



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

HEITOR VENCESLAU BEZERRA DE SOUZA

**ESTIMATIVA DE RECALQUES EM ESTACAS CONSIDERANDO A
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

JOÃO PESSOA

2019

HEITOR VENCESLAU BEZERRA DE SOUZA

**ESTIMATIVA DE RECALQUES EM ESTACAS CONSIDERANDO A
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Centro
de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba,
como parte dos requisitos para obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

JOÃO PESSOA

2019

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

S729e Souza, Heitor Venceslau Bezerra de.

Estimativa de recalques em estacas considerando a interação solo-estrutura / Heitor Venceslau Bezerra de Souza. - João Pessoa, 2019.

73 f. : il.

Orientação: Fábio Lopes Soares.

Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. Recalque. 2. Aoki-Lopes. 3. Estacas. 4. Programação.
5. Interação solo-estrutura. I. Soares, Fábio Lopes.
II. Título.

UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

HEITOR VENCESLAU BEZERRA DE SOUZA

ESTIMATIVA DE RECALQUES EM ESTACAS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Trabalho de Conclusão de Curso em 10/05/2019 perante a seguinte Comissão Julgadora:

Fábio Lopes Soares

Fábio Lopes Soares

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

Aline Flávia Nunes Remígio Antunes

Aline Flávia Nunes Remígio Antunes

Universidade Federal da Paraíba

APROVADO

Enildo Tales Ferreira

Enildo Tales Ferreira

Universidade Federal da Paraíba

APROVADO

ABSilva

Prof^ª. Andrea Brasiliano Silva

Matrícula Siape: 1549557

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

AGRADECIMENTOS

Em especial a minha doce e eterna amada, Fernanda, por ter me mostrado o sentimento mais puro, o amor. Obrigado, amor da minha vida, por aguentar tantas crises de estresse e ansiedade. Sem você do meu lado esse trabalho não seria possível.

À minha família, por todo o apoio e carinho inestimável e incondicional necessários para que eu pudesse chegar até aqui. Meu pai Francisco, minha mãe Elaine e meu irmão João Neto, sem a força de vocês eu não conseguiria seguir em frente.

A todos os amigos que fiz durante a minha jornada. A presença de cada um deles foi importante para a conclusão desta etapa da minha vida.

Ao professor Fábio Lopes Soares, por compartilhar sua sabedoria, o seu tempo e sua experiência.

À Gusmão Engenheiros Associados Ltda, na pessoa do Professor Alexandre Gusmão por ter fornecido os dados.

Ao meu primo Thiago, por todas as lições compartilhadas que outras pessoas não achariam graça. Elas foram importantes por manterem o bom humor nos momentos mais estressantes.

Aos desenvolvedores de jogos, pois suas criações me distraíram até mesmo quando eu deveria estar estudando.

A todos que me auxiliaram nesse projeto, direta e indiretamente, expresso aqui meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

Este trabalho descreve a criação de um programa, utilizando método de Aoki & Lopes (1975), com as equações de Mindlin (1936) e a simplificação de Steinbrenner (1934) para cálculo de recalques em meios estratificados levando em consideração os efeitos da interação solo-estrutura. O software desenvolvido permite o cálculo dos recalques nas estacas informadas considerando o perfil de sondagem SPT. A linguagem de programação utilizada foi o Visual Basic .NET. O cálculo da estimativa de recalque foi feito através do método de Aoki-Lopes e leva em consideração o efeito do grupo de estacas. O método de cálculo divide as cargas atuantes entre o fuste e a ponta, obtido através do método de Aoki-Velloso. Para validar os cálculos obtidos foram utilizados dados de medições de recalques do Edifício Residencial Maria Carolina Montenegro, situado em Recife – PE. Os recalques previstos pelo programa, em conjunto com a ferramenta de análise estrutural Eberick, foram coerentes e apresentaram uma média bastante próxima da média dos recalques aferidos *in loco*, com uma diferença relativa que variou de -4,32% até -4,56%. A uniformização dos recalques e das cargas ficou evidente com a amplitude de variação das cargas verticais na fundação entre -6,12% e 12,43%. Mesmo com a carga atuante na estrutura sendo inferior à de projeto, o recalque medido foi superior ao obtido pela prova de carga. Dessa forma, fica evidente a complexidade do comportamento do solo quando submetido a tensões.

PALAVRAS-CHAVE: Recalque, Aoki-Lopes, Estacas, Programação, Interação solo-estrutura.

ABSTRACT

This work describes the creation of a program, using Aoki & Lopes (1975) method, with Mindlin's equations (1936) and Steinbrenner's simplification (1934) for calculating settlements in stratified media taking into account the effects of soil-structure interaction. The software developed allows the calculation of the piles reported on the SPT probe profile. The programming language used was Visual Basic .NET. The calculation of the recharge estimate was done using the Aoki-Lopes method and takes into account the effect of the piles group. The calculation method divides the loads acting between the stem and the tip, obtained through the Aoki-Velloso method. In order to validate the calculations obtained, data were used for the measurements of settlements of the Residential Building Maria Carolina Montenegro, located in Recife - PE. The calculations provided by the program, together with the Eberick structural analysis tool, were consistent and presented a mean very close to the average of the *in loco* settlements measurements, with a relative difference ranging from -4.32% to -4.56% . The uniformity of the loads and loads was evident with the amplitude of variation of the vertical loads in the foundation between -6.12% and 12.43%. Even with the load acting on the structure being less than the project, the measured settlement was higher than that obtained by the load test. In this way, the unpredictability of soil behavior when subjected to stress is evident.

KEYWORDS: Settlement, Aoki-Lopes, Piles, Programming, Soil-structure interaction.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	9
2	OBJETIVOS	10
2.1	OBJETIVO GERAL	10
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	11
3.1	SISTEMA ESTACA-SOLO E SUA TRANSFERÊNCIA DE CARGAS	11
3.1.1	Modelo de equilíbrio Estaca-Solo	11
3.1.2	Capacidade de carga – Método Aoki-Velloso	12
3.1.3	Resistência Mobilizada	14
3.2	RECALQUE EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS	15
3.3	DIAGRAMA DE ESFORÇO NORMAL E O CÁLCULO DO ENCURTAMENTO ELÁSTICO	16
3.4	PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE DO SOLO	18
3.5	MÉTODO AOKI-LOPES	21
3.6	SOLUÇÃO DE MINDLIN	24
3.7	PROCEDIMENTO DE STEINBRENNER	26
3.8	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	28
3.8.1	Método de Schiel para distribuição das forças nas estacas	29
4	METODOLOGIA	35
4.1	FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA	35
4.2	DADOS DE ENTRADA	38
4.3	DADOS PARA VALIDAÇÃO DO PROGRAMA	39
4.4	ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	40
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	43
5.1	RECALQUES DESCONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	43
5.2	RECALQUES CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	45
6	CONCLUSÕES	53
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	54
	APÊNDICE A – FLUXOGRAMA DO ALGORITMO UTILIZADO NO PROGRAMA	56
	APÊNDICE B – PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E PROPRIEDADES FÍSICAS DAS ESTACAS E PILARES	60
	ANEXO A – PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO TIPO DO EDIFÍCIO MARIA CAROLINA MONTENEGRO	64
	ANEXO B - PROVA DE CARGA ESTÁTICA PC-01 – ESTACA E-05 – PILAR P01	65
	ANEXO C - RELATÓRIOS DE SONDAJENS DO EDIFÍCIO MARIA CAROLINA MONTENEGRO	66

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Diagrama de ruptura do contato estaca-solo (IWAMOTO, 2000)	13
Figura 3.2 - Modelo de transferência de cargas. Adaptado de IWAMOTO (2000)	15
Figura 3.3 - Parcelas do recalque de uma estaca vertical (SILVA, 2017)	16
Figura 3.4 - Determinação do diagrama de PL(z) na estaca (IWAMOTO, 2000)	17
Figura 3.5 - Diagrama de esforços normais na estaca (IWAMOTO, 2000)	17
Figura 3.6 - Indicação das divisões de área da ponta da estaca. N1 representa as divisões da circunferência e N2 as divisões do raio (SILVA, 2017)	21
Figura 3.7 - Divisão da base em subáreas (AOKI - LOPES, 1975)	22
Figura 3.8 - Divisões do fuste em subáreas (AOKI - LOPES, 1975)	23
Figura 3.9 - Meio elástico semi-infinito	25
Figura 3.10 - Metodologia de Steinbrenner para solos estratificados (IWAMOTO, 2000)	27
Figura 3.11 - Processo iterativo proposto por CHAMECKI para a análise considerando a interação solo-estrutura.	29
Figura 3.12 - Sistema local de coordenadas dos blocos de coroamento para o método de Schiel (TESTONI, 2013)	31
Figura 3.13 - Carregamento aplicado na origem do sistema de coordenadas local para o método de Schiel (TESTONI, 2013)	31
Figura 3.14 - Sistema de referência da estaca (IWAMOTO, 2000)	32
Figura 4.1 – Visão geral da interface gráfica do programa	37
Figura 4.2 - Aba de resultados do programa quando configurado para exibir apenas os recalques das estacas	37
Figura 4.3 – Representação gráfica dos recalques calculados em todo o terreno	38
Figura 4.4 - Aba de inserção dos dados das estacas	39
Figura 4.5 - Locação das estacas e pilares do edifício	40
Figura 4.6 – Local para inserção do coeficiente de reação vertical e consideração do apoio elástico na direção Z	41
Figura 5.1 - Comparação entre o valor previsto e os valores observados <i>in loco</i> dos pilares P1 ao P13	45
Figura 5.2 - Comparação entre o valor previsto e os valores observados <i>in loco</i> dos pilares P14 ao P25	45
Figura 5.3 – Gráfico comparativo entre as cargas de projeto e as cargas após a análise da Interação Solo-Estrutura dos pilares P1 a P13	48
Figura 5.4 - Gráfico comparativo entre as cargas de projeto e as cargas após a análise da Interação Solo-Estrutura dos pilares P14 a P25	48
Figura 5.5 – Comparação dos recalques médios previstos considerando a interação solo-estrutura com os recalques aferidos em campo dos pilares P1 ao P13	50
Figura 5.6 – Comparação dos recalques médios previstos considerando a interação solo-estrutura com os recalques aferidos em campo dos pilares P14 ao P25	50
Figura 5.7 – Comparação entre os recalques médios previstos com e sem a interação solo-estrutura dos pilares P1 ao P13	52
Figura 5.8 – Comparação entre os recalques médios previstos com e sem a interação solo-estrutura dos pilares P14 ao P25	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores de K e α (LAPROVITERA, 1998).....	13
Tabela 3.2 - Valores de $F1$ e $F2$ (LAPROVITERA, 1998; BENEGAS, 1993).....	14
Tabela 3.3 – Valores de $\alpha = Es/qc$ (TEIXEIRA; GODOY, 1996)	19
Tabela 3.4 – Valores de K (TEIXEIRA; GODOY, 1996).....	19
Tabela 3.5 - Valores orientativos para o módulo de deformabilidade (TEIXEIRA; GODOY, 1996).....	20
Tabela 3.6 - Valores típicos para o coeficiente de Poisson (TEIXEIRA; GODOY ,1996).....	20
Tabela 5.1 - Comparação entre os valores previstos pelo programa e os obtidos através da medição de recalques e da prova de carga estática.....	44
Tabela 5.2 - Coeficiente de reação vertical obtidos inicialmente.....	46
Tabela 5.3 - Comparação entre as cargas de projeto e as cargas obtidas após a realização da Interação Solo-Estrutura	47
Tabela 5.4 - Recalques obtidos após a análise linear considerando a interação solo-estrutura e suas diferenças relativas com os valores medidos.....	49
Tabela 5.5 – Comparação entre os recalques médios previstos com e sem a interação solo-estrutura	51

1 INTRODUÇÃO

A densidade populacional cresce desenfreadamente e traz consigo o aumento do número de projetos de edifícios com elevado número de pavimentos. Edifícios cada vez mais esbeltos trazem para a engenharia desafios cada vez maiores, tanto do ponto de vista estrutural quanto do uso racional dos recursos.

O conjunto estrutural é dividido em superestrutura onde são considerados os carregamentos que a edificação deverá suportar durante a sua utilização e infraestrutura constituída pela fundação, que recebe os somatórios destes carregamentos e os transmite para o solo. Quando submetido as cargas, o solo provoca deslocamentos na fundação, devido sua natureza deformável. A fundação, por sua vez, interage com a estrutura levando a uma redistribuição dos esforços, configurando uma relação de interdependência entre o solo, os elementos de fundação e a superestrutura. Esta relação é chamada de interação solo-estrutura (ALMEIDA; MENDONÇA; BRANDÃO; 2014).

A complexidade das variáveis que compõem os maciços de solo e a pouca praticidade dos métodos numéricos, que buscam representar o terreno e suas camadas, tem dificultado os avanços na área da geotecnia, fazendo com que os métodos simplificados e empíricos, embora imprecisos, sejam muitas vezes preferidos em determinadas situações em que não há um risco financeiro elevado. Um exemplo bastante comum é a adoção de apoios indeslocáveis na fundação da estrutura. Ao fazer isso, os recalques da fundação são desprezados, considerando que esse efeito não provocará alterações nas cargas da estrutura. Dependendo do tipo de terreno, essa simplificação pode não trazer danos. No entanto, existe uma grande variedade de terrenos que exige que os recalques sejam minuciosamente avaliados (ARAÚJO, 2015).

Há inúmeros casos de construções que desenvolveram algum tipo de deformidade devido alterações não previstas na análise estrutural. Não se deve esquecer que o comportamento e a vida útil de uma construção dependem preponderantemente de sua fundação. O código computacional permite a avaliação metódica dos recalques de uma fundação para um número desejado de pontos, os campos de deslocamentos e de tensões que surgem no maciço de solos e no elemento estrutural de fundação, em virtude do carregamento aplicado pela estrutura, garantindo uma maior probabilidade de previsão desse comportamento (COLARES, 2006).

Considerando os efeitos já consagrados da interação solo estrutura, busca-se uma análise mais realista do comportamento mecânico das edificações através da criação de um programa, utilizando método de Aoki & Lopes (1975), com as equações de Mindlin (1936) e o procedimento de Steinbrenner (1934) para cálculo de recalques em meio estratificados.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Desenvolver um software capaz de prever o recalque em fundações profundas através do método de Aoki & Lopes (1975) e analisar os efeitos da interação solo-estrutura no Edifício Residencial Maria Carolina Montenegro, situado em Recife – PE.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Implementar o método de Aoki e Lopes (1975), com as equações de Mindlin (1936) e procedimento de Steinbrenner (1934), levando em consideração o efeito de grupo de estacas, em um programa elaborado em Visual Basic .NET;
- Realizar a interação solo-estrutura na estrutura e a avaliar a redistribuição das cargas e dos recalques nos elementos de fundação;
- Validar o programa através da comparação direta com os dados de recalque aferidos *in loco*.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 SISTEMA ESTACA-SOLO E SUA TRANSFERÊNCIA DE CARGAS

Os elementos estruturais esbeltos onde a transferência de cargas se dá na sua base e/ou ao longo do comprimento do mesmo, por meio do atrito lateral, são chamados de estacas. Para que possa exercer a função de fundação à estaca deve estar contida no maciço de solo que o envolve.

As estacas são submetidas principalmente aos esforços de compressão axial, no entanto, outros esforços podem existir dependendo do sistema de carregamento aplicado sobre a mesma. A maneira como a estaca transfere as cargas recebidas para o solo depende do tipo de carregamento que a estaca é submetida. Para este trabalho foram considerados apenas os carregamentos axiais de compressão aplicados sobre as estacas (CAMPOS, 2015).

3.1.1 Modelo de equilíbrio Estaca-Solo

A maneira como a estaca é carregada influencia diretamente na maneira que as cargas são transferidas, ou seja, por esforço axial, lateral, de torção ou pela combinação destes. Dessa maneira, quanto mais complicados foram os sistemas de carregamento mais complexos serão os mecanismos de transferência de cargas. Neste trabalho será considerado que as estacas são submetidas apenas a carregamentos axiais.

As cargas de compressão N_i são transferidas da estaca para o solo em duas parcelas. A primeira parcela é transferida ao longo do fuste através do atrito lateral entre o solo e estaca provenientes dos pequenos movimentos relativos entre a estaca e o solo, dando origem a força P_l . A outra parcela é transferida na ponta da estaca pela pressão de contato com o solo, comprimindo o solo abaixo da mesma, e gerando tensões que dão origem a força P_p (IWAMOTO, 2000). O diagrama de esforços normais da estaca $N(z)$ é notadamente decrescente, já que parte das tensões são transmitidas ao solo por meio do atrito lateral $Q(z)$.

Os diagramas de transferência de carga são difíceis de serem obtidos com precisão. No entanto, há métodos semi-empíricos que conseguem o estimar com uma precisão adequada. O método de Aoki-Velloso é utilizado para estimar o diagrama de ruptura da estaca e pode ser utilizado como uma ferramenta para se obter o diagrama de transferência de cargas.

3.1.2 Capacidade de carga – Método Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido através de um estudo comparativo entre o resultado das provas de carga estática e de SPT. O método necessita dos dados do ensaio SPT, o tipo de estaca analisada, os parâmetros geométricos da mesma e a composição do maciço de solo.

A capacidade de carga (PR) do método é obtida pela soma das resistências individuais de cada camada (PL) com a resistência da ponta da estaca (PP). As expressões para cálculo estão descritas abaixo.

$$PR = \sum PL + PP \quad (3.1)$$

$$PL = U \cdot \Delta l \cdot r_l \quad (3.2)$$

$$PP = A \cdot r_p \quad (3.3)$$

Onde,

U = Perímetro da seção transversal do fuste da estaca

A = Área de projeção da ponta da estaca

Δl = Espessura da camada de solo

Os parâmetros r_l e r_p representam os atritos resistentes da estaca e dependem do solo, da estaca utilizada e do valor médio do NSPT da camada, sendo o primeiro referente aos atritos laterais e o segundo a resistência da ponta. Além disso, eles são tidos como constantes durante toda a extensão da mesma. Os seus valores são dados por:

$$r_p = \frac{K \cdot N}{F1} \quad (3.4)$$

$$r_l = \frac{\alpha \cdot K \cdot N}{F2} \quad (3.5)$$

A **Figura 3.1** demonstra o diagrama de esforço normal $N(z)$ na profundidade z do fuste da estaca.

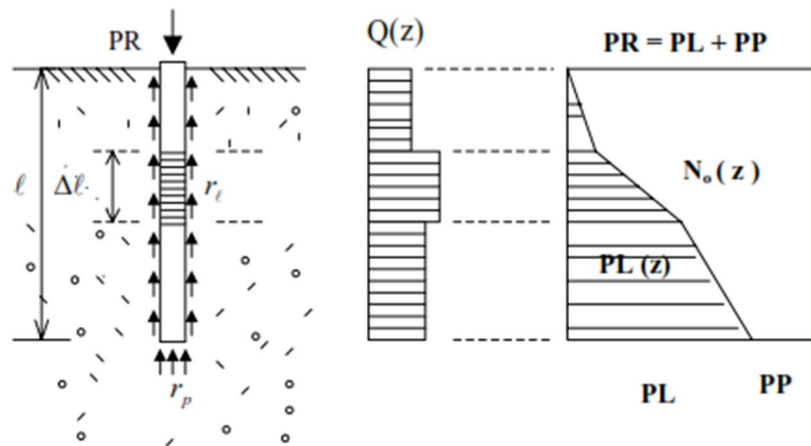


Figura 3.1 - Diagrama de ruptura do contato estaca-solo (IWAMOTO, 2000)

O método recebeu contribuição de duas dissertações de mestrado Laprovitera, 1988, e Benegas, 1993, que fizeram avaliações no método através de um banco de dados da COPPE-UFRJ. Após a realização das análises foram alterados os valores de K , α , $F1$ e $F2$. Estes valores estão apresentados a seguir e serão os utilizados neste trabalho (VELLOSO; LOPES; 2011)

Tabela 3.1 - Valores de K e α (LAPROVITERA, 1998)

Tipo de solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	6,0	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia argilosiltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3,0
Silte arenoso	4,8	3,0
Silte arenoargiloso	3,8	3,0
Silte	4,8	3,0
Silte argiloarenoso	3,8	3,0
Silte argiloso	3,0	3,4
Argila arenosa	4,8	4,0
Argila arenossiltosa	3,0	4,5
Argila siltoarenosa	3,0	5,0
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6,0

Tabela 3.2 - Valores de F1 e F2 (LAPROVITERA, 1998; BENEGAS, 1993)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Premoldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Para as estacas do tipo Hélice contínua serão adotados para F1 e F2 os valores 3,0 e 3,8, respectivamente. Esse valor foi obtido por Monteiro (1997) e deve ser utilizado com reserva, pois o número de provas de carga para este tipo de estaca são pequenos.

