque absoluto médio não é influenciado pela rigidez da estrutura. Desse modo, pode-se afirmar que o recalque médio do prédio é o próprio recalque médio das estacas.

Considerando que mesmo em meio à redistribuição dos esforços dos pilares, o valor do recalque médio não é influenciado pela interação solo estrutura. Assim, uma forma de quantificar a influência da interação entre as estacas dentro de um grupo é através da razão entre o recalque médio do grupo e o recalque da estaca isolada, uma vez considerados sob o mesmo nível de carga. Essa relação é chamada de Relação de Recalque (R_s), e segundo Poulos e Davis (1980, p. 118) é definida pela Equação 4.1.

$$R_s = \frac{\text{Recalque médio do grupo}}{\text{Recalque de uma estaca isolada com a carga média de uma estaca isolada no grupo}} \quad (4.1)$$

O valor de R_s pode ser obtido de três formas: por métodos semiempíricos, com base nos valores de espaçamento entre as estacas, dimensões do bloco e número de estacas por bloco; por métodos teóricos de cálculo de recalque de grupo de estacas, como Aoki e Lopes (1975), Randolph e Wroth (1978); ou através de dados de instrumentação geotécnica, que fornecem os valores de campo da interação entre as estacas.

Dessa forma, o objetivo deste capítulo é avaliar a interferência mútua entre as estacas de uma obra construída na cidade do Recife e estabelecer um procedimento capaz de prever esse valor através de métodos de cálculo de recalques para grupos de estacas disponíveis na literatura como o método de Aoki e Lopes (1975) e Randolph e Wroth (1978). Para isso, o valor da Relação de Recalque R_s foi calculado através de métodos semiempíricos, analíticos e através do método da instrumentação geotécnica (GUSMÃO, 2018).

4.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, o valor da Relação de Recalque (R_s) é estimado através de métodos semiempíricos utilizando os dados geométricos dos blocos e estacas. Esses dados são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Dados dos blocos para cálculo do R_s por métodos semiempíricos.

Bloco	L (m)	B (m)	n	d (m)	s (m)	s/d	nr
P1	2,70	2,70	4	0,60	1,50	2,50	2
P2	2,70	2,70	4	0,60	1,50	2,50	2
P3	4,90	3,15	6	0,70	1,75	2,50	2
P4	6,65	4,44	11	0,70	1,75	2,50	3
P5	4,20	2,70	6	0,60	1,50	2,50	2
P6	6,65	4,44	11	0,70	1,75	2,50	3
P7	4,90	3,15	6	0,70	1,75	2,50	2
P8	3,44	2,92	5	0,70	1,75	2,50	2
P9	3,44	2,92	5	0,70	1,75	2,50	2
P10	5,70	4,20	12	0,60	1,50	2,50	3
P11	3,44	2,92	5	0,70	1,75	2,50	2
P12	3,44	2,92	5	0,70	1,75	2,50	2
P13	4,90	3,15	6	0,70	1,75	2,50	2
P14	7,70	5,04	11	0,70	1,75	2,50	3
P15	6,36	3,88	8	0,70	1,75	2,50	3
P16	7,70	5,04	11	0,70	1,75	2,50	3
P17	3,88	3,88	5	0,70	1,75	2,50	3
Média	4,86	3,54	7,12	0,68	1,69	2,50	2,41
Bloco Único Fictício	41,00	15,60	121	-	1,69	2,50	18

Onde: L = Maior dimensão em planta do bloco; B = Menor dimensão em planta do bloco; n = número de estacas sob o bloco; d = Diâmetro da estaca; s = espaçamento entre estacas; nr = número de linhas de estacas na direção da base do bloco. Fonte: O Autor (2020).

São utilizados os métodos de Skempton (1953), Meyerhoff (1959), Vésic (1969), Fleming et al. (1992) e Randolph e Clancy (1993). Com esses métodos, a Relação de Recalque também é calculada considerando todas as estacas do prédio sob um bloco único fictício.

Após isso, a fim de servir de base para os cálculos analíticos e para o método da instrumentação geotécnica, as cargas do edifício na fundação foram calculadas por meio da modelagem da superestrutura no *software* de análise estrutural SAP2000 a partir de dados da estrutura cedidos pelos projetistas estruturais. Para essa análise, os apoios foram mantidos fixos, ou seja, os deslocamentos e rotações foram impedidos. Os carregamentos foram obtidos a partir do projeto de estruturas conforme Tabela 17.

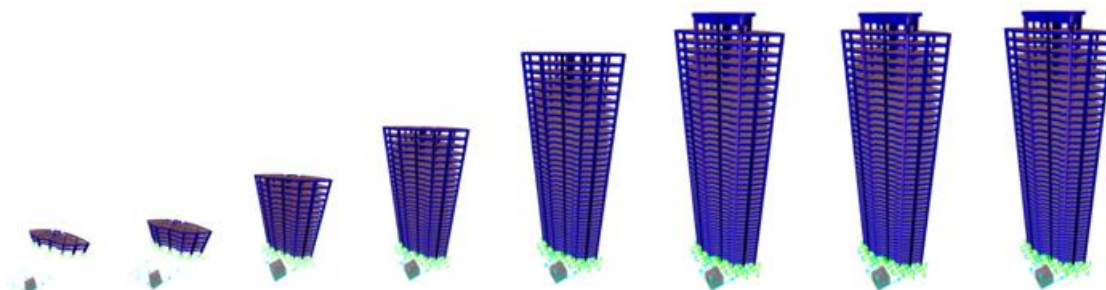
Tabela 17 - Carregamentos adotados em projeto.

Carregamentos		Local	Valor do Carregamento	Unidade
Revestimento em Laje	Geral		1,2	kN/m ²
		Estacionamento	3,0	kN/m ²
Sobrecarga em Laje	Área, cozinha e varanda		2,0	kN/m ²
		Apartamento em geral	1,5	kN/m ²
Alvenaria interna		Tijolo Cerâmico - Molhada x Molhada	2,5	kN/m ²
		Tijolo Cerâmico - Molhada x Seca	2,4	kN/m ²
		Tijolo Cerâmico - Seca x Seca	2,2	kN/m ²
		Paredes de tijolos cerâmicos com revestimento de gesso: áreas comuns, escadas, elevadores	1,5	kN/m ²
		Parede em Gesso: Molhada x Molhada	1,2	kN/m ²
		Parede em Gesso: Molhada x Seca	1,0	kN/m ²
		Parede em Gesso: Seca x Seca	0,7	kN/m ²
		Parede com Revestimento interno de Gesso	2,2	kN/m ²
Alvenaria Externa		Parede com Revestimento interno Cerâmico	2,7	kN/m ²
Carregamento linear Varanda		No Alinhamento do Peitoril	2,0	kN/m

Fonte: Projeto estrutural do edifício, 2014.

A modelagem do edifício foi realizada para as 08 etapas de leitura de recalques do edifício. Os carregamentos aplicados à estrutura foram os correspondentes a cada etapa de leitura conforme descritas na Tabela 6. A Figura 53 apresenta os modelos estruturais em perspectiva das leituras 01 a 08.

Figura 53 - Modelos estruturais em perspectiva. Leituras 01 a 08.

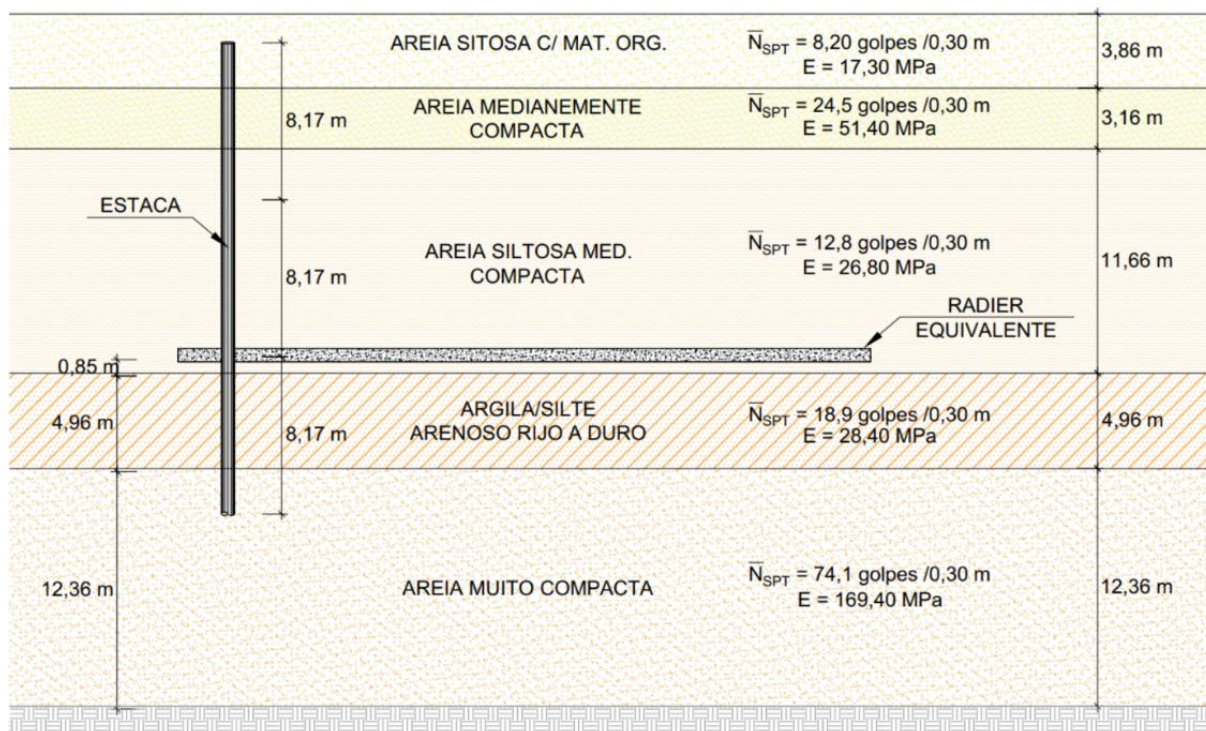


Fonte: O Autor (2020).

Com as cargas, a cada etapa de medição de recalques pôde-se realizar a previsão do recalque nas estacas, individualmente e em grupo, através de métodos teóricos como do Radier Equivalente (RANDOLPH, 1994), Aoki e Lopes (1975) e Randolph e Wroth (1978).

Para o cálculo com o método Radier Equivalente, os dados elásticos do solo são apresentados na Tabela 5, já o radier possui uma área de 632,68 m², com lados $L = 47,00$ m e $B = 19,63$ m. A Figura 54 apresenta a posição do Radier Equivalente e a estratigrafia do terreno considerada.

Figura 54 – Esquema de cálculo para o método do Radier Equivalente.



Fonte: O Autor (2020).

Para o cálculo dos recalques pelo método de Aoki e Lopes (1975) foi desenvolvida pelo autor da presente dissertação uma rotina em MATLAB, disponível no Apêndice A, e que calcula o recalque da estaca sob seu carregamento e sob a influência das estacas ao seu redor. O cálculo foi realizado para os oito momentos de leitura dos recalques da obra.

Com este método, os recalques foram simulados em duas situações distintas. Na primeira situação, é considerado que apenas as estacas de um mesmo bloco interagem entre si, contribuindo para o incremento no recalque da estaca (efeito de grupo do bloco). Já na segunda situação, todas as estacas do edifício interagem entre si e contribuem para o recalque adicional (efeito de grupo do prédio).

O módulo de deformabilidade foi considerado de acordo com retroanálise para estaca isolada procedida no item 3.3.2.4. Esse procedimento de obtenção dos parâmetros de deformabilidade é similar ao utilizado por Poulos (2012) e esses valores foram considerados constantes com a profundidade.

