

**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DA RIGIDEZ DA INFRAESTRUTURA DE FUNDAÇÃO  
NO MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

**NATHANI ZAMPIROLI**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF**

**CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ**

**MARÇO - 2022**

**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DA RIGIDEZ DA INFRAESTRUTURA DE FUNDAÇÃO  
NO MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

**NATHANI ZAMPIROLI**

Dissertação apresentada ao Centro de  
Ciência e Tecnologia da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense Darcy  
Ribeiro, como parte das exigências para a  
obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil.

ORIENTADOR: ALDO DURAND FARFAN

COORIENTADOR: PAULO CÉSAR DE ALMEIDA MAIA

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF**  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
MARÇO - 2022

**FICHA CATALOGRÁFICA**

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pela autora.

null.

ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DA RIGIDEZ DA INFRAESTRUTURA DE FUNDAÇÃO NO MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA / Nathani Zampirolli. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2022.

157 f. : il.

Inclui bibliografia.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2022.

Orientador: Aldo Durand Farfán.

1. Interação Solo-Estrutura. 2. Modelagem Numérica. 3. Estaca Hélice Contínua. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

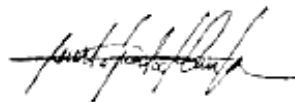
**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DA RIGIDEZ DA INFRAESTRUTURA DE FUNDAÇÃO  
NO MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

**NATHANI ZAMPIROLI**

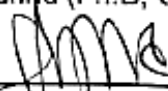
Dissertação apresentada ao Centro de  
Ciência e Tecnologia da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense Darcy  
Ribeiro, como parte das exigências para a  
obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil.

Aprovado em 28 de março de 2022.

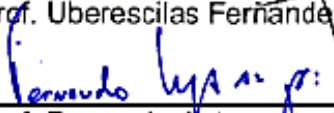
Comissão Examinadora:



\_\_\_\_\_  
Prof. Renato Pinto da Cunha (Ph.D, Geotecnia) – UnB (Membro externo)



\_\_\_\_\_  
Prof. Uberesckilas Fernandes Polido (MSc, Geotecnia) – UFES (Membro externo)



\_\_\_\_\_  
Prof. Fernando Saboya A. Jr. (DSc, Geotecnia) – LECIV/UENF (Membro interno)



\_\_\_\_\_  
Prof. Paulo Cesar de Almeida Mala (DSc, Geotecnia) – LECIV/UENF (Coorientador)



\_\_\_\_\_  
Prof. Aldo Durand Falcão (DSc, Geotecnia) – LECIV/UENF (Orientador)

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por ter me sustentando em todos os momentos difíceis. A minha mãe, Alzira, por ser o meu alicerce, o meu exemplo e pelo apoio incondicional. Ao meu pai, Reinaldo e meu irmão Alan, pelo apoio e compreensão das minhas ausências e abdições. Ao meu namorado, Raphael, por todo o companheirismo, compreensão e por sempre acreditar em mim.

Aos meus amigos que me apoiaram e tornaram o caminho mais leve e divertido. Aos amigos de faculdade que fiz durante o período da graduação, do mestrado, especialmente aos do GeoLed pelo conhecimento e conversas compartilhadas.

Ao meu orientador, Aldo pelos ensinamentos, e ao meu coorientador Paulo Maia, pela confiança e paciência ao longo desse período.

A todos os professores do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - LECIV/UENF que contribuíram de alguma forma para o meu crescimento profissional.

A UENF, pelo suporte técnico, da qual sinto tanta falta nesse período de pandemia.

A FAPERJ pelo apoio financeiro e ao TQS/CAD pelo suporte que viabilizou o trabalho.

A todas as pessoas que, de alguma forma, me apoiaram nessa jornada.

## RESUMO

As características geométricas da fundação associadas à rigidez estão fortemente relacionadas no desempenho do sistema. A influência da rigidez da infraestrutura de fundação no mecanismo da Interação Solo-Estrutura (ISE) foi investigada neste trabalho por meio de modelagens numéricas de diversos cenários de fundação para um mesmo edifício, distintas pela razão de esbeltez  $L/D$  onde  $L$  e  $D$  são comprimento e diâmetro da estaca respectivamente. Resultados de ensaio elaborados no processo construtivo e instrumentação de campo conduzidos por Prellwitz (2016) durante todo o período construtivo do edifício foram utilizados para o refinamento do cálculo numérico. Foi constatado que grupos de estacas mais rígidos são alcançados com o aumento do diâmetro, comprimento e espaçamento das estacas. A rigidez da fundação está diretamente relacionada à maneira como o elemento de fundação interage com o solo. A interação das estacas com o meio é fator determinante para a relação entre rigidez da fundação e uniformização de recalques. A busca por recalques menores na obra deve ser analisada com atenção uma vez que a adoção de estacas com determinados valores parâmetros geométricos gera efeitos distintos sobre as taxas de alívio e sobrecarga nos pilares. O trabalho evidenciou que o mecanismo da ISE é mais sensível às fundações menos rígidas, sobretudo aquelas que possuem maiores embutimentos de estacas. O trabalho permite concluir que as simulações numéricas destinadas a prever os recalques de forma realista o quanto possível requerem a compreensão e a seleção do modelo e tipo de cálculo apropriados.

**Palavras-chaves:** Interação Solo-Estrutura, Modelagem Numérica, Estaca Hélice Contínua.

## ABSTRACT

The geometric characteristics of the foundation associated with stiffness are strongly related to the performance of the system. The influence of the foundation infrastructure stiffness on the Soil-Structure Interaction (SSI) mechanism was investigated in this work through numerical modeling of different foundation scenarios for the same building, distinguished by the slenderness ratio  $L/D$  where  $L$  and  $D$  are the length and diameter of the foundation, respectively. Test results elaborated in the construction process and field instrumentation conducted by Prellwitz (2016) during the entire construction period of the building were used for the refinement of the numerical calculation. It was found that stiffer pile groups are achieved with increasing pile diameter, length and spacing. Foundation stiffness is directly related to the way the foundation element interacts with the ground. The interaction of piles with the environment is a determining factor for the relationship between foundation stiffness and settlement standardization. The search for smaller settlements in the work must be carefully analyzed since the adoption of piles with certain values parameters geometrics generates different effects on the relief and overload rates on the pillars. The work showed that the ISE mechanism is more sensitive to less rigid foundations, especially those that have larger pile embeddedness. The work shows that numerical simulations aimed at predicting settlements as realistically as possible require the understanding and selection of the appropriate model and type of calculation.

**Keywords:** Soil-structure interaction, Numerical Modeling, Continuous Flight Auger Pile.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1.INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.3. ESCOPO DO TRABALHO.....	4
<b>CAPÍTULO 2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>6</b>
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	6
2.2. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA .....	8
2.3. RIGIDEZ E RECALQUE DA FUNDAÇÃO.....	17
2.4. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF) E O PLAXIS 3D .....	26
2.5. CORRELAÇÕES SEMIEMPÍRICAS PARA NSPT E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ....	31
<b>CAPÍTULO 3.METODOLOGIA .....</b>	<b>35</b>
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAS .....	35
3.2. ESTUDO LOCAL.....	38
3.3. ESTUDO GLOBAL.....	40
3.4. METODOLOGIA ITERATIVA DESACOPLADA.....	40
<b>CAPÍTULO 4.CASO DE OBRA.....</b>	<b>43</b>
4.1. DESCRIÇÃO DO EMPREENDIMENTO .....	43
4.2. CAMPANHA DE ENSAIOS E INSTRUMENTAÇÕES .....	44
4.2.1. SONDAGENS SPT .....	44
4.2.2. CONTROLE TECNOLÓGICO DOS MATERIAIS.....	46
4.2.3. MONITORAMENTO DOS RECALQUES .....	48
<b>CAPÍTULO 5.MODELAGEM NUMÉRICA.....</b>	<b>52</b>
5.1. ASPECTOS INICIAIS.....	52
5.2. ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO.....	53
5.2.1. ELEMENTO DE MODELAGEM .....	53
5.2.2. VALORES DE ENTRADA.....	53



5.3.	MACIÇO DE SOLO .....	55
5.3.1.	O MACIÇO DE SOLO EQUIVALENTE .....	57
5.3.2.	PREVISÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E CÁLCULO NUMÉRICO .....	58
	<b>CAPÍTULO 6. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>65</b>
6.1.	ESTUDO LOCAL – BLOCO ÚNICO DE FUNDAÇÃO.....	65
6.1.1.	DISTRIBUIÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES.....	65
6.1.2.	RECALQUES ABSOLUTOS.....	71
6.1.3.	FATOR DE INTERAÇÃO.....	76
6.2.	ESTUDO GLOBAL – A FUNDAÇÃO.....	77
6.2.1.	RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO ( $K_F$ ) .....	77
6.2.2.	ANÁLISES DOS RECALQUES .....	81
	<i>RECALQUE ABSOLUTO (<math>w</math>).....</i>	<i>81</i>
	<i>DISTORÇÃO ANGULAR (<math>\beta</math>).....</i>	<i>83</i>
6.2.3.	ANÁLISES DA ISE .....	88
	<i>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DOS RECALQUES ABSOLUTOS (<math>CV</math>) .....</i>	<i>88</i>
	<i>FATOR DE RECALQUE (<math>AR</math>).....</i>	<i>93</i>
	<i>COEFICIENTE DE REDISTRIBUIÇÃO DE CARGA (<math>FQ</math>) .....</i>	<i>96</i>
	<b>CAPÍTULO 7. CONCLUSÃO .....</b>	<b>102</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>105</b>
	<b>ANEXO I – CURVAS RECALQUE (MM) Vs. TEMPO (DIAS) PARA OS DADOS DE CAMPO E NUMÉRICO .....</b>	<b>114</b>
	<b>ANEXO II – BOLETINS DE SONDAJENS SPT.....</b>	<b>134</b>
	<b>APÊNDICE A - VALORES DE <math>N_{SPT}</math> PARA CADA CAMADA DE SOLO SEGUNDO OS RELATÓRIOS DE SONDAJEM SPT.....</b>	<b>150</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Subdivisão estrutural de uma edificação (Gusmão, 1990 apud Barros, 2005). .....	7
Figura 2: Deslocamentos de uma fundação (Adaptado de ISE, 1989).....	8
Figura 3: Distorções angulares $\beta$ e danos ou comportamento associados (Maia, Zampirolli e Prellwitz, 2022). ....	9
Figura 4: Modelos de análise da interação solo-estrutura (Adaptado de Mota <i>et al.</i> , 2007). ....	11
Figura 5: Bacia de recalques medido em campo e estimado convencionalmente (Gusmão, 1994). ....	13
Figura 6: Influência da rigidez e do carregamento nos recalques (Gusmão e Gusmão Filho, 1990). ....	15
Figura 7: Tensão de contato e superfície de deslocamento para fundações rígidas e flexíveis (Davis, 2002). ....	17
Figura 8: Carga vs. Recalque para grupo de estacas 3x3 (Pressley e Poulos, 1986). .....	19
Figura 9: Relação do recalque diferencial normalizado com estaca Razão de área radier-estaca (Reul e Randolph, 2004).....	21
Figura 10: Pórtico espacial modelado e investigado e as configurações dos grupos de estacas (Chore e Sawant, 2016). ....	22
Figura 11: Resposta da estaca a diferentes diâmetros (Al-abboodi e Sabbagh, 2019) .....	23
Figura 12: Variação para diferentes L/D e $I_{ps}$ com (a) $E_p/E_s$ e (b) razão do coeficiente de Poisson da estaca e do solo.....	25
Figura 13: Numeração local e posicionamento de nós (•) e pontos de integração (x) de um elemento tetraédrico de 10 nós (Manual PLAXIS 3D). ....	28
Figura 14: Elementos do tipo embedded beam (Sluis, 2012 apud Oliveira, 2015)....	30
Figura 15: Bloco de estacas modelado em ambiente de elementos finitos por meio do elemento tipo Volume Pile.....	31
Figura 16: Bloco de estacas modelado em ambiente de elementos finitos por meio do elemento tipo Embedded beam e Plate.....	31

Figura 17: Planta de fundação, locação dos furos de sondagem e detalhes do bloco B12.....	39
Figura 18: Configuração e localização do grupo B12 e localização dos furos de sondagem no terreno .....	39
Figura 19: Método iterativo desacoplado.....	42
Figura 20: Evolução do recalque médio no corte AA .....	42
Figura 21: Modelagem tridimensional do edifício no TQS/CAD©.....	44
Figura 22: Perfil estratigráfico e curva $N_{spt}$ associado ao furo SPT – Corte BB. ....	45
Figura 23: Atrito lateral unitário vs. Profundidade (Waked, 2017). ....	47
Figura 24: Corte esquemático do edifício .....	49
Figura 25: Exemplificação para o bloco 6 (B6) do procedimento de ajuste dos resultados monitorados .....	50
Figura 26: Evolução do recalque médio da obra aferido por Prellwitz (2016) .....	51
Figura 27: Planta dos pilares térreo do edifício e setorização segundo carregamento médio.....	51
Figura 28: Comportamento carga-recalque de fundações estacadas por análise lineares e não lineares (Adaptado de Mandolini e Viggiani, 1997).....	56
Figura 29: Curva característica de rigidez-deformação do solo (Thomas Benz, Schwab e Vermeer, 2009) .....	57
Figura 30: $N_{spt}$ máximos, mínimos e médios vs. Profundidade e camadas simplificadas de solo .....	58
Figura 31: Metodologia de caracterização de maciço de solo (Adaptado de Krage et al., 2016) .....	59
Figura 32: Comparação dos resultados numéricos (PLAXIS 3D) com os recalques de campo para o grupo B12 – Estudo Local .....	60
Figura 33: $N_{spt_{médio}}$ , $N_{spt_{máximo}}$ e $N_{spt_{mínimo}}$ para cada camada de solo considerada no <i>Estudo Local</i> .....	61
Figura 34: $N_{spt_{médio}}$ , $N_{spt_{máximo}}$ e $N_{spt_{mínimo}}$ para cada camada de solo considerada no <i>Estudo Global</i> .....	62
Figura 35: Plano de corte AA na fundação.....	63
Figura 36: Bacia de recalque (corte AA).....	64
Figura 37: Transferência de carga da estaca para o solo (Velloso e Lopes, 2010)....	66

Figura 38: - Transferência de carga vs. profundidade de uma estaca hélice contínua instrumentada com <i>strain-gages</i> (Alledi, 2013. Apud Waked, 2017).....	66
Figura 39: Diagrama de transferência de carga $Q_f$ da e12-e e e12-f.....	67
Figura 40: Distribuição das tensões vertical ( $\sigma_{zz}$ ) ao longo da profundidade .....	68
Figura 41: Variação da tensão vertical ( $\sigma_{zz}$ ) na base da estaca – <i>Detalhe A</i> (a) Distribuição das tensões geostáticas antes da fundação (b) Distribuição das tensões geostáticas mais o acréscimo de carregamento devido à fundação. c) Acréscimo das tensões verticais devidos exclusivamente à fundação. ....	70
Figura 42: Distribuição das tensões cisalhantes $\sigma_{yz}$ ao longo da profundidade. ....	71
Figura 43: Recalque normalizado para cada espaçamento ( $s$ ) considerado.....	72
Figura 44: Contorno de recalques obtido para as configurações (a) $s/D = 2.25$ , (b) $s/D = 2.5$ (original) e (c) $s/D = 6$ .....	73
Figura 45: Recalque normalizado para cada diâmetro da estaca ( $D$ ) considerado ...	74
Figura 46: Recalque normalizado para cada comprimento da estaca ( $L$ ) considerado .....	74
Figura 47: Contorno de recalques obtido para as configurações (a) $D=40\text{cm}$ , (b) $D=0.5$ (original) e (c) $D=90\text{cm}$ .....	75
Figura 48: Contorno de recalques obtido para as configurações (a) $L/D=30$ ; (b) $L/D=36$ e (b) $L/D=40$ .....	76
Figura 49: Sensibilidade dos parâmetros $L$ , $D$ , $s$ .....	77
Figura 50: Evolução de $K_{F-MÉDIO}$ com o tempo de construção para os casos considerados .....	78
Figura 51: Curvas iso- $K_F$ para o Caso 0, Caso 1, Caso 2.....	79
Figura 52: Curvas iso- $K_F$ para o Caso 0, Caso 3, Caso 4.....	80
Figura 53: Evolução de $w_{MÉDIO}$ associado a $k_p$ para dos casos considerados.....	81
Figura 54: Capacidade de carga últimas das estacas estimadas pelo método de Aoki e Velloso (1975) em cada Caso .....	82
Figura 55: Recalque normalizado ao longo do tempo para cada caso considerado .	83
Figura 56: Carga-recalque para o Caso 0, Caso2 e Caso 4.....	83
Figura 57: Evolução com o tempo de obra da distorção angular $\beta - 1$ para os casos considerados em que o comprimento é alterado.....	84
Figura 58: Evolução com o tempo de obra da distorção angular $\beta - 1$ para os casos considerados em que o diâmetro é alterado .....	84

Figura 59: Curvas iso- $\beta - 1$ na etapa final de carga do edificio para os cenários de variação de $L$ .....	86
Figura 60: Curvas iso- $\beta - 1$ na etapa final de carga do edificio para os cenários de variação de $D$ .....	87
Figura 61: Evolução do CV médio dos recalques absolutos de campo medidos por Prellwitz (2016).....	88
Figura 62: Evolução com o tempo do $CV_{MÉDIO}$ da obra para os casos considerados	89
Figura 63: $K_{Fmédio}$ vs. $CV_{MÉDIO}$ para (a) comprimento $L$ variado.....	90
Figura 64: $K_{Fmédio}$ vs. $CV_{MÉDIO}$ para $D$ variado. ....	91
Figura 65: Evolução do $CV_{MÉDIO}$ dos recalques absolutos monitorados .....	92
Figura 66: Evolução do $CV_{MÉDIO}$ com o tempo de obra para o Caso 1 e Caso 2 .....	92
Figura 67: Evolução do $CV_{MÉDIO}$ com o tempo de obra para o Caso 3 e Caso 4.....	93
Figura 68: Curvas iso-AR para o caso 0.....	94
Figura 69: Evolução de AR com o tempo para (a) variação do comprimento e (b) diâmetro das estacas .....	96
Figura 70: Evolução do Fator de redistribuição de carga para os setores considerados .....	97
Figura 71: $CV_{MÉDIO}$ vs. $FQ$ para os setores do edifício e casos considerados.....	99
Figura 72: Evolução de $FQ$ normalizado para cada setor considerado .....	100

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura em edificações (Gusmão Filho, 2002).....	10
Tabela 2: Peso específico para solos argilosos e argiloso (Godoy, 1972). ....	33
Tabela 3: Coeficiente $\alpha$ (Teixeira e Godoy, 1996). ....	34
Tabela 4: Coeficiente K (Teixeira e Godoy, 1996).....	34
Tabela 5: Coeficiente de Poisson (Teixeira e Godoy, 1996). ....	34
Tabela 6: Cargas (kN) permanentes da fundação para as fases consideradas .....	37
Tabela 7: Geometria do grupo de estacas executado no <i>Estudo Local</i> .....	38
Tabela 8: Detalhes da geometria dos casos no estudo paramétrico Local .....	38
Tabela 9: Geometria da infraestrutura para os casos considerados no Estudo Global. ....	40
Tabela 10: Resistências mobilizadas nos ensaios PDA (Modulus Engenharia, Relatório 354/2015 apud Waked, 2017).....	48
Tabela 11: Etapas da obra e os respectivos dias de monitoramento .....	49
Tabela 13: Valores adotados na modelagem da estaca .....	54

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$\phi$	Ângulo de atrito
<i>B12</i>	Bloco de fundação número 12
<i>Q</i>	Carga aplicada
<i>Q<sub>f</sub></i>	Carga no fuste
<i>Q<sub>p</sub></i>	Carga na ponta
<i>Q<sub>ÚLT</sub></i>	Capacidade de carga da estaca
<i>c</i>	Coesão
<i>L</i>	Comprimento total da estaca
<i>k</i>	Coefficiente de permeabilidade
<i>v</i>	Coefficiente de Poisson
<i>FQ</i>	Coefficiente de redistribuição de carga dos pilares
<i>CV</i>	Coefficiente de variação dos recalques absolutos
<i>D</i>	Diâmetro da estaca
$\beta$	Distorção angular
<i>s</i>	Espaçamento entre estacas em um bloco
<i>e12-c</i>	Estaca “c” correspondente ao bloco B12
<i>e12-e</i>	Estaca “e” correspondente ao bloco B12
<i>e12-f</i>	Estaca “f” correspondente ao bloco B12
<i>AR</i>	Fator de recalque
<i>ISE</i>	Interação solo-estrutura
<i>B</i>	Maior dimensão do bloco de coroamento
<i>E</i>	Módulo de Elasticidade
<i>ELU</i>	Estado Limite Último
<i>ELS</i>	Estado Limite Serviço
<i>K<sub>v</sub></i>	Módulo de reação vertical
<i>I</i>	Fator de influência
<i>LECIV</i>	Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense
$\gamma$	Peso específico do solo
<i>w</i>	Recalque
<i>K<sub>F</sub></i>	Rigidez do sistema de fundação
<i>k<sub>p</sub></i>	Coefficiente geométrico das estacas
<i>NBR</i>	Norma técnica brasileira

$N_{SPT}$	Número de golpes do ensaio SPT
$m$	Metro
$mm$	Milímetro
$MEF$	Método dos elementos finitos
$G$	Módulo de cisalhamento
$SPT$	Standard penetration test
$SISEs$	Sistema de Interação Solo – Estrutura
$\sigma$	Tensão
$z$	Profundidade do trecho da estaca



# Capítulo 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na elaboração dos projetos de engenharia, busca-se aliar segurança e qualidade a um menor custo. Para isso, é fundamental o melhor entendimento da interação entre as partes que constituem a estrutura e o maciço em que a sua fundação está assente. Uma ferramenta para auxiliar compreensão dessa interação consiste da modelagem numérica associada à técnica de retro análise. A ferramenta viabiliza previsões do comportamento do sistema e por isso, permite que o profissional geotécnico, especificamente, ajuste as condições iniciais do projeto, direcionando a obra para soluções por vezes mais econômicas.

A modelagem numérica de problemas de engenharia requer informações a respeito dos materiais que envolvidos e para isso, os ensaios de campo ou de laboratório são imprescindíveis. Diante de um conjunto de parâmetros obtidos pela elaboração e análise de determinados ensaios, no caso de um problema geotécnico, é possível estimar os valores dos parâmetros e leis constitutivas que melhor represente o comportamento do maciço.

A ferramenta do método dos elementos finitos (*MEF*) é bastante útil para a representação do problema geotécnico que pode ser representado de forma bi ou tridimensional. Os modelos tridimensionais geralmente requerem um esforço de cálculo superior ao bidimensional e, dependendo da complexidade do modelo, a simulação numérica pode ser inviável em virtude do elevado número de graus de liberdade envolvido no problema e limitação computacional disponível. Uma alternativa bastante adotada tanto nas pesquisas quanto nos projetos de engenharia é a adoção de simplificações no modelo, seja na geometria ou na lei constitutiva do meio.

Diante de um prévio conhecimento do comportamento do maciço de solo, é possível obter uma previsão que seja aproxima do que se observa em campo, ou seja, um modelo com maior refinamento dos cálculos numéricos. Apesar disso, sabe-se que é elevado o grau de incertezas em torno da estimação dos parâmetros geotécnicos e conseqüentemente do comportamento do sistema. De fato, é complexo

o conhecimento de forma plena do comportamento do solo diante da heterogeneidade do maciço de solo (Frigerio, 2004). Neste contexto, a técnica da retroanálise associada à modelagem numérica facilita a estimação dos parâmetros geotécnicos. Isso porque, no caso da consideração de resultados de instrumentação de campo, os dados coletados permitem que o modelo numérico retorne informações que traduzem o estado atual da obra, além de permitir verificar a evolução do comportamento do sistema quando a monitoração é executada de forma contínua. O uso de dados de instrumentação de campo é o melhor dos métodos para refinar o cálculo porque essa técnica permite obter o comportamento próximo ao observado em campo devido a esforços reais, mensurados de forma cada vez mais acurada diante das evoluções nos equipamentos para ensaios e monitoração de campo que reduzem as incertezas.

A retroanálise apresenta duas abordagens, a direta e a inversa. Na primeira abordagem, parâmetros de entrada iniciais são introduzidos ao modelo numérico que fornece um resultado que será comparado com o real (de monitoramento de campo). Os resultados numéricos tendem a se aproximar dos reais mediante a alteração do parâmetro de entrada no modelo, proporcionalmente ao erro obtido na iteração anterior, processo denominado *calibração dos parâmetros geotécnicos*. Na abordagem inversa, são obtidas equações que traduzem o problema. Essas equações são rearranjadas a cada iteração de forma que os parâmetros aparecem como incógnitas do problema e os resultados de campos como dados. Costa (2000) recomenda que na abordagem inversa os parâmetros tenham necessariamente relação direta com os resultados em análise retornados do cálculo. Ainda, que a quantidade de dados disponíveis seja superior às incógnitas.

A abordagem direta se apresenta como vantajosa para modelagem numérica de obras de fundações com resultados de monitoração de recalques, embora o processo iterativo possa ser longo em algumas situações. Isso depende fundamentalmente do grau de incertezas que envolvam os parâmetros. Quando o grau de incerteza é alto, maior a quantidade de combinações de variação de parâmetros para alcançar um refinamento desejado. Ensaios de laboratórios contribuem significativamente para a redução dos intervalos de valores combinados, o que aumenta a eficiência da calibração dos parâmetros geotécnicos, muito embora ensaios de campo como *SPT* ou provas de carga também apresentem eficiência.

Neste trabalho foi adotado o modelo constitutivo *Linear Elástico* na modelagem numérica via *MEF* da fundação de um caso de obra, em que o refinamento do cálculo foi alcançado mediante retroanálise com leituras de recalque de campo conduzidas por Prellwitz (2016) durante todo o período construtivo do caso de obra. O trabalho inicialmente foi dedicado a modelagem de um único bloco da fundação para investigação dos efeitos do diâmetro, comprimento e espaçamento das estacas sobre o comportamento do grupo. Posteriormente as análises se estenderam a toda a fundação de modo que os efeitos de grupo fossem considerados nas análises. Foram modeladas 235 estacas para análise dos efeitos da variação do diâmetro e comprimento das estacas no mecanismo da Interação Solo-Estrutura (*ISE*).

O caso de obra considerado consiste de uma edificação localizada em Campos dos Goytacazes - RJ. O maciço típico da região é sedimentar heterogêneo com presença de camada de solo mole, característica da fundação do edifício em estudo. A solução de fundação adotada para o empreendimento foi à estaca tipo hélice contínua monitorada, bastante empregada nos empreendimentos da região da baixada campista, inclusive. Neste contexto, é importante que se aprimore o conhecimento da forma como este tipo de fundação se comporta no maciço típico da região, sedimentar heterogêneo com presença de camada de solo mole. Ainda, aprimorar os estudos relacionados aos efeitos do fator rigidez da infraestrutura no mecanismo de ISE.

## **1.2. OBJETIVOS**

O presente trabalho tem por objetivo principal investigar a influência da rigidez da infraestrutura de fundação no mecanismo de ISE para um edifício objeto de estudo com fundações em estacas do tipo hélice contínua monitorada em maciço heterogêneo, com presença de camada de solo mole intermediária. Especificamente, pretende-se:

- i. Investigar soluções que viabilizem a modelagem numérica tridimensional da fundação do caso de obra por meio do método de elementos finitos. Importante ressaltar que se trata de uma geometria considerada complexa pela quantidade de elementos envolvidos e por isso, estratégias são necessárias de modo a contornar as limitações computacionais;

- ii. Implementar uma metodologia de validação numérica em modelos da fundação implementados na pesquisa por meio de resultados de campo disponíveis;
- iii. Analisar a distribuição do campo de tensões e deformações da fundação modelada numericamente;
- iv. Implementar uma metodologia que permita compatibilizar os esforços obtidos pela fundação, modelada via MEF, e pela superestrutura modelada no ambiente matricial, de modo que a ISE seja considerada nas análises;
- v. Propor um estudo paramétrico que permita investigar os efeitos da rigidez da infraestrutura sobre o mecanismo de ISE, inicialmente em um único bloco de fundação e posteriormente, na fundação como um todo.
- vi. Analisar os resultados e direcionar a discussão sobre a influência da rigidez da infraestrutura de fundação no processo de redistribuição de cargas na superestrutura, na uniformização dos recalques, no desempenho da edificação.

### **1.3. ESCOPO DO TRABALHO**

A organização dos capítulos foi conduzida por uma sequência lógica para facilitar a leitura e permitir o melhor entendimento possível do assunto abordado. O primeiro capítulo é dedicado à introdução sobre o tema, além de expor os objetivos específicos e secundários, além das justificativas do trabalho. Uma revisão bibliográfica é apresentada no capítulo seguinte. É descrito o mecanismo de Interação solo-estrutura, os fatores que influenciam o mecanismo e os parâmetros utilizados para traduzir o processo. São apresentados estudos dedicados a Interação solo-estrutura, sobretudo aqueles que buscaram investigar os efeitos que influenciam o mecanismo e ainda, trabalhos que investigaram a relação entre a rigidez da fundação e as deformações do meio. Aqueles dedicados a avaliar a relação entre o mecanismo da Interação solo-estrutura e as características das fundações também são relacionados. Neste capítulo também são apresentados aspectos relacionados à modelagem numérica, as facilidades e elementos presentes no programa de elementos finitos utilizado para as modelagens tridimensional da fundação. Ao final do capítulo apresenta-se uma revisão das formulações semiempíricas consagradas

na bibliografia técnica de modo a evidenciar as possibilidades para estimativa dos parâmetros geotécnicos do meio com base dos valores de  $N_{SPT}$  disponíveis.

No capítulo 3 apresenta-se a metodologia proposta para condução do trabalho. As considerações iniciais sobre o método proposto são expostas, de modo a promover uma visão ampla do procedimento elaborado. Os detalhes sobre etapas específicas são apresentados nos itens seguintes do capítulo.

A descrição do caso de obra objeto de estudo é exposta no capítulo 4. Apresenta-se as principais características do edifício, os resultados de ensaios e instrumentações implementadas na fase de obra. Neste capítulo discute-se também os procedimentos adotados para ajustar as leituras de recalque com base nos resultados numéricos.

Apresenta-se no capítulo 5 os aspectos relacionados à modelagem numérica. Discute-se as simplificações necessárias para elaboração dos modelos numéricos e os elementos utilizados para a modelagem da estrutura de fundação e do maciço de solo. Os parâmetros geotécnicos representativos do maciço obtido pela calibração são expostos, bem como uma comparação da deformação de campo e a obtida pelo cálculo numérico.

Os resultados e as discussões relacionadas a cada etapa do trabalho são analisados no capítulo 6. No último capítulo são reunidas as conclusões do trabalho, juntamente com sugestões para futuras pesquisas. Ao final do trabalho apresenta-se as referências bibliográficas, os anexos com os relatórios de sondagem do caso de obra, e as curvas carga vs. recalque para todos os blocos de fundação da obra.

## Capítulo 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre a ISE, destacando os fundamentos e os efeitos que influenciam no mecanismo. Trabalhos que buscaram investigar a relação entre a rigidez da fundação, as deformações do meio e o mecanismo de ISE são expostos. São descritas ainda as particularidades em torno do programa de elementos finitos e as ferramentas disponibilizadas pelo programa para modelagens numéricas. Ao final do capítulo é elaborada uma revisão das formulações semiempíricas consagradas na bibliografia técnica de modo a evidenciar as possibilidades para estimativa dos parâmetros geotécnicos do meio com base dos valores de  $N_{spt}$  disponíveis.

### 2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tradicionalmente, na elaboração dos projetos de engenharia os projetistas consideram os apoios como rígidos e indeslocáveis, enquanto os projetos geotécnicos trabalham com cargas constante na fundação, sem a consideração da rigidez conjunta da estrutura. Apesar disso, a análise da superestrutura independente da fundação (ou vice-versa) pode enganar a estimativa das forças, os momentos de flexão e os recalques por exemplo (Thangaraj e Iamparuthi, 2010). É fundamental portanto, analisar o sistema de modo a considerar o solo, fundação e superestrutura como uma única unidade compatível. De fato, no sistema ocorre a solidarização das partes que compõem a estrutura e estão diretamente associados a capacidade do sistema absorver e redistribuir os acréscimos de tensões nos elementos estruturais. Essa redistribuição de tensões na estrutura é definida como interação solo-estrutura (ISE) e o desempenho da obra conseqüentemente tem relação direta com esse mecanismo. Frantziskonis e Breyse (2002) afirma que o desempenho do sistema também está fortemente relacionado às características geométricas da fundação associadas à rigidez. O comportamento realista do grupo de estacas pode mudar devido à interação da estrutura do solo e por isso, para o projeto adequado das fundações, especificamente em estacas, é preciso considerar a interação da estrutura da

construção, do solo e do grupo de estacas (Koteswara, Padavala e Chennarapu, 2020).

A rigidez do grupo de estacas é entendida como *a força necessária para deslocar um ponto no topo da fundação em uma unidade de comprimento*. Nesse sentido, a rigidez do bloco de estacas pode ser dada pela relação entre a *carga solicitante no grupo de estacas* e o *recalque* sofrido pelo conjunto. É importante destacar que essa rigidez, no presente trabalho dada por  $K_F$  ( $kN/m$ ), depende fundamentalmente da interação da estrutura de fundação (infraestrutura na Figura 1) com o meio e ainda, do *coeficiente geométrico da estaca*, no presente trabalho dado por  $k_p$  ( $kN/m$ ). A Figura 1 esquematiza a subdivisão do sistema considerado no trabalho, sendo essa infraestrutura composta por todos os elementos estruturais enterrados que têm como função receber as cargas da superestrutura e transmiti-las de forma segura para o maciço de solo. Nas edificações, além da infraestrutura, são identificadas ainda a superestrutura e o maciço de solo de fundação.

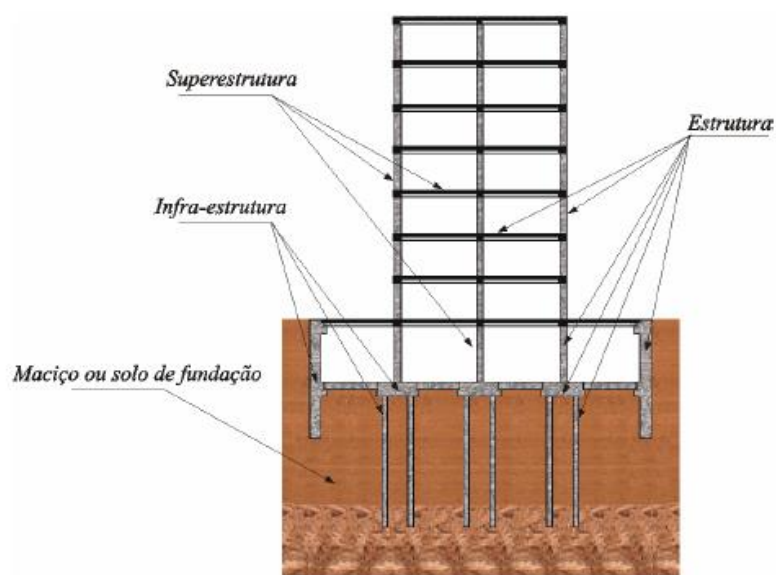


Figura 1: Subdivisão estrutural de uma edificação (Gusmão, 1990 apud Barros, 2005).

As dificuldades na determinação das propriedades mecânicas do solo e os parâmetros de interação da estrutura de fundação (infraestrutura) com o meio é um desafio para a engenharia geotécnica. Isso se justifica sobretudo pela complexidade dos maciços de fundação. Nesse contexto, o controle de desempenho das fundações é fundamental para que seja garantido um melhor entendimento da interação estaca-solo, de modo a buscar melhor estimativa da relação carga vs. recalque. No caso das

estacas hélice contínua monitorada (HCM), particularmente na cidade de Cidade de Campos dos Goytacazes, RJ, o controle de desempenho desse tipo de fundação na Região é normalmente feito através de ensaios dinâmicos. As HEC são definidas pela norma brasileira NBR6122 (ABNT, 2010) como um elemento moldado *in loco*, com processo executivo iniciado pela introdução de um trado helicoidal contínuo no maciço de solo por rotação. A haste central do trado injeta o concreto simultaneamente à sua retirada, sendo a inserção da armadura feita após a concretagem total da estaca. Dentre as vantagens desta opção de infraestrutura de para fundações destaca-se a alta produtividade, reduzido impacto na vizinhança, e a possibilidade de ser executada em grande parte dos maciços de solo e abaixo do nível d'água. Isso justifica o fato de a HEC ser atualmente o tipo de estaca mais utilizado na engenharia de fundações no Brasil, sobretudo em obras de maior porte na região de Campos dos Goytacazes, RJ.

## 2.2. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Diante de um carregamento externo, o meio se deforma gerando deslocamentos que gera alteração do estado de tensões na superestrutura. A Figura 2 apresenta os principais deslocamentos que uma fundação genérica pode sofrer, onde  $w$  representa o recalque absoluto,  $\delta$  o recalque diferencial e  $\beta$  a distorção angular. O deslocamento vertical sofrido pela fundação (recalque total  $w_{MÁX}$ ) é composto pela parcela de recalque imediato e recalque com o tempo por consequência do processo de adensamento. Quando os valores dos deslocamentos ultrapassam limites estabelecidos na literatura, problemas estéticos ou estruturais são esperados no edifício (Figura 3). Isso ocorre pelos acréscimos de esforços em pontos da estrutura não previstos, gerados pela evolução dos deslocamentos da fundação. Nesse sentido, é possível afirmar que o desempenho da obra está diretamente relacionado a capacidade da estrutura em absorver e redistribuir tensões - Interação solo-estrutura (ISE).

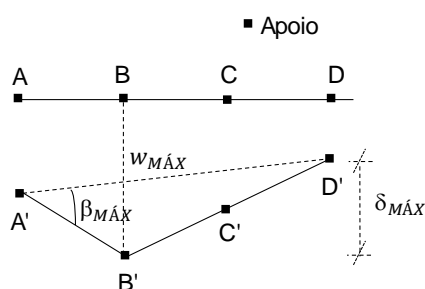


Figura 2: Deslocamentos de uma fundação (Adaptado de ISE, 1989).



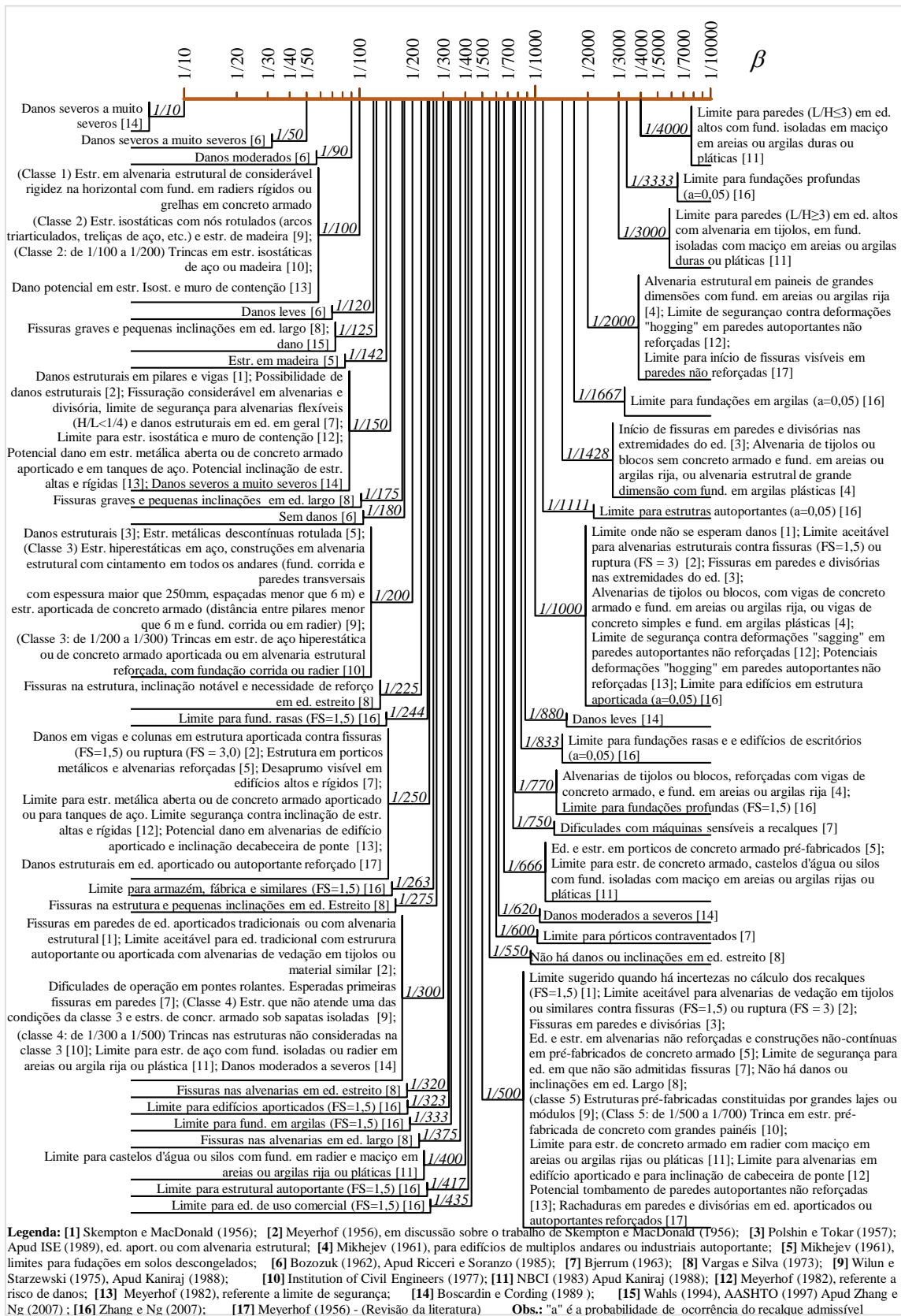


Figura 3: Distorções angulares  $\beta$  e danos ou comportamento associados (Maia, Zampirolli e Prellwitz, 2022).

Modelos físicos ou numéricos simplificados para a superestrutura, para infraestrutura e para o maciço de solo podem ser usados para avaliação da interação solo-estrutura. Gusmão Filho (2002) apresenta algumas dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura (Tabela 1).

Tabela 1: Dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura em edificações (Gusmão Filho, 2002).

Variáveis do Sistema	Dificuldades na Modelagem
Superestrutura	<i>A sequência da construção As propriedades reológicas dos materiais O carregamento externo</i>
Infraestrutura	<i>Transferência de carga ao terreno Aspecto de execução</i>
Terreno de fundação	<i>Heterogeneidade vertical e horizontal Representatividade da prospecção e ensaios Influência do tempo nos parâmetros geotécnicos</i>

Apesar da dificuldade inerente à modelagem do mecanismo da ISE, Thangaraj e Iamparuthi (2010) defendem que a análise da superestrutura independente da análise da fundação adequadamente (ou vice-versa) pode enganar a estimativa das forças, os momentos de flexão e os recalques por exemplo. É, portanto, necessário realizar a análise considerando o solo, fundação e superestrutura, que formam uma única unidade compatível. É importante considerar que na literatura atual, a análise sobre o tema da ISE é fundamentalmente baseada na formulação e utilização de métodos numéricos, destacando-se o método dos elementos finitos. A ferramenta facilita as análises que envolvem o mecanismo, sendo possível simular a heterogeneidade do solo, considerando camadas estratificadas e a não-linearidade física e geométrica da estrutura.

Aoki e Cintra (2004) definem modelos básicos para a análise da interação solo-estrutura com adoção de um ponto de referência sobre a superfície indeslocável do maciço de solo. Na Figura 4 (a) a superestrutura possui contorno inferior limitado pela superfície das bases dos pilares. Essa parte do sistema está em equilíbrio com a fundação que possui contorno limitado pela superfície das bases dos pilares (ou topo dos blocos) e o maciço indeslocável. Neste modelo, dois sistemas de equações são elaborados, um para cada corpo, de modo a garantir que seja igual o deslocamento no ponto de união da superestrutura e da fundação. Simplificações podem ser adotadas nas análises, como por exemplo a consideração as estruturas apoiadas

sobre molas simulando o conjunto fundação e o solo. O método das forças pode ser aplicado, em que a rigidez equivalente é determinada como a força necessária para deslocar um ponto no topo da fundação em uma unidade de comprimento. Assim, a rigidez equivalente de um elemento de fundação em conjunto com o solo é determinada, considerando os parâmetros do solo estimados por ensaios de campo e metodologias de estimativa de recalques (analítico, numérico ou experimental) (Crespo, 2004).

Na Figura 4b a estrutura possui contorno limitado pela superfície da infraestrutura, no caso estacas, enquanto o maciço de solo possui contorno limitado pela superfície de infraestrutura o maciço de solo indeslocável. Esses dois corpos estão em equilíbrio. Na Figura 4c um só corpo é considerado, sendo este modelo de análise mais realista, embora inviável pelo grande número de operações numéricas envolvidas elevando o esforço computacional.

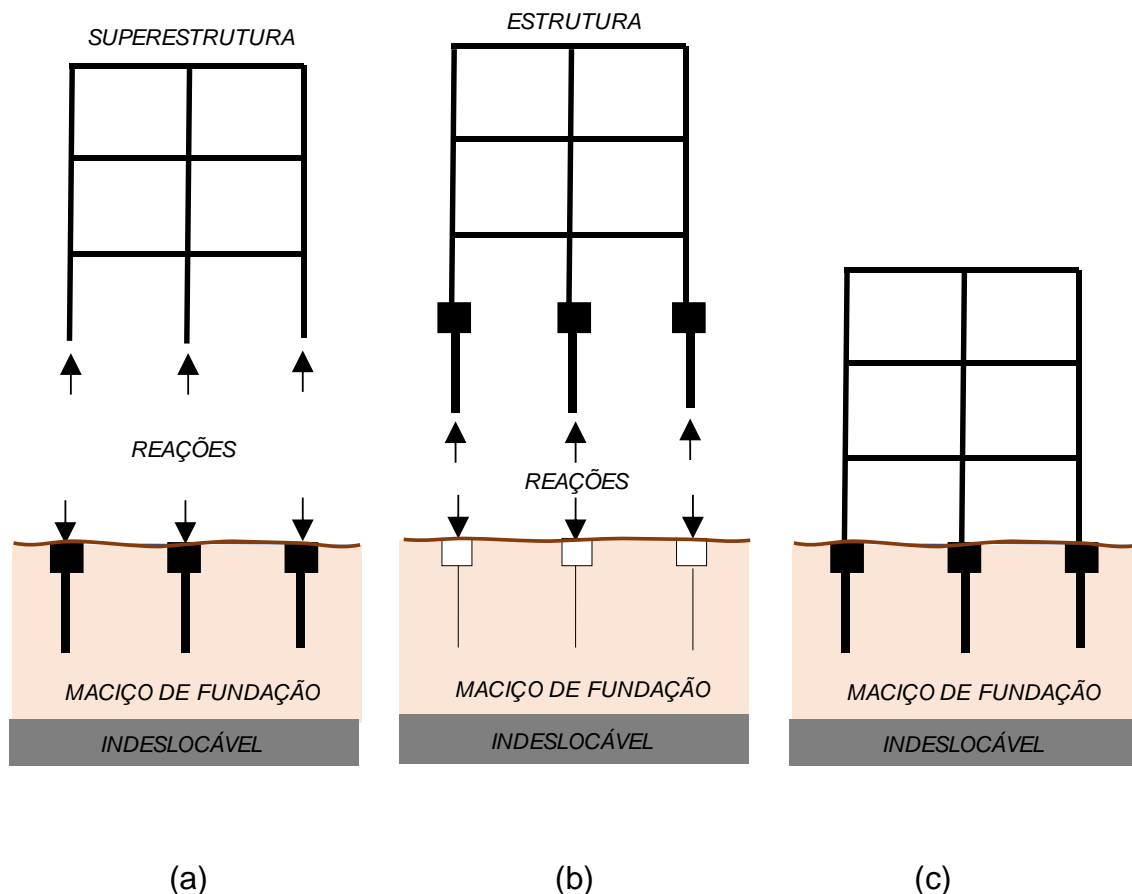


Figura 4: Modelos de análise da interação solo-estrutura (Adaptado de Mota *et al.*, 2007).

Na literatura há estudos dedicados a análises considerando o efeito da interação das partes que constituem as estruturas como Chamecki (1956), Lee e Brown (1972), Buragohain, Raghavan e Chandrasekharan (1977), Srinivasraghavan e Sankaran (1981), Subbarao, Shrada e Raghunatham (1985), Boulon (1989), Deshmukh e Karmarkar (1991), Viladkar, Godbole e Noorzai (1992, 1994), Gusmão (1994), Dutta Dasgupta e Bhattacharya (1999), Dalili et al.(2011), sendo Meyerhof (1953) um dos pioneiros em discutir a capacidade de cargas das fundações junto com a previsão dos recalques, de modo a considerar as características do solo, da fundação e da rigidez da estrutura nos cálculos de dimensionamento. Chamecki (1954) desenvolveu uma metodologia baseada em um processo iterativo para a consideração da interação solo-estrutura. O cálculo se inicia pela determinação dos esforços transmitidos da superestrutura para as fundações na hipótese de apoios indeslocáveis. O valor das referidas cargas é usado para a estimativa de maneira convencional dos recalques nos apoios e em seguida, é calculado o incremento de esforços sobre a fundação promovido pelo deslocamento. Com base nestes esforços, são calculados novos valores de recalques, que gera novos valores de incremento de carga. O processo é iterativo até que se atinja a convergência das reações de apoio e dos recalques. O autor demonstrou que, uma vez considerando nas análises os efeitos da ISE nos cálculos, os recalques diferenciais passam a ser menos acentuados. Isso porque a bacia de recalques passa a ser mais suave, quando comparada àquela determinada de maneira convencional.

Quando o modelo estrutural admite a hipótese de apoios indeslocáveis, somente as características do maciço de solo e as cargas nos apoios são consideradas pelo projetista. É desprezado, portanto, o efeito da redistribuição dos esforços na estrutura. Quando a ISE é considerada espera-se que haja transferência dos pilares mais carregados para os menos carregados e, nestes pilares, o recalque medido em campo será maior que o estimado pelo método convencional. Logo, espera-se uma suavização da bacia de recalques (Figura 5) que evita o aparecimento de danos (Gusmão e Gusmão Filho, 1994a e 1994b; Guimarães e Gusmão Filho, 1994; Gusmão Filho e Guimarães, 1997; Gusmão Filho, 2002). Importante destacar que, caso a sobrecarga não seja prevista no dimensionamento convencional, é passível a ocorrência de esmagamento dessas peças (Antoniazzi, 2011). Estes acréscimos de cargas podem causar patologias nos elementos estruturais como a

fissuração de vigas e lajes e até mesmo esmagamento de pilares. Conseqüentemente, ocorre alteração dos valores dos recalques, sendo os diferenciais mais afetados do que os totais (Meyerhof, 1953; Goschy, 1978; Aoki, 1997; Gusmão, 1990 e 1994; Gusmão e Gusmão Filho, 1994a; Moura, 1995; Colares, 2006).

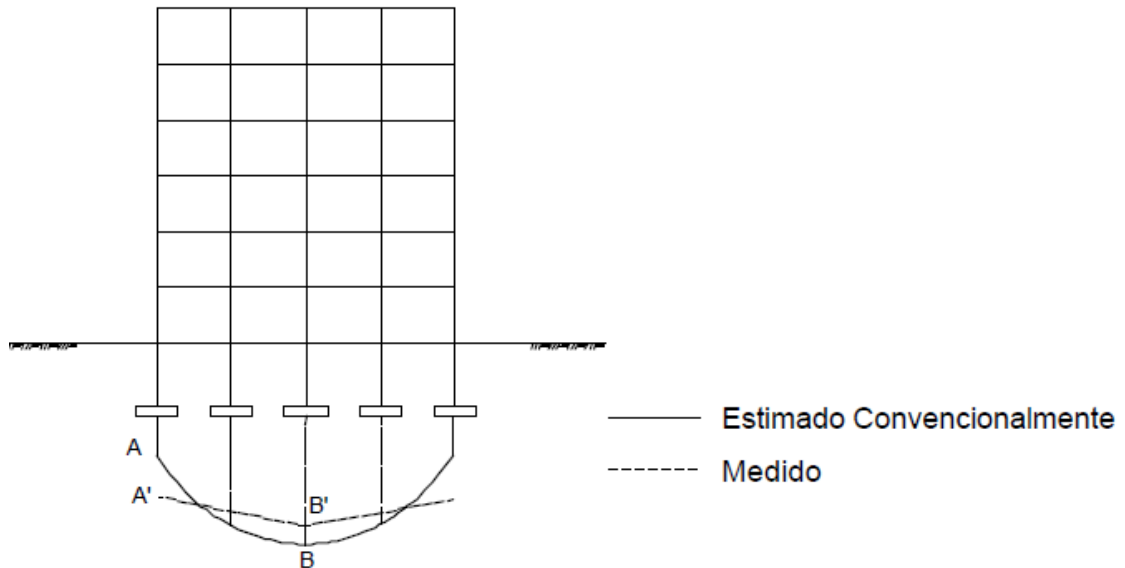


Figura 5: Bacia de recalques medido em campo e estimado convencionalmente (Gusmão, 1994).

Para avaliação da redistribuição de cargas dos pilares Barros (2005) define o coeficiente de redistribuição de carga ( $FQ$ ) que traduz a variação das cargas entre os pilares (Equação [3] e Equação [4]).

$$FQ = \frac{Q_{ISE} - Q_i}{Q_i}, \text{ se } Q_{ISE} \leq Q_i \quad [3]$$

$$FQ = \frac{Q_{ISE} - Q_i}{Q_{ISE}}, \text{ se } Q_{ISE} > Q_i \quad [4]$$

onde  $Q_i$  é a carga do pilar  $i$  estimada pela hipótese de apoios indeslocáveis da estrutura e  $Q_{ISE}$  é a carga do pilar  $i$  estimada considerando os recalques obtidos segundo hipótese de apoios flexionados (com ISE).

O coeficiente é compreendido entre  $-1$  e  $1$ . Para valores de  $FQ$  entre  $0$  e  $-1$  espera-se um alívio no esforço transmitido ao apoio e para valores de  $FQ$  entre  $0$  e  $1$ , sobrecarrega do pilar. Situações onde  $FQ$  igual a  $0$  (zero) indicam inexistência da interação solo-estrutura.

