

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO - UEMA
CCT – CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

EDUARDO MESQUITA SANTOS MARQUES

ANÁLISE DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS NA INTERAÇÃO
SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO

SÃO LUÍS
2018

EDUARDO MESQUITA SANTOS MARQUES

**ANÁLISE DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS NA INTERAÇÃO
SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO**

Projeto de monografia apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade
Estadual do Maranhão como requisito
parcial para a obtenção do título de
bacharel em Engenharia Civil.

SÃO LUÍS

2018

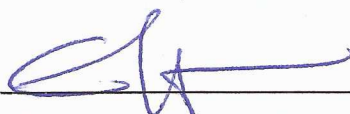
EDUARDO MESQUITA SANTOS MARQUES

**ANÁLISE DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA
DE UM EDIFÍCIO**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão, como requisito para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

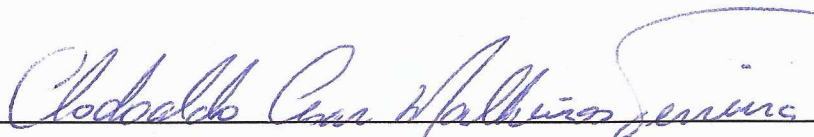
Aprovada em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA:



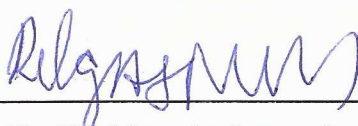
Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar (Orientador)

Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira

Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Dr. Rodrigo de Azevedo Neves

Universidade Estadual do Maranhão

À minha família, eterna gratidão.

AGRADECIMENTOS

Gostaria inicialmente dar meu agradecimento à minha família por todo apoio que recebi ao longo desta graduação. Agradeço aos professores da Universidade Estadual do Maranhão, pela dedicação no ensino, em especial ao meu orientador Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar. Agradeço também aos colegas de turma por tornarem mais leve o dia a dia e ajudarem neste caminho árduo que é a Engenharia.

RESUMO

Este trabalho desenvolve um estudo de caso com a finalidade de avaliar os principais impactos e efeitos da interação solo-estrutura no comportamento estrutural de uma edificação de concreto armado sobre fundações diretas. Para tanto, utiliza o modelo de solo como conjunto de molas, cuja constante de reação vertical do solo é proporcional ao recalque, estimado de acordo com os dados fornecidos em boletim de sondagem realizado na cidade de São Luís – MA para a edificação objeto de estudo. Os coeficientes obtidos são então inseridos no *software* comercial AltoQI Eberick para um processamento da estrutura em uma situação real de recalques, sendo possível uma comparação dos principais esforços nos elementos estruturais antes e depois desta consideração.

Palavras-chave: Interação, Solo-Estrutura, Geotecnia, Estruturas, Fundações, Solo.

ABSTRACT

This work develops a case study in order to evaluate the impacts and effects after a soil-structure interaction consideration in the structural response of a reinforced concrete building on shallow foundations. In order to do that, it has been considered a spring-based soil system, which the vertical displacement constant was estimated according to a SPT result realized in the city of São Luís – MA to the building in question. The coefficient obtained are then inserted in the commercial software AltoQI Eberick for structural analysis in a real life vertical displacement situation, allowing a comparison between the main stresses in structural elements before and after this consideration.

Keywords: Interaction, Soil-Structure, Geotechnic, Structures, Foundations, Soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Representação dos elementos estruturais de uma edificação	12
Figura 2 Representação do pórtico sob influência de recalques	16
Figura 3 Definições de movimento de fundação	17
Figura 4 Recalques diferenciais e absolutos	17
Figura 5 Limites sugeridos para recalques específicos	18
Figura 6 Perfis de recalque para fundações rígidas e flexíveis sobre argila e areia ..	20
Figura 7 Esquema dos componentes do ensaio de sondagem a percussão com SPT	22
Figura 8 Esquema do princípio de funcionamento do CPT	24
Figura 9 Gráfico da curva recalque versus rigidez relativa solo-estrutura	26
Figura 10 Sistema sapata-solo	28
Figura 11 Gráfico de variação do coeficiente I_z em função da profundidade do solo	31
Figura 12 Gráfico de variação do coeficiente I_z em função da profundidade do solo para o método Schmertmann (1978)	35
Figura 13 Modelos previstos do solo a partir do diagrama tensão-deformação	36
Figura 14 Modelo de Winkler para placa apoiada sobre solo elástico	37
Figura 15 Pavimento térreo	39
Figura 16 Pavimento tipo	40
Figura 17 Planta de vigas pavimento tipo	41
Figura 18 Vista frontal e lateral do pórtico analisado	42
Figura 19 Modelo tridimensional da edificação	42
Figura 20 Momentos na viga V1 no pilotis	44
Figura 21 Momentos na viga V14 no pilotis	45
Figura 22 Momentos na viga V15 no pilotis	45
Figura 23 Momentos na viga V16 no pilotis	46
Figura 24 Momentos na viga V1 no pavimento tipo 1	46
Figura 25 Momentos na viga V14 no pavimento tipo 1	47
Figura 26 Momentos na viga V15 no pavimento tipo 1	47
Figura 27 Momentos na viga V16 no pavimento tipo 1	48
Figura 28 Momentos na viga V1 no pavimento tipo 2	48
Figura 29 Momentos na viga V14 no pavimento tipo 2	49