Os valores do número de subdivisões das estacas para esse método foram considerados $n_1 = n_2 = n_3 = 30$, a profundidade até a camada indeslocável foi considerada com 7 m abaixo da ponta da estaca e a carga transferida ao terreno

totalmente por atrito lateral e de forma uniforme, conforme discutido no capítulo anterior.

O software PIGLET, na versão Randolph (2019b) publicado originalmente por Randolph (1989), foi utilizado para o cálculo de recalque do grupo de estacas pelo método de Randolph e Wroth (1978). Tal como no método de Aoki e Lopes, os parâmetros de deformabilidade também foram obtidos mediante retroanálise da prova de carga das estacas isoladas do item 3.3.2.4.

O valor da Relação de Recalque (R_S) também foi calculado através do Método de Gusmão (2018), ou Método da Instrumentação Geotécnica. Nele, a partir dos resultados das medições de recalque do edifício, os recalques médios em cada bloco a cada estágio de leitura foram obtidos e a média entre os recalques de todos os pilares foi denominada de Recalque Médio Lâmina (R_{ML}).

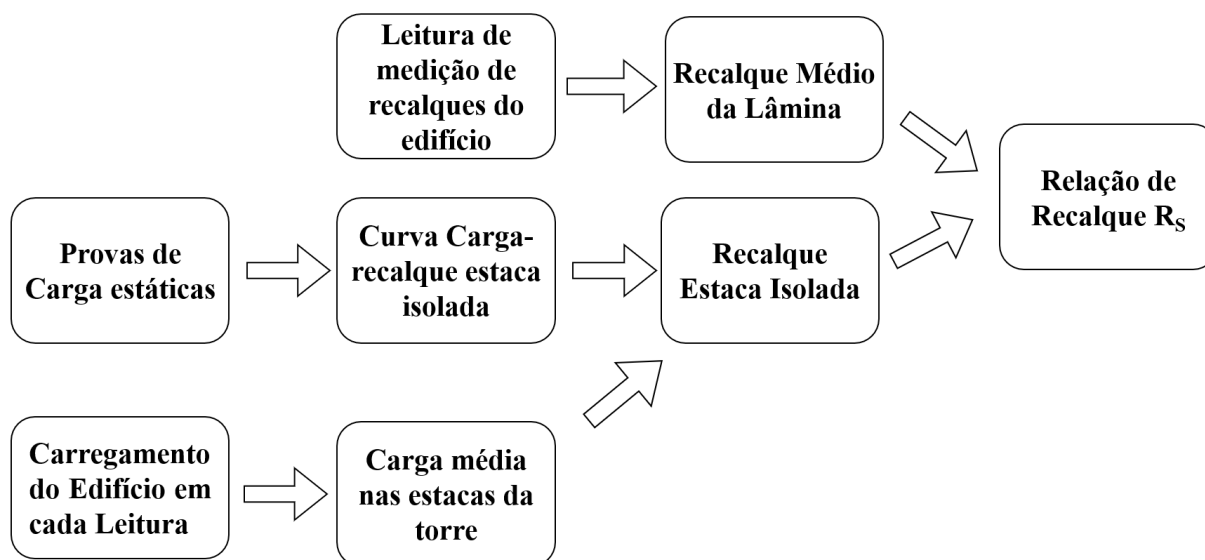
De posse dos parâmetros da equação da extrapolação da curva carga-recalque do capítulo anterior, é possível estimar os valores de recalques na estaca isolada em função da situação do carregamento pelo método de Van der Veen (1953). Este valor é denominado Recalque da Estaca Isolada (R_{EI}).

Por fim, a relação de recalque R_S para o prédio é obtida através da razão entre o Recalque Médio da Lâmina (R_{ML}), ou seja, o recalque de todo o grupo de estacas, e o Recalque da Estaca Isolada (R_{EI}). Essa expressão é apresentada na Equação (4.2).

$$R_S = \frac{R_{ML}}{R_{EI}} \quad (4.2)$$

Por fim, as curvas carga-recalque do edifício foram descritas e comparadas com as curvas carga-recalque da estaca isolada. A Figura 55 apresenta um fluxograma do método da instrumentação geotécnica de Gusmão (2018).

Figura 55 – Fluxograma do método de Gusmão (2018).



Fonte: O Autor (2020).

4.3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

São abordados os resultados e discussões da avaliação da interação entre as estacas do edifício, inicialmente apresentando os resultados do cálculo do R_s pelos métodos científicos, em seguida a previsão do carregamento que possibilitou o cálculo do R_s pelos métodos analíticos e por fim através da instrumentação geotécnica.

4.3.1 Métodos Semiempíricos

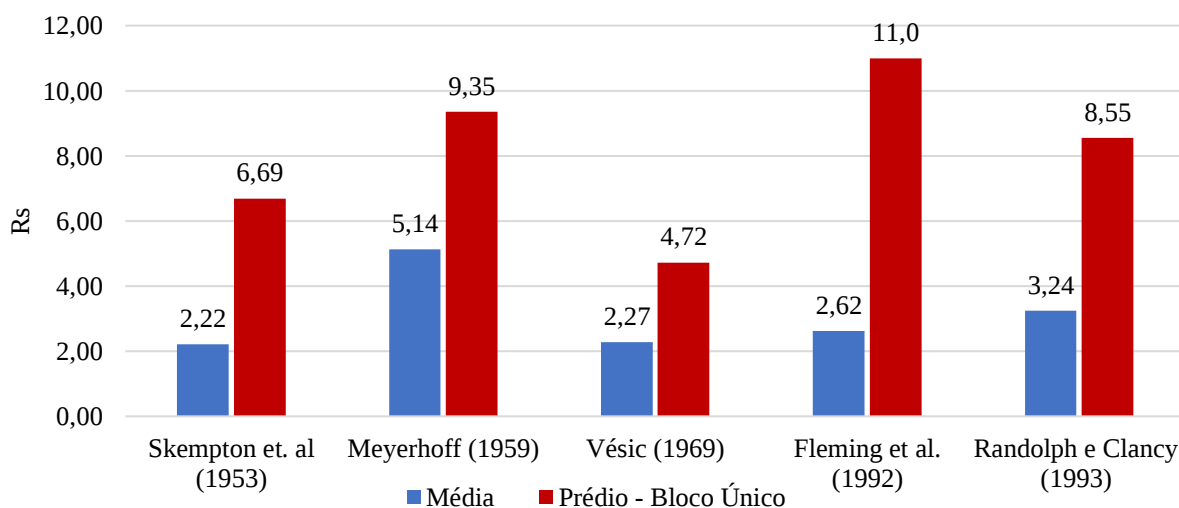
A Tabela 18 apresenta os valores de R_s calculados para cada bloco de estacas e da fundação unificada fictícia pelos métodos semiempíricos de Skempton (1953), Meyerhoff (1959), Vésic (1969), Flemming et al. (1992) e Randolph e Clancy (1993). A média dos blocos varia entre 2,22 e 5,14. Enquanto para a fundação do prédio em um bloco único apresentou valores entre 6,69 (Skempton, 1953) e 11,00 (Flemming et al., 1992). Já a Figura 56 apresenta esses dados de forma gráfica. Dessa forma, nota-se a grande diferença entre a consideração dos blocos isoladamente do prédio como um todo.

Tabela 18 - Valores de R_s calculados por métodos semiempíricos.

Bloco	Skempton (1953)	Meyerhoff (1959)	Vésic (1969)	Flemming et al. (1992)	Randolph e Clancy (1993)
P1	1,81	4,63	2,12	2,00	2,88
P2	1,81	4,63	2,12	2,00	2,88
P3	2,03	4,63	2,12	2,45	3,06
P4	2,65	5,86	2,52	3,32	3,74
P5	1,81	4,63	2,12	2,45	3,29
P6	2,65	5,86	2,52	3,32	3,74
P7	2,03	4,63	2,12	2,45	3,06
P8	1,92	4,63	2,04	2,24	2,88
P9	1,92	4,63	2,04	2,24	2,88
P10	2,54	5,86	2,65	3,46	4,16
P11	1,92	4,63	2,04	2,24	2,88
P12	1,92	4,63	2,04	2,24	2,88
P13	2,03	4,63	2,12	2,45	3,06
P14	2,93	5,86	2,68	3,32	3,74
P15	2,38	5,86	2,35	2,83	3,37
P16	2,93	5,86	2,68	3,32	3,74
P17	2,38	5,86	2,35	2,24	2,88
Média	2,22	5,14	2,27	2,62	3,24
Bloco Único Fictício	6,69	9,35	4,72	11,00	8,55

Fonte: O Autor (2020).

Figura 56 – Resultados Métodos Semiempíricos.



Fonte: O Autor (2020).

4.3.2 Previsão de carregamento

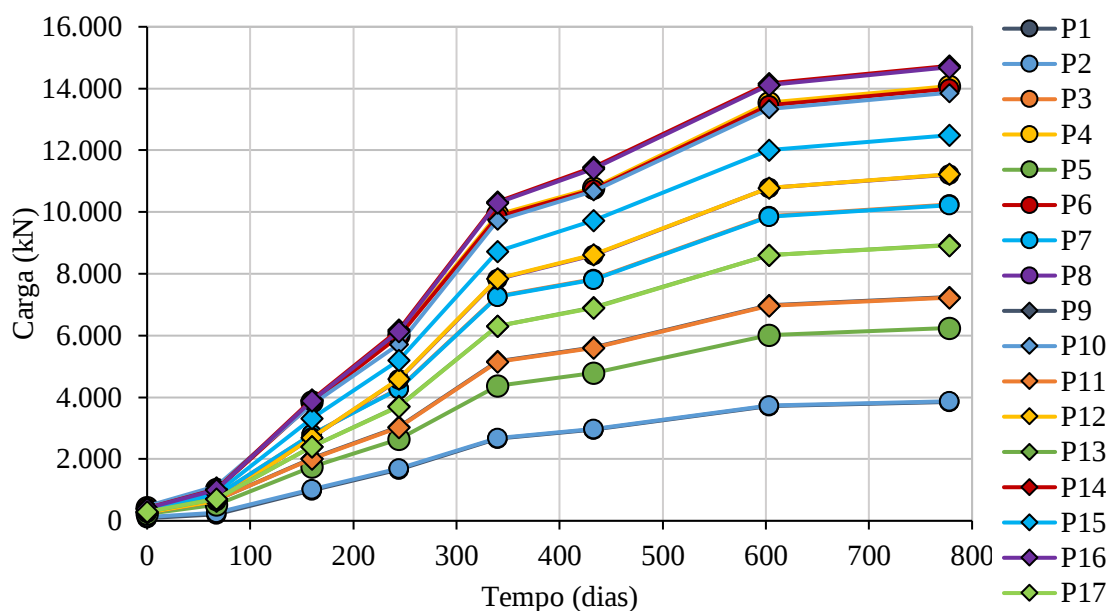
A Tabela 19 e a Figura 57 apresentam os valores de carregamento na fundação em cada pilar a cada leitura de aferição dos recalques, uma vez considerando os apoios indeslocáveis, ou seja, sem levar em consideração efeitos da interação solo-estrutura. No Anexo I pode-se encontrar os esforços na fundação devido a cada hipótese de carregamento.

Tabela 19 - Cargas em cada pilar a cada etapa de leitura de recalques.