3.1.3 Resistência Mobilizada

A determinação da resistência mobilizada é um problema altamente indeterminado, visto que as reações de apoio da estaca são continuamente distribuídas ao longo do fuste da mesma e na sua base (AOKI, 1997). É necessário obter-se o diagrama de transferência de cargas do sistema estaca-solo para saber quanto da resistência é devido ao fuste e quanto é devido a base. Há diversos fatores que afetam os mecanismos da interação entre a estaca e solo como a técnica de execução adotada, a perturbação do solo durante a execução e a rigidez do bloco de coroamento.

Dependendo do nível de carga aplicada, o diagrama de atrito lateral pode não ser compatível com a máxima resistência lateral disponível na seção. A resistência de ponta das estacas só é mobilizada após o esgotamento da resistência do fuste, caso a carga aplicada seja inferior a carga de ruptura lateral PL a resistência mobilizada na ponta é considerada nula. Este modelo foi simplificação sugerida por Cintra e Aoki (2010) e permite que o problema deixe de ser indeterminado e que o diagrama de transferência de cargas seja obtido (IWAMOTO, 2000). O modelo dessa proposta estabelece que:

- Para cargas abaixo da resistência máxima de fuste, admite-se uma mobilização parcial dessa resistência na interface fuste-solo, enquanto a força na ponta da estaca mantém-se igual a zero;
- Quando a carga atinge o valor máximo da resistência lateral, admite-se toda a resistência lateral mobilizada, mas a ponta continua a não contribuir com a resistência.
- Para valores de carga além desse ponto, considera-se constante a contribuição do fuste, e a força na ponta mobiliza-se parcialmente até a carga atingir o valor de ruptura da estaca.

A **Figura 3.2** demonstra como é feita a distribuição das cargas aplicadas, quanto é absorvido pela estaca e quanto é transferido ao solo através do fuste e da ponta.

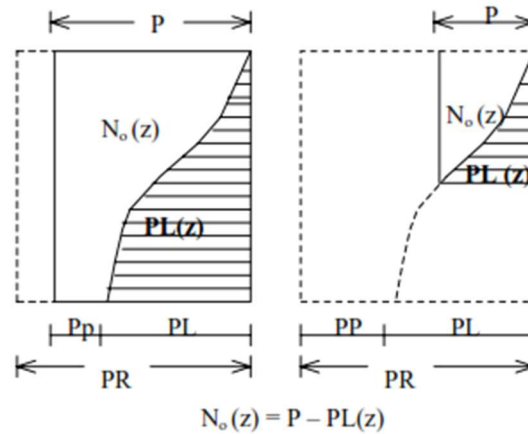


Figura 3.2 - Modelo de transferência de cargas. Adaptado de IWAMOTO (2000)

3.2 RECALQUE EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS

Cintra e Aoki (2010) afirmam que uma estaca submetida a uma carga vertical P provocará dois tipos de deformações:

- O encurtamento elástico da própria estaca, pois ao ser submetida aos esforços axiais de compressão ocorre a deformação do elemento estrutura, que equivale a um recalque da cabeça da estaca, δ_e , mantida imóvel a sua base;
- As deformações verticais das camadas de solo abaixo da base da estaca até o nível indeslocável, que resulta no recalque da base da estaca, δ_s .

O recalque total da estaca é dado pela soma do encurtamento elástico da estaca e o recalque da base da estaca, conforme pode ser visto na **Figura 3.3** e na equação (3.6).

$$\delta_{Total} = \delta_s + \delta_e \quad (3.6)$$

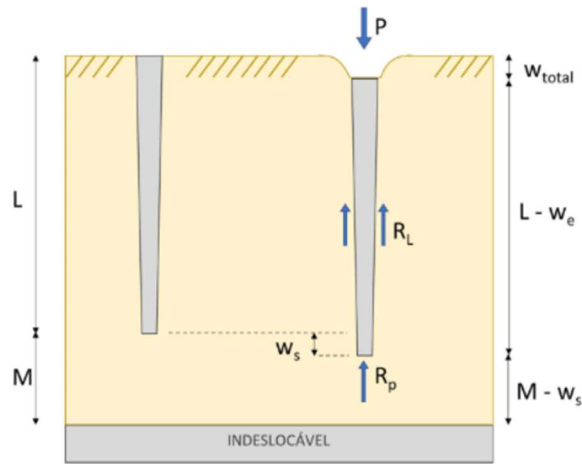


Figura 3.3 - Parcelas do recalque de uma estaca vertical (SILVA, 2017)

3.3 DIAGRAMA DE ESFORÇO NORMAL E O CÁLCULO DO ENCURTAMENTO ELÁSTICO

O diagrama de força normal representa a forma como uma força axial aplicada P é transferida ao longo da estaca. A transferência de força da estaca para o solo ocorre por meio da ação lateral em cada camada de solo considerado, dessa forma a força normal $N_0(z)$ tem seu valor máximo N no topo da estaca e diminui ao longo da profundidade z . As forças que não são absorvidas pelo fuste da estaca, são transferidas ao solo pela ponta da estaca. Admitindo-se que a força axial aplicada no topo da estaca P é maior do que a resistência lateral da estaca PL e menor do que a capacidade de carga da estaca PP , e que todo o atrito lateral é mobilizado antes da transferência de força pela ponta da estaca, tem-se a relação (3.7):

$$P_p = P - \sum PL_i < PP \quad (3.7)$$

Onde:

P_p é a parcela da força P transferida pela ponta da estaca;

P é a força axial aplicada no topo da estaca;

PL_i é a parcela da força P transferida por atrito lateral na camada i do solo;

PP é a resistência de ponta da estaca.

Devido ao equilíbrio das forças, a resistência da ponta PP obtida pelo método de Aoki e Velloso não deve ser superada pela força atuante na ponta da estaca P_p .

Para a determinação do diagrama de esforços normais é necessário saber o comportamento de PL com a profundidade da estaca. Logo, é preciso obter o diagrama do mesmo. Este diagrama é elaborado com dos valores de PL de cada camada que cerca a estaca. Admite-se que os coeficientes de atrito de cada camada variem linearmente ao longo da mesma.

Na **Figura 3.4** tem-se os seguintes parâmetros:

z – Profundidade onde se deseja obter o valor de PL ;

y – Profundidade do segmento da camada onde se deseja obter o valor da força;

$F(z)$ – Força acumulada na profundidade z ;

$Q(z)$ – Diagrama da resistência por atrito.

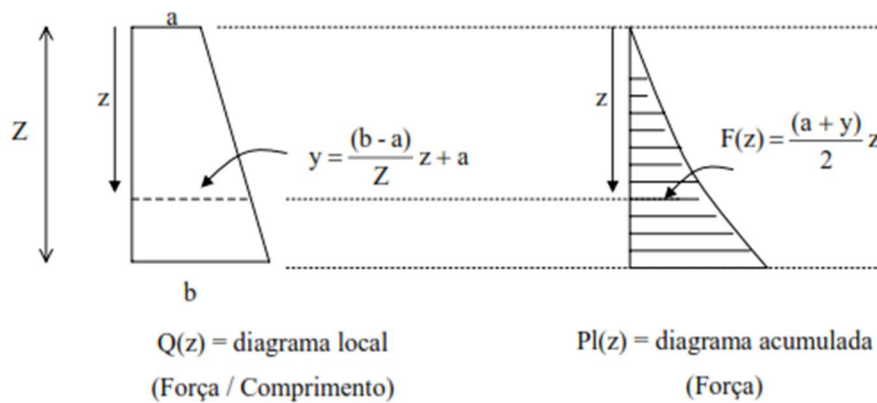


Figura 3.4 - Determinação do diagrama de $PL(z)$ na estaca (IWAMOTO, 2000)

De posse do valor de $PL(z)$ é possível obter o esforço normal em uma dada profundidade $N(z)$, pois a força normal é dada pela diferença entre a carga aplicada e a carga que foi absorvida pelo fuste da estaca $PL(z)$.

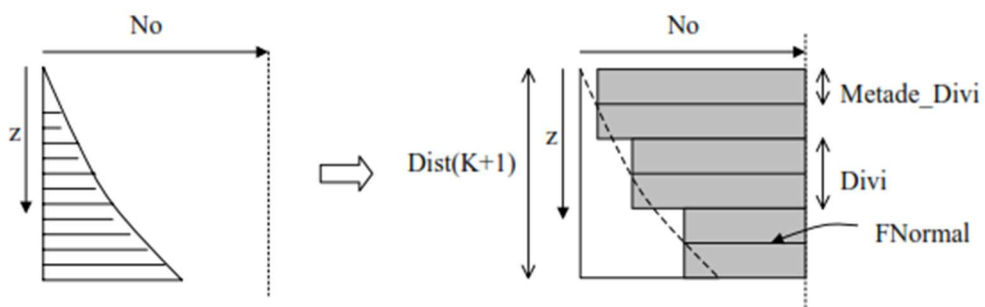


Figura 3.5 - Diagrama de esforços normais na estaca (IWAMOTO, 2000)

Uma vez conhecidos os esforços normais dos segmentos da estaca, é possível calcular o encurtamento elástico do fuste pela Lei de Hooke, dada pela equação (3.8).

$$\delta_e = \frac{1}{A \cdot E} \sum_i N_i L_i \quad (3.8)$$

Onde,

δ_e - Encurtamento elástico do fuste;

A - Área da seção transversal da estaca;

E - Módulo de elasticidade da estaca;

N_i - Força normal do segmento i da estaca;

L_i - Comprimento do segmento i da estaca.

3.4 PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE DO SOLO

O solo é um material bastante heterogêneo, o que torna dificultosa a análise de suas propriedades. Desta forma é necessário adotar um modelo comportamental do solo, pois ele permitirá obter todas as propriedades relevantes com alguma precisão.

A caracterização do tipo de solo é essencial para obtenção dos parâmetros necessários para o cálculo do recalque, pois a partir desta caracterização é possível obter as propriedades físicas das camadas de solo que compõe o maciço, como o módulo de deformabilidade, E_s , e o coeficiente de Poisson, ν_s .

A variabilidade destes fatores gera forte incerteza na modelagem mecânica do subsolo, especialmente em fundações profundas, onde a extração de amostras indeformadas ou não-perturbadas do solo é inviável para obras de engenharia.

Os resultados de ensaios de laboratório e/ou provas de cargas são necessários para a calibração dos parâmetros das camadas de solo do terreno, porém essas informações podem não presentes. Nesta situação pode-se recorrer as correlações entres os métodos empíricos e as propriedades físicas presentes na literatura.

Teixeira e Godoy (1996) propuseram a relação entre o módulo de deformabilidade e a resistência de ponto do ensaio de penetração de cone (CPT). A equação que relaciona ambos está disposta em (3.9):

$$E_s = \alpha \cdot q_c \quad (3.9)$$

Onde,

α é o coeficiente de correlação entre o E_s e q_c ;

E_s é o módulo de deformabilidade não drenado do solo;

q_c é a resistência de ponta do medida no CPT.

Teixeira e Godoy (1996) também propuseram o coeficiente K que correlaciona o módulo de deformabilidade com o ensaio padrão de penetração (SPT) através da equação (3.10):

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (3.10)$$

Onde,

K é o coeficiente que correlaciona o N_{SPT} com q_c ;

N_{SPT} – é valor médio de golpes obtidos no ensaio padrão de penetração para uma determinada camada.

Os valores sugeridos por Teixeira e Godoy (1996) para α estão dispostos na **Tabela 3.3** e para K na **Tabela 3.4**.

Tabela 3.3 – Valores de $\alpha = E_s/q_c$ (TEIXEIRA; GODOY, 1996)

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 3.4 – Valores de K (TEIXEIRA; GODOY, 1996)

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Silte argiloso	0,25
Argila arenosa	0,30
Argila siltosa	0,20

Alguns valores típicos do módulo de deformabilidade para cada tipo de solo estão mostrados na **Tabela 3.5**.

Tabela 3.5 - Valores orientativos para o módulo de deformabilidade (TEIXEIRA; GODOY, 1996)

Solo	Consistência ou Compacidade	E_s (MPa)
Argila	Muito mole	1
	Mole	2
	Média	5
	Rija	7
	Muito Rija	8
	Dura	15
Areia	Fofa	5
	Pouco compacta	20
	Medianamente compacta	50
	Compacta	70
	Muito Compacta	90
Areia com pedregulhos	Pouco compacta	50
	Compacta	120

Para o coeficiente de Poisson existem poucas informações apuradas sobre seus valores em função do tipo de solo. No entanto, a margem de variação do valor do coeficiente é pequena e fica entre 0 e 0,5.

Na literatura existem valores típicos do coeficiente para uma situação drenada do solo. Estes valores estão dispostos na

Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Valores típicos para o coeficiente de Poisson (TEIXEIRA; GODOY, 1996)

Solo	ν_s
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5

Argila não-saturada 0,1 – 0,3

3.5 MÉTODO AOKI-LOPES

A estimativa de recalques proposta por Aoki & Lopes (1975) requer a discretização das forças atuantes no fuste e na base da estaca para realizar a integração numérica dos recalques devidos a estas cargas pontuais. O fuste e a base são divididos em área iguais com a aplicação das cargas concentradas nos seus centroides. Os recalques são calculados através da solução de Mindlin (1936) e os seus efeitos são superpostos no ponto de estudo.

As cargas na base da estaca são admitidas como uniformemente distribuídas e divididas em parcelas iguais atuando em $N1 \times N2$ subáreas, sendo $N1$ o número de divisões da circunferência e $N2$ o número de divisões do raio da base da estaca, conforme mostrado na **Figura 3.6**. Desta forma, a carga aplicada no ponto $I_{i,j}$ na profundidade $c = Z_A$ é dada pela equação (3.11):

$$P_{i,j} = \frac{P_b}{N1.N2} \quad (3.11)$$

O índice i indica a fatia radial, o índice j indica o anel de cada subárea e P_b é a carga atuante na ponta da estaca.



Figura 3.6 - Indicação das divisões de área da ponta da estaca. $N1$ representa as divisões da circunferência e $N2$ as divisões do raio (SILVA, 2017)

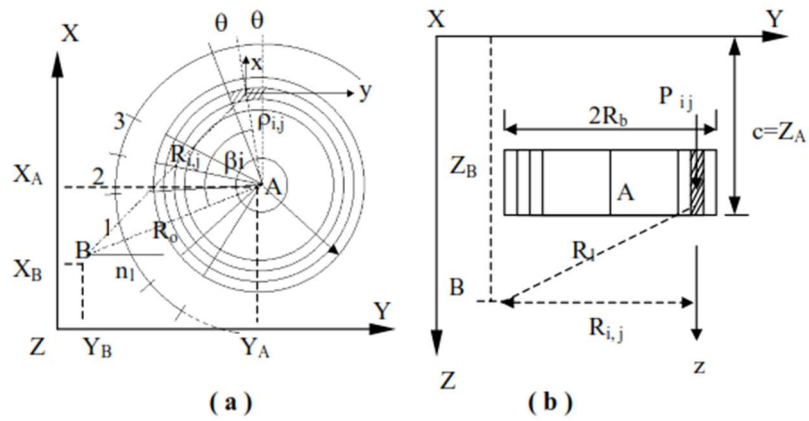


Figura 3.7 - Divisão da base em subáreas (AOKI - LOPES, 1975)

A distância R_1 entre o ponto de aplicação de $P_{i,j}$ e o ponto B, local onde se deseja o recalque, é dada por:

$$R_1 = \sqrt{R_{i,j}^2 + (z_B - z_A)^2} \quad (3.12)$$

A projeção acima da superfície do ponto de aplicação da força $P_{i,j}$ e o ponto B é dada por R_2 .

$$R_2 = \sqrt{R_{i,j}^2 + (z_B + z_A)^2} \quad (3.13)$$

$R_{i,j}$ é a projeção de R_1 no plano XY.

$$R_{i,j} = \sqrt{R_0^2 + \rho_{i,j}^2 - 2R_0 \rho_{i,j} \cos \beta_i} \quad (3.14)$$

A distância entre o ponto A (centro da estaca) e o ponto B é dada por R_0 .

$$R_0 = \sqrt{(X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2} \quad (3.15)$$

$\rho_{i,j}$ é a distância entre o centroide da subárea e o centro da estaca (ponto A) e R_b é o raio da ponta da estaca.

$$\rho_{ij} = \frac{2 \operatorname{sen} \theta}{3\theta} \frac{R_b}{\sqrt{N2}} [j\sqrt{j} - (j-1)\sqrt{j-1}] \quad (3.16)$$

β_i é o ângulo formado pelo triângulo $B\hat{A}P_{ij}$.

$$\beta_i = \frac{\pi}{N1} (2i - 1) rd \quad (3.17)$$

θ é metade do ângulo do setor de círculo da subárea utilizada.

$$\theta = \frac{\pi}{N1} rd \quad (3.18)$$

A força no fuste da estaca gerada pelo atrito com solo é admitida com distribuição linear. A circunferência de raio R_s é dividida em $N1$ partes iguais, e o trecho do fuste entre as profundidades D_1 e D_2 é subdividido em $N3$ partes iguais. Os índices i e k indicam a posição de cada subárea na superfície do fuste.

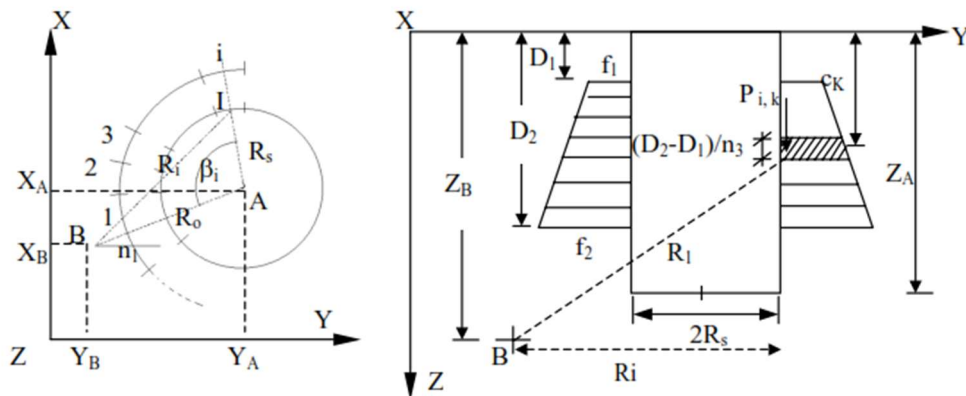


Figura 3.8 - Divisões do fuste em subáreas (AOKI - LOPES, 1975)

A força P_{ik} aplicada na subárea do fuste, é dada por:

$$P_{ik} = \frac{D_2 - D_1}{2N3 \cdot N1} \left[2f_1 - \frac{2k-1}{N3} (f_1 - f_2) \right] \quad (3.19)$$

Onde f_1 e f_2 são as cargas distribuídas ao longo do fuste nas profundidade D_1 e D_2 , respectivamente.

A profundidade onde a carga P_{ik} é aplicada é calculada pela expressão a seguir:

$$c_k = D_1 + \frac{D_2 - D_1}{N3} (k - 1) + \frac{\frac{D_2 - D_1}{N3} \left[f_1 + (f_1 - f_2) \frac{1 - 3k}{3 \cdot N3} \right]}{2f_1 - (f_1 - f_2) \frac{2k - 1}{N3}} \quad (3.20)$$

A distância entre o ponto de aplicação da carga P_{ik} , na profundidade c_k e o ponto B, onde se quer o recalque, é denominada R_1 . Sua expressão está descrita a seguir.

$$R_1 = \sqrt{R_i^2 + (z_B - c_k)^2} \quad (3.21)$$

A projeção de R_1 no plano XY é calculada por R_i .

$$R_i = \sqrt{R_0^2 + R_s - 2R_0R_s \cos \beta_i} \quad (3.22)$$

Onde R_s é o raio do fuste da estaca, admitido como sendo constante durante toda a sua extensão.