A análise dos efeitos da interação solo-estrutura, mais especificamente os efeitos da redistribuição de cargas nos pilares e a tendência à uniformização dos recalques pode ser elaborada mediante os parâmetros estatísticos propostos por Gusmão (1990):

*Fator de Recalque Absoluto (AR)*, definido pela relação entre o recalque absoluto  $w_i$  de um apoio  $i$  e o recalque absoluto médio de todos os apoios  $w_m$  (Equação 3). São esperados *alívios* nos pilares que possuem recalques medidos maiores que a média quando a razão apresenta valor maior do que a unidade ( $AR > 1$ ). No contrário ( $AR < 1$ ), verifica-se um *acréscimo* de carga nos pilares.

$$AR = \frac{w_i}{w_m} \quad [5]$$

$AR > 1 \rightarrow$  Alívio de carga nos pilares

$AR < 1 \rightarrow$  Sobrecarga nos pilares

*Fator de Recalque Diferencial (DR)* representa o desvio percentual do recalque do pilar  $i$  em relação a média dos recalques de todos os pilares  $w_m$ . O fator  $DR$  é definido então pela razão entre a diferença do recalque absoluto  $w_i$  do apoio  $i$  e o recalque absoluto médio de todos os pilares  $w_m$  pelo recalque absoluto médio de todos os pilares  $w_m$ . Quando a relação é maior do que 1 ( $DR > 1$ ) observa-se *alívio* de carga nos pilares e no contrário ( $DR < 1$ ), *sobrecarga* nos pilares.

$$DR = \frac{w_i - w_m}{w_m} \quad [6]$$

$DR > 1 \rightarrow$  Alívio de carga nos pilares

$DR < 1 \rightarrow$  Sobrecarga nos pilares

*Coefficiente de variação dos recalques (CV)* equivale à razão entre o desvio padrão dos recalques  $\sigma_m$  e o recalque médio absoluto  $w_m$ .

$$CV = \frac{\sigma_m}{w_m} \quad [7]$$

Prellwitz (2015) observou em um estudo experimental para casos reais de obra que os valores de  $AR$  e  $DR$  se alternaram entre os pilares ao longo da evolução da

obra, o que evidencia a influência da ISE no comportamento da estrutura. A análise do coeficiente  $CV$  dos recalques e da distorção angular  $\beta_{máx}$  demonstrou a tendência a uma uniformização dos recalques com a evolução da obra.

Gusmão e Gusmão Filho (1990) investigam os efeitos da rigidez da superestrutura por meio do coeficiente  $CV$  e propõem a Figura 6. Na Figura 6a, são considerados dois casos de estruturas com rigidezes diferentes sob mesmo carregamento. A dispersão da curva reflete o coeficiente de variação ( $CV$ ). A dispersão diminui à medida que a rigidez da estrutura cresce, enquanto que o recalque absoluto médio permanece constante. Já a Figura 6b apresenta a mesma estrutura sujeita a carregamentos distintos. O recalque médio aumenta devido ao acréscimo de carga, porém a dispersão permanece constante.

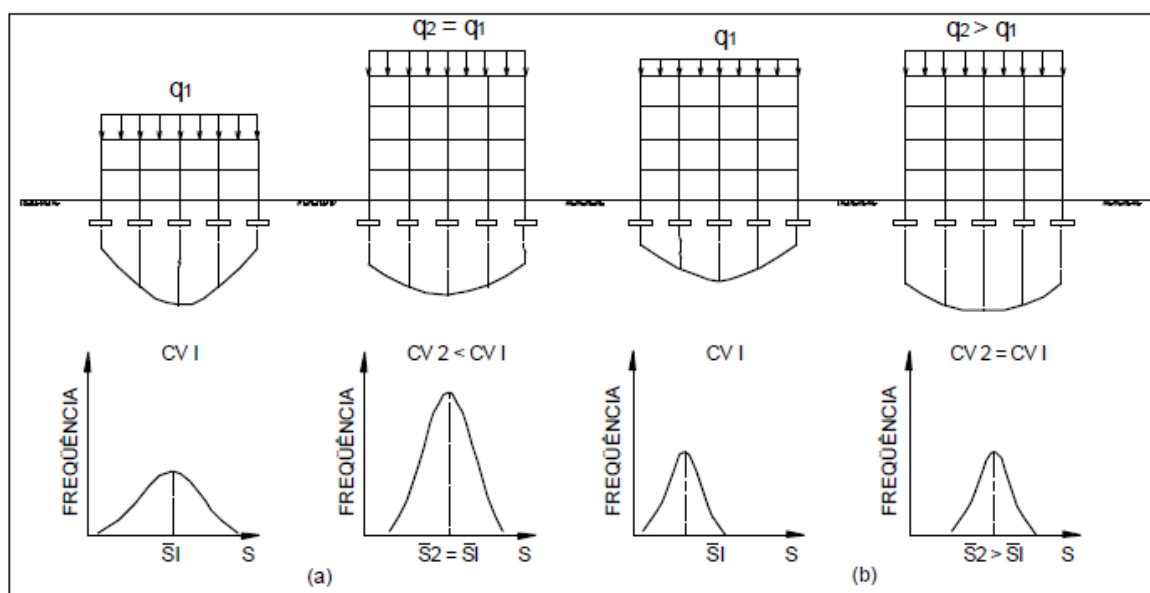


Figura 6: Influência da rigidez e do carregamento nos recalques (Gusmão e Gusmão Filho, 1990).

Gusmão e Gusmão Filho (1994b) verificaram a maior influência da construção dos primeiros pavimentos no mecanismo de ISE. Por meio de resultados de campo, os autores constataram que os primeiros seis pavimentos contribuíram para uma média de 60% na redução final do coeficiente de variação de recalques devido ao aumento da rigidez da superestrutura. Nesse sentido, o ganho de rigidez da estrutura com a evolução da obra não ocorre de forma linear.

Em um estudo também experimental e considerando o efeito da sequência construtiva, Savaris (2008) analisou um edifício com dois tipos de fundação, sapatas nos pilares de divisa e estacas do tipo hélice contínua monitorada nos pilares centrais. O autor constatou pelo monitoramento que houve grande deslocamento na fase inicial no momento da retirada das escoras da primeira e a concretagem da segunda laje. Esse deslocamento aconteceu de forma uniforme nos elementos de fundação. A partir desta etapa, houve a transferência de cargas dos pilares centrais para os da periferia. Observou que nas regiões com maior rigidez ocorreram menores variações de recalques. O autor defende que a rigidez do conjunto maciço-fundação e a rigidez da superestrutura tem relação direta com os recalques.

A consideração a sequência construtiva de um edifício também com fundação em estaca hélice contínua foi adotada para analisar a interação solo-estrutura em Maia, Barros e Saboya (2011). O monitoramento conduzido pelos autores permitiu constatar recalques elevados na fase inicial enquanto menores taxas de recalque após 90 dias de construção foram observados. Os autores justificam esse comportamento pela participação solitária do fuste das estacas na fase inicial enquanto na segunda fase ocorreu uma maior participação da ponta das estacas na absorção dos esforços. Foi constatado ainda homogeneização de recalques com a evolução da obra e conseqüente enrijecimento da estrutura.

A rigidez relativa solo-estrutura também tem relação direta com os efeitos da ISE. Meyerhof (1953) constatou que o aumento da rigidez relativa solo-estrutura promove diminuição do recalque diferencial enquanto o recalque absoluto médio é praticamente independente. O recalque total máximo não sofre influência significativa apesar de sofrer ligeiro decréscimo com o aumento da rigidez relativa. Lopes e Gusmão (1991) ratificam as conclusões de Meyerhof (1953) mediante variação da rigidez relativa estrutura–solo ( $K_{ss}$ ) para um pórtico de concreto armado com quantidade de pavimentos diferentes sobre meio elástico. Os autores complementam que em edifícios altos os valores de  $K_{ss}$  apresentam resultados menos significativos.

$$K_{ss} = \frac{E_c l_b}{E_s \rho^4}$$

onde:  $E_c$  = módulo de elasticidade do material da estrutura;  
 $E_s$  = módulo de elasticidade do solo;  
 $l_b$  = momento de inércia da viga típica;  
 $\rho$  = comprimento do vão entre pilares.

Assim como a rigidez da superestrutura, a magnitude de redistribuição de cargas e, portanto, o mecanismo da ISE também está relacionado à rigidez da



infraestrutura (estrutura de fundação). Frantziskonis e Breysse (2002) afirmam que as características geométricas da fundação associadas à rigidez estão fortemente relacionadas no desempenho do sistema. O comportamento realista do grupo de estacas pode mudar devido à interação da estrutura do solo e por isso, para o projeto adequado das fundações, especificamente em estacas, é preciso considerar a interação da estrutura da construção, do solo e do grupo de estacas (Koteswara, Padavala e Chennarapu 2020).

### 2.3. RIGIDEZ E RECALQUE DA FUNDAÇÃO

A magnitude das deformações do maciço de solo depende das propriedades elásticas e plásticas do solo. As tensões aplicadas no meio promovem deformações que originam os recalques das superfícies. A fundação acompanha naturalmente os recalques do solo onde a superestrutura está apoiada que, por sua vez, acompanha o recalque da fundação que a suporta (Figura 7). A superestrutura e a fundação tendem a resistir às deformações impostas pelo maciço de solo de modo que ocorre uma solidariedade entre os elementos estruturais. Com isso, ocorre a transmissão de maior carga às regiões da superfície do solo que tiveram sofrido menor recalque. Essa distribuição dos esforços internos e as deformações na superfície de contato depende fundamentalmente da rigidez da superestrutura e da fundação, além da deformabilidade do solo. Esses esforços internos estão relacionados com as pressões na interface infraestrutura-solo (pressão de contato). Quanto *mais flexível* a fundação, *mais as pressões refletirão o carregamento* no elemento de fundação.

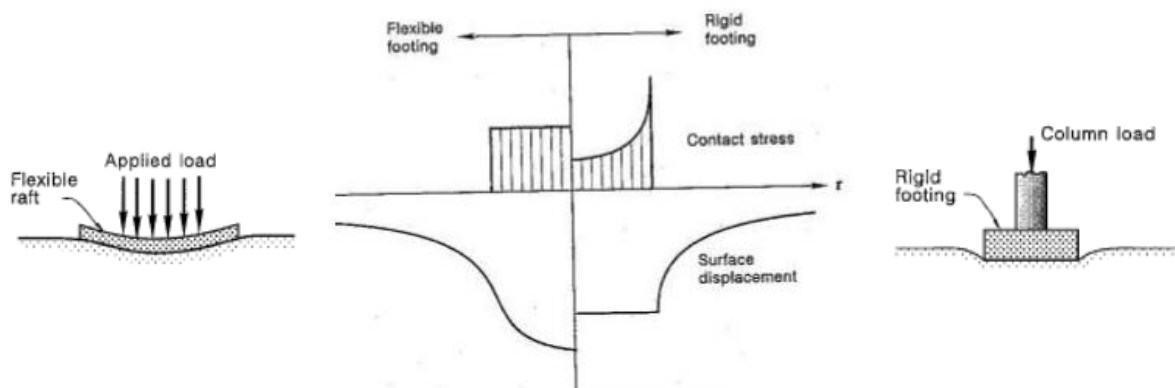


Figura 7: Tensão de contato e superfície de deslocamento para fundações rígidas e flexíveis (Davis, 2002).

O estudo da flexibilidade das fundações na literatura é baseado fundamentalmente em análises numéricas e paramétricas. A parametrização das fundações envolve a modelagem de diversos cenários que são analisados de modo a identificar o impacto disso nos esforços da estrutura ou nos deslocamentos. As modelagens são essencialmente bidimensionais e contam com resultados de provas de carga ou modelos em escala reduzida para validação numérica. As modelagens envolvem a superestrutura ou somente o elemento de fundação, seja rasa ou profunda.

A flexibilidade das fundações foi investigada por Noorzaei, Godbole e Viladkar (1993) por meio da consideração de diversos valores de rigidez na fundação. Os autores calcularam via MEF um pórtico plano em viga de fundação assente em meio não-linear. Foi verificado que o comportamento do sistema estrutura-fundação-solo sofre influência principalmente do recalque diferencial que aumenta para valores menores de rigidez da viga de fundação. Com isso, ocorre aumento dos momentos fletores nas vigas do pórtico uma vez que o conjunto infraestrutura-solo absorveu menos momentos. Foi ainda constatado transferência de cargas verticais dos pilares centrais para os periféricos. Os efeitos da consideração da ISE nas análises também foram investigados e os autores destacam a importância da consideração do mecanismo para a obtenção dos esforços na estrutura.

A rigidez da fundação pode também ser variada mediante alteração do espaçamento entre as estacas e número de elementos em um grupo. Pressley e Poulos (1986) propõe diversos cenários de grupos de estacas em que o espaçamento centro a centro das estacas são variados. Os autores observaram que a rigidez do grupo de estacas diminui com a redução do espaçamento entre as estacas (Figura 8). Foi analisado ainda o efeito do número de estacas do grupo no comportamento carregamento-recalque para espaçamentos considerados muito próximos ( $s/D=1,5$ ). Espera-se um desempenho menos eficiente do grupo à medida que o número de estacas aumenta. Observou-se para uma determinada carga por estaca que o recalque aumenta e a capacidade de carga final diminui. Para espaçamentos maiores (superiores a  $s/D=4$ ), a influência do número de estacas não é significativa, e a capacidade de carga final da estaca e os valores de recalque são semelhantes aos de uma estaca única.

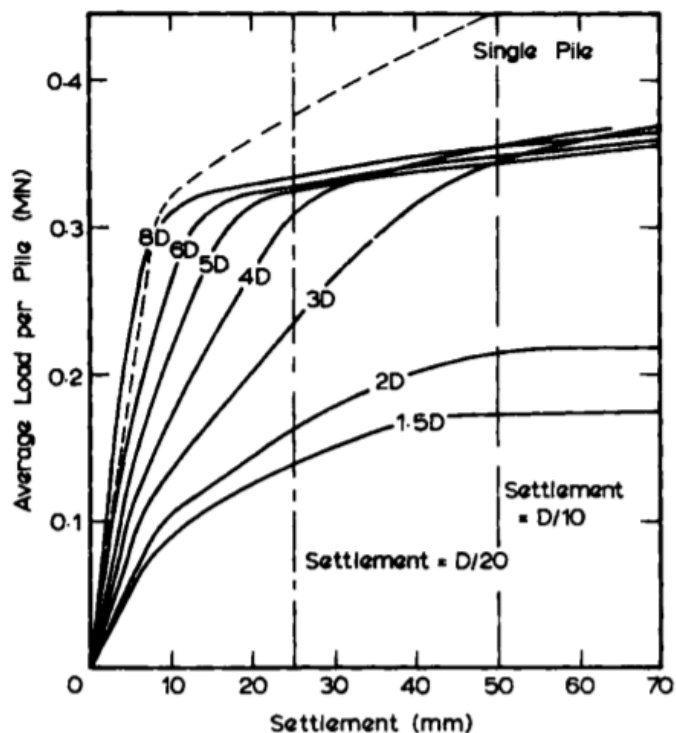


Figura 8: Carga vs. Recalque para grupo de estacas 3x3 (Pressley e Poulos, 1986).

O maciço de solo apresenta efeito direto sobre a rigidez da fundação e Ramalho e Corrêa (1991) propõem uma investigação da flexibilidade da fundação para o caso de solo totalmente rígido ou elástico. Considerou-se fundações em sapatas para um edifício com sistema laje cogumelo e outro com sistema convencional (laje, viga, pilar). Os resultados permitiram concluir que a influência da flexibilidade da fundação nos esforços da superestrutura é considerável, seja para o solo relativamente rígido ou não. Nos pilares, os esforços normais e momentos fletores se redistribuem de modo a tornar os valores menos dispersos e uniformes em magnitude. O sistema estrutural laje cogumelo são mais sensíveis a fundações flexíveis quando comparado ao sistema convencional por possuírem dimensões de pilares relativamente grandes com tendência a elevados valores de momentos fletores na base.

Crespo (2004) defende que um dos efeitos do aumento da rigidez de fundação é a estimativa de recalques mais uniformes. De fato, se a fundação recebe mais de um pilar (fundação associada ou combinada), os recalques diferenciais diminuem. Por isso, o autor enfatiza ser interessante adotar fundações combinadas e enrijecê-las embora o ponto de vista econômico seja fator importante.

Trabalhos como Reul e Randolph (2004) e Dode, Chore e Agrawal (2014) propõem estudos paramétricos via MEF bastante abrangentes que propoem a

variação de diversos parâmetros relacionados a rigidez da fundação, especificamente de estacas. Só no primeiro trabalho foram analisadas 259 diferentes combinações de radier estaqueado. Foram variadas a posição, número e o comprimento de fuste das estacas, bem como a taxa de rigidez radier-solo e distribuição de carga na fundação. Os autores concluíram que o projeto otimizado de uma fundação depende fundamentalmente das condições do subsolo, da configuração da carga e do nível de carga. Espera-se recalques médios menores com estacas mais longas, sendo o  $L$  o parâmetro mais sensível quando comparado à quantidade de estacas no grupo. Foi observado ainda que recalques diferenciais são mais sensíveis à taxa de rigidez radier-solo e à configuração de carga do que os recalques médios. A Figura 9 apresenta a variação do recalque diferencial normalizado com a razão de área radier-estaca para o tipo de carga  $I$ , ou seja, metade da carga foi aplicada em uma área central no radier e a outra metade na borda, cenário típica de edifícios altos com estrutura rígida. Foi possível verificar que os recalques diferenciais normalizados podem ser minimizados ou mesmo reduzidos a zero quando adotado comprimento de fuste correto nas estacas executadas apenas sob a área central do radier.

Em Dode, Chore e Agrawal (2014), em uma proposta de melhoramento da modelagem via MEF para os elementos do solo em comparação com o relatado na literatura (Chore e Ingle 2008a), foi variado espaçamento em um grupo, número e diâmetro da estaca. Foi investigado os efeitos dessa parametrização na resposta do deslocamento na parte superior do pórtico que compõe a superestrutura, além do momento fletor nos pilares. Dentre as conclusões, o autor destaca que o efeito da interação solo-estrutura é significativo para a configuração dos grupos de estacas e do solo considerado.

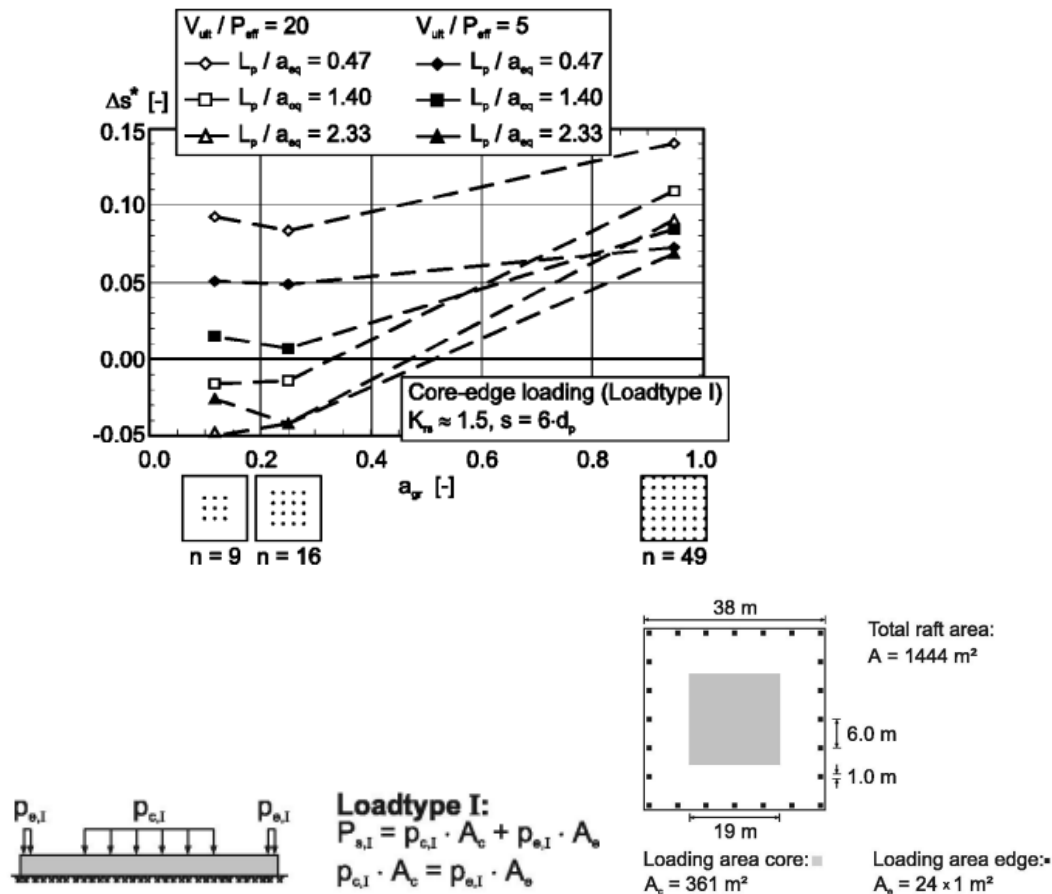


Figura 9: Relação do recalque diferencial normalizado com estaca Razão de área radier-estaca (Reul e Randolph, 2004)

Os efeitos da geometria da seção da estaca sobre o comportamento do grupo foram investigados por Reddy e Rao (2014). Foram consideradas estacas de seção retangular, quadrada e circular na condição de base flutuante e fixa. Os autores determinaram além da influência da geometria, também as propriedades elásticas da estaca e das camadas de solo na resposta das estacas sob cargas axiais em termos do recalque e da deformação interna do elemento estrutural. O estudo revelou que o aumento do módulo de elasticidade da estaca melhora a resistência ao recalque. O aumento da proporção das dimensões da seção transversal diminuiu as deformações de topo da estaca. Assim, o recalque diminui com o aumento das dimensões da seção transversal da estaca retangular com base flutuante. Já a mudança das dimensões da seção transversal não foi observada influência no recalque para uma estaca fixa.

Os efeitos dos parâmetros geométricos associados a rigidez da fundação também foram investigados por Kiran e Madhav (2015) que se dedicaram ao estudo das estacas granulares (coluna de pedra). Os autores propuseram a análise da

variação da razão de esbeltez e rigidez relativa sobre o recalque para estaca solicitada com carga axial e validaram os resultados utilizando dados experimentais disponíveis na literatura. Foi constatado que à medida que a estaca granular fica mais rígida, os recalques reduzem, enquanto a variação de recalque ao longo do comprimento é pronunciada para uma estaca granular compressível.

A parametrização do espaçamento e a configuração do grupo de estacas foram investigados por Chore e Sawant (2016). Os autores consideraram a ISE na análise das estruturas apoiadas em grupos de estacas (Figura 10) para investigação do efeito da parametrização na resposta da superestrutura, deslocamento na parte superior do pórtico e o momento fletor nos pilares. Foi constatado que o deslocamento na parte superior do pórtico diminui com aumento no espaçamento das estacas. Maior deslocamento no topo foi observado na condição de grupos de estacas em série de duas estacas do que na configuração em paralelo. No entanto, em relação ao grupo de três estacas, a configuração paralela produz maior deslocamento. O trabalho conclui que os parâmetros como configuração do grupo de estacas e número de estacas em um grupo tem um efeito significativo na variação do momento fletor nos pilares superestrutura.

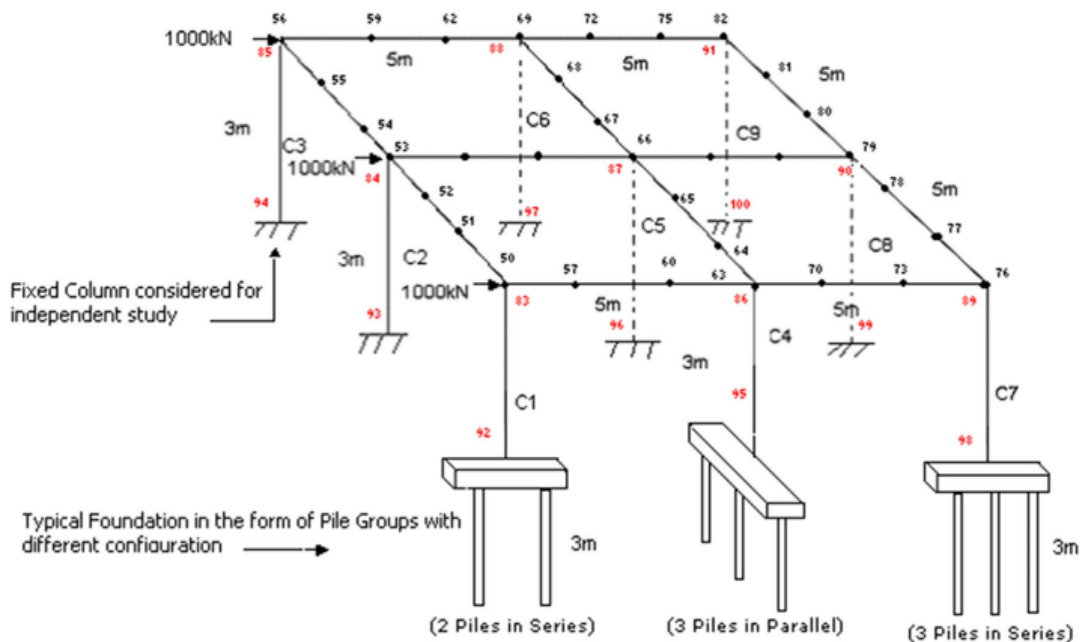


Figura 10: Pórtico espacial modelado e investigado e as configurações dos grupos de estacas (Chore e Sawant, 2016).

A relação entre a geometria da fundação e o mecanismo de transferência de carga de grupos de estacas submetidas à carga vertical foi estudada por Zhang e Lv

(2017) mediante simulações numéricas tridimensionais. Os autores propuseram um estudo sobre uma estaca isolada circular, uma estaca isolada de concreto com seção transversal em forma de X, um grupo de estacas com seção circular e um grupo de estacas com seção na forma de X. O estudo verificou que a geometria da estaca altera o mecanismo de transferência de carga através da concentração de tensões e do arco de tensões laterais e que a distribuição de carga não uniforme nas estacas dentro de um grupo de estacas causa um momento de flexão ao longo dos eixos das estacas. O momento de flexão das estacas X é menor que o das estacas circulares, porque a rigidez do bloco de coroamento de um grupo de estacas X é aumentada por seu maior diâmetro de estaca circunscrita.

Uma comparação do comportamento de estacas rígidas e flexíveis é proposta por Al-abboodi e Sabbagh (2019). Os autores confirmam a importância do fator de rigidez relativa estaca-solo na determinação do comportamento do grupo de estacas. As análises são direcionadas ao deslocamento lateral do grupo assente em areia modelado via MEF no PLAXIS 3D. Uma análise paramétrica foi proposta e revelou que os valores de deslocamento lateral apresentaram tendência de aumento com a redução do valor do diâmetro da estaca. Para aumento de  $D$  de 10 para 30 mm foi obtido uma redução considerável no deslocamento da estaca em cerca de 30% (Figura 11).

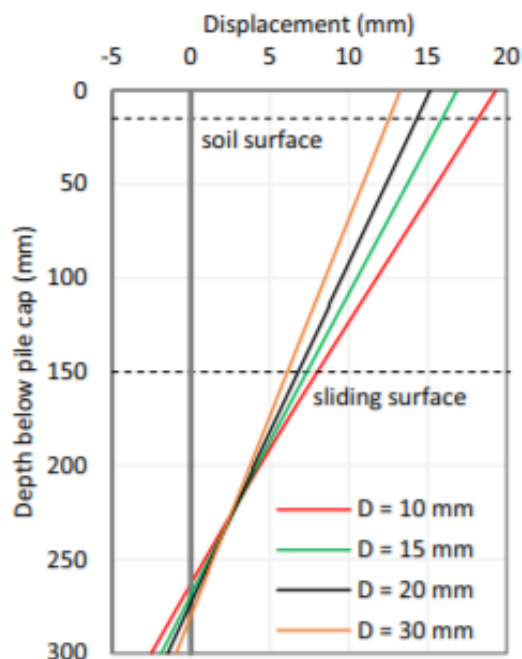


Figura 11: Resposta da estaca a diferentes diâmetros (Al-abboodi e Sabbagh, 2019)

O diâmetro também foi variado por Koteswara, Padavala e Chennarapu (2020) para investigação dos efeitos sobre o comportamento do sistema. A parametrização ocorreu também para o espaçamento entre as estacas no grupo e para a densidade do leito de areia do maciço de fundação. O MEF associados a dados experimentais foi utilizado e as análises ocorreram em termos de recalques, rotação do bloco, deflexão do topo e momento fletor da estaca. O trabalho constata o aumento da capacidade de carga da fundação com aumento de L/D. A deflexão do topo da estaca e a rotação do bloco são reduzidas conforme aumentam o espaçamento, L/D e a densidade relativa da areia. Os autores atribuem essa redução na rotação ao aumento da rigidez do bloco com o aumento do espaçamento. O trabalho enfatiza a importância da consideração do efeito de interação entre o subsolo, a fundação e a superestrutura no comportamento dos grupos de estacas.

A rigidez da fundação é alterada com a mudança no tipo de vinculação da estaca e variação da altura do bloco de fundação nos estudos de Rasi *et al.* (2020). Com a ferramenta de MEF, o comportamento de um bloco de seis estacas considerando três cenários distintos quanto ao tipo de vinculação da estaca (um solo indeformável um solo areno-argiloso e outro solo argilo-siltoso). Os autores evidenciam a influência da altura do bloco e do tipo de solo no comportamento do grupo. Destacam ainda que o aumento da rigidez do bloco reduz a diferença entre as reações das estacas tendenciando a uma uniformização.

Uma relação matemática que prevê o recalque médio do grupo de estacas em diversas configurações a partir da rigidez do grupo foi proposta por Bhartiya, Chakraborty e Basu (2020). Nos estudos paramétricos propostos por os autores além de elaborar 22 cenários distintos de blocos de fundação com diferentes geometrias e configurações, apresenta também a formulação característica da rigidez de fundação e a estrutural do elemento. Os autores definem que o recalque de grupos de estacas depende fundamentalmente da rigidez das estacas individuais que por sua vez depende de  $k_p$  (Equação[8]), no presente trabalho denominado coeficiente geométrico, além da rigidez decorrente da interação estaca-solo ( $I_{ps}$ ), que se relaciona com a rigidez do sistema de fundação  $K_F$  (Equação [9]) pela que inclui ambos os componentes estruturais e geotécnicos da rigidez.



$$k_p = \frac{A_p E_p}{Lp} \quad [8]$$

$$K_F = k_p \cdot I_{ps} \quad [9]$$

onde  $A_p$  equivale a área da seção da estaca,  $E_p$  e  $Lp$ , o módulo de elasticidade e comprimento da estaca, respectivamente.

O fator de influência adimensional  $I_{ps}$  leva em consideração o efeito da interação estaca-solo, e depende da razão de esbeltez  $L/D$ , do módulo  $Ep/Es$  da estaca e do solo e razão de Poisson da estaca e solo  $\nu_p/\nu_s$ . O fator  $I_{ps}$  aumenta com a diminuição em  $Ep/Es$ , com um aumento de  $\nu_p/\nu_s$ , e com um aumento na razão de esbeltez da estaca.

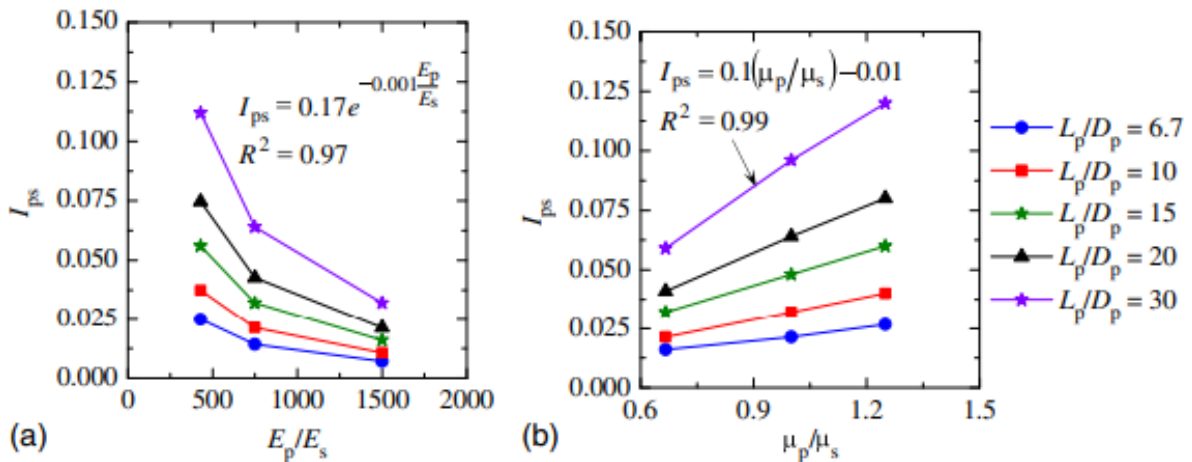


Figura 12: Variação para diferentes  $L/D$  e  $I_{ps}$  com (a)  $Ep/Es$  e (b) razão do coeficiente de Poisson da estaca e do solo

Os autores elaboram estudos paramétricos que permitiram constatar que interação estaca-solo depende do comprimento, diâmetro das estacas e propriedades elásticas (solo e sistema de fundação). A interação das estacas únicas com o solo depende da razão de esbeltez do elemento e da razão do módulo de elasticidade do solo e da estaca. Já a interação do grupo de estacas-solo depende do espaçamento, número de estacas e a razão da área plana de todas as estacas para a área plana do bloco, e esses parâmetros determinam a rigidez do grupo de estacas.

Uma análise numérica 3D da relação entre a ISE e o efeito de grupo entre estacas e entre blocos para fundação em estacas tipo hélice contínua monitorada foi proposta por Leite (2021). A autora constatou expressiva influência do efeito de grupo

nos recalques. Os modelos numéricos permitiram verificar recalques de blocos isolados cerca de 1,8 vezes maior que o recalque de estacas isoladas. De uma análise do recalque da obra completa, com todos os 41 blocos de estacas, a autora constatou recalque 3 vezes superior ao recalque de blocos isolados. As análises de parâmetros estatísticos que traduzem o mecanismo da ISE mostraram que o modelo numérico desenvolvido previu uma rigidez da estrutura maior que a do caso de obra e, conseqüentemente, superestimou a uniformização de recalques.

A bibliografia é composta por trabalhos dedicados ao estudo da interação solo-estrutura como Meyerhof (1953), Chamecki (1956), Lee e Harrison (1970), Lee e Brown (1972), Buragohain, Raghavan e Chandrasekharan (1977), Deshmukh e Karmarkar (1991). É evidente que vários trabalhos estudaram a respeito do mecanismo na ISE e a resposta da superestrutura em termos de deflexão lateral do pórtico e momento nos membros estruturais. Os trabalhos propõem análises paramétricas em que variam a rigidez de fundação e concentram-se nos estudos dos esforços na superestrutura (forças e momentos) (Ingle e Chore, 2007; Chore e Ingle, 2008a, b, c; Chore, Ingle, Sawant, 2009, 2010 e 2014; Shanmugam, Dode e Chore, 2015). Poucos são os estudos experimentais relatados, principalmente casos de obras reais, que relacionam a rigidez da fundação e o mecanismo da ISE com enfoque nos parâmetros que traduzem o mecanismo de fato.

#### **2.4. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF) E O PLAXIS 3D**

Atualmente, o método dos elementos finitos é uns principais métodos de solução aproximada para o estudo de fenômenos e problemas de engenharia. Possui capacidade de boa representação da geometria de regiões complexas, satisfazendo as condições de contorno e as condições iniciais do problema. Grande parte dos trabalhos que compõem a bibliografia técnica que apresentam abordagem numérica conta com a ferramenta e discute a viabilidade da aplicação do MEF, bem como as dificuldades inerentes à modelagem em diversos casos. Valores de recalques simulados numericamente, por exemplo, são avaliados por Falconi *et al.* (2017) mediante a comparação com resultados de campo. Os autores propõem retroanálises paramétricas para ajustar os valores do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson no ambiente do PLAXIS 2D onde um modelo axissimétrico foi elaborado, com as camadas de solo segundo a lei de resistência de Mohr Coulomb enquanto as

estacas, com elástico-linear. Os autores concluíram que os recalques calculados por elementos finitos apresentaram resultados de magnitude superior ao observado em campo devido sobretudo as hipóteses simplificadoras adotadas no cálculo.

Softwares de análise tensão-deformação pelo MEF são um avanço em relação a soluções analíticas, semi-empíricos e empíricos na modelagem de problemas complexos. O método consiste da divisão do domínio do problema em *elementos* com comportamento formulado pela sua geometria e propriedades. Na solução do problema tensão-deformação, devem ser satisfeitas as condições equilíbrio de forças e a compatibilidade dos deslocamentos. No MEF, estas duas condições são satisfeitas dentro do elemento por meio do “Método dos Deslocamentos”, dado pela compatibilidade dos deslocamentos; e do “Método das Forças” cujo equilíbrio de forças é satisfeito. Outra condição que deve ser satisfeita é lei constitutiva, que relaciona as tensões e as deformações do material, sendo denominada *Lei de Hooke Generalizada* aquela que rege casos de materiais elásticos com tensão-deformação linear.

Fundamentalmente, o PLAXIS 3D é um programa de elementos finitos para análises tridimensionais tensão-deformação. A fase inicial da modelagem consiste na definição da geometria do modelo, parâmetros geotécnicos, modelos constitutivos, carregamentos, nível freático, interfaces e modelagem dos elementos estruturais como estacas e blocos de coroamento. No caso da modelagem do maciço de solo especificamente, é definida a inclusão da estratigrafia representativa do solo. As fronteiras do modelo devem ser grandes o suficiente de modo que os limites da área modelada não influenciem os resultados do problema analisado. O programa apresenta uma ferramenta que possibilita a inserção das sondagens para definição das espessuras das camadas e tipos de solo no modelo. A malha é então gerada de forma automática, bem como o perfil geotécnico através da interpolação da posição das camadas de solo inseridas pelo usuário. O manual do PLAXIS descreve que o volume do solo no programa é modelado por meio de elementos tetraédricos de 10 nós (Figura 13), cuja densidade no modelo pode ser definida pelo usuário de muito fina a grossa, de forma local ou global.

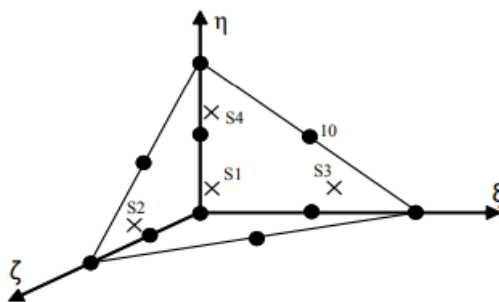


Figura 13: Numeração local e posicionamento de nós (•) e pontos de integração (x) de um elemento tetraédrico de 10 nós (Manual PLAXIS 3D).

Uma vez definido o modelo, o programa requer a definição dos estágios de carga, aqui denominadas *fases*. Na primeira fase são determinadas as tensões e poropressões iniciais. Nesta etapa, ainda é necessária a definição do tipo de análise de deformações. O programa disponibiliza análises do tipo *plástica*, *adensamento* ou ainda análise de *estabilidade (Phi-c Reduction)*.

Para cada fase pré-determinada, é possível ser ativada uma carga durante um determinado tempo, o que simula um estágio de carregamento ou descarregamento. Neste trabalho, cada fase equivale à construção de um pavimento do edifício objeto de estudo. Ressalta-se que a convenção de sinais utilizada no PLAXIS considera as tensões de tração positivas. Os resultados podem ser apresentados no formato de gráfico, tabela ou por imagens gráficas, auxiliando o entendimento do comportamento tensão-deformação do problema.

O PLAXIS 3D disponibiliza modelos de previsão tensão - deformação - tempo para solos e rochas, bem como ferramentas para o usuário criar o próprio modelo. No Manual do PLAXIS 3D constam os tipos de modelo disponíveis, bem como as indicações da aplicabilidade de cada um para diferentes tipos de materiais, de obra e de solicitação. Para modelagem de elementos estruturais especificamente, no PLAXIS 3D existem duas opções para a modelagem de estacas, os elementos do tipo *Embedded Beam* e o *Volume pile*. Para modelagem dos blocos de coroamento é possível adotar os elementos tipo *Volume pile* e os elementos tipo *Plate*.

#### *Elemento tipo embedded beam*

Este tipo de elemento interage com o solo através de elementos de interface especiais que representam a interação estaca-solo. A Figura 14 esquematiza o

princípio dos elementos tipo *embedded beam*. Os nós do elemento são ligados a nós *virtuais* criados no elemento de volume do maciço de solo.

A modelagem de estacas com este tipo de elemento requer a atribuição dos parâmetros estruturais, a área da seção transversal perpendicular à direção axial da estaca, peso específico, módulo de elasticidade e o momento de inércia da seção em relação aos eixos perpendiculares. É necessária ainda a definição da interação entre o elemento e o maciço de solo através de parâmetros de resistência por atrito lateral e resistência de ponta que mobiliza o deslocamento relativo entre a estaca e o solo. A interação da estaca com o solo na interface é descrita pelo comportamento elástico linear com resistência finita e é definida pelo parâmetro  $T_{MÁX}$ . A interação da estaca com o solo na ponta da estaca é descrita por um elemento de interface linear elástico perfeitamente plástico ( $F_{MÁX}$ ). A adoção de  $T_{máx}$  pelo usuário determina um valor máximo de resistência ao cisalhamento da interface. Com isso são evitados valores de resistência irreais devido a eventuais ruídos numéricos no cálculo das tensões de contato com a estaca (Oliveira, 2015). Importante salientar que é definida a resistência de ponta máxima da estaca ( $F_{máx}$ ) até a qual a relação tensão-deformação do elemento de interface permanece no regime linear-elástico.

É conveniente destacar algumas particularidades quanto à aplicabilidade deste tipo de elemento. Primeiramente, os efeitos de execução da estaca no terreno não considerados na modelagem numérica. Por isso, o manual do PLAXIS 3D recomenda a adoção desse tipo de elemento para modelagem de elementos com características executivas semelhantes às estacas escavadas. De fato, a instalação deste tipo de estaca causa pouca perturbação do solo ao redor, diferentemente das estacas cravadas, por exemplo. Outra particularidade é a ausência de rigidez à torção dos elementos *embedded beam*. Nesses elementos também não há permissão do deslizamento estaca-solo lateralmente.

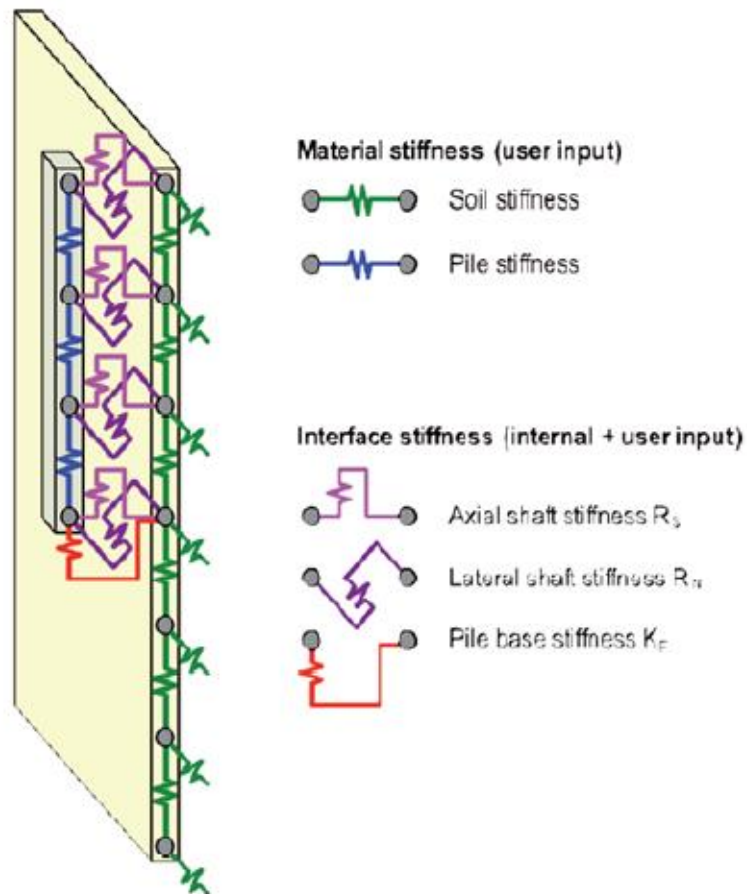


Figura 14: Elementos do tipo embedded beam (Sluis, 2012 apud Oliveira, 2015).

### Elemento tipo Volume Pile

Esses elementos representam as estacas por elementos de volume associados a elementos de interface. No caso da modelagem de uma estaca maciça cilíndrica, caso objeto de estudo, o elemento é modelado como um cilindro que recebe atribuições das propriedades do material da estaca. Na face desses cilindros, são criados elementos de interface. A Figura 15 apresenta para fins ilustrativos o modelo tridimensional do bloco de estacas B12 do caso de estudo.

A modelagem de estacas por meio deste tipo de elemento apresenta vantagens sobre os elementos tipo *Embedded Beam* no que se refere à simulação de um comportamento mais representativo do elemento estrutural. O elemento *Volume pile*, no entanto, requer uma malha de elementos finitos fina, o que aumenta consideravelmente o esforço computacional. Por isso, Waterman (2015) sugere para uma análise numérica viável a utilização de no máximo 30 estacas modeladas com este tipo de elemento em um mesmo modelo.

### Elementos do tipo Plate

Esses elementos representam estruturas bidimensionais com rigidez axial e à flexão. Os elementos tipo *Plate* podem sofrer deformação axial e a deflexão do elemento acontece por decorrência de esforços de flexão e cortantes. São descritos por triangulações com 6 nós totalizando 3 graus de liberdade quanto à translação e 3 graus quanto à rotação. Os parâmetros de entrada para modelagem destes elementos consistem em espessura da placa, peso específico, módulo de elasticidade na direção dos eixos perpendiculares e coeficiente de Poisson.

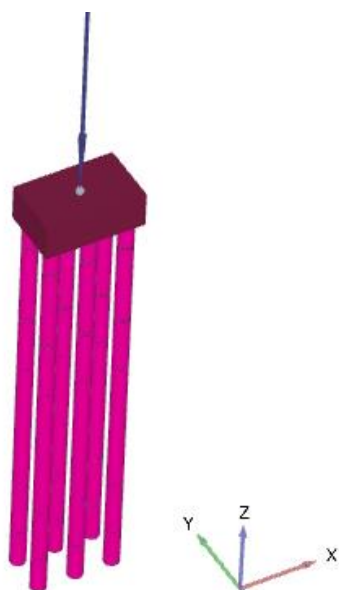


Figura 15: Bloco de estacas modelado em ambiente de elementos finitos por meio do elemento tipo Volume Pile.

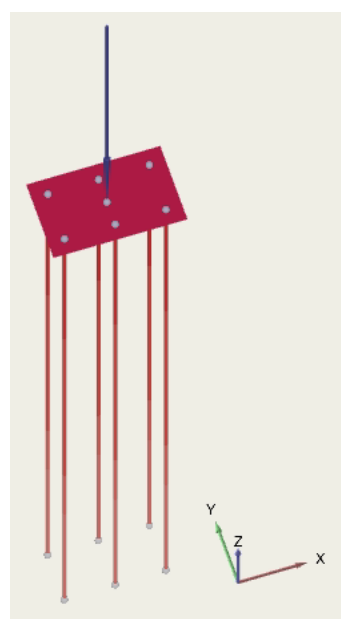


Figura 16: Bloco de estacas modelado em ambiente de elementos finitos por meio do elemento tipo Embedded beam e Plate.

### 2.5. CORRELAÇÕES SEMIEMPÍRICAS PARA NSPT E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A previsão do comportamento do maciço de fundação é fundamentada por leis constitutivas. Trata-se de uma estimativa tendo em vista a dificuldade em haver modelos que descrevam o comportamento dos solos de forma plena e que esteja em amplo consenso entre a comunidade técnica e acadêmica. As análises numéricas requerem a adoção de um modelo de previsão do maciço que melhor se ajuste tanto às informações quanto às ferramentas disponíveis para a modelagem.

As análises via MEF que envolvem modelagem de maciço de solo requerem conjuntos de parâmetros de entrada de acordo ao constitutivo adotado. Geralmente,

quanto mais sofisticado o modelo, maior a necessidade em elaborar ensaios específicos para obtenção dos parâmetros de entrada. Na ausência desses ensaios, os parâmetros geotécnicos podem ser obtidos a partir dos valores aproximados em função da consistência do solo ou número de golpes que indicam o índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ .

Para o edifício objeto de estudo, conta-se com relatórios de ensaio de sondagens SPT no terreno de fundação. Esse ensaio permite a definição das espessuras dos estratos e ainda, a caracterização física dos tipos de solo do maciço pela recuperação de amostras. Permite determinar o  $N_{SPT}$ , que consiste de um indicativo da densidade de solos granulares e a consistência de solos coesivos. A bibliografia técnica contempla diversos tipos de correlações tendo por base resultados de ensaios SPT. Propõe-se, portanto, limitar a revisão bibliográfica dedicada à correlação semiempírica relacionada a este tipo de ensaio.

Há de se ressaltar que, nas modelagens numéricas de elevado potencial é fundamental introduzir no processo ajustes e interpretação dos resultados dos ensaios de campo, sobretudo quando se trata de ensaios SPT. Diante da alta variabilidade dos parâmetros em um maciço de solo, é interessante que os resultados de campo sejam submetidos a análises prévias antes de serem utilizados como dado de entrada em correlações de determinação de parâmetros geotécnicos. Na presente pesquisa, o tratamento adotado consistiu de uma abordagem estatística conforme discutido a frente no Capítulo 5. Outro ponto a ser destacado são as limitações e críticas pela comunidade técnica em torno do uso dos resultados do ensaio SPT para investigação das características do solo. Isso se justifica pela variabilidade das correlações devido à dificuldade de controle de padronização de equipamento e procedimentos, por exemplo. Diante, portanto, das dificuldades em torno das estimativas de parâmetros geotécnicos pela adoção dos resultados de SPT, no presente trabalho tal método foi considerado apenas para estimar valores orientativos de caráter prévio, sendo os valores que traduzem o comportamento do solo validados por retroanálise de leituras de recalques monitorados ao longo do período construtivo do edifício objeto de estudo.

Dentre as diversas correlações empíricas relatadas na bibliografia técnica, é possível verificar um esforço de nível internacional da comunidade científica para estabelecer previsões confiáveis o quanto possível dos parâmetros do solo a partir de ensaios SPT. Deve-se levar em conta, no entanto, que cada região pode apresentar



uma prática de engenharia específica local. Ainda, que as amostras de solo utilizadas como fonte de dados são distintas em cada região. Uma das particularidades consiste na energia de aplicação dos golpes durante o ensaio SPT. No Brasil, o sistema tradicional é o manual cuja energia aplicada equivale a 70% da energia nominal. Nos Estados Unidos, o sistema é mecanizado e a energia é da ordem de 60%. Por isso, Velloso e Lopes (2010) sugerem que, ao utilizar-se de ábacos e tabelas baseadas na experiência estrangeira, se proceda uma correção dos valores de  $N_{spt}$  de modo a considerar o efeito da energia efetivamente aplicada no ensaio SPT. Portanto, ao se utilizar de uma correlação baseada em experiência americana, o  $N_{spt}$  brasileiro deve ser majorado de 10% a 20%.

#### *Peso específico*

No caso de ausência de ensaios de laboratório, é possível adotar os valores descritos na Tabela 2.

Tabela 2: Peso específico para solos argilosos e argiloso (Godoy, 1972).

Peso específico (Y) para solos argilosos				
Nspt	Argila	Y (kN/m <sup>3</sup> )		
≤ 2	Muito mole	13		
3 - 5	Mole	15		
6-10	Média	17		
11-19	Rija	19		
≥20	Dura	21		
Peso específico (Y) para solos arenosos				
Nspt	Areia	Y (kN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
<5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco compacta	17	19	20
9-18	Medianamente compacta	18	20	21
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta	18	20	21

#### *Módulo de Elasticidade E*

Teixeira e Godoy (1996) propõe a Equação [10] para estimativa do módulo de elasticidade onde  $\alpha$  e  $K$  são coeficientes empíricos dados pela Tabela 4 e Tabela 5.

$$E = \alpha \cdot K \cdot N \quad [10]$$

Tabela 3: Coeficiente  $\alpha$  (Teixeira e Godoy, 1996).

Solo	$\alpha$
Areia	<b>3</b>
Silte	<b>5</b>
Argila	<b>7</b>

Tabela 4: Coeficiente K (Teixeira e Godoy, 1996).

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

Décourt (1995) correlacionam o  $N_{spt}$  com o módulo de elasticidade segundo as equações abaixo.

$$\text{Para areias: } E = 3,5 N_{SPT} \quad [11]$$

$$\text{Solos intermediários: } E = 3,0 N_{SPT} \quad [12]$$

$$\text{Argilas Saturadas: } E = 2,5 N_{SPT} \quad [13]$$

#### *Coeficiente de Poisson*

Teixeira e Godoy (1996) apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson do solo ( $\nu$ ), reproduzidos na Tabela 5.

Tabela 5: Coeficiente de Poisson (Teixeira e Godoy, 1996).

Solo	$\nu$
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

## Capítulo 3. Metodologia

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada neste trabalho, que foi dividida fundamentalmente em duas fases de estudo: o *Estudo Local* e o *Estudo Global*. No *Estudo Local*, as análises se restringiram a apenas um bloco de fundação do edifício objeto de estudo, enquanto no *Estudo Global* toda a fundação foi considerada nas análises. Inicialmente um panorama geral do procedimento utilizado é descrito e em seguida, é apresentado em detalhes o método utilizado nas duas fases do trabalho. Descreve-se ainda o processo adotado na análise iterativa desacoplada proposta que envolve o programa de elementos finitos e o programa de análise não linear matricial para consideração da Interação Solo-Estrutura na obtenção dos esforços, no caso do Estudo Global.

### 3.1. Considerações iniciais

O trabalho foi iniciado com a estimativa das cargas do edifício, sendo considerada as cargas permanentes do sistema. Para isso, todo o sistema foi modelado no ambiente não-linear matricial para viabilizar o cálculo do carregamento para cada fase de construção do edifício correspondente aos pavimentos. O programa permite que o mecanismo de Interação Solo-Estrutura seja considerado nos cálculos dos esforços mediante a opção pelo módulo SISE's, aliado ao software TQS/CAD. Além disso, o programa permite que seja considerado nos cálculos o efeito de grupo entre todos os blocos da fundação. Assim, o carregamento estimado para cada fase de construção considerado foi admitido como real para as análises seguintes. A Tabela 6 apresenta os valores de carga obtidos para cada fase de carregamento do edifício considerada.