Figura 30 Momentos na viga V15 no pavimento tipo 2	49
Figura 31 Momentos na viga V16 no pavimento tipo 2	50
Figura 32 Momentos na viga V1 no pavimento tipo 3	50
Figura 33 Momentos na viga V14 no pavimento tipo 3	51
Figura 34 Momentos na viga V15 no pavimento tipo 3	51
Figura 35 Momentos na viga V16 no pavimento tipo 3	52
Figura 36 Momentos na viga V1 no pavimento tipo 4	52
Figura 37 Momentos na viga V14 no pavimento tipo 4	53
Figura 38 Momentos na viga V15 no pavimento tipo 4	53
Figura 39 Momentos na viga V16 no pavimento tipo 4	54
Figura 40 Momentos na viga V1 no pavimento de cobertura	54
Figura 41 Momentos na viga V14 no pavimento de cobertura	55
Figura 42 Momentos na viga V15 no pavimento de cobertura	55
Figura 43 Momentos na viga V16 no pavimento de cobertura	56
Figura 44 Momentos fletores nas bases do pilar P1	60
Figura 45 Momentos fletores nas bases do pilar P2	61
Figura 46 Momentos fletores nas bases do pilar P6	61
Figura 47 Momentos fletores nas bases do pilar P7	62
Figura 48 Momentos fletores nas bases do pilar P8	62
Figura 49 Momentos fletores nas bases do pilar P10	63
Figura 50 Momentos fletores nas bases do pilar P13	63
Figura 51 Momentos fletores nas bases do pilar P15	64
Figura 52 Momentos fletores nas bases do pilar P16	64
Figura 53 Momentos fletores nas bases do pilar P19	65
Figura 54 Momentos fletores nas bases do pilar 22.....	65
Figura 55 Momentos fletores nas bases do pilar 24.....	66

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Apresentação.....	11
1.2 Justificativa.....	12
1.3 Objetivos	13
1.4 Metodologia	14
1.5 Estrutura do Trabalho	14
 2 A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA PARA FUNDAÇÕES RASAS	15
2.1 Definições pertinentes	16
2.1.1 Recalques	16
2.1.1.1 Recalque elástico	19
 3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	20
3.1 Sondagem a percussão com SPT.....	21
3.2 Ensaio de cone	23
 4 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	24
4.1 Rigidez relativa solo-estrutura	24
4.2 Capacidade de carga em sapatas	27
4.3 Recalques admissíveis	28
 5 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE RECALQUES	29
5.1 Estimativa de recalques pelos métodos semi-empíricos	29
5.1.1 Método de Schmertmann (1970)	31
5.1.2 Método de Schmertmann (1978)	34
 6 MODELOS DE SOLO	35
6.1 Generalidades.....	35
6.2 Modelo de Winkler.....	36
6.3 Modelo do meio contínuo	37

7 ESTUDO DE CASO	38
7.1 Modelo de edificação	39
7.2 Modelo de solo	43
8 RESULTADOS.....	43
8.1 Considerações iniciais.....	43
8.2 Vigas.....	44
8.3 Fundações	56
8.4 Pilares.....	59
9 CONCLUSÕES	66
REFERÊNCIAS.....	69
APÊNDICE A - RELATÓRIO ESFORÇOS NAS VIGAS	72
APÊNDICE B - ESFORÇOS NOS PILARES.....	84
APÊNDICE C - ESFORÇOS NORMAIS NOS PILARES.....	91
APÊNDICE D – PLANTA DE LOCAÇÃO DAS FUNDAÇÕES.....	96
ANEXO I – SONDAAGEM SP 01.....	97
ANEXO II – SONDAAGEM SP 02.....	98
ANEXO III – SONDAAGEM SP 03.....	99