Dessa forma, o recalque total da estaca no ponto B é dado pela soma de cada parcela de deslocamento gerada por cada carga discretizada. Logo, a expressão de cálculo do recalque total está expressa abaixo.

$$\delta_s = \sum_{n=1}^{N_{estacas}} \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} \delta_{i,j} + \sum_{n=1}^{N_{estacas}} \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N3} \delta_{i,k} \quad (3.23)$$

Onde $\delta_{i,j}$ representa o recalque na base da estaca devido a carga pontual $P_{i,j}$ e $\delta_{i,k}$ é o recalque devido a uma carga $P_{i,k}$ atuantes no fuste da estaca.

3.6 SOLUÇÃO DE MINDLIN

Baseada na teoria da elasticidade, Mindlin (1936) propõe as equações que permitem analisar as tensões e as deformações em um meio elástico e semi-infinito. Ele leva em consideração hipóteses simplificadoras como a que o solo é um material perfeitamente elástico, homogêneo e isotrópico. A imagem a seguir mostra os parâmetros das equações.

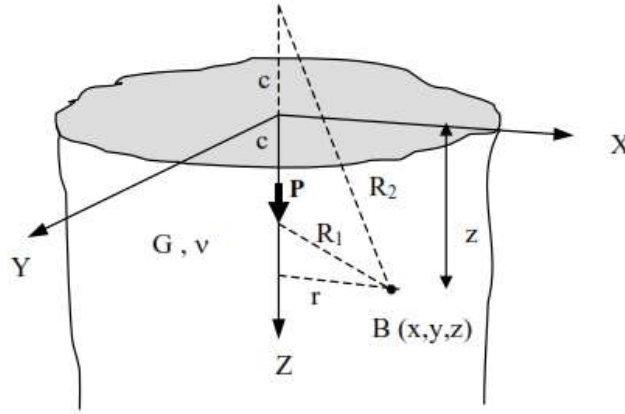


Figura 3.9 - Meio elástico semi-infinito

Considerando as coordenadas do ponto A, local de aplicação da carga, como sendo (0, 0, c) e as coordenadas do ponto B, local onde se deseja obter os efeitos desta carga, como sendo (x, y, z), as equações obtidas por Mindlin para forças verticais e horizontais estão dispostas a seguir:

Força P perpendicular à superfície

$$w_r = \frac{P_r}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} + \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} \right] \quad (3.24)$$

$$w_z = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (3.25)$$

$$w_y = w_r \sin\theta \quad (3.26)$$

$$w_x = w_r \cos\theta \quad (3.27)$$

Força Q paralela à superfície

$$w_x = \frac{Q}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{x^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)x^2}{R_2^3} + \frac{2cz}{R_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{R_2^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2+z+c} \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} \right) \right] \quad (3.28)$$

$$w_y = \frac{Qxy}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{1}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_2^3} - \frac{6cz}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2} \right] \quad (3.29)$$

$$w_z = \frac{Qx}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \right] \quad (3.30)$$

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2} \quad (3.31)$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2} \quad (3.32)$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (3.33)$$

Onde:

w_r é o deslocamento radial (paralelo a reta que liga os pontos A e B);

w_x é o deslocamento na direção X;

w_y é o deslocamento na direção Y;

w_z é o deslocamento na direção Z;

θ é o ângulo entre a direção de w_r e o eixo X;

ν é o coeficiente de Poisson;

E é o módulo de elasticidade longitudinal;

G é o módulo de elasticidade transversal, relacionado por $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$;

P é a força vertical e;

Q é a força horizontal aplicada.

Para este trabalho foram levados consideração apenas os efeitos das forças verticais aplicadas na estaca e o deslocamento provocado na direção Z, o recalque.

3.7 PROCEDIMENTO DE STEINBRENNER

Embora a consideração do solo como elástico-linear seja aceitável para maciços devidamente confinados e níveis limitados de tensão, mas a consideração como material homogêneo é bem incoerente (PINTO, 2006).

As equações de Mindlin necessitam um meio elástico-linear, homogêneo, isotrópico e semi-infinito para serem utilizadas. No entanto, o módulo de deformabilidade varia em função da tensão aplicada e o nível de confinamento do solo. Até quando a granulometria é constante, o módulo cresce ao longo da profundidade, já que o confinamento também cresce.

Para contornar este problema utiliza-se o artifício da metodologia de Steinbrenner, onde considera-se que efeito em uma camada finita possa ser obtido pelo estudo desse efeito para um meio infinito ao topo da camada e subtraí-lo pelo efeito para um meio infinito ao fim da mesma camada (AOKI-LOPES, 1975).

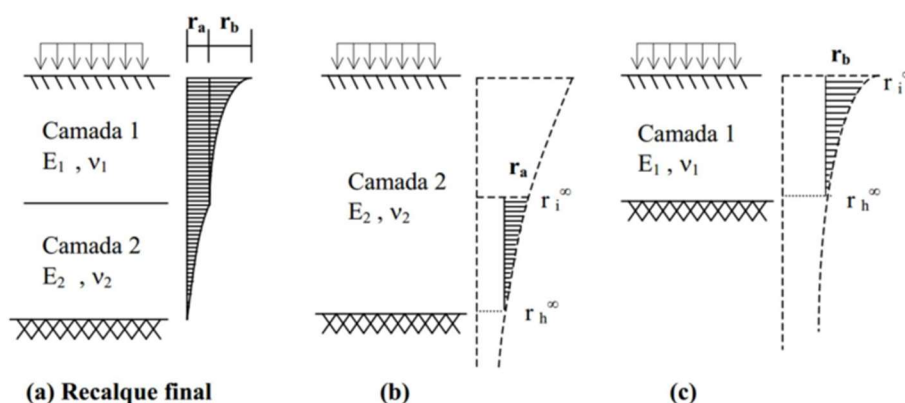


Figura 3.10 - Metodologia de Steinbrenner para solos estratificados (IWAMOTO, 2000)

O cálculo é feito da última camada para a primeira, iniciando-se pela camada em contato com o indeslocável. Admite-se que todo o solo acima da camada indeslocável tenha as mesmas propriedades da camada adjacente. O recalque da camada é calculado pela diferença do recalque no nível do indeslocável e o recalque no topo da camada que está sendo utilizada. O exemplo ilustrado pela **Figura 3.10** está descrito abaixo:

- Para a camada 2:
 - Calcula-se o recalque r_i^∞ no topo da camada, considerando as propriedades da camada 2 (E_2 e ν_2);
 - Calcula-se o recalque r_h^∞ no nível do indeslocável, considerando as propriedades da camada 2 (E_2 e ν_2);
 - O recalque r_i da camada 2 é obtido pela diferença entre r_i^∞ e r_h^∞ ;

- Para a camada 1:
 - Calcula-se o recalque r_i^∞ no topo da camada, considerando as propriedades da camada 1 (E_1 e ν_1);
 - Calcula-se o recalque r_h^∞ no nível do indeslocável, considerando as propriedades da camada 1 (E_1 e ν_1);
 - O recalque r_i da camada 1 é obtido pela diferença entre r_i^∞ e r_h^∞ ;
 - O recalque total é obtido pelo somatório de todos os recalques r_i calculados.

Desta forma, generalizando o artifício para um solo como mais de duas camadas temos a seguinte expressão:

$$r_{total} = \sum_{i=N_{camadas}}^1 r_i = \sum r_i^\infty - r_h^\infty \quad (3.34)$$

3.8 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Uma das primeiras metodologias que visam avaliar o efeito da interação solo-estrutura foi concebida por Meyerhof em 1953. Essa teoria baseia-se na teoria da elasticidade tanto para o solo quanto para a estrutura, mas são fornecidas poucas informações sobre o modelo. O método busca diminuir a complexidade da análise da interação através da adoção de uma simplificação estrutural. Nessa simplificação procura-se definir uma rigidez equivalente para a estrutura analisada de modo que ela possa ser aplicada em estruturas mais simples, diminuindo a complexidade do problema (GUSMÃO, 1990).

Para Chamecki (1954) os recalques iniciais calculados partiam do pressuposto que os apoios dos pilares eram tidos como engastados (indeslocáveis). A imposição desses recalques à fundação gerava um novo mapa de cargas devido a redistribuição dos esforços na estrutura. O mapa de cargas alterado é então utilizado para a obtenção de novos recalques e assim prosseguir com as iterações seguintes. Um esquema do método pode ser observado na **Figura 3.11**.

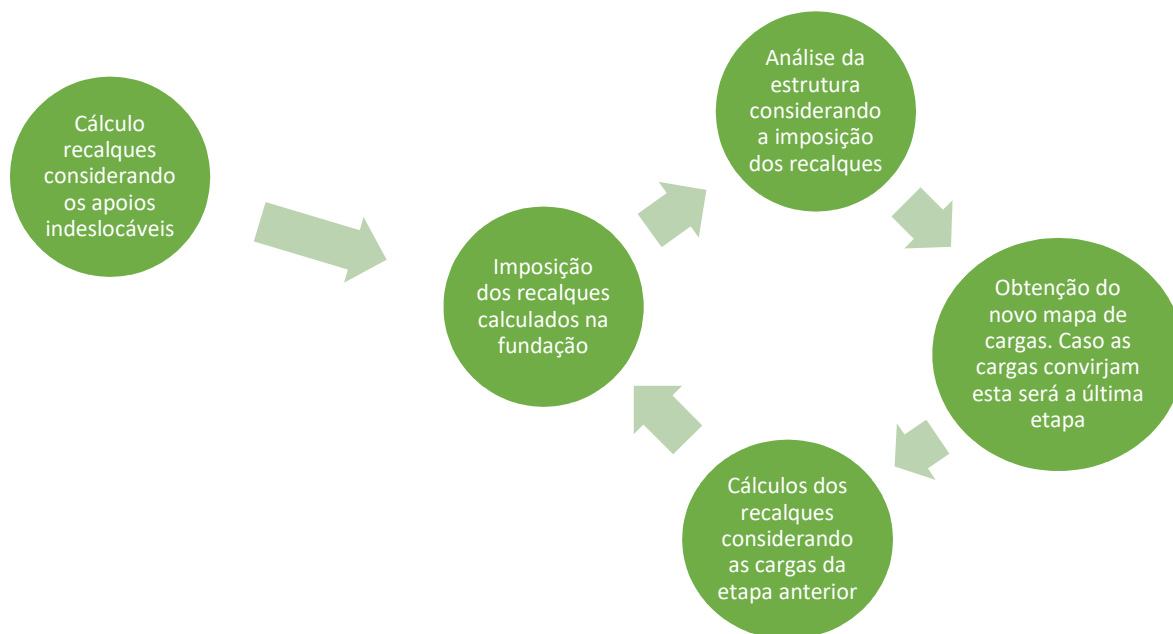


Figura 3.11 - Processo iterativo proposto por CHAMECKI para a análise considerando a interação solo-estrutura.

Aoki (1987) tornou possível a análise da interação solo-estrutura para fundações profundas em estacas interagindo com a estrutura de edifícios de múltiplos andares. A análise é realizada com a aplicação dos métodos Aoki-Velloso (1975) para obter o diagrama de transferência de cargas através do diagrama de ruptura do solo, Aoki-Lopes (1975) para obtenção dos recalques de um grupo de estacas, Schiel (1957) para distribuição de cargas do bloco para as estacas e o processo iterativo de Chamecki (1954) para considerar a rigidez da estrutura.

Devido a sua relativa complexidade do método de Aoki (1987) sua utilização fica condicionada a utilização de computadores e programas, pois a necessidade de utilização de muitas equações e parâmetros aliado ao volume excessivo de informações necessária, dificultam uma solução totalmente manual.

3.8.1 Método de Schiel para distribuição das forças nas estacas

A transferência das cargas dos pilares para as estacas que o suportam é feita através do bloco de coroamento. Esta estrutura contribui para a diminuição dos recalques, pois ele está em contato com o solo, mas para simplificação do processo de cálculo e aumentar a margem de segurança essa contribuição não será considerada.

A distribuição das cargas nas estacas é determinada pelo método de Schiel (1957). Este método utiliza os princípios da teoria da elasticidade e pressupõe as seguintes hipóteses:

- As estacas são consideradas como birrotuladas, logo somente recebem forças axiais de compressão ou tração;
- A contenção lateral do maciço de solo é suficientemente resistente para que a estaca não esteja sujeita a flambagem;
- O bloco de coroamento é considerado infinitamente rígido para que suas deformações sejam consideradas desprezíveis;
- O material da estaca obedece a lei de Hooke;
- Não se consideram as reações que ocorrem sob o bloco e ao longo do fuste;
- Considera-se a base da estaca sobre o indeslocável, logo é desprezada a existência de material compressível sob a ponta da estaca.

Não considerar o atrito entre o fuste e o solo e desprezar a existência de camadas compressíveis de solo entre a ponta da estaca e a rocha (o indeslocável) são fatores que diminuem a precisão do método em corresponder a realidade. A matriz de rigidez obtida pelo método só é válida para compressão de estacas entre duas camadas rígidas, o bloco e a rocha.

É possível superar esta limitação e aplicar o método para casos onde ocorrem deformações do fuste devido ao atrito com solo e deslocamento da estaca no interior do maciço de solo. Para isso é necessário aproximar a rigidez da estaca em um processo iterativo. A primeira iteração é feita apenas com os parâmetros da estaca e as considerando como apoiadas em uma camada indeslocável (IWAMOTO, 2000).

Para prosseguir com um cálculo é necessário adotar um sistema local de coordenadas em que a origem coincida com o centroide do bloco de coroamento. As equações estão todas escritas com base nesse sistema, logo é necessária a conversão de coordenadas para se adequar ao método. A seguir está representada a configuração que deve ser adotada.

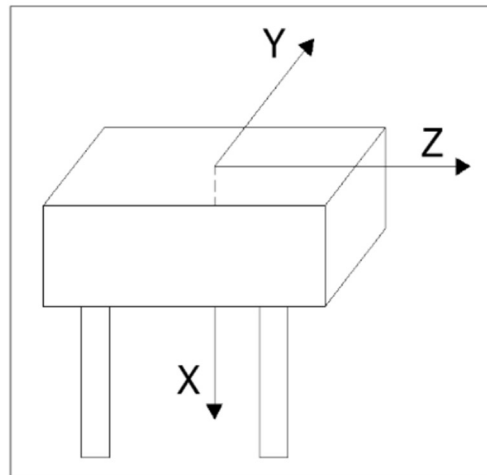


Figura 3.12 - Sistema local de coordenadas dos blocos de coroamento para o método de Schiel (TESTONI, 2013)

Os carregamentos da estrutura são aplicados na origem do sistema local e também devem seguir a mesma configuração adotada para o sistema de coordenadas. Estes carregamentos são representados pelo vetor de cargas $\{R\}$.

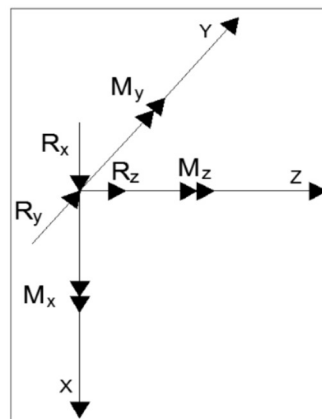


Figura 3.13 - Carregamento aplicado na origem do sistema de coordenadas local para o método de Schiel (TESTONI, 2013)

$$\{R\} = \begin{bmatrix} H_x \\ H_y \\ H_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} \quad (3.35)$$

Onde,

H_x – Componente da força resultante na direção X;

H_y – Componente da força resultante na direção Y;

H_z – Componente da força resultante na direção Z;

M_x – Momento resultante no eixo X;

M_y – Momento resultante no eixo Y;

M_z – Momento resultante no eixo Z.

É necessário definir as coordenadas da estaca em relação ao sistema local, usando como base o centroide da seção transversal do topo da estaca. Além disso, é preciso obter os ângulos de cravação α e o ângulo que a estaca faz em relação ao eixo Y quando projetada no plano YZ.

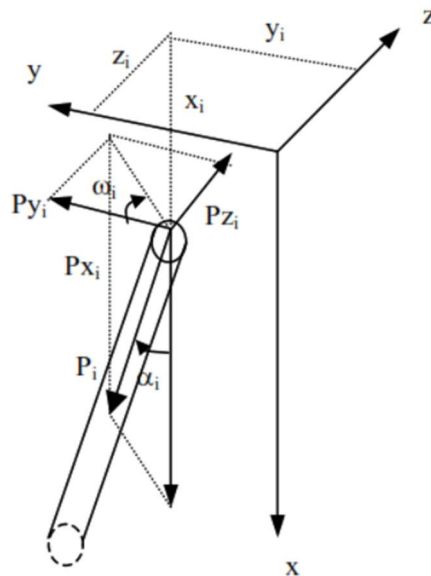


Figura 3.14 - Sistema de referência da estaca (IWAMOTO, 2000)

Para calcular a matriz de rigidez S é necessário obter-se a matriz $[P]$ para cada bloco. Esta matriz é formada pelos vetores diretores e pelos momentos destes vetores em relação aos eixos coordenados. As equações para montar a matriz $[P]$ estão dispostas abaixo.

$$[P] = \begin{bmatrix} p_{x_1} & p_{x_2} & \cdots & p_{x_n} \\ p_{y_1} & p_{y_2} & \cdots & p_{y_n} \\ p_{z_1} & p_{z_2} & \cdots & p_{z_n} \\ p_{a_1} & p_{a_2} & \cdots & p_{a_n} \\ p_{b_1} & p_{b_2} & \cdots & p_{b_n} \\ p_{c_1} & p_{c_2} & \cdots & p_{c_n} \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

$$p_{x_i} = \cos \alpha_i \quad (3.37)$$

$$p_{y_i} = \sin \alpha_i \cos \omega_i \quad (3.38)$$

$$p_{z_i} = \text{sen } \alpha_i \text{ sen } \omega_i \quad (3.39)$$

$$p_{a_i} = y_i p_{z_i} - z_i p_{y_i} \quad (3.40)$$

$$p_{b_i} = z_i p_{x_i} - x_i p_{z_i} \quad (3.41)$$

$$p_{c_i} = x_i p_{y_i} - y_i p_{x_i} \quad (3.42)$$

Onde,

p_{x_i} – Cosseno diretor X

p_{y_i} – Cosseno diretor Y da estaca i ;

p_{z_i} – Cosseno diretor Z da estaca i ;

p_{a_i} – Momento em torno do eixo X da estaca i ;

p_{b_i} – Momento em torno do eixo Y da estaca i ;

p_{c_i} – Momento em torno do eixo Z da estaca i ;

Cada elemento da matriz de rigidez $[S]$ do bloco é obtido pela equação (3.43).

$$S_{g,h} = S_{h,g} = \sum_1^n S_i \cdot p_{gi} \cdot p_{hi} \quad (3.43)$$

Onde,

n – Quantidade de estacas do bloco;

i – Número da estaca;

S_i – Rigidez da estaca i .