Deste modelo matricial, somente a superestrutura do edifício foi considerado para o desenvolvimento do trabalho, uma vez que a fundação do caso de obra foi modelada por um programa de elementos finitos. Nesse sentido, a etapa seguinte foi dedicada a modelagem da fundação do edifício objeto de estudo. Para isso, foram considerados os resultados das sondagens SPT que permitiram estabelecer a geometria para o maciço de solo, de forma fiel o quanto possível. Da análise do

relatório de sondagem, observa-se que o maciço é essencialmente heterogêneo, com 20 camadas de solo, no entanto, foi observada a necessidade de estabelecer simplificações, discutidas com detalhes no Capítulo 5. Destaca-se aqui, no entanto, a necessidade em conduzir o trabalho com um *meio equivalente* para o maciço de solo. Isso porque a modelagem de um maciço considerando todas as camadas observadas nas sondagens tornou a simulação numérica e a calibração dos parâmetros geotécnicos inviável e por isso, as camadas precisaram ser reduzidas a uma quantidade de quatro, otimizando assim as análises.

As propriedades geotécnicas das camadas de solo foram previamente estimadas com base nas relações semiempíricas consagradas na literatura, associadas aos valores de  $N_{SPT}$  observadas nos relatórios de sondagem. Nesta fase, um tratamento estatístico foi conduzido de modo a obter um intervalo de valores mais prováveis dos parâmetros geotécnicos de cada camada de solo. Posteriormente os valores dos parâmetros foram refinados com base nos recalques mensurados em campo por Prellwitz (2016).

A estrutura de fundação foi modelada no MEF com base dos projetos de fundação disponibilizados. Inicialmente o trabalho se restringiu ao estudo de apenas um bloco de fundação do edifício (*Estudo Local* – ver item 3.2), escolhido aleatoriamente, no caso o B12. Em seguida, foi considerada toda a infraestrutura de fundação do edifício (*Estudo Global* – ver item 3.3). No Capítulo 5, os aspectos relacionados à modelagem numérica foram descritos com detalhes.

Diante da geometria estabelecida para o maciço e estrutura de fundação, inicialmente os valores mínimos do intervalo referente aos parâmetros geotécnicos foram adotados no modelo e o carregamento foi imposto ao bloco de fundação. Importante ressaltar que este mesmo processo ocorreu separadamente no Estudo Local e Estudo Global. Isso porque o efeito de grupo altera o estado de deformação do maciço e portanto, os parâmetros geotécnicos representativos são distintos nas duas situações. O valor da deformação retornada pelo programa foi comparado com o valor medido em campo. O erro entre os dois valores de recalque foi usado como referência para alteração dos parâmetros geotécnicos do solo e assim, o processo de refinamento do cálculo foi conduzido até que a diferença entre os recalques de campo medidos e o retornado pelo programa fosse o menor possível. É importante ressaltar

que os parâmetros geotécnicos foram alterados dentro dos valores presentes no intervalo estabelecido pelo tratamento estatístico.

Finalizado o processo de calibração do modelo, o estudo paramétrico foi estabelecido para investigar a sensibilidade dos recalques da fundação sobre a rigidez da infraestrutura. Foram construídos diferentes cenários de coeficiente geométrico da fundação, distintos pela razão de esbeltez  $L/D$  onde  $L$  e  $D$  são comprimento e diâmetro da estaca respectivamente. O espaçamento  $s$  entre o centro das estacas do grupo foram variados no *Estudo Local* de modo a analisar a sensibilidade dos parâmetros geométricos da estaca,  $L$ ,  $D$  e  $s$  em termos de deformação do meio.

No *Estudo Global* foi considerado o mecanismo de ISE por meio da implementação de uma rotina iterativa desacoplada para obtenção dos esforços (ver item 3.4). Em cada cenário modelado, uma rotina de cálculo iterativo e desacoplado que envolveu a ferramenta PLAXIS 3D e TQS/CAD foi implementada. Diante do conjunto de cargas e respectivos recalques para cada apoio e modelo considerado, as análises subsequentes foram dedicadas a relacionar os resultados com a rigidez da fundação. Para isso, os parâmetros que traduzem a ISE foram calculados e interpretados.

Tabela 6: Cargas (kN) permanentes da fundação para as fases consideradas

<i>Bloco</i>	25%	50%	75%	100%	<i>Bloco</i>	25%	50%	75%	100%
<i>B1</i>	687,7	1014,7	1380,8	1618,9	<i>B26</i>	1487,0	3244,8	4994,2	6389,6
<i>B3</i>	772,9	1374,5	2011,1	2410,3	<i>B27</i>	1184,8	2631,1	4073,0	4966,4
<i>B4</i>	675,5	1489,7	2276,3	2719,0	<i>B29</i>	982,5	2204,3	3415,9	4286,9
<i>B5</i>	874,6	1585,5	2321,2	2775,6	<i>B30</i>	1115,2	2594,5	4043,1	5030,7
<i>B6</i>	857,2	1654,7	2468,6	2951,7	<i>B32</i>	876,8	1823,2	2773,5	3354,8
<i>B7</i>	1082,7	2078,3	3097,6	3714,5	<i>B33</i>	758,7	1829,1	2855,8	3440,7
<i>B8</i>	1111,6	2067,2	3058,4	3660,1	<i>B34</i>	1198,0	2381,5	3534,6	4198,4
<i>B9</i>	1133,6	2108,5	3112,8	3721,3	<i>B35</i>	1359,7	3009,7	4644,3	5588,3
<i>B10</i>	793,3	1552,3	2312,9	2777,0	<i>B36</i>	639,9	1417,1	2190,3	2634,9
<i>B11</i>	1002,2	1788,6	2600,5	3090,0	<i>B37</i>	859,7	1559,3	2290,6	2743,8
<i>B12</i>	1193,0	2224	3256,3	3862,3	<i>B38</i>	772,9	1575,6	2392,8	2884,1
<i>B13</i>	671,6	1477,2	2292,5	2791,1	<i>B46</i>	589,9	1191,4	1822,0	2217,4
<i>B14</i>	785,0	1815,5	2802,3	3364,9	<i>B88</i>	1254,4	1925,9	2571,2	2941,7
<i>B15</i>	1057,6	2313,2	3541,1	4258,6	<i>B101</i>	1187,3	1907	2655,9	3112,6
<i>B16</i>	1002,4	2200,7	3350,0	4040,0	<i>B121</i>	1218,4	2591,3	3932,5	4669,1
<i>B17</i>	1102,3	2337,5	3542,9	4247,5	<i>B128</i>	1389,8	2616,2	3857,8	4588,3
<i>B18</i>	844,0	1813,3	2758,0	3310,9	<i>B129</i>	1292,9	2435,8	3588,9	4273,1
<i>B19</i>	1276,1	2461,6	3617,7	4274,9	<i>B130</i>	1332,3	2496,4	3670,3	4359,9
<i>B20</i>	1387,7	3035,2	4667,3	5613,6	<i>B131</i>	915,6	1718,9	2538,9	3029,0
<i>B22</i>	793,5	1551,5	2326,7	3015,8	<i>B132</i>	927,2	1605,2	2296,5	2716,7

### 3.2. Estudo Local

O grupo de estacas (*B12*) considerado nesse estudo consiste de 6 estacas e bloco de coroamento em formato retangular. A Figura 19 esquematiza a localização do bloco no terreno enquanto a Tabela 7 apresentam os detalhes do grupo de estacas utilizados na modelagem numérico via MEF. No estudo paramétrico, foram consideradas diferentes razões de  $L/D$  e  $s/D$ . A Tabela 8 apresenta os casos analisados no estudo paramétrico.

Tanto o modelo do *Estudo Local* quanto do *Estudo Global* foi discretizado usando elementos finitos tetraédricos quadráticos de 10 nós (PLAXIS 3D). Os modelos de grupos de estacas para os tipos de análise mencionados foram realizados utilizando a mesma área de trabalho de 80 m × 80 m × 30 m. No nível inferior do modelo, todos os graus de liberdade foram restringidos, assim como nos lados laterais foram restringidos os graus de liberdade ortogonal as paredes.

Tabela 7: Geometria do grupo de estacas executado no *Estudo Local*

D0 (m)	0,5
s (m)	1,25
L (m)	18
a (m)	2,05
b(m)	3,30

Tabela 8: Detalhes da geometria dos casos no estudo paramétrico Local

Caso – Estudo Local	D(m)	s/D <sub>0</sub>	L/D <sub>0</sub>
1	0,40	2,50	36
2	0,45	2,50	36
3	0,55	2,50	36
4	0,50	2,25	36
5	0,50	3,00	36
6	0,50	4,00	36
7	0,50	6,00	36
8	0,50	2,50	30
9	0,50	2,50	32
10	0,50	2,50	38
11	0,50	2,50	40

onde  $D$  = diâmetro da estaca adotado no estudo paramétrico e  $D_0$  = diâmetro da estaca executado em campo (0,50m);  $L$  = comprimento da estaca;  $s$  = espaçamento entre as estacas.

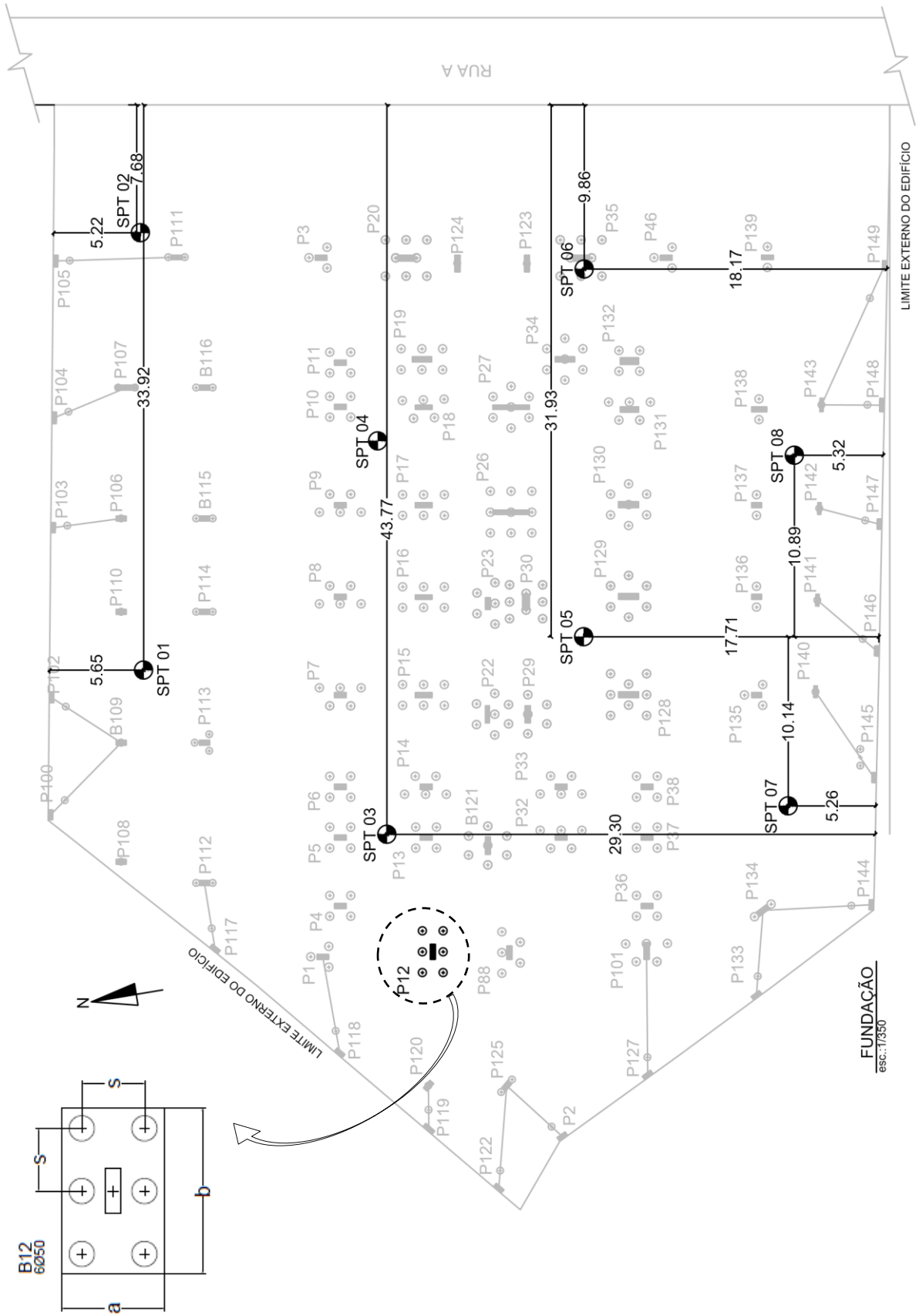


Figura 17: Planta de fundação, localização dos furos de sondagem e detalhes do bloco B12

### 3.3. Estudo Global

Para investigar a relação da rigidez da infraestrutura de fundação com o mecanismo de ISE propõe-se um estudo paramétrico com base na análise numérica linear-elástica 3D via MEF em conjunto com a análise matricial. Neste estudo, diversos modelos numéricos validados para a fundação foram elaborados, diferenciados pela razão de esbeltez das estacas ( $L/D$ ) dentro de um intervalo de  $\pm 10\%$  do diâmetro ( $D$ ) e comprimento ( $L$ ) de estacas originalmente projetadas para um caso de obra. O mecanismo de iteração entre a fundação e a estrutura foi considerado nas análises por meio da implementação da metodologia iterativa desacoplada (ver item 3.4) em que fundação e superestrutura foram modeladas com softwares PLAXIS 3D e TQD/CAD, respectivamente. No total, quatro modelos numéricos distintos foram executados (Caso 1 ao Caso 4), além do modelo adotado como referência que corresponde ao projeto executado em campo (Caso 0). Cada caso considerado possui, por apresentar infraestrutura com geometrias distintas, coeficientes estruturais ( $k_p$ ), também distintos, dada pela Equação [8].

$$k_p = \frac{AE_p}{L_p} \quad [8]$$

onde  $k_p$  equivale ao coeficiente geométrico da estaca,  $A$  a área transversal da estaca,  $E_p$  o Módulo de elasticidade da estaca e  $L_p$  o comprimento da estaca.

A Tabela 9 apresenta a geometria e as respectivas rigidezes para cada caso. Para cada caso, foi elaborada a rotina de cálculo numérica que permitiu determinar as cargas e os recalques associados dos apoios do edifício.

Tabela 9: Geometria da infraestrutura para os casos considerados no Estudo Global.

Caso - Estudo Global	D (m)	L (m)	$k_p \times 10^5$ (kN/m)
0	0,5	18,0	1,61
1	0,5	16,2	1,79
2	0,5	19,8	1,46
3	0,45	18,0	1,30
4	0,55	18,0	1,95

### 3.4. Metodologia Iterativa Desacoplada

A metodologia iterativa e desacoplada proposta para determinação das cargas e recalques com efeitos da ISE para o edifício se baseia no processo descrito por Aoki



e Cintra (2004) em que o uso de molas no modelo foi incorporado à metodologia de Chamecki (1954).

Na superestrutura modelada matricialmente (TQS/CAD) com o estágio de carga inicial, considera-se a hipótese simplificadora de apoios rígidos. O cálculo estático não linear retorna as reações para cada apoio ( $Q$ ) que são impostos à fundação modelada via MEF no PLAXIS 3D. Assim, obtém-se os respectivos deslocamentos ( $w$ ) no topo dos blocos que corresponde à base dos pilares e é determinada a rigidez para os apoios - *força necessária para promover uma deformação unitária*. A razão entre força e deslocamento corresponde à rigidez do apoio - *coeficiente de mola vertical*  $k$  (kN/m). Uma sequência de *Iterações* é estabelecida em que a rigidez calculada para cada apoio é imposta ao modelo matricial que retorna novas reações de apoio devido a redistribuição dos esforços da estrutura. O processo se repete até que a diferença entre os recalques obtidos em duas iterações subsequentes seja inferior a um erro médio de 2%. A Figura 19 esquematiza o fluxograma representativo do método. No presente estudo foram necessárias em média quatro iterações para que os valores de recalques convergissem. No processo é considerado o carregamento sequencial do edifício em fases correspondentes a 25%, 50%, 75% e 100% da carga total permanente, simplificação adotada com objetivo de otimizar as simulações numéricas.

A metodologia iterativa e desacoplada foi implementada no edifício e o resultado é apresentado na Figura 20 por meio da evolução do recalque médio do grupo de blocos que estão situados na linha de *corte AA*, sendo eles B12, B13, B14, B15, B16, B17, B18, B19 e B20. Para fins comparativos é apresentado também os recalques de referência baseado nos dados de campo e ainda, o resultado da calibração do modelo do maciço de solo apresentado na bacia de recalques deste Corte AA.

A redistribuição dos esforços nos elementos da estrutura com a evolução do carregamento é um dos principais efeitos da ISE. Por consequência espera-se uma uniformização dos recalques e consequente suavização das bacias de recalque (Gusmão, 1990). De fato, a implementação da Metodologia Iterativa Desacoplada conduziu a curva *Recalque vs. Tempo* a uma tendência de suavização dos recalques nas etapas finais de carregamento da obra.

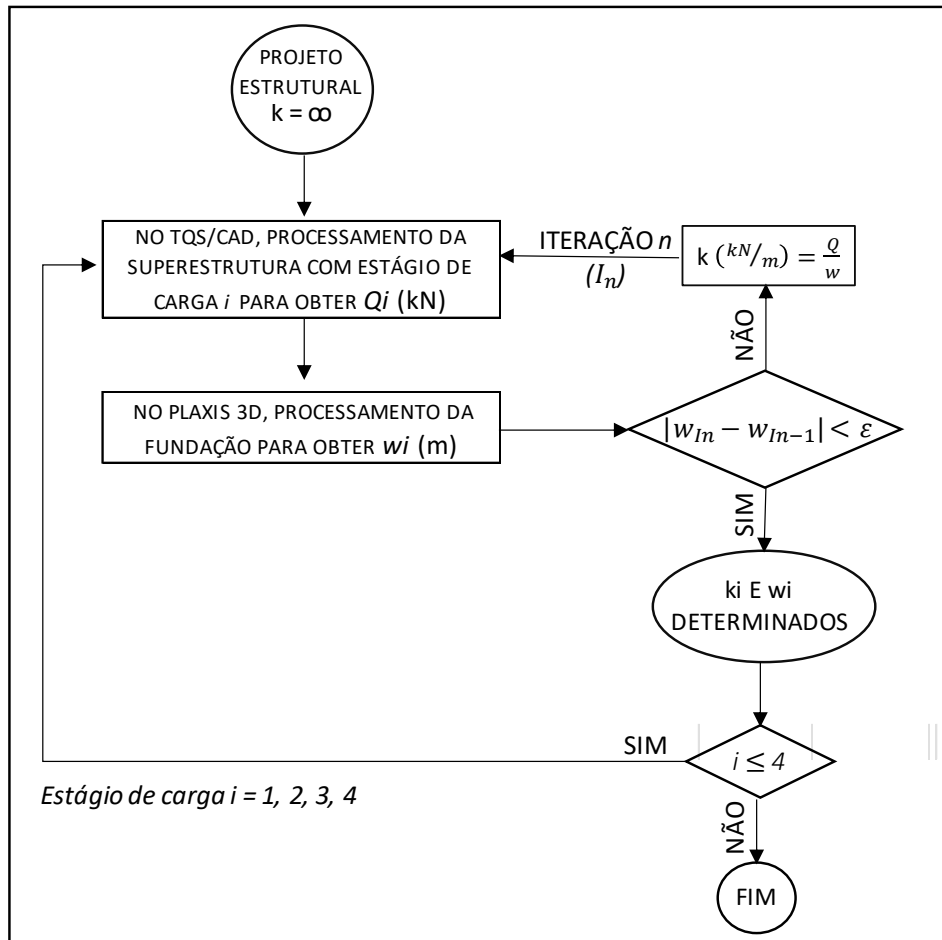


Figura 19: Método iterativo desacoplado

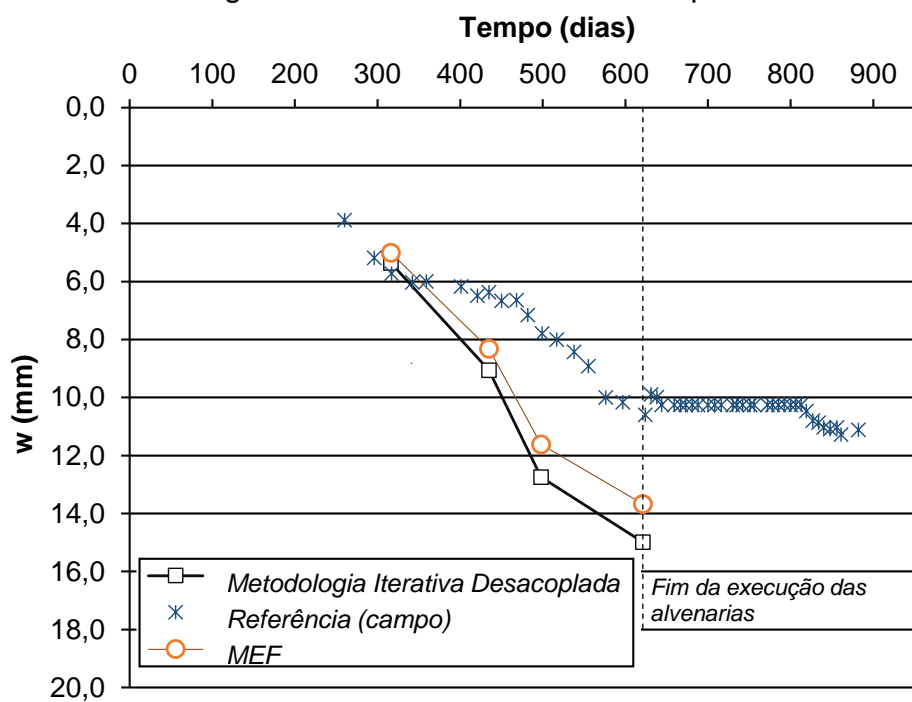


Figura 20: Evolução do recalque médio no corte AA

## **Capítulo 4. CASO DE OBRA**

Este capítulo é dedicado a apresentação do edifício objeto de estudo. Expõe as características da construção e do tipo de fundação executado. Especifica os resultados dos ensaios de campo realizadas durante a obra, SPT, PIT e PDA. Ainda, os resultados das leituras dos recalques obtidos durante todo o processo de construção do edifício por Prellwitz (2016). Propôs-se uma análise minuciosa das informações referentes aos dados da instrumentação. Por isso, o capítulo dedica uma seção para discussão dos resultados de campo antes de submetê-los ao processo comparativo no processo de validação do modelo numérico no capítulo seguinte.

### **4.1. DESCRIÇÃO DO EMPREENDIMENTO**

O caso de obra consiste de um edifício multifamiliar de 19 pavimentos, com 196 unidades autônomas, localizado em Campos dos Goytacazes - RJ. A Figura 21 apresenta uma visão geral da modelagem tridimensional do edifício no software comercial TQS/CAD©.

A solução de fundação foi definida a partir dos relatórios de sondagem SPT e da planta de locação e carga de pilares disponibilizadas pelo calculista estrutural. As fundações adotadas foram estacas profundas do tipo hélice continua monitorada com diâmetros de 400mm e 500mm e profundidade de 18 metros, armadas nos primeiros quatro metros. As sondagens do terreno indicam que nesta profundidade há presença de uma camada de argila siltosa com areia e desta profundidade adiante, o relatório de sondagem sugere que camadas com elevados números de golpes. O edifício possui 82 pilares partindo das fundações, 46 estacas com 400mm de diâmetro e 235 estacas com 500mm de diâmetro.

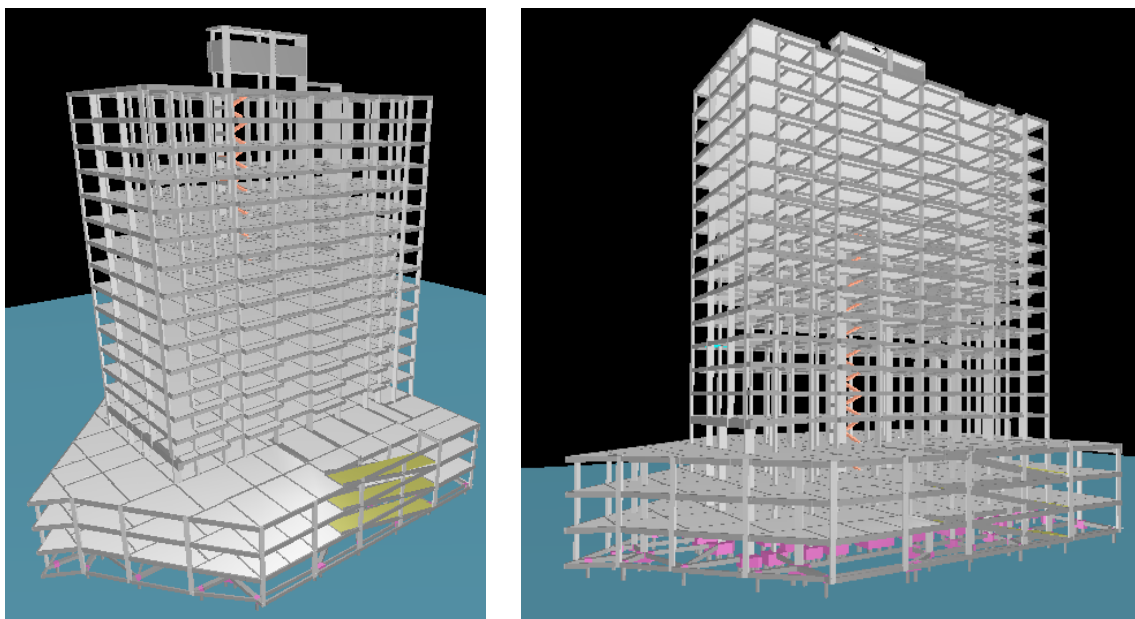


Figura 21: Modelagem tridimensional do edifício no TQS/CAD©.

## 4.2. CAMPANHA DE ENSAIOS E INSTRUMENTAÇÕES

### 4.2.1. SONDAGENS SPT

Os dados geotécnicos disponíveis para a modelagem numérica consistem de 08 sondagens de reconhecimento SPT identificados como SP-1, SP-2, SP-3, SP-4, SP-5, SP-6, SP-7 e SP-8. Os relatórios de sondagem são apresentados no ANEXO II. O perfil estratigráfico apresentado na Figura 24 demonstra a considerável heterogeneidade do maciço de solo. Demonstra que o maciço de solo é constituído por intercalações de camadas de argila e areia silto-argilosa com mica, com também presença de solo mole, sobretudo na região do furo SP-02, onde é possível constatar uma camada de aproximadamente 3m do material com baixos valores de  $N_{SPT}$  (2 a 3).

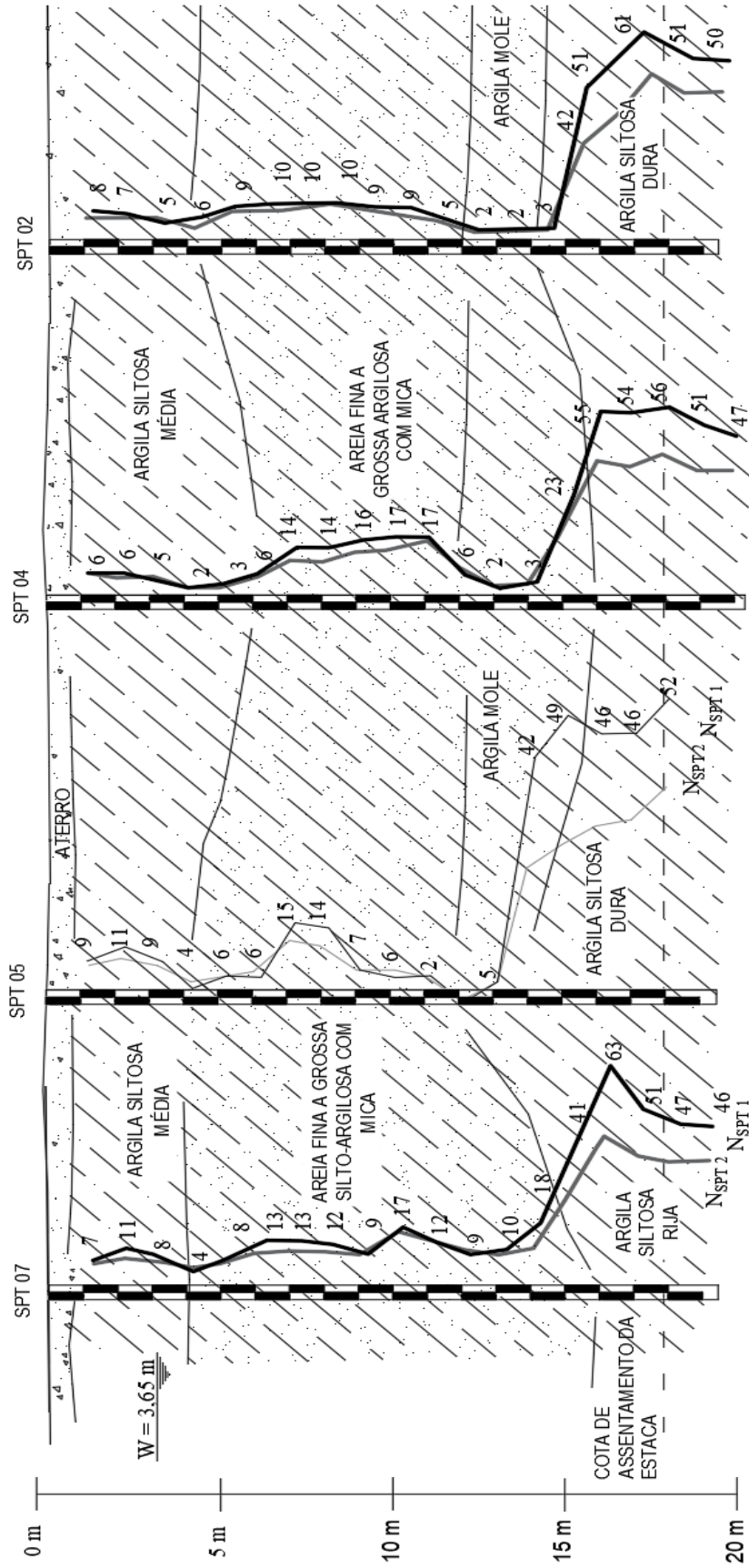


Figura 22: Perfil estratigráfico e curva N<sub>spt</sub> associado ao furo SPT – Corte BB.

#### **4.2.2. CONTROLE TECNOLÓGICO DOS MATERIAIS**

##### *Verificação de desempenho das fundações - PIT e PDA*

As estacas da obra foram submetidas ao ensaio de integridade (PIT) após o processo de preparação do topo do elemento. Dos resultados do ensaio foi evidenciado que todas, exceto quatro estacas, apresentavam continuidade ao longo do fuste. Por isso, as quatro estacas juntamente a outras dez foram submetidas a ensaios de prova de carga dinâmica (PDA) cujo resultado foi analisado pelo Método Case e pelo Modelo CAPWAP®. Waked (2017) apresenta a Figura 23 que demonstra as curvas de mobilização de atrito lateral mobilizado pelas estacas durante PDA ao longo da profundidade, bem como a estimativa pelo método analítico de Aoki e Velloso (1975) considerando o SPT 04. O autor justifica a mobilização de resistência na região da camada de argila mole durante os ensaios pela característica do próprio ensaio. Trata-se de um método de carregamento e descarregamento extremamente rápido, sendo comum argilas compressíveis apresentarem alta resistência em ensaios não drenados. Apesar disso, defende que os resultados dos atritos laterais mobilizados são compatíveis com as previsões de ELU do método de Aoki e Velloso (1975, adaptado por Monteiro, 1997). Convém destacar que a curva semi-empírica demonstra o desempenho da fundação sob capacidade última, próxima ao comportamento plástico enquanto os dados referentes ao ensaio de campo refletem valores que não estão relacionados próximo a ruptura do elemento, ou seja, ainda no regime elástico.

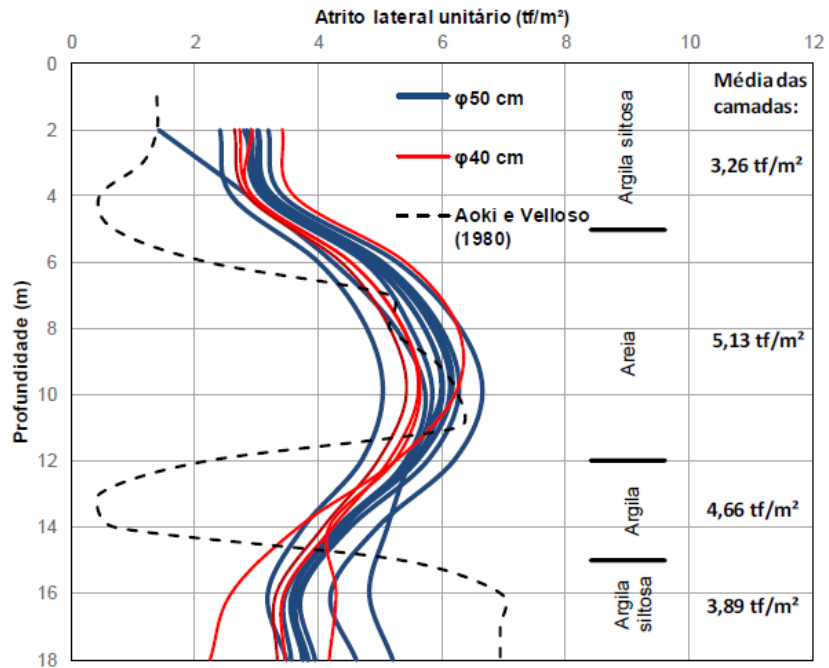


Figura 23: Atrito lateral unitário vs. Profundidade (Waked, 2017).

Os resultados do ensaio referente à resistência máxima mobilizada pelas estacas são apresentados na Tabela 10, bem como os valores de resistência mobilizada total, de ponta e lateral. A energia apresentada na 3ª coluna equivale à energia máxima transferida pelo golpe na seção transversal da estaca na altura dos sensores. As negas e deslocamentos máximos (DMX) do último golpe, e o número total de golpes no ensaio também são apresentados na tabela. As estacas com 50 cm de diâmetro apresentaram resistências mobilizadas de ponta entre 59 tf e 102 tf, enquanto as de 40 cm, 47 tf e 68 tf. Relativo à resistência lateral, as estacas com 40 cm de diâmetro apresentaram valores entre 97 tf e 88 tf. Já as de 50 cm, os valores variaram de 105 tf a 137 tf.

Tabela 10: Resistências mobilizadas nos ensaios PDA (Modulus Engenharia, Relatório 354/2015 apud Waked, 2017).

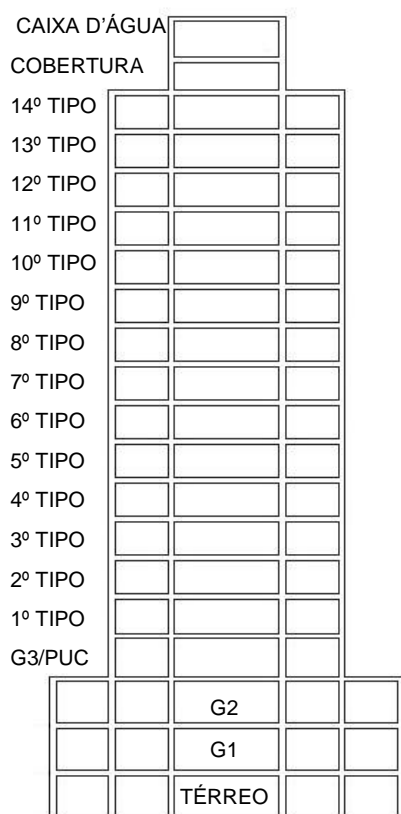
Estaca	Seção (cm)	Energia (tf.m)	Resistência (tf)			Nega (mm)	DMX (mm)	Golpe núm.
			Total	Ponta	Lateral			
E03B	50	2,4	183	60	123	3	9	5
E07B	50	3,64	181	76	105	5	14	5
E09A	50	3,65	219	82	137	2	10	5
E11D	50	3,45	215	102	113	2	9	5
E33D	50	2,96	193	66	127	3	9	10
E34H	50	2,8	179	54	125	4	9	4
E35C	50	3,11	198	77	121	3	10	9
E36D	50	3,07	181	59	122	5	10	10
E110A	40	2,89	145	54	91	6	13	4
E110AR	40	2,73	148	60	88	6	12	10
E111B	40	2,36	142	47	95	6	12	4
E115B	40	3,5	165	68	97	8	13	5
E128I	50	2,84	203	70	133	3	9	10
E130A	50	2,58	210	77	133	2	9	9
135B	50	2,76	201	71	130	3	8	10

#### 4.2.3. MONITORAMENTO DOS RECALQUES

Os recalques verticais da fundação do edifício objeto de estudo foram mensurados por Prellwitz (2016) durante todo o período construtivo da obra. O instrumento utilizado (ver Prellwitz, 2015) é baseado no princípio dos vasos comunicantes para determinação do nível d'água que é traduzido em deslocamentos verticais dos pilares por meio da técnica da fotogrametria. Foram disponibilizadas as leituras de recalque para todos os blocos de fundação do corpo do edifício e para todos os estágios de carga, exceto pelas três fases iniciais. A leitura de campo, portanto, teve início no momento em que a 4<sup>o</sup> laje do edifício estava concluída. Isso ocorreu porque até este momento, os pavimentos do térreo estavam escorados impossibilitando a instalação da instrumentação dos pilares e conseqüente leitura de recalques. A Figura 24 esquematiza os pavimentos do edifício objeto de estudo. A Tabela 11 apresenta as etapas de obra e os respectivos dias de monitoramento de recalques realizados. No ANEXO I são apresentados os recalques para cada bloco de fundação com a evolução do carregamento.



Tabela 11: Etapas da obra e os respectivos dias de monitoramento



Etapas da obra	Data	Dias de monitoramento	Tempo de construção (dias)
Fundações	20/05/2015	-	-
1ª laje	05/11/2015	-	169
2ª laje	10/12/2015	-	204
3ª laje	26/02/2016	0	260
4ª laje	11/03/2016	14	296
5ª laje	31/03/2016	34	316
6ª laje	25/04/2016	59	341
7ª laje	12/05/2016	76	358
8ª laje	23/06/2016	118	400
9ª laje	12/07/2016	137	419
10ª laje	26/08/2016	153	435
11ª laje	10/08/2016	166	448
12ª laje	26/08/2016	182	464
13ª laje	12/09/2016	199	481
14ª laje	29/09/2016	216	498
15ª laje	18/10/2016	235	517
16ª laje	24/11/2016	255	537
17ª laje	13/12/2016	272	554
18ª laje	13/12/2016	291	573
Vedação	31/01/2017	340	621

Figura 24: Corte esquemático do edifício

Foi considerado que a transferência de carga da estrutura para as estacas iniciou-se somente após a retirada das escoras e admite-se uma mobilização de carga pequena nesta fase inicial de construção. Então, admite-se razoável assumir que os deslocamentos nestas fases iniciais podem ser estimados numericamente via MEF. A Figura 25 exemplifica para o bloco 6 o procedimento executado em todos os blocos para estimativa dos recalques iniciais de campo. São apresentados, além do resultado do cálculo numérico via MEF, também o resultado das leituras obtidas por Prellwitz (2016) durante o período construtivo e o respectivo deslocamento da curva para baixo quando é admitido que o recalque sofrido pelos apoios e de mesma magnitude que os valores estimados via MEF. Admite-se, portanto, que a curva *Monitorado\**, de mesma inclinação da curva *Monitorado*, corresponde ao deslocamento vertical de fato sofrido pelo sistema.

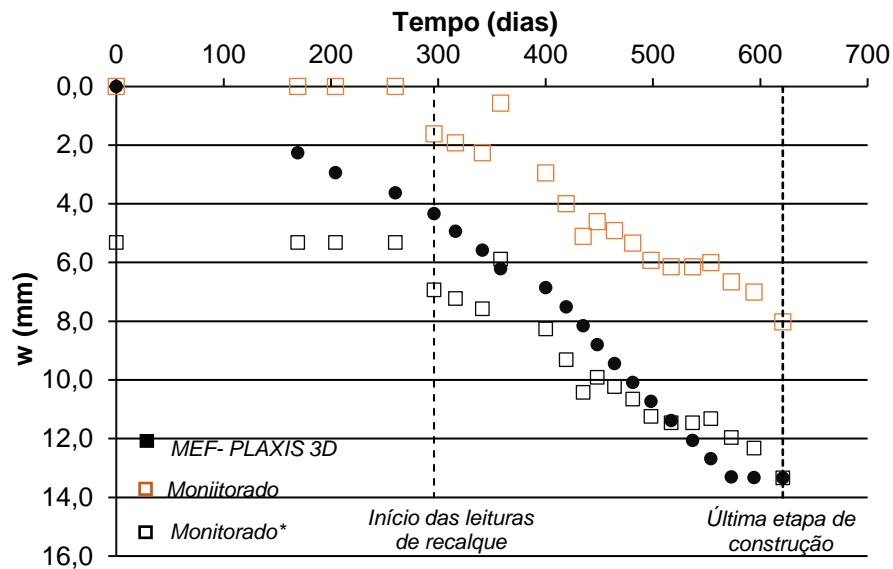


Figura 25: Exemplificação para o bloco 6 (B6) do procedimento de ajuste dos resultados monitorados

A Figura 26 apresenta o recalque médio sofrido pela estrutura, baseado nas leituras de campo efetuados durante o período construtivo. É evidente que após a execução das alvenarias há uma tendência à uniformização dos recalques médios. Os recalques médios aumentam em maior proporção que o desvio padrão, ocasionando a estabilização do coeficiente  $CV$ . São apresentados ainda os recalques médios associados às respectivas localizações conforme proposto por Waked (2017), traduzidos em setores: centrais, intermediários e periféricos (Figura 27). Como esperado, os pilares periféricos apresentam menor recalque médio com a evolução da obra por consequência do menor nível de esforço solicitante, ao passo que no setor intermediário e central estão localizados os maiores níveis de carga.

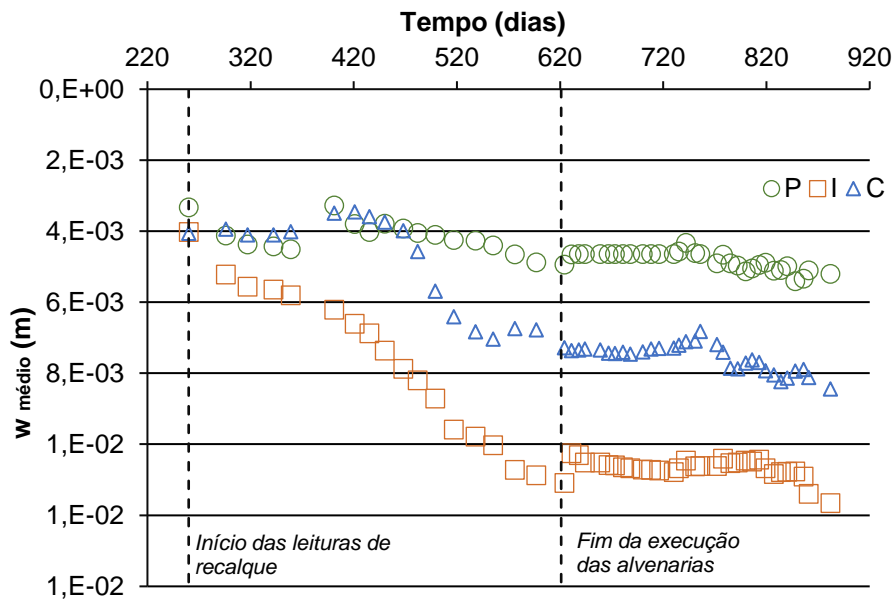


Figura 26: Evolução do recalque médio da obra aferido por Prellwitz (2016)

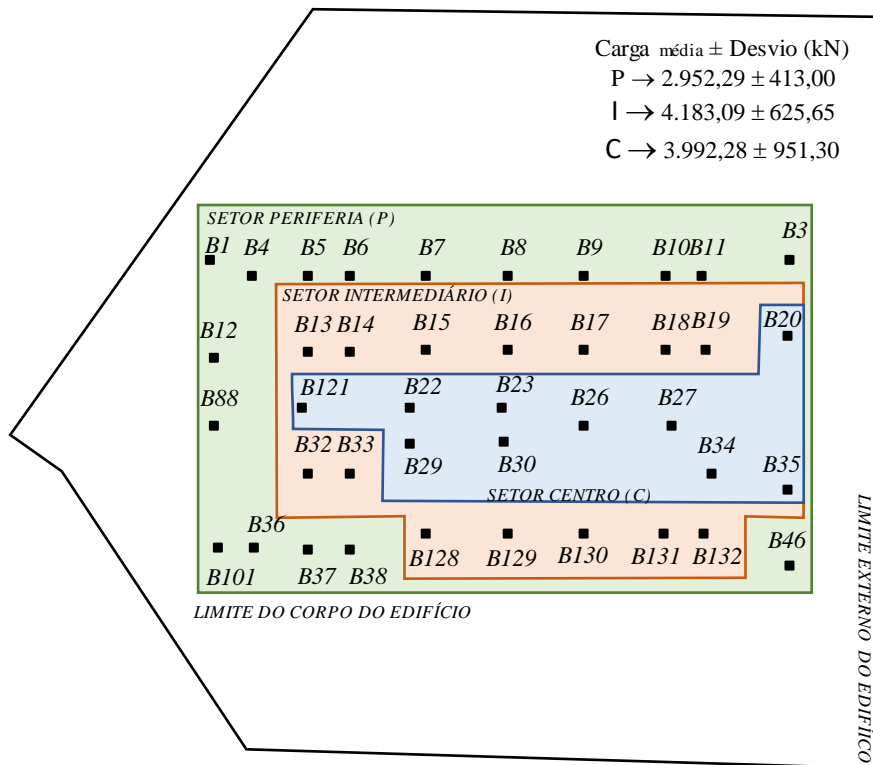


Figura 27: Planta dos pilares térreo do edifício e setorização segundo carregamento médio

## Capítulo 5. MODELAGEM NUMÉRICA

Este capítulo é dedicado ao detalhamento dos aspectos envolvidos na modelagem numérica como geometria dos elementos, condições de contorno, geração da malha, elementos representativos das estacas e bloco de coroamento, modelos constitutivos e parâmetros representativos dos solos. É detalhado o procedimento elaborado para modelagem dos elementos estruturais e do maciço de solo. São destacadas a metodologia utilizada para obtenção da geometria do modelo do maciço e dos parâmetros geotécnicos. Por fim, são apresentados os resultados da calibração do modelo numérico enquanto os resultados da simulação gerada a partir das diretrizes deste capítulo são discutidos no capítulo seguinte.

### 5.1. Aspectos iniciais

Na modelagem via MEF por meio do PLAXIS 3D é pré-definido o sistema internacional de unidades (SI) e o tempo em dias foi adotado. É admitida a aceleração da gravidade de  $9,8 \text{ m/s}^2$ , atuando na direção do eixo (z) negativo, e peso específico da água ( $\gamma_w$ ) de  $10 \text{ kN/m}^3$ . Os limites geométricos da modelagem no plano horizontal (X, Y, Z) foram adotados segundo pelas coordenadas  $x_{\min} = 0$ ;  $x_{\max} = 80$ ;  $y_{\min} = 0$ ;  $y_{\max} = 80$ ;  $z_{\min} = -30$ ;  $z_{\max} = 0$ . As condições de restrição verticais e horizontais de deslocamentos nos contornos da região são determinadas automaticamente pelo software.

A etapa inicial da modelagem consistiu da definição das espessuras das camadas horizontais do maciço e suas respectivas propriedades geotécnicas. No caso, foram inseridas todas as sondagens disponíveis e o nível de água a  $-3,65\text{m}$  em relação ao topo do terreno ( $y = 0 \text{ m}$ ), conforme relatórios de sondagem SPT. Na etapa seguinte do programa a malha é gerada de forma automática e por fim, as etapas de construção são definidas. As séries de carregamentos foram simuladas através de incrementos de cargas nos nós. A partir do estágio inicial (Fase 0), são simulados os respectivos carregamentos.

Na Fase 0 são determinadas as tensões iniciais. O programa disponibiliza duas alternativas; *Ko* (“*Ko procedure*”) e carregamento gravitacional (“Gravity loading”). No

trabalho em questão foram admitidas as tensões no repouso estimadas a partir de “Ko procedure” que se caracteriza pelo cálculo das tensões geostáticas com coeficiente de empuxo no repouso (K0). A partir da fase inicial, admitiu-se que todas as estacas e blocos de coroamento foram executadas simultaneamente. O programa não contempla o efeito de execução da infraestrutura e então o carregamento é induzido a partir do primeiro estágio de carregamento do edifício até que 100% da carga total do edifício fosse considerada.

## **5.2. Estrutura de fundação**

Neste item são apresentados os aspectos relevantes para a modelagem das estacas e blocos de coroamento.

### **5.2.1. Elemento de modelagem**

No *Estudo Local*, o elemento *Volume pile* foi adotado para modelagem da estrutura de fundação do bloco único. No *Estudo Global* houve tentativas para modelagem da fundação com o mesmo elemento *Volume pile*, no entanto, não houve sucesso. Isso ocorreu por conta das limitações no emprego deste tipo de elemento, descritas no capítulo anterior. Embora o primeiro simule um comportamento da fundação mais representativo, deve ser levado em consideração o tamanho do modelo geométrico final. Neste *Estudo Global*, todas as estruturas de fundação (202 estacas e 41 blocos de coroamento) foram modeladas e por isso, o elemento tipo o *Embedded beam* é o mais apropriado para viabilizar a simulação do comportamento das estacas. Para os blocos de coroamento, adotou-se o elemento tipo *Plate*. Os elementos de fundação foram descritos com modelo linear elástico.

### **5.2.2. Valores de entrada**

Para a modelagem dos elementos tipo *Volume pile* no *Estudo Local* são necessários como entrada no programa os parâmetros das estacas e bloco, sendo eles peso específico e módulo de elasticidade do concreto da estaca. Os valores desses parâmetros utilizados na modelagem estão relacionados na Tabela 12.

Os elementos tipo *Embedded beam* no *Estudo Global* requerem como parâmetros de entrada as propriedades do material, no caso concreto. Os valores adotados correspondem aos obtidos pelo PDA e por Maia, Waked e Prewltiz (2019).

A Tabela 12 apresenta os parâmetros de entrada da estaca modelada pelo *Embedded beam*, onde  $A$  corresponde a área da seção da estaca,  $I_1$  e  $I_2$  o momento de inércia da seção em relação aos eixos perpendiculares,  $T_{máx}$  a resistência máxima ao cisalhamento da interface e  $F_{máx}$  a resistência de ponta máxima da estaca. Durante a modelagem, o formato da seção transversal e diâmetro da estaca são requeridos pelo programa, enquanto a área e os momentos de inércia são retornados ao usuário de forma automática.

Na definição da interface estaca-solo, foi adotado o tipo “*resistência do fuste dependente da camada de solo*”. Para determinação dos valores de  $T_{máx}$  e  $F_{máx}$  (resistência máxima ao cisalhamento da interface e resistência de ponta máxima da estaca), foi utilizado o resultado dos ensaios de prova de carga dinâmica (PDA) elaboradas como controle de projeto de fundação no edifício.

Tabela 12: Valores adotados na modelagem da estaca

Módulo de elasticidade E (GPa)	30,00
Coefficiente de Possion $\nu$	0,20
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	24,00
A (m <sup>2</sup> )	0,19635
$I_1$ (m <sup>4</sup> )	3,068E-3
$I_2$ (m <sup>4</sup> )	3,068E-3
$T_{máx}$ (kN)	14000,00
$F_{máx}$ (kN)	800,00

Os elementos tipo *Plates* utilizados para modelagem dos blocos de coroamento foram considerados rígidos, o que de fato se espera de um elemento que transmite às estacas, cargas de fundação de maneira que não seja mobilizador de resistência. Dessa maneira, os parâmetros dos materiais adotados correspondem aos utilizados na modelagem das estacas, exceto pelo módulo de elasticidade que foi majorado 10 vezes de modo a garantir a rigidez do elemento.

### **5.3. Maciço de solo**

Os relatórios de sondagem SPT obtidos na campanha de ensaios foram utilizados para a caracterização do maciço de solo. Esses relatórios foram fundamentais para definição dos tipos de solo que compõem o maciço, espessuras das camadas horizontais, e ainda estimativa inicial dos parâmetros geotécnicos correspondentes a cada camada para posterior calibração a partir dos resultados de leituras de campo de recalques.

As correlações semiempíricas para os parâmetros geotécnicos têm caráter qualitativo e não tanto quantitativo (Santos, 2008). Isso ocorre devido ao nível de perturbação do solo durante os ensaios SPT, altos por consequência do tipo de cravação, o que favorece estimativas grosseiras de parâmetros intrínsecos ao solo. Por este motivo, os resultados de leituras de recalque foram decisivos para estimativa dos parâmetros geotécnicos.

Sob cargas normais de trabalho (40 a 50% da carga última), o comportamento não linear do solo não tem influência significativa no recalque das estacas (Poulos, 1989). De fato, Mandolini e Viggiani (1997) concluem que a análise não linear melhora as previsões sobre toda a gama de cargas (Figura 28) e continua a ser confiável, mesmo na proximidade da carga de ruptura quando analisam o comportamento carga vs. recalque de fundações estaqueadas por análise lineares e não lineares. Os autores afirmam que para cargas além de 750kN, o recalque é subestimado, mas a aproximação ainda é aceitável até um fator de segurança de cerca de 2,5.

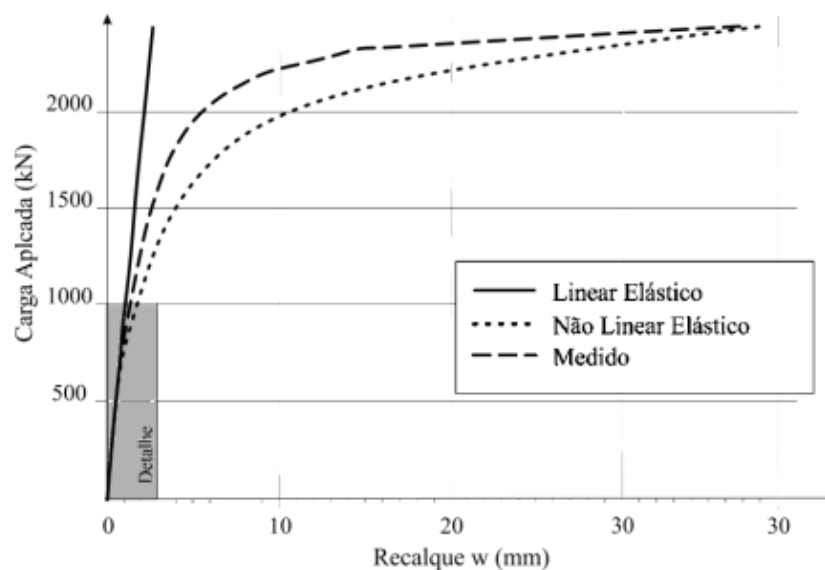


Figura 28: Comportamento carga-recalque de fundações estakeadas por análise lineares e não lineares (Adaptado de Mandolini e Viggiani, 1997).