1 INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação

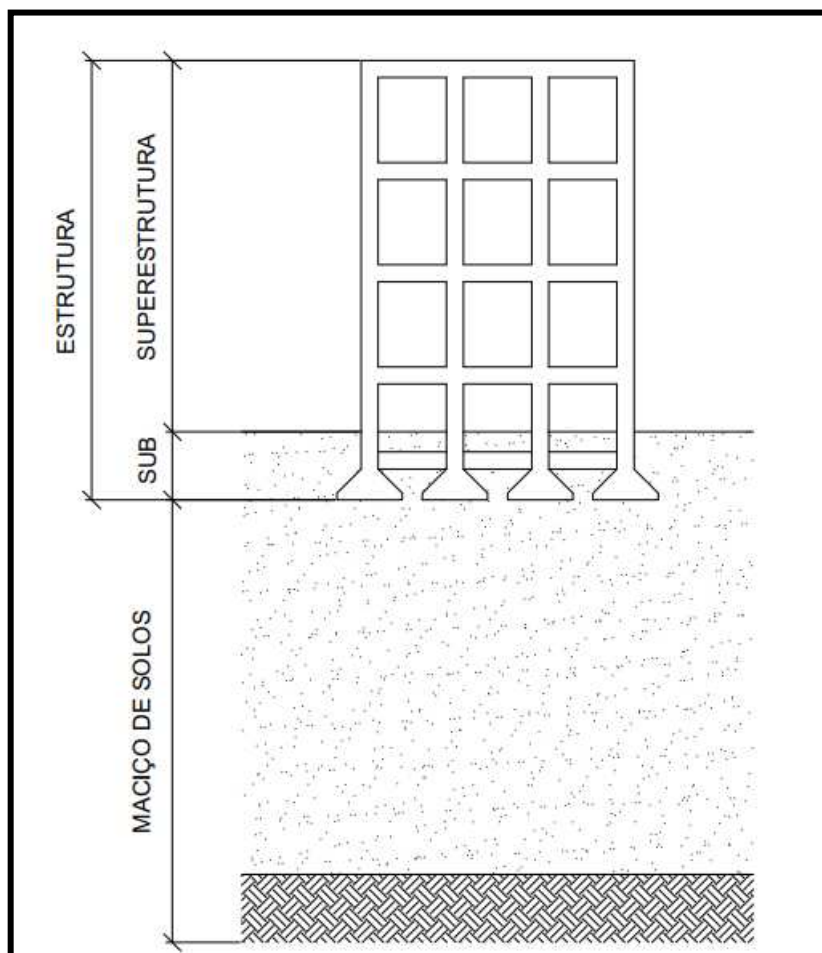
A prática usual da Engenharia de Estruturas apresenta-se, geralmente, de forma dividida quanto à concepção do que se chama superestrutura e infraestrutura. A primeira leva em considerações de cálculo esforços diversos a que se submetem as lajes, vigas e pilares de uma edificação, cujo somatório é transmitido para as fundações, às quais são comumente admitidos apoios não deslocáveis. O projeto de fundações, à competência geotécnica, tem por finalidade precisar a transmissão das solicitações de carga provenientes da superestrutura ao solo sobre o qual ela se apoia, este que tem por característica a deformabilidade não linear quando submetido a carregamentos, gerando deslocamentos na fundação que, por sua vez, interagem com a estrutura. Há portanto uma relação constituída entre os elementos estruturais até então dispostos, a qual se entende aqui por interação solo-estrutura (ISE).

As suposições de indeslocabilidade dos apoios no contexto de cálculo da superestrutura e desconsideração da deformabilidade citada, bem como a desconsideração dos coeficientes de rigidez local e global da estrutura nas premissas de cálculos geotécnicos configuram uma adoção de parâmetros físicos pouco coerentes com os reais. Assim, há possibilidade de viabilizar-se tecnicamente determinada estrutura que, pelos recalques previstos de modo convencional, haveria de ser avaliada em outra análise sob a inclusão dos efeitos de ISE.

Busca-se aqui, portanto, estabelecer uma ferramenta de rotina de cálculo em ambiente computacional capaz de integrar essas duas áreas da Engenharia, através do cálculo de recalque de sapatas e assim verificar as novas solicitações experimentadas pelos elementos estruturais previamente dimensionados.