Pilar	L1 (kN)	L2 (kN)	L3 (kN)	L4 (kN)	L5 (kN)	L6 (kN)	L7 (kN)	L8 (kN)
P1	87,7	215,9	983,7	1.659,3	2.655,0	2.956,1	3.711,4	3.849,76
P2	122,5	257,6	1.023,1	1.688,0	2.684,2	2.979,8	3.733,3	3.871,03
P3	336,8	811,4	2.796,3	4.283,8	7.268,4	7.823,9	9.866,3	10.243,84
P4	431,5	1.022,8	3.847,3	6.017,6	9.911,2	10.788,8	13.540,2	14.079,04
P5	223,9	527,9	1.742,5	2.644,6	4.370,0	4.782,1	6.020,0	6.245,41
P6	422,5	1.007,0	3.811,3	5.973,8	9.843,5	10.727,4	13.453,6	13.990,35
P7	337,2	811,9	2.793,3	4.276,7	7.253,6	7.809,9	9.845,3	10.221,34
P8	264,2	643,4	2.693,4	4.583,9	7.831,1	8.610,7	10.774,9	11.211,37
P9	294,1	669,4	2.018,9	3.036,2	5.162,9	5.619,0	6.987,8	7.247,57
P10	475,2	1.123,5	3.762,9	5.717,5	9.726,3	10.670,9	13.339,0	13.864,31
P11	294,3	668,8	2.011,1	3.024,8	5.147,4	5.604,3	6.968,9	7.228,17
P12	264,7	645,6	2.703,9	4.596,8	7.846,8	8.623,8	10.787,5	11.224,07
P13	295,5	705,3	2.411,1	3.709,6	6.315,2	6.904,1	8.611,4	8.935,12
P14	414,0	1.023,2	3.921,7	6.178,6	10.334,8	11.450,6	14.167,8	14.734,89
P15	372,4	899,8	3.325,8	5.207,8	8.733,0	9.729,8	12.003,1	12.488,27
P16	408,5	1.010,6	3.891,0	6.140,4	10.294,5	11.408,7	14.123,9	14.691,68
P17	295,9	705,9	2.408,4	3.703,4	6.308,2	6.894,8	8.599,3	8.923,33
Média	314,2	750,0	2.714,4	4.261,3	7.158,0	7.846,2	9.796,1	10.179,4
Total	5.340,7	12.750,0	46.145,6	72.442,7	121.686,0	133.384,8	166.533,8	173.049,6

Onde: Pi = Pilar i; Li = Leitura de Recalque i; Fonte: O Autor (2020).

Figura 57 - Evolução da carga dos pilares na fundação em função do tempo.



A Tabela 20 apresenta os valores de porcentagem do carregamento para as leituras de recalque de 01 a 08 e para o caso do edifício em utilização. Nota-se que a estrutura corresponde a 53,1% da carga total no estágio final, ou seja, quando o edifício se encontra em utilização.

Tabela 20 – Porcentagem de cada caso de carregamento por etapa de construção.

Carregamento	L1 (%)	L2 (%)	L3 (%)	L4 (%)	L5 (%)	L6 (%)	L7 (%)	L8 (%)	Final (%)
Estrutura	100,0	100,0	96,0	94,7	76,3	78,1	62,6	60,2	53,1
Piso	0,0	0,0	0,0	0,0	11,6	10,6	10,0	9,6	8,5
Alvenaria	0,0	0,0	4,0	5,3	12,1	11,3	19,9	19,2	16,9
Revestimento	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,6	11,0	11,0
Carga Acidental	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,6
Total	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

Fonte: O Autor (2020). Li = Leitura de Recalque i.

A Tabela 21 apresenta a carga em cada estaca considerando o bloco rígido, ou seja, a carga do pilar se distribui igualmente para todas as estacas. As cargas apresentadas nesta tabela servem de base para os cálculos dos recalques.

Tabela 21 – Carga nas estacas de cada bloco.

Bloco	L1 (kN)	L2 (kN)	L3 (kN)	L4 (kN)	L5 (kN)	L6 (kN)	L7 (kN)	L8 (kN)
P1	21,91	53,99	245,92	414,81	663,74	1404,76	976,31	976,31
P2	30,62	64,39	255,77	421,99	671,04	744,95	981,49	981,49
P3	56,13	135,23	466,04	713,96	1211,40	1303,99	1730,36	1730,36
P4	39,22	92,98	349,76	547,06	901,02	980,80	1298,14	1298,14
P5	37,32	87,98	290,42	440,77	728,33	797,02	1054,67	1054,67
P6	38,41	91,55	346,49	543,07	894,86	975,22	1290,03	1290,03
P7	56,20	135,32	465,55	712,79	1208,94	1301,65	1726,53	1726,53
P8	52,83	128,67	538,68	916,77	1566,21	1722,14	2276,58	2276,58
P9	58,81	133,89	403,78	607,25	1032,58	1123,80	1468,67	1468,67
P10	39,60	93,62	313,58	476,46	810,52	889,24	1171,08	1171,08
P11	58,86	133,76	402,22	604,95	1029,49	1120,87	1464,76	1464,76
P12	52,94	129,12	540,77	919,35	1569,36	1724,75	2279,13	2279,13
P13	49,26	117,54	401,86	618,27	1052,54	1150,69	1509,33	1509,33
P14	37,63	93,02	356,52	561,69	939,52	1040,96	1358,95	1358,95
P15	46,55	112,48	415,73	650,98	1091,62	1216,22	1583,73	1583,73
P16	37,14	91,87	353,72	558,22	935,87	1037,15	1355,04	1355,04
P17	59,18	141,18	481,68	740,68	1261,64	1378,96	1808,85	1808,85

Onde: Pi = Pilar i; Li = Leitura de Recalque i. Fonte: O Autor (2020).

4.3.3 Previsões Analíticas para o recalque do Grupo de Estacas

Inicialmente, o recalque das estacas foi calculado pelo método do Radier Equivalente, e seus resultados são apresentados na Tabela 22.

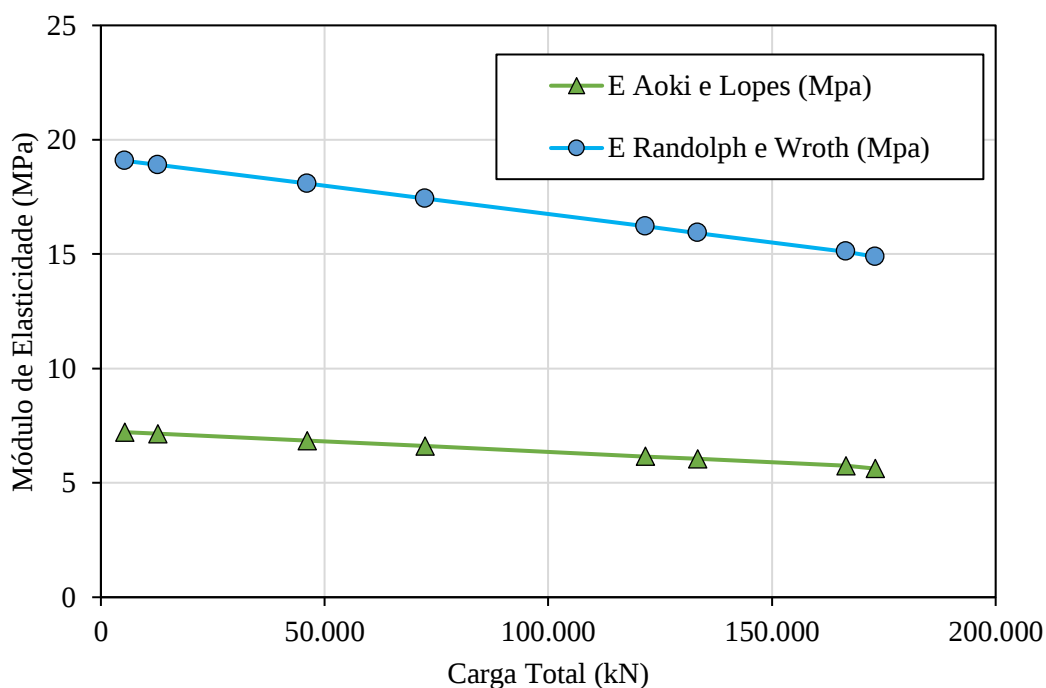
Tabela 22 – Resultados do método do Radier Equivalente.

Leitura	Carga total (kN)	Carga/estaca (kN)	Recalque Elástico (mm)	q Tensão no Radier (kPa)	Recalque solo (mm)	Recalque total (mm)
L1	5.340,73	44,14	0,07	8,44	0,75	0,82
L2	12.749,99	105,37	0,16	20,15	1,79	1,95
L3	46.145,64	381,37	0,58	72,94	6,49	7,07
L4	72.442,72	598,70	0,91	114,50	10,19	11,10
L5	121.685,96	1.005,67	1,52	192,33	17,12	18,64
L6	133.384,75	1.102,35	1,67	210,82	18,77	20,44
L7	166.533,78	1.376,31	2,09	263,22	23,43	25,51
L8	173.049,55	1.430,16	2,17	273,52	24,35	26,51

Fonte: O Autor (2020).

Com as cargas de cada estaca, foram utilizadas as equações de retroanálise apresentadas na Figura 45 para calcular o respectivo módulo de deformabilidade. Conforme mencionado no item 3.3.2.3, a estaca E111 foi considerada representativa de toda a obra. A Figura 58 apresenta os módulos de elasticidade médios em cada leitura obtidos a partir da retroanálise para cada um dos métodos.

Figura 58 - Módulo de Deformabilidade médio a cada leitura para cada método.



Fonte: O Autor (2020).

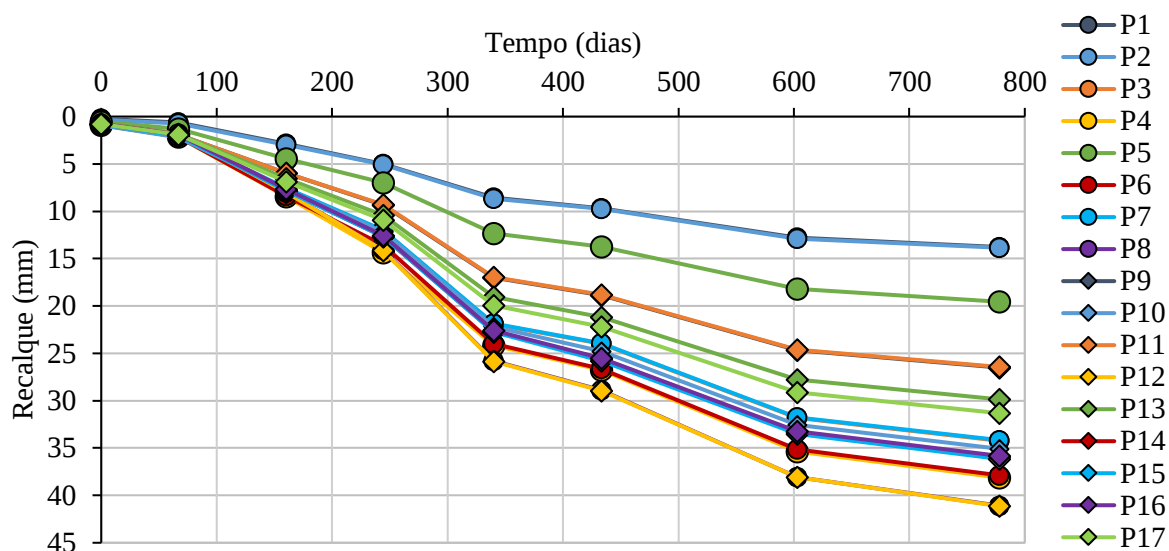
A Tabela 23 apresenta os valores dos recalques calculados em cada pilar com o método de Aoki e Lopes (1975), limitando a influência apenas no próprio bloco. Já a Tabela 24 apresenta os valores dos recalques considerando que as 121 estacas da obra exercem influência umas sobre as outras calculadas por esse mesmo método.