Os índices g e h podem assumir os valores de $\{x, y, z, a, b, c\}$ de modo que a matriz de rigidez tem a seguinte forma:

$$[S] = \begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} & S_{xz} & S_{xa} & S_{xb} & S_{xc} \\ S_{yx} & S_{yy} & S_{yz} & S_{ya} & S_{yb} & S_{yc} \\ S_{zx} & S_{zy} & S_{zz} & S_{za} & S_{zb} & S_{zc} \\ S_{ax} & S_{ay} & S_{az} & S_{aa} & S_{ab} & S_{ac} \\ S_{bx} & S_{by} & S_{bz} & S_{ba} & S_{bb} & S_{bc} \\ S_{cx} & S_{cy} & S_{cz} & S_{ca} & S_{cb} & S_{cc} \end{bmatrix} \quad (3.44)$$

O vetor dos deslocamentos $\{V\}$ para cada bloco é dado por:

$$\{V\} = [S]^{-1} \cdot \{R\} \quad (3.45)$$

A ordem de cada elemento do vetor $\{V\}$ está definida a seguir:

$$\{V\} = \begin{bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \\ v_a \\ v_b \\ v_c \end{bmatrix} \quad (3.46)$$

Sendo,

v_x – Translação do bloco na direção X;

v_y – Translação do bloco na direção Y;

v_z – Translação do bloco na direção Z;

v_a – Rotação do bloco em torno do eixo X;

v_b – Rotação do bloco em torno do eixo Y;

v_c – Rotação do bloco em torno do eixo Z;

Após todas as operações acima é possível obter o valor da força axial N em cada estaca do bloco. Sua equação está representada abaixo:

$$N_i = S_i \cdot [P]^T \cdot \{V\} \quad (3.47)$$

Com o valor de N_i desta primeira iteração é possível encontrar o novo valor para o encurtamento elástico da estaca e para o recalque do solo na base da estaca. Estes por sua vez são somados para se obter o valor do recalque total da estaca δ_i . A partir desse ponto é possível obter os novos valores de rigidez da estaca S_i conforme a equação abaixo:

$$S_i^{(n)} = \frac{N_i^{(n-1)}}{\delta_i^{(n)}} \quad (3.48)$$

Onde,

$S_i^{(n)}$ – Rigidez da estaca i na iteração n ;

$N_i^{(n-1)}$ – Esforço Normal sobre a estaca i na interação anterior ($n - 1$);

$\delta_i^{(n)}$ – Recalque total da estaca i da iteração n ;

n – Iteração atual;

Com um novo valor para a rigidez é possível gerar uma nova matriz de rigidez do bloco através da equação (3.43). Esta, por sua vez, permite obter um novo vetor $\{V\}$ de deslocamentos. Como o vetor de carregamentos não é alterado é possível determinar as novas forças N_i que atuaram em cada estaca através da equação (3.47).

Por se tratar de um processo iterativo, ele é repetido até que haja convergência dos valores dentro de uma determinada tolerância. Para simplificar o processo e diminuir o custo computacional envolvido, os diagramas de transferência de cargas são obtidos sem considerar o efeito de grupo. Isto impacta diretamente no cálculo do encurtamento elástico da estaca e do recalque do solo (IWAMOTO, 2000).

4 METODOLOGIA

4.1 FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA

O software desenvolvido permitiu a previsão dos recalques nas estacas informadas considerando o perfil de sondagem SPT. Além disso, ele permitiu verificar o recalque em uma malha de pontos do terreno, de modo que ao final se obtenha a visualização gráfica do plano de recalques do solo.

A linguagem de programação utilizada foi o Visual Basic .NET devido a simplicidade de interpretação e escrita do código, a quantidade de programadores que a utilizam, a facilidade de localização da documentação das bibliotecas e a praticidade na criação de interface gráfica. Como a linguagem é orientada a objeto, a estruturação do código se deu através de classes e os cálculos foram realizados através de processamento paralelo, o que diminuiu consideravelmente o tempo necessário para realizar as operações. A **Figura 4.1** mostra uma visão geral da interface gráfica do programa.

Quando configurado para realizar apenas o cálculo dos recalques das estacas, os resultados serão exibidos conforme a **Figura 4.2**. Caso o usuário opte por ver o recalque em uma malha de pontos o resultado é semelhante ao apresentado na **Figura 4.3**. Como a quantidade de pontos e de estacas são elevadas, optou-se por limitar o tamanho da malha em 20 cm, pois mais divisões demandariam um tempo de processamento excessivo.

O programa é dividido em 6 módulos, cada um com uma funcionalidade bem definida:

- Entradas dos dados de sondagens, camadas de solo e estacas;
- Validação dos dados informados;

- Configuração do tipo de cálculo e das dimensões da malha;
- Cálculo dos recalques no centro da estaca ou na malha do terreno, conforme configurações;
- Geração das curvas carga-recalque para uma determinada estaca;
- Exibição do perfil de recalques do solo, quando configurado.

A estimativa dos recalques foi feita através do método de Aoki-Lopes e leva em consideração o efeito do grupo de estacas. A distribuição das cargas do pilar para as estacas foi realizada através do modelo de estaqueamento de Schiel. Como as estacas são verticais e consideradas rotuladas no bloco de coroamento, é necessário restringir a deslocabilidade nas direções horizontais dos eixos Y, Z e uma rotação em torno do eixo X. Desta forma evita-se que o sistema seja hipostático.

O modelo de transferência de carga da estaca para o solo adotado presume que a ponta da mesma só trabalhará caso a resistência do fuste atinja o seu limite.

O método de cálculo divide as cargas atuantes entre o fuste e a base, desta forma é necessário conhecer a carga que é transferida pelo fuste ao solo e a na sua base. Este valor foi obtido através do método de Aoki-Velloso.

A deformação elástica da estaca foi calculada considerando o módulo de elasticidade da mesma, e o diagrama de transferência de cargas. O modelo de diagrama adotado admite que a transferência de carga na estaca acontece parcialmente à medida que a carga aplicada vai vencendo o atrito lateral da estaca.

No APÊNDICE A estão detalhadas o fluxograma das sub-rotinas dos passos realizados pelo algoritmo do programa.

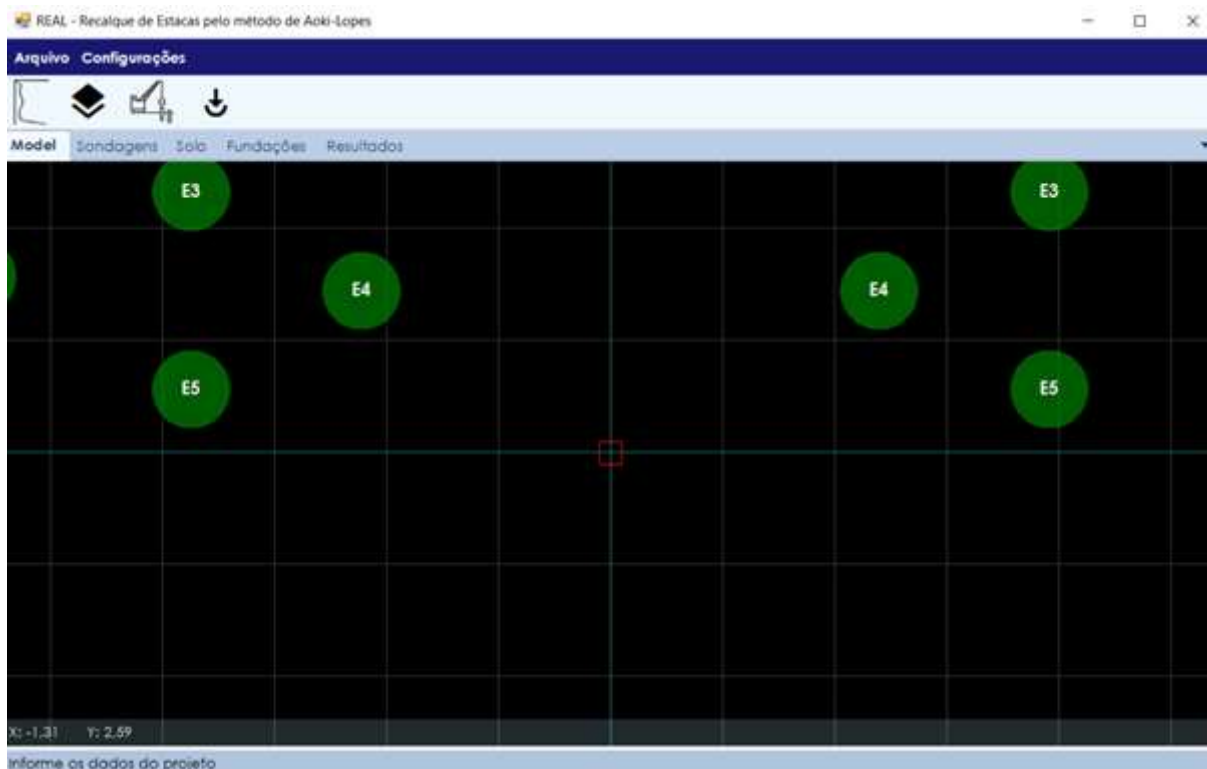


Figura 4.1 – Visão geral da interface gráfica do programa

ID	Grupo	Força Axial (kN)	Rigidez Axial (kN/m)	Capacidade Carga Lateral (kN)	Capacidade Carga Ponta (kN)	Deformação Elástica (mm)	Recalque devido ao fuste (mm)	Recalque devido a ponta (mm)	Recalque Total Estaca (mm)
E1	G1	1.699.111	236.182.900	2.278.223	3.059.518	2,298	4,891	0,005	7,194
E2	G1	1.699.111	227.823.300	2.278.223	3.059.518	2,298	5,155	0,005	7,458
E3	G1	1.699.111	235.426.800	2.278.223	3.059.518	2,298	4,915	0,005	7,217
E4	G1	1.699.111	211.307.600	2.278.223	3.059.518	2,298	5,737	0,006	8,041
E5	G1	1.699.111	203.806.700	2.278.223	3.059.518	2,298	6,033	0,005	8,337
E6	G1	1.699.111	210.510.700	2.278.223	3.059.518	2,298	5,768	0,005	8,071
E7	G1	1.699.111	201.757.200	2.278.223	3.059.518	2,298	6,117	0,007	8,422
E8	G1	1.699.111	197.059.200	2.278.223	3.059.518	2,298	6,318	0,006	8,622
E9	G1	1.699.111	200.922.200	2.278.223	3.059.518	2,298	6,153	0,006	8,457
E1	G2	1.787.766	311.730.000	2.394.360	3.059.518	2,469	3,264	0,002	5,735
E2	G2	1.805.467	331.549.300	2.394.360	3.059.518	2,508	2,935	0,002	5,446
E3	G2	1.787.766	300.855.900	2.394.360	3.059.518	2,469	3,471	0,002	5,942
E1	G3	1.634.408	313.156.500	2.394.360	3.059.518	2,135	3,082	0,003	5,219
E2	G3	1.643.388	296.677.100	2.394.360	3.059.518	2,154	3,382	0,003	5,539
E3	G3	1.634.408	285.706.200	2.394.360	3.059.518	2,135	3,683	0,003	5,721
E4	G3	1.643.388	284.544.600	2.394.360	3.059.518	2,154	3,618	0,003	5,776
E5	G3	1.634.408	288.893.800	2.394.360	3.059.518	2,135	3,820	0,003	5,657
E1	G4	1.895.434	245.318.400	2.278.223	3.059.518	2,737	4,977	0,012	7,726
E2	G4	1.905.849	245.332.400	2.278.223	3.059.518	2,760	5,001	0,007	7,768

Figura 4.2 - Aba de resultados do programa quando configurado para exibir apenas os recalques das estacas

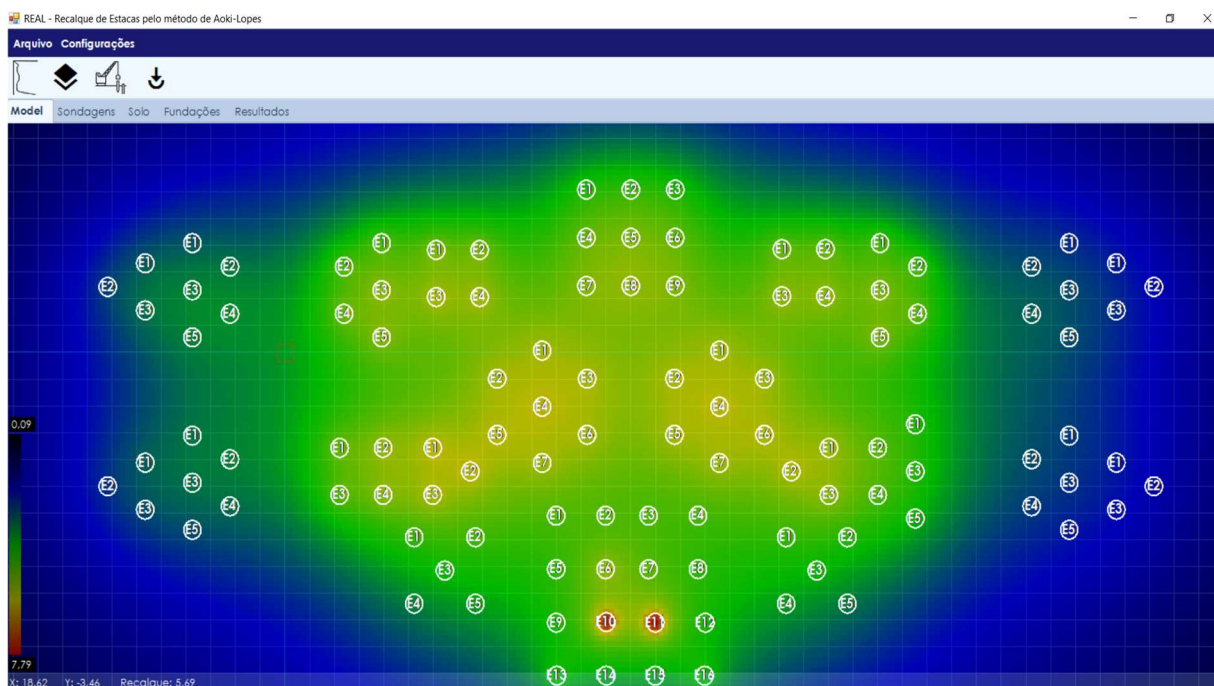


Figura 4.3 – Representação gráfica dos recalques calculados em todo o terreno

4.2 DADOS DE ENTRADA

A inclusão dos dados necessários foi dividida em 3 abas: Sondagens, Solo e Fundações. O primeiro requer a localização do ensaio, a profundidade e o NSPT a cada metro até o limite de profundidade da sondagem. O solo deve ser informado camada a camada, sendo necessários a cota de início e fim, o tipo de solo e o coeficiente de Poisson. O módulo de deformabilidade e o NSPT médio da camada eram calculados conforme os dados das sondagens informados anteriormente. A **Figura 4.4** mostra a aba de inserção de dados das estacas.

A guia de fundações foi dividida em duas partes, na primeira eram incluídas as informações do grupo de estacas, sendo informados o pilar que o grupo estava suportando, a posição e a carga do mesmo. Logo em seguida eram incluídas as informações paramétricas das estacas que compõe do grupo, sendo informadas a cota da base da estaca, o diâmetro, as coordenadas relativas em relação ao eixo do pilar, o tipo de estaca e o módulo de elasticidade.

Devido a consideração do solo como sendo elástico linear foram obtidos os valores do módulo de elasticidade de cada camada através da relação entre o tipo de solo e o valor do NSPT médio para a camada, proposta por Teixeira e Godoy (1996). O coeficiente de Poisson de cada camada, quando não informado pelo usuário, foi adotado seguindo os valores orientativos da

Tabela 3.6.

Após a inclusão dos dados o programa realiza a validação dos mesmos, para evitar que sejam gerados erros durante o cálculo dos recalques.

REAL - Recalque de Estacas pelo método de Aoki-Lopes

Arquivo Configurações

Model Sondagens Solo **Fundações** Resultados

Estacas

Dados Grupo Estacas

Grupo: G1 Coord. X: 14,00 m

Quantidade Estacas: 10 Coord. Y: 4,29 m

Pilar: P1

Carga Pilar: 15.292,00 KN

Incluir Estaca

Remover Adicionar

Id	Quantidade Estacas	Pilar	Carga Pilar (KN)	Coord. X (m)	Coord. Y (m)
G1	9	P1	15.292,00	14,00	4,29
G2	3	P2	5.381,00	-6,17	2,45
G3	5	P3	8.190,00	-3,14	2,33
G4	5	P4	9.498,00	3,30	2,33
G5	4	P5	9.197,00	7,00	2,95
G6	4	P6	9.206,00	21,00	2,98
G7	5	P7	9.728,00	24,70	2,33

Dados Estacas

Id	Cota Base (m)	Diâmetro (m)	Coord. X (m)	Coord. Y (m)	Carga (KN)	E (MPa)	Tipo Estaca	Capacidade de carga (KN)
E1	19,00	0,70	12,20	6,09	1.699,11	21000	Hélice Contínua	0
E2	19,00	0,70	14,00	6,09	1.699,11	21000	Hélice Contínua	0
E3	19,00	0,70	15,80	6,09	1.699,11	21000	Hélice Contínua	0
E4	19,00	0,70	12,20	4,29	1.699,11	21000	Hélice Contínua	0
E5	19,00	0,70	14,00	4,29	1.699,11	21000	Hélice Contínua	0
E6	19,00	0,70	15,80	4,29	1.699,11	21000	Hélice Contínua	0

Remover Alterar

Informe os dados do projeto

Figura 4.4 - Aba de inserção dos dados das estacas

4.3 DADOS PARA VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

Para validar os cálculos obtidos pelo programa foram utilizados dados de medições de recalques do Edifício Residencial Maria Carolina Montenegro, situado em Recife – PE. Além de uma prova de carga estática na Estaca 5 do Pilar 1, o pilar mais carregado. O prédio possui 40 pavimentos e 118 estacas suportando 25 pilares principais.

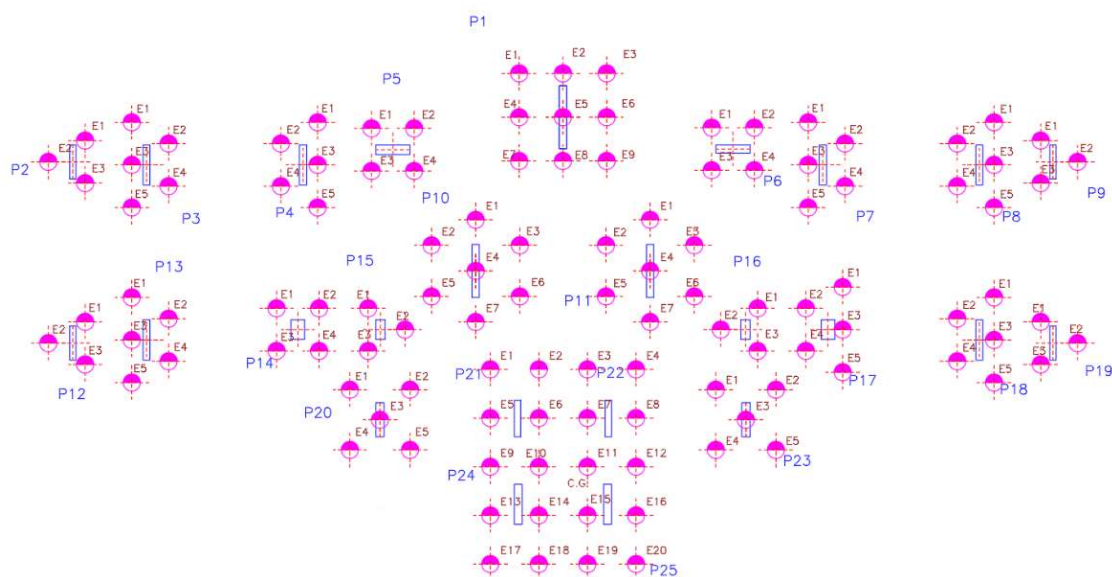


Figura 4.5 - Localização das estacas e pilares do edifício

As dimensões das vigas, pilares e lajes da estrutura utilizadas para o lançamento no programa de cálculo estrutural foram obtidas a partir da planta de formas do pavimento tipo, que se encontra no ANEXO A. O pavimento tipo possui pé-esquerdo de 2,95m. As paredes sobre as vigas têm uma altura de 2,55m, provocando uma carga de 459 kgf/m em cada viga. Todas as lajes estão engastadas, com 150 kgf/m² de carga acidental e 120 kgf/m² de carga de revestimento.

Todas as estacas do projeto eram do tipo Hélice-contínua, possuíam diâmetro de 70 cm e um comprimento médio de 20 m. Os parâmetros geométricos e as propriedades físicas de cada estaca e pilar estão presentes no APÊNDICE B.

O solo possui em médias 6 camadas definidas e a camada resistente tem seu início por volta dos 15 m de profundidade. Os dados de sondagens estão presentes no ANEXO C. A prova de carga realizada encontra-se no ANEXO B.

A validação dos dados calculados pelo programa se deu através da comparação direta com as medições observadas. Além disso, a prova de carga estática permitiu verificar se o comportamento real da estaca foi similar ao previsto pelo software.

4.4 ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O programa desenvolvido realiza apenas o cálculo dos recalques nas estacas considerando as cargas atuando em cada uma, para fazer a análise da interação solo-estrutura é necessário

realizar todo o cálculo estrutural. Devido à complexidade inerente ao processo, optou-se por utilizar um software para fazer esta análise. O software utilizado foi o Eberick da Alto Qi.