A Figura 1 apresenta as divisões didáticas costumeiramente utilizadas em projetos de Engenharia.

Figura 1 Representação dos elementos estruturais de uma edificação



Fonte: Autor (2018)

1.2 Justificativa

Apesar dos avanços tecnológicos no cálculo de estruturas, verifica-se uma variedade pouco razoável de modelos que levam em conta a análise da ISE. Predominam no contexto geral as suposições e simplificações técnicas mencionadas na introdução deste trabalho, o que por vezes leva o projetista a resultados não consoantes com os parâmetros reais presentes.

A aplicação prática da ISE encontra suas principais dificuldades no entendimento de seus princípios fundamentais, na complexidade da literatura relacionada e a limitação nos códigos e normas de projeto estrutural, apesar de ser um tema com relevância na Engenharia, visto que a consideração da flexibilidade da fundação e o solo podem alterar significativamente a resposta estrutural estática e dinâmica.

1.3 Objetivos

1.3.1 Gerais

Estudar a redistribuição de cargas (esforços) e recalques considerando e não considerando a interação solo-estrutura, bem como a resposta do sistema estrutural e avaliação dos novos esforços.

1.3.2 Específicos

Analisar o modelo estrutural de um edifício através do *software* AltoQiEberick no qual serão admitidos inicialmente apoios indeslocáveis em fundações (rasas) e inserir as cargas provenientes dos pilares em uma ferramenta de planilha para estimar o recalque de sapatas isoladas (sobre solo arenoso não saturado de grande profundidade, cujas características constam em boletim de sondagem realizado na cidade de São Luís – MA e anexo à este trabalho), a fim de que, através de um processo iterativo, o comportamento estrutural do edifício possa ser reavaliado em uma situação na qual são conhecidos os deslocamentos dos apoios.

1.4 Metodologia

De início, será feita uma revisão na literatura técnica acerca do tema, com o objetivo de esclarecer os fundamentos do conceito de ISE através da apresentação e entendimento formal dos conhecimentos que lhe são pré-requisitos.

A etapa subsequente consiste na apresentação de um edifício em formato quadrangular, cujo modelo estrutural será analisado pelo software AltoQiEberick com a suposição de apoios indeslocáveis nas fundações diretas.

A partir do entendimento teórico necessário serão estimados os recalques dos elementos de fundação sobre areia pelo método de Schmertmann e então calculados os coeficientes verticais de mola, supondo-se o modelo de solo de Winkler.

Em último lugar, o modelo estrutural inicialmente concebido será reavaliado admitindo-se as deslocabilidades encontradas na etapa anterior, obedecendo um padrão de análise iterativo e, de forma conclusiva, dispor-se-ão os resultados através de gráficos que têm por finalidade assistir a análise da redistribuição das solicitações presentes nos componentes estruturais.

1.5 Estrutura do trabalho

O capítulo 1 expõe as motivações que se teve para o início deste trabalho, seus objetivos gerais e específicos. A partir de então, no capítulo 2, inicia-se a parte de fundamentação teórica. São abordados os principais conceitos pertinentes ao fenômeno da interação solo-estrutura, como os tipos de recalques e seus efeitos nas edificações.

O capítulo subsequente trata dos principais processos de investigação do subsolo, necessários para obtenção dos parâmetros do solo e condução dos cálculos deste trabalho. Posteriormente, no capítulo 4, são explicados de forma resumida os critérios de projeto de fundações para a análise da interação solo-estrutura.

Há um panorama sobre os principais métodos para estimativas de recalques no capítulo 5, com as justificativas técnicas do método escolhido pelo autor para a

condução do trabalho. Os modelos de solo são contemplados no capítulo 6 e o estudo de caso é apresentado no capítulo 7.

O capítulo 8 dispõe os resultados obtidos com recursos de gráficos e quadros para melhor visualização dos efeitos ocorridos. A discussão e conclusão dos resultados está presente no capítulo 9.

Demais relatórios foram fornecidos juntamente com as plantas esquemáticas do edifício base para o estudo de caso nos apêndices e os boletins de sondagem a percussão SPT estão contidos nos anexos.