As cargas de trabalho usuais na prática de fundações prescrevem níveis de deformações considerados baixos. A Figura 29 proposta por Thomas Benz, Schwab e Vermeer (2009) evidencia que é muito pequena a deformação máxima na qual os solos apresentam comportamento próximo ao totalmente elástico. Conforme a deformação de cisalhamento aumenta, a rigidez do solo diminui de forma não linear. É considerado o início do domínio das *pequenas deformações* quando alcançam valores superiores a  $10^{-5}$  enquanto valores superiores a  $10^{-3}$  determinam o domínio das *grandes deformações*. O caso em estudo se enquadra no domínio de pequenas deformações, podendo se estender além da fronteira do domínio para grandes deformações, no qual ensaios de laboratório convencionais (triaxiais ou edométricos) são requeridos.



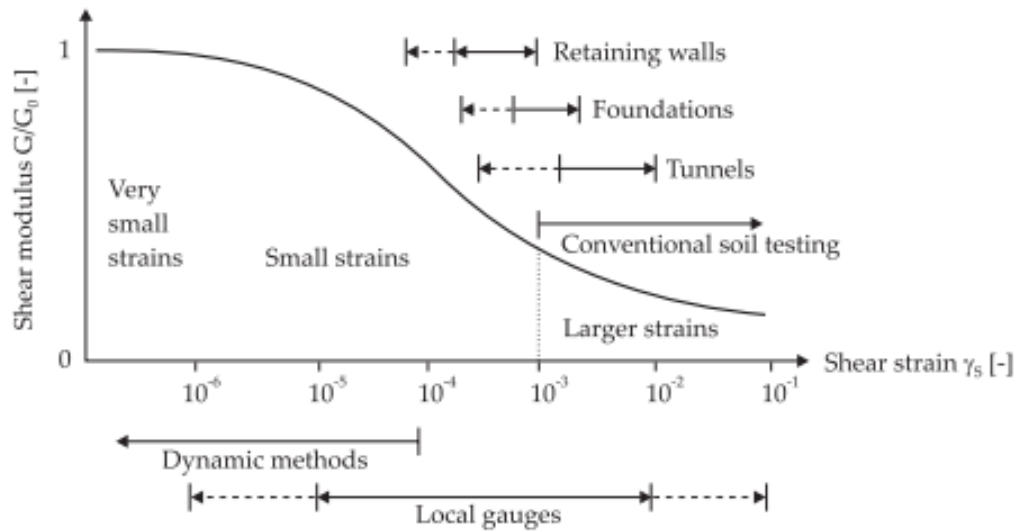


Figura 29: Curva característica de rigidez-deformação do solo (Thomas Benz, Schwab e Vermeer, 2009)

Nesse sentido, a literatura evidencia a necessidade da consideração da não linearidade do solo apenas para fatores de segurança baixos. Fundações projetadas conforme prescrição de norma brasileira (NBR 6122/2010) são caracterizadas por um fator de segurança relativamente alto, da ordem de 2 para o caso de fundações profundas. Nestes casos, análises lineares e não lineares são essencialmente equivalentes para a previsão dos recalques. As propriedades elásticas do solo dominam o comportamento, no qual a rigidez inicial pode ser obtida geralmente por provas de carga de estacas isoladas ou sondagem SPT. Apesar da equivalência mencionada, análises que não consideram o comportamento não-linear acabam por sobrestimar as deformações nas regiões de pequenas perturbações e subestimar as deformações máximas das estruturas.

### 5.3.1. O maciço de solo equivalente

Diante da análise da Figura 23, que apresenta a comparação entre o desempenho da fundação real e teórico com base na metodologia empírica proposta de Aoki e Velloso (1975), é possível estabelecer quatro faixas de solo com características similares. É conveniente, por isso, considerar nas modelagens numéricas do maciço a simplificação do meio, naturalmente heterogêneo. Nesse sentido, propõe-se a Figura 30 que apresenta o  $N_{SPT\ MÁX}$ ,  $N_{SPT\ MÍN}$ ,  $N_{SPT\ MÉD}$ . A análise da resistência do solo a partir do nível do terreno permite constatar que até a profundidade de 6m o  $N_{spt}$  varia de 4 a 9 golpes. Trata-se de argila amarela conforme análise tátil visual do ensaio

de campo. A partir desta profundidade há presença de material arenoso que promove um ganho resistência do solo de até 18 golpes. Aos 11m, os relatórios de sondagem evidenciam a presença de uma camada de baixa resistência que alcança número de golpes nulo no furo SPT 03. Essa camada de argila cinza mole compõe o maciço até a profundidade de 14m, ponto a partir do qual há novamente ganho de resistência que alcança valor de até 61 golpes no furo SPT 02.

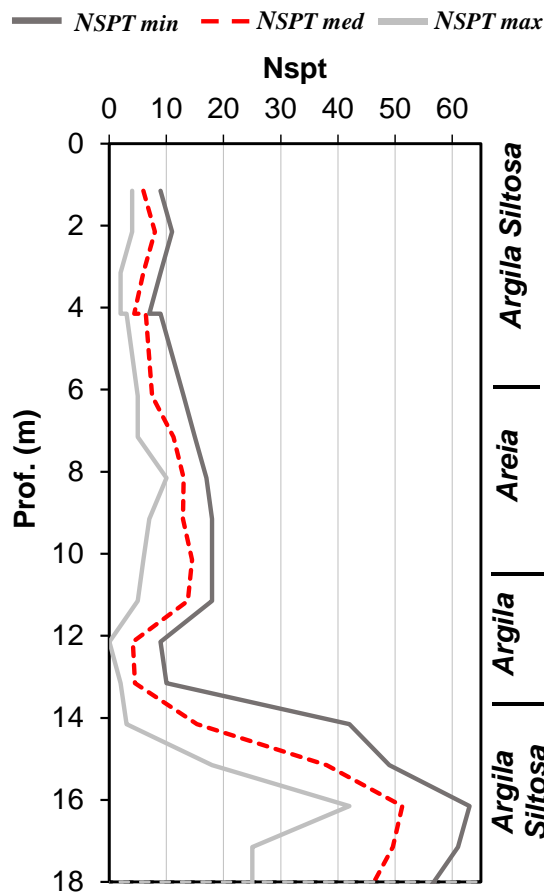


Figura 30: Nspt máximos, mínimos e médios vs. Profundidade e camadas simplificadas de solo

### 5.3.2. Previsão dos parâmetros geotécnicos e cálculo numérico

Krage et al. (2016) descrevem uma metodologia para a caracterização de maciços de solo que envolve a abordagem estatística dos dados como uma maneira útil para considerar a variabilidade espacial dos maciços de solo (Figura 31). A partir do *levantamento dos dados* (Etapa 1), os autores sugerem a *Idealização do local* (Etapa 2) com a avaliação da variabilidade espacial dos parâmetros considerados para posterior *análise de projeto* (Etapa 3).

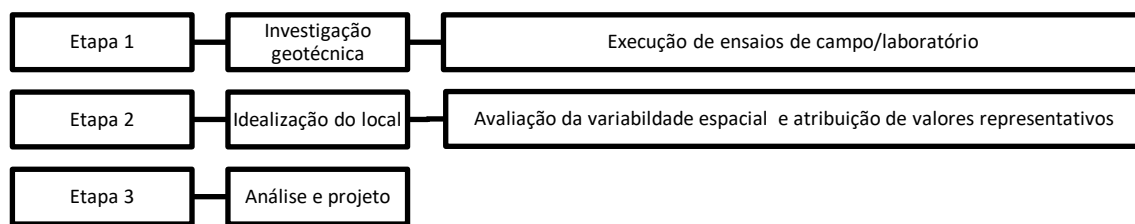


Figura 31: Metodologia de caracterização de maciço de solo (Adaptado de Krage et al., 2016)

Assim, os resultados das sondagens SPT foram tratados estatisticamente com objetivo de minimizar os efeitos da heterogeneidade do maciço de solo sobre os valores característicos do meio. Os módulos de elasticidades foram estimados segundo as soluções descritas no item 2.5 e os demais parâmetros geotécnicos são correlacionados com base no tipo de solo que compõe a camada. Ressalta-se, mais uma vez, que os valores obtidos são orientativos, uma vez que a calibração do modelo numérico foi conduzida utilizando como referência os recalques mensurados em campo.

Para cada camada estabelecida na Figura 30, foram associados os valores de  $N_{spt}$  correspondentes (*Apêndice A*). Em cada camada de solo, os resultados de  $N_{spt}$  foram tratados por meio da teoria da distribuição de frequência normal aliada aos Métodos de Johson e Wichern (1988) Snedecor e Cochran (1989) para a verificação da forma da distribuição de frequência. A partir disso, foram obtidos os  $N_{spt}$  médio dessas camadas considerando um intervalo de confiança de 95%, valor normalmente adotado em estudos estatísticos na engenharia geotécnica. Uma vez definido o intervalo de valores de  $N_{spt}$  que representam cada camada de solo, foi possível determinar os parâmetros geotécnicos em função das correlações descritas no item 2.5. Importante lembrar que houve a necessidade de conduzir o trabalho com um *meio equivalente* para o maciço de solo (Figura 30) logo, para cada camada de solo considerada foi estimado um  $N_{spt}$  representativo.

Diante da definição de um modelo geométrico para o maciço, das leis constitutivas e dos valores mais prováveis referentes aos parâmetros geotécnicos do solo, os cálculos numéricos foram executados. O programa computacional é capaz de fornecer o recalque do terreno provocado pela imposição do carregamento. As fases de carga do edifício foram reduzidas a quatro estágios que correspondem a 25%, 50%, 75% e 100% do carregamento total. Isso tornou o processo de simulação numérica 80% mais eficiente quando comparado ao modelo com todas as fases de carga do

edifício. Considerando tal simplificação, foram executadas diversas simulações numéricas no processo de *calibração do modelo*, em que os valores dos parâmetros geotécnicos fossem variados de forma lógica e com bom senso. Importante destacar que as análises dos resultados retornados pelo PLAXIS 3D em cada simulação foram elaboradas por meio da planilha eletrônica previamente programada de modo a considerar os recalques de referência baseados nas leituras de campo.

Para o *Estudo Local*, os parâmetros geotécnicos utilizados para simulação do comportamento do bloco de fundação estão relacionados na Figura 33. Já para o *Estudo Global*, o processo de retroanálise permitiu a obtenção dos parâmetros geotécnicos relacionados na Figura 34. Esses valores foram ajustados mediante diversos cálculos numéricos até que os recalques retornados pelo modelo numérico fossem próximos quanto possível das leituras de campo.

No caso do **Estudo Local**, o resultado da calibração foi apresentado na Figura 32 que demonstra a comparação direta dos resultados de recalque de campo e os calculados numericamente. No caso do **Estudo Global**, a comparação entre os resultados numéricos e de campo foi elaborada mediante análise bacía de recalque (Figura 36) de um corte longitudinal no terreno (Figura 35).

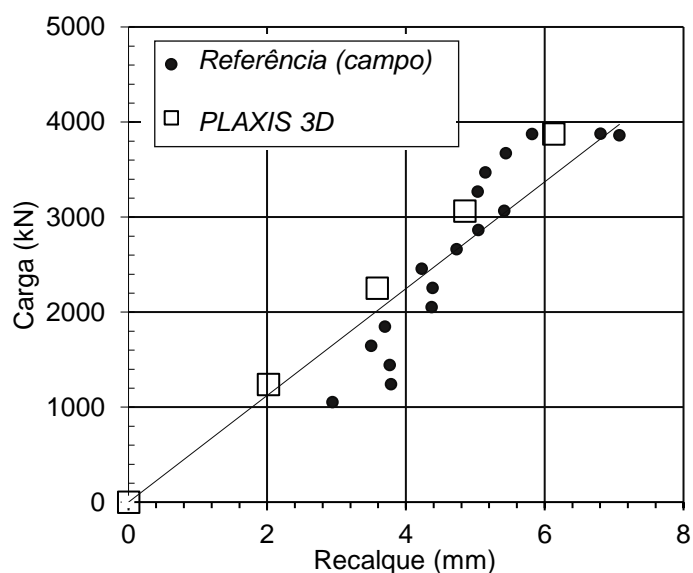


Figura 32: Comparação dos resultados numéricos (PLAXIS 3D) com os recalques de campo para o grupo B12 – Estudo Local

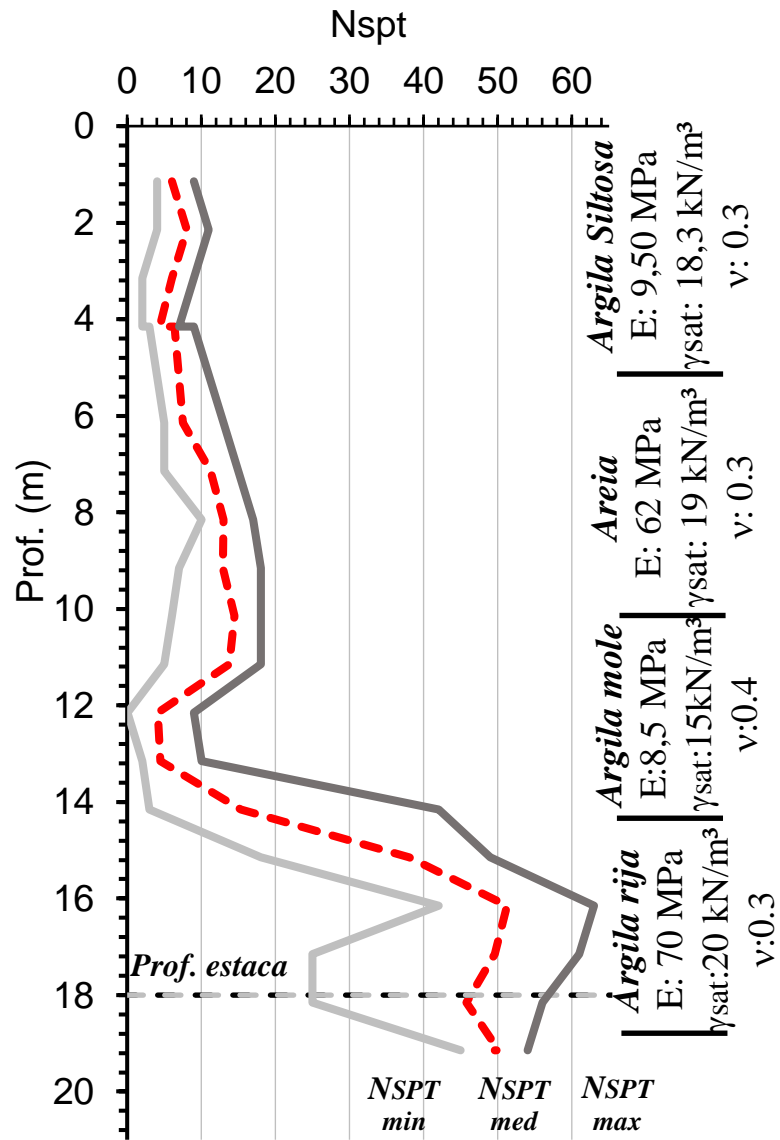


Figura 33:  $Nspt_{m\u00e9dio}$ ,  $Nspt_{m\u00e1ximo}$  e  $Nspt_{m\u00ednimo}$  para cada camada de solo considerada no *Estudo Local*.

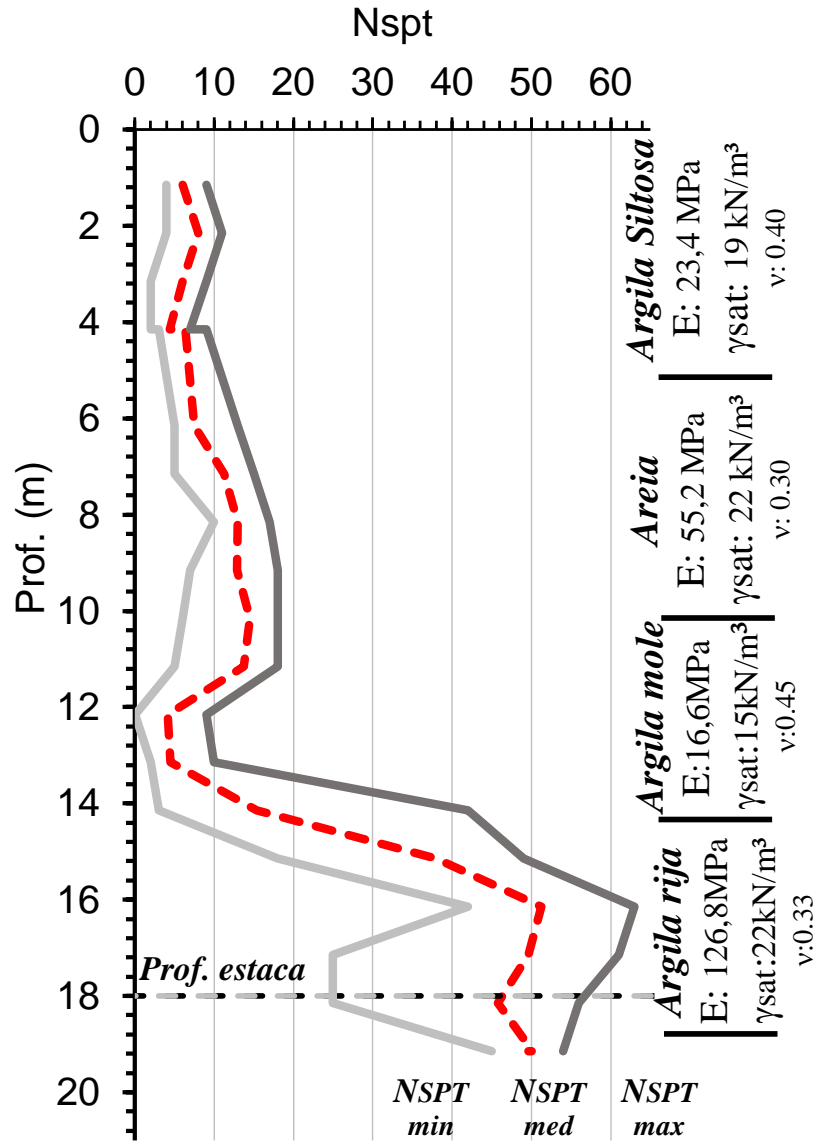


Figura 34:  $Nspt_{médico}$ ,  $Nspt_{máximo}$  e  $Nspt_{mínimo}$  para cada camada de solo considerada no Estudo Global.

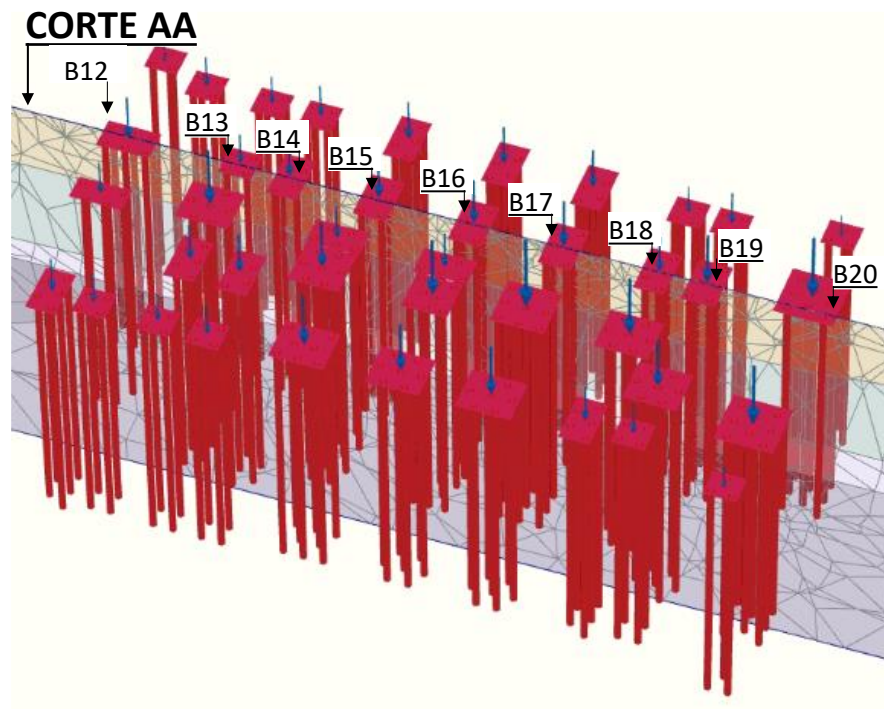


Figura 35: Plano de corte AA na fundação.

De modo geral, independentemente do nível de carga aplicado, os recalques numéricos são superiores valores de referência (campo). Os valores dos parâmetros geotécnicos adotados na modelagem numérica que retornaram os deslocamentos apresentados abaixo equivalem àqueles previstos com os valores de  $N_{SPT}$  no limite superior do intervalo de confiança estimado em um nível de confiança de 95%. Entende-se, neste trabalho, que a extrapolação dos valores do intervalo estabelecido estatisticamente não é razoável, uma vez que conduziria a valores de parâmetros geotécnicos fora do bom senso de engenharia.

O maciço de solo modelado numericamente, portanto, tem características menos rígidas quando comparado à condição de referência. Apesar disso, a metodologia adotada para modelagem do comportamento da fundação baseado em ensaios de campo simples aliado à técnica de retroanálise com leituras de campo permitiu simular de forma razoável a magnitude de deformação sofrida pelo terreno devido às cargas impostas na estrutura.

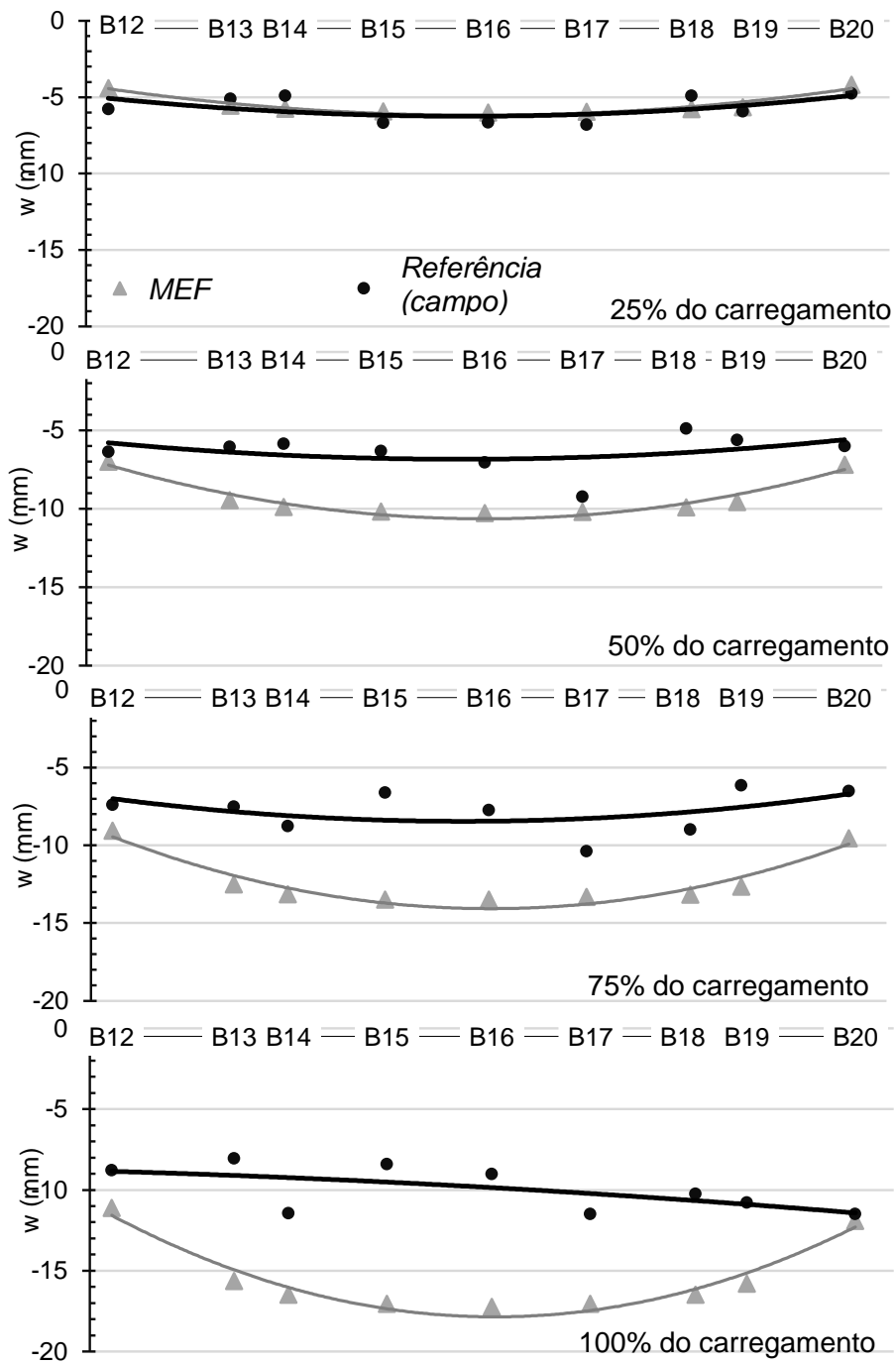


Figura 36: Bacia de recalque (corte AA)



## Capítulo 6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo é dedicado à análise dos resultados obtidos pelas simulações numéricas aliada a processos iterativos elaborados para os estudos paramétricos. As análises foram direcionadas primeiramente ao entendimento da distribuição de tensões na fundação. Posteriormente, os parâmetros que traduzem a ISE foram analisados mediante a variação dos parâmetros geométricos das estacas ( $D$  e  $L$ , no caso do *Estudo Global*, e  $D$ ,  $L$  e  $s$ , no caso do *Estudo Local*). Ainda, investigados os efeitos da parametrização na rigidez do sistema de fundação ( $K_F$ ) e no coeficiente geométrico ( $k_p$ ) dos grupos de estacas. Por fim, foi possível relacionar os parâmetros que traduzem a ISE e a rigidez da fundação.

### 6.1. Estudo Local – Bloco único de fundação

#### 6.1.1. Distribuição do Campo de tensões

O mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo é abordado por Velloso e Lopes (2010) para uma estaca única. Tanto o meio quanto a carga aplicada na estaca exercem uma reação no elemento de fundação, composta pelas tensões de cisalhamento no fuste e as tensões normais na base. A interação solo-estaca é apresentada na Figura 37, proposta por Velloso e Lopes (2010), em que os diagramas (a) e (b) demonstram a distribuição de carga e de atrito uniforme respectivamente. A carga de fuste  $Q_f$  equivale à resultante da integração das tensões resistentes cisalhantes ao longo da área do fuste, e a carga de ponta  $Q_p$  à resultante da integração das tensões normais na área da base.

No caso especificamente de estacas hélice continua monitorada, o dimensionamento acontece sobretudo por atrito lateral, enquanto a carga da ponta contribui com uma pequena parcela da carga de trabalho. O meio técnico é crítico às incertezas da mobilização da ponta devido sobretudo a eventual limpeza deficiente do fundo da escavação e outros fatores como alívio de tensões, atraso na concretagem e outros. Em casos de estacas escavadas assentes em camada mais resistente, Kulhawy (1991) aponta que a resistência mobilizada pela ponta equivale apenas a

uma pequena parcela de resistência, de 5 a 20% da resistência total, em níveis de carregamentos de trabalho. Embora a EHC pertença ao grupo de estacas escavadas, Sales *et al.* (2004) defende que existem algumas particularidades quanto a este tipo de estaca como justamente ao caso da limpeza da ponta. Alledi (2013) estuda a transferência de carga ao longo da profundidade de estaca hélice contínua instrumentada com *strain-gages* (Figura 38) de fato, pode-se esperar mobilização da ponta dessas estacas dentro desse intervalo.

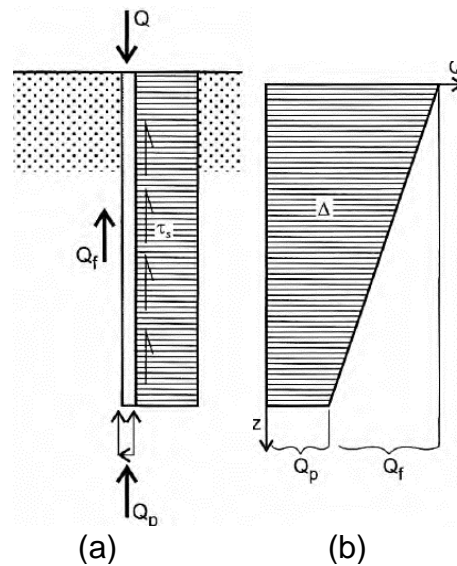


Figura 37: Transferência de carga da estaca para o solo (Velloso e Lopes, 2010)

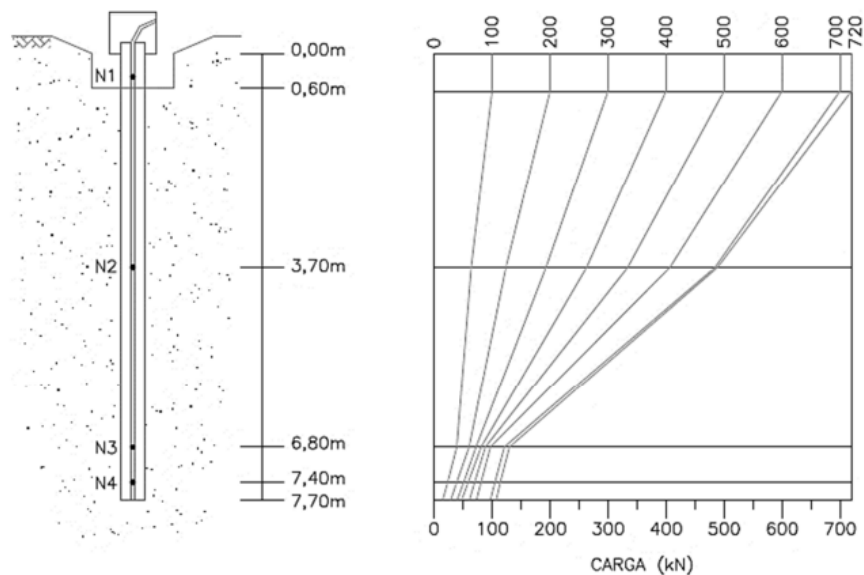


Figura 38: - Transferência de carga vs. profundidade de uma estaca hélice contínua instrumentada com *strain-gages* (Alledi, 2013. Apud Waked, 2017).

Marquezini (2021) simula numericamente no PLAXIS 2D o mecanismo da interação solo-estaca para elemento único no mesmo caso de obra do presente

estudo utilizando os resultados de Waked (2017) para o desenvolvimento do trabalho. A autora conclui que a transferência de carga da estaca para o solo equivale a uma mobilização de carga de ponta na ordem de 20% em relação à carga de trabalho.

A Figura 39 apresenta os resultados da simulação numérica do bloco 12 (B12), no correspondente à fase do *Estudo Local*. Da análise do diagrama de transferência de carga  $Q_f$  das estacas e12-e e e12-f, observa-se que a simulação numérica prevê uma mobilização de carga pela ponta de aproximadamente 20% da carga atuante na estaca. Nesse sentido, as estacas não há mobilização de resistência de ponta significativa comparada à resistência de fuste.

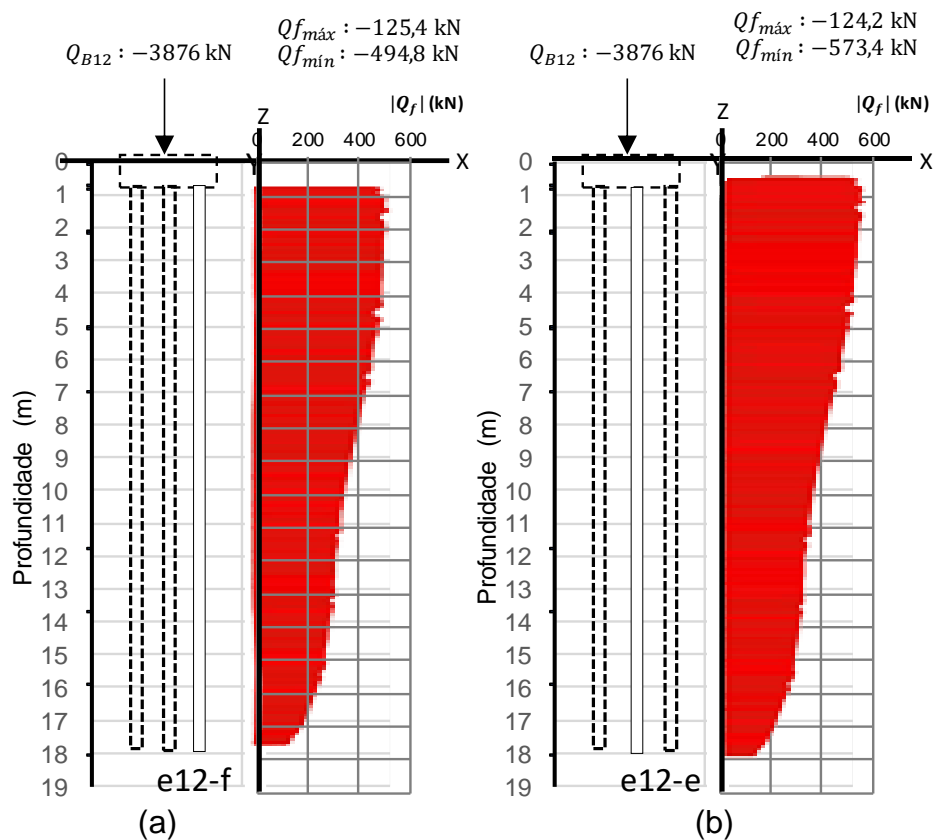


Figura 39: Diagrama de transferência de carga  $Q_f$  da e12-e e e12-f

A Figura 40 apresenta a distribuição das tensões verticais  $\sigma_{zz}$  ao longo da profundidade das estacas e12-c e e12-f. É evidente o acréscimo de tensão vertical (normal). A distribuição das tensões geostáticas é alterada devido ao acréscimo de tensões provocadas pelo carregamento das estacas. A Figura 41a e Figura 41b apresenta as tensões normais no momento anterior a aplicação da carga de trabalho no elemento e após o carregamento são apresentadas respectivamente, na porção final da estaca. A variação incremental de tensão normal mobilizada pelas estacas no

grupo devido ao carregamento da fundação pela estrutura do edifício é apresentada na Figura 47c. O campo de tensões geostáticas na porção inferior das estacas (Figura 41a) comparado ao campo de tensões na situação final de carregamento da fundação (Figura 41b) deixa claro o acréscimo de tensão de aproximadamente 200kN/m<sup>2</sup> (Figura 41c), que tende a dissipar a partir da profundidade de aproximadamente 8D.

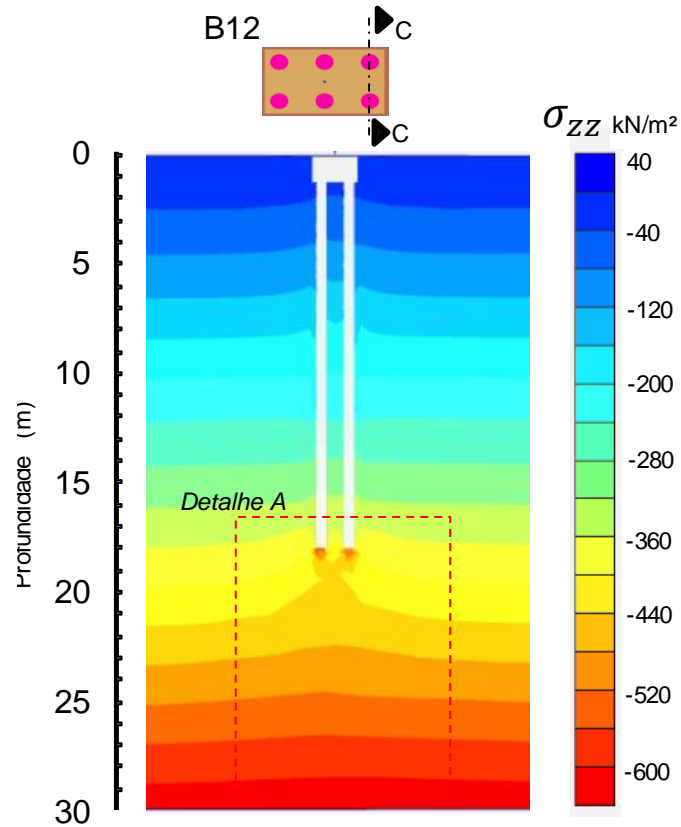
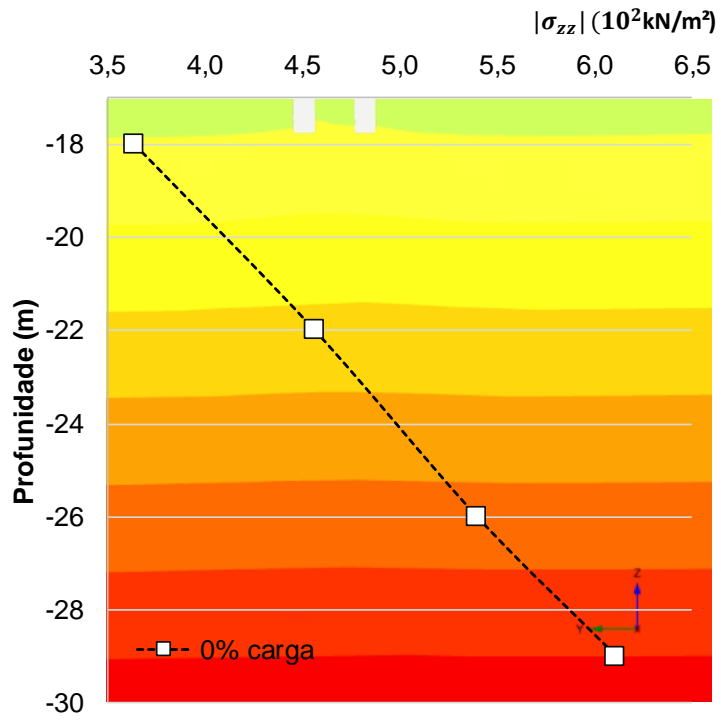
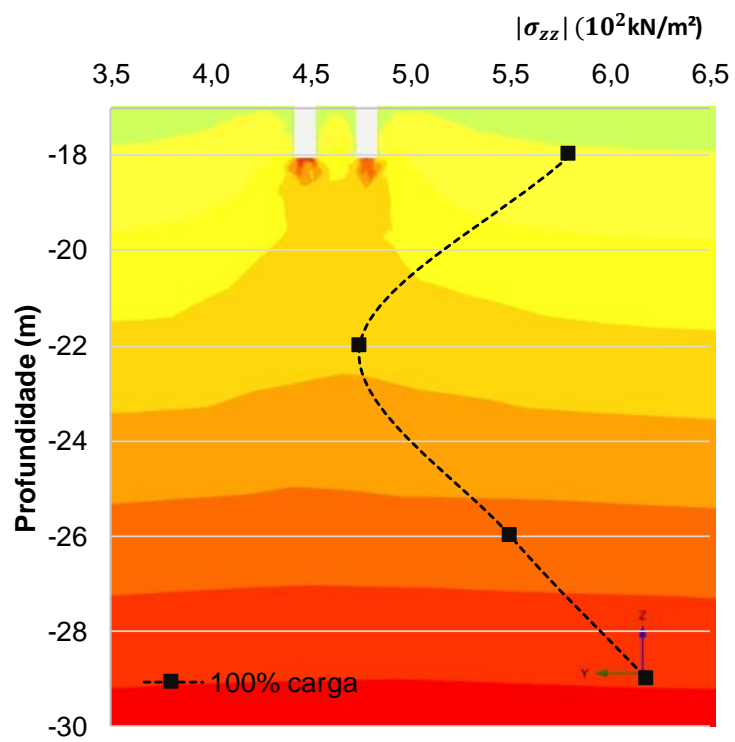


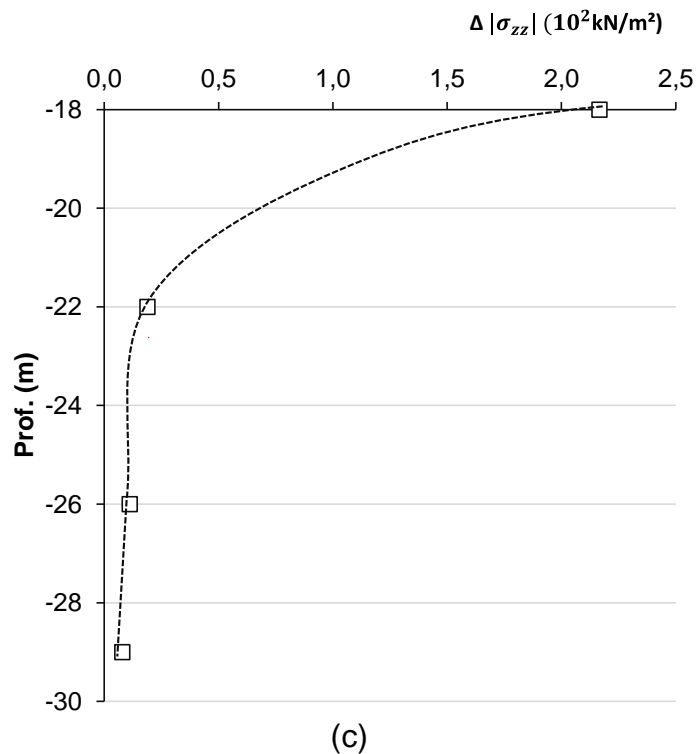
Figura 40: Distribuição das tensões vertical ( $\sigma_{zz}$ ) ao longo da profundidade



(a)



(b)



(c)  
 Figura 41: Variação da tensão vertical ( $\sigma_{zz}$ ) na base da estaca – *Detalhe A* (a) Distribuição das tensões geostáticas antes da fundação (b) Distribuição das tensões geostáticas mais o acréscimo de carregamento devido à fundação. c) Acréscimo das tensões verticais devidos exclusivamente à fundação.

A distribuição da tensão cisalhante  $\sigma_{yz}$  ao longo da profundidade das estacas e12-c e e12-f é apresentada na Figura 42. O comportamento numérico do grupo de estacas é compatível com as previsões de ELU do método de Velloso (1975, adaptado por Monteiro, 1997) e com o resultado de campo (ensaio PDA disponível em Waked, 2017).

Conforme discutido no item 4.2.2, os resultados das mobilizações de atrito lateral do ensaio PDA sugerem a ocorrência de mobilização de resistência na região da camada de argila mole. Waked (2017) defende que o método de ensaio ocorre em situação extremamente rápida de carregamento e descarregamento, sendo comum argilas compressíveis apresentarem alta resistência em ensaios não drenados. Tal comportamento não é simulado numericamente e tão pouco nas previsões analíticas e por isso, essa mobilização da resistência da camada mole não foi observada.

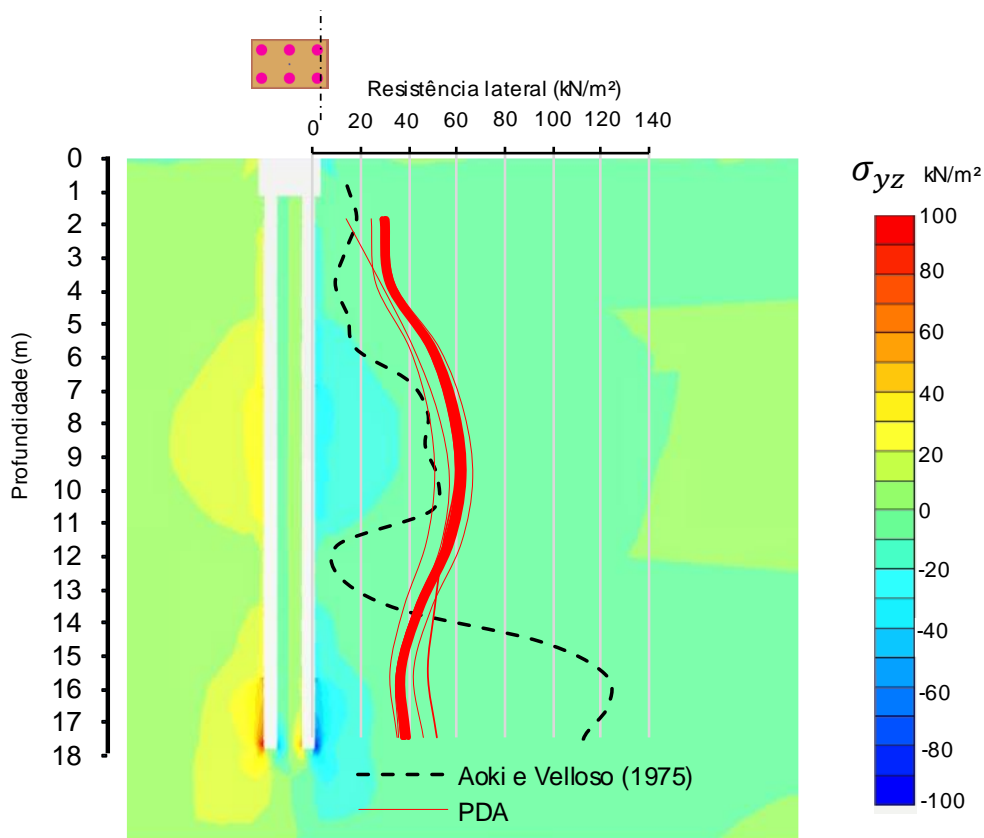


Figura 42: Distribuição das tensões cisalhantes  $\sigma_{yz}$  ao longo da profundidade.

### 6.1.2. Recalques absolutos

O estudo paramétrico proposto envolveu a análise do efeito de parâmetros geométricos da estaca no comportamento de recalque do grupo B12. O carregamento axial foi o mesmo em toda as simulações numéricas conduzidas para cada caso considerados, de modo a permitir a comparação direta com a condição original. O recalque previsto para o grupo de estacas submetido a uma carga final de 3876 kN foi de 6,21, 5,70, 5,30 e 4,77 mm para  $s=2,25D$ , 3D, 4D e 6D, respectivamente. O recalque final para a condição original ( $s/D = 2,5$ ) foi de 6,07 mm. Com base nos resultados, o recalque do grupo de estacas diminuiu com o aumento do espaçamento, com uma redução de 20% para espaçamento 2,4 vezes maior. De fato, o aumento do espaçamento provoca também aumento da área de contato do bloco de coroamento com o solo. Logo, espera-se que parte da carga de trabalho seja resistida pelo bloco e por consequência, ocorre redução do recalque do grupo de estacas.

A rigidez do grupo de estacas ( $K_F$ ) equivale à *força necessária para deslocar um ponto no topo da fundação em uma unidade de comprimento*. Para uma dada solitação externa, se menores deslocamentos ocorrem no grupo de estacas,

entende-se que o grupo é mais rígido. Nesse sentido, é possível afirmar que a rigidez do grupo de estacas aumentou com o maior espaçamento das estacas diante da análise da Figura 43.

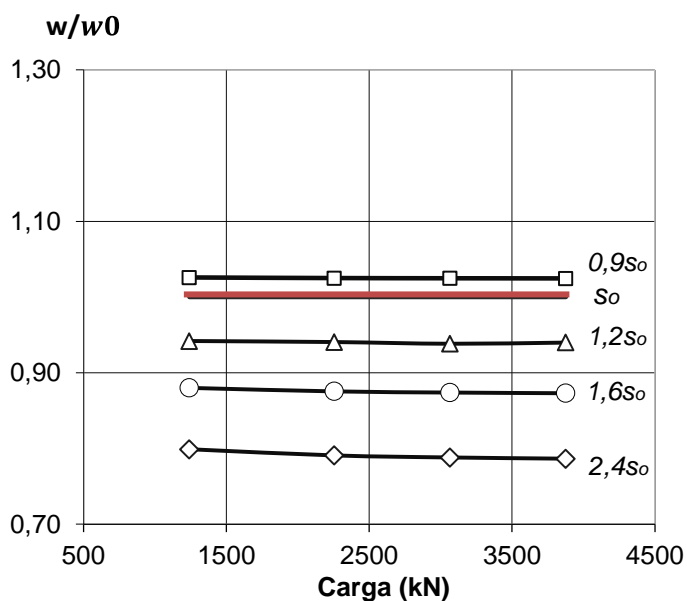


Figura 43: Recalque normalizado para cada espaçamento (s) considerado

A Figura 44(a), Figura 44(b) e Figura 44(c) mostra os contornos de recalques e a Figura 44(d) o gráfico normalizado  $w$  vs.  $z/B$ , onde  $z$  é a profundidade do terreno e  $B$  a maior dimensão do bloco. Importante ressaltar que a dimensão do bloco é alterada mediante a mudança do espaçamento entre os eixos das estacas, de modo a acomodar os elementos no grupo de forma coerente. A análise das figuras indica que para espaçamento 6 vezes o diâmetro da estaca, a curva de recalque se dissipa linearmente com a profundidade, produzindo menos recalque. Da análise da Figura 44(c) fica evidente que o aumento da taxa  $A_{BLOCO}/A_{ESTACAS}$  está diretamente relacionada à redução dos recalques do grupo. Isso se justifica pela maior área de contato do bloco com o maciço que conduz o comportamento do bloco de fundação próximo ao comportamento de uma fundação superficial. Os resultados estão de acordo com a literatura técnica (Pressley e Poulos, 1986; Gowthaman, Nasvi e Krishnya, 2017). Pressley e Poulos (1986) destaca, inclusive, que as análises elaboradas via MEF não lineares simplificada em muitos aspectos, demonstrou claramente que, em espaçamentos próximos, o mecanismo de ruptura do bloco é desenvolvido com deslizamento total da estaca-solo. Foi desenvolvido deslizamento apenas ao longo da face externa das estacas periféricas do grupo, enquanto zonas plásticas generalizadas se formaram abaixo do grupo. À medida que o espaçamento



das estacas aumenta, maior a expectativa de deslizamento estaca-solo ao longo das estacas internas no grupo enquanto o desenvolvimento da plasticidade na região abaixo das estacas desenvolve.

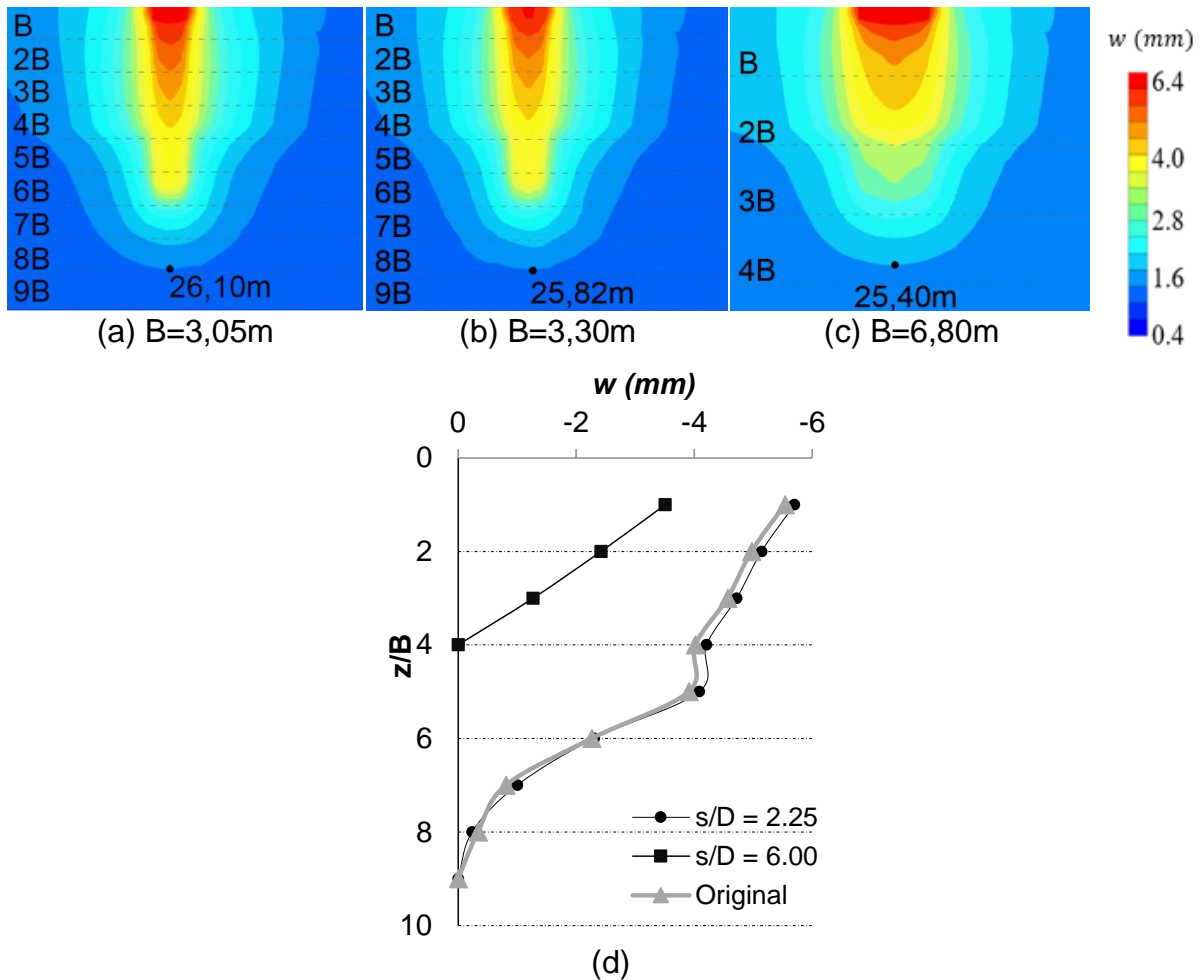


Figura 44: Contorno de recalques obtido para as configurações (a)  $s/D = 2.25$ , (b)  $s/D = 2.5$  (original) e (c)  $s/D = 6$

A Figura 45 e Figura 46 demonstra a relação entre a rigidez do grupo de estacas  $K_F$  e as variações no diâmetro  $D$  e comprimento  $L$  da estaca. Com base na análise dos gráficos, pode-se inferir que a rigidez do grupo aumentou com maiores valores para comprimento e diâmetro da estaca.