Inicialmente os apoios da estrutura foram considerados como sendo indeslocáveis e calculados os recalques de cada estaca. De posse do recalque médio total das estaca que suportam o pilar i e da carga atuante era possível encontrar o coeficiente de reação vertical K_v através da equação abaixo.

$$K_{v_i} = \frac{N_i}{\delta_i} \quad (3.1)$$

Onde,

K_{v_i} – Coeficiente de reação vertical do pilar i ;

N_i – Carga atuante no pilar i ;

δ_i – Recalque médio total do pilar i .

O valor do coeficiente K_v foi utilizado para que fosse feita a consideração do apoio como sendo elástico. O coeficiente foi calculado para cada pilar e inserido no Eberick para que, após o reprocessamento, seja obtida a nova distribuição das cargas. A figura abaixo mostra o local onde o coeficiente deve ser inserido.

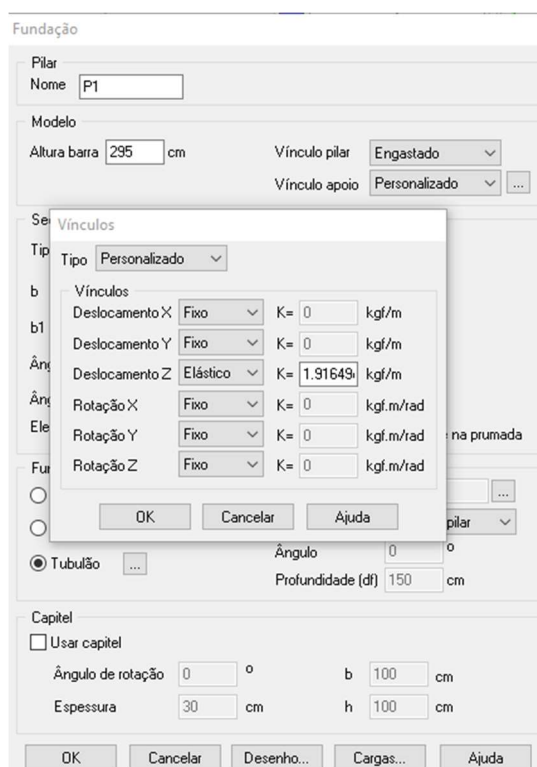


Figura 4.6 – Local para inserção do coeficiente de reação vertical e consideração do apoio elástico na direção Z

Após o reprocessamento da estrutura tem-se início o processo iterativo. As novas cargas encontradas são utilizadas para se obter os novos recalques totais e, conseqüentemente, um novo valor do coeficiente de reação vertical. O processo foi repetido até que não houvesse diferença menor que 1 tf entre a carga encontrada e a carga da iteração anterior.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 RECALQUES DESCONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

No primeiro momento foram obtidos os recalques considerando os apoios como indeslocáveis através do *software* desenvolvido. Os valores encontrados foram comparados com os recalques medidos e os obtidos através da prova de carga. Os dados de recalques medidos foram obtidos durante a construção do edifício, logo a carga a que a estrutura está submetida é inferior à de projeto.

A prova de carga estática na Estaca 5 do Pilar 1 foi realizada até uma carga máxima de 4.800 KN e obteve um recalque elástico de 8,15mm e um recalque residual de 3,51mm, resultando em um recalque total de 11,66mm. A capacidade de carga calculada pelo programa para esta estaca foi de 5.337,74 KN, sendo 2.278,22 KN devido ao fuste e o restante devido a ponta da estaca.

Os recalques da prova de carga estática foram obtidos através da curva de Carga-recalque considerando a carga a que cada estaca estava submetida. Em seguida foi calculada a média de recalques das estacas que suportavam o seu respectivo pilar.

Os valores de recalques encontrados para as estacas de cada grupo são diferentes entre si devido a desconsideração da rigidez do bloco de coroamento das estacas. Dessa forma, o recalque nas estacas centrais é maior.

A **Tabela 5.1**, a **Figura 5.1** e a **Figura 5.2** apresentam a comparação entre os valores médios de recalques previstos para cada pilar sem considerar a Interação Solo-Estrutura e os valores das medições e da prova de carga estática.

Tabela 5.1 - Comparação entre os valores previstos pelo programa e os obtidos através da medição de recalques e da prova de carga estática.

Pilar	Recalque Médio Previsto (mm)	Recalque Medido (mm)	Recalque Prova de Carga (mm)
P1	7,98	4,00	2,05
P2	5,71	4,00	2,10
P3	5,58	7,00	2,00
P4	8,09	6,00	2,30
P5	9,45	5,00	3,60
P6	8,90	8,00	3,55
P7	7,92	9,00	2,80
P8	5,13	7,00	2,00
P9	4,62	6,00	2,15
P10	8,25	12,00	2,30
P11	8,34	9,00	2,35
P12	5,11	6,00	2,10
P13	5,11	5,00	1,90
P14	8,94	8,00	3,40
P15	7,98	4,00	2,90
P16	7,36	7,00	3,00
P17	6,64	9,00	2,50
P18	4,22	11,00	2,00
P19	4,11	5,00	2,20
P20	5,71	9,00	2,00
P21	5,33	9,00	1,30
P22	5,28	4,00	1,35
P23	5,77	6,00	2,00
P24	6,30	4,00	2,00
P25	6,31	8,00	2,00
Média	6,57	6,88	2,31

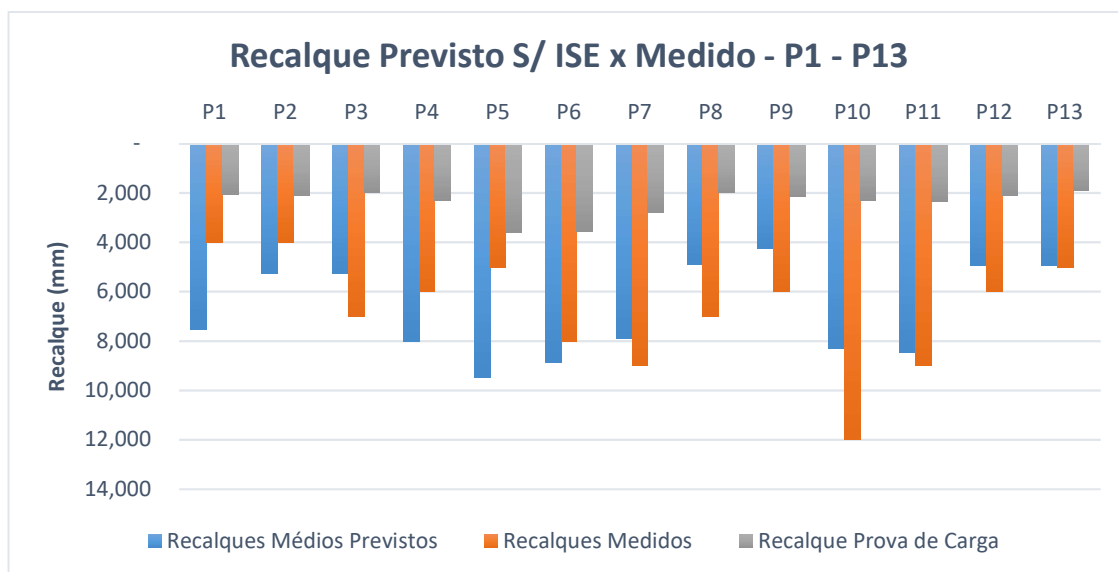


Figura 5.1 - Comparação entre o valor previsto e os valores observados *in loco* dos pilares P1 ao P13

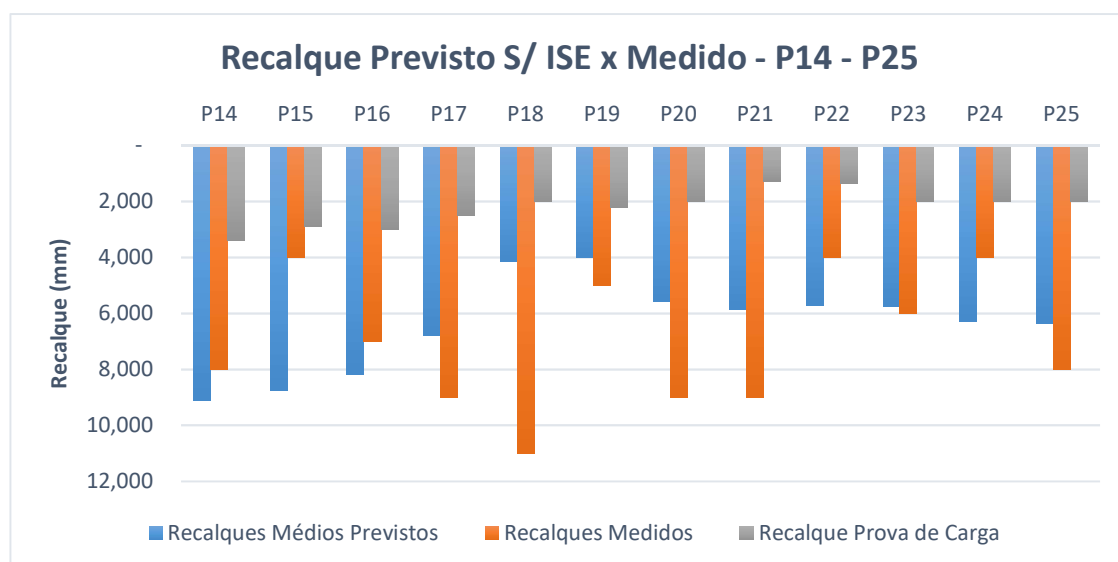


Figura 5.2 - Comparação entre o valor previsto e os valores observados *in loco* dos pilares P14 ao P25

Apesar de cada pilar isoladamente apresentar medidas completamente diferentes entre o medido e o previsto, a média dos recalques previstos foi bastante similar a média dos recalques medidos, com uma diferença de apenas -4,32%. Entretanto, o recalque obtido pela prova de carga estática foi bastante distinto dos demais, possuindo uma diferença em relação ao calculado de 184,5%.

5.2 RECALQUES CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Após a obtenção dos recalques do item 4.1, foi possível calcular o coeficiente de reação vertical K_v , conforme descrito no item 4.4. Como os recalques de cada estaca que compõe o

pilar são diferentes, foi utilizada a média dos recalques das estacas para se obter o valor do coeficiente. Os coeficientes obtidos para cada pilar com o valor do recalque obtido considerando os apoios com indelocáveis estão dispostos a seguir.

Tabela 5.2 - Coeficiente de reação vertical obtidos inicialmente

Pilar	Recalque Médio Previsto (mm)	Carga Pilar (KN)	K_v (kgf/m)
P1	7,516	14.700	195.594.323
P2	5,248	5.150	98.126.389
P3	5,262	7.850	149.182.820
P4	8,015	9.350	116.656.269
P5	9,458	9.200	97.269.579
P6	8,871	9.150	103.150.893
P7	7,889	9.650	122.316.019
P8	4,893	8.050	164.520.744
P9	4,255	5.200	122.218.740
P10	8,280	12.600	152.173.913
P11	8,456	12.700	150.181.603
P12	4,947	4.950	100.053.901
P13	4,955	7.350	148.323.042
P14	9,127	8.850	96.967.705
P15	8,743	5.900	67.479.985
P16	8,193	6.000	73.230.269
P17	6,781	9.100	134.190.580
P18	4,143	7.600	183.433.095
P19	4,016	4.950	123.256.972
P20	5,572	7.750	139.093.291
P21	5,863	6.050	103.196.534
P22	5,699	6.150	107.921.244
P23	5,731	7.750	135.229.454
P24	6,288	7.800	124.045.802
P25	6,371	7.850	123.206.831

Após a obtenção dos coeficientes, foi possível iniciar o processo iterativo para considerar Interação Solo-Estrutura, conforme o item 4.4. Os valores foram inseridos no programa Eberick e a estrutura foi recalculada para verificar a nova distribuição das cargas dos pilares.

Foram necessárias apenas três iterações para que as cargas finais convergirem. Na **Tabela 5.3** encontram-se os valores das cargas obtidos após as três iterações.

Tabela 5.3 - Comparação entre as cargas de projeto e as cargas obtidas após a realização da Interação Solo-Estrutura

Pilar	Carga Projeto (KN)	Carga C/ ISE (KN)	Diferença (%)
P1	14.700,00	15.292,00	- 4,03
P2	5.150,00	5.381,00	- 4,49
P3	7.850,00	8.190,00	- 4,33
P4	9.350,00	9.498,00	- 1,58
P5	9.200,00	9.197,00	0,03
P6	9.150,00	9.206,00	- 0,61
P7	9.650,00	9.728,00	- 0,81
P8	8.050,00	8.319,00	- 3,34
P9	5.200,00	5.518,00	- 6,12
P10	12.600,00	12.604,00	- 0,03
P11	12.700,00	12.623,00	0,61
P12	4.950,00	5.046,00	- 1,94
P13	7.350,00	7.538,00	- 2,56
P14	8.850,00	8.533,00	3,58
P15	5.900,00	5.333,00	9,61
P16	6.000,00	5.529,00	7,85
P17	9.100,00	8.978,00	1,34
P18	7.600,00	7.720,00	- 1,58
P19	4.950,00	5.034,00	- 1,70
P20	7.750,00	8.034,00	- 3,66
P21	6.050,00	5.298,00	12,43
P22	6.150,00	5.444,00	11,48
P23	7.750,00	7.918,00	- 2,17
P24	7.800,00	7.882,00	- 1,05
P25	7.850,00	7.868,00	- 0,23

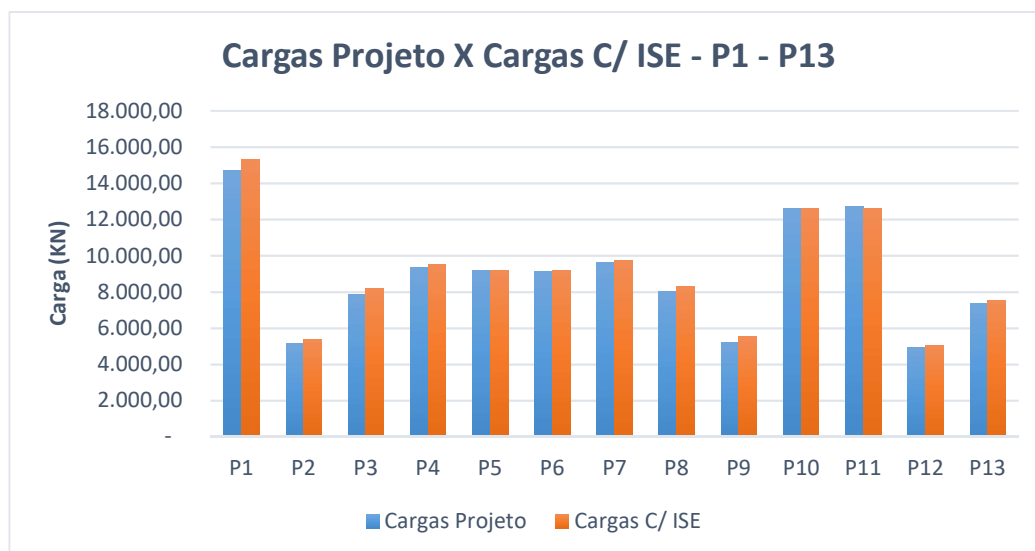


Figura 5.3 – Gráfico comparativo entre as cargas de projeto e as cargas após a análise da Interação Solo-Estrutura dos pilares P1 a P13

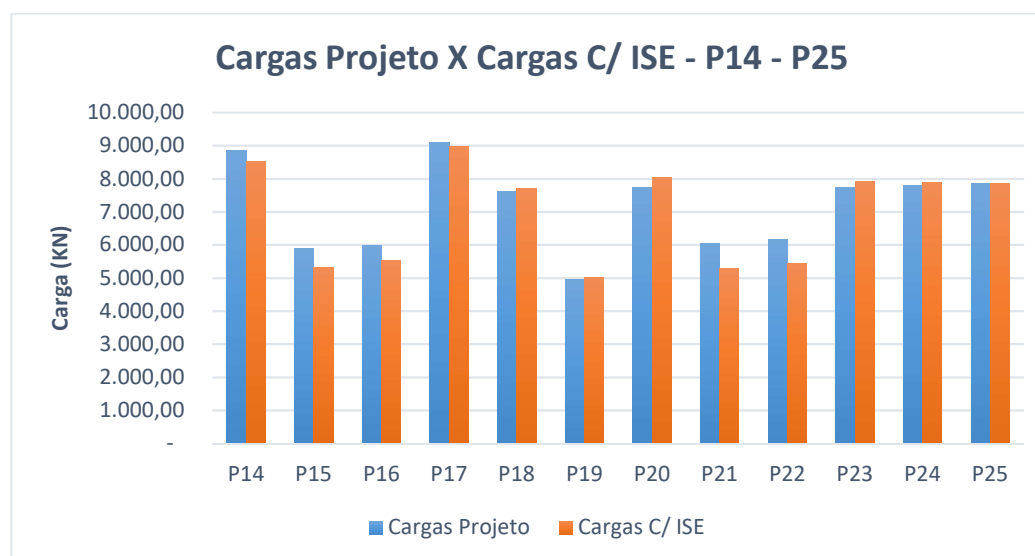


Figura 5.4 - Gráfico comparativo entre as cargas de projeto e as cargas após a análise da Interação Solo-Estrutura dos pilares P14 a P25

As novas cargas encontradas seguem a situação apresentada por GUSMÃO (1990), onde ele descreve que os pilares mais solicitados aliviam, enquanto os menos solicitados ganham carga, de modo que ocorra uma uniformização na distribuição dos recalques e dos esforços finais na fundação da estrutura.

Os recalques previstos pelo *software* após a redistribuição das cargas e as diferenças relativas entre os recalques medidos e os recalques da prova de carga estão apresentadas na **Tabela 5.4**.

Tabela 5.4 - Recalques obtidos após a análise linear considerando a interação solo-estrutura e suas diferenças relativas com os valores medidos

Pilar	Recalque Médio Previsto (mm)	Recalque Medido (mm)	Recalque Prova de Carga (mm)	Diferença (%) Recalque Medido	Diferença (%) Recalque Prova de Carga
P1	7,98	4,00	2,05	99,50	289,26
P2	5,71	4,00	2,10	42,69	171,79
P3	5,58	7,00	2,00	- 20,25	179,12
P4	8,09	6,00	2,30	34,78	251,60
P5	9,45	5,00	3,60	89,04	162,55
P6	8,90	8,00	3,55	11,24	150,69
P7	7,92	9,00	2,80	- 11,95	183,03
P8	5,13	7,00	2,00	- 26,75	156,39
P9	4,62	6,00	2,15	- 22,99	114,91
P10	8,25	12,00	2,30	- 31,26	258,65
P11	8,34	9,00	2,35	- 7,34	254,85
P12	5,11	6,00	2,10	- 14,77	143,52
P13	5,11	5,00	1,90	2,23	169,03
P14	8,94	8,00	3,40	11,79	163,04
P15	7,98	4,00	2,90	99,58	175,29
P16	7,36	7,00	3,00	5,12	145,28
P17	6,64	9,00	2,50	- 26,18	165,74
P18	4,22	11,00	2,00	- 61,61	111,14
P19	4,11	5,00	2,20	- 17,79	86,83
P20	5,71	9,00	2,00	- 36,56	185,48
P21	5,33	9,00	1,30	- 40,73	310,35
P22	5,28	4,00	1,35	31,91	290,84
P23	5,77	6,00	2,00	- 3,84	188,47
P24	6,30	4,00	2,00	57,39	214,77
P25	6,31	8,00	2,00	- 21,09	215,64
Média	6,57	6,88	2,31	5,69	189,53

Observa-se que houve uma uniformização nas cargas e nos recalques finais da estrutura. A **Figura 5.5** e a **Figura 5.6** demonstram graficamente os recalques obtidos considerando a interação solo-estrutura e os aferidos em campo.

Neste momento a diferença entre a média de recalques previstos e a média de recalques medidos foi de -4,56 %. Comparando a média de recalques previstos com a média de recalques da prova de carga estática temos uma diferença relativa de 183,76%.