Tabela 23 - Recalques das estacas com influencia limitada ao bloco com método de Aoki e Lopes (1975).

Pilar	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	L5 (mm)	L6 (mm)	L7 (mm)	L8 (mm)
P1	0,02	0,06	0,29	0,50	0,86	0,97	1,28	1,38
P2	0,03	0,07	0,30	0,51	0,86	0,98	1,29	1,38
P3	0,09	0,21	0,76	1,20	2,19	2,40	3,18	3,42
P4	0,09	0,21	0,84	1,44	2,42	2,68	3,54	3,81
P5	0,05	0,13	0,44	0,70	1,23	1,37	1,82	1,96
P6	0,09	0,21	0,84	1,36	2,40	2,66	3,51	3,79
P7	0,09	0,21	0,76	1,20	2,18	2,39	3,18	3,42
P8	0,07	0,18	0,80	1,41	2,58	2,89	3,80	4,11
P9	0,08	0,19	0,60	0,93	1,70	1,88	2,47	2,65
P10	0,09	0,22	0,77	1,22	2,22	2,48	3,26	3,51
P11	0,08	0,19	0,60	0,93	1,70	1,88	2,46	2,64
P12	0,07	0,18	0,80	1,41	2,59	2,89	3,81	4,11
P13	0,08	0,18	0,65	1,04	1,90	2,12	2,78	2,99
P14	0,08	0,19	0,77	1,26	2,27	2,56	3,33	3,59
P15	0,08	0,20	0,78	1,27	2,28	2,58	3,35	3,61
P16	0,08	0,19	0,77	1,26	2,26	2,55	3,32	3,58
P17	0,08	0,19	0,69	1,09	2,00	2,22	2,91	3,13
Média	0,74	1,79	6,73	11,01	19,78	22,06	28,99	31,23

Onde: P = Pilar; L = Leitura de Recalques. Fonte: O Autor (2020).

Figura 59 - Evolução do Recalque com efeito de grupo do bloco.



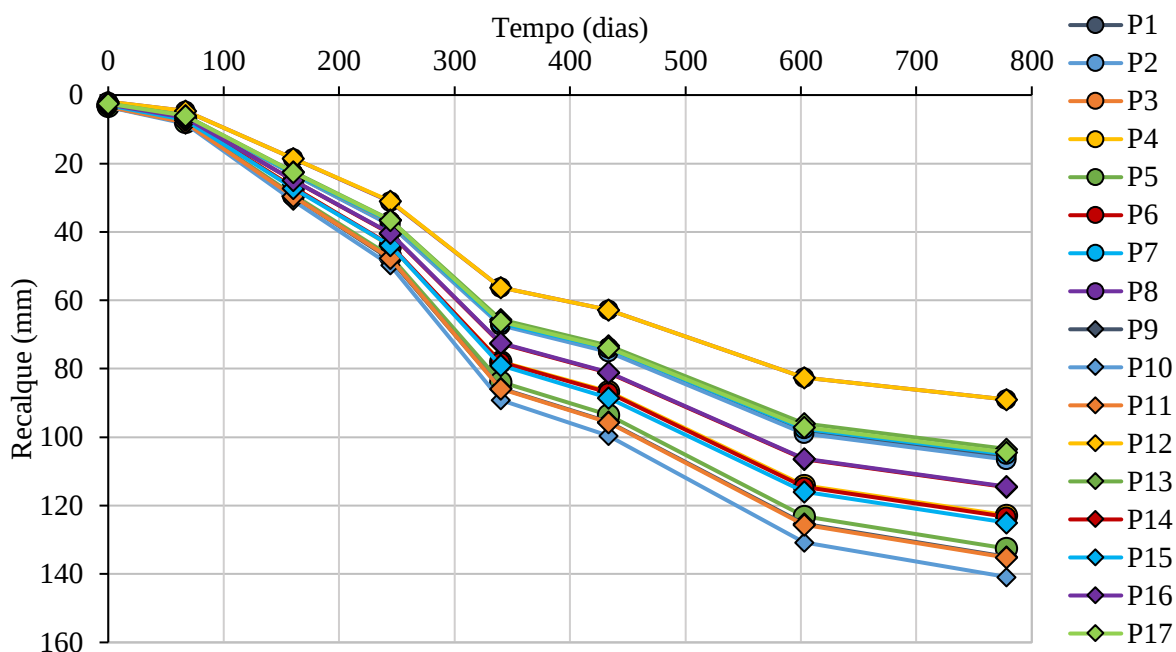
Onde: P = Pilar. Fonte: O Autor (2020).

Tabela 24 - Realques das estacas com influencia de todas as estacas da obra com o método de Aoki e Lopes (1975).

Pilar	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	L5 (mm)	L6 (mm)	L7 (mm)	L8 (mm)
P1	0,25	0,60	2,30	3,79	6,69	7,47	9,84	10,59
P2	0,26	0,61	2,32	3,80	6,73	7,52	9,90	10,65
P3	0,25	0,61	2,28	3,71	6,66	7,39	9,74	10,48
P4	0,30	0,72	2,69	4,41	7,78	8,66	11,40	12,28
P5	0,33	0,78	2,90	4,70	8,38	9,36	12,31	13,25
P6	0,30	0,72	2,70	4,37	7,81	8,70	11,45	12,33
P7	0,25	0,61	2,28	3,70	6,67	7,40	9,75	10,50
P8	0,19	0,47	1,85	3,11	5,63	6,27	8,25	8,90
P9	0,34	0,81	2,96	4,79	8,57	9,55	12,53	13,50
P10	0,35	0,84	3,08	4,97	8,91	9,96	13,08	14,09
P11	0,34	0,81	2,96	4,77	8,58	9,56	12,56	13,52
P12	0,19	0,47	1,85	3,10	5,63	6,27	8,26	8,90
P13	0,25	0,60	2,24	3,64	6,56	7,32	9,61	10,34
P14	0,27	0,66	2,49	4,05	7,26	8,12	10,64	11,46
P15	0,30	0,72	2,72	4,40	7,90	8,86	11,60	12,50
P16	0,27	0,66	2,48	4,03	7,25	8,11	10,62	11,44
P17	0,25	0,61	2,26	3,66	6,63	7,39	9,70	10,45
Média	2,77	6,65	24,93	40,59	72,73	81,11	106,60	114,82

Onde: P = Pilar; L = Leitura de Recalques. Fonte: O Autor (2020).

Figura 60 - Evolução do Recalque com efeito de grupo de todas as estacas do prédio.



Onde: P = Pilar. Fonte: O Autor (2020).

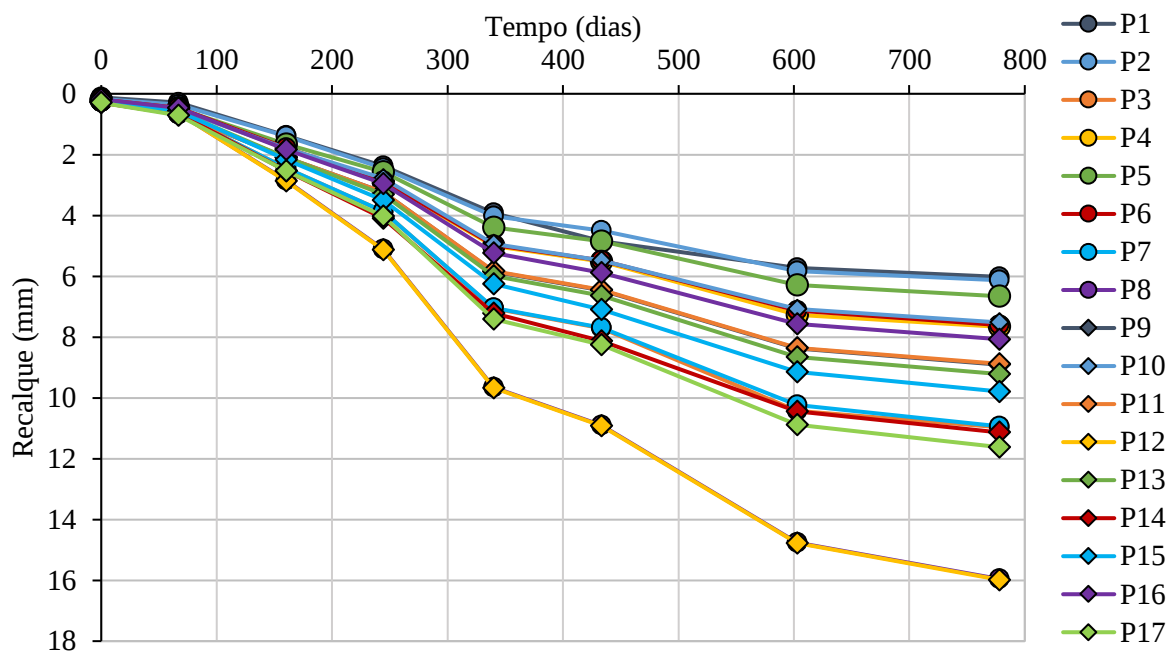
A Tabela 25 apresenta os valores calculados de recalque para os blocos com o método de Randolph e Wroth.

Tabela 25 – Recalques em cada bloco com Randolph e Wroth (1978).

Pilar	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	L5 (mm)	L6 (mm)	L7 (mm)	L8 (mm)
P1	0,12	0,30	1,38	2,37	3,92	4,85	5,72	6,02
P2	0,17	0,36	1,40	2,45	4,02	4,50	5,83	6,13
P3	0,28	0,68	2,44	3,87	7,06	7,70	10,42	10,97
P4	0,19	0,46	1,80	2,90	5,01	5,52	7,27	7,66
P5	0,21	0,49	1,66	2,56	4,39	4,85	6,29	6,66
P6	0,19	0,46	1,79	2,87	4,97	5,48	7,14	7,61
P7	0,28	0,68	2,44	3,86	7,04	7,69	10,24	10,93
P8	0,26	0,65	2,85	5,11	9,65	10,90	14,75	15,96
P9	0,29	0,67	2,10	3,24	5,85	6,46	8,38	8,91
P10	0,22	0,52	1,79	2,78	4,94	5,48	7,08	7,52
P11	0,29	0,67	2,09	3,23	5,83	6,44	8,35	8,88
P12	0,26	0,65	2,86	5,13	9,68	10,92	14,77	15,98
P13	0,24	0,59	2,09	3,31	5,98	6,64	8,66	9,22
P14	0,26	0,64	2,53	4,10	7,22	8,12	10,44	11,14
P15	0,23	0,56	2,16	3,50	6,24	7,09	9,15	9,79
P16	0,18	0,46	1,83	2,96	5,23	5,88	7,56	8,07
P17	0,29	0,71	2,53	4,03	7,41	8,24	10,88	11,62
Média	0,23	0,56	2,10	3,43	6,14	6,87	9,00	9,59

Onde: P = Pilar; L = Leitura de Recalques. Fonte: O Autor (2020).

Figura 61 - Evolução do Recalque com efeito de grupo do bloco e método de Randolph e Wroth (1979).



Onde: P = Pilar. Fonte: O Autor (2020).