2 A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA PARA FUNDAÇÕES RASAS

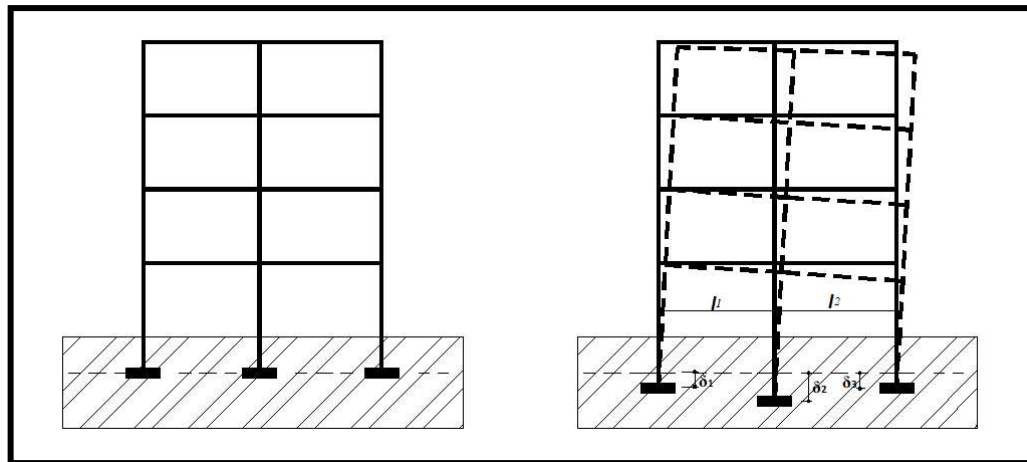
É interessante conhecer como a interação solo-estrutura se processa para um melhor entendimento dos seus efeitos. Abordar-se-á então o comportamento do maciço de solo quando submetido ao carregamento de uma edificação.

Segundo uma análise iterativa, existe a necessidade de representação do maciço de solo conforme modelo apropriado, descrito de acordo com seu comportamento e suas propriedades.

O solo é um sistema multifásico no qual as partículas sólidas distribuem-se aleatoriamente e possuem certa liberdade de deslocamento, dados os espaços vazios entre elas. Os espaços vazios são contínuos e ocupados ou por água ou por ar, e a movimentação dos sólidos neste meio não se dá tão facilmente como ocorre nos fluidos.

A parte inferior de uma estrutura é normalmente chamada de fundação e tem por função transferir a carga da estrutura para o solo sobre o qual está apoiada sem sobrecarregá-lo, o que pode levar a ocorrência de recalques excessivos ou rupturas por cisalhamento no solo e consequentes danos à estrutura. A Figura 2 apresenta de forma esquemática uma edificação considerando-se o efeito dos recalques nas fundações:

Figura 2 Representação do pórtico sob influência de recalques



Fonte: Autor (2018)

2.1 Definições pertinentes

2.1.1 Recalques

Recalques são deformações devidos aos carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas à ela (PINTO, 2002), ou ainda, são movimentos verticais descendentes de um elemento estrutural (NBR 6122, 1996).

Convém a seguinte classificação dos recalques de acordo com as consequências estruturais:

- Recalque total ou absoluto (ρ): movimento absoluto de um elemento de fundação;
- Recalque diferencial ($\Delta\rho$): diferença de recalques entre dois pontos de fundações;
- Recalque específico ou distorção angular (ρ_{esp}): relação entre o recalque diferencial e a distância entre os elementos de fundação.

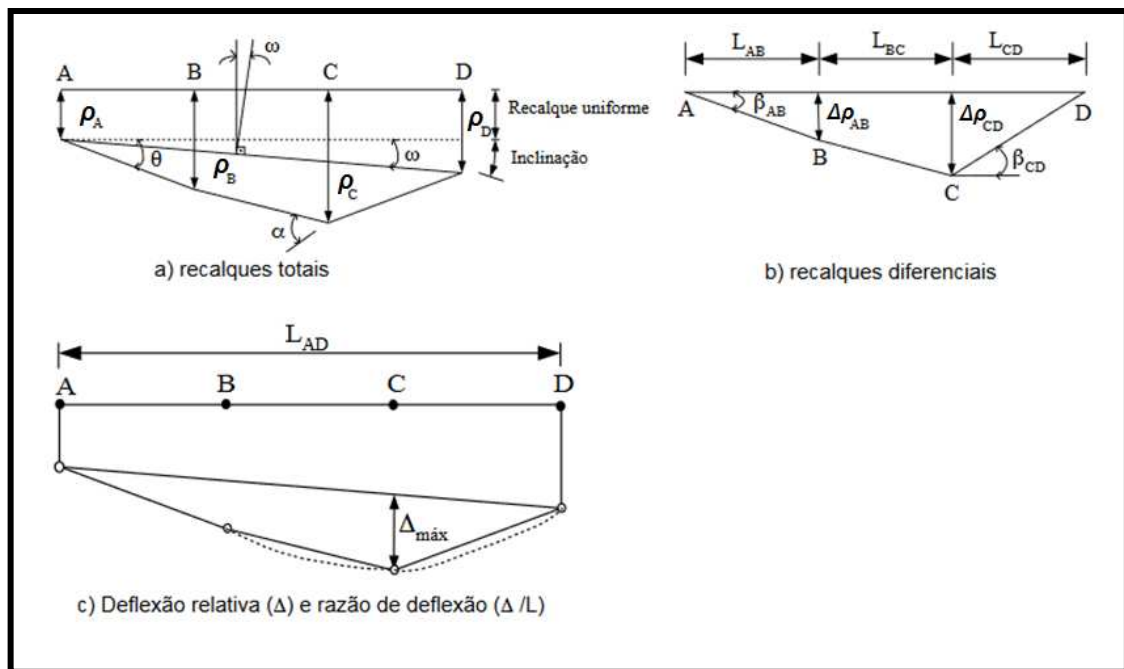
E também de acordo com seu efeito no tempo:

- Recalque elástico ou imediato: ocorre durante ou imediatamente após a construção da estrutura;

b) Recalque por adensamento: verificado lentamente ao longo do tempo.

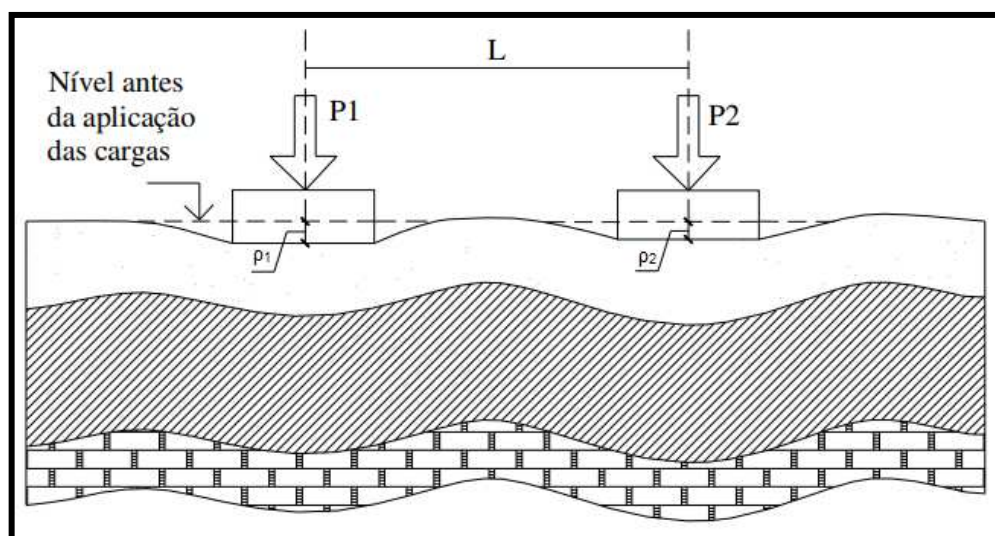
A Figura 3 resume os conceitos até aqui explicados e a Figura 4 ilustra os conceitos de recalques diferenciais e absolutos:

Figura 3 Definições de movimento de fundação



Fonte: Autor (2018)