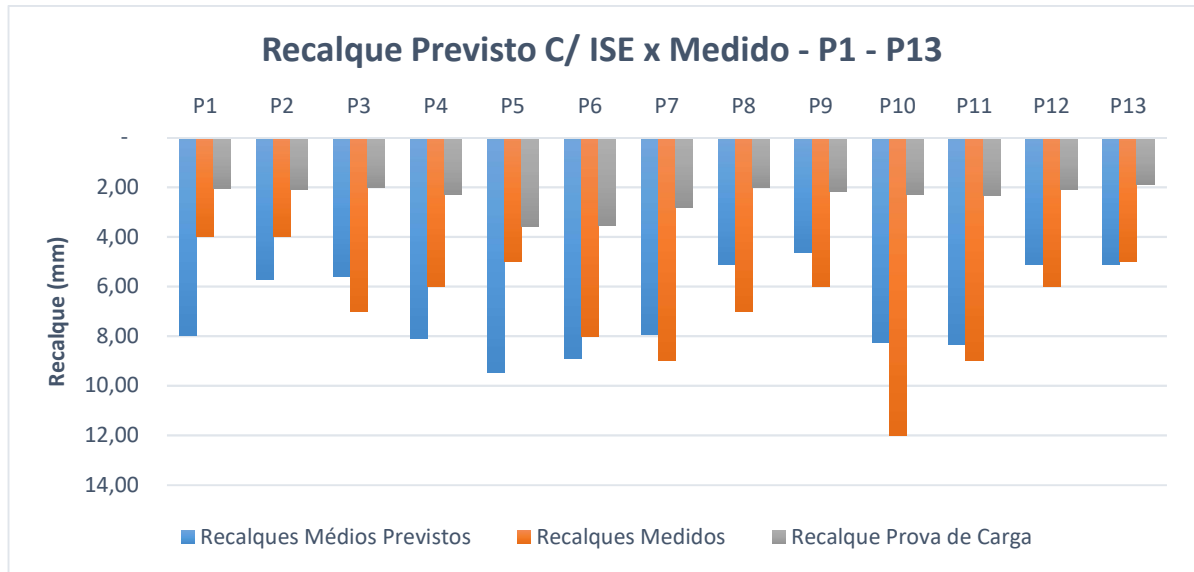


Figura 5.5 – Comparação dos recalques médios previstos considerando a interação solo-estrutura com os recalques aferidos em campo dos pilares P1 ao P13

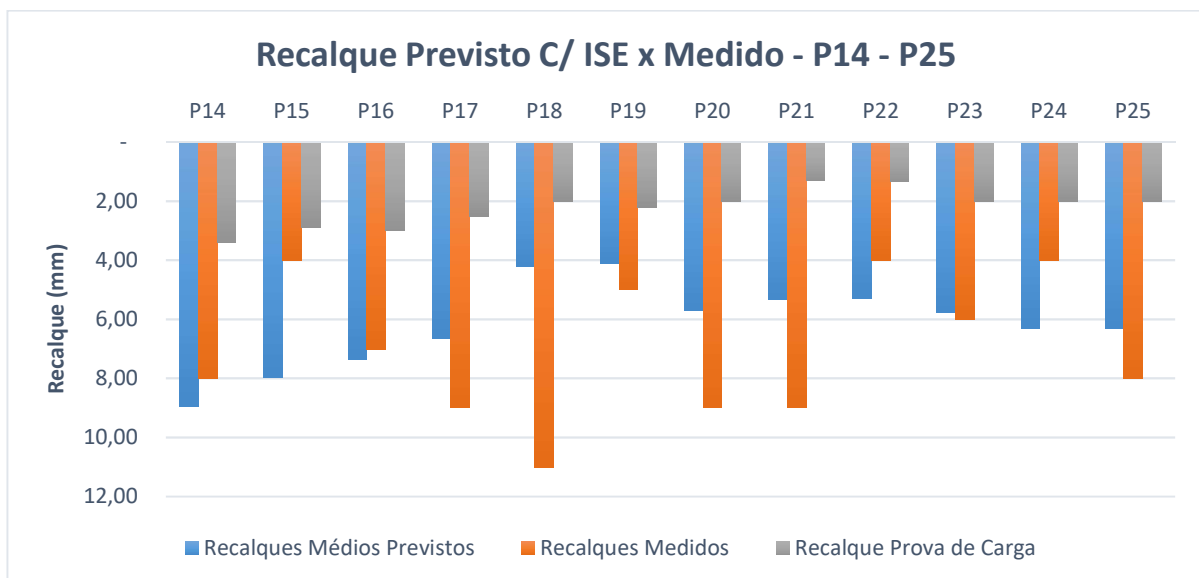


Figura 5.6 – Comparação dos recalques médios previstos considerando a interação solo-estrutura com os recalques aferidos em campo dos pilares P14 ao P25

A **Tabela 5.5** torna nítida a diferença relativa entre os recalques após a consideração da interação solo-estrutura. A **Figura 5.7** e a **Figura 5.8** ilustra graficamente esta diferença.

Tabela 5.5 – Comparação entre os recalques médios previstos com e sem a interação solo-estrutura

Pilar	Recalque Médio Previsto S/ ISE (mm)	Recalque Médio Previsto C/ ISE (mm)	Diferença (%)
P1	7,52	7,98	- 5,82
P2	5,25	5,71	- 8,05
P3	5,26	5,58	- 5,74
P4	8,02	8,09	- 0,89
P5	9,46	9,45	0,07
P6	8,87	8,90	- 0,33
P7	7,89	7,92	- 0,45
P8	4,89	5,13	- 4,58
P9	4,25	4,62	- 7,92
P10	8,28	8,25	0,38
P11	8,46	8,34	1,41
P12	4,95	5,11	- 3,26
P13	4,96	5,11	- 3,06
P14	9,13	8,94	2,05
P15	8,74	7,98	9,52
P16	8,19	7,36	11,35
P17	6,78	6,64	2,07
P18	4,14	4,22	- 1,89
P19	4,02	4,11	- 2,30
P20	5,57	5,71	- 2,41
P21	5,86	5,33	9,90
P22	5,70	5,28	8,00
P23	5,73	5,77	- 0,67
P24	6,29	6,30	- 0,12
P25	6,37	6,31	0,93
Média	6,58	6,57	- 0,07

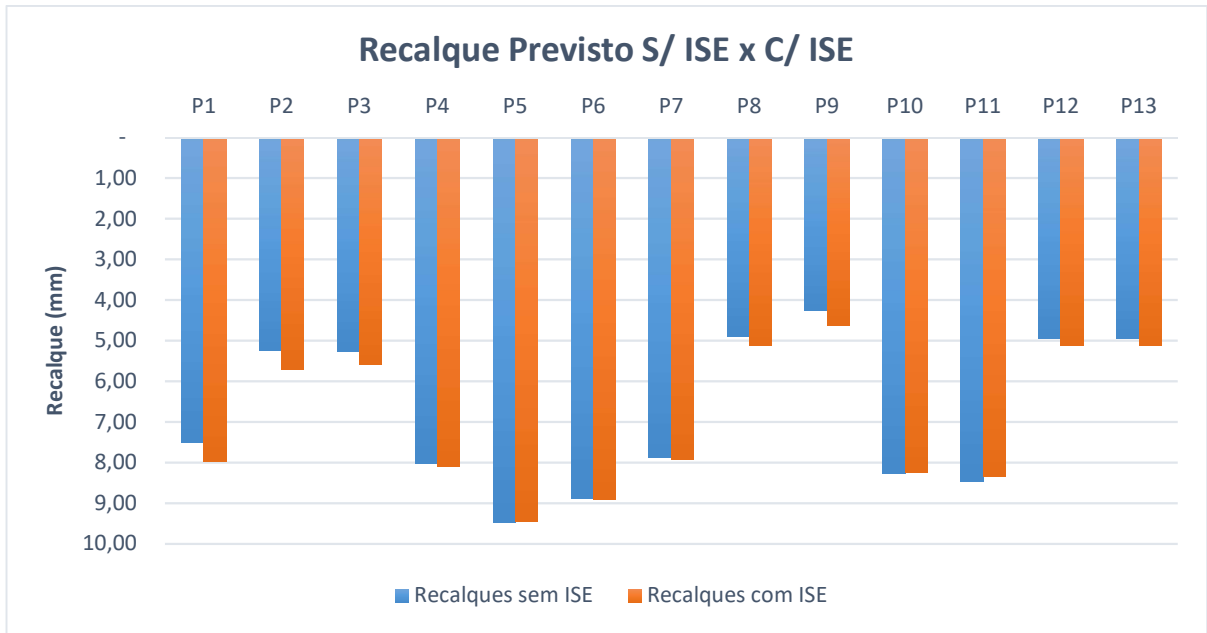


Figura 5.7 – Comparação entre os recalques médios previstos com e sem a interação solo-estrutura dos pilares P1 ao P13

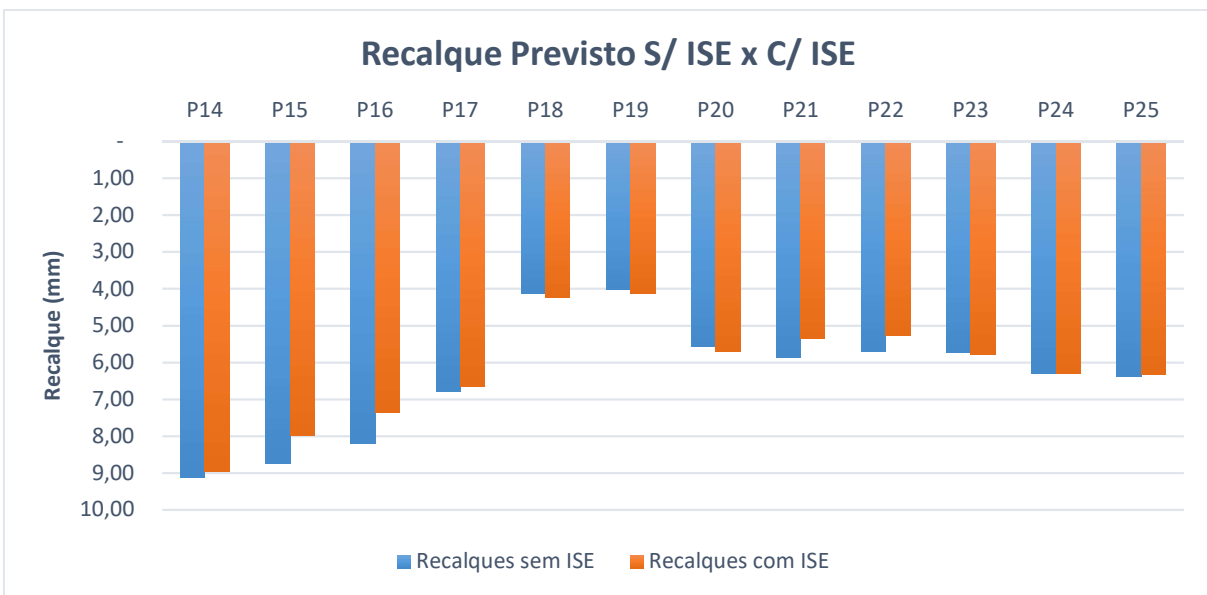


Figura 5.8 – Comparação entre os recalques médios previstos com e sem a interação solo-estrutura dos pilares P14 ao P25

Observa-se que mesmo após a consideração da interação solo-estrutura a média dos recalques previstos permaneceu praticamente a mesma. Mas as diferenças de recalques em cada pilar atingiram uma diferença de 11,35% do valor previsto sem essa consideração.

6 CONCLUSÕES

Após verificar os dados gerados pelo programa e compara-los com os reais, é possível perceber que há diferenças relevantes entre os recalques previstos e medidos. Logo, para avaliar o solo como um meio elástico é necessário ser bastante cauteloso com os dados inseridos.

Os recalques previstos pelo programa, em conjunto com a ferramenta de análise estrutural Eberick, foram coerentes e apresentaram um média bastante próxima da média dos recalques aferidos *in loco*, com uma diferença relativa que variou de -4,32% até -4,56%. A uniformização dos recalques e das cargas ficou evidente após a análise da interação solo-estrutura, pois a amplitude de variação das cargas verticais na fundação ficou entre -6,12% e 12,43%.

É perceptível que a utilização de recursos computacionais pode favorecer um aumento significativo na qualidade, segurança e economia dos projetos de engenharia, pois com estes recursos é possível realizar cálculos que, em tempos anteriores, não seria possível. A popularização de ferramentas de cálculo para procedimentos mais sofisticados, onde a adoção de simplificações é menor, tendem a substituir os métodos antigos de análise do comportamento do solo. A linguagem de programação utilizada possibilitou o desenvolvimento de uma aplicação de relativa complexidade e altamente modulável, que permite a inserção de novas funcionalidades sem alterar significativamente o código-fonte original.

Vale ressaltar a diferença observada entre o recalque obtido através das medições e o obtido pela prova de carga, pois mesmo com a carga atuante na estrutura sendo inferior à de projeto, o recalque medido foi superior ao obtido pela prova de carga. Dessa forma, fica evidente a complexidade do comportamento do solo quando submetido a tensões.

A utilização de algoritmos computacionais como ferramenta de aprendizagem deve ser fortemente incentivada, pois ela permite uma compreensão melhor dos conceitos que compõe o modelo de estudo.

Ressalta-se a importância de dar prosseguimento ao estudo com a utilização de outras amostras, assim como a possibilidade de estender a pesquisa para outros *softwares* de análise estrutural, buscando se aproximar cada vez mais da condição real.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, A. P. R. P.; MENDONÇA, D. V. C.; BRANDÃO, E. V. **Interação solo-estrutura e análise de redistribuição de cargas em pilares devido a recalques**. 2014. 87p, Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 139p. Dissertação de mestrado - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.
- AOKI, N. **Modelo simples de transferência de carga de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão**. In: III Ciclo de palestras sobre Engenharia de Fundações, ABMS/NR Nordeste, Recife, 1987.
- AOKI, N.; LOPES, F. R. **Estimating stress and settlements due to deep foundation**. In: V PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1975, Buenos Aires. Anais...Buenos Aires, v.1, p.377-386, 1975.
- ARAÚJO, R. F. **Cálculo de recalque de fundações superficiais considerando a interação solo estrutura**. 2015. 45p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Brasil, 2015.
- CAMPOS, J. C. D. **Elementos de fundações em concreto**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- CHAMECKI, S. **Consideração com rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 1954, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, RS.
- CINTRA, J. C.; AOKI, N. **Fundações por estacas Projeto Geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 83p. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2006.
- GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro, 1990.
- IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. Dissertação de mestrado da EESC da USP, São Carlos, SP, 2000.
- MINDLIN, R. D. **Force at a point in the interior of a semi-infinite solid**. Physics, 7, p. 195-202, 1936.
- MONTEIRO, P. F. **Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso**, Relatório interno de Estacas Franki Ltda, 1997.
- PINTO, C. S. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SCHIEL, F. **Estática de estaqueamento**. Publicação nº 10, Escola de Engenharia São Carlos, Universidade de São Paulo. 142p, 1957.

SILVA, P. L. **Desenvolvimento de um programa computacional para estimativa de recalque elástico em estacas**. 2017. 93p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

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

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: HACHICH et al. (eds.). **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini. Cap 7, p.227-264, 1996.

TESTONI, E. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional sobre apoios elásticos**. 2013. 222p. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2013.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