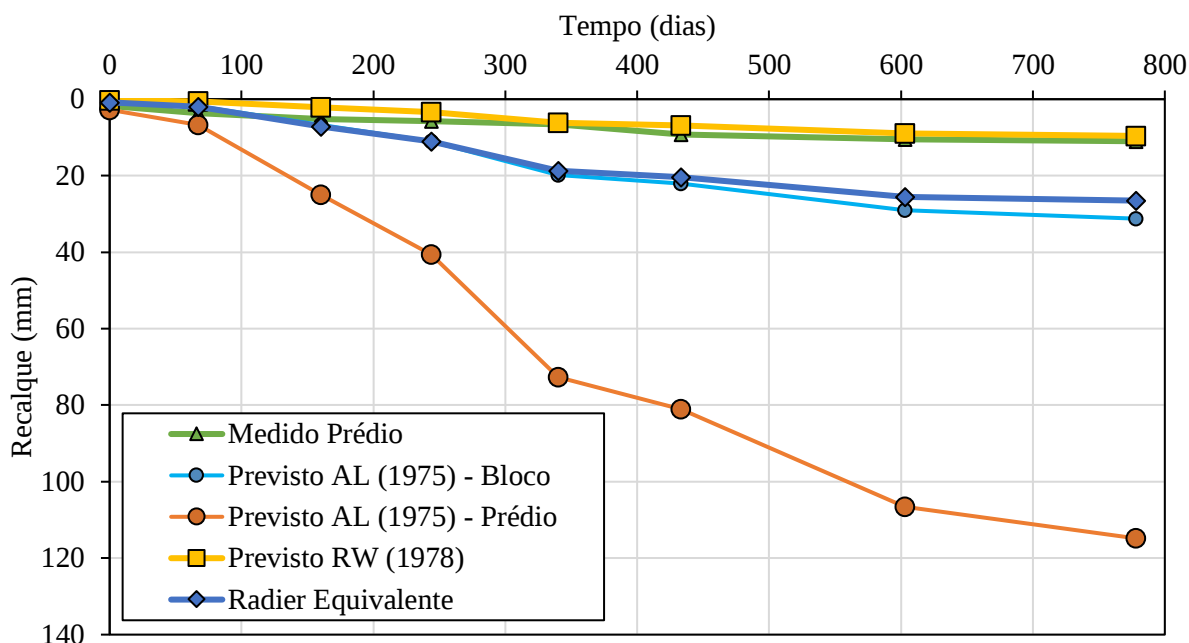
A Tabela 26 e a Figura 62 mostram um comparativo entre os recalques medidos e os previstos pelos Métodos de Aoki e Lopes (1975), com seus dois cenários, e pelo Método de Randolph e Wroth (1978).

Tabela 26 - Resumo dos recalques médios calculados.

Leitura	Carga Total (kN)	Recalque Medido (mm)	Aoki e Lopes (1975)		Randolph e Wroth (1979)
			Bloco (mm)	Prédio (mm)	Bloco (mm)
L1	5.340,73	1,67	0,74	2,77	0,23
L2	12.749,99	4,06	1,79	6,65	0,56
L3	46.145,64	5,57	6,73	24,93	2,10
L4	72.442,72	6,12	11,01	40,59	3,43
L5	121.685,96	7,01	19,78	72,73	6,14
L6	133.384,75	9,70	22,06	81,11	6,87
L7	166.533,78	10,84	28,99	106,60	9,00
L8	175.492,99	11,38	31,23	114,82	9,59

Fonte: O Autor (2020).

Figura 62 - Comparação entre recalques previstos e medidos com o tempo.



Onde: AL = Aoki e Lopes, RW = Randolph e Wroth. Fonte: O Autor (2020).

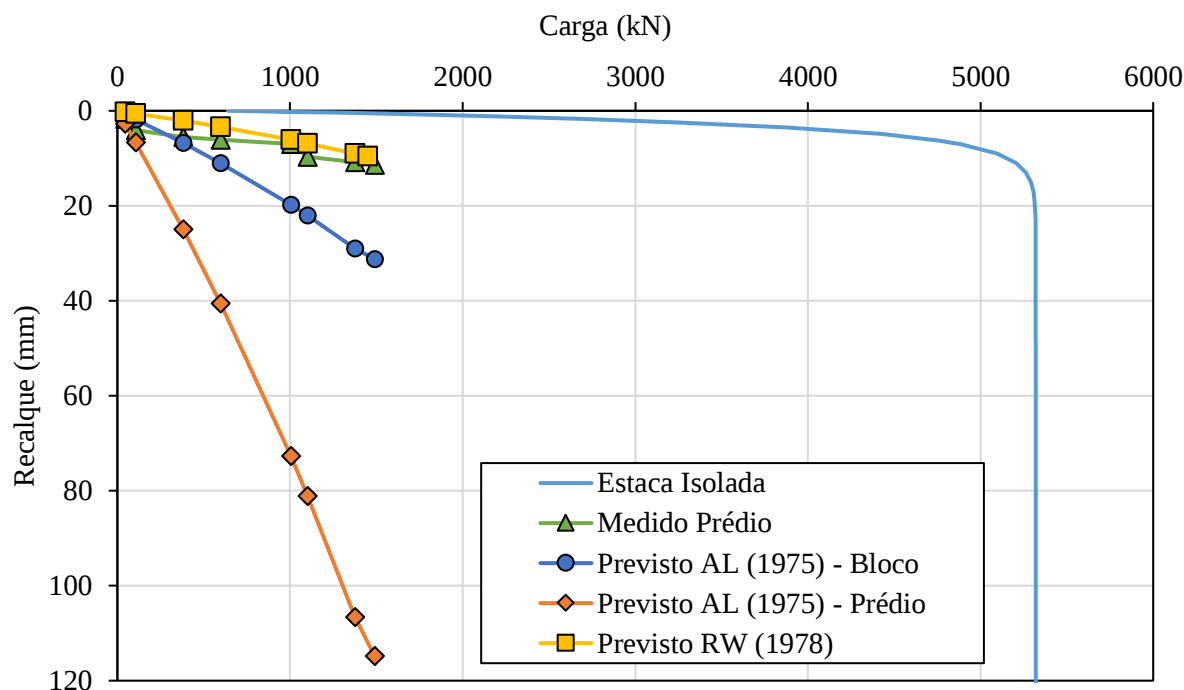
Nota-se que a previsão de recalques que forneceu valores mais próximos ao medido foi o Método de Randolph e Wroth (1978) com uma diferença de apenas 16% em relação ao medido na última leitura. Percebe-se que o valor do recalque estimado através do Método de Aoki e Lopes (1975) é bastante sensível à quantidade de estacas. Mesmo na situação em que a influência no recalque das estacas é limitada a seu bloco, o valor do recalque previsto foi em média 10 vezes maior que o medido nas últimas leituras de recalque.

A diferença ocorre, pois o método de Aoki e Lopes (1975) se baseia em uma superposição dos efeitos das estacas de forma “irrestrita”, ou seja, qualquer estaca a qualquer distância influenciará no recalque da estaca. Assim, é natural perceber que quanto mais estacas consideradas no grupo, maior será o recalque do grupo. Esse fenômeno também foi percebido por Sales et al. (2017). Os pesquisadores apontam que existe menor interação entre estacas em um grupo do que prediz a aplicação da teoria da elasticidade, devido a formação de uma banda de cisalhamento entre o fuste da estaca e o solo, localizando as tensões à essa região.

Esse efeito é contornado pelo o método de Randolph e Wroth (1975), pois apesar de também utilizar a superposição dos efeitos, esse método limita sua influência através do valor de r_m , o raio “mágico”, que delimita a distância que as estacas influenciarão o recalque.

A Figura 63 apresenta a curva carga-recalque da estaca isolada, do prédio através da instrumentação do edifício e para as duas situações do Método de Aoki e Lopes, e para o Método de Randolph e Wroth (1978).

Figura 63 - Curvas carga-recalque da estaca isolada e do prédio.



Onde: AL = Aoki e Lopes, RW = Randolph e Wroth. Fonte: O Autor (2020).

4.3.4 Relação de Recalque a partir do Método da Instrumentação Geotécnica (GUSMÃO, 2018)

A Tabela 27 apresenta o cálculo do valor de R_s a partir de dados da instrumentação do edifício. Pode-se notar que o valor de R_s tende a se estabilizar nas últimas leituras em um valor próximo a 12. Comparando-se com o estudo realizado por Almeida et al. (2019), onde foi encontrado que para os 10 edifícios estudados que foram construídos sobre estacas do tipo hélice contínua o valor médio de R_s valia 5,97, mas com um coeficiente de variação de 55%, dessa forma, o valor aqui encontrado é consideravelmente superior. Com um coeficiente de variação tão alto e com a constatação de mais um valor fora desse intervalo, a simples identificação do tipo de estaca não é o único parâmetro para se entender o valor da Relação de Recalque, devendo ser levados outros fatores como a estratigrafia do terreno, espaçamento entre estacas e o diâmetro das estacas.

Tabela 27 – Cálculo do R_s medido no edifício.

Leitura	Tempo (dias)	Carga (kN)	Carga média por Estaca (kN)	R_{ML} (mm)	REI média (mm)	R_s
L1	0	5.340,73	44,14	1,76	0,02	73,26
L2	67	12.749,99	105,37	3,67	0,06	63,69
L3	160	46.145,64	381,37	5,18	0,21	24,15
L4	244	72.442,72	598,70	5,73	0,35	16,62
L5	340	121.685,96	1.005,67	6,62	0,61	10,91
L6	433	133.384,75	1.102,35	9,16	0,67	13,62
L7	603	166.533,78	1.376,31	10,45	0,87	12,02
L8	778	173.049,55	1.430,16	10,99	0,91	12,08

Onde: R_{ML} = Recalque Médio da Lâmina; R_{EI} = Recalque da Estaca Isolada; R_s = Relação de Recalque. Fonte: O Autor (2020).

4.3.5 Comparação entre métodos semiempíricos, teóricos e medido

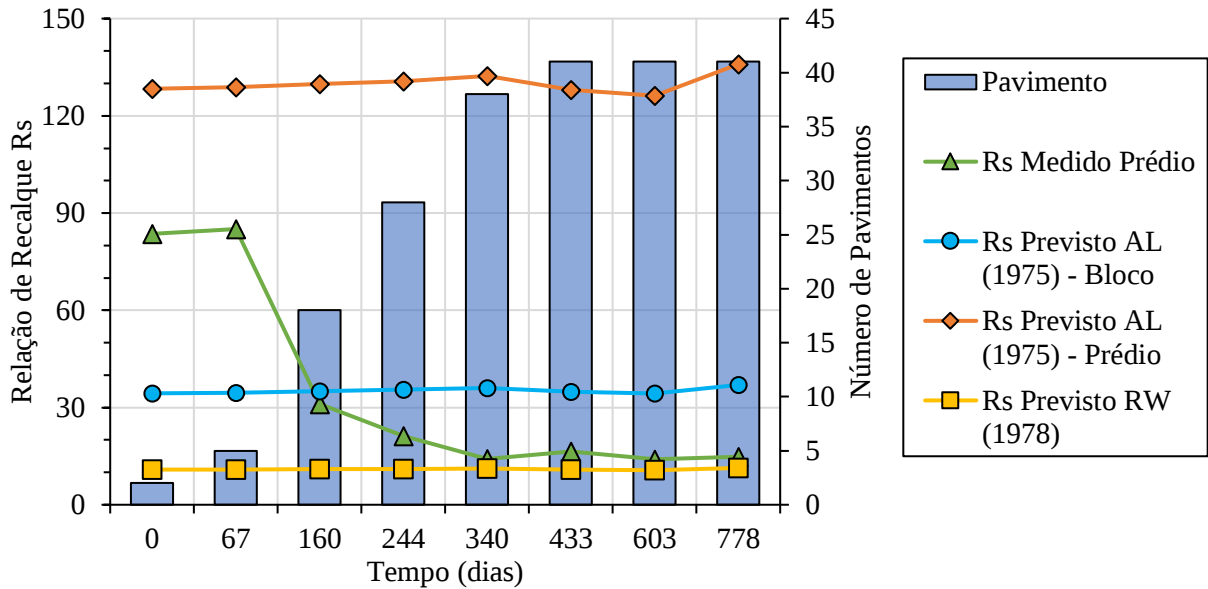
A Tabela 28 e a Figura 64 demonstram os valores de R_s médios medidos e previstos com os mesmos métodos. O valor de R_s medido ficou em torno de 12 a partir leitura L6 (433 dias), em que estrutura foi concluída. Dos métodos de previsão de recalques de grupo, nota-se mais uma vez que em ambas as situações do Método de Aoki e Lopes (1975), os valores foram bem maiores que os observados pela instrumentação geotécnica, da ordem de 140 e 40 respectivamente na última leitura.