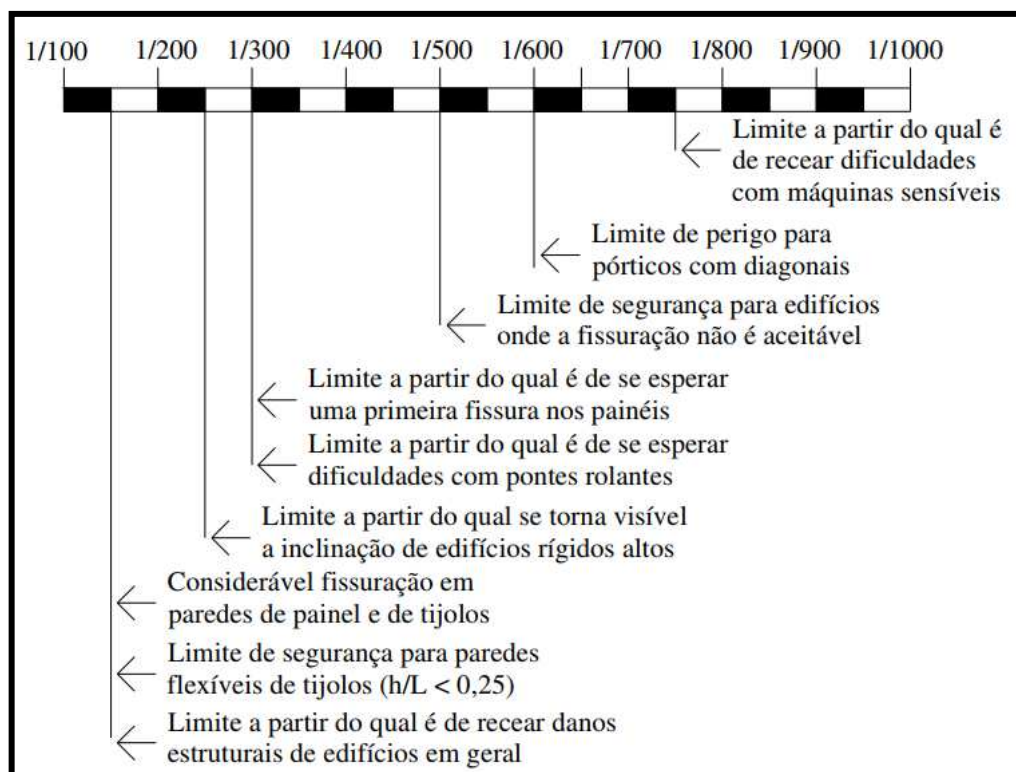
Figura 4 Recalques diferenciais e absolutos



Fonte: Adaptado de Alonso (1983)

O recalque diferencial é dado por: $\Delta\rho = \rho_1 - \rho_2$ e o recalque diferencial específico ou distorção angular é dado por: $\rho_{esp} = \frac{\rho}{L}$. Skempton e McDonald (1956) ressaltam diferentes patologias decorrentes de valores verificados de recalques específicos, conforme consta na Figura 5:

Figura 5 Limites sugeridos para recalques específicos



Fonte: Adaptado de Skempton & McDonald (1956)

Recalques absolutos de valores maiores, porém de ordem de grandeza semelhante ao longo da área de fundações, podem ser tolerados até certa instância, a maior preocupação é, por isso, direcionada aos recalques diferenciais.

Recomenda-se utilizar estes valores com critério, haja vista que a distorção angular depende de fatores como o tipo do solo, tipo de elemento de fundação, rigidez da superestrutura, propriedades dos materiais utilizados e outros.

O fenômeno do recalque de fundações nas edificações pode causar danos estéticos, funcionais e estruturais. Os primeiros relacionam-se ao surgimento de fissuras em alvenarias de vedação, pequeno desaprumo da edificação e demais

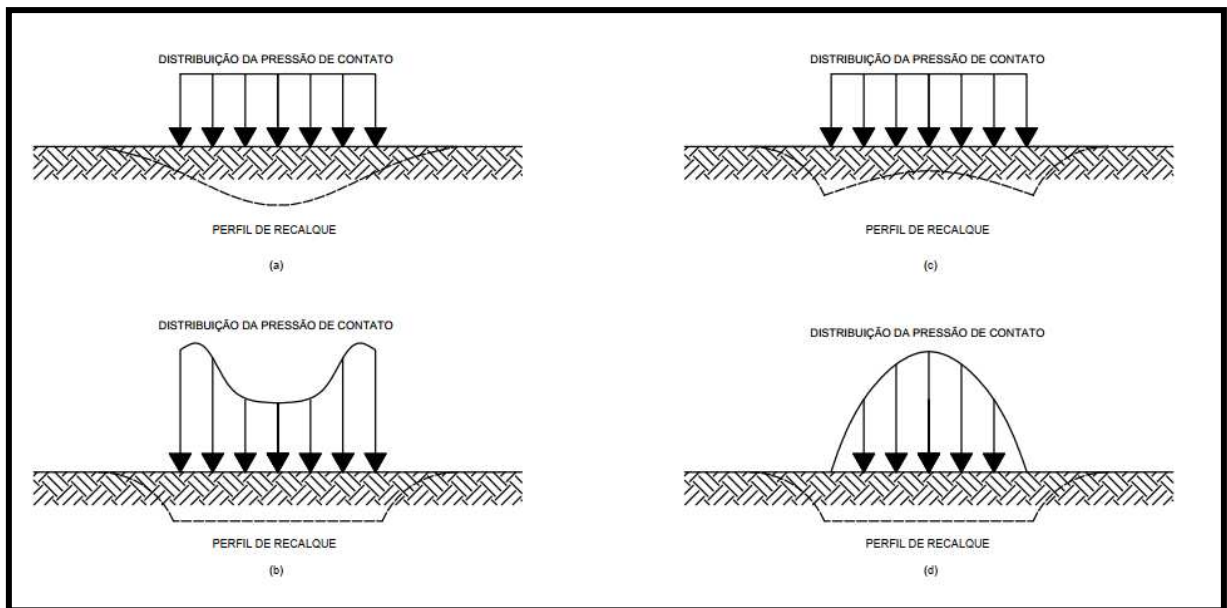
defeitos visuais. Os danos funcionais remetem a dificuldades experimentadas pelos ocupantes, como a abertura de portas, uso de elevadores, drenagem ineficiente etc. Por último, considera-se um dano estrutural aquele capaz de comprometer a vida útil de um elemento estrutural.