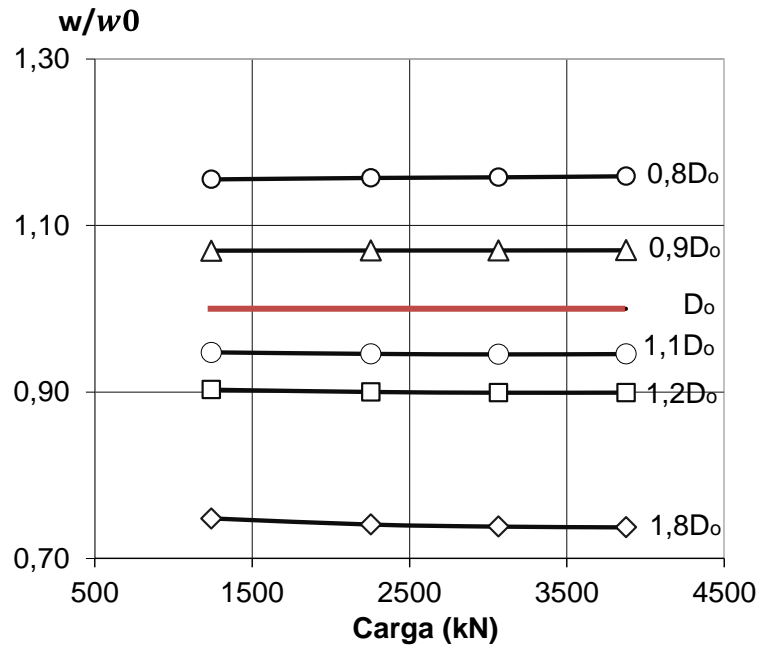


Figura 45: Recalque normalizado para cada diâmetro da estaca ( $D$ ) considerado

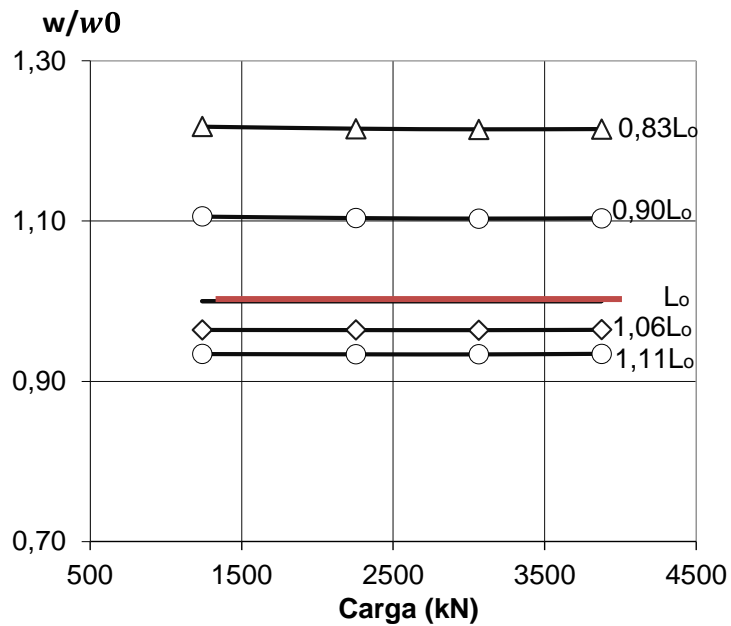


Figura 46: Recalque normalizado para cada comprimento da estaca ( $L$ ) considerado

As Figura 47 e Figura 48 apresentam o contorno de recalque e  $w$  vs.  $z/B$  correspondentes à parametrização com  $L$  e  $D$ , respectivamente. A Figura 47(c) mostra que há uma tendência de mecanismo de ruptura semelhante ao de uma estaca única quando o diâmetro da estaca é um fator condicionante no aumento da rigidez do grupo. Já da análise da Figura 47(d), observa-se que o recalque se desenvolve de forma semelhante com a profundidade; entretanto, até uma profundidade de  $z/B = 4$ , à estaca com o maior diâmetro ( $D = 90\text{cm}$ ) produz o menor recalque. Com relação à

influência do comprimento da estaca, constatou-se que estacas mais longas ( $L/D = 40$ ) produzem menos recalques (Figura 48d). A redução de  $L$  (Figura 48) resultou em maior recalque com a profundidade.

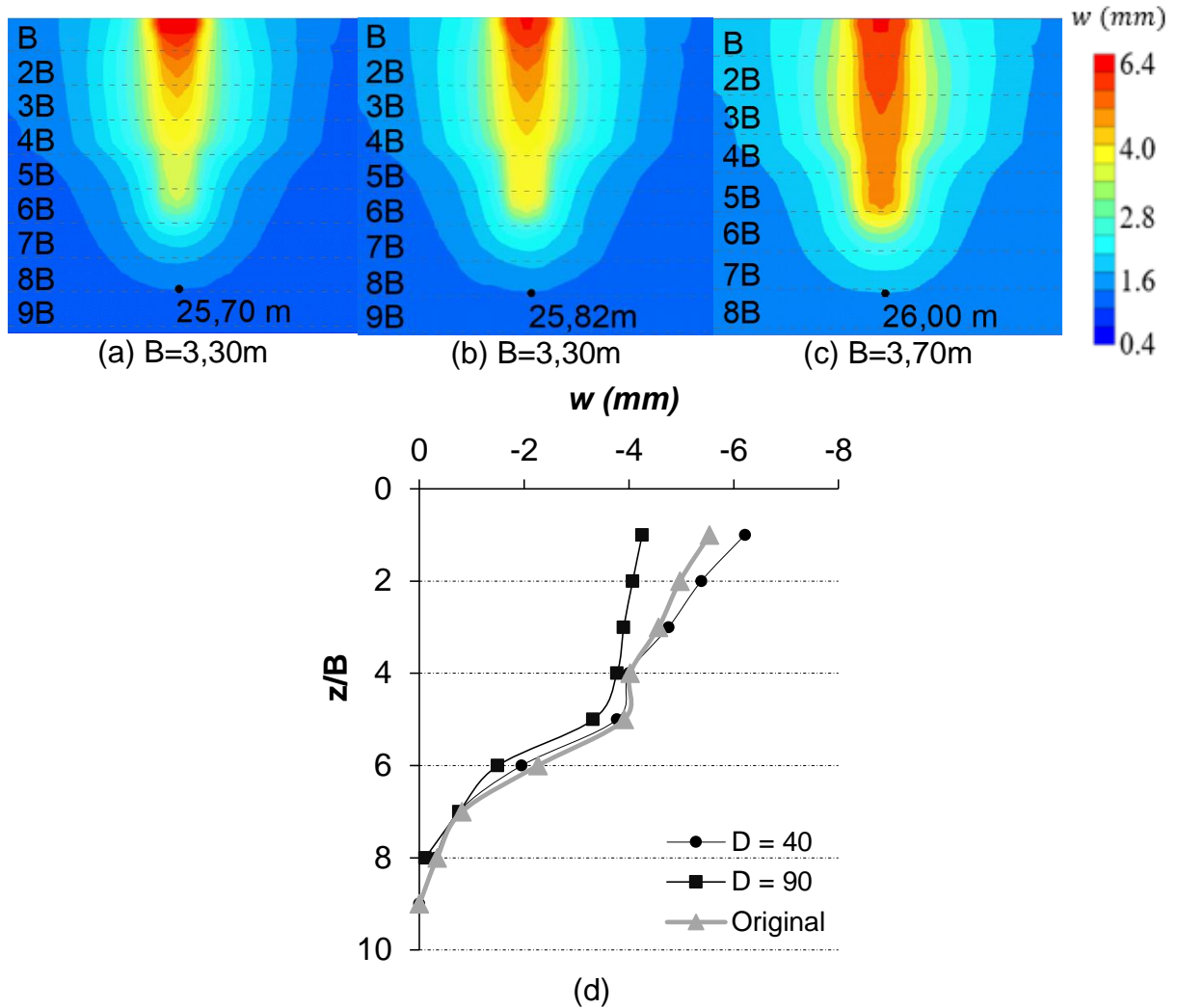
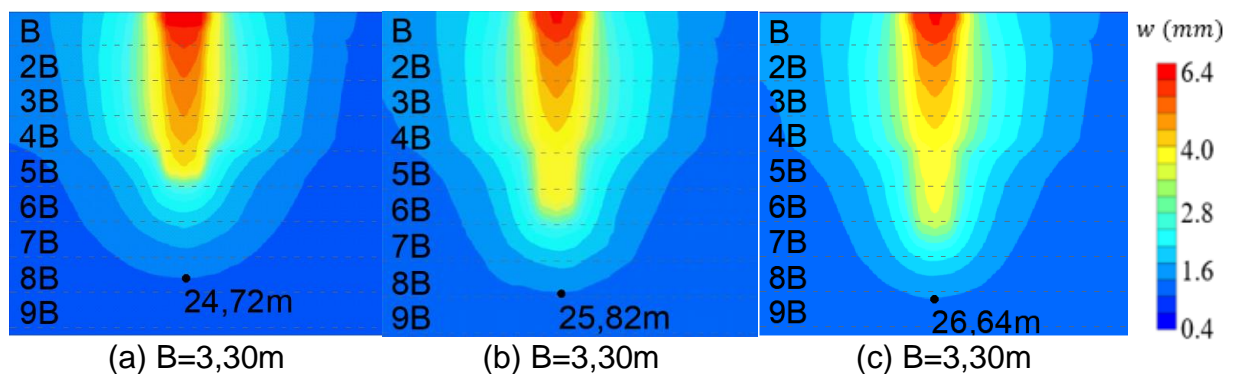
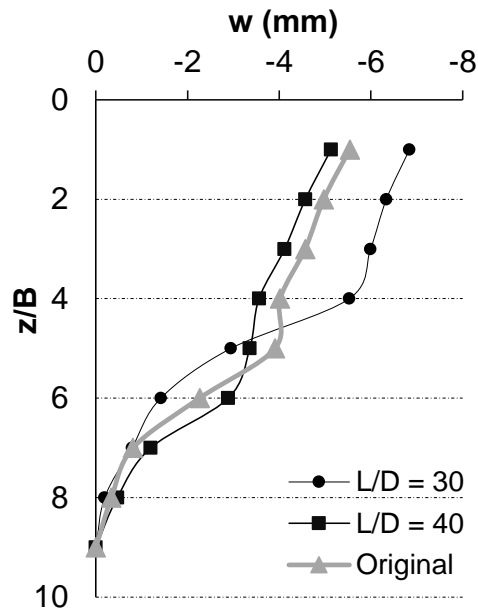


Figura 47: Contorno de recalques obtido para as configurações (a)  $D=40\text{cm}$ , (b)  $D=0.5$  (original) e (c)  $D=90\text{cm}$





(d)

Figura 48: Contorno de recalques obtido para as configurações (a) L/D=30; (b) L/D=36 e (b) L/D=40

### 6.1.3. Fator de interação

Foi investigado o efeito das proporções geométricas das estacas nos níveis de recalque do grupo. Para tanto, foram introduzidos os fatores de interação ( $\alpha_s$ ,  $\alpha_D$ ,  $\alpha_L$ ), dados pela Equação [14], Equação [15] e Equação [16] correspondentes à razão espaçamento, diâmetro e comprimento das estacas, respectivamente com relação aos parâmetros do modelo original de fundação dado por  $s_o$ ,  $D_o$  e  $L_o$ .

$$\alpha_s = \frac{s}{s_o} \quad [14] \quad \alpha_D = \frac{D}{D_o} \quad [15] \quad \alpha_L = \frac{L}{L_o} \quad [16]$$

A Figura 49 demonstra a sensibilidade dos recalques às variações na geometria da estaca. Conforme observado nas análises anteriores, uma redução na rigidez do grupo  $K_F$  aumenta o recalque para o grupo de estacas. Esse aumento no recalque é mais sensível ao aumento no comprimento da estaca e menos sensível ao diâmetro e espaçamento, de forma não linear e não proporcional. É importante destacar que o aumento das proporções geométricas das estacas está diretamente relacionado ao aumento da capacidade de carga da estaca, sobretudo pela mobilização de atrito lateral. Em condições de recalque reduzido ( $\alpha < 100$ ), o recalque é mais sensível a um aumento no diâmetro e comprimento da estaca e menos sensível a espaçamentos maiores. A Figura 49 indica que, em um diâmetro maior  $1,5D_o$ , o recalque do grupo deve diminuir em 17%, enquanto o mesmo aumento

no espaçamento resulta em uma redução de quase 10% no recalque. Para o estudo de caso, as estacas menores que 18m aumentaram o recalque do grupo, o que era esperado uma vez que a rigidez do grupo diminuiu. Este parâmetro exerceu maior influência no recalque do grupo do que o observado com menor diâmetro e espaçamento da estaca.

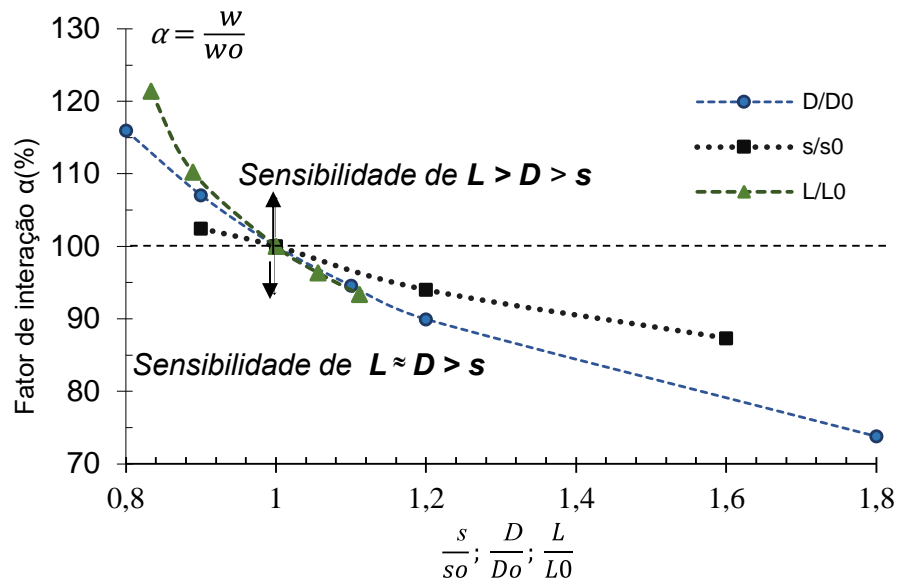


Figura 49: Sensibilidade dos parâmetros L, D, s

## 6.2. Estudo Global – A fundação

### 6.2.1. Rigidez da fundação ( $K_F$ )

A rigidez do grupo de estacas  $K_F$  é admitida pela razão entre a carga solicitante ( $Q$ ) e o deslocamento ( $w$ ) sofrido pelo grupo - Equação [17]. É importante ressaltar que na determinação da rigidez da fundação  $K_F$  é levada em consideração a interação entre os elementos de fundação e o solo ( $I_{ps}$ ) (Bhartiya, Chakraborty, Basu, 2020).

$$K_F = \frac{Q}{w} \text{ (kN/m)} \quad [17]$$

A Figura 50 apresenta a evolução dos valores médios de  $K_F$  para os Casos considerados e todos os blocos de fundação. De modo geral a rigidez da fundação aumenta com a evolução da construção e tende a uma estabilização nas últimas etapas de obra. Os efeitos da mudança dos parâmetros geométricos das estacas são evidentes. Nota-se que  $K_F$  é mais sensível ao comprimento das estacas, quando comparado ao diâmetro. O aumento das proporções das estacas está relacionado ao aumento da capacidade de carga das estacas, que produzem conseqüentemente menos recalque. É evidente, portanto, que a rigidez de fundação está fortemente

relacionada ao tipo parâmetro geométrico da estaca  $L$  ou  $D$  adotado na solução de fundação de projeto. A sensibilidade do comprimento é superior à observada na análise do diâmetro da estaca, coerente portanto, com a análise feita do Estudo Local (Figura 49).

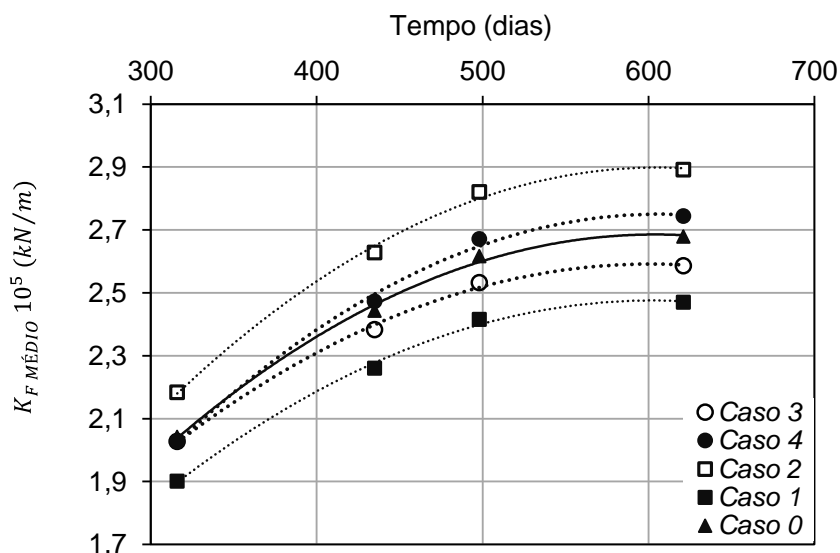
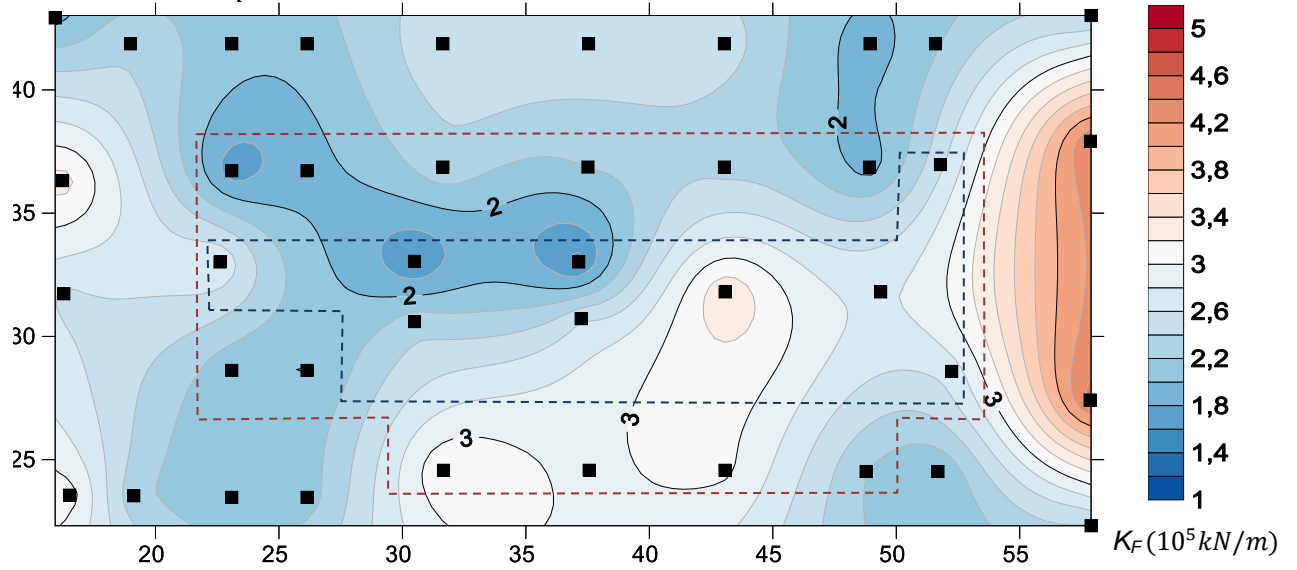


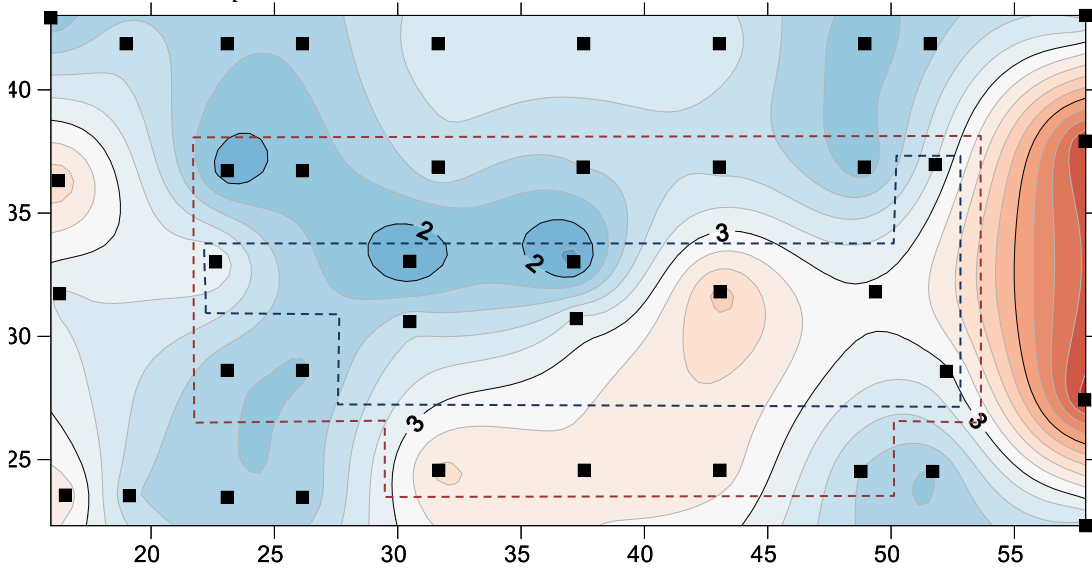
Figura 50: Evolução de  $K_{F-MÉDIO}$  com o tempo de construção para os casos considerados

Para determinação das regiões da planta do edifício onde ocorrem os maiores níveis de rigidez na etapa final de carregamento, são apresentadas *curvas iso- $K_F$* . Na Figura 51 e Figura 52 são apresentadas as *curvas iso- $K_F$*  para os casos de fundação considerados em que o embutimento e diâmetro da estaca foram variados, respectivamente. É evidente o aumento generalizado da rigidez do sistema de fundação quando diâmetros e, sobretudo comprimentos maiores de estaca são adotados. Nos casos 2 e 4, quando  $L$  e  $D$  maiores são adotados, verificam-se o desenvolvimento de regiões com  $K_F$  maiores a 3,0. A fundação é mais rígida à direita da planta de pilares, onde estão localizados o poço de elevador e as escadas.

$L=16,2; D=0,5m, k_p = 1,79 - \text{CASO 1}$



$L=18,0; D=0,5m, k_p = 1,61 - \text{CASO 0}$



$L=19,8; D=0,5m, k_p = 1,46 - \text{CASO 2}$

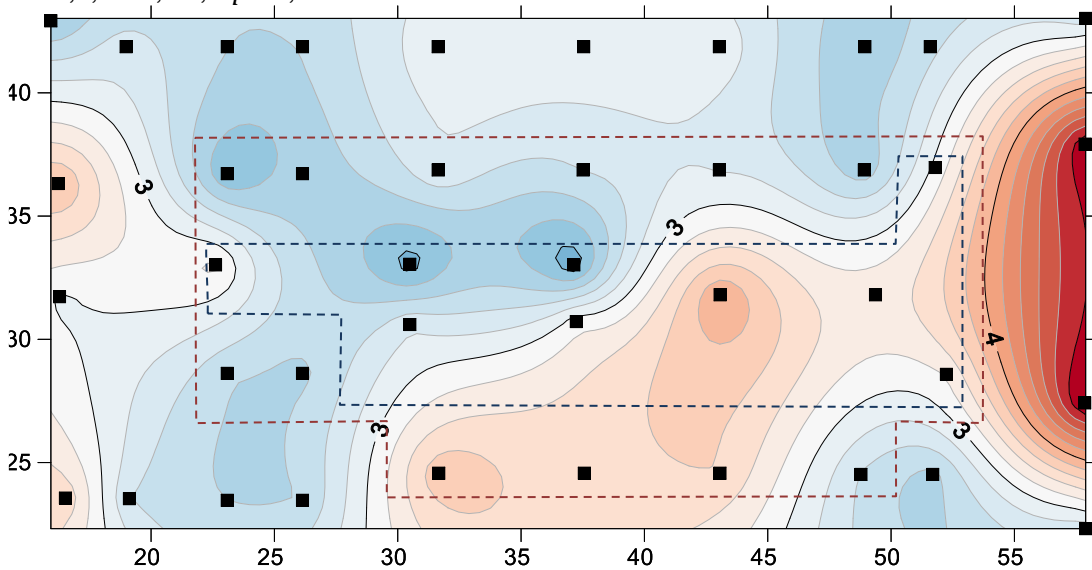
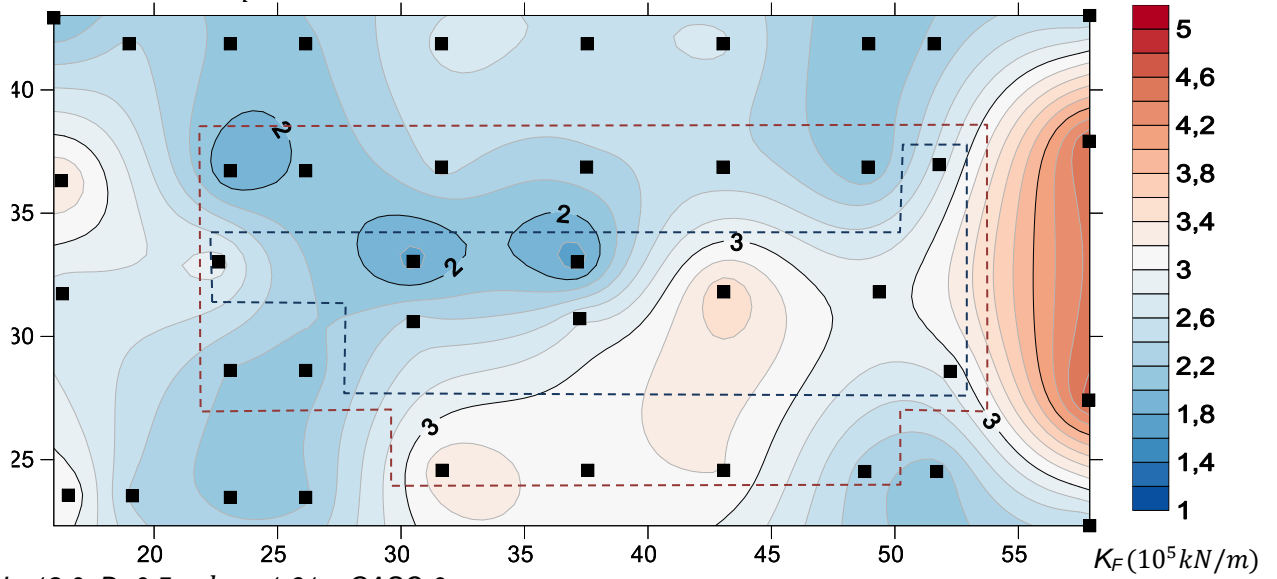
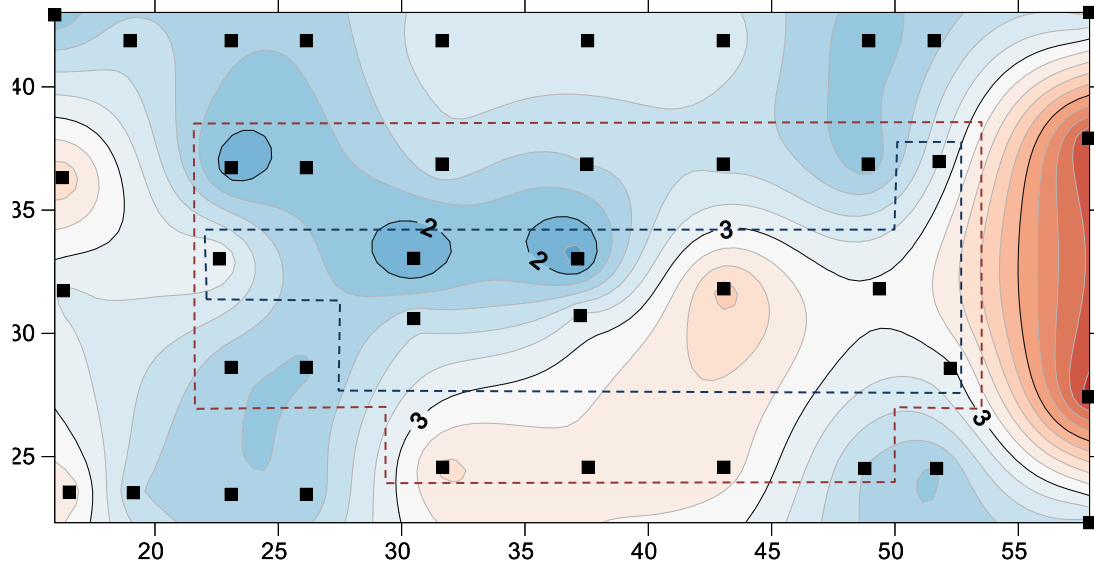


Figura 51: Curvas iso-  $K_F$  para o Caso 0, Caso 1, Caso 2

$L=18,0; D=0,45m, k_p = 1,30$  – CASO 3



$L=18,0; D=0,5m, k_p = 1,61$  – CASO 0



$L=18,0; D=0,55m, k_p = 1,95$  – CASO 4

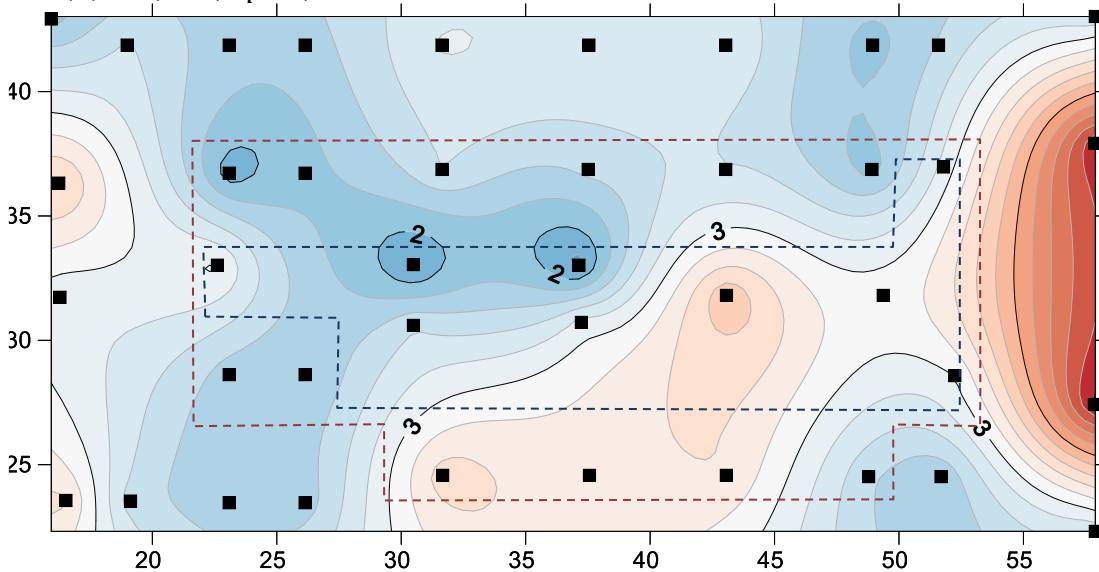


Figura 52: Curvas iso-  $K_F$  para o Caso 0, Caso 3, Caso 4



## 6.2.2. Análises dos recalques

### Recalque absoluto ( $w$ )

A média dos valores de recalque calculados numericamente para cada Caso considerado e todos os blocos de fundação é apresentado na Figura 53. É evidente que o aumento do embutimento e da área da seção transversal da estaca é favorável à redução do recalque da fundação (casos 2 e 4). A estaca com maior comprimento produz menores recalques no sistema. Isso se justifica pelo aumento da capacidade de carga da estaca devido ao aumento da área lateral do elemento em contato com o solo e, portanto, aumento da mobilização de resistência de fuste por atrito lateral. Efeito semelhante, porém, em menor proporção ocorre com adoção de estacas de maiores diâmetros. O aumento da área de seção transversal do elemento também promove aumento de capacidade de carga na fundação, que promove redução de recalque.

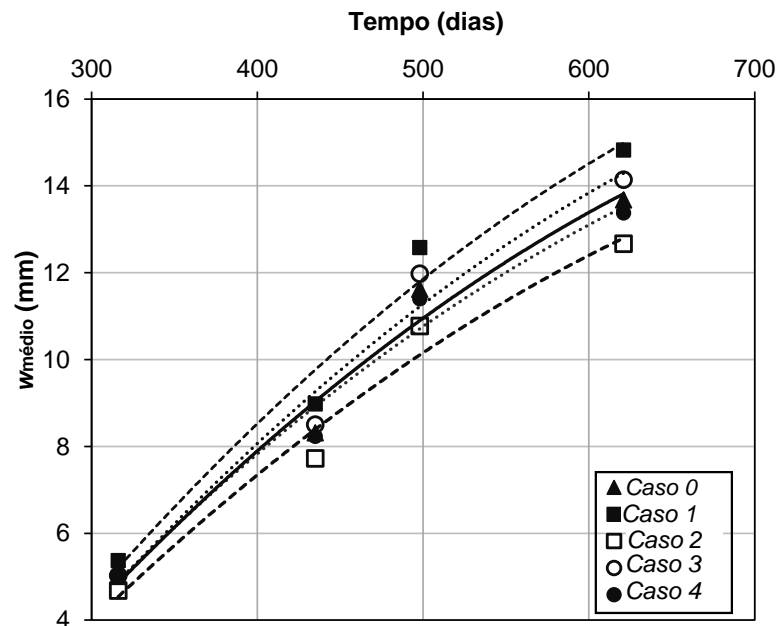


Figura 53: Evolução de  $w_{MÉDIO}$  associado a  $k_p$  para dos casos considerados

A Figura 54 apresenta os resultados da capacidade de carga última estimada e forma semi-empírica pelo método Aoki e Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997). Espera-se, da análise da Figura 54, que a adoção de estacas de menor comprimento reduzam a capacidade de carga dos elementos. Tendência semelhante, porém, em menor proporção ocorre com a adoção de estacas de menor seção transversal. Isso justifica os efeitos da variação de  $L/D$  sobre os recalques

serem superiores quando o comprimento da estaca é o parâmetro geométrico alterado. De fato, estacas, sobretudo aquelas do tipo hélice contínua mobilizam resistência de fuste e, com o aumento da área lateral espera-se também aumento de mobilização de resistência da carga de trabalho.

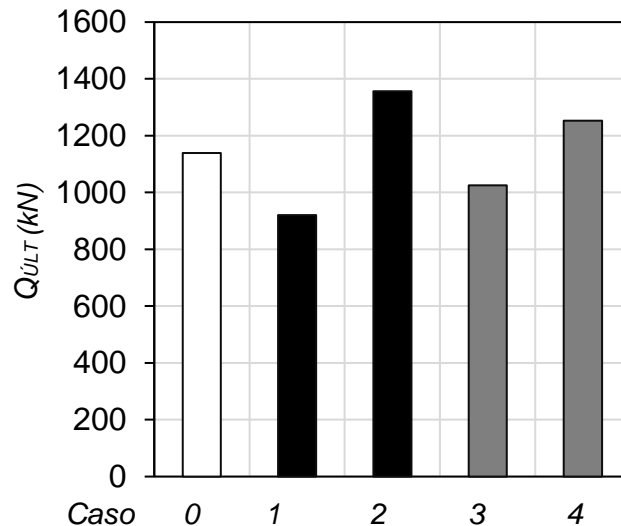


Figura 54: Capacidade de carga últimas das estacas estimadas pelo método de Aoki e Velloso (1975) em cada Caso

A Figura 55 mostra a taxa de evolução de cada Caso de acordo ao incremento de carga. Verifica-se que os casos 1 e 2 (variação do comprimento da estaca) se mostram constantes ou pouco sensíveis, durante o processo de carregamento, no entanto, os casos 3 e 4 são sensíveis à variação do diâmetro das estacas, sobretudo nas etapas iniciais do carregamento. Quando o comprimento da estaca é variado, espera-se taxas de 1,072% e 0,089% de aumento e redução de  $w_{MÉDIO}$  respectivamente. Já quando o diâmetro da estaca é alterado, taxas de 2,96% e 3,14% de aumento e redução, respectivamente são esperados. Esses efeitos distintos de  $L$  e  $D$  sobre o recalque médio são bastante evidentes na curva carga-recalque (Figura 59). Nas primeiras fases de carregamento, os recalques são menos sensíveis ao aumento da seção transversal da estaca em 10%, porém, aumenta com a evolução do carregamento.

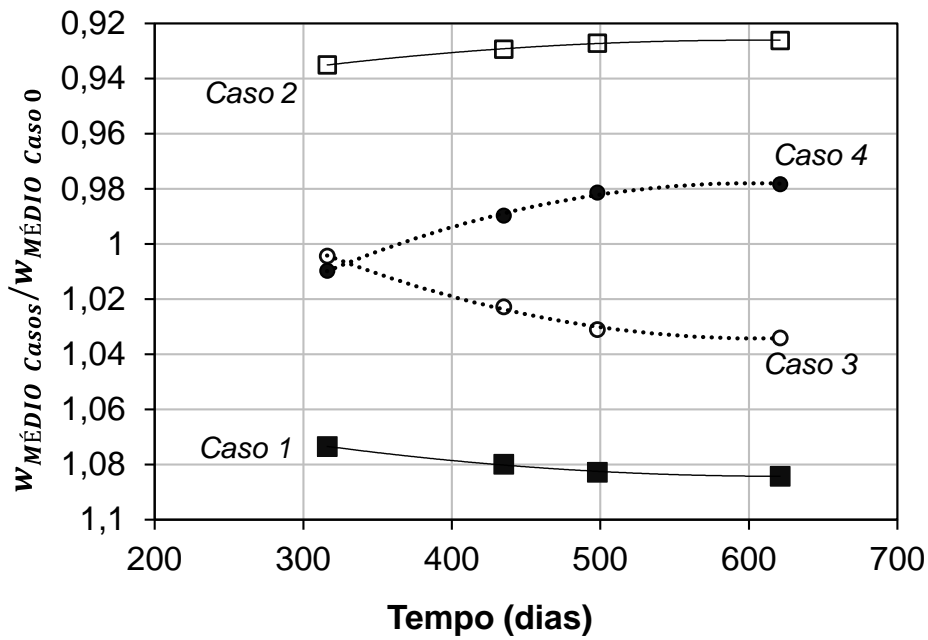


Figura 55: Recalque normalizado ao longo do tempo para cada caso considerado

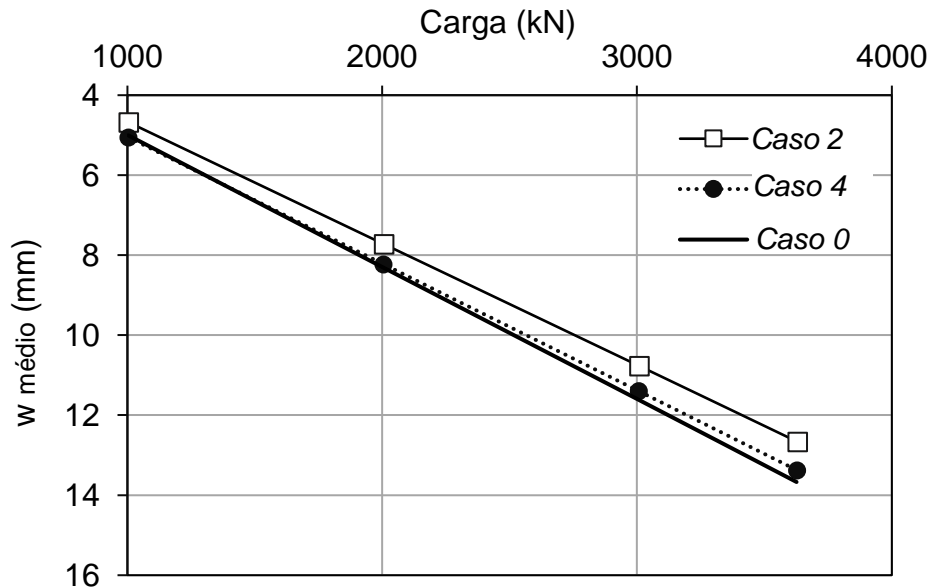


Figura 56: Carga-recalque para o Caso 0, Caso 2 e Caso 4

### Distorção Angular ( $\beta$ )

Valores de distorção angular  $\beta$  estão associados a limites de segurança orientativos quanto ao desempenho do edifício. A bibliografia técnica sugere a avaliação da extensão dos danos estruturais pelas deformações admissíveis de uma estrutura, utilizando para isso de valores típicos de  $\beta$  (Figura 3). Ao final de construção do empreendimento executado, o máximo valor de  $\beta$  alcançado equivale a 1/2280 que de acordo com a literatura não oferece riscos ao desempenho da edificação.

Em cada cenário de fundação considerado, a distorção angular para cada apoio foi calculada e os valores máximos de distorção angular da obra em cada etapa de construção é apresentada na Figura 57 e Figura 58. A mudança estabelecida dos parâmetros geométricos das estacas ( $D$  ou  $L$ ) pouco influencia na previsão do comportamento do edifício, sobretudo quando o *diâmetro* é o parâmetro associado. De fato, os recalques absolutos são menos sensíveis aos efeitos do diâmetro dos elementos. A distorção angular e o desempenho estrutural são, portanto, mais sensíveis à condição em que o comprimento é o parâmetro geométrico associado. Espera-se um desempenho menos satisfatório ( $\beta$  menores) quando o embutimento do elemento é reduzido.

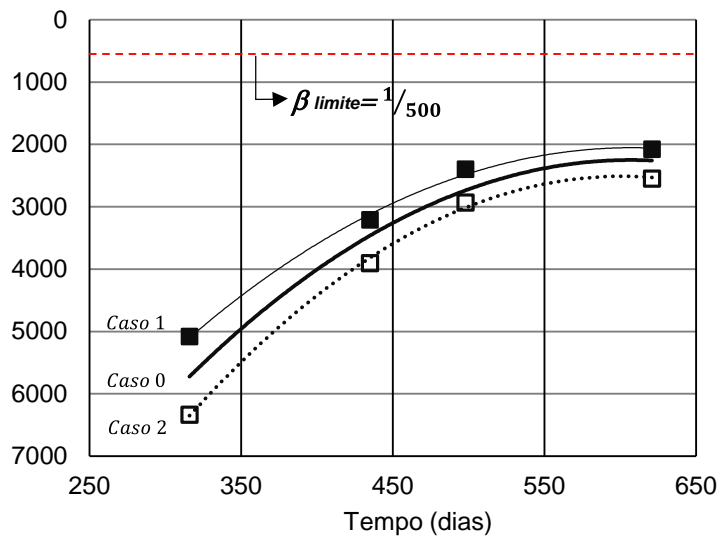


Figura 57: Evolução com o tempo de obra da distorção angular  $\beta^{-1}$  para os casos considerados em que o *comprimento* é alterado

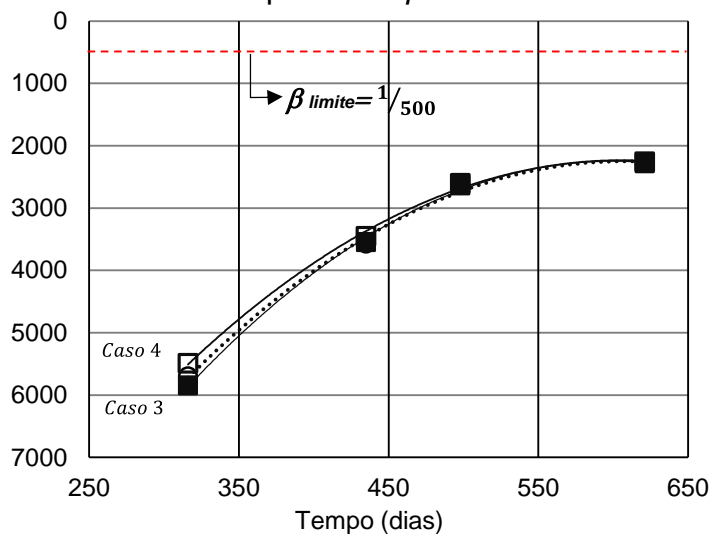


Figura 58: Evolução com o tempo de obra da distorção angular  $\beta^{-1}$  para os casos considerados em que o *diâmetro* é alterado

As curvas iso-distorção angular permitem identificar em planta a localização dos pontos de máximo e mínimo de  $\beta^{-1}$ . O inverso da distorção angular ( $\beta^{-1}$ ) de cada apoio da obra é apresentada por meio de curvas iso- $\beta^{-1}$ . Na Figura 59 e Figura 60 são apresentadas as curvas para cada cenário de fundação adotado, na etapa final de carregamento do edifício. Da análise das curvas é possível constatar que na região frontal do edifício (à direita da planta) acontecem os valores mais críticos de  $\beta^{-1}$ . Essa região pouco sofre efeitos pela variação dos parâmetros geométricos das estacas. É uma região que apresenta maiores distâncias entre os apoios, o que pode justificar os maiores valores para  $\beta^{-1}$ . De fato, os danos causados por um determinado valor de recalque distorcional é tanto maior quanto menor for a distância entre os pilares (Lambe e Whitman, 1974).

Adoção de embutimentos maiores de estacas promove melhora no desempenho da fundação (Figura 59), enquanto a distribuição das distorções críticas pouco sofre efeitos. A adoção de  $L$  menores é desfavorável ao desempenho da fundação (Figura 59) e parece influenciar significativamente sobre a região periférica à esquerda da planta (fundos do prédio) com o surgimento de maiores valores para  $\beta^{-1}$ . Logo, embora a adoção de solução de fundação com estacas de menor comprimento promova de modo geral um desempenho menos satisfatório, dentro do aceitável, a região posterior do edifício tende a obter uma melhora no desempenho enquanto poucos efeitos ocorrem na região frontal, onde há maiores distâncias entre pilares.

No entorno dos pilares P128 e P129 (região central inferior da planta) apresenta tendência de aumento de  $\beta^{-1}$ , sobretudo com a redução do embutimento da estaca (Figura 59). Trata-se de uma região com elevada rigidez na superestrutura pela presença das rampas de acesso aos pavimentos superiores. Variações no diâmetro das estacas pouco gera impacto sobre essa região, assim como nas demais regiões na planta (Figura 60). No entorno dos pilares P16 e P17 (região superior central da planta na Figura 60) ocorrem os maiores impactos com a variação da seção da estaca. Espera-se que  $\beta^{-1}$  nessa região aumente de magnitude e, portanto, melhore o desempenho da fundação.

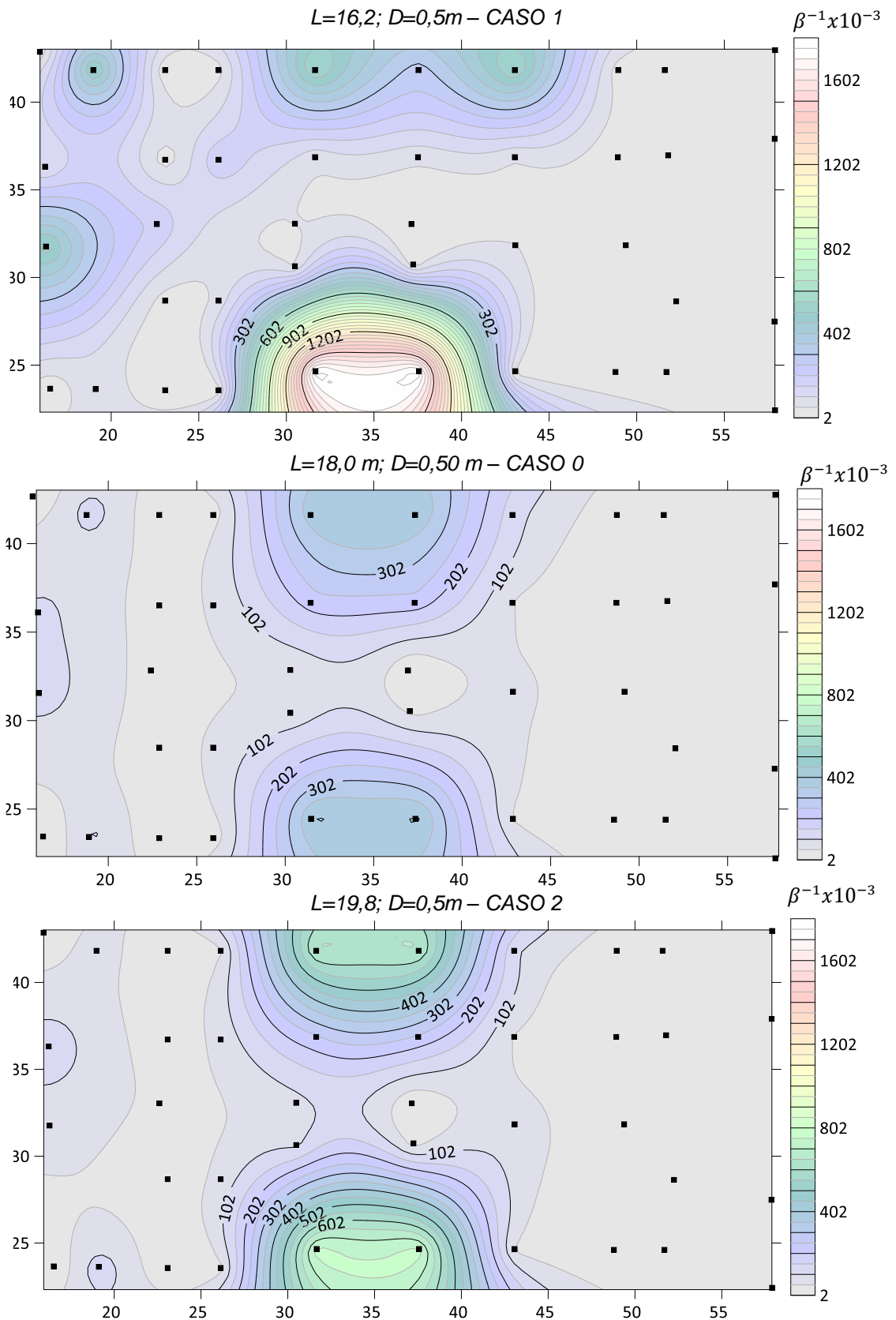


Figura 59: Curvas iso- $\beta^{-1}$  na etapa final de carga do edifício para os cenários de variação de  $L$

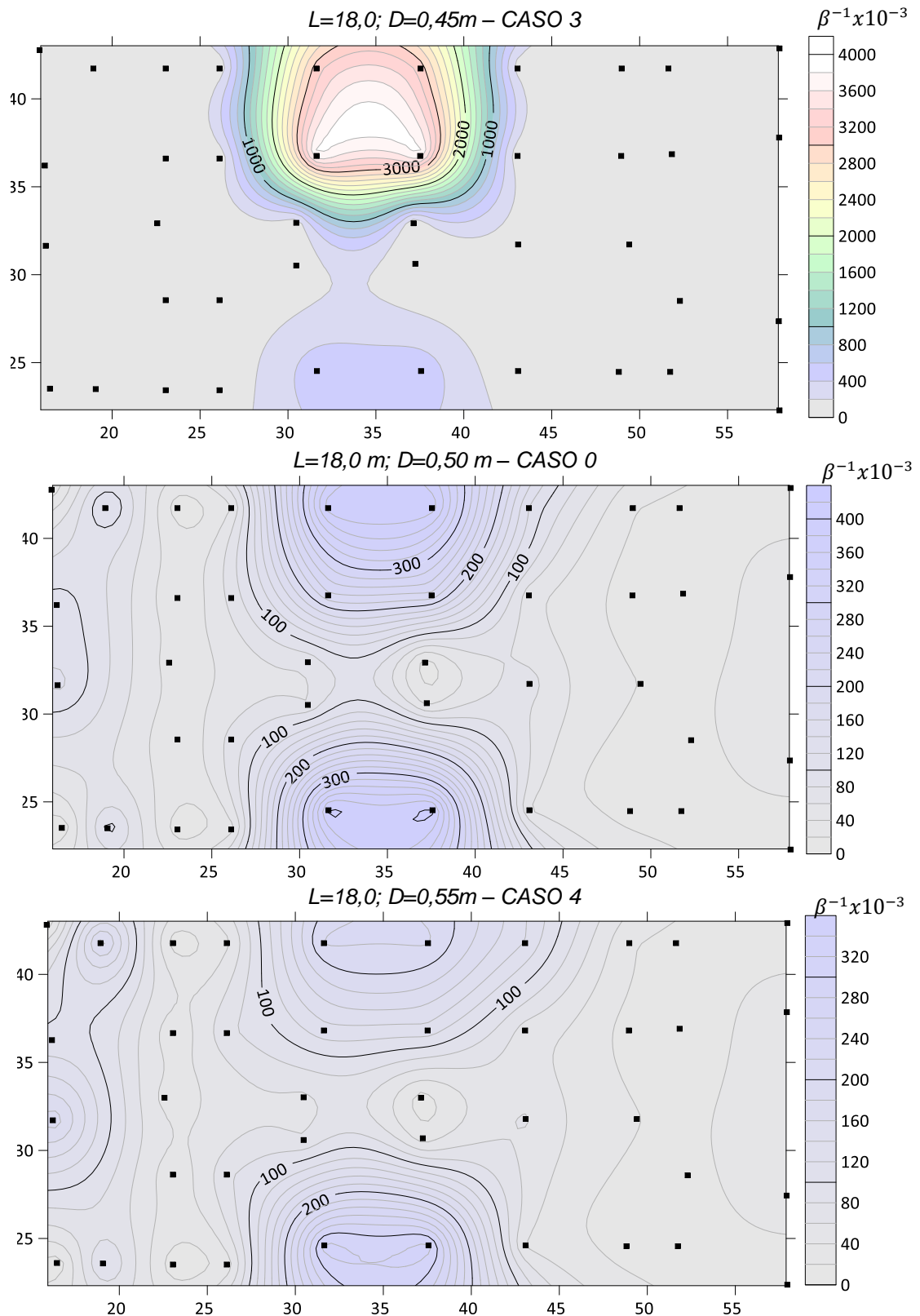


Figura 60: Curvas  $iso-\beta^{-1}$  na etapa final de carga do edifício para os cenários de variação de  $D$

### 6.2.3. Análises da ISE

#### *Coeficiente de variação dos recalques absolutos (CV)*

Nos estudos dedicados a análise da ISE, o coeficiente de variação de recalques absolutos (*CV*), definido pela relação entre o desvio padrão e média dos recalques absolutos, é utilizado para avaliar o efeito de tendência à uniformização dos recalques ocasionado pelo incremento de rigidez da superestrutura diante da construção dos pavimentos do edifício (Prellwitz, 2015; Gusmão e Calado Jr, 2002; Gonçalves, 2004; Gusmão, 2006; Mendonça, Reis e Aoki, 1998). No presente estudo, o coeficiente será associado os efeitos da rigidez de fundação sobre o grau de uniformização dos recalques.

O  $CV_{MÉDIO}$  calculado a partir dos resultados de campo sugerem aumento de dispersão de recalques até a etapa após a construção da última laje ao final e conclusão das alvenarias (Figura 61). A partir desta etapa os recalques absolutos tendem a uma uniformização com um comportamento linear e, valores majoritariamente abaixo da unidade. Isto se justifica pelo ganho da rigidez do edifício, gerada pela continuação do processo executivo que age de forma significativa na minimização das dispersões dos recalques.