Tabela 28 – R_s médio medido e previsto por métodos teóricos.

Leitura	R_s			
	Medido	AL Bloco	AL Prédio	RW
L1	73,26	34,42	128,28	10,77
L2	63,69	34,61	128,84	10,85
L3	24,15	35,09	129,86	10,74
L4	16,62	35,46	130,72	10,78
L5	10,91	35,97	132,25	11,01
L6	13,62	34,80	128,00	10,53
L7	12,02	34,32	126,20	10,47
L8	12,08	36,97	135,93	11,17

Onde: AL Bloco = Método de Aoki e Lopes (1975) com estacas do Bloco; AL Prédio = Aoki e Lopes (1975) com influência de todas as estacas do prédio; RW = Randolph e Wroth (1979). Fonte: O Autor (2020).

Figura 64 - Valor de R_s pelos diferentes métodos com o tempo.

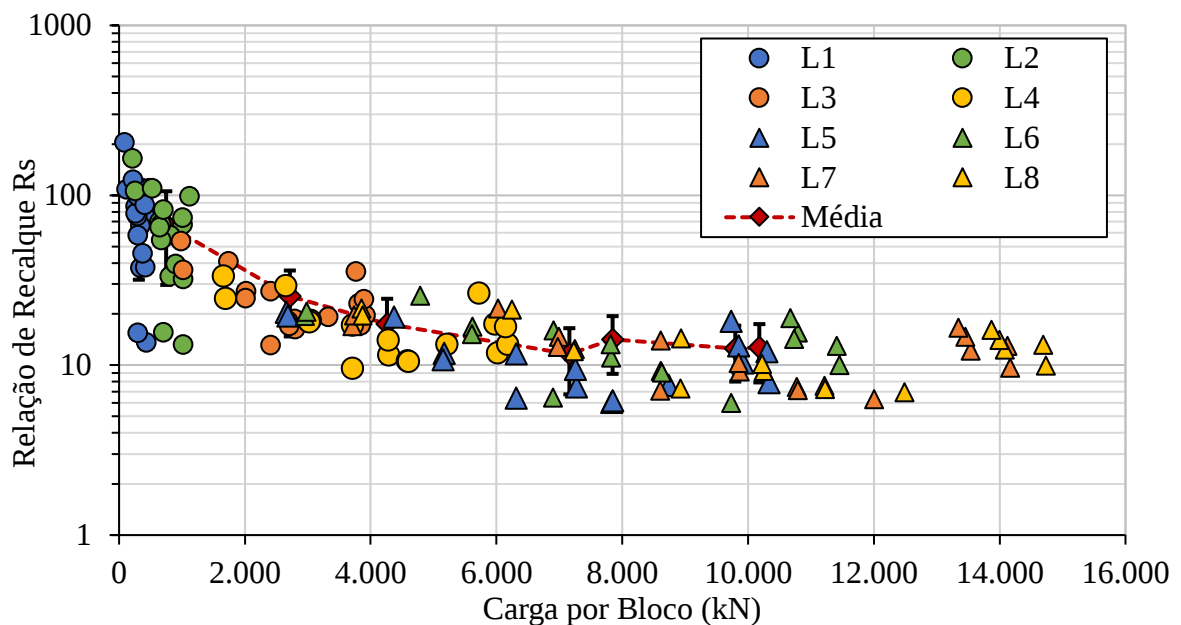


Fonte: O Autor (2020).

Devido a sua a previsão de recalques, o método de Randolph e Wroth ficou constante ao longo das leituras, e forneceu valores muito mais próximos do medido nas últimas leituras, mas distante para carregamentos às primeiras leituras.

A análise também foi feita por blocos a cada leitura. A Figura 65 apresenta graficamente os valores de R_s por bloco versus o valor da carga no bloco. Já a Tabela 29 apresenta um resumo desse estudo com os valores mínimos, máximos e médios de R_s por bloco em cada leitura.

Figura 65 - Valor de R_s medido por bloco em todas as leituras.



Onde: L = Leitura de Recalques. Fonte: O Autor (2020).

Tabela 29 – Valores de R_s médios, mínimos e máximos em cada bloco por Leitura.

Leitura	R_s Mínimo	R_s Máximo	R_s Médio	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
L1	13,59	203,95	77,51	45,66	58,91%
L2	13,18	164,84	67,65	37,96	56,11%
L3	13,06	53,73	25,42	10,66	41,93%
L4	9,57	33,52	17,48	7,12	40,75%
L5	6,06	20,47	11,62	4,89	42,07%
L6	6,00	25,71	14,17	5,28	37,25%
L7	6,30	21,61	12,55	4,54	36,15%
L8	6,92	21,59	12,68	4,77	37,59%

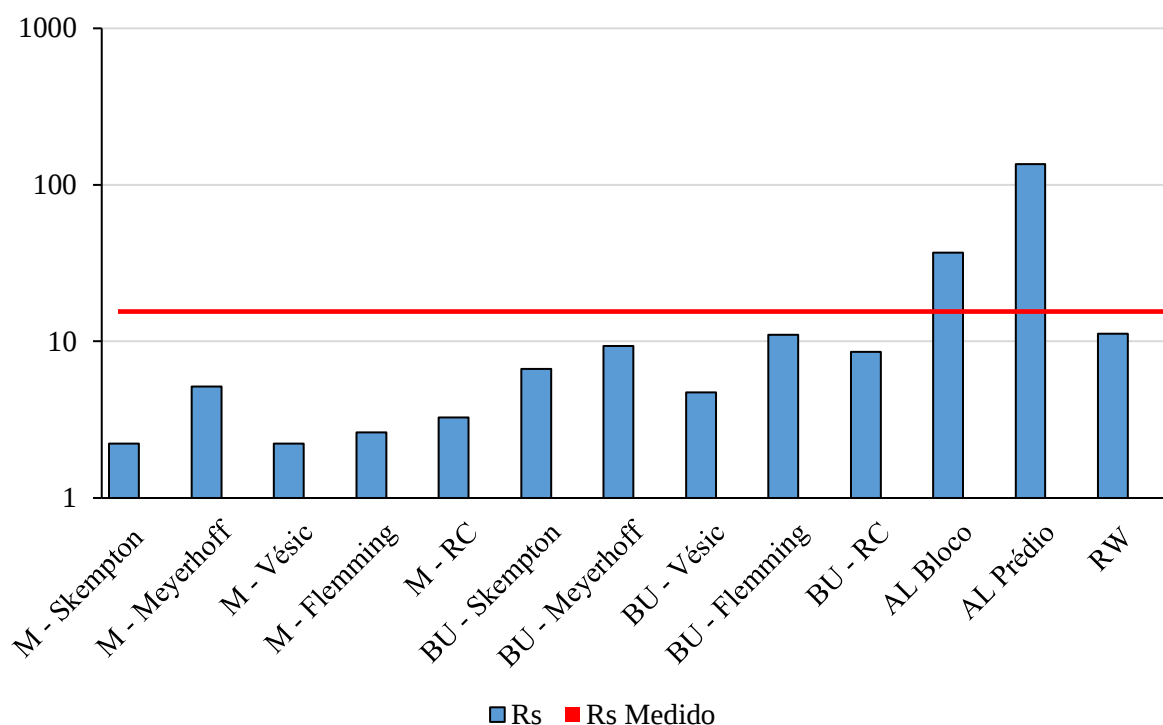
Onde: L = Leitura de Recalques; R_s = Relação de Recalque. Fonte: O Autor (2020).

Nota-se quando a análise se dá por blocos, o valor da relação de recalque mínimo observado é 6, que aconteceu no pilar P15 na leitura L6. O valor de R_s médio dos blocos é bastante próximo do valor médio do prédio com o método de Gusmão (2018). A diferença entre os dois consiste em o método de Gusmão considerar a carga média por estaca igual para todas as estacas do prédio.

Nota-se também que o desvio padrão e o coeficiente de variação dentro da mesma leitura são muito altos, entre 36,2% e 58,9%, o que dificulta uma formulação geral. Entretanto, a notável redução do coeficiente de variação com o decorrer da obra, mostra o efeito do aumento da rigidez do edifício.

A Figura 66 apresenta um gráfico (em escala logarítmica) que compara os valores de R_s obtidos pelos métodos semiempíricos, os valores das últimas leituras dos métodos analíticos com o obtido pelo método da instrumentação geotécnica, no valor de aproximadamente 12.

Figura 66 - Valor de R_s por métodos semiempíricos e analíticos.



Onde: M = Média dos Blocos; BU = Bloco Único Fictício; RC = Randolph e Clancy (1993); AL Bloco = Método de Aoki e Lopes (1975) com estacas do Bloco; AL Prédio = Aoki e Lopes (1975) com influência de todas as estacas do prédio; RW = Randolph e Wroth (1979) Fonte: O Autor (2020).

Dessa forma, nota-se que os métodos que mais se aproximaram do real foram os métodos de Randolph e Wroth (1979) com $R_s = 11,2$; e método semiempírico de Flemming et al. (1992) sob a consideração de bloco único sobre todas as estacas da obra, no valor de 11.

4.4 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

De acordo com os resultados da instrumentação geotécnica, aliados à modelagem estrutural do edifício e métodos de previsão de recalques, é possível concluir que:

- Houve uma tendência de estabilização do valor de R_s em torno de 11, o que indica que a proximidade entre as estacas provoca um recalque 11 vezes maior quando as estacas estão em grupo em relação à estaca trabalhando isoladamente;

- De forma geral, notou-se que a utilização dos métodos semiempíricos associados à consideração de Bloco Único Fictício trouxe valores de R_s mais próximos do medido, quando comparado com a análise dos blocos individualmente;
- Sob a consideração do Bloco Único Fictício, dentre os métodos semiempíricos avaliados, os métodos que mais se aproximaram do valor medido foram o de Meyerhoff (1959), com o valor de 9,35, e de Flemming et al. (1992), com o valor de 11.
- O método de retroanálise dos parâmetros de deformabilidade do solo com previsão do recalque das estacas da edificação pelo Método de Randolph e Wroth (1978) através da rotina PIGLET pôde ser previsto com boa concordância com os resultados medidos. Os valores de R_s ficaram em torno de 11 nas últimas etapas de leitura de recalques, extremamente próximo ao medido;
- A metodologia de retroanálise com previsão de recalques associada ao método de Aoki e Lopes (1975) previu um valor de R_s em torno de 130, muito acima dos valores observados através da instrumentação geotécnica. Isso decorre devido à superposição ilimitada de estacas interferindo sobre as outras.
- Uma forma visualmente acessível de se perceber o efeito de grupo das estacas no recalque de um edifício se dá através da construção da curva carga-recalque do edifício, onde o afastamento entre as curvas evidencia diretamente a influência desse fenômeno.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesse trabalho, foi possível avaliar o efeito da interação entre estacas dentro de um mesmo bloco, bem como a interação entre as estacas de todo edifício apoiado em fundações do tipo hélice contínua.