APÊNDICE A – FLUXOGRAMA DO ALGORITMO UTILIZADO NO PROGRAMA

SUB-ROTINA PRINCIPAL – CÁLCULO DO RECALQUE

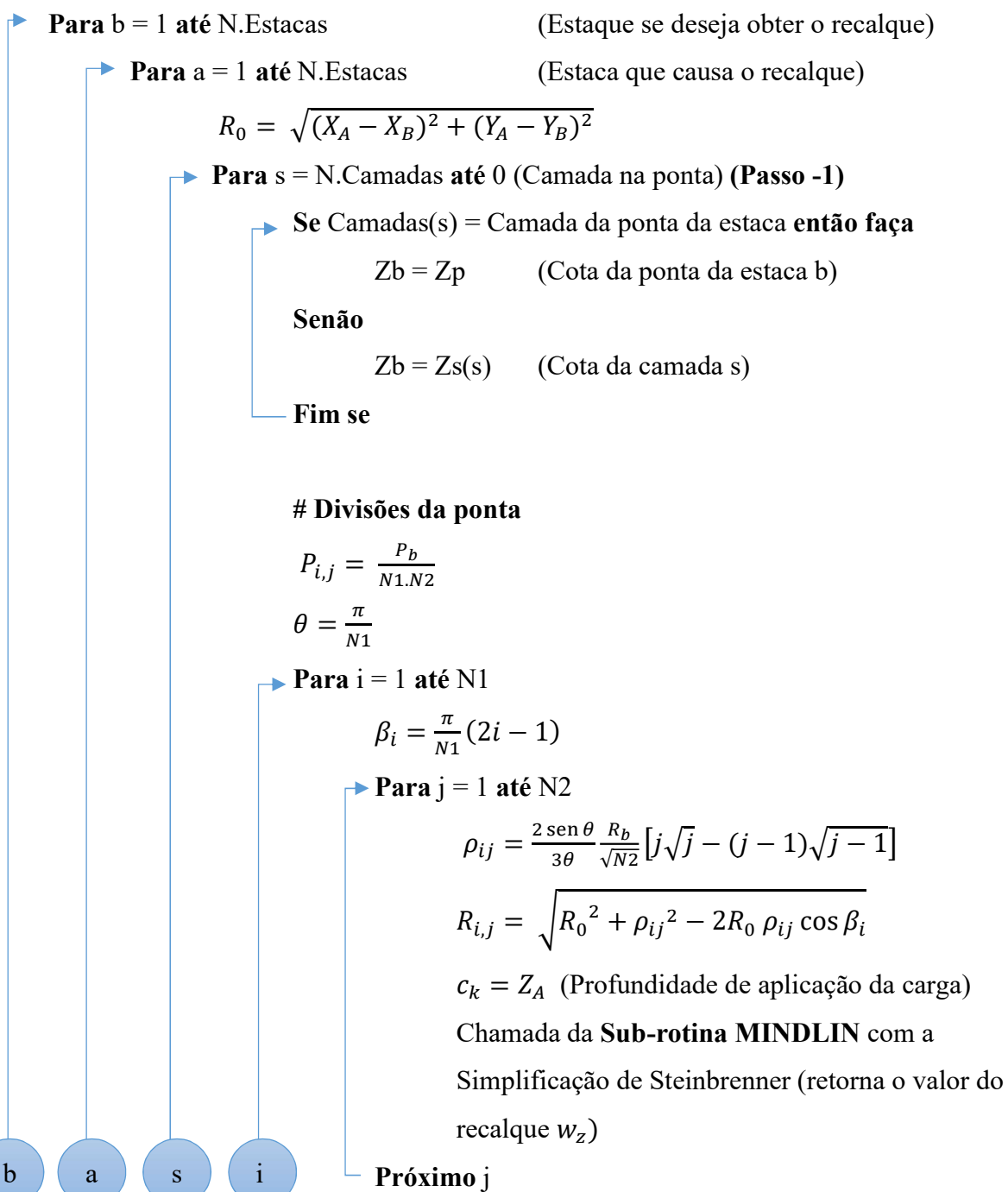
Início da Sub-Rotina Principal

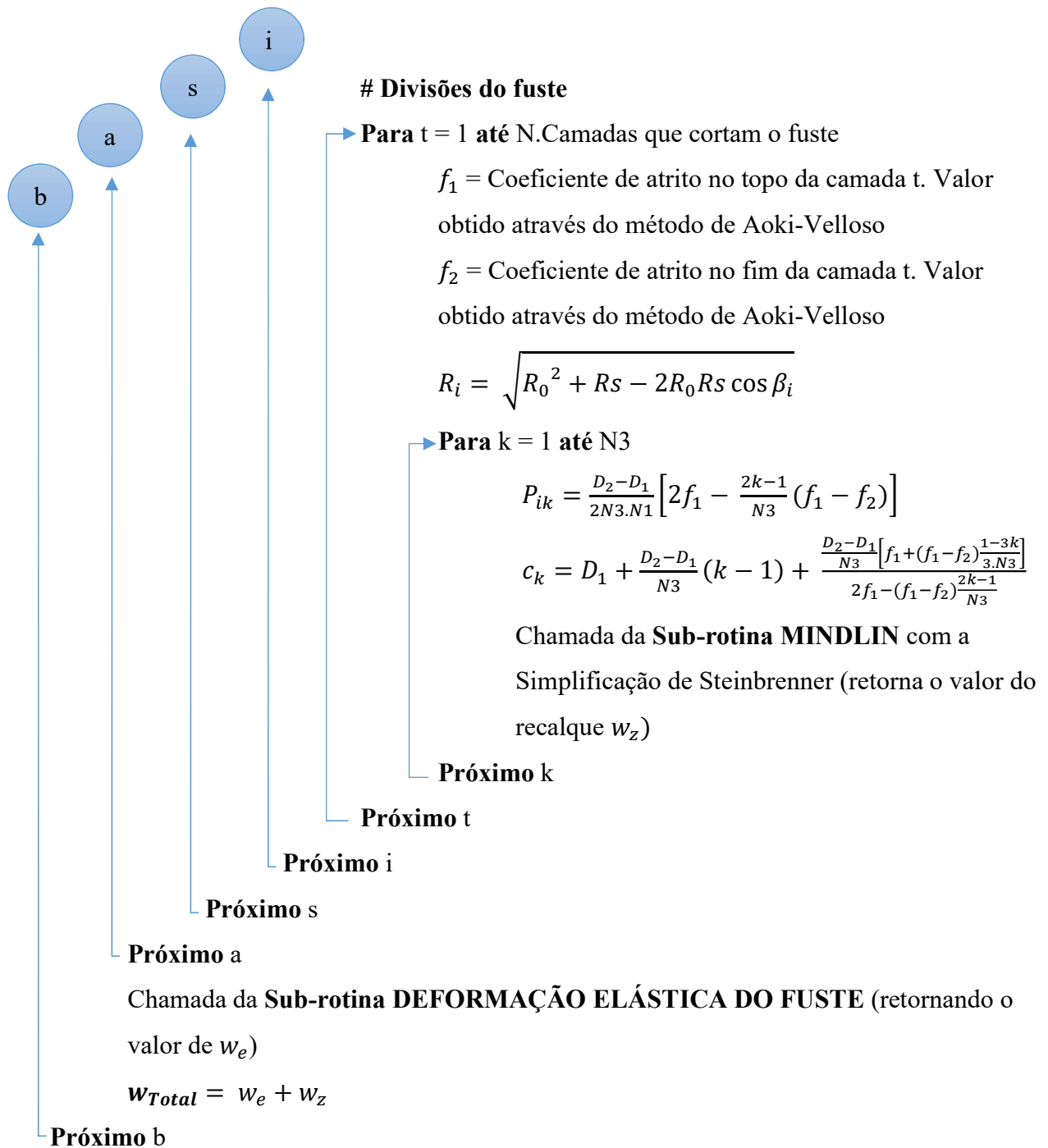
Leitura dos parâmetros das estacas

Leitura dos parâmetros do solo

Leitura das sondagens

Algoritmo para a integração numérica





Sub-rotina MINDLIN

→ Para $c = 1$ até N.Camadas

Sendo w_z o recalque total da estaca;

Sendo z a profundidade onde se deseja obter o recalque;

Sendo c a profundidade onde atua a carga concentrada P vertical.

→ Se $z < \text{Camadas}(c)$.Profundidade **então faça**

→ Para $K = c$ até N.Camadas

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z - c)^2}$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z + c)^2}$$

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

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

Simplificação de Steinbrenner

$$\Delta r = w_z(K) - w_z(K-1)$$

$$w_z = w_z + \Delta r$$

Próximo K

Fim Se

Próximo c

Retorna w_z

Sub-rotina DEFORMAÇÃO ELÁSTICA DO FUST

Sendo **P** a carga aplicada sobre a estaca

Sendo w_e o encurtamento elástico do fuste

Sendo N_L o esforço normal acumulado na estaca

$$N_L = 0$$

$$Fz1 = 0 \quad (\text{Força de atrito inicial da camada})$$

$$Fz2 = 0 \quad (\text{Força de atrito final da camada})$$

→ **Para s = 1 até N.camadas que cortam o fuste da estaca**

Chamada da função de **CAPACIDADE DE CARGA AOKI-VELLOSO** (retornando à resistência da camada s, **F(s)**)

Z = Espessura da camada

$$H = \frac{Z}{N3}$$

$$Fz2 = Fz1 + F(s) * Z$$

→ **Para h = H/2 até [Z - (H/2)] passo H**

$$N_L = N_L + [P - Fz1 - F(s) * h] * H$$

Próximo h

$$Fz1 = Fz2$$

→ **Próximo s**

$$w_e = \frac{N_L}{\text{Área base} * E}$$

Retorna w_e

APÊNDICE B – PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E PROPRIEDADES FÍSICAS DAS ESTACAS E PILARES

• DADOS PILARES

Pilar	Quant. Estacas	Carga Pilar (KN)	Coord. X (m)	Coord. Y (m)
P1	9	14.700,00	14,00	4,29
P2	3	5.150,00	- 6,17	2,45
P3	5	7.850,00	- 3,14	2,33
P4	5	9.350,00	3,30	2,33
P5	4	9.200,00	7,00	2,95
P6	4	9.150,00	21,00	2,98
P7	5	9.650,00	24,70	2,33
P8	5	8.050,00	31,14	2,33
P9	3	5.200,00	34,17	2,45
P10	7	12.600,00	10,41	- 2,03
P11	7	12.700,00	17,59	- 2,03
P12	3	4.950,00	- 6,17	- 5,00
P13	5	7.350,00	- 3,14	- 4,87
P14	4	8.850,00	3,09	- 4,45
P15	3	5.900,00	6,49	- 4,45
P16	3	6.000,00	21,51	- 4,45
P17	5	9.100,00	24,91	- 4,45
P18	5	7.600,00	31,14	- 4,87
P19	3	4.950,00	34,17	- 5,00
P20	5	7.750,00	6,47	- 8,15
P21	5	6.050,00	12,13	- 8,10
P22	5	6.150,00	15,87	- 8,10
P23	5	7.750,00	21,53	- 8,15
P24	5	7.800,00	12,16	- 11,62
P25	5	7.850,00	15,84	- 11,62

• DADOS ESTACAS

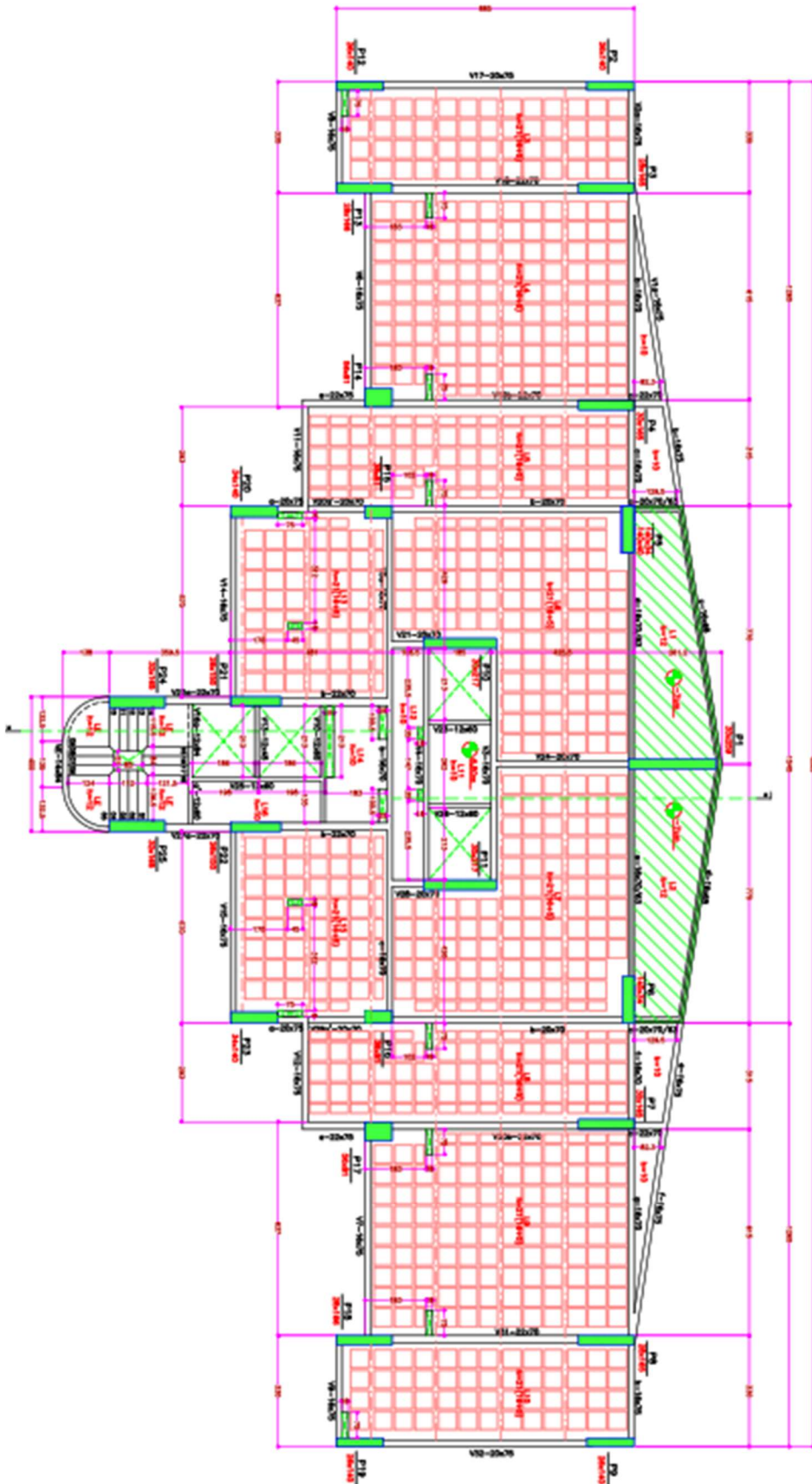
Pilar	Estaca	Cota Base (m)	Diâmetro (m)	Coord. X (m)	Coord. Y (m)	Carga (KN)	E (MPa)
P1	E1	19,00	0,70	12,20	6,09	1.633,33	21.000,00
P1	E2	19,00	0,70	14,00	6,09	1.633,33	21.000,00
P1	E3	19,00	0,70	15,80	6,09	1.633,33	21.000,00
P1	E4	19,00	0,70	12,20	4,29	1.633,33	21.000,00
P1	E5	19,00	0,70	14,00	4,29	1.633,33	21.000,00

P1	E6	19,00	0,70		15,80	4,29	1.633,33	21.000,00
P1	E7	19,00	0,70		12,20	2,49	1.633,33	21.000,00
P1	E8	19,00	0,70		14,00	2,49	1.633,33	21.000,00
P1	E9	19,00	0,70		15,80	2,49	1.633,33	21.000,00
P2	E1	19,50	0,70	-	5,66	3,33	1.711,02	21.000,00
P2	E2	19,50	0,70	-	7,18	2,45	1.727,96	21.000,00
P2	E3	19,50	0,70	-	5,66	1,57	1.711,02	21.000,00
P3	E1	19,50	0,70	-	3,75	4,09	1.566,56	21.000,00
P3	E2	19,50	0,70	-	2,23	3,21	1.575,17	21.000,00
P3	E3	19,50	0,70	-	3,75	2,33	1.566,56	21.000,00
P3	E4	19,50	0,70	-	2,23	1,45	1.575,17	21.000,00
P3	E5	19,50	0,70	-	3,75	0,57	1.566,56	21.000,00
P4	E1	19,00	0,70		3,91	4,09	1.865,90	21.000,00
P4	E2	19,00	0,70		2,39	3,21	1.876,15	21.000,00
P4	E3	19,00	0,70		3,91	2,33	1.865,90	21.000,00
P4	E4	19,00	0,70		2,39	1,45	1.876,15	21.000,00
P4	E5	19,00	0,70		3,91	0,57	1.865,90	21.000,00
P5	E1	19,00	0,70		6,12	3,83	2.300,00	21.000,00
P5	E2	19,00	0,70		7,88	3,83	2.300,00	21.000,00
P5	E3	19,00	0,70		6,12	2,07	2.300,00	21.000,00
P5	E4	19,00	0,70		7,88	2,07	2.300,00	21.000,00
P6	E1	19,50	0,70		20,12	3,86	2.287,50	21.000,00
P6	E2	19,50	0,70		21,88	3,86	2.287,50	21.000,00
P6	E3	19,50	0,70		20,12	2,10	2.287,50	21.000,00
P6	E4	19,50	0,70		21,88	2,10	2.287,50	21.000,00
P7	E1	19,50	0,70		24,09	4,09	1.925,77	21.000,00
P7	E2	19,50	0,70		25,61	3,21	1.936,35	21.000,00
P7	E3	19,50	0,70		24,09	2,33	1.925,77	21.000,00
P7	E4	19,50	0,70		25,61	1,45	1.936,35	21.000,00
P7	E5	19,50	0,70		24,09	0,57	1.925,77	21.000,00
P8	E1	20,00	0,70		31,75	4,09	1.606,47	21.000,00
P8	E2	20,00	0,70		30,23	3,21	1.615,30	21.000,00
P8	E3	20,00	0,70		31,75	2,33	1.606,47	21.000,00
P8	E4	20,00	0,70		30,23	1,45	1.615,30	21.000,00
P8	E5	20,00	0,70		31,75	0,57	1.606,47	21.000,00
P9	E1	20,50	0,70		33,66	3,33	1.727,63	21.000,00
P9	E2	20,50	0,70		35,18	2,45	1.744,74	21.000,00
P9	E3	20,50	0,70		33,66	1,57	1.727,63	21.000,00
P10	E1	19,50	0,70		10,41	0,07	1.800,00	21.000,00
P10	E2	19,50	0,70		8,59	- 0,98	1.800,00	21.000,00
P10	E3	19,50	0,70		12,23	- 0,98	1.800,00	21.000,00
P10	E4	19,50	0,70		10,41	- 2,03	1.800,00	21.000,00
P10	E5	19,50	0,70		8,59	- 3,08	1.800,00	21.000,00
P10	E6	19,50	0,70		12,23	- 3,08	1.800,00	21.000,00
P10	E7	19,50	0,70		10,41	- 4,13	1.800,00	21.000,00
P11	E1	19,50	0,70		17,59	0,07	1.814,29	21.000,00

P11	E2	19,50	0,70	15,77	-	0,98	1.814,29	21.000,00	
P11	E3	19,50	0,70	19,41	-	0,98	1.814,29	21.000,00	
P11	E4	19,50	0,70	17,59	-	2,03	1.814,29	21.000,00	
P11	E5	19,50	0,70	15,77	-	3,08	1.814,29	21.000,00	
P11	E6	19,50	0,70	19,41	-	3,08	1.814,29	21.000,00	
P11	E7	19,50	0,70	17,59	-	4,13	1.814,29	21.000,00	
P12	E1	19,50	0,70	-	5,66	-	4,12	1.644,57	21.000,00
P12	E2	19,50	0,70	-	7,18	-	5,00	1.660,86	21.000,00
P12	E3	19,50	0,70	-	5,66	-	5,88	1.644,57	21.000,00
P13	E1	19,50	0,70	-	3,75	-	3,11	1.466,78	21.000,00
P13	E2	19,50	0,70	-	2,23	-	3,99	1.474,84	21.000,00
P13	E3	19,50	0,70	-	3,75	-	4,87	1.466,78	21.000,00
P13	E4	19,50	0,70	-	2,23	-	5,75	1.474,84	21.000,00
P13	E5	19,50	0,70	-	3,75	-	6,63	1.466,78	21.000,00
P14	E1	19,00	0,70	2,21	-	3,57	2.212,50	21.000,00	
P14	E2	19,00	0,70	3,97	-	3,57	2.212,50	21.000,00	
P14	E3	19,00	0,70	2,21	-	5,33	2.212,50	21.000,00	
P14	E4	19,00	0,70	3,97	-	5,33	2.212,50	21.000,00	
P15	E1	19,50	0,70	5,98	-	3,57	1.960,20	21.000,00	
P15	E2	19,50	0,70	7,50	-	4,45	1.979,61	21.000,00	
P15	E3	19,50	0,70	5,98	-	5,33	1.960,20	21.000,00	
P16	E1	20,00	0,70	22,02	-	3,57	1.993,42	21.000,00	
P16	E2	20,00	0,70	20,50	-	4,45	2.013,16	21.000,00	
P16	E3	20,00	0,70	22,02	-	5,33	1.993,42	21.000,00	
P17	E1	20,00	0,70	25,52	-	2,69	1.816,01	21.000,00	
P17	E2	20,00	0,70	24,00	-	3,57	1.825,99	21.000,00	
P17	E3	20,00	0,70	25,52	-	4,45	1.816,01	21.000,00	
P17	E4	20,00	0,70	24,00	-	5,33	1.825,99	21.000,00	
P17	E5	20,00	0,70	25,52	-	6,21	1.816,01	21.000,00	
P18	E1	20,50	0,70	31,75	-	3,11	1.516,67	21.000,00	
P18	E2	20,50	0,70	30,23	-	3,99	1.525,00	21.000,00	
P18	E3	20,50	0,70	31,75	-	4,87	1.516,67	21.000,00	
P18	E4	20,50	0,70	30,23	-	5,75	1.525,00	21.000,00	
P18	E5	20,50	0,70	31,75	-	6,63	1.516,67	21.000,00	
P19	E1	20,50	0,70	33,66	-	4,12	1.644,57	21.000,00	
P19	E2	20,50	0,70	35,18	-	5,00	1.660,86	21.000,00	
P19	E3	20,50	0,70	33,66	-	5,88	1.644,57	21.000,00	
P20	E1	20,00	0,70	5,23	-	6,91	1.550,00	21.000,00	
P20	E2	20,00	0,70	7,71	-	6,91	1.550,00	21.000,00	
P20	E3	20,00	0,70	6,47	-	8,15	1.550,00	21.000,00	
P20	E4	20,00	0,70	5,23	-	9,39	1.550,00	21.000,00	
P20	E5	20,00	0,70	7,71	-	9,39	1.550,00	21.000,00	
P21	E1	20,00	0,70	10,98	-	6,10	161,33	21.000,00	
P21	E2	20,00	0,70	12,98	-	6,10	1.391,50	21.000,00	
P21	E5	20,00	0,70	10,98	-	8,10	857,08	21.000,00	
P21	E6	20,00	0,70	12,98	-	8,10	2.087,25	21.000,00	

P21	E9	20,00	0,70	10,98	-	10,10	1.552,83	21.000,00
P22	E3	20,00	0,70	14,72	-	6,10	1.125,93	21.000,00
P22	E4	20,00	0,70	16,72	-	6,10	518,38	21.000,00
P22	E7	20,00	0,70	14,72	-	8,10	1.734,47	21.000,00
P22	E8	20,00	0,70	16,72	-	8,10	1.126,91	21.000,00
P22	E12	20,00	0,70	17,02	-	10,10	1.644,31	21.000,00
P23	E1	20,00	0,70	20,29	-	6,91	1.550,00	21.000,00
P23	E2	20,00	0,70	22,77	-	6,91	1.550,00	21.000,00
P23	E3	20,00	0,70	21,53	-	8,15	1.550,00	21.000,00
P23	E4	20,00	0,70	20,29	-	9,39	1.550,00	21.000,00
P23	E5	20,00	0,70	22,77	-	9,39	1.550,00	21.000,00
P24	E10	20,00	0,70	13,01	-	10,08	2.872,48	21.000,00
P24	E13	20,00	0,70	11,01	-	12,08	2.346,24	21.000,00
P24	E14	20,00	0,70	13,01	-	12,08	1.495,00	21.000,00
P24	E17	20,00	0,70	11,01	-	14,08	968,76	21.000,00
P24	E18	20,00	0,70	13,01	-	14,08	117,52	21.000,00
P25	E11	20,00	0,70	14,99	-	10,10	2.901,84	21.000,00
P25	E15	20,00	0,70	14,99	-	12,08	1.508,81	21.000,00
P25	E16	20,00	0,70	16,99	-	12,08	2.370,97	21.000,00
P25	E19	20,00	0,70	14,99	-	14,08	103,11	21.000,00
P25	E20	20,00	0,70	16,99	-	14,08	965,28	21.000,00

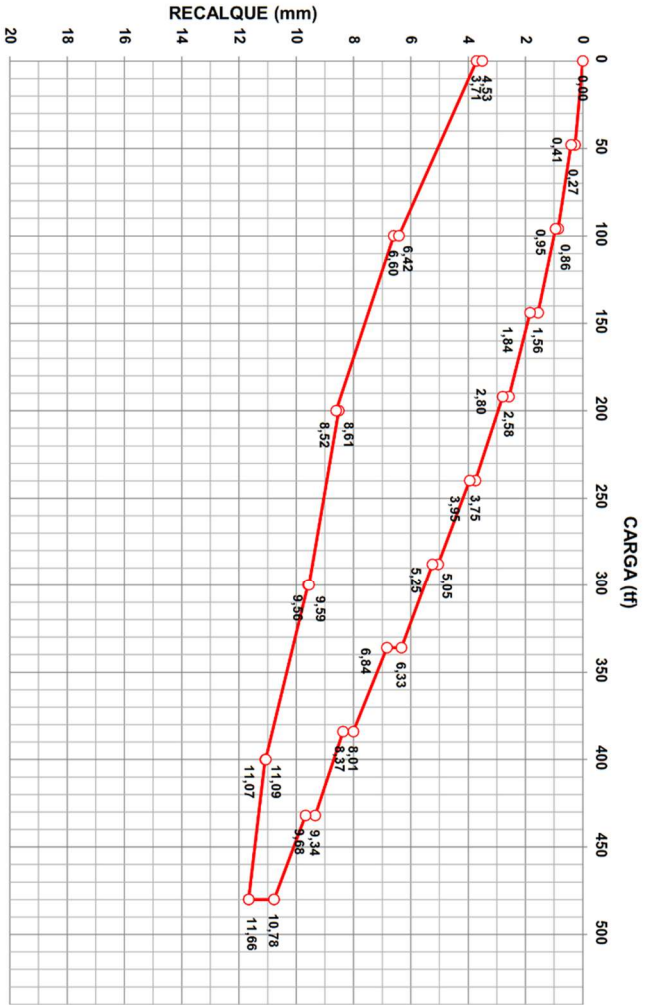
ANEXO A – PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO TIPO DO EDIFÍCIO MARIA CAROLINA MONTENEGRO



ANEXO B - PROVA DE CARGA ESTÁTICA PC-01 – ESTACA E-05 – PILAR P01

OBRA: EDE^o MARIA CAROLINA MONTENEGRO, TORRE - RECIFE/PE
 SERVIÇO: PROVA DE CARGA À COMPRESSÃO VERTICAL ESTACA E-05 PILAR P01 (TESTE 01)

GRAFICO CARGA X RECALQUE



OBSERVAÇÃO:

DURANTE A EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA NÃO HOUVE NEHUMA OCORRÊNCIA EXCEPCIONAL.