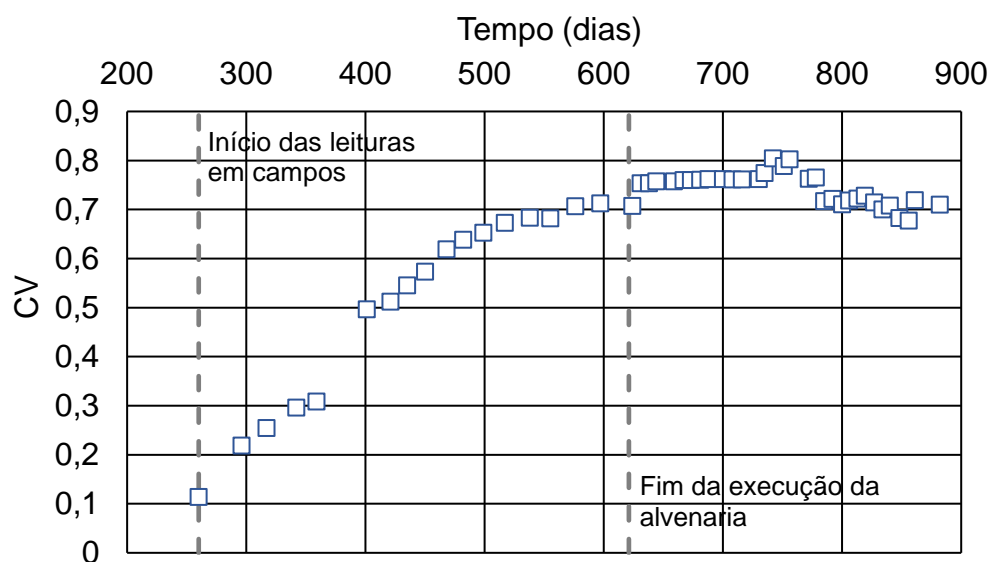


Figura 61: Evolução do CV médio dos recalques absolutos de campo medidos por Prellwitz (2016)



Os resultados das simulações numéricas são apresentados na Figura 62. A relação do  $CV_{MÉDIO}$  dos recalques absolutos com o tempo de construção para todos os casos considerados é apresentada. É evidente que a simulação numérica alcançou uma tendência bastante similar da uniformização dos recalques. São observados acréscimos de dispersão de recalques na obra até a etapa final de carregamento da estrutura, com uma tendência à estabilização do coeficiente no final da obra. Apesar disso, a magnitude de dispersão alcançada numericamente foi inferior ao verificado em campo. Isso pode ser justificado pelas bacias de recalques que ocorrem em campo e que não foi possível simular em uma análise essencialmente linear e com simplificações no maciço.

Na Figura 62, nas etapas iniciais pode ser observado um aumento da magnitude do  $CV_{MÉDIO}$  com o também aumento de  $k_p$ . Isso sugere, portanto, que a adoção de elementos de fundação com coeficientes de rigidez mais rígidos promove recalques menos homogêneos no caso em estudo. Ao final de construção os coeficientes tendem a convergir para valores muito próximos, porém, não é possível estabelecer um padrão entre os parâmetros.

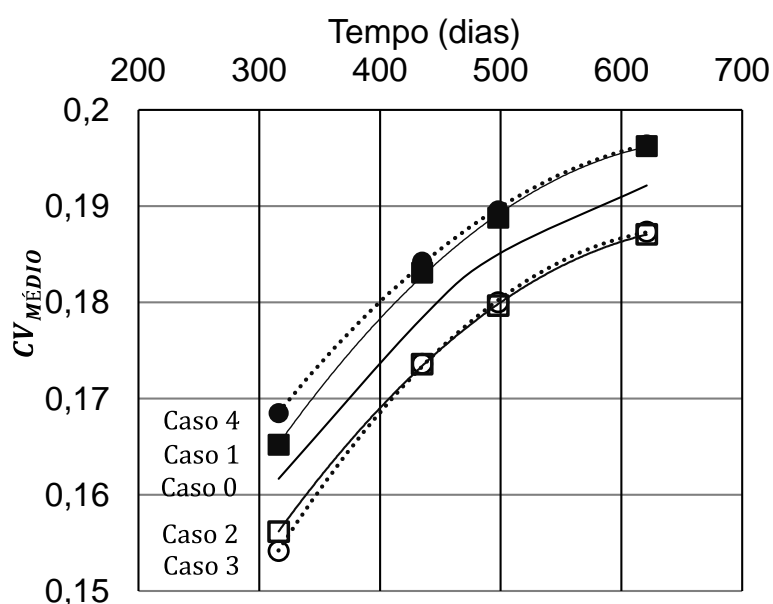


Figura 62: Evolução com o tempo do  $CV_{MÉDIO}$  da obra para os casos considerados

Na bibliografia técnica é dado ênfase na relação entre o coeficiente  $CV$  e a rigidez do sistema de fundação  $K_F$ , ou seja, rigidez que considera os efeitos da interação estaca-solo. A literatura evidencia que o acréscimo de rigidez da fundação é favorável para a uniformização dos recalques e, portanto, redução de  $CV_{MÉDIO}$ .

Ressalta ainda ser interessante que os elementos da fundação sejam combinados e enrijecidos, sendo observado o aspecto econômico (Sivelli, 2018; Crespo, 2004; Reul e Randolph, 2004; Noorzai, Godbole e Viladkar, 1993).

Nas figuras abaixo é possível estabelecer essa relação entre o  $CV_{MÉDIO}$ ,  $K_{F\text{ médio}}$ . A Figura 63 e Figura 65 apresentam o  $CV_{MÉDIO}$  de cada etapa de construção com a evolução da rigidez da fundação para os casos em que o comprimento e diâmetro da estaca foi variado, respectivamente. Os modelos em que o sistema de fundação alcançou valores superiores de rigidez ( $K_{F\text{ médio}}$ ) apresentam menores valores de  $CV_{MÉDIOS}$  associados, que traduz em maior uniformização dos recalques da obra. Isso acontece independente do parâmetro geométrico em análise, L ou D. É interessante observar que  $k_p$  não apresenta a mesma relação, a adoção de estacas com coeficientes de rigidez mais rígidos não está associada a um sistema de fundação mais rígido e nem mesmo a menores valores de CV. Nesse sentido, é possível afirmar que a interação entre os elementos de fundação com o meio exerce influência predominante no grau de uniformização dos recalques da obra. Outro ponto a ser destacado é a convergência para valores próximos de  $CV_{MÉDIO}$  e  $K_{F\text{ médio}}$  nas etapas finais de obra independente do diâmetro adotado para as estacas (Figura 67b).

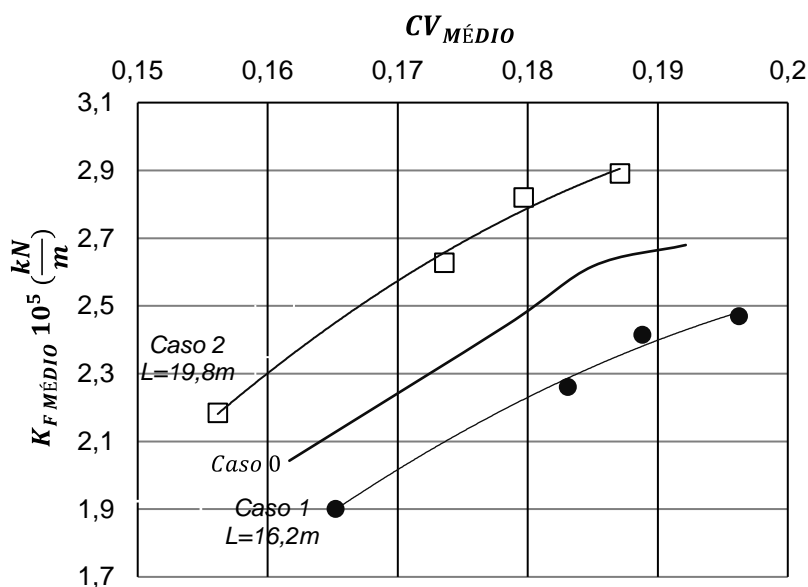


Figura 63:  $K_{F\text{ médio}}$  vs.  $CV_{MÉDIO}$  para (a) comprimento L variado

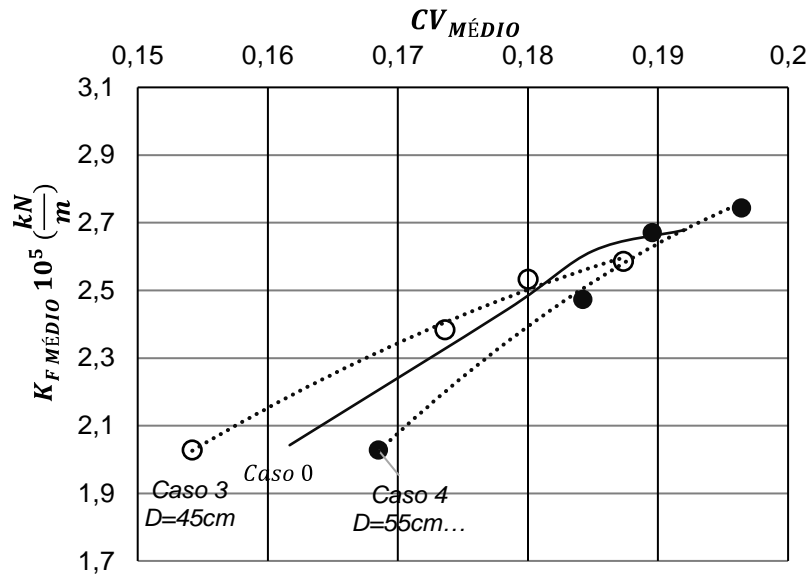


Figura 64:  $K_{F\text{médio}}$  vs.  $CV_{\text{MÉDIO}}$  para  $D$  variado.

Barros (2005) propõe que a avaliação do comportamento da fundação pelo coeficiente  $CV$  seja feita em relação à geometria do edifício ou procurar verificar o efeito sobre cada tipo de fundação com características equivalentes. No caso em estudo, é conveniente comparar o  $CV$  de regiões isoladas do sistema (setores central, intermediário e periférico - Figura 27). A Figura 65 apresenta para cada setor, a evolução de  $CV_{\text{MÉDIO}}$  dos recalques absolutos monitorados enquanto a Figura 66 e Figura 67, para os recalques retornados pelas simulações numéricas. De modo geral, a variação do  $CV_{\text{MÉDIO}}$  é mais pronunciável nas primeiras fases de carregamento da estrutura. No caso do  $CV_{\text{MÉDIO}}$  calculado com as leituras de campo, após a conclusão das alvenarias os recalques absolutos destas fundações aumentam em maior proporção que o desvio padrão levando a uniformização dos recalques. Nos resultados numéricos é possível notar esta tendência de estabilização a partir da etapa de carregamento de 75% do total.

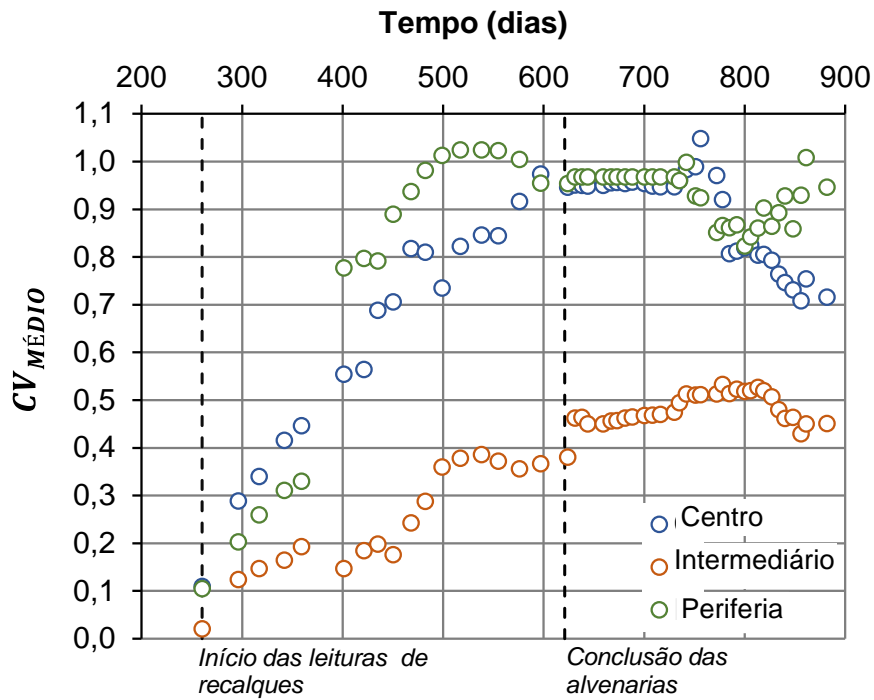


Figura 65: Evolução do  $CV_{MÉDIO}$  dos recalques absolutos monitorados

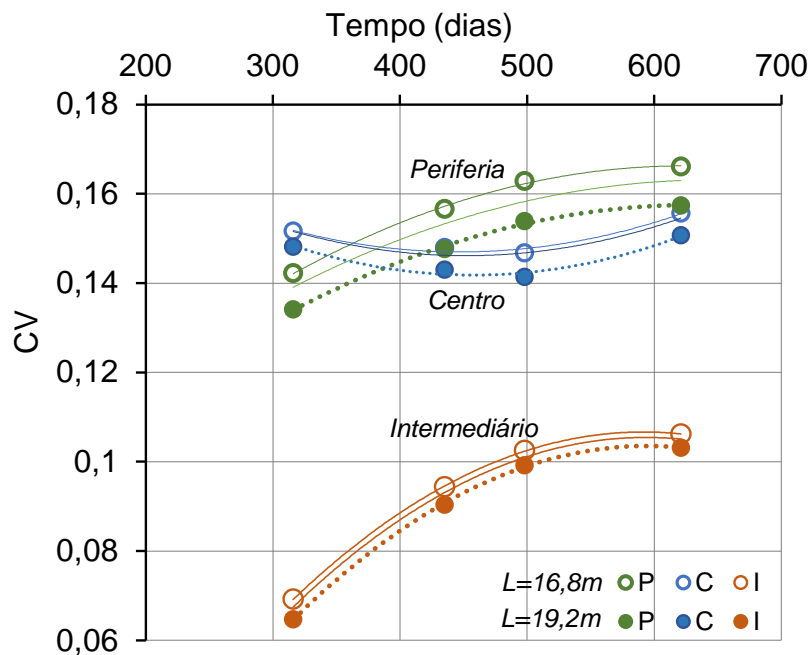


Figura 66: Evolução do  $CV_{MÉDIO}$  com o tempo de obra para o Caso 1 e Caso 2

A adoção de coeficiente geométrico diferente em uma fundação não promove alteração na tendência, mas sim na magnitude do coeficiente em cada etapa de construção. A sensibilidade do coeficiente é maior quando o *comprimento* é o parâmetro geométrico associado a  $k_p$ .

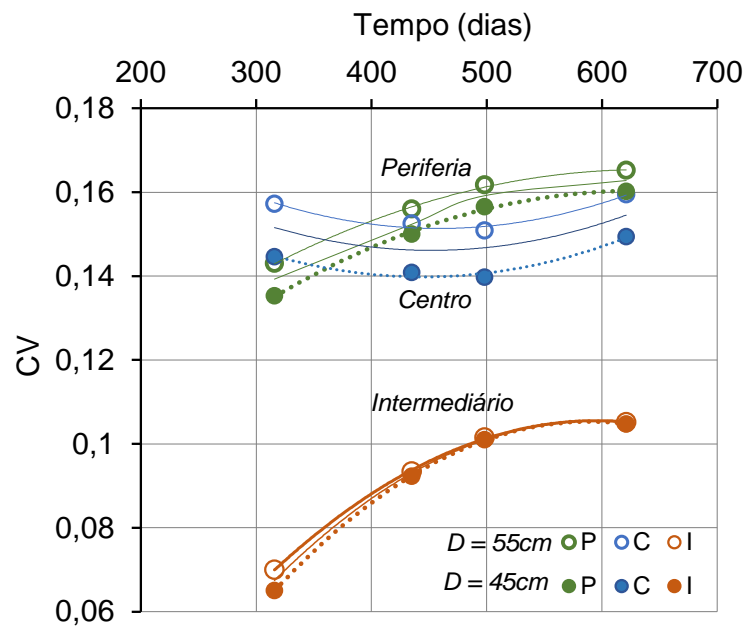


Figura 67: Evolução do  $CV_{MÉDIO}$  com o tempo de obra para o Caso 3 e Caso 4

Interessante destacar que independente do diâmetro adotado para os apoios do setor intermediário, o  $CV$ , sobretudo ao final da construção, irá convergir para valor muito próximos, diferentemente do que ocorre nas demais regiões. Logo, os apoios da região central e periférica são mais sensíveis à variação de  $k_p$  associado ao diâmetro. A redução do embutimento da estaca não promove variação do coeficiente  $CV$  entre os apoios do centro. Nesse sentido, os recalques diferenciais nos apoios localizados no setor central da obra são pouco sensíveis a diminuição do coeficiente geométrico da peça pela diminuição do comprimento da estaca.

#### Fator de recalque ( $AR$ )

Um dos principais efeitos da ISE consiste da redistribuição de cargas na estrutura. No mecanismo, os apoios mais carregados tendem a sofrer alívio de carga e os menos carregados, sobrecarga (Gusmão, 2006). Na Figura 68 é possível identificar quais apoios sofrem alívio e sobrecarga por meio da análise do Fator de Recalque Absoluto ( $AR$ ) proposto por Gusmão (1990). Quando  $AR$  assume valor superior a unidade, sabe-se que o apoio sofre alívio de carga. Da análise das curvas *iso-AR* nota-se que de fato, os pilares mais carregados localizados na região interna da planta sofrem alívio enquanto os apoios do contorno, sobrecarga.

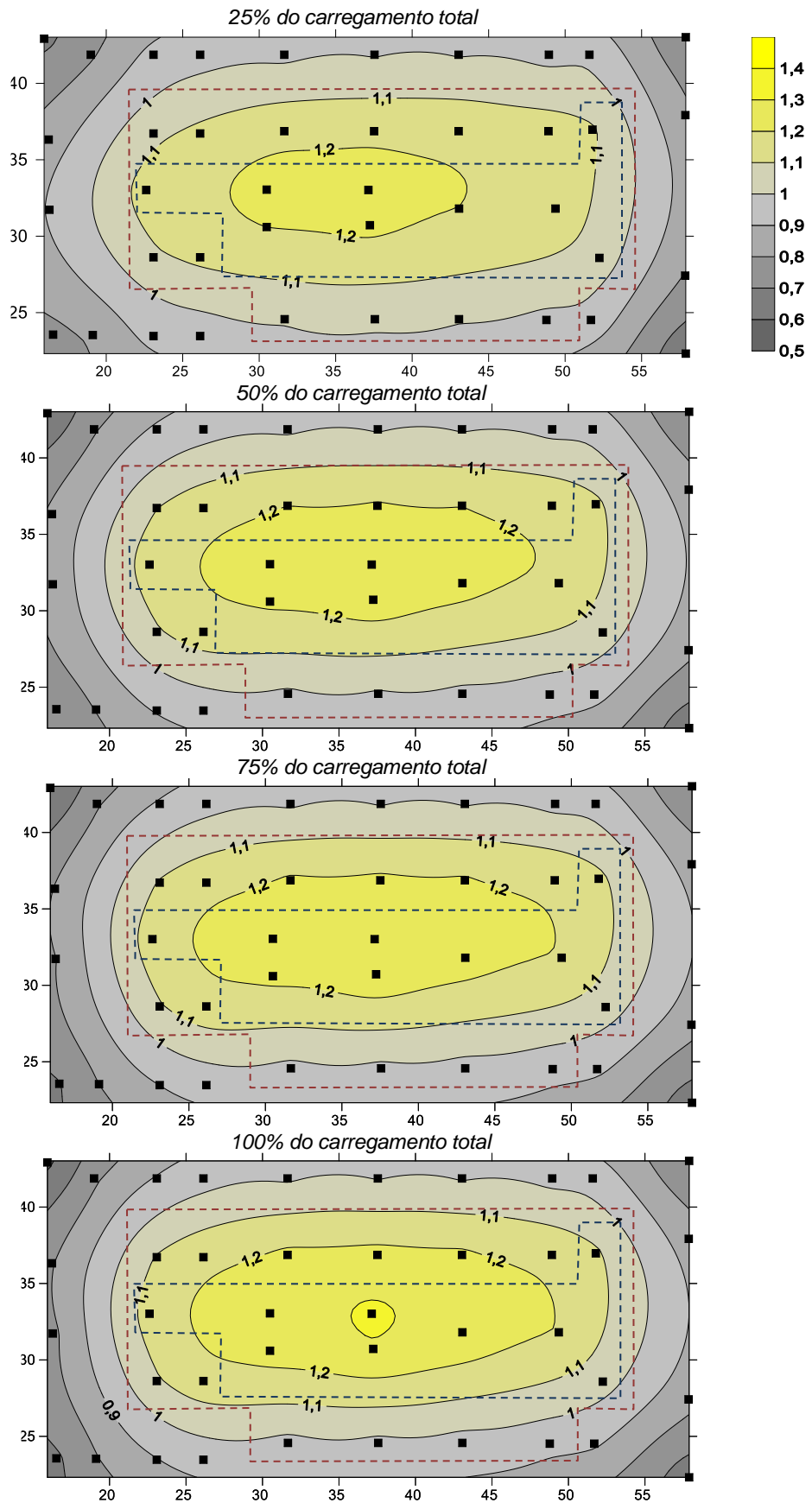
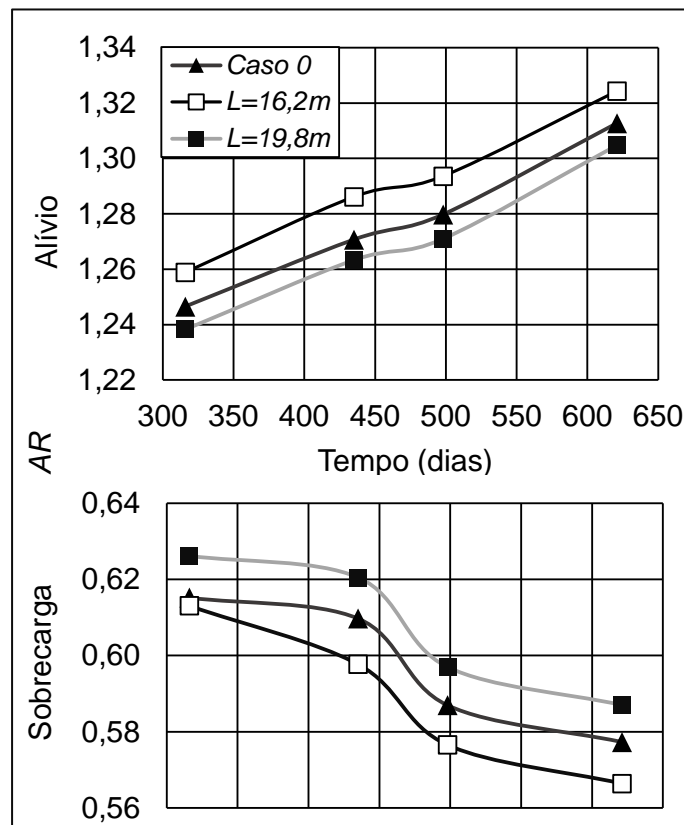


Figura 68: Curvas iso-AR para o caso 0

A Figura 69 apresenta os valores máximos e mínimos de  $AR$  para todos os casos considerados. A sensibilidade do fator  $AR$  ao coeficiente geométrico das estacas é da ordem de 1% para variação na geometria ( $L$  ou  $D$ ) da estaca em 10%. Os efeitos de  $D$  ou  $L$  sobre  $AR$  são muito semelhantes. A diminuição do embutimento da estaca favorece o alívio de carga nos apoios enquanto menores taxas de alívio são observadas quando estacas mais cumpridas são adotadas. Menores seções transversais de estacas reduzem as taxas de alívio e aumentam a de sobrecarga.

Interessante que a redução do recalque na obra promovido pelo maior embutimento da estaca aumenta as taxas de sobrecarga e reduz as de alívio de carga nos apoios. No entanto, a redução do recalque na obra promovido pela adoção de estacas com maior seção tende a reduzir as taxas de sobrecarga e aumenta as de alívio de carga nos apoios. Nesse sentido, a busca por recalques menores na obra deve ser analisada com atenção uma vez que os parâmetros geométricos das estacas geram efeitos distintos sobre as taxas de alívio e sobrecarga nos pilares.



(a)

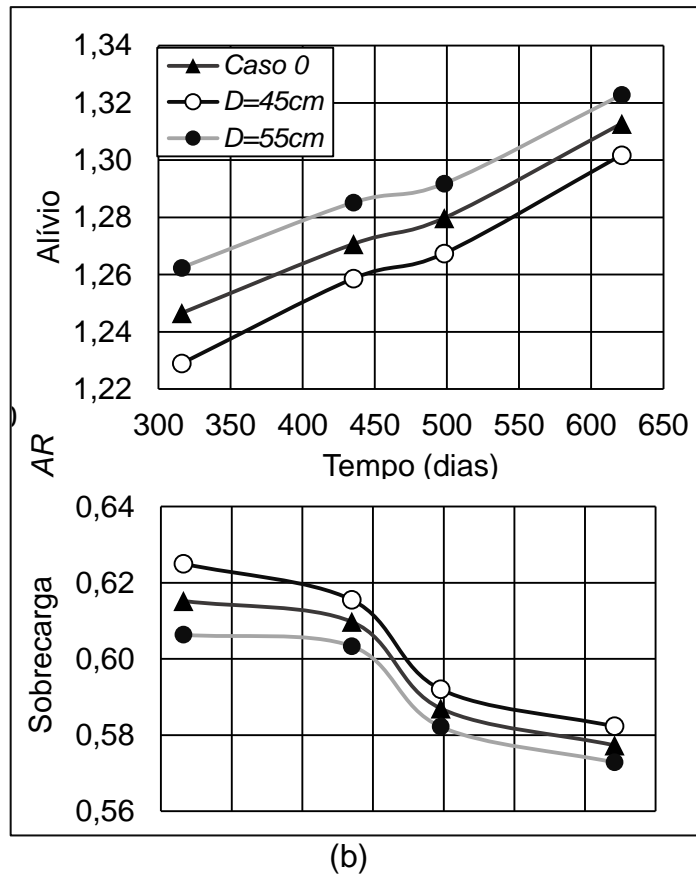


Figura 69: Evolução de AR com o tempo para (a) variação do comprimento e (b) diâmetro das estacas

*Coefficiente de redistribuição de carga (FQ)*

Barros (2005) propõe a avaliação da redistribuição de cargas dos pilares por meio do Coeficiente de Redistribuição de Cargas ( $FQ$ ) dado pela Equação [18] e Equação [19]. Fundamentalmente, o  $FQ$  traduz a variação de cargas entre os apoios em valores dentro do intervalo entre  $-1$  e  $1$ . Ocorre **alívio** no esforço transmitido ao pilar para valores de  $FQ$  entre  $-1$  e  $0$  e **sobrecarga** para valores de  $FQ$  entre  $0$  e  $1$ . Casos de  $FQ$  igual a  $0$  (zero) indicam ausência da interação solo-estrutura.

$$FQ = \frac{R_{ISE} - R_{IND}}{R_{IND}} \quad \text{Para } R_{IND} \geq R_{ISE} \quad [18]$$

$$FQ = \frac{R_{ISE} - R_{IND}}{R_{ISE}} \quad \text{Para } R_{IND} < R_{ISE} \quad [19]$$

onde  $R_{ISE}$  é a reação no apoio do pilar  $i$  obtida considerando o modelo flexibilizado e  $R_{IND}$  a reação calculada considerando os apoios indeslocáveis.



A Figura 70 apresenta o valor médio de  $FQ$  para cada setor da obra proposto no Capítulo 3, considerando o modelo numérico com situação original de fundação (Caso 0). Para um mesmo intervalo de tempo, o aumento do coeficiente é maior nas etapas iniciais de construção, sobretudo nos apoios do setor periférico. De fato, nesta fase a estrutura apresenta pouca rigidez a flexão que favorece a redistribuição de cargas nos apoios. Observa-se que no setor onde os pilares são menos carregados ocorre tendência de sobrecarga enquanto no setor intermediário e central ocorre tendência inversa com crescente alívio de carga. No setor intermediário especificamente, os apoios se mantêm em um nível de redistribuição mais constante, indicando que a evolução do carregamento da estrutura pouco influencia na redistribuição de cargas. No edifício objeto de estudo há, portanto, indicativo de que as cargas são redistribuídas dos apoios mais para os menos carregados, em que os pilares periféricos e centrais mais participam deste processo. Gusmão (2006) também constata a transferência de carga dos pilares mais carregados para os menos carregados e destaca o efeito como um dos principais da interação solo-estrutura.

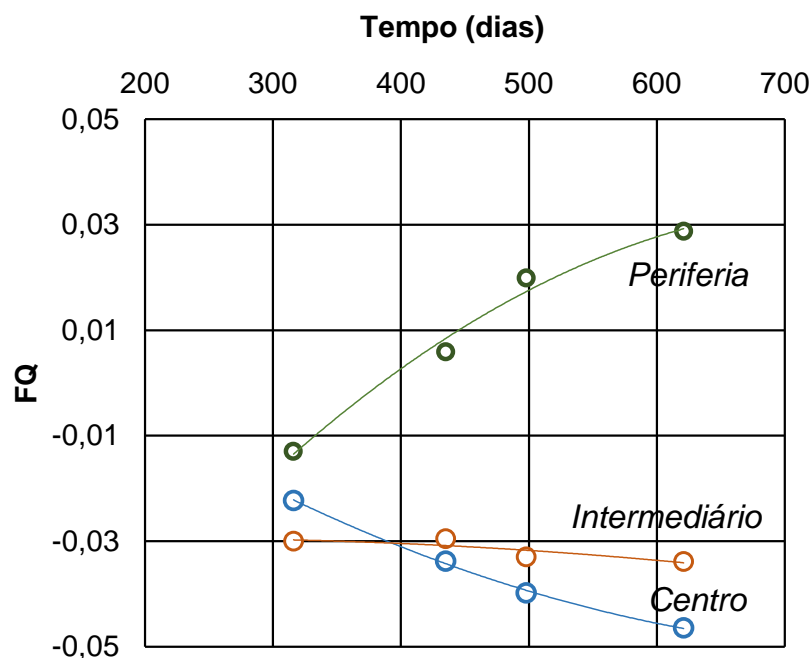


Figura 70: Evolução do Fator de redistribuição de carga para os setores considerados

A Figura 71 relaciona a redistribuição de cargas e o grau de uniformização dos recalques absolutos. Os coeficientes  $FQ$  e  $CV$  foram obtidos para cada fase de construção do edifício e para cada setor da obra. Ocorrem alívios de carga nos setores mais carregados do prédio. No setor intermediário espera-se redistribuição de carga

praticamente constante com a evolução da obra (3,0 a 3,4%) com baixos níveis de dispersão de recalques, embora  $CV_{MÉDIO}$  cresça com o tempo de construção. O inverso é esperado nos apoios da região central do edifício. O crescente alívio de carga associado a um constante nível de  $CV_{MÉDIO}$  dos recalques (ordem de 15%) no centro do edifício pode ser justificado pelas restrições impostas aos apoios pelo pórtico espacial que age de forma predominante na redução dos níveis de dispersão dos recalques.

Observa-se ao final de construção uma redução na taxa de acréscimo de  $CV$  associado a valores superiores de  $FQ$ . Espera-se, portanto, redução na taxa de dispersão dos recalques associada à máxima capacidade da estrutura em redistribuir carga, ao final de construção. Neste caso, o setor mais solicitado corresponde ao intermediário e não o central, como ocorre comumente. Gusmão (2006) demonstra que há transferência de carga dos apoios mais carregados para os menos, o que é observado no objeto de estudo. Dessa forma, é possível afirmar que o nível de carga no apoio é determinante para os efeitos do mecanismo de ISE e não necessariamente a localização dos apoios.

É evidente que o coeficiente geométrico da fundação não influencia na tendência de redistribuição de cargas entre os apoios, mas sim, na magnitude da transferência de cargas, embora em níveis baixos, sobretudo entre os apoios intermediários. A influência de  $k_p$  sobre  $FQ$  e  $CV$  é mais pronunciável nos apoios do centro seguido do periférico. Na região intermediária da planta do edifício pouco se observa influência, sobretudo quando o diâmetro é variado. Fundações com maiores  $k_p$  estão associados a maiores níveis de  $CV$  e  $FQ$ . A redução de  $k_p$  promove a redução de  $FQ$  e  $CV$  simultaneamente. É possível afirmar, portanto, que o impacto do coeficiente geométrico da fundação ocorre sobre  $FQ$  e  $CV$  simultaneamente.

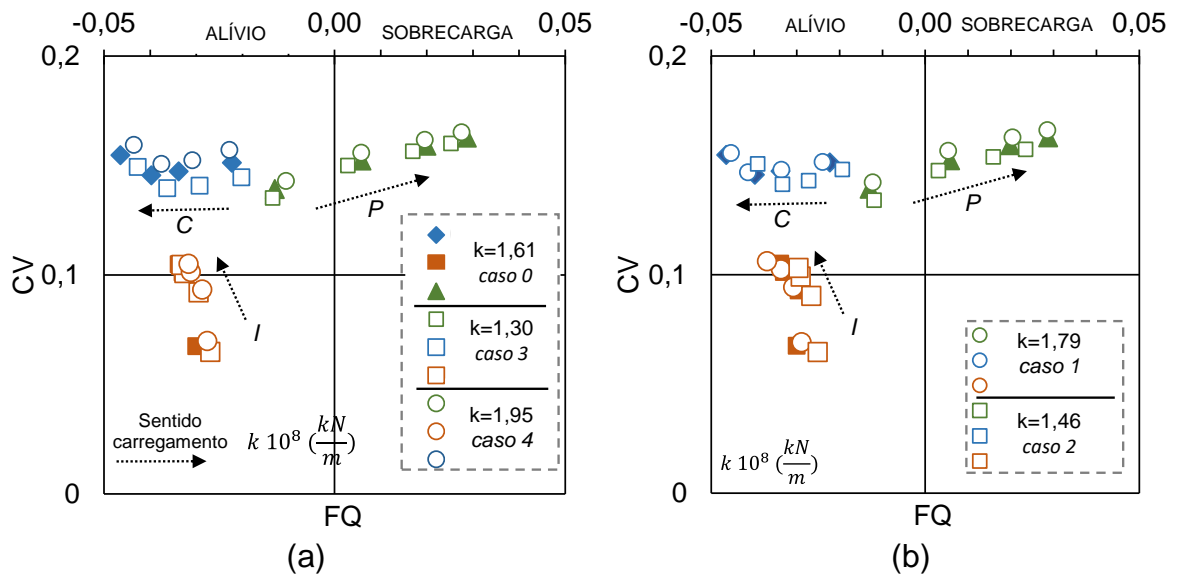


Figura 71:  $CV_{MÉDIO}$  vs.  $FQ$  para os setores do edifício e casos considerados

Com objetivo de avaliar quantitativamente os efeitos do coeficiente geométrico da fundação e por consequência, os efeitos da mudança da capacidade de carga das estacas sobre a redistribuição de cargas, a Figura 72 é proposta. São apresentados, com a evolução de construção, a proporção de aumento ou redução da redistribuição de cargas nos apoios de cada setor por meio do parâmetro  $\alpha_{FQ}$  dado pela Equação [20].

$$\alpha_{FQ} = \frac{FQ_{CASO n}}{FQ_{CASO 0}}, n = 1, 2, 3 e 4 \quad [20]$$

Quanto mais  $\alpha_{FQ}$  se afasta da unidade, maior é a expectativa para que a mudança do parâmetro geométrico  $L$  ou  $D$  proposto contribua para a redistribuição de esforços. Quando  $\alpha_{FQ}$ , porém, se mantém próximo a unidade, espera-se pouco influência no parâmetro  $FQ$  e, portanto, na redistribuição de cargas.

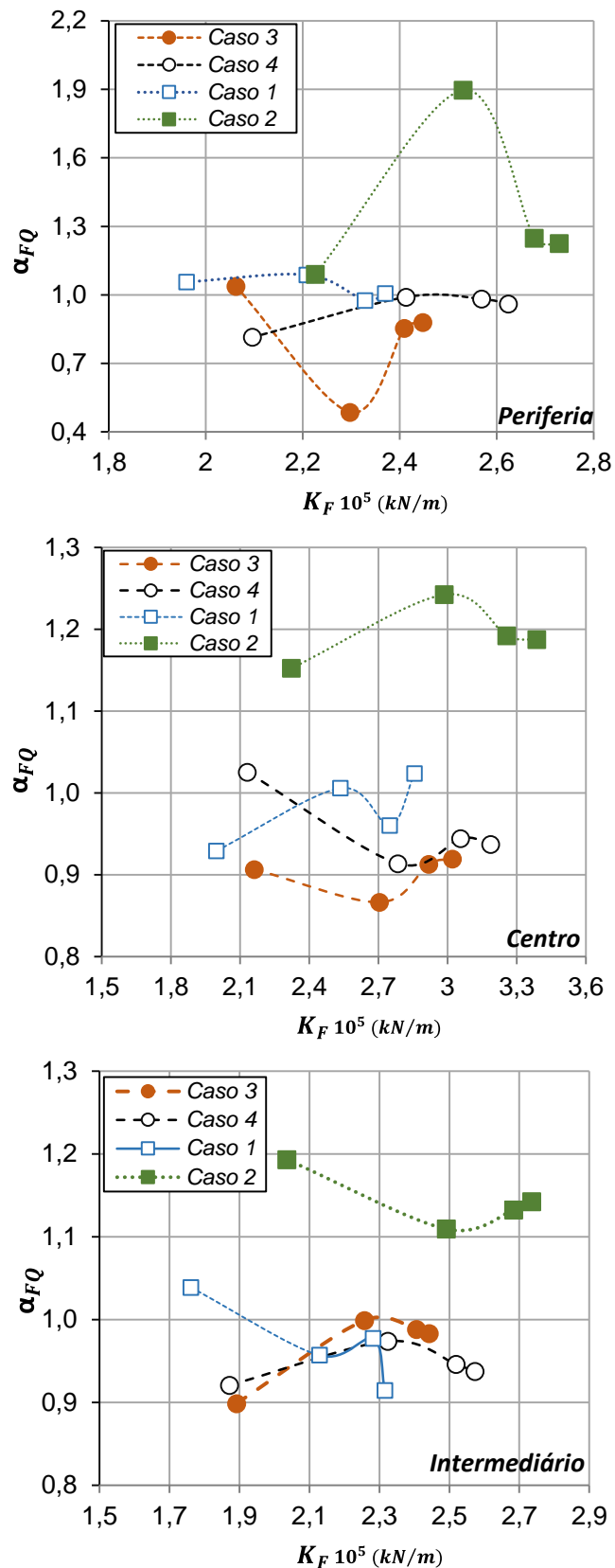


Figura 72: Evolução de  $FQ$  normalizado para cada setor considerado

De modo geral, os efeitos de  $kp$  sobre o coeficiente  $FQ$  são mais evidentes nas primeiras etapas de construção. De fato, esta fase é mais susceptível aos efeitos da

ISE. Isso porque a estrutura apresenta menor rigidez à flexão, que é conferida pelo incremento de pavimentos no sistema (Gusmão, 2006). Logo, é esperado que os efeitos de  $kp$  sobre o coeficiente  $FQ$  sejam maiores nesta etapa e que tendenciem a estabilização conforme o fim da construção. No setor periférico ocorrem as maiores taxas de variação de  $FQ$  quando comparado aos demais setores. Uma justificativa para este fato pode estar associada às maiores redistribuições de carga que ocorrem nos pilares menos carregados, conforme verificado na Figura 70. Uma vez que os apoios da periferia estão mais suscetíveis aos efeitos da ISE, com maiores taxas de sobrecarga, neste caso de estudo, espera-se que os efeitos de  $kp$  sobre o mecanismo da ISE impactem em maior grau neste setor.

A variação de  $FQ$  é mais sensível ao parâmetro geométrico associado à  $kp$  equivalente ao comprimento da estaca, Caso 2 especificamente, independente do setor de pilares analisados. É possível afirmar, portanto, que  $FQ$  é mais sensível ao aumento da capacidade de carga das estacas devido aumento do embutimento dos elementos. Conforme aumenta a rigidez da fundação, espera-se que  $\alpha_{FQ}$  se aproxime da unidade, o que indica redução da redistribuição de cargas com o aumento da rigidez da fundação.

Nota-se que o setor intermediário apresenta taxas de variação de  $FQ$  ligeiramente menores quando a  $kp$  é alterado. Os pilares localizados na região intermediária da planta são, portanto, menos suscetíveis aos efeitos do coeficiente geométrico da fundação no que se refere a mecanismo de ISE, diferentemente do que ocorre na região de pilares menos carregados (periferia).

## Capítulo 7. CONCLUSÃO

Modelos tridimensionais via Método dos Elementos Finitos foram desenvolvidos a fim de investigar o efeito da rigidez da infraestrutura de fundação sobre o mecanismo da ISE. Um caso de obra de um edifício de 19 pavimentos sob fundação em estacas tipo hélices contínuas assente em maciço de solo heterogêneo foi considerado no presente estudo.

As estratégias de solução implementadas para contornar as limitações computacionais viabilizaram a modelagem numérica via MEF de uma geometria considerada complexa pela quantidade de elementos envolvidos. Essas soluções permitiram representar o comportamento da fundação de maneira coerente, embora a estimativa de parâmetros que traduzam o comportamento do maciço de solo não tenha contado com valores de parâmetros advindos de análises de laboratório de ensaios geotécnicos, mas sim, ensaios *in situ*.

As análises dos campos de tensões dos resultados numéricos demonstraram que nas estacas não ocorre mobilização de resistência de ponta significativa comparada à resistência de fuste, o que está coerente com a bibliografia técnica. A análise do campo de tensões verticais constatou que há uma variação incremental de tensão normal da ordem de 200 kN/m<sup>2</sup> que tende a dissipar a partir da profundidade de 8D. Já da análise do campo de tensões cisalhantes, foi possível concluir que o modelo simula um comportamento muito similar às previsões no ELU (Velloso, 1975 adaptado por Monteiro, 1997) e ao comportamento de campo (PDA).

Foi possível concluir que a *metodologia iterativa e desacoplada* implementada com base no processo descrito por Aoki e Cintra (2004) foi eficiente para compatibilização dos esforços obtidos em softwares distintos, com necessidade de convergência de no máximo cinco iterações.

As análises paramétricas da fundação ocorreram para duas situações distintas, sendo o primeiro dedicado a apenas um bloco de estacas (*Estudo Local*), de modo que o espaçamento pudesse ser avaliado, juntamente com comprimento e diâmetro das estacas. O programa de elementos finitos viabilizou análises conclusivas a respeito da sensibilidade da rigidez da fundação pelas variações desses parâmetros geométricos. Foi possível concluir que a rigidez do grupo de estacas aumentou com

o maior espaçamento entre os elementos e aumento no diâmetro e comprimento da estaca. A rigidez da infraestrutura de fundação é mais sensível às variações no comprimento da estaca e menos sensível ao diâmetro e espaçamento, de forma não linear e não proporcional.

No caso do *Estudo Global* todos os blocos foram analisados simultaneamente, com a variação de apenas comprimento e diâmetro das estacas. Concluiu-se que, de modo geral, a rigidez da fundação aumenta com a evolução da construção e tende a estabilização nas últimas etapas de obra. Foi possível concluir ainda diante das variações de  $D$  e  $L$ , que a rigidez da fundação está diretamente relacionada à maneira como o elemento de fundação interage com o solo e não necessariamente com o valor de coeficiente geométrico assumido pela infraestrutura. Fundamentalmente, o tipo de parâmetro geométrico ( $D$  e  $L$ ) são determinantes para a análise porque a mudança dos parâmetros geométricos das estacas promove efeitos consideráveis sobre a rigidez do sistema, sobretudo devido à mudança da capacidade de carga dos elementos. O aumento do embutimento do elemento no maciço promove aumento da capacidade de carga das estacas, sendo a rigidez do sistema aumentada.

A análise do desempenho estrutural foi elaborada por meio do recalque distorcional. Espera-se um desempenho menos satisfatório quando o embutimento do elemento é reduzido embora as variações de rigidez estabelecidas não tenham comprometido o desempenho estrutural.

Mediante análises dos parâmetros que traduzem a ISE -  $FQ$ ,  $CV$  e  $AR$  – foi possível analisar a sensibilidade da rigidez da infraestrutura sobre o mecanismo. Foi possível verificar que a interação dos elementos estruturais de fundação com o meio é determinante para a relação entre rigidez da fundação e uniformização dos recalques. As curvas *iso-AR* permitiram concluir que os pilares mais carregados localizados na região interna da planta sofrem alívio enquanto os apoios do contorno, sobrecarga conforme a obra evolui. As análises que envolve o fator  $AR$  concluíram que a busca por recalques menores na obra deve ser analisada com atenção uma vez que os parâmetros geométricos  $L$  e  $D$  das estacas geram efeitos distintos sobre as taxas de alívio e sobrecarga nos pilares. As análises relacionadas à redistribuição de cargas nos apoios permitiram concluir que o mecanismo da ISE é mais sensível às fundações com maiores embutimentos de estacas.

## **Recomendações para trabalhos futuros**

Recomenda-se para trabalhos futuros a implementação de um tratamento de confiabilidade nos dados de recalques mensurados em campo para avaliar a pertinência das leituras de recalques a luz do perfil stratigráfico e do ensaio de campo PDA. Assim, direcionar uma nova calibração dos parâmetros geotécnicos do maciço para que as eventuais diferenças entre os resultados sejam discutidas de modo a orientar calibrações futuras a respeito do melhor método.

É interessante que a diferença dos resultados obtidos seja investigada, sobretudo com análises direcionadas ao coeficiente de variação CV dos recalques da fundação. O modelo numérico elaborado, apesar de simular muito bem a tendência do coeficiente ao longo do tempo de construção, não alcançou a magnitude observada em campo.

Foram investigados os efeitos da mudança da geometria da infraestrutura de fundação sobre a rigidez da fundação e o mecanismo de interação solo-estrutura no sistema. Sugere-se que essa investigação seja estendida à mudança do tipo de solo que compõe a fundação.



## Referências Bibliográficas

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010) Projeto e Execução de Fundações. NBR 6122
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020) Execução de sondagens simples reconhecimento de solos. NBR 6484
- Al-Abboodi, I.; Sabbagh, T. (2019) Numerical modelling of passively loaded pile groups. *Geotechnical and Geological Engineering*. nº 37, pp. 2747 – 2761.
- Alonso, U. R. (1943) Exercícios de Fundações, São Paulo: Edgard Blucher.
- Alonso, U. R. (2007) Rebaixamento temporário de aquíferos. São Paulo: Oficina de textos.
- Alledi, C. T. D. B. (2013), Transferência de Carga de Estacas Hélice Contínua Instrumentadas e Executada no Distrito Federal. Doutorado, PPGEC/UFV, Viçosa, Minas Gerais.
- Antoniuzzi, J. P. (2011) Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, Santa Maria, 139p.
- Aoki, N. (1997) Aspectos geotécnicos da interação estrutura – Maciço de solos. In: XXVIII Jornadas Sul – Americanas de Engenharia Estrutural, vol. 1. São Carlos.
- Aoki, N.; Cintra, J.C. (2004) Notas de aula disciplina SGS-404 Fundações. EESC-USP Departamento de Geotecnia, EESC, USP, São Carlos. Apud Mota (2009)
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975) An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 5, 1975, Buenos Aires. Anais... Buenos Aires, v. 1. p. 367-376
- Barros, R. A. (2005) Previsão e Controle de Recalques Durante a Construção de Edifícios. Dissertação de mestrado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, 118 p., Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Benz T.; Schwab R.; Vermeer P. (2009) Small-strain stiffness in geotechnical analyses *Bautechnik*, nº 86 (Special Issue 2009 – Geotechnical Engineering), pp. 16-27
- Bhartiya, P.; Chakraborty, T; Basu, D. (2020) Settlement Estimation of Piled Rafts for Initial Design. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2020, 146(2): 04019127.
- Boulon, M. (1989) Basic features of soil-structure interface behaviour, *Computer and Geotechnics*, 7, 115-131.

- Buragohain, D.N., Raghavan, N. and Chandrasekaran, V.S. (1977) Interaction of frames with pile foundation, Proc. Int. Symp. Soil- Structure Interaction, Roorkee, India, 1977, pp 109-115
- Carvalho, G. (2008). Determinação preliminar de parâmetros construtivos de barreiras reactivas permeáveis com recurso a colunas para remediação de crómio com ferro zerovalente. Tese de doutorado - Instituto Politécnico do Porto. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Chamecki S (1956) Structural rigidity in calculating settlements. J Soil Mech Found 82(1), pp. 1–19
- Chamecki, S. (1954). Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação, separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. 1. Porto Alegre, RS, pp. 35-80.
- Chore H. S, Ingle R. K, Sawant V. A (2010) Building frame-pile foundation-soil interaction analysis: a parametric study. Interact Multiscale Mech 3(1), pp. 55–79.
- Chore H.S, Ingle R.K (2008a) Soil–structure interaction analyses of pile supported building frame. ASEAN J Sci Technol Dev 25(2), pp. 457–467.
- Chore H.S, Ingle R.K, Sawant Va (2009) Building frame-pile foundation-soil interactive analysis. Interact Multiscale Mech 2(4), pp. 397–411.
- Chore H.S, Ingle R.K. (2008b) Interactive analysis of building frame supported on pile group using a simplified F.E. model. J. Struct. Eng., SERC, 34(6), pp. 460-464.
- Chore H.S, Ingle R.K. (2008c) Interaction analysis of building frame supported on pile group. Indian Geotech. J., 38(4), 483-501.
- Chore H.S, Sawant V.A. (2016) Soil-structure interaction of space frame supported on pile foundation embedded in cohesionless soil. Indian Geotech J 46(4), pp.415–424.
- Chore, H.S., Ingle, R.K. and Sawant, V.A. (2014) Non linear soil structure interaction of space frame-pile foundation-soil system. Struct. Eng. Mech., 49(1), pp. 95-110.
- Colares, G. M. (2006) Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. 74f. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Crespo, V.A. de S. (2004) Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo. Tese de Mestrado em Eng. Civil. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Rio de Janeiro. 108 p.

- Dalili, M., Alkarami, A., Noorzaei, J., Paknahad, M., Jaafar, M.S. and Huat, B. (2011) Numerical simulation of soil- structure interaction in framed and shear wall structures. *Interact. Multiscale Mech.*, 4(1), pp. 17-34.
- Dasgupta, S., Dutta, S. C., and Bhattacharya, G., (1999) Effect of Soil-Structure Interaction on Building Frames on Isolated Footings. *Journal of Structural Engineering*, Structural Engineering Research Centre, Madras, vol. 26, No. 2, pp. 129-134.
- Décourt, L. (1989). The Standard Penetration Test – State of Art Report. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro.
- Décourt, L. (1991) Special problems on foundations: general report. IX PAMCSMFE, Viña del Mar, v. 4, pp. 1953-2001,
- Décourt, L. (1995). Prediction of load-settlement relationships for foundations on the basis of the SPT-T. *Ciclo de Conferencias Internacionales*. Leonardo Zeevaert, UNAM, Mexico.
- Deshmukh, A.M. and Karnarkar, S.R. Interaction analysis of plane frame with soil. *Proc. Indian Geotech. Conf. Surat India*, 1 (1991), pp. 323-326.
- Dode P. A.; Chore H. S, and Agrawal D. K. (2014) Interaction analysis of a building frame supported on pile groups. *Coupled Syst Mech* 3(3), pp. 305–318.
- Falconi, F.; Fava Jr, W.; Maset, V. L.; Silva, L. A. F. (2017) Avaliação do coeficiente de reação vertical dos solos. 20º ENECE. São Paulo.
- Frantziskonis, G. And Breyse, D. (2002) Influence of soil variability on differential settlements of structures, *Comput. Geotech.*, 30(3), pp. 217 230
- Frigerio, G. P. (2004) Retroanálise de uma escavação de vala escorada a céu aberto de uma linha do metrô de São Paulo. Dissertação de mestrado da USP, São Paulo
- Godoy, N. S. (1972). Fundações. Notas de aula, curso de graduação, Escola de Engenharia de São Carlos – USP.
- Godoy, N. S. (1983) Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Escola de Engenharia de São Carlos – USP.
- Gonçalves, J. C. (2004) Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício. Rio de Janeiro. Dissertação de mestrado - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 126p.

- Goschy, B. (1978). Soil-foundation-structure interaction. Journal Structural Division ASCE, Vol. 104, St-5, pp. 749-761. Apud Iwamoto (2000).
- Gowthaman, S. Nasvi M.C.M. and Krishnya S. (2017) Numerical Study and Comparison of the Settlement Behaviours of Axially Loaded Piles using Different Material Models. ENGINEER - Vol. L, No. 02, pp. 01-10.
- Guimarães, L. J. N, e Gusmão Filho, J. A. (1994). Prática de fundações na Cidade de Recife – Uma contribuição ao estudo de interação solo-estrutura. Relatório de Pesquisa, Iniciação Científica, CNPq, Recife, Brasil, 50 p.
- Gusmão Filho, J. A. (2002) Fundações, do conhecimento geológico à prática da engenharia. Editora universitária - UFPE.
- Gusmão Filho, J.A. E Guimarães, L.J.N. (1997) Limit stiffness in Soil-Structure Interaction of Building. In: XIV Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Hamburgo, Alemanha, Ed. A.A. Balkema. Proceedings, vol. 2, pp. 807-808.
- Gusmão, A. D., Calado Jr., I. H. (2002) Estudo dos efeitos da interação solo estrutura em uma edificação com fundação em terreno melhorado. In. XII COBRAMSEG, São Paulo, SP, ABMS, Anais, v.3, pp.1743-1752.
- Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J. A. (1990) Um caso prático dos efeitos da interação solo-estrutura em edificações. In: IX COBRAMSEF, Salvador, ABMS. Anais, Vol. 2, pp. 437-446.
- Gusmão, A.D. (1990). Estudo da interação solo-estrutura e sua influencia em recalques de edificações. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Gusmão, A.D. (1994) Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.17, p47-55.
- Gusmão, A.D. (2006) Desempenho de fundações de edifícios. Palestras XIII COBRAMSEG, Curitiba, 2006, pp. 215-240
- Gusmão, A.D., Lopes, F.R. (1990) Um método simplificado para consideração da interação solo-estrutura em edificações. 6º CBGE/ IX COBRAMSEF. pp 447-454
- Gusmão, A.D.; Gusmão Filho, J.A. (1994A). Avaliação da Influência da interação solo-estrutura. In: X COBRANSEF, Foz do Iguaçu, PR, ABMS, Anais, vol.1, pp. 68-74.
- Gusmão, A.D.; Gusmão Filho, J.A. (1994b) Construction sequence effect on settlements of buildings. Proceedings XIII ICOSOMEFE, New Delhi, vol. 2, pp. 1803-1806.
- I.S.E – Institution of Structural Engineers (1989). Structure-soil interaction: The real behavior of structures, London. Apud Velloso e Lopes (2010)

- Ingle R.K, Chore H.S. (2007) Soil–structure interaction analysis of building frames: an overview. J Struct Eng SERC 34(5), pp. 201–209
- Iwamoto, R. K. (2000). Alguns Aspectos dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Múltiplos andares com Fundação Profunda. Mestrado, EESC/USP, São Carlos.
- Kiran K.V, Madhav M.R (2015) Settlement of single granular pile at different depths, Indian geotechnical conference.
- Koteswara, V.R.P., Padavala, H. E Chennarapu, H. (2020) Experimental and Numerical Investigation of Pile Group With and Without Building Frame Subjected to Axial Load. Indian Geotech J vol. 50, pp. 473–484.
- Krage, C. P.; Dejong, J.T.; Boulanger, R. W. (2016) Identification of Geologic Depositional Variations using CPT-based Conditional Probability Mapping. Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5, Sydney.
- Kulhawy, F. H. (1991) Drilled shaft foundations. Foundation engineering handbook., 2nd Ed., Chap. 14, H.- Y.Fang ed., Van Nostrand Reinhold, New York.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1974) Mecanica de Suelos. Mexico: Editorial Limusa S.A.
- Lazaretti, Andrea F.; Pinho, D.; Dantas, M. E.; Pôssa, J. T. (2017). Carta geomorfológica: município de Campos dos Goytacazes, RJ. [Rio de Janeiro]: CPRM
- Lee, I.K. and Harrison, H.B. (1970) Structures and foundation interaction theory. J. Struct. Div. ASCE, 96(2), pp. 177-198
- Lee, I.K.; Brown P.T. (1972) Structures–foundation interaction analysis J. Struct. Eng. Div. ASCE (11), pp. 2413-2431
- Leite, S. L. (2021). Análise numérica tridimensional do efeito de grupo entre estacas e entre blocos em fundação do tipo hélice contínua monitorada em maciço com presença de solo mole. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes.
- Lopes, F. R.; Gusmão, A. D. (1991) On the Influence of Soil-Structure Interaction in the Distribution of Foundation Loads and Settlements. Proc. 10th ECSMFE, vol. 1, pp. 475-478. Florence, Italy.
- Maia, P. C. A.; Barros, R. A.; Saboya, F. A. (2011). Avaliação da interação solo-estrutura através da monitoração de recalques. Geotecnia. Nº 121: pp. 53-70.