O método de Gusmão (2018) aliado à previsão do carregamento da superestrutura pôde quantificar o efeito da interferência mútua entre as estacas do edifício, através do valor da Relação de Recalque R_s que se estabilizou em 11. Esse valor pôde ser previsto com bastante exatidão através do emprego da técnica de retroanálise da prova de carga estática aliado ao método de Randolph e Wroth (1979) calculado pela rotina do PIGLET. Contribuindo para reduzir a deficiência de parâmetros geotécnicos e métodos de recalques em estacas confiáveis.

O que acontece, segundo Mandolini, Russo e Vigiani (2005), é que infelizmente a maioria das normas e códigos impedem a livre escolha do método de abordagem mais apropriado, o que força a opção pelo método da capacidade de carga. Dessa forma, obedecendo a prática corrente nacional, o dimensionamento do prédio estudado foi realizado para atender aos critérios de Estado Limite Último, que ficaram plenamente assegurados.

Por fim, para pesquisas futuras sugere-se a criação de um banco de dados de valores de Relação de Recalque R_s pelo método da monitoração de recalques de Gusmão (2018) para diferentes obras, perfis geotécnicos e soluções de estaqueamento de edifícios.

REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, P. J. R. DE; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2020.
- ALMEIDA, A. K. L. et al. Análise do efeito de grupo em fundações profundas através do comparativo da prova de carga estática com a medição de recalques de edifícios em Recife/PE e Salvador/BA. *In: SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, SEFE 9. Anais [...]*. São Paulo: ABEF; ABMS, 2019.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda., 1991.
- ALVAREZ DE BARROS, R. **Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalques**. Campos dos Goytacazes: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia, 2005.
- AOKI, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. **Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho**, p. 44, 1976.
- AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stress and settlements due to deep foundation. **V Conf. Panam. Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 1, p. 377–386, 1975.
- ARAGÃO, L. M. **Plano de monitoramento de recalque de fundações do bloco ateliê do curso de arquitetura e urbanismo da Universidade Federal do Ceará**. 2011. Monografia (Graduação) - Coordenação do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131** - Estacas - Prova de Carga Estática - Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, p. 8, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. p. 108.
- BJERRUM, L. **Interaction between structure and soil**. Proceedings European CSMFE. **Anais...** Wiesbaden: 1963
- BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. **Settlement of buildings and associated damage: Session V review paper**. Conference on Settlement of Structures. **Anais...** Cambridge: Pentch Press, 1974
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. **Considerações sobre a Análise dos Resultados de Provas de Carga Estáticas**. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, SEFE 6. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2008
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. **Análises dos Resultados de Provas de**

Carga Estáticas sobre Fundações Profundas. XV Congersso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. **Anais...**2010

CHIN, F. K. **Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests nor Carried to Failure.** 2nd Southeast Conference on Soil Engineering. **Anais...**Singapore: 1970

CHOW, H. S. W.; SMALL, J. C. Behaviour of piled rafts with piles of different lengths and diameters under vertical loading. **Geotechnical Special Publication**, v. 40778, n. 130–142, p. 841–855, 2005.

CINTRA, J. C.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CIVILCOOP. Relatórios de Medição de Recalques. 2016.

CURADO, T. DA S. **Comparação de teorias de interação entre estacas.** Goiânia: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil (EEC), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, 2015.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez.** Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE III. **Anais...**São Paulo: ABEF e ABMS, 1996

DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que tem dito. **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE 6**, 2008.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: HACHICH, W. et al. (Eds.). . **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 265–327.

FLEMING, W. G. K. et al. **Piling Engineering.** 3. ed. New York: Taylor and Francis, 2009.

FUNDAÇÕES ROSSI. **Relatório sobre Prova de Cargas**Recife, 2013.

GAZETAS, G.; MYLONAKIS, G. Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil. **Géotechnique**, v. 48, n. 1, p. 55–72, 1998.

GEOBETON ENGENHARIA LTDA. **RELATÓRIO DE SONDAGEM GEOTÉCNICA EDIFÍCIO GEO 248/13**Recife, 2013.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Inflência em Recalques de Edificações.** Rio de Janeiro: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, A. D. Desempenho de Fundações de Edifícios. In: **Palestras XIII COBRAMSEG.** Curitiba: ABMS, 2006. p. 215–240.

GUSMÃO, A. D. Efeito de Grupo em Elementos de Fundação Profunda. **II Seminário Pernambucano de Estruturas de Fundação**, 2018.

GUSMÃO ENGENHERIOS ASSOCIADOS LTDA. **Relatório 01-14313**. Recife, 2013.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Desempenho de obras geotécnicas**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2006.

HUANG, A.-B.; YU, H.-S. **Foundation Engineering Analysis and Design**. Boca Raton: CRC Press. Taylor & Francis Group., 2018.

IWAMOTO, R. K. Alguns Aspectos Dos Efeitos Da Interação Solo – Estrutura Em Edifícios De Múltiplos Andares Com Fundação Profunda. p. 1–136, 2000.

MANDOLINI, A.; VIGGIANI, C. Settlement of piled foundations. **Géotechnique**, v. 47, n. 4, p. 791–816, set. 1997.

MASSAD, F. **Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: Solos relativamente homogêneos** Soils and Rocks, 1992.

MASSAD, F. **Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: estaca embutida em camada mais resistente** Solos e Rochas, 1993.

MASSAD, F. **The Analysis of Piles Considering soil Stiffness and residual Stresses**. X Congresso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. **Anais...**Guadalajara: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C., 1995

MASSAD, F.; LAZO, G. **Método Gráfico para Interpretar a Curva Carga-Recalque de Provas de Carga Verticais em Estacas Rígidas ou Curtas**. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. **Anais...**Brasília: ABMS, 1998

MEYERHOF, G. G. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. **J.S.M.F.D., A.S.C.E.**, v. 82, n. SM1, p. 866–1, 1956.

MEYERHOF, G. G. Compaction of sands and bearing capacity of piles. **Journ. Soil Mech. And Found. Div., Proc. ASCE**, v. 85, n. SM6, p. 1–29, 1959.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Journal of Applied Physics**, v. 7, n. 5, p. 195–202, 1936.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda : método numérico e resultados observados no campo**. São Carlos: Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

MURTHY, V. N. S. **Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering**. 1. ed. Boca Raton: CRC Press, 2002.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação do Desempenho. In: HACHICH, W. et al. (Eds.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 723–751.

OLIVEIRA, P. E. S. **Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana do Recife**. Recife: Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Centro de Tecnologia e Geociências. Universidade Federal de Pernambuco, 2013.

OLIVEIRA, P. E. S. et al. **Metodologia para obtenção da Parcela do Atrito a partir do Sistema de Reação em Provas de Carga Estáticas**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. **Anais...**Salvador: ABMS, 2018

PATRICIO, J. D. **Avaliação de desempenho de radiers na Região Metropolitana do Recife**. Recife: Tese (Doutorado em Geotecnia) - Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, 2019.

PÉREZ, N. B. M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. Campinas: Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, 2014.

POLSHIN, D. E.; TOKAR, R. A. Maximum allowable non-uniform settlement of structures. **Proceedings 4th. ICSMFE**, v. 1, p. 402–405, 1957.

POULOS, H. G. Analysis of the Settlement of Pile Groups. **Géotechnique**, v. 18, n. 4, p. 449–471, dez. 1968.

POULOS, H. G. **Pile Group Settlement Estimation — Research to Practice**. Foundation Analysis and Design. **Anais...**Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 11 maio 2006

POULOS, H. G. Pile Testing and Settlement Prediction. **Full-Scale Testing and Foundation Design**, p. 630–649, 2012.

POULOS, H. G. Tall building foundations: design methods and applications. **Innovative Infrastructure Solutions**, v. 1, n. 1, 2016.

POULOS, H. G. **Tall Building Foundation Design**. Boca Raton: CRC Press, 2017.

POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. Foundations and retaining structures - Research and practice. **15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, 2001.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. The Settlement Behaviour of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers. **Géotechnique**, v. 18, n. 3, p. 351–371, set. 1968.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Sydney: John Wiley and Sons, Inc., 1980.

RANDOLPH, M. Comunicação Pessoal. 2019a.

RANDOLPH, M. F. **PIGLET, a computer program for the analysis and design of pile groups**. Report GEO 87036. Perth: The University of Western Australia, 1987.

RANDOLPH, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts. **13th**

International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 61–82, 1994.

RANDOLPH, M. F. PIGLET: Pile Analysis and Design of Pile Groups. Version 6.1. 2019b.

RANDOLPH, M. F.; CLANCY, P. Efficient design of piled rafts. **Proc. II International Geotech. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium**, p. 119–130, 1993.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. A Simple Approach to Pile Design and the Evaluation of Pile Tests. In: **Behavior of Deep Foundations**. [s.l.] ASTM International, 1978a. p. 484–489.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 104, n. 12, p. 1465–1488, 1978b.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. An analysis of the vertical deformation of pile groups. **Géotechnique**, v. 29, n. 4, p. 423–439, dez. 1979.

SALES, M. M. et al. Load-Settlement Behaviour of Model Pile Groups in Sand Under Vertical Load. **Journal of Civil Engineering and Management**, v. 23, n. 8, p. 1148–1163, 2017.

SANTANA, C. M. DE. **Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas**. Rio de Janeiro: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2008.

SAVARIS, G. **Monitoração de recalques de um edifício e avaliação da interação solo-estrutura**. Campos dos Goytacazes: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil, 2008.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. The Allowable Settlements of Buildings. **Proc. I.C.E.**, v. 5, p. 727–768, 1956.

SKEMPTON, A. W.; YASSIN, A. A.; GIBSON, R. E. Théorie de la force portante des pieux dans la sable. **Annales ITBTP**, p. 285–290, 1953.

STEINBRENNER, W. Tafeln sur Setzungberechnung. **Die Strasse**, v. 1, p. 121, 1934.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. et al. (Eds.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 227–264.

VAN DER VEEN, C. The Bearing Capacity of a Pile. **3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, n. 2, p. 84–90, 1953.

VARGAS, M.; SILVA, F. R. **O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo**. Conferência Regional Sul-Americana Sobre Edifícios

Altos. **Anais...**Porto Alegre: 1973

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. DE R. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. 1. ed. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VESIC, A. S. Experiments with instrumented pile groups in sands. Performance of deep foundations. **ASTM STP444**, p. 177–222, 1969.

ZHANG, L.; NG, A. M. Y. **Limiting Tolerable Settlement and Angular Distortion for Building Foundations**Geotechnical Special Publication, n. 170. Probabilistic applications in geotechnical engineering, ASCE (on CD Rom), 2007.