TABELA DE CARREGAMENTO

Nº EST.	DATA	HORA	CARGA (tf)	RECALQUE(mm)	
				Inicial	Final
1º	14/03/2014	16:20:00	-	0,00	0,00
2º			48,00	0,27	0,41
3º			96,00	0,86	0,95
4º			144,00	1,56	1,84
5º			192,00	2,58	2,80
6º			240,00	3,75	3,95
7º			288,00	5,05	5,25
8º			336,00	6,33	6,84
9º			384,00	8,01	8,37
10º			432,00	9,34	9,68
11º			480,00	10,78	11,66
12º	15/03/2014	10:47:00	400,00	11,09	11,07
13º			300,00	9,59	9,56
14º			200,00	8,52	8,61
15º			100,00	6,60	6,42
16º	15/03/2014	12:30:00	0,00	3,71	3,51

RECALQUE ELASTICO

8,15

RESUMO

CARGA MÁXIMA DE TESTE 480,00
 RECALQUE TOTAL 11,66 mm
 RECALQUE ELASTICO 8,15 mm
 RECALQUE RESIDUAL 3,51 mm

GEO-288/13

ANEXO C - RELATÓRIOS DE SONDAgens DO EDIFÍCIO MARIA CAROLINA MONTENEGRO

GEO 238/13A

Recife, 28 de Janeiro de 2013.

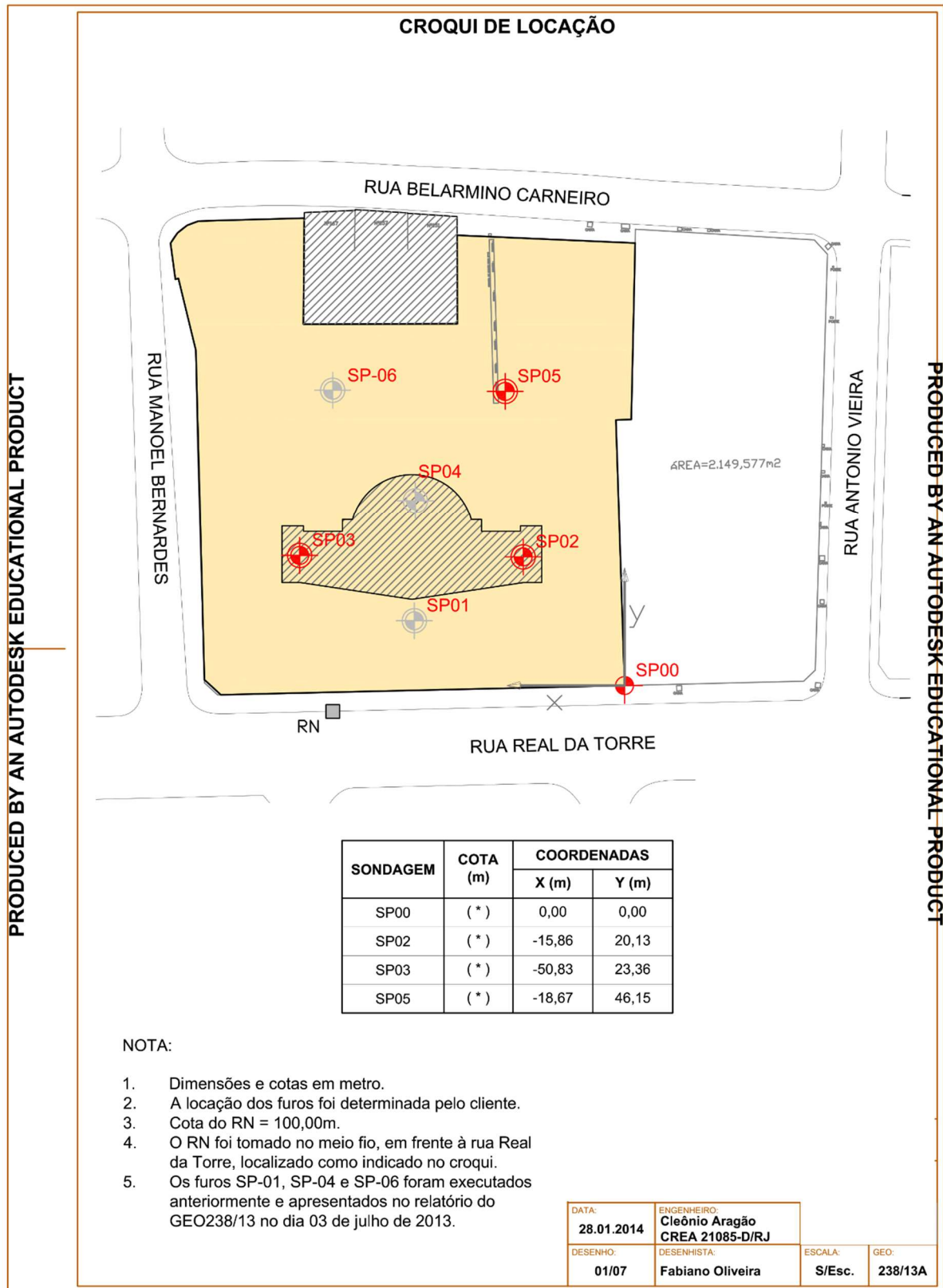
Ref.: Sondagens Geotécnicas
Local: Edifício Maria Carolina Montenegro
Rua Real da Torre
Recife (PE)

Prezados Senhores:

1. Estamos apresentando relatório referente a sondagem de reconhecimento à percussão em terreno situado no local em referência.
2. Foram executados 03 furos de sondagem, conforme croqui de locação em anexo, totalizando 69,00m de profundidade.
3. As sondagens de reconhecimento à percussão foram realizadas, com tubo de revestimento de 75mm (3") de diâmetro, com o auxílio de trado concha e circulação de lama betonítica. As amostras foram extraídas mediante amostrador de 2" e 1 3/8" de diâmetro externo e interno, respectivamente, sendo medidos, de metro em metro, o número de golpes, com martelo de 65kg e altura de queda de 75cm, necessários para fazer o referido amostrador penetrar 30cm no terreno, após uma penetração inicial de 15cm. Para as sondagens rotativa foi utilizado uma máquina Mach 920 equipada com um conjunto motor + bomba MT100 da Maquesonda. Na coleta das amostras foi utilizado barrilete duplo móvel, Ø NX, contendo em sua extremidade coroas de diamante. Todas as operações de execução obedeceram ao Método Brasileiro de Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento, NBR-6484/80 e ABGE.
4. No desenho 01/07, em anexo, apresentamos croqui de locação dos furos e nos desenhos 02/07 a 07/07 apresentamos o perfil individual do furo de sondagem, contendo: coordenadas, cota da boca do furo em relação ao R.N. da obra, profundidade das camadas medidas em relação a boca do furo, classificação dos diversos horizontes de solos encontrados e indicações de sua consistência ou compacidade e recuperação (RQD) no caso de rochas, profundidade do nível d'água, tipo de avanço utilizado, posição do revestimento. No anexo 01 apresentamos também, dossiê fotográfico das caixas de amostras contendo testemunhos das rochas.
5. Estamos ao inteiro dispor de V. Sas., para quaisquer esclarecimentos, lembrando que encontram-se arquivadas as amostras representativas das camadas, e que estão a disposição de V. Sas., por um prazo de 60 (sessenta) dias, a contar desta data.
6. Sem mais, com estima e consideração, subscrevemo-nos,

Atenciosamente,

Cleônio José Granja de Aragão
Engº Civil – CREA 21085-D/RJ



SONDAGEM N° SP-02											
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS X: -15,86m		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 17.01.2014		Y: 20,13m		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 21.01.2014		RELATÓRIO: GEO-238/13A		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRAS E CONDIÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS
		1ª	2ª	3ª		10	20				
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
TC	1,20m	TC	TC	TC					1	1	ARGILA siltosa, com areia fina, parda, mole à média.
CL		1/20	2/18	3				6/53	2	2	
		2	3/17	3				8/47	3	2,70	AREIA fina e média, siltosa, cinza, fofa à pouco compacta.
		1/17	2/22	1				4/54	4	4	
		2/18	3	4				9/48	5	5	
		2/17	4	4				10/47	6	6	
		3/18	3	5				11/48	7	6,87	ARGILA siltosa, com areia fina, variegada, rija.
		2	4	6				10	8	8	
		3	4	5				9	9	8,87	
		2	3	5				8	10	10	SILTE arenoso, pouco argiloso, amarelado, pouco compacto à medianamente compacto.
		3	4	6				10	11	11	
		4	3	5				8	12	11,88	
		10	12	9				21	13	12,80	AREIA média e fina, com pouca areia grossa, siltosa, com poucos pedregulhos, cinza clara, compacta.
		7	9	7				16	14	14	
		9	15/10	15/7				39/32	15	15	AREIA fina e média, siltosa, variegada, medianamente compacta à compacta.
		14	15/10	15/8				44/33	16	16	
		15/9	15/7	15/6				45/22	17	17	
		15/7	15/6	15/4				45/17	18	18	
		15/6	15/5	15/3				45/14	19	19	
Continuação no desenho 03 / 07											
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					
INICIAL		FINAL			TH	TRADO HELICOIDAL					
NFE		2,80m			CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					
17.01.2014		22.01.2014			CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					
OBSERVAÇÕES:											
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m											
DATA:		ENGENHEIRO:		LOCAL:		DESENHO:		DESENHISTA:		ESCALA:	GEO:
27.01.2014		Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		Edf. Maria Carolina Montenegro Rua Real da Torre - Recife(PE)		02/07		Fabiano Oliveira		1/100	238/13A

SONDAGEM N° SP-02 (Continuação)											
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS X: -15,86m			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2 1/2"					
DATA DO INÍCIO: 17.01.2014			Y: 20,13m			AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"					
DATA DO TÉRMINO: 21.01.2014			RELATÓRIO: GEO-238/13A			MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm					
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONTEÚDO	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS
		1ª	2ª	3ª		10	20				
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
CL		15/9	15/4	15/4				45/17	20	20	AREIA fina e média, siltosa, variegada, medianamente compacta à compacta.
		15/8	15/6	15/3				45/17	21	21	
		15/5	15/3	15/2				45/10	22	22	
		15/4	15/4	15/3				45/11	23	23,00	
											Sondagem interrompida por solicitação do cliente
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL						
NFE		2,80m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA						
17.01.2014		22.01.2014		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA						
OBSERVAÇÕES: NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m								DATA: 27.01.2014	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	LOCAL: Edf. Maria Carolina Montenegro Rua Real da Torre - Recife(PE)	
DESENHO: 03/07		DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100	GEO: 238/13A						

SONDAGEM N° SP-03											
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS X: -50,83m		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 10.01.2014		Y: 23,36m		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 16.01.2014		RELATÓRIO: GEO-238/13A		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONDIÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª							
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
TC	1,20m	TC	TC	TC							
CL											
		1/17	1/18	1			3/50	1	1	ARGILA siltosa, com areia fina, parda, muito mole.	
		3	3	4/18			10/48	2	1,87	AREIA fina e média, pouco siltosa, cinza clara, pouco compacta à fofa.	
		3	4	4/17			11/47	3			
		3	3	4			7	4	4		
		2	3	3/17			8/47	5	5		
		1/20	2	1/20			4/55	6	6		
		3	4	4			8	7	7,00	AREIA média e fina, pouco siltosa, com pedregulhos, parda, pouco compacta.	
		2	2	5			7	8	7,85		
		2/20	4	4			10/50	9	9	AREIA fina, com pouca areia média, siltosa, amarelada, pouco compacta à medianamente compacta.	
		2	4	5			9	10	10		
		3	5	4			9	11	11,00		
		11	10	7			17	12	11,80	AREIA fina e média, siltosa, com pedregulhos, variegada, medianamente compacta.	
		3	3	4			7	13	13,00	AREIA fina e média, siltosa, pouco argilosa, variegada, medianamente compacta.	
		3	4	8			12	14	13,98	AREIA fina e média, siltosa, com poucos pedregulhos, variegada, pouco compacta.	
		9	11	13			24	15	14,85		
		10	14	17			31	16	16	ARGILA siltosa, com areia fina, amarelada, rija.	
		15	15/11	15/10			45/36	17	17,00	AREIA fina e média, siltosa, pouco argilosa, com pedregulhos, variegada, compacta.	
		17/10	15/4	15/3			47/17	18	18	AREIA fina e média, siltosa, rósea, compacta.	
								19	19		
Continuação no desenho 05 / 07											
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					
INICIAL		FINAL			TH	TRADO HELICOIDAL					
NFE		X,XXm			CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					
10.01.2014		17.01.2014			CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					
OBSERVAÇÕES:											
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m											
(*) INFORMAÇÃO A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE											
DATA:		ENGENHEIRO:		LOCAL:		DATA:		ENGENHEIRO:			
21.01.2014		Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		Edf. Maria Carolina Montenegro Rua Real da Torre - Recife(PE)		21.01.2014		Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ			
DESENHO:		DESENHISTA:		ESCALA:		DESENHO:		DESENHISTA:		GEO:	
04/07		Fabiano Oliveira		1/100		04/07		Fabiano Oliveira		238/13A	

SONDAGEM N° SP-03 (Continuação)											
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS X: -50,83m			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"					
DATA DO INÍCIO: 10.01.2014			Y: 23,36m			AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"					
DATA DO TÉRMINO: 16.01.2014			RELATÓRIO: GEO-238/13A			MARTELO: 65kg			QUEDA: 75cm		
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONTEÚDO	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS
		1ª	2ª	3ª		10	20				
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
CL		15/11	15/5	15/4				45/20	(20)	20	AREIA fina e média, siltosa, rósea, compacta.
		15/8	15/4	15/3				45/15	(21)	21	
		16	15/7	15/5				46/27	(22)	21	
		15/11	15/8	15/7				45/26	(23)	21,98	
										23,00	SILTE arenoso, pouco argiloso, amarelado, compacto.
											Sondagem interrompida por solicitação do cliente
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					
INICIAL		FINAL			TH	TRADO HELICOIDAL					
NFE		X,XXm			CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					
10.01.2014		17.01.2014			CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					
OBSERVAÇÕES:								DATA:		ENGENHEIRO:	
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m								21.01.2014		Cleônio Aragão	
(*) INFORMAÇÃO A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE										CREA 21085-D/RJ	
				DESENHO:		DESENHISTA:		ESCALA:		GEO:	
				05/07		Fabiano Oliveira		1/100		238/13A	
LOCAL: Edf. Maria Carolina Montenegro Rua Real da Torre - Recife(PE)											

SONDAGEM N° SP-05													
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS X: -18,67m		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2 1/2"									
DATA DO INÍCIO: 22.01.2014		Y: 46,15m		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 1 3/8"									
DATA DO TÉRMINO: 24.01.2014		RELATÓRIO: GEO-238/13A		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRAS CONDIÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS		
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
TC	1,20m	TC	TC	TC						1	ARGILA siltosa, com areia fina, parda, muito mole.		
CL		1/28	1/18				2/46				2	1,98	
		2	2/18	2			6/48				3		AREIA fina e média, siltosa, cinza clara, fofa.
		1/20	2	2/17			5/52				4		
		2	3	4/17			9/47				5		
		2/17	3	4			9/47				6	5,98	
		1/20	2	3/17			6/52				7	6,70	ARGILA siltosa, arenosa, parda, mole à média.
		3	4/17	4			11/47				8	8,00	AREIA fina e média, siltosa, cinza, pouco compacta.
		4	3/17	3			10/47				9		AREIA fina, siltosa, amarelada, pouco compacta à compacta.
		3	4	4			8				10		Obs.: Amostras "14" e "15" com poucos pedregulhos.
		3/17	5	6			14/47				11		
		3	5	7			12				12		
		4	6	5			11				13		
		14	11	9			20				14		
		8	7	12			19				15	14,98	
		13	15/7	15/5			43/27				16		AREIA fina e média, siltosa, variegada, compacta.
		15/9	15/4	15/3			45/16				17		
		15/7	15/3	15/3			45/13				18		
		15/8	15/4	15/4			45/16				19		
Continuação no desenho 02 / 02													
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA							
INICIAL		FINAL			TH	TRADO HELICOIDAL							
NFE		2,90m			CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA							
22.01.2014		25.01.2014			CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							
OBSERVAÇÕES:													
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m													
DATA: 27.01.2014			ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ			LOCAL: Edf. Maria Carolina Montenegro Rua Real da Torre - Recife(PE)							
DESENHO: 06/07		DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100		GEO: 238/13A							

SONDAGEM N° SP-05 (Continuação)											
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS X: -18,67m		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2 1/2"							
DATA DO INÍCIO: 22.01.2014		Y: 46,15m		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 24.01.2014		RELATÓRIO: GEO-238/13A		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONDIÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS
		1ª	2ª	3ª		10	20				
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
CL		15/7	15/3	15/2				45/12	20	20	AREIA fina e média, siltosa, variegada, compacta.
		15/6	15/4	15/3				45/13	21	21	
		15/5	15/3	15/2				45/10	22	22	
		15/4	15/4	15/2				45/10	23	23,00	
											Sondagem interrompida por solicitação do cliente
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL						
NFE		2,90m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA						
22.01.2014		25.01.2014		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA						
OBSERVAÇÕES: NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m								DATA: 27.01.2014	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	LOCAL: Edf. Maria Carolina Montenegro Rua Real da Torre - Recife(PE)	
DESENHO: 07/07		DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100	GEO: 238/13A						