- Maia, P. C. A.; Prellwitz, M. F.; Waked, L. V. (2019). Estimate of elastic modulus of continuous flight auger concrete, *Geotecnia* nº 147 – 0379-9522, pp. 27-40.
- Maia, P. C. A.; Zampiroli, N.; Prellwitz, M. F. (2022). Efeito da interpolação de recalques na Previsão do comportamento estrutural de uma edificação – Um Estudo de Caso. *Geotecnia* nº154 – 0-74, pp. 7-23.
- Mandolini, Alessandro e Viggiani, C. (1997) Settlement of piled foundations. *Geotechnique*, vol 47, pp. 791-816.
- Marangon, M. (2009) Notas de Aula de Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra – Estabilidade de Taludes. UFJF, Juiz de Fora, MG, Brasil
- Marzionna, J. D. (1979) Sobre o cálculo estático de valas. São Paulo: EPUSP, Dissertação de mestrado - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 81p.
- Mendonça, J. C. (2000) Um Modelo Computacional de Análise da Interação Estrutural-Maçço de Solos em Edifícios. Mestrado, EESC/USP, São Carlos.
- Mendonça, J.C., Reis, J. H. C.e Aoki, N. (1998) Considerações sobre a Influência Recíproca de Fundações de Prédios Vizinhos em Regiões de Argila Mole. XI COBRAMSEG. Vol. 3. pp. 1527-1534. Brasília – DF
- Meyerhof, G. (1953) Some recent foundation research and its application to design, *Struct. Eng.*, 31(6), pp. 151- 167
- Mota, M. M. C. (2004) Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 222p.
- Mota, M. M. C., Pinheiro, L. M., Aoki, N., Mota, J. E. (2007) Método numérico para análise de edifícios com fundação profunda considerando a interação solo-estrutura. 49º Congresso Brasileiro do Concreto, CD-ROM, Bento Gonçalves, RS.
- Moura, A. R. L. U. (1995) Interação solo – estrutura em edifícios. Recife. Dissertação (Mestrado). Centro de Tecnologia e Geociências / Universidade Federal de Pernambuco.
- Noorzaei J.; Godbole P.N.; Viladkar M.N. (1993) Nonlinear soil–structure interaction of plane frames - A parametric study *Comput. Struct.*, 49 (3), pp. 561-566
- Oliveira, F. S. (2015) Análise Numérica de Experimento para Avaliação dos Efeitos de Sobrecargas Assimétricas em Estacas/ Fernando da Silva Oliveira. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE. XI, 358 p.

- Ortigão, J. A. R. (2007) Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. 3ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda.374p.
- Pinto, Carlos de Sousa. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 3.ed., p. 367
- PLAXIS. 3D Reference Manual, Netherlands: Delft University of Technology & Plaxis, 2013b.
- PLAXIS. 3D Tutorial Manual, Netherlands: Delft University of Technology & Plaxis, 2013a.
- Póvoa, L. M. M. (2016) Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. LECIV – UENF. Campos dos Goytacazes. 156p
- Prellwitz, M F. (2015). Monitoramento de recalques por fotogrametria usando o princípio dos vasos comunicantes. Dissertação de mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes.
- Prellwitz, M. F. (2016) Aplicação de monitoramento de recalque para estimativa de parâmetro de interação solo-estrutura. Proposta de Tese de Doutorado apresentada ao LECIV – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 02 ago. 2016
- Pressley, J. S. E Poulos, H. G. (1986) Finite element analysis of mechanisms of pile group behavior. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 10, p. 212-221
- Ramalho, M. A.; Corrêa, M. R. S. (1991) Interação solo–estrutura para edifícios sobre fundação direta. In: Jornadas Sul-Americanas De Engenharia Estrutural, 25., Porto Alegre, 1991. Anais. Porto Alegre, UFRGS. v. 2, p. pp. 433-44.
- Rasi, J. R.; Serafim, J. A.; Mazer, W.; Broetto, J. F. (2020) Análise das reações nas estacas em bloco de concreto considerando a interação solo-estrutura. Brazilian Journal of Development, v.6, n.6. Curitiba.
- Reddy C.R. and Rao G.T.D. (2014) Effect of Rigidity of Plinth Beam on Soil Interaction of Modeled Building Frame Supported on Pile Groups”, Civil engineering dimension, vol. 16, nº. 1, pp. 8-17.
- Reul, O. E Randolph, M. F. (2004) Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading. ASCE. J. Geotech. Geoenviron. Eng.130: pp. 1 – 13.
- Sales, M.M. et al. Estaca hélice contínua monitorada: avaliação do desempenho de alguns métodos empíricos na previsão da capacidade de carga. In: SEMINÁRIO

DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF e ABMS, 2004. v. 2, p. 379-390.

Santos, A.R (2008) Terrenos Calcários: Áreas de risco geológico para a Engenharia e para o Meio Ambiente. Ambiente Brasil, 05 mai.

Savaris, G. (2008) Monitoração de Recalques de um Edifício e Avaliação da Interação Solo-Estrutura. Mestrado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil.

Shanmugam, J., Dode, P. A.; Chore, H. S. (2015) Analysis of soil structure interaction in framed structuredz. International Journal of Computer Applications, pp. 975 – 8885.

Sivelli, M. G. (2018) Interação solo-estrutura no projeto estrutural de edifício de múltiplos andares, Trabalho de conclusão de curso, Faculdade de Engenharia da Universidade de Federal de Uberlândia, Uberlândia.

Sluis, J. J. M. (2012) Validation of embedded pile row in Plaxis 2D, Master of Science thesis, Delft University of Technology, The Netherlands. Apud Oliveira (2015)

Sriniwasraghavan R.; Sankaran K.S. (1981) Settlement analysis for combined effect of superstructure-footings-soil system. J Inst Eng 6. Pp. 194–198. India

Subbarao K.S.; Shrada Bai H.; Raghunatham B.V. (1985) Interaction analysis of frames with beam footing. In: Proceedings of Indian geotechnical conference, Roorkee, pp. 389–395

Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. (1996). Análise, projeto e execução de fundações rasas, in: Hachich, W. et al. Fundações – Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini, Cap. 7, pp. 227-264.

Thangaraj, D. R.; Ilamparuthi, D. R. (2010) Parametric Study on the Performance of Raft Foundation with Interaction of Frame. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, nº 15.

Velloso; Lopes. (2010). Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo, Oficina de texto.

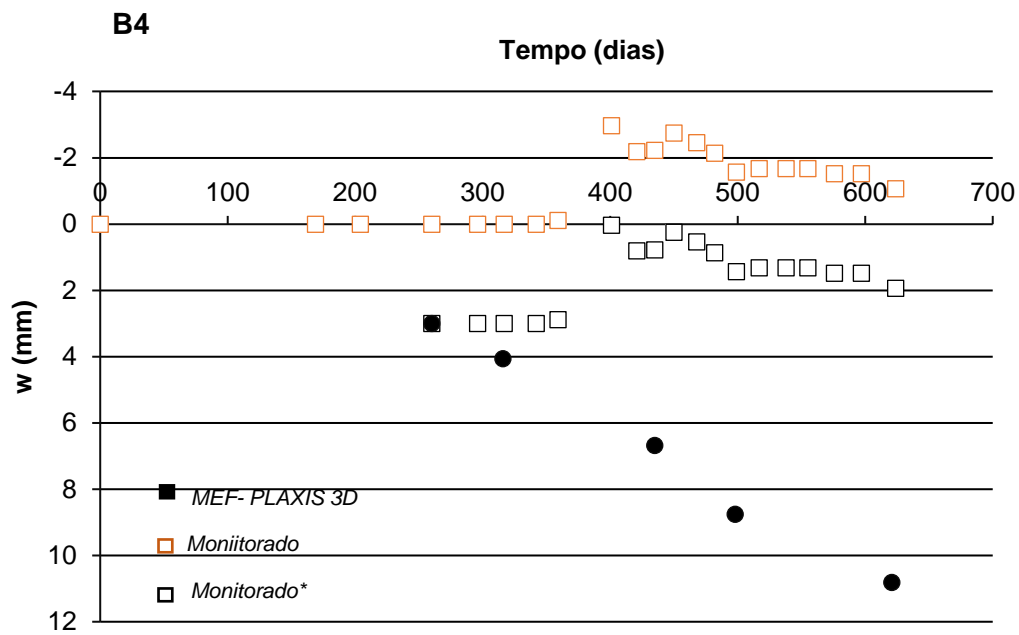
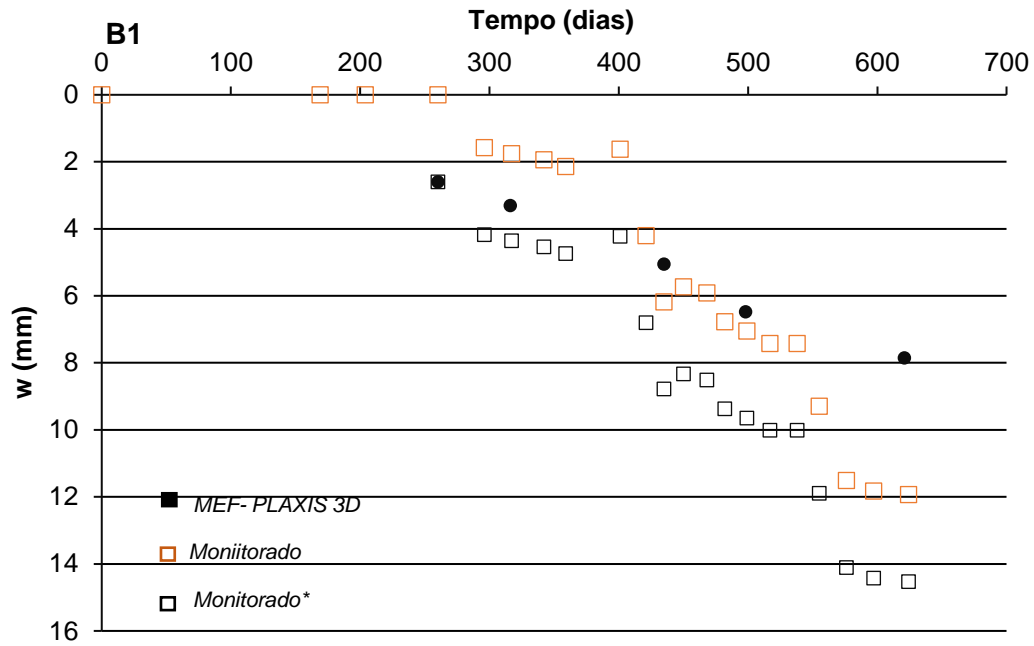
Viladkar M.N.; Godbole P.N.; Noorzaei J. (1992) Space frame-raftsoil interaction including effect of slab stiffness. Comput Struct 43(1), pp. 93–106.

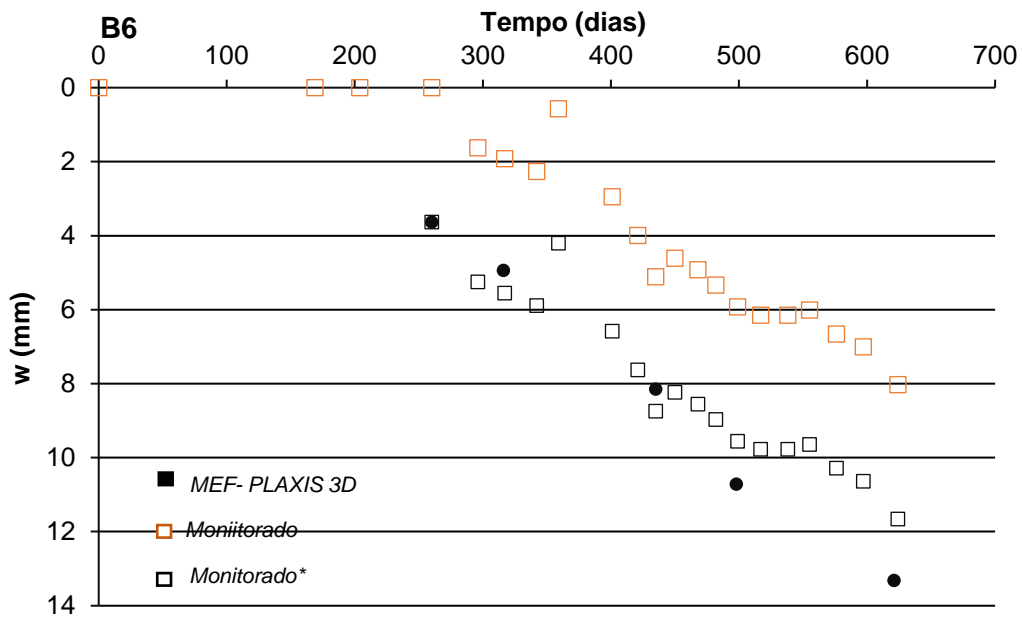
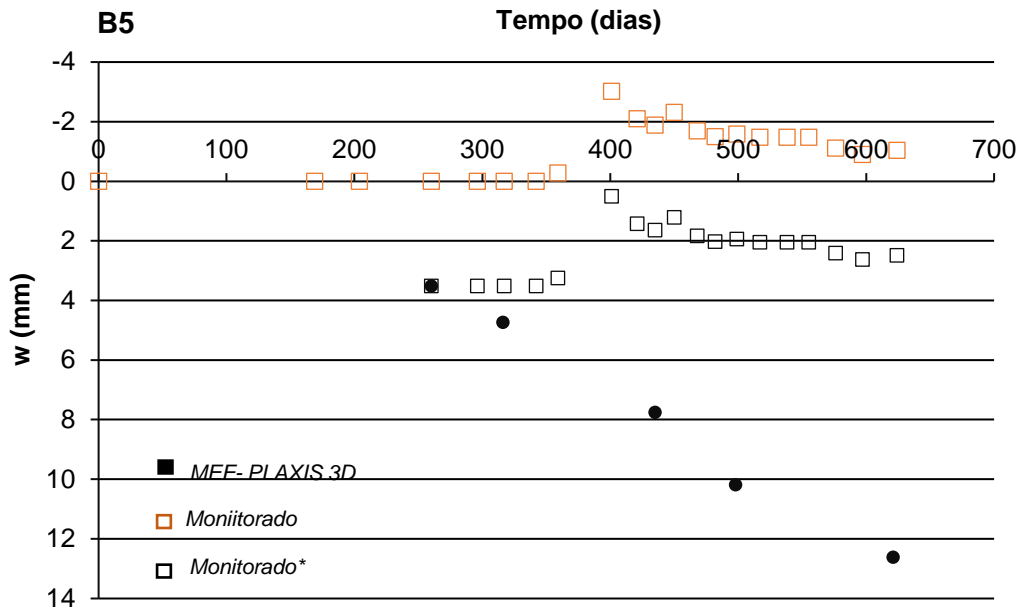
Viladkar M.N.; Godbole P.N.; Noorzaei J. (1994) Modeling of interface for soil-structure interaction studies. Computers & structures, Vol. 52, nº 4, pp. 765-779.

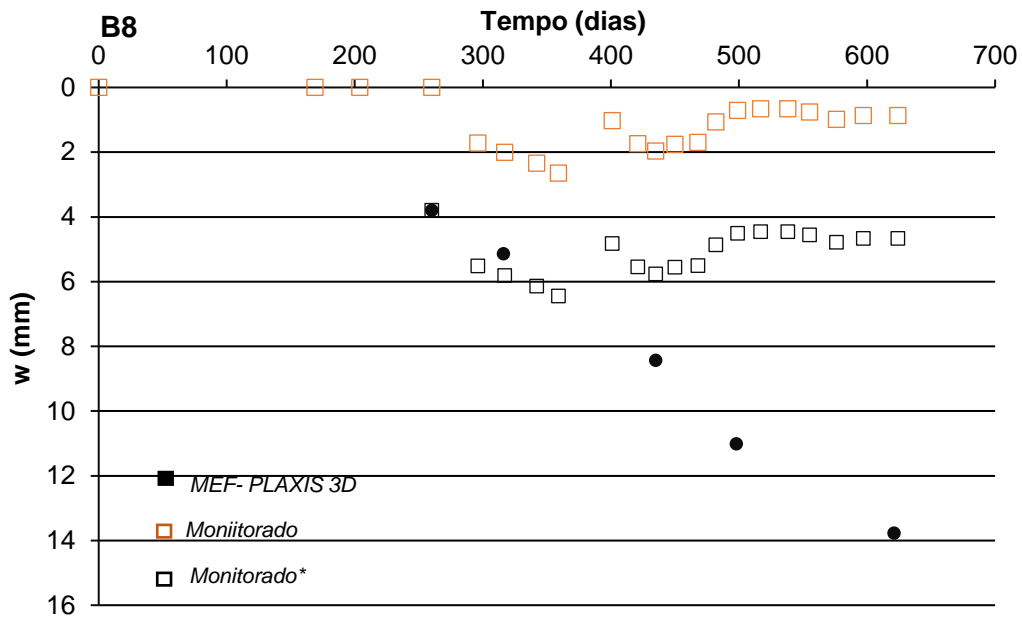
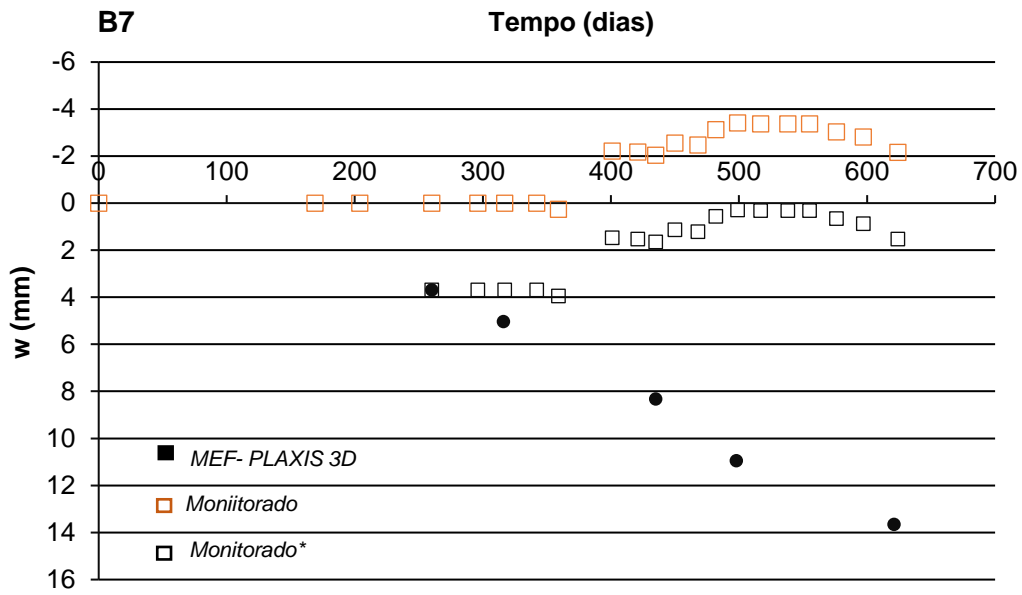


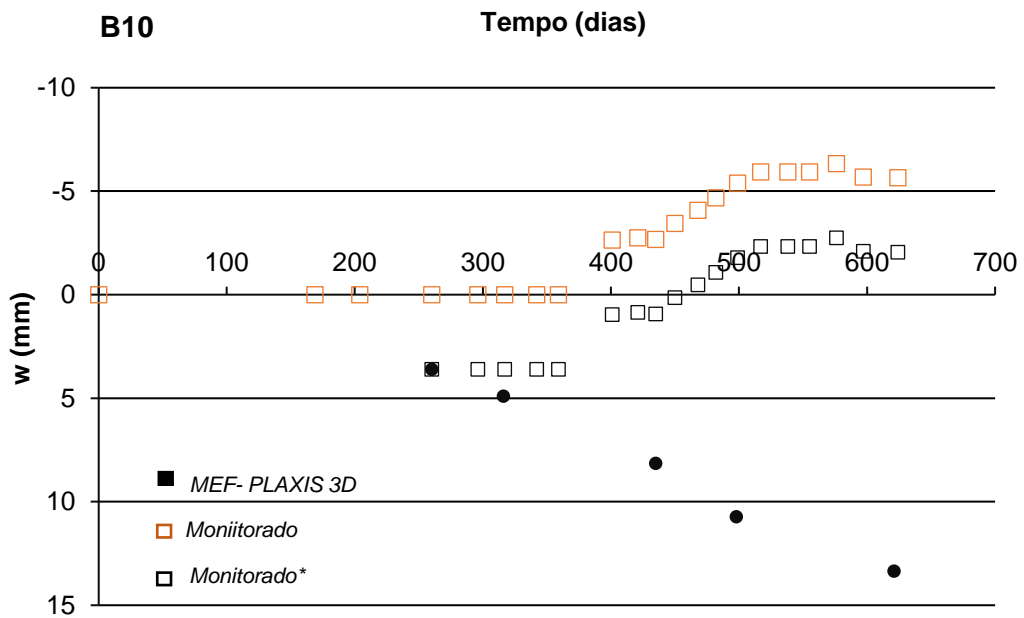
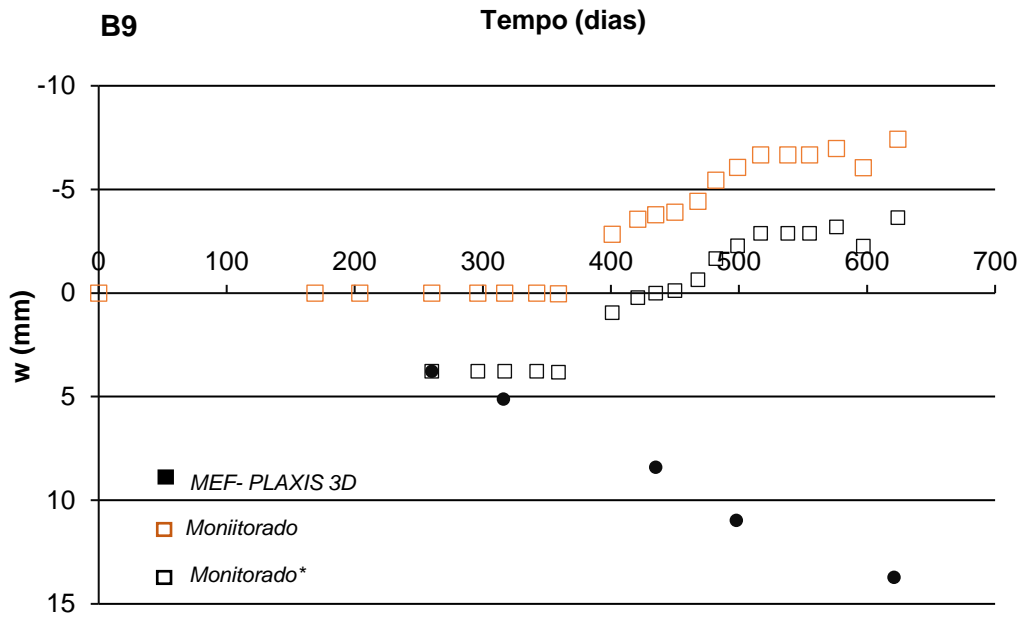
- Waked, L.V. (2017). Transferência de carga de estacas hélice contínua monitorada em maciço sedimentar durante a construção de um edifício. Dissertação de Mestrado. LECIV – UENF. pp. 1-110.
- Waterman, D. (2015) 2D vs. 3D: Modelling piles. In Seminário internacional de geomecânica computacional - PLAXIS - 8 al 12 de Junio. Buenos Aires, Argentina.
- Zhang, D.; LV, Y. (2017) Geometrical effects on the load transfer mechanism of pile groups three-dimensional numerical analysis. Canadian Geotechnical Journal.

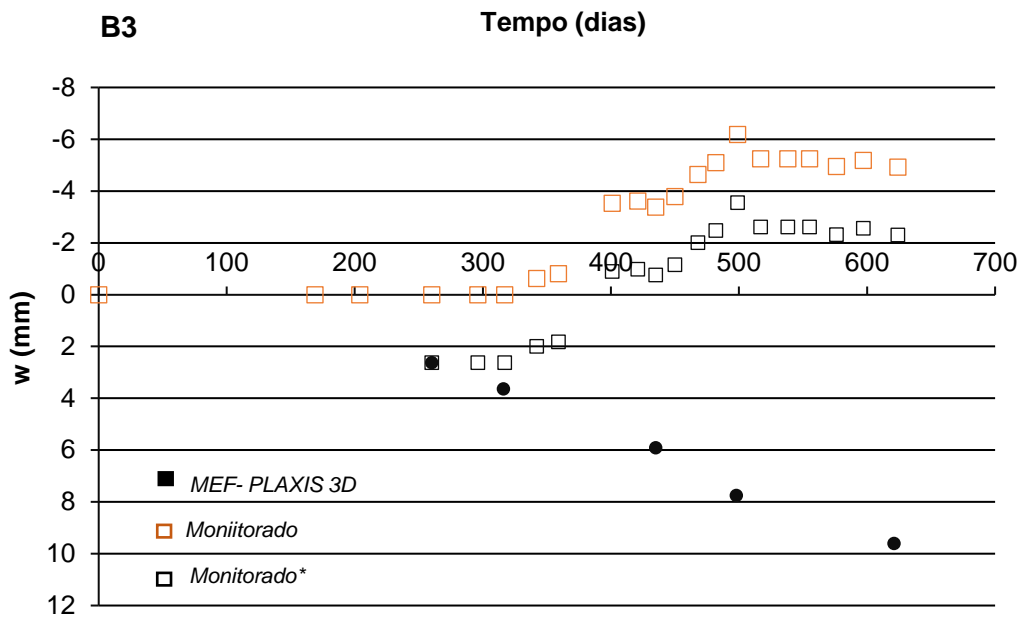
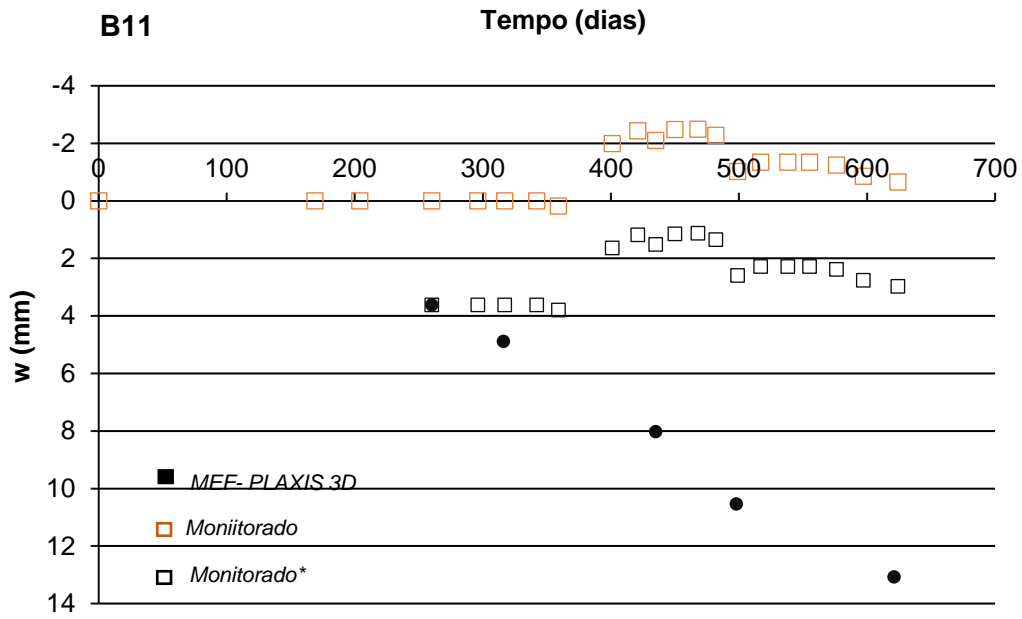
## Anexo I – Curvas Recalque (mm) Vs. Tempo (Dias) Para Os Dados De Campo e Numérico

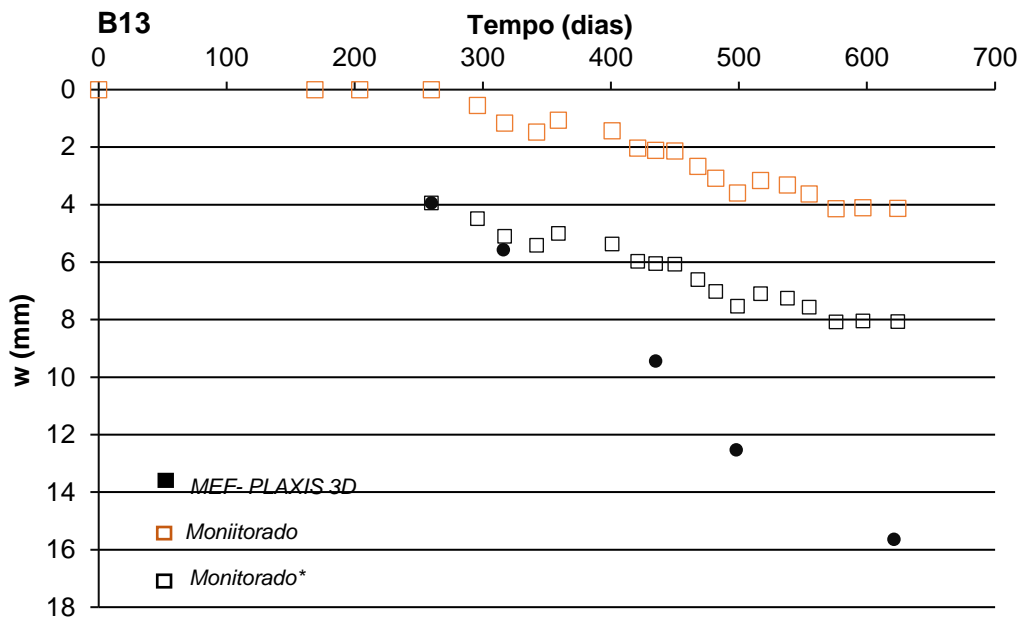
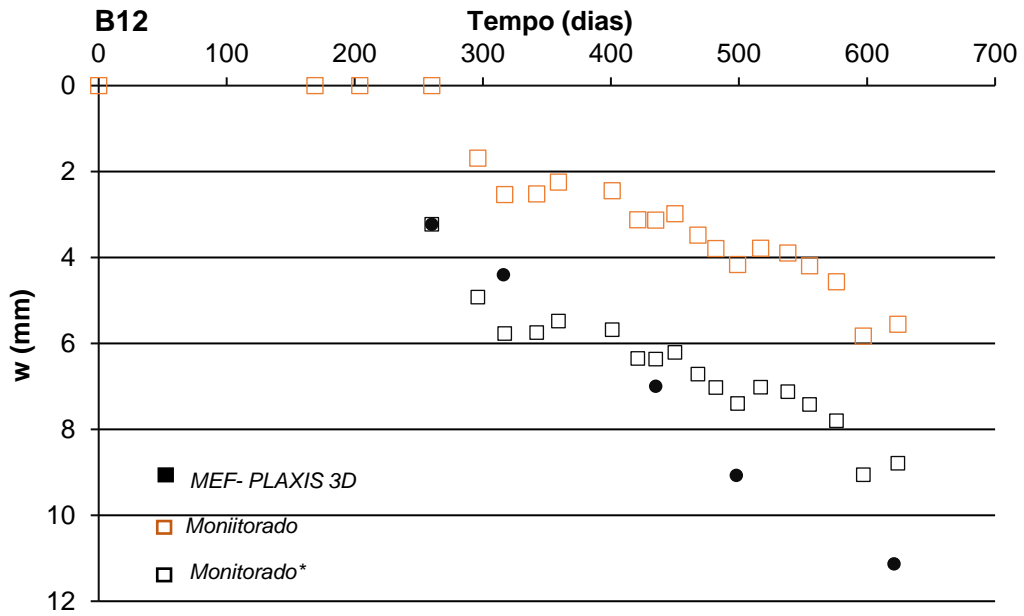


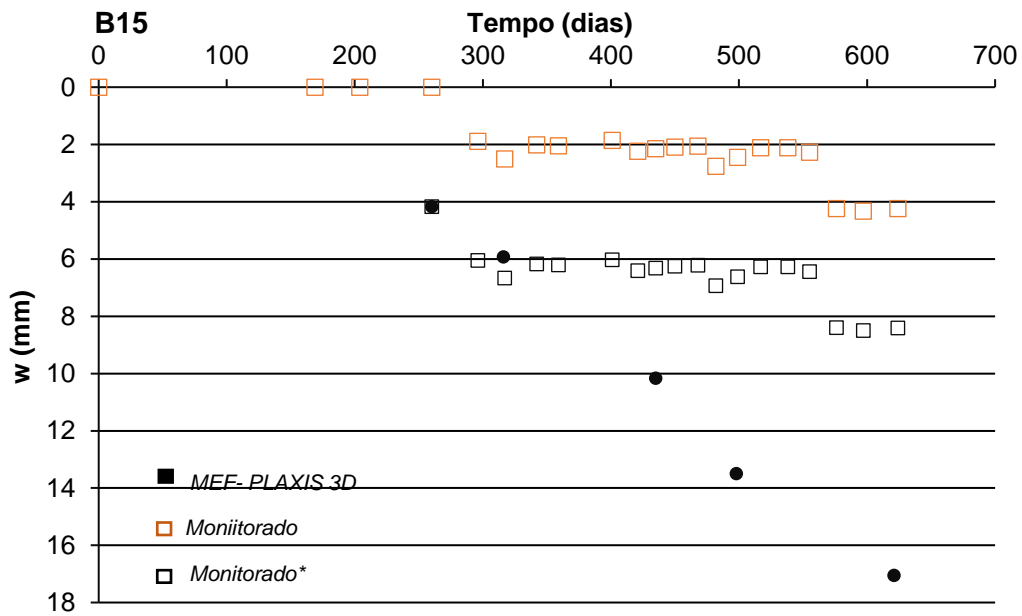
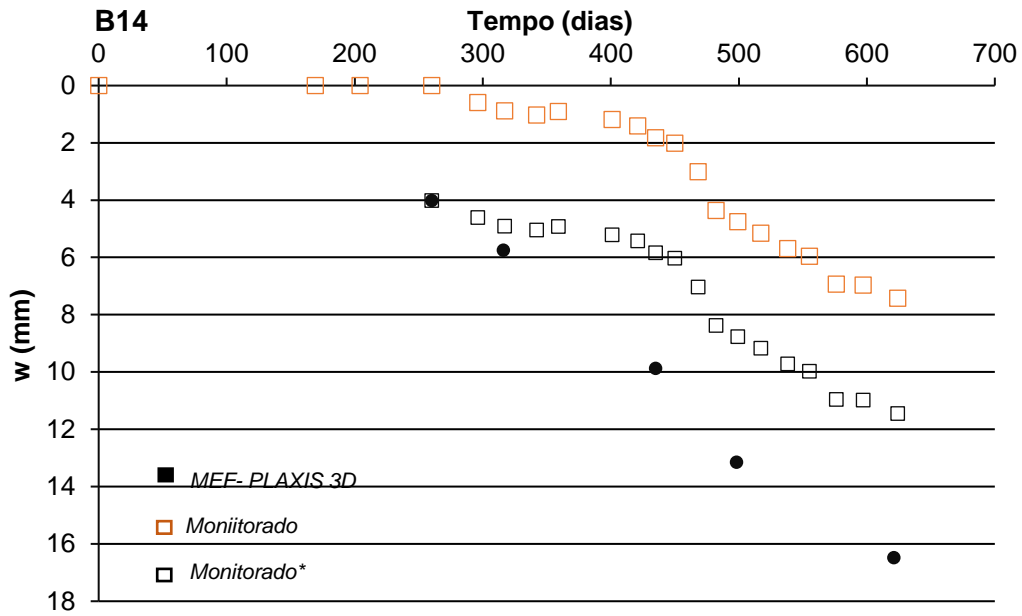




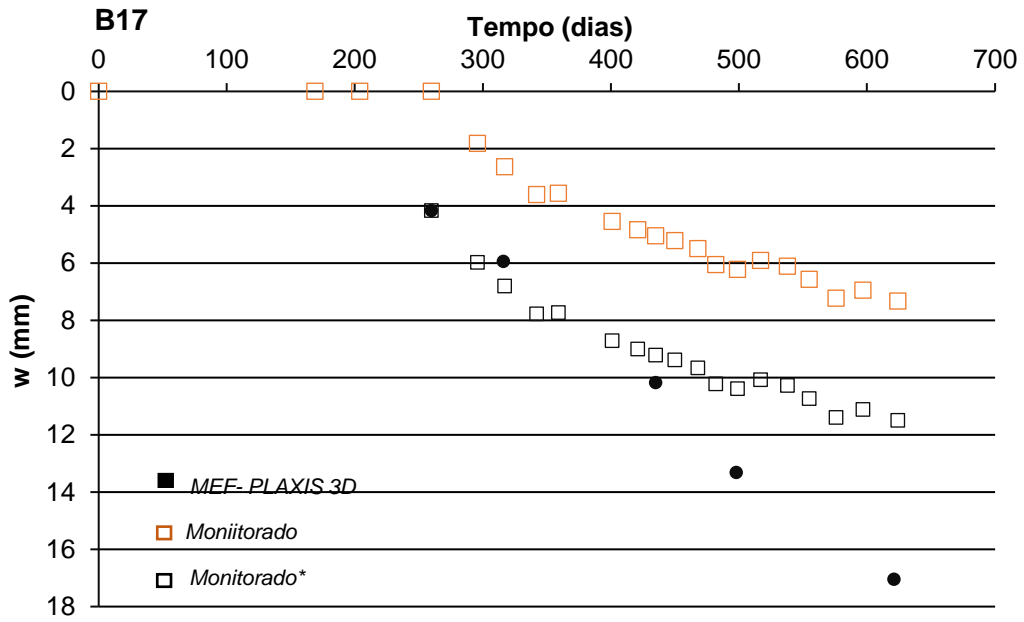
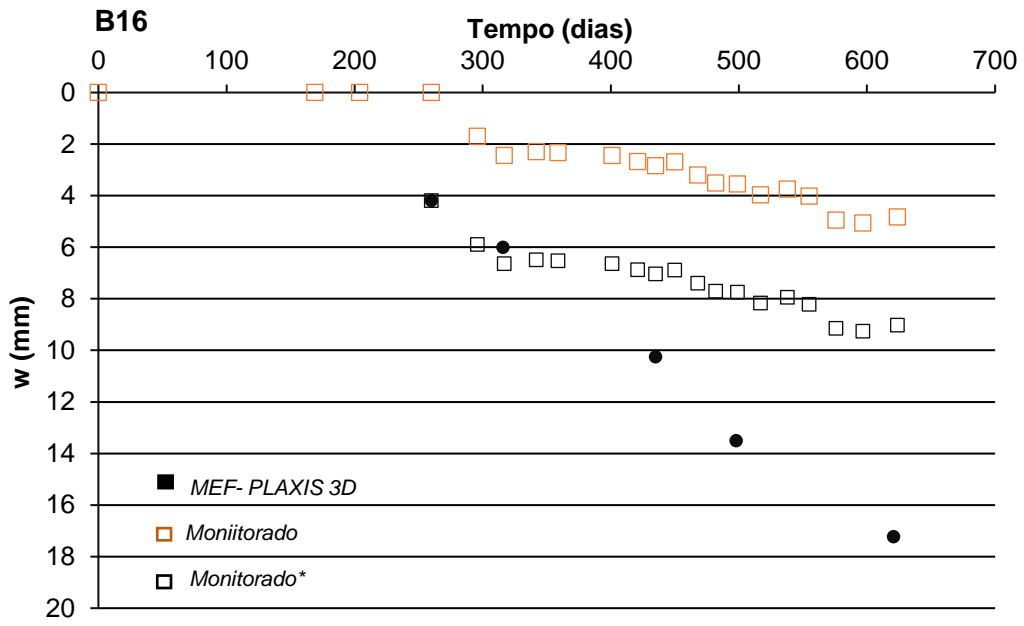


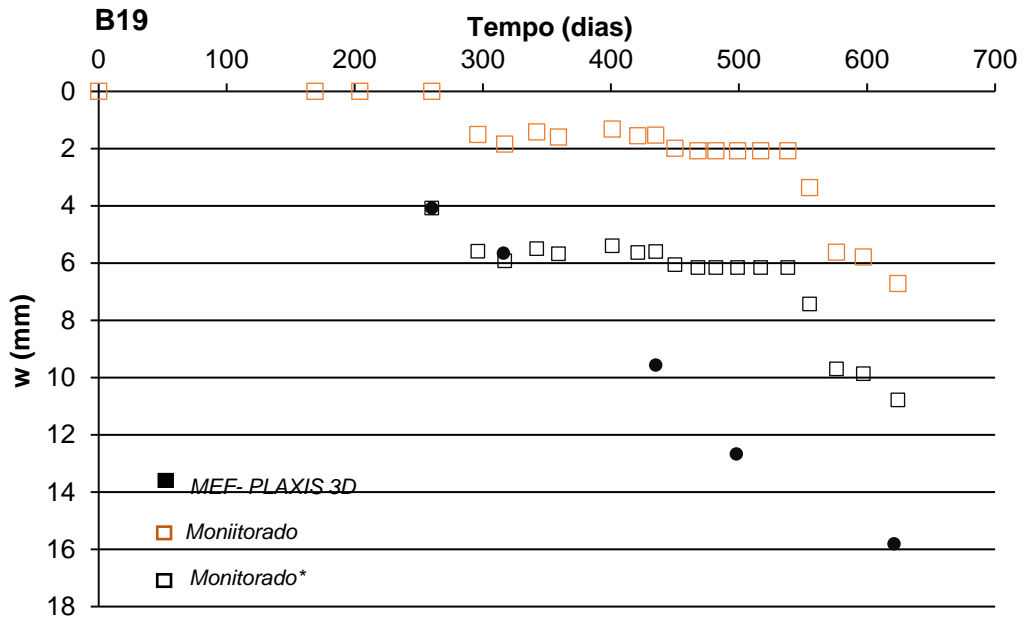
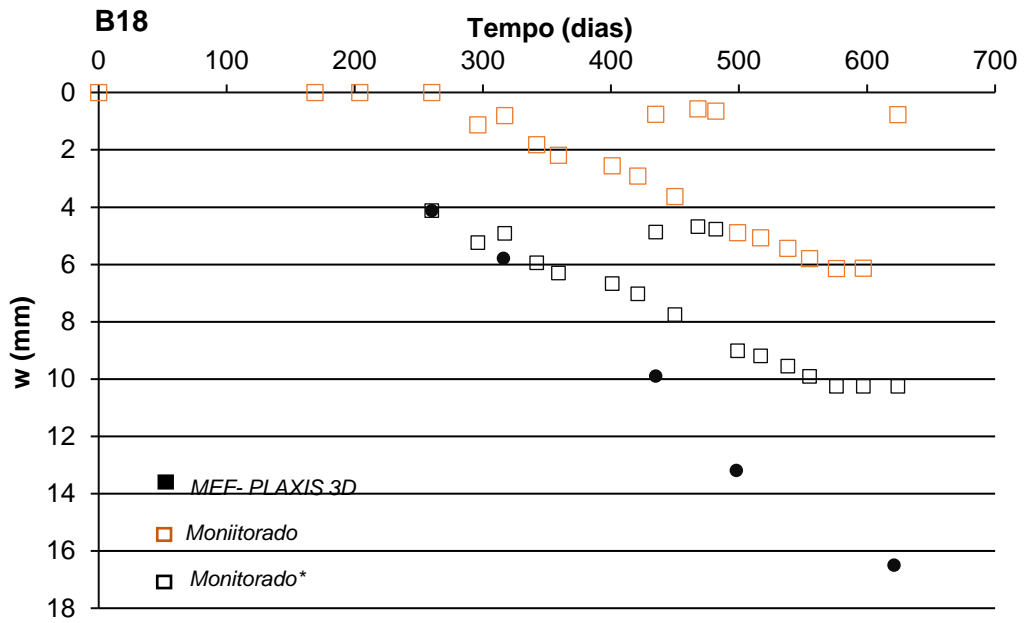


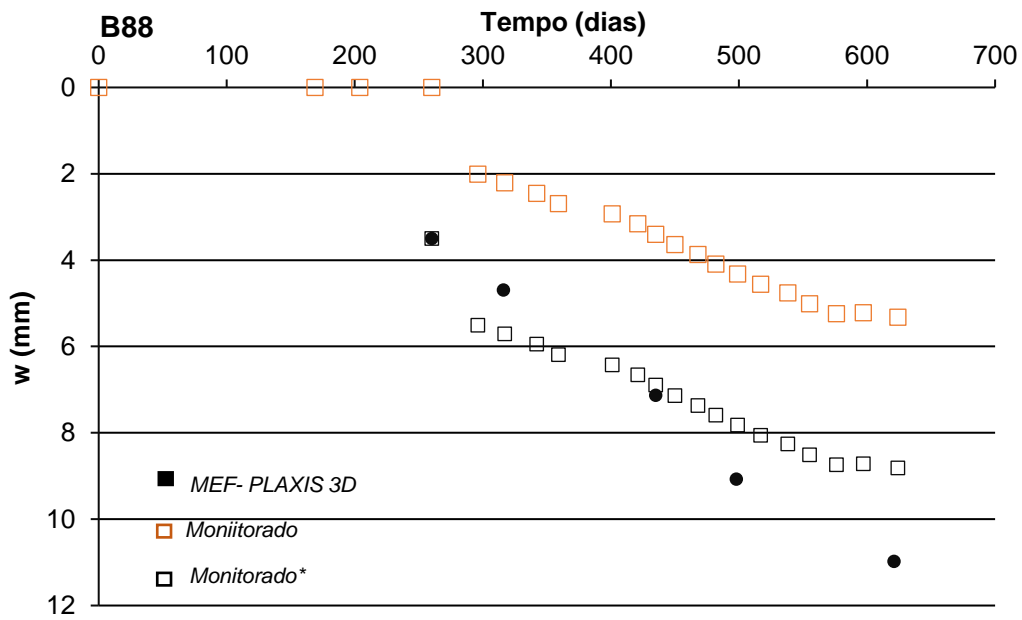
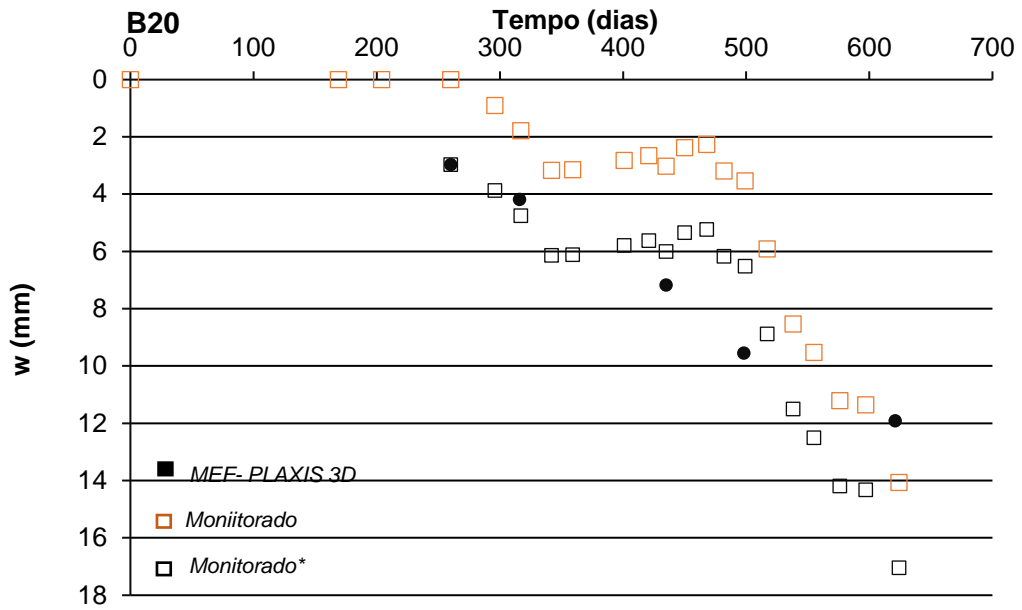


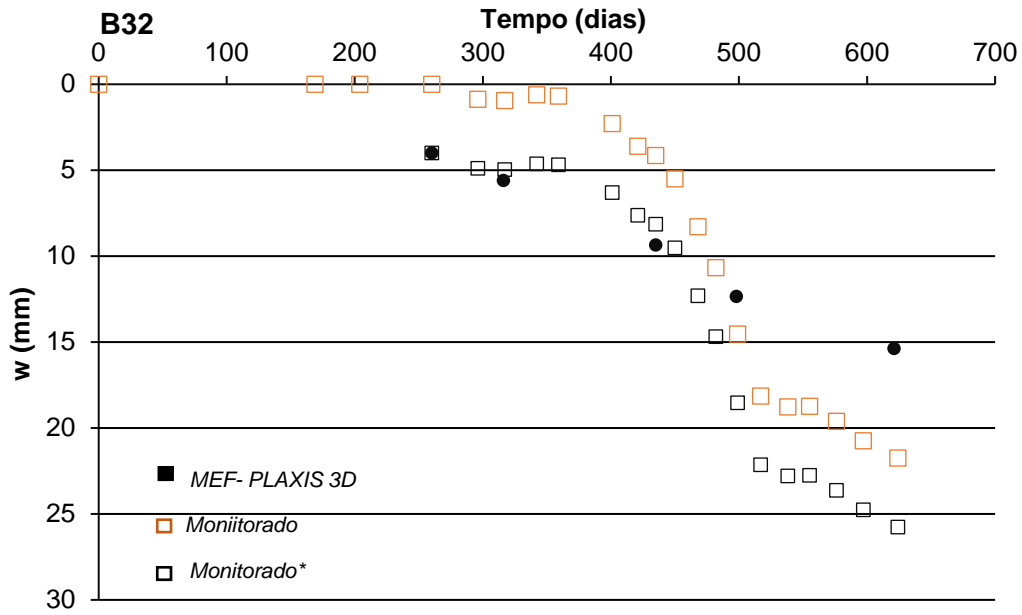
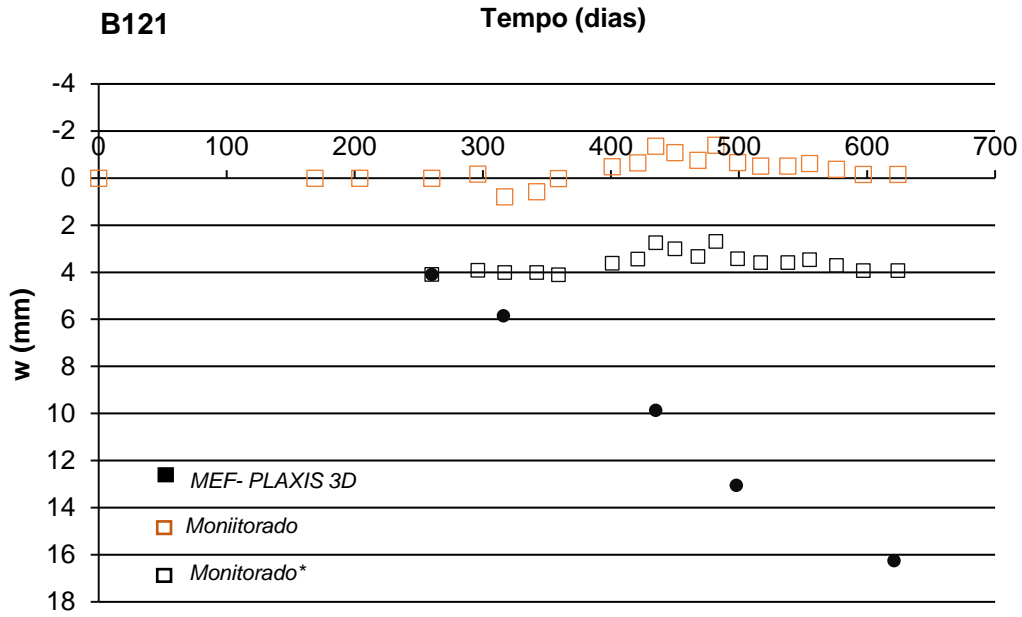