APÊNDICE A - ROTINA AOKI E LOPES EM MATLAB

%%Rotina para cálculo de estacas com método de Aoki e Lopes (1975) por Danilo Silva dos Santos (2020)
 %%Cálculo do Recalque das Estacas E1 a E8, devido ao carregamento umas das outras.

```
clc
clear
pkg load io
diary Aoki_Lopes_AG.txt
```

%DADOS INICIAIS

```
Nest=8; %Número de estacas
Npontos=8; %Número de pontos em que se deseja calcular o recalque
```

```
n1=20; %Número de subdivisões da circunferência
n2=20; %Número de subdivisões do raio
n3=20; %Número de subdivisões do comprimento das estacas
```

%DADOS DO SOLO

```
Ncamadas=2;
Ncam=1:Ncamadas;
```

```
%Camada 1
E(1)=1; %(kN/cm²)
v(1)=0.3;
Prof(1)=2600; %(cm)
G(1)=E(1)/(2*(1+v(1)));
```

```
%Camada 2
E(2)=0.8903;%(kN/cm²)
v(2)=0.30;
Prof(2)=3300;%(cm)
G(2)=E(2)/(2*(1+v(2)));
```

```
for NP=1:Npontos %Loop dos Pontos
  % Coordenadas Espaciais dos Pontos de Cálculo
  Zb(NP) = 2600;
```

```
%Estaca 1
Xb(1)=2431.0529;
Yb(1)=2613.0068;
```

```
%Estaca 2
Xb(2)=2521.3251;
Yb(2)=2493.2114;
```

```
%Estaca 3
Xb(3)=2311.2576;
Yb(3)=2522.7345;
```

```
%Estaca 4
Xb(4)=2401.5298;
Yb(4)=2402.9392;
```

```
%Estaca 5
Xb(5)=2695.5746;
Yb(5)=2262.6104;
```

```
%Estaca 6
Xb(6)=2785.8469;
Yb(6)=2142.8151;
```

```
%Estaca 7
Xb(7)=2575.7793;
Yb(7)=2172.3382;
```

```

%Estaca 8
Xb(8)=2666.0515;
Yb(8)=2052.5429;

display ('
fprintf('Ponto # %d: x = %d \t y = %d \t z = %d', NP,Xb(1),Yb(1),Zb(1));
display ('

%display ('Estratigrafia:')
%for LL=1:Ncamadas
%fprintf(' Camada # %d \t E = %.1ft v = %.2d \t Prof. = %d\n', Ncam(LL), E(LL),v(LL),Prof(LL));
%end

for NE=1:Nest %LOOP DAS ESTACAS

%Estacas
Za(NE)=2600;
Rb(NE)=35; %Raio da Base
Rs(NE)=35; %Raio do Fuste
Pb(NE)=0; %kN Carga de Ponta
Aest(NE)=pi*(Rs(1)^2);
Eest(NE)=2100;%kN/cm²
nT(NE)=1; %Número de Trapézios

%Estaca 1
Xa(1)=2431.0529;
Ya(1)=2613.0068;

%Estaca 2
Xa(2)=2521.3251;
Ya(2)=2493.2114;

%Estaca 3
Xa(3)=2311.2576;
Ya(3)=2522.7345;

%Estaca 4
Xa(4)=2401.5298;
Ya(4)=2402.9392;

if NE>=1 && NE<=4
D1(1,NE)=150; %Profundidade do início do trapézio 1
D2(1,NE)=2600; %Profundidade do fim do trapézio 1
Fat(1,NE)=976.31; %(kN) Força de atrito resistida pelo Trapézio
FF1(1,NE)=4.43;
FF2(1,NE)=4.43;
czi(1,NE)=FF2(1,NE)/FF1(1,NE);
f2(1,NE)=(2*Fat(1,NE))/(n1*(czi(NE)+1)*(D2(1,NE)-D1(1,NE))); %Atrito Unitário na altura superior em casa
subdivisão
f1(1,NE)=czi(NE)*f2(1,NE);
endif

%Estaca 5
Xa(5)=2695.5746;
Ya(5)=2262.6104;

%Estaca 6
Xa(6)=2785.8469;
Ya(6)=2142.8151;

%Estaca 7
Xa(7)=2575.7793;
Ya(7)=2172.3382;

%Estaca 8
Xa(8)=2666.0515;

```

```

Ya(8)=2052.5429;

if NE>=5 && NE<=8
D1(1,NE)=150; %Profundidade do início do trapézio 1
D2(1,NE)=2600; %Profundidade do fim do trapézio 1
Fat(1,NE)=981.49; %(kN) Força de atrito resistida pelo Trapézio
FF1(1,NE)=4.43;
FF2(1,NE)=4.43;
czi(1,NE)=FF2(1,NE)/FF1(1,NE);
f2(1,NE)=(2*Fat(1,NE))/(n1*(czi(NE)+1)*(D2(1,NE)-D1(1,NE))); %Atrito Unitário na altura superior em casa
subdivisão
f1(1,NE)=czi(NE)*f2(1,NE);
endif

Ps(1)=sum(Fat(:,1)); %kN Carga por atrito lateral

fprintf('Estaca #%d\n', NE);
fprintf(' x = %.1f \t y = %.1f \t z = %.1f\n', Xa(NE),Ya(NE),Za(NE));
fprintf(' Raio = %d \t Carga na Ponta = %d \t Carga no Fuste = %d \n ', Rb(NE),Pb(NE),Fat(1,NE));

%BASE DA ESTACA
P=(Pb(NE))/(n1*n2); %Carga em casa ponto na base
S=(pi*(Rb(NE))^2)/(n1*n2); %%Área de cada sub-área
r=((Xa(NE)-Xb(NP))^2+(Ya(NE)-Yb(NP))^2)^.5; %Distância em planta do centro da estaca ao ponto de cálculo
teta=pi/n1;

for j = 1 : n2;
l(j)=((j.^3/2))-((j-1).^3/2));
rr(j)=(2*(sin(teta))*Rb(NE).*l(j))/((3*teta)*((n2)^0.5));
for i = 1 : n1;
beta(i)=(pi*((2*i)-1))/n1;
R(i,j)=(((r)^2)+((rr(j)).^2)-2*r.*rr(j).*cos(beta(i))).^5;
ck=Za(NE);

%SUBROTINA MIDLIN
for Ncam=1:Ncamadas; %LOOP QUE CALCULA O RECALQUE NA CAMADA
if Zb(NP)<Prof(Ncam);
for K=Ncam:Ncamadas;
if K==Ncam
Z(K)=Prof(Ncam);
Z(K+1)=Prof(Ncam-1);
for L=K:K+1;
R1(L)=(((Z(L).-ck).^2)+(R(i,j)^2)).^5;
R2(L)=(((Z(L).+ck).^2)+(R(i,j)^2)).^5;
wp(L)= (P/(16*pi*G(Ncam)*(1-v(Ncam))))*(((3-(4*v(Ncam)))/R1(L))+(((8*(1-v(Ncam))^2)-(3-4*v(Ncam)))/R2(L))+((Z(L)-ck)^2/R1(L)^3)+(((3-4*v(Ncam))*(Z(L)+ck)^2)-(2*ck*Z(L))/R2(L)^3)+(((6*ck*Z(L))*(Z(L)+ck)^2)/R2(L)^5));
end
deltawP(i,Ncam)=wp(L)-wp(L-1);
end
end
W(i,j)=sum(deltawP(i,:));
end
end
wponta(NE,NP)=sum(sum(W(:,,:)));
end
clear deltapP
clear W

%FUSTE DA ESTACA
for i=1:n1
beta(i)=(2*pi*i)/n1;
Q(i)=(((r)^2)+((Rs(NE))^2)-(2*(r)*Rs(NE).*cos(beta(i)))).^5;

```

```

for T=1:nT(NE)
    for k=1:1:n3
        PP(k,T)=(D2(T,NE)-D1(T,NE))/(2*n3)*((2*f1(T,NE))-(((2*k)-1)/n3)*(f1(T,NE)-f2(T,NE))));
        c(k,T)=D1(T,NE)+(((D2(T,NE)-D1(T,NE))/(n3))*(k-1))+(((D2(T,NE)-D1(T,NE))/n3)*(f1(T,NE)+((f1(T,NE)-
f2(T,NE))*((1-(3*k))/(3*n3))))))/(2*f1(T,NE)-(f1(T,NE)-f2(T,NE))*(((2*k)-1)/n3)));
        %display ('-----')
        %SUBROTINA MIDLIN
        for Ncam=1:Ncamadas; %LOOP QUE CALCULA O RECALQUE NA CAMADA
            if Zb(NP)<Prof(Ncam);
                for K=Ncam:Ncamadas;
                    if K==Ncam
                        Z(K)=Prof(Ncam);
                        Z(K+1)=Prof(Ncam-1);
                    for L=K:K+1;
                        Q1(L)=(((Z(L)-c(k,T)).^2)+(Q(i)^2)).^5;
                        Q2(L)=(((Z(L)+c(k,T)).^2)+(Q(i)^2)).^5;
                        ws(L)= (PP(k,T)/((16*pi*G(Ncam))*(1-v(Ncam))))*(((3-4*v(Ncam))/Q1(L))+(((8*(1-v(Ncam))^2)-(3-
4*v(Ncam)))/Q2(L))+((Z(L)-c(k,T))^2/Q1(L)^3)+(((3-4*v(Ncam))*(Z(L)+c(k,T))^2)-
(2*c(k,T)*Z(L))/Q2(L)^3)+(((6*c(k,T)*Z(L))*(Z(L)+c(k,T))^2)/Q2(L)^5));
                        %T1=PP(k,T)/((16*pi*G(Ncam))*(1-v(Ncam)));
                        %T2=((3-4*v(Ncam))/Q1(L));
                        %T3=(((8*(1-v(Ncam))^2)-(3-4*v(Ncam)))/Q2(L));
                        %T4=(((Z(L)-c(k,T))^2)/(Q1(L)^3))
                        %T5=(((3-4*v(Ncam))*(Z(L)+c(k,T))^2)-(2*c(k,T)*Z(L)))/(Q2(L)^3))
                        %T6=(((6*c(k,T)*Z(L))*(Z(L)+c(k,T))^2)/(Q2(L)^5))
                    end
                    deltaws(k,Ncam)=ws(L)-ws(L-1);
                end
            end
            wS (i,T)=sum(sum(deltaws));
        end
    end
    wfuste(NE,NP)=sum(sum(wS(:,,:)));
end
end
clear deltaws
clear wS

wel=0;

%CÁLCULO DO RECALQUE ELÁSTICO
if (Xa(NE)==Xb(NP) && Ya(NE)==Yb(NP) && Za(NE)==Zb(NP))
    PT(NE)=Fat(1,NE)+Pb(NE);
    F1=0;
    for T=1:nT(NE)
        AT(T)=((PT(NE)-F1)+(PT(NE)-F1-Fat(T,NE)))*(D2(T,NE)-D1(T,NE))/2;
        F1=sum(Fat(1:T));
    end
    wel=(sum(AT))/(Aest(NE)*Eest(NE));
    fprintf(' Recalque Elastico (wE)= %d\n', wel);

end

end %Finaliza loop do n de estacas

display (' ')
display (' ')
wponta_t=sum(wponta(:,,:));
wfuste_t=sum(wfuste(:,,:));
wponto=sum(wponta(:,,:))+sum(wfuste(:,,:));
fprintf('Recalque Total de Ponta (wP) = %g\n', wponta_t(NP));
fprintf('Recalque Total de Fuste (wF) = %g\n', wfuste_t(NP));
fprintf('Recalque no Ponto (wP+wF) = %g\n', wponto(NP));
if wel>0
    wtopo=wponto+wel;
    fprintf('Recalque no Topo (wP+wF+wE) = %d\n', wtopo(NP));

```

```
xlswrite('Resultados.xlsx',wtopo,'Recalque Total');  
end
```

```
xlswrite('Resultados.xlsx',wfuste,'Interpretação');  
xlswrite('Resultados.xlsx',wfuste,'Fuste');  
xlswrite('Resultados.xlsx',wfuste_t,'Fuste Total');  
xlswrite('Resultados.xlsx',wponta,'Ponta');  
xlswrite('Resultados.xlsx',wponta_t,'Ponta Total');  
xlswrite('Resultados.xlsx',wponto,'Atrito+Ponta');  
xlswrite('Resultados.xlsx',wel,'Elastico');
```

```
end    %Finaliza loop do n de pontos
```

```
diary off
```