2.1.1.1 Recalque elástico

Também conhecido por recalque imediato, este pode ser obtido pela Teoria da Elasticidade Linear. Os solos, de forma rigorosa, não são materiais elásticos, logo o termo elástico não se adéqua totalmente ao fenômeno, recorre-se a essa nomenclatura por conta da linearidade prevista na Teoria da Elasticidade, capaz de estimar com precisão razoável o comportamento linear da curva carga-recalque para os níveis de tensão recorrentes em projetos.

Segundo Das (2007), uma fundação perfeitamente flexível submetida a uma carga uniformemente distribuída sobre um material elástico (como argila saturada), a fundação apresentará perfil arqueado; uma fundação perfeitamente rígida sobre a superfície do solo submetido a uma carga distribuída uniformemente, a pressão de contato sofrerá alterações e o perfil de recalque terá aparência mais planificada. Na Figura 6 temos os perfis de recalques representados para fundações flexíveis em argila (Figura 6 a), fundações rígidas em argila (Figura 6 b), fundações flexíveis em areia (Figura 6 c) e fundações rígidas em areia (Figura 6 d).

Figura 6 Perfis de recalque para fundações rígidas e flexíveis sobre argila e areia



Fonte: Autor (2018)

Nos casos (a) e (b) o módulo de elasticidade é razoavelmente constante com a profundidade. Há, para o mesmo, um aumento com a profundidade, tratando-se de areia sem coesão, nos casos (c) e (d).

3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

É recomendado ao projetista de fundações ter envolvimento tão cedo quanto possível com o processo de investigação do subsolo. O objetivo é obter o conhecimento das principais características do subsolo e suas propriedades físicas e mecânicas. Desta forma, a boa prática é dividir o processo em etapas de investigações preliminares, complementares e de execução, recorrendo-se a uma quantidade suficiente de ensaios para a área de projeto. Velloso (2004) lista os principais processos de investigação do subsolo para fins de projeto de fundações:

- Poços;
- Sondagens a trado;
- Sondagens a percussão com SPT;

- Sondagens rotativas;
- Sondagens mistas;
- Ensaio de cone (CPT);
- Ensaio pressiométrico (PMT).

Dada a relevância para a condução das etapas supervenientes deste trabalho, resumir-se-ão os principais conceitos acerca das sondagens a percussão com SPT e ensaio de cone (CPT).

3.1 Sondagem a percussão com SPT

Desenvolvida nos Estados Unidos pelas empresas *Raymond Concrete Pile* e *The Grow Company* na Filadélfia em 1920. Teve o aperfeiçoamento do amostrador deste ensaio por Karl Terzaghi e ganhou a denominação a partir da sigla para *Standard Penetration Test* em 1927.

É, no Brasil, normalizada pela ABNT segundo a norma NBR 6484: Execução de Sondagem de Simples Reconhecimento e é conhecida no meio técnico brasileiro como sondagem à percussão com circulação da água, ensaio de penetração dinâmica SPT ou simplesmente SPT.

Para se programar o ensaio SPT deve-se estabelecer:

- a) quantidade de ensaios ou furos;
- b) locação ou posição dos furos no terreno;
- c) profundidade da sondagem.

Podemos listar algumas vantagens e desvantagens deste ensaio:

Vantagens:

- ✓ Capaz de ultrapassar e determinar a profundidade do nível d'água, ou lençol freático;
- ✓ O furo pode ser revestido caso presente