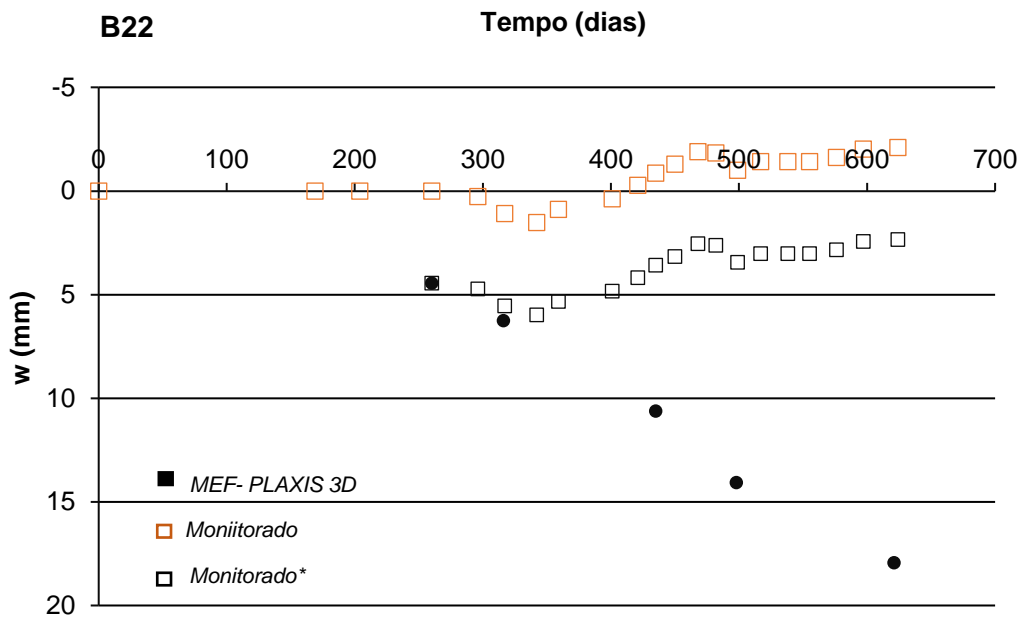
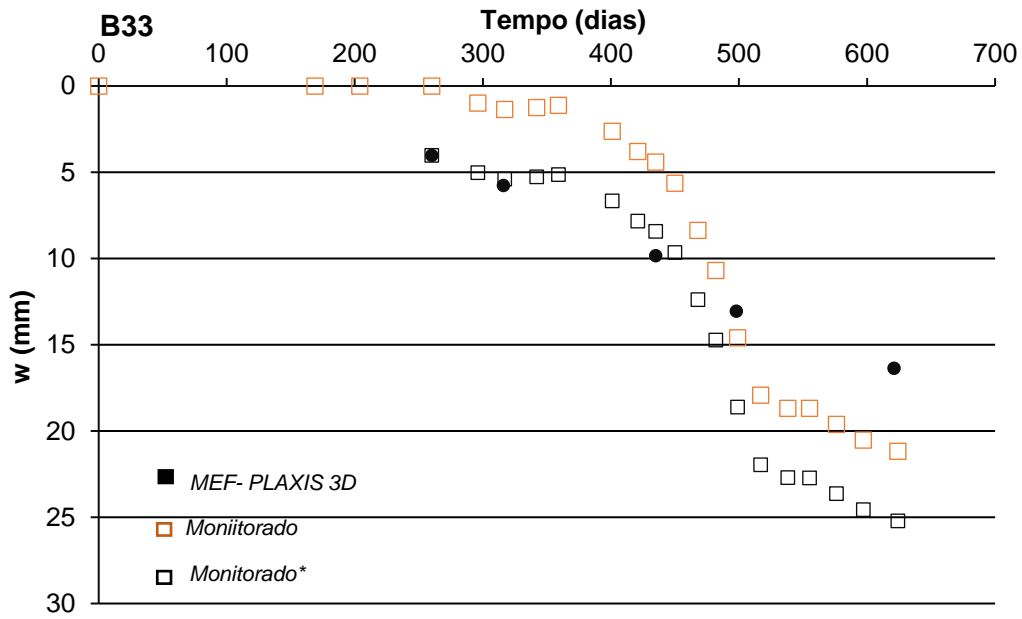


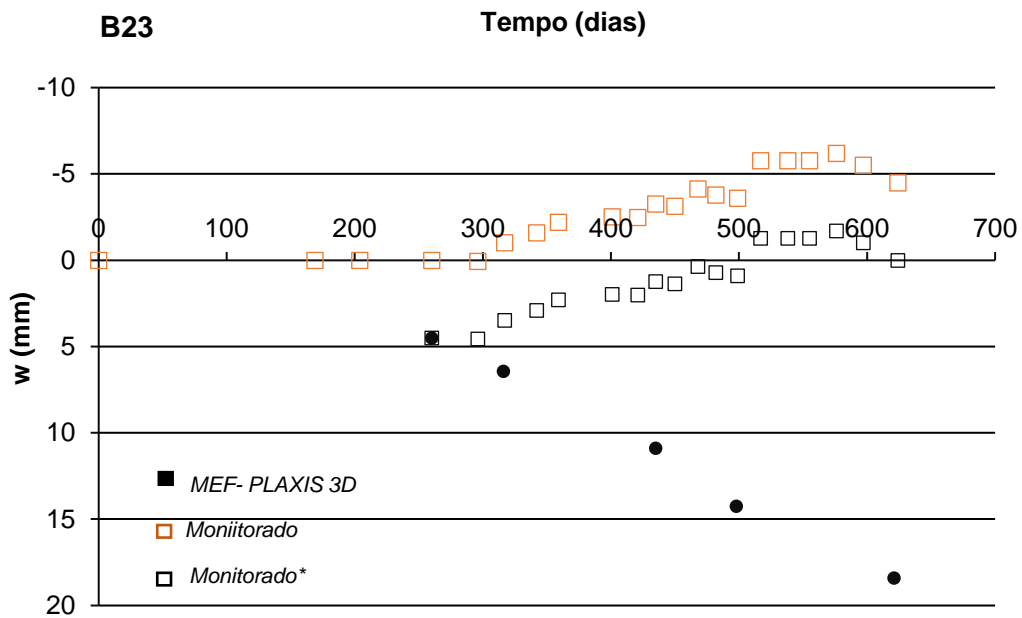
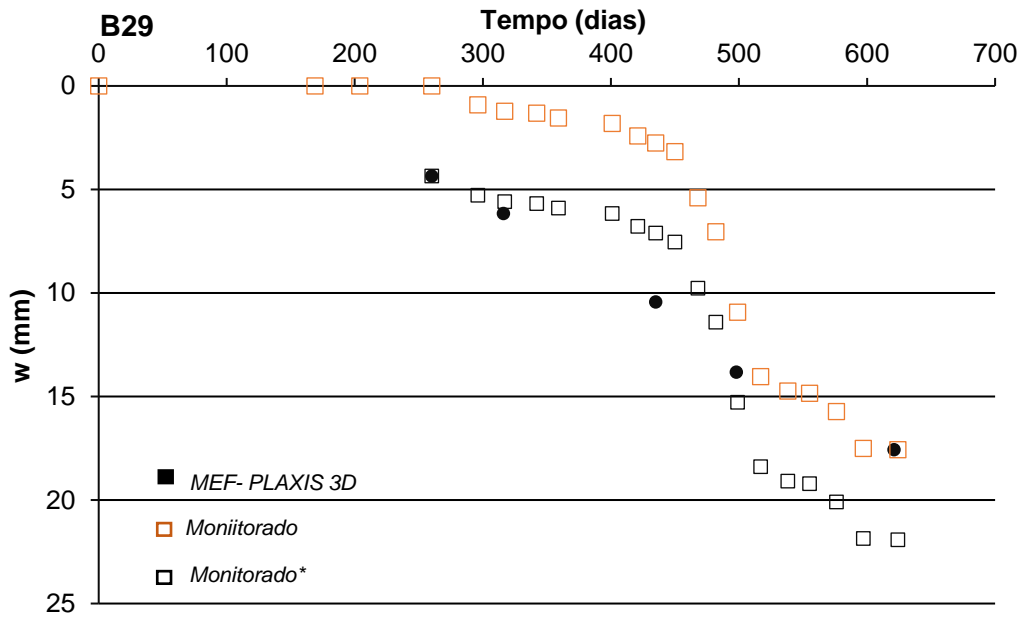


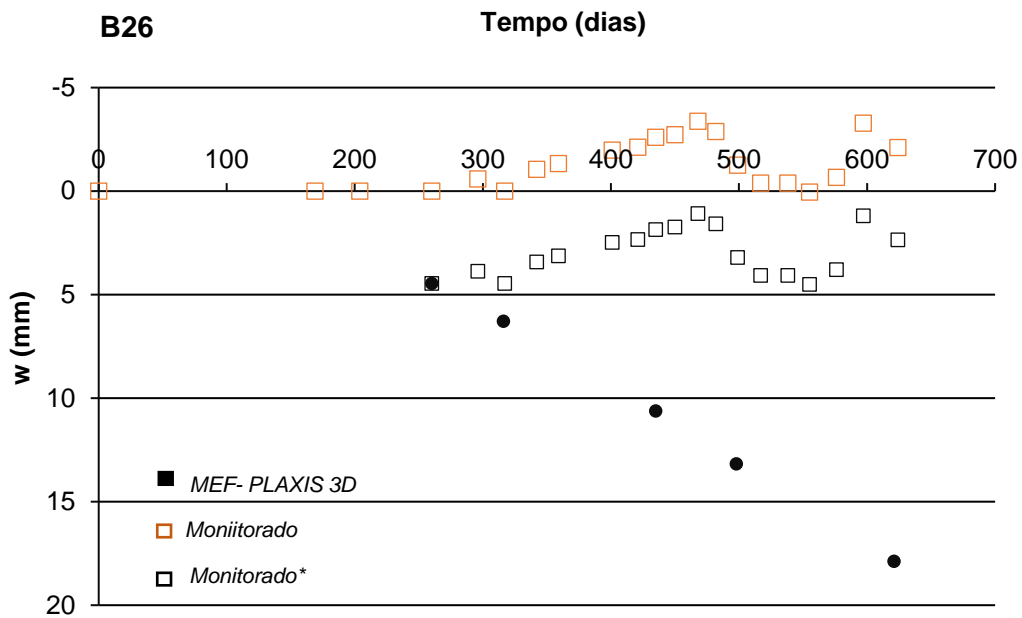
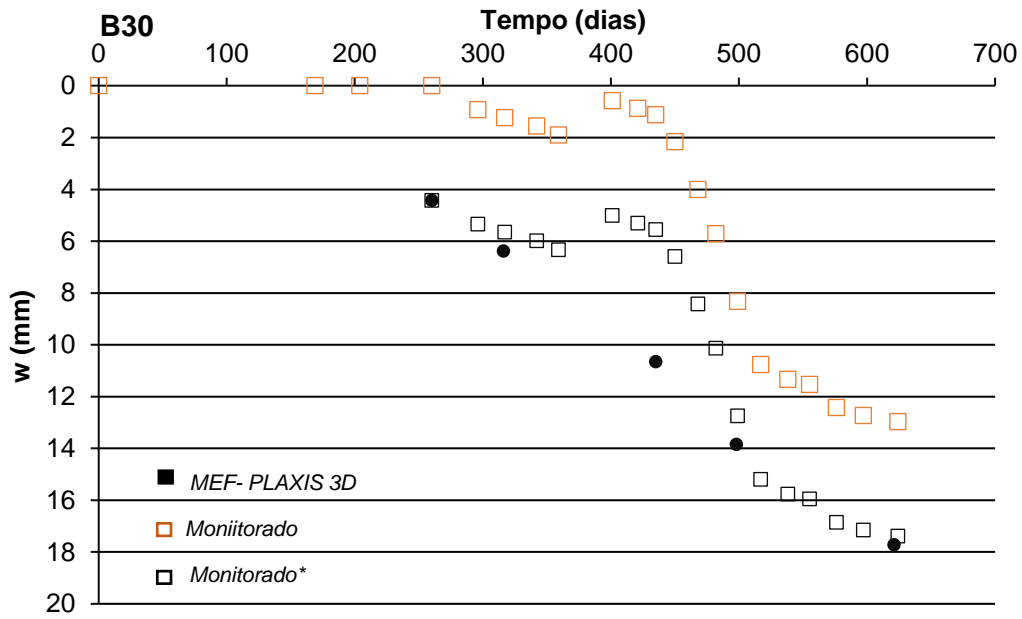


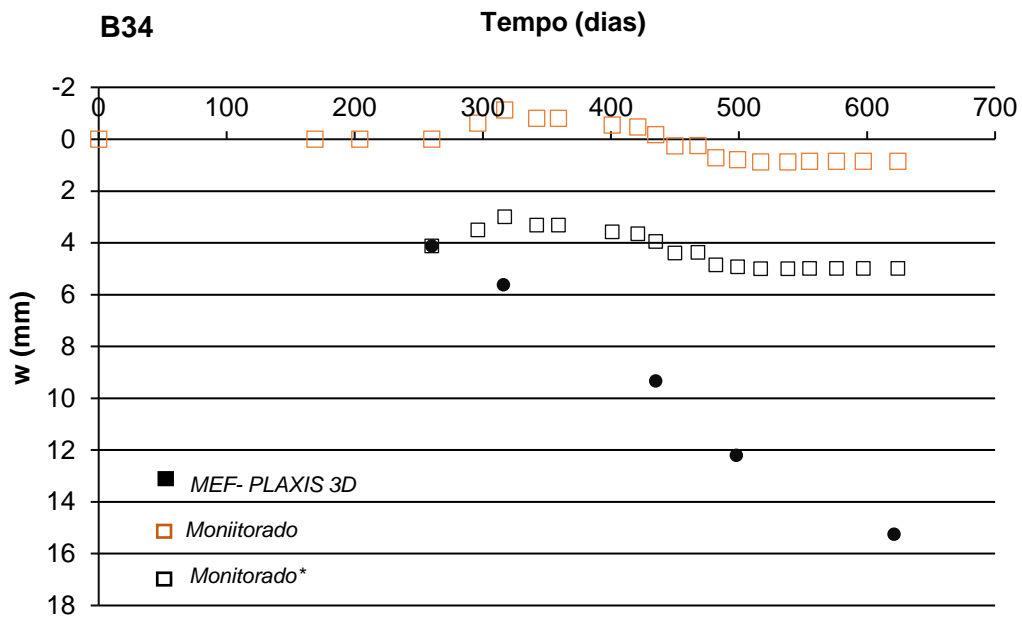
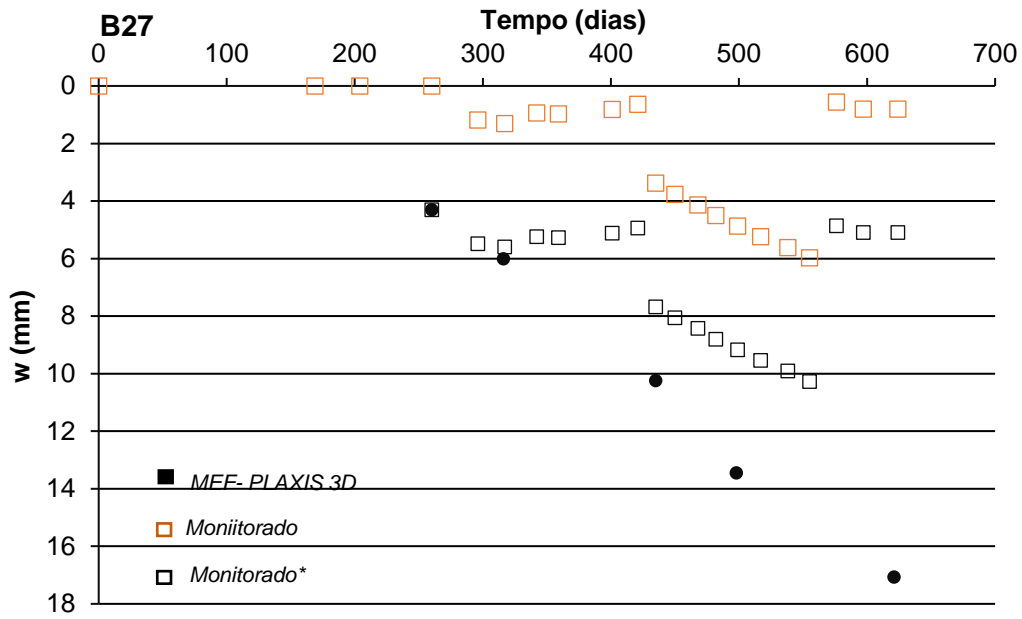




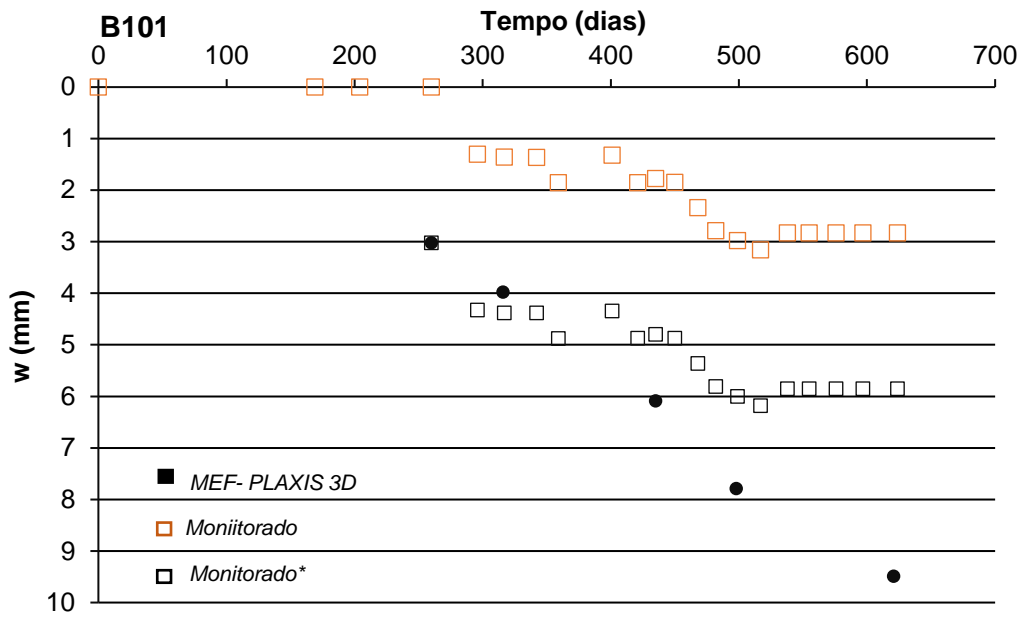
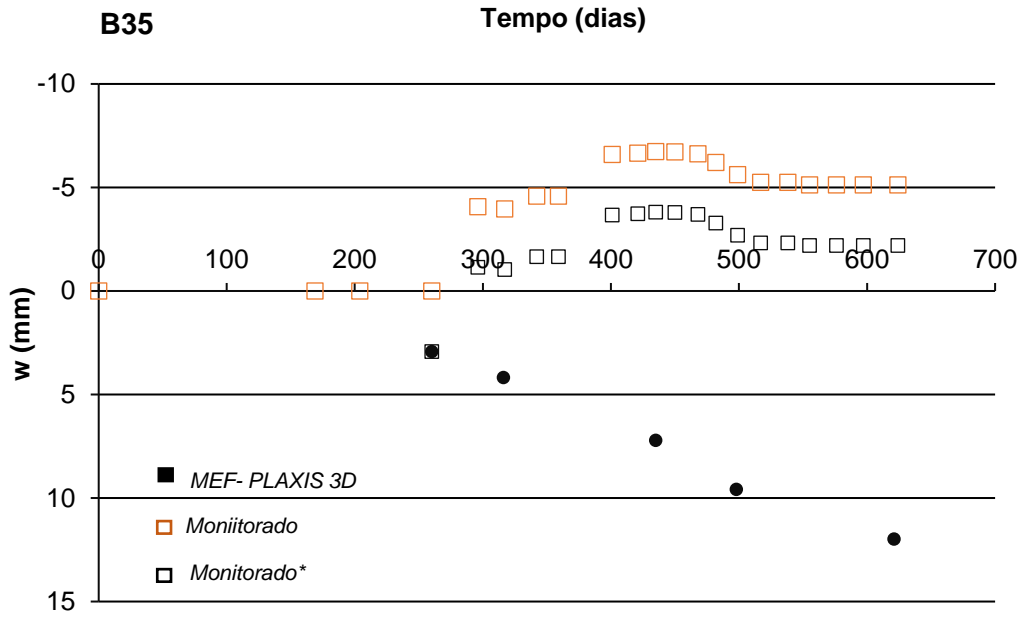


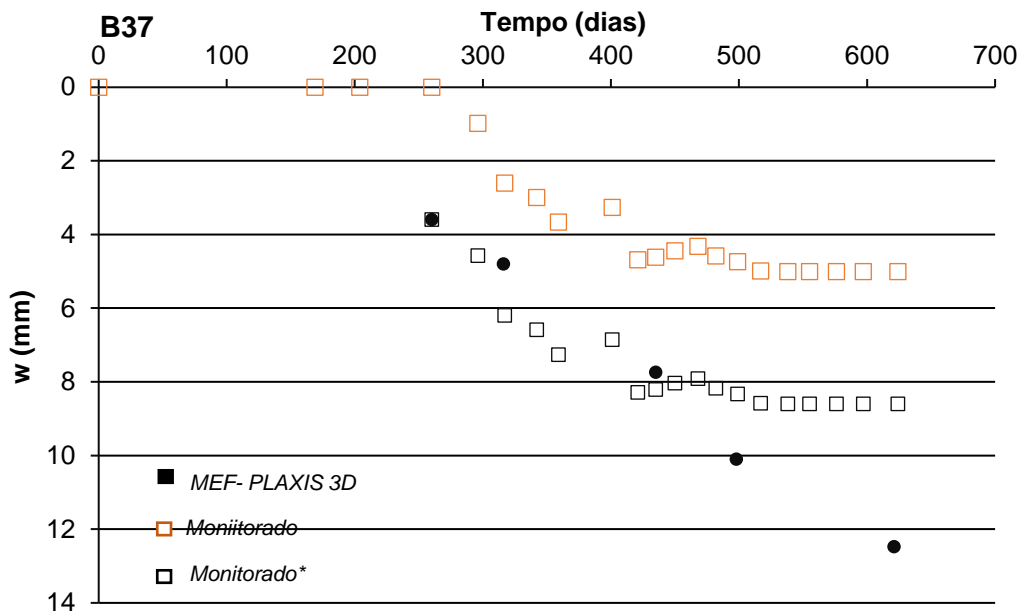
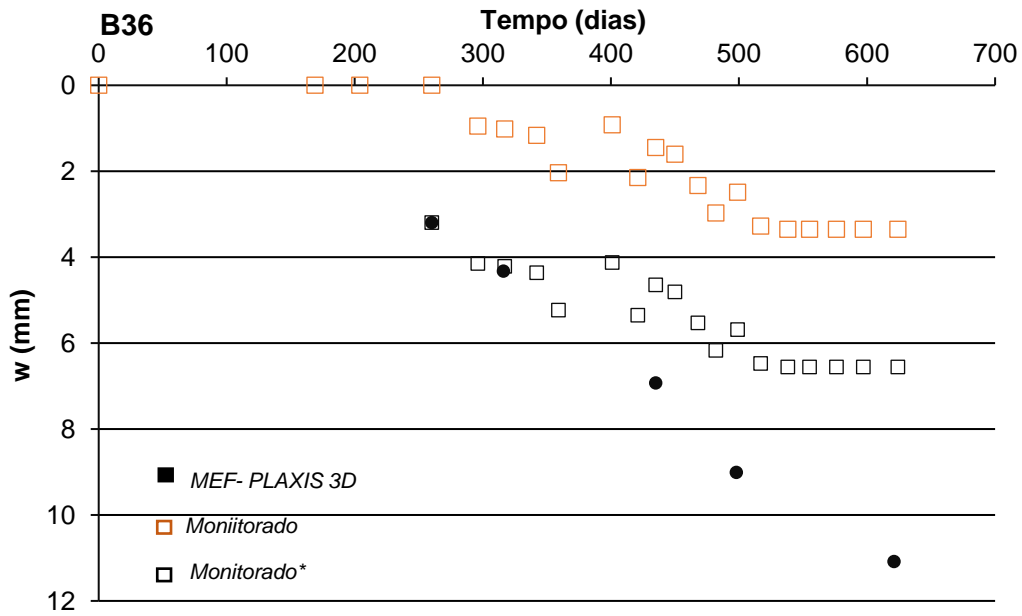


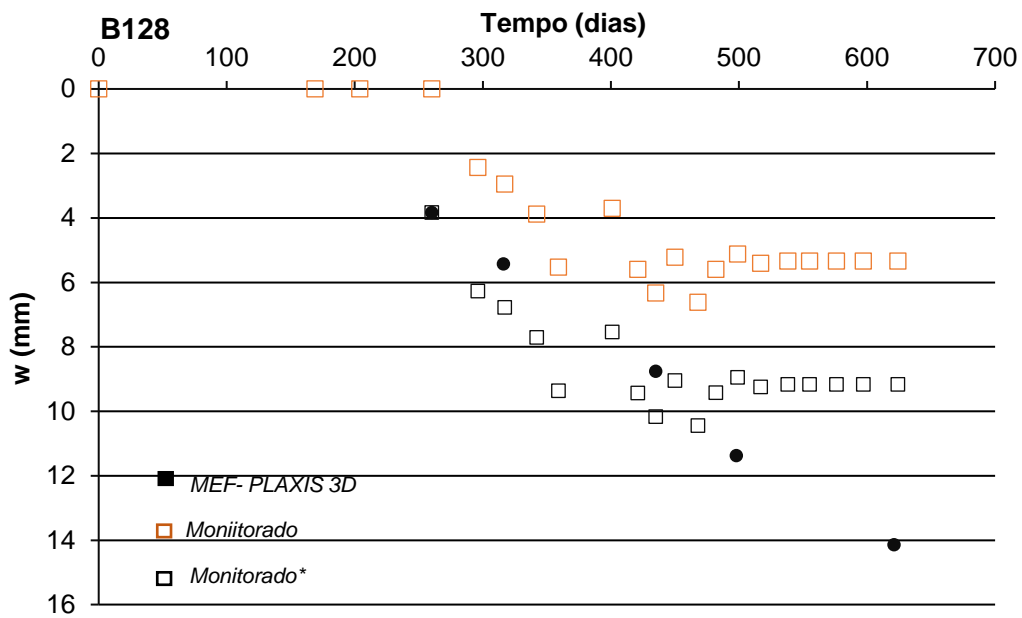
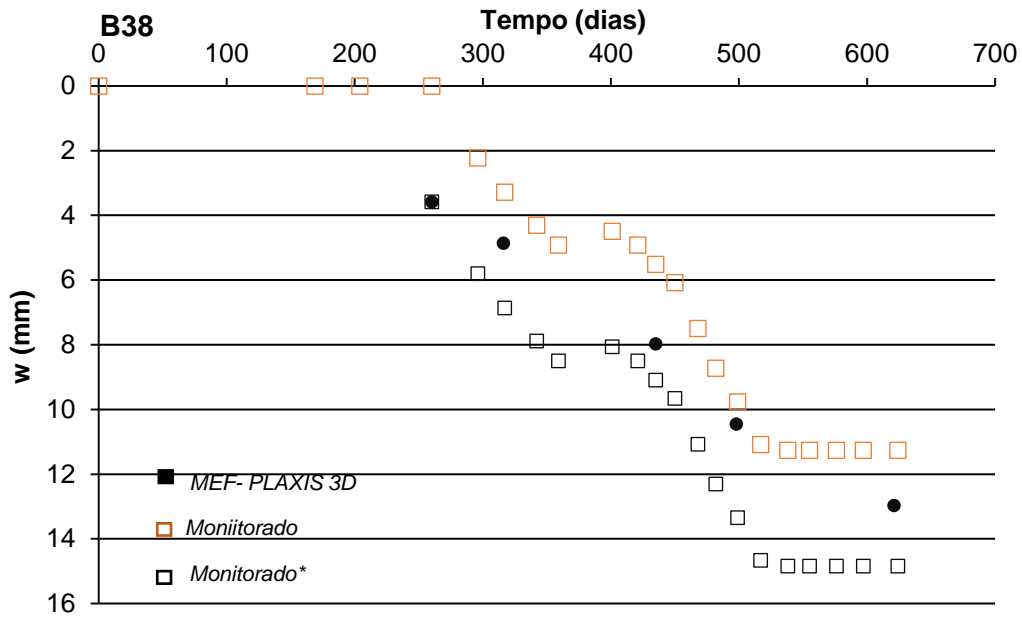


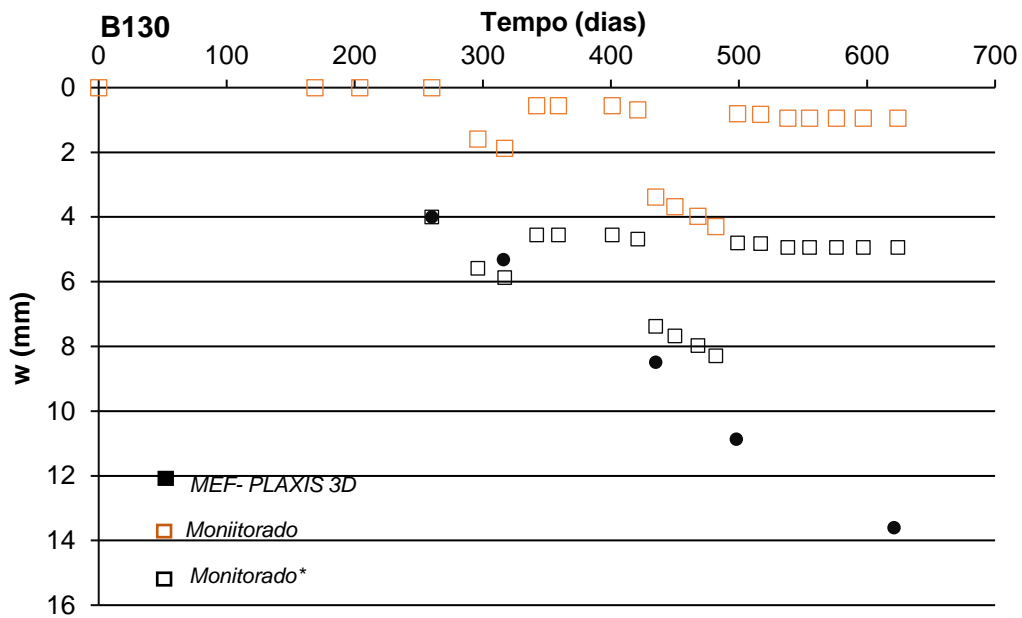
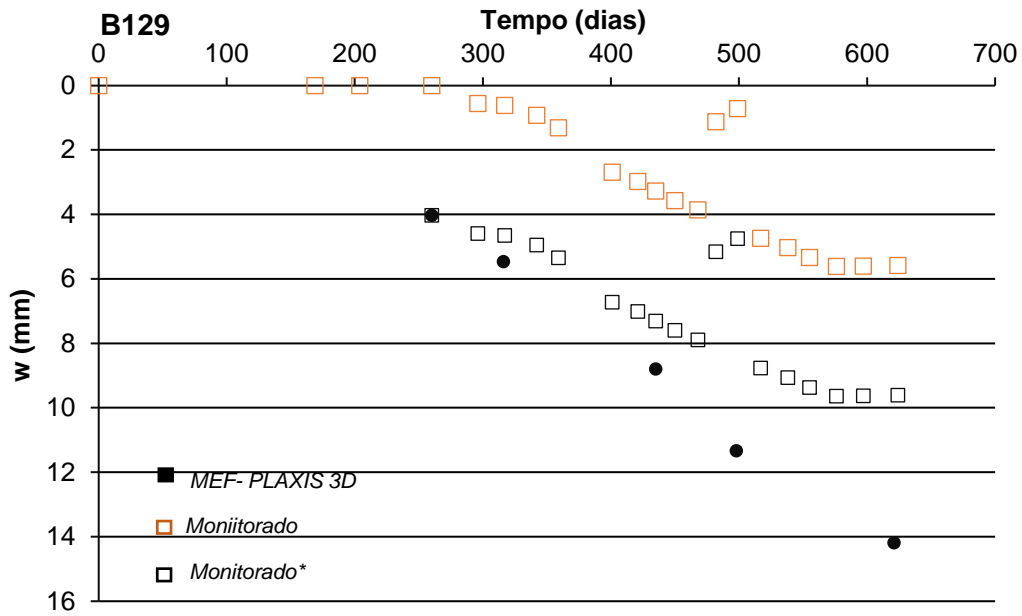


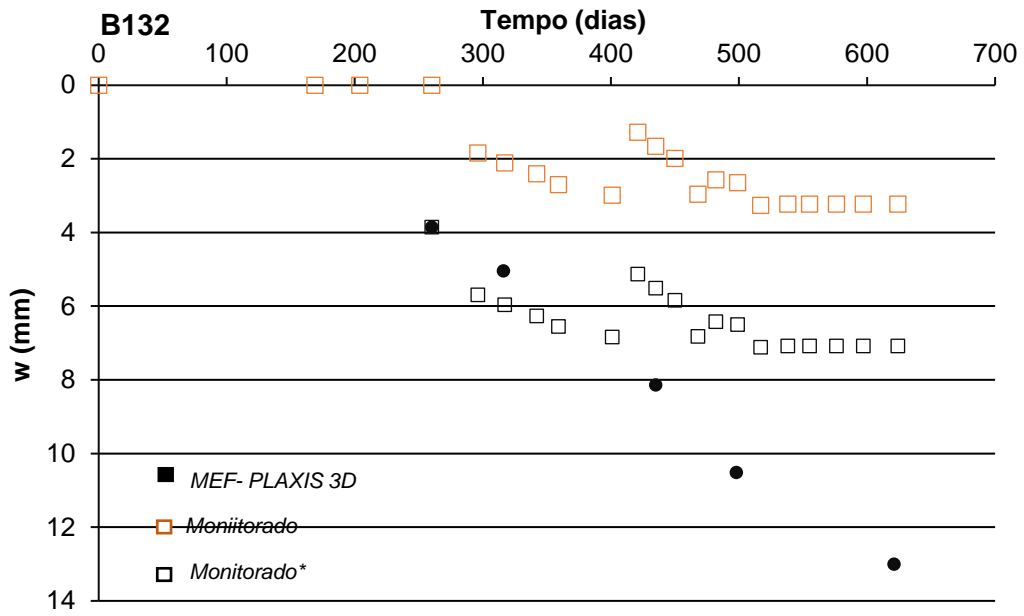
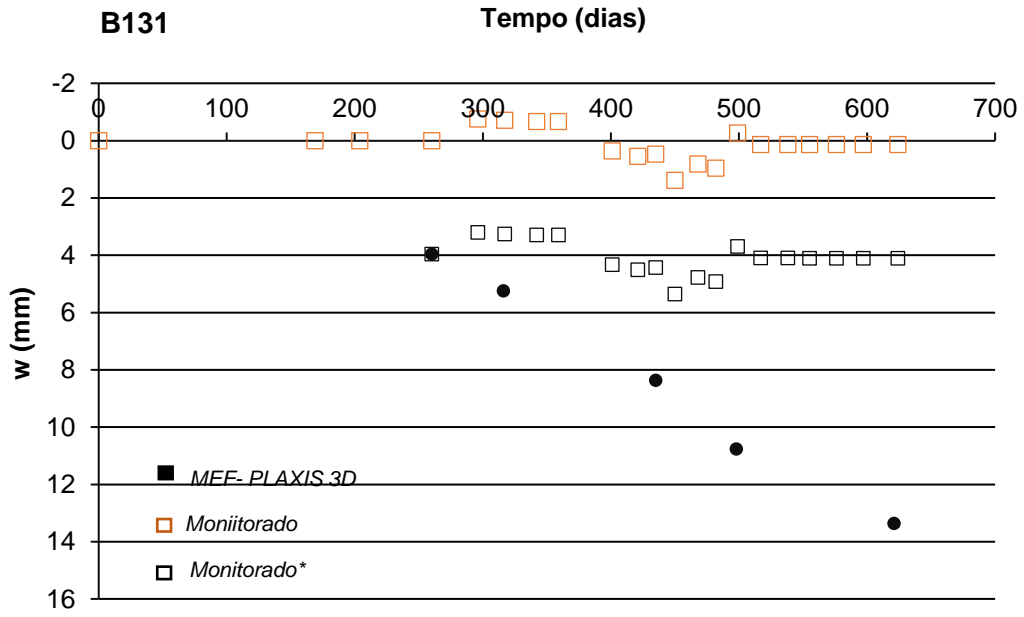












## ANEXO II – Boletins de Sondagens SPT.

BOLETIM DE SONDAAGEM							Nº	1.272/2014
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº	SP01
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:	Irineu
Cota:	Profundidade do Nível D'água:		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento	
0,16 m	3,65 metros em 21/10/14.		- Diâmetro Externo 50,8mm		16/10/14	17/10/14	4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm	iniciais	30cm	iniciais	30cm finais		
0[ ]							0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com entulhos, cor variegada.
1[ ]	0,71	3	2	2	5	4	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.
2[ ]		2	2	2	4	4	2	
3[ ]		2	3	2	5	5	3	
4[ ]		3	3	3	6	6	4	Idem, média.
5[ ]	5,25	1	2	3	3	5	5	Argila fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.
6[ ]		3	3	4	6	7	6	
7[ ]		4	3	2	7	5	7	Idem, medianamente compacta.
8[ ]		4	5	5	9	10	8	
9[ ]		4	8	8	12	16	9	
10[ ]		5	8	9	13	17	10	
11[ ]		5	9	9	14	18	11	
12[ ]	11,95	2	1	1	3	2	12	Argila, com areia fina, com mica, com turfa, com detritos vegetais, cor cinza escuro, muito mole.
13[ ]		1	2	1	3	3	13	Idem, mole.
14[ ]	13,86	4	10	10	14	20	14	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.
15[ ]		12	18	27	30	45	15	
16[ ]		15	21	29	36	50	16	

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

Continua na folha SP01 cont. 1

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    - - - - -	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--

BOLETIM DE SONDAGEM						Nº	1.272/2014			
Cliente:						Laguna Incorporações Ltda.	Furo Nº	SP01 cont.1		
Local da Obra:						Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.	Sondador:	Irineu		
Cota:		Profundidade do Nível D'água:		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento		
0,16 m		3,65 metros em 21/10/14.				16/10/14	17/10/14	4,00 m		
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico		Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm	30cm iniciais	30cm finais	iniciais	finais	0	10		20
17[ ]		13	21	33	34	54	17		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.	
18[ ]		15	20	22	35	42	18			
19[ ]	19,45	15	22	28	37	50	19			
20[ ]							20		Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.	
21[ ]							21			
22[ ]							22			
23[ ]							23			
24[ ]							24			
25[ ]							25			
26[ ]							26			
27[ ]							27			
28[ ]							28			
29[ ]							29			
30[ ]							30			
31[ ]							31			
32[ ]							32			
33[ ]							33			

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais N° Golpes/30cm finais	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº	1.272/2014	
Cliente:							Laguna Incorporações Ltda.	Furo Nº	SP02
Local da Obra:							Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.	Sondador:	Irineu
Cota:		Profundidade do Nível D'água:		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento	
-0,11 m		3,25 metros em 17/10/14.		- Diâmetro Externo 50,8mm		14/10/14	16/10/14	4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico		Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm			iniciais	30cm	iniciais	30cm	
0[ ]									
1[ ]	0,77	2	4	4	6	8			Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.
2[ ]		3	3	4	6	7			Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela e cinza, média.
3[ ]		3	3	2	6	5			Idem, mole.
4[ ]	3,69	1	2	4	3	6			Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.
5[ ]	4,39	3	5	4	8	9			Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.
6[ ]		3	5	5	8	10			Idem, medianamente compacta.
7[ ]		4	5	5	9	10			
8[ ]		5	5	5	10	10			
9[ ]		4	4	5	8	9			
10[ ]		3	4	5	7	9			
11[ ]	11,30	3	3	2	6	5			Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.
12[ ]		1	1	1	2	2			Idem, muito mole.
13[ ]		1	1	1	2	2			
14[ ]		1	2	1	3	3			Idem, mole.
15[ ]	14,77	11	16	26	27	42			Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.
16[ ]		14	21	30	35	51			

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

Continua na folha SP02 cont. 1

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais      - - - - -	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--



BOLETIM DE SONDAEM							Nº	1.272/2014
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº	SP02 cont.1
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:	Irineu
Cota: -0,11 m		Profundidade do Nivel D'água: 3,25 metros em 17/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data Inicial:	Data final:	Revestimento
						14/10/14	16/10/14	4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm			iniciais	30cm finais		
17[.]		21	26	35	47	61		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.
18[.]		18	22	29	40	51		
19[.]	19,45	18	23	27	41	50		
20[.]							Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.	
21[.]								
22[.]								
23[.]								
24[.]								
25[.]								
26[.]								
27[.]								
28[.]								
29[.]								
30[.]								
31[.]								
32[.]								
33[.]								

José Narciso de Souza Riscado  
ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    - - - - -		<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		<b>INDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.	
--	--	---	--	--	--

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº	1.272/2014
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº	SP03
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:	Irineu
Cota: 0,07 m		Profundidade do Nível D'água: 3,21 metros em 05/11/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento
						31/10/14	04/11/14	4,00 m
Amostrins	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm						
0[ ]								Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com entulhos, cor variegada.
1[ ]	0,64	2	2	3	4	5		Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.
2[ ]		3	4	5	7	9		Idem, média.
3[ ]		3	3	4	6	7		
4[ ]		3	3	4	6	7		
5[ ]	5,05	2	3	4	5	7		Área grossa, média e fina, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.
6[ ]		2	3	3	5	6		
7[ ]		5	7	7	12	14		Idem, medianamente compacta.
8[ ]		7	6	7	13	13		
9[ ]		5	7	7	12	14		
10[ ]		8	9	8	17	17		
11[ ]	11,57	7	8	9	15	17		
12[PP]		P	P	P	0	0		Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.
13[ ]		1	2	1	3	3		Idem, mole.
14[ ]	13,66	3	6	10	9	16		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro. ria.
15[ ]		5	7	11	12	18		
16[ ]	16,66	11	19	23	30	42		Idem, dura.
								Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.
								Continua na folha SP03 cont. 1
GRÁFICO		AMOSTRA			[ ] Amostra Padrão		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO	
Nº Golpes/30cm iniciais		-----			[L] Amostra Lavada		* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade	
Nº Golpes/30cm finais		-----			[P] Amostra Perdida		P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.	
		-----			[PP] Peso Próprio do Martelo			



BOLETIM DE SONDAAGEM							Nº	1.272/2014
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº	SP04
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:	Irineu
Cota: 0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,57 metros em 23/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento
						17/10/14	22/10/14	4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm			iniciais	finais		
0[ ]							0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.
1[ ]	0,69	3	3	3	6	6	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.
2[ ]		2	3	3	5	6	2	
3[ ]		2	3	2	5	5	3	Idem, mole.
4[ ]		1	1	1	2	2	4	Idem, muito mole.
5[ ]		1	1	2	2	3	5	Idem, mole.
6[ ]	5,55	2	3	3	5	6	6	Areia grossa, média e fina, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.
7[ ]	6,90	4	6	8	10	14	7	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.
8[ ]		4	6	8	10	14	8	
9[ ]		5	8	8	13	16	9	
10[ ]		5	8	9	13	17	10	
11[ ]		8	8	9	16	17	11	
12[ ]	12,30	4	4	2	8	6	12	Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, média.
13[ ]		1	1	1	2	2	13	Idem, muito mole.
14[ ]		1	2	1	3	3	14	Idem, mole.
15[ ]	14,95	9	10	13	19	23	15	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.
16[ ]		15	25	30	40	55	16	

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

**Continua na folha SP04 cont. 1**

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais      - - - - - N° Golpes/30cm finais        ———— Profundidade	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº: 1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.						Furo Nº SP04 cont.1		
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.						Sondador: Irineu		
Cota: 0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,57 metros em 23/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 17/10/14	Data final: 22/10/14	Revestimento: 4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm						
17[ ]		17	21	33	38	54		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.
18[ ]		15	27	29	42	56		
19[ ]		14	23	28	37	51		
20[ ]	20,45	16	21	26	37	47		
21[ ]								Sondagem paralisada à 20,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.
22[ ]								
23[ ]								
24[ ]								
25[ ]								
26[ ]								
27[ ]								
28[ ]								
29[ ]								
30[ ]								
31[ ]								
32[ ]								
33[ ]								

José Narciso de Souza Riscado  
ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    - - - - -		<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.	
--	--	---	--	--	--

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº	1.272/2014
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº	SP05
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:	Irineu
Cota: 0,12 m		Profundidade do Nível D'água: 3,65 metros em 31/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento
						29/10/14	30/10/14	4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm						
0[ ]	0,57						0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com entulhos, cor variegada.
1[ ]		3	5	4	8	9	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.
2[ ]		4	5	6	9	11	2	Idem, rija.
3[ ]		4	4	5	8	9	3	Idem, média.
4[ ]	3,95	3	2	2	5	4	4	----- Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela, fofa.
5[ ]	4,59	3	3	3	6	6	5	Areia grossa, média e fina, argilosa, com mica, cor cinza, pouco compacta.
6[ ]		4	3	3	7	6	6	
7[ ]	6,83	5	7	8	12	15	7	----- Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.
8[ ]		4	7	7	11	14	8	
9[ ]		3	4	3	7	7	9	Idem, pouco compacta.
10[ ]		4	3	3	7	6	10	
11[ ]		3	3	3	6	6	11	
12[ ]	11,61	1	1	1	2	2	12	----- Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.
13[ ]	12,87	2	3	2	5	5	13	Argila, com areia fina, com mica, cor cinza com veios amarelos. mole.
14[ ]	13,70	10	14	28	24	42	14	----- Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro. dura.
15[ ]		9	19	30	28	49	15	
16[ ]		12	19	27	31	46	16	

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

**Continua na folha SP05 cont. 1**

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    - - - - -	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--

BOLETIM DE SONDAAGEM							Nº 1.272/2014		
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº SP05 cont.1		
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador: Irineu		
Cota: 0,12 m		Profundidade do Nivel D'água: 3,65 metros em 31/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 29/10/14	Data final: 30/10/14	Revestimento 4,00 m	
Amostragem	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm			iniciais	30cm finais			
17[ ]	18,45	14	18	28	32	46		<p>Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.</p> <p>Sondagem paralisada à 18,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.</p> <p style="text-align: right;">José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2</p>	
18[ ]		15	22	30	37	52			
19[ ]									
20[ ]									
21[ ]									
22[ ]									
23[ ]									
24[ ]									
25[ ]									
26[ ]									
27[ ]									
28[ ]									
29[ ]									
30[ ]									
31[ ]									
32[ ]									
33[ ]									

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    - - - - -	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº	1.272/2014
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº	SP06
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:	Irineu
Cota: 0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,59 metros em 24/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data Inicial:	Data final:	Revestimento
						22/10/14	23/10/14	4,00 m
Amostragem	Profundidade da camada	Penetração Nº de Golpes/15cm			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material
0[ ]							0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.
1[ ]	0,75	2	3	2	5	5	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.
2[ ]		2	3	4	5	7	2	Idem, média.
3[ ]		2	1	1	3	2	3	Idem, muito mole.
4[ ]		1	1	2	2	3	4	Idem, mole.
5[ ]		2	2	2	4	4	5	
6[ ]	5,75	2	2	3	4	5	6	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.
7[ ]	6,40	4	5	5	9	10	7	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.
8[ ]		6	7	10	13	17	8	
9[ ]		8	8	10	16	18	9	
10[ ]		8	9	9	17	18	10	
11[ ]		8	9	10	17	19	11	Idem, compacta.
12[ ]	11,98	1	2	1	3	3	12	Argila, com areia fina, com mica, com turfa, com detritos vegetais, cor cinza escuro, mole.
13[ ]	12,39	1	1	1	2	2	13	Argila, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, muito mole.
14[ ]		1	2	1	3	3	14	Idem, mole.
15[ ]	14,75	10	18	24	28	42	15	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, dura.
16[ ]		12	19	26	31	45	16	
							<p style="text-align: center;">José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2</p>	
							<p style="text-align: center;">Continua na folha SP06 cont. 1</p>	
<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    - - - - -		<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.				



BOLETIM DE SONDAAGEM							Nº 1.272/2014		
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº SP06 cont.1		
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador: Irineu		
Cota: 0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,59 metros em 24/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 22/10/14	Data final: 23/10/14	Revestimento 4,00 m	
Amostragem	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm			iniciais	finais			
17[ ]	19,45	10	21	30	31	51		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, dura.  Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.	
18[ ]		11	17	24	28	41			
19[ ]		12	20	25	32	45			
20[ ]									
21[ ]									
22[ ]									
23[ ]									
24[ ]									
25[ ]									
26[ ]									
27[ ]									
28[ ]									
29[ ]									
30[ ]									
31[ ]									
32[ ]									
33[ ]									

José Narciso de Souza Riscado  
ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais      - - - - -	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº:	1.272/2014
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº	SP07
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:	Irineu
Cota: 0,33 m		Profundidade do Nível D'água: 3,55 metros em 30/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento
						27/10/14	29/10/14	4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm			iniciais	30cm finais		
0[ ]	0,59						0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com pedregulhos, cor variegada.
1[ ]		3	3	4	6	7	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.
2[ ]		3	5	6	8	11	2	Idem, rija.
3[ ]		3	4	4	7	8	3	Idem, média.
4[ ]	3,73	3	2	2	5	4	4	Areia fina, silto argiloso, com mica, cor amarela com veios cinza. fofa.
5[ ]	4,88	3	4	4	7	8	5	Areia grossa, média e fina, silto argiloso, com mica, cor amarela. pouco compacta.
6[ ]	5,75	4	6	7	10	13	6	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.
7[ ]		4	6	7	10	13	7	
8[ ]		5	5	7	10	12	8	
9[ ]		4	5	4	9	9	9	
10[ ]		8	8	9	16	17	10	
11[ ]		7	6	6	13	12	11	
12[ ]		5	5	4	10	9	12	
13[ ]		4	5	5	9	10	13	
14[ ]	13,51	3	8	10	11	18	14	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.
15[ ]		11	16	25	27	41	15	Idem, dura.
16[ ]		16	28	35	44	63	16	

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

Continua na folha SP07 cont. 1

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    - - - - -	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--

BOLETIM DE SONDAAGEM							Nº: 1.272/2014		
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.						Furo Nº SP07 cont.1			
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.						Sondador: Irineu			
Cota: 0,33 m		Profundidade do Nivel D'água: 3,55 metros em 30/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data Inicial: 27/10/14	Data final: 29/10/14	Revestimento: 4,00 m	
Amostragem	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm			iniciais	finais			
17[ ]		15	22	29	37	51		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.	
18[ ]	18,54	14	22	25	36	47		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, dura.	
19[ ]	19,45	15	21	25	36	46		Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.	
20[ ]									
21[ ]									
22[ ]									
23[ ]									
24[ ]									
25[ ]									
26[ ]									
27[ ]									
28[ ]									
29[ ]									
30[ ]									
31[ ]									
32[ ]									
33[ ]									

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais N° Golpes/30cm finais	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	---	--

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº: 1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.						Furo Nº SP08		
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.						Sondador: Irineu		
Cota: 0,09 m		Profundidade do Nível D'água: 3,70 metros em 24/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 23/10/14	Data final: 27/10/14	Revestimento 4,00 m
Amostritas	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm						
0[ ]								Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com entulhos, cor variegada.
1[ ]	0,61	2	2	2	4	4	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.
2[ ]		3	4	5	7	9	2	Idem, média.
3[ ]		3	3	4	6	7	3	
4[ ]		1	1	2	2	3	4	Idem, mole.
5[ ]	4,81	4	4	5	8	9	5	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.
6[ ]		2	3	4	5	7	6	Idem, pouco compacta.
7[ ]		4	4	5	8	9	7	Idem, medianamente compacta.
8[ ]		6	7	7	13	14	8	
9[ ]		7	7	7	14	14	9	
10[ ]		7	8	7	15	15	10	
11[ ]		8	9	9	17	18	11	
12[ ]		4	4	5	8	9	12	
13[ ]		5	4	5	9	9	13	
14[ ]	13,74	4	8	10	12	18	14	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro. ría.
15[ ]		12	18	26	30	44	15	Idem, dura.
16[ ]		19	23	35	42	58	16	

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

Continua na folha SP08 cont. 1

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    ————	<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
---	---	--

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº: 1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.						Furo Nº SP08 cont.1		
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.						Sondador: Irineu		
Cota: 0,09 m		Profundidade do Nível D'água: 3,70 metros em 24/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 23/10/14	Data final: 27/10/14	Revestimento: 4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm			iniciais	finais		
17[ ]	19,45	15	25	30	40	55		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.  Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.
18[ ]		15	25	27	40	52		
19[ ]		13	25	29	38	54		
20[ ]								
21[ ]								
22[ ]								
23[ ]								
24[ ]								
25[ ]								
26[ ]								
27[ ]								
28[ ]								
29[ ]								
30[ ]								
31[ ]								
32[ ]								
33[ ]								

José Narciso de Souza Riscado  
 ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2

<b>GRÁFICO</b> N° Golpes/30cm iniciais    - - - - - N° Golpes/30cm finais    - - - - -		<b>AMOSTRA</b> [ ] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo	<b>ÍNDICES DE PENETRAÇÃO</b> * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
--	--	---	--

**APÊNDICE A - Valores de  $N_{SPT}$  para cada camada de solo segundo os relatórios de sondagem SPT.**

Camadas de solo		SPT 01					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. mica, com entulhos, cor variegada.	$N_{spt}$	Aterro					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		4	4	5			
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		6	5				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		7	5				
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		10	16	17	18		
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2					
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		20	45	50	54	42	50

Camadas de solo		SPT 02						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. mica, com entulhos, cor variegada.	Nspt	Aterro						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		8	7	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		5						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		6	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		9	10	10	10	9	9	5
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		-	-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-	-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2	2	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		42	51	61	51	50		

Camadas de solo	SPT 03				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. mica, com entulhos, cor variegada.	Aterro				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	5				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	9	7	7		
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	-	-	-	-	-
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	7	6			
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.	14	13	14	17	17
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.	0	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	3	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.	16	18	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.	42	82,5	66	53	

Nspt



Camadas de solo		SPT 04					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. mica, com entulhos, cor variegada.		Aterro					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		6	6	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		5	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		2	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		3	-	-	-	-	-
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	Nspt	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		6	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		14	14	16	17	17	6
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		23	55	54	56	51	47

Camadas de solo		SPT 05					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. mica, com entulhos, cor variegada.		Aterro					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		9	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		11	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		9	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	Nspt	4	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		6	6	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		15	14	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		7	6	6	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		5	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		42	49	46	46	52	-

<b>Camadas de solo</b>		<b>SPT 06</b>				
		Aterro				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. mica, com entulhos, cor variegada.	Nspt	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		5	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		7	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		2	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		3	4	5	-	-
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		10	17	18	18	
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		19	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		42	45	51	41	45

Camadas de solo	SPT 07							
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. mica, com entulhos, cor variegada.	Aterro							
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	7	-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	-	-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	-	-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.	11	-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	8	-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	-	-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	-	-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	4	-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	8	-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.	13	13	12	9	17	12	9	10
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.	-	-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	-	-	-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.	-	-	-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	-	-	-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.	-	-	-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	-	-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.	18	-	-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.	41	63	51	47	46	-	-	-

Nspt

Camadas de solo	N <sub>spt</sub>	SPT 08					
		Aterro					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. mica, com entulhos, cor variegada.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		4	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		9	7	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		3	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		9	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		-	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		7	-	-	-	-	-
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		9	14	14	15	18	9 9
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		-	-	-	-	-	-
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		18	-	-	-	-	-
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		44	58	55	52	54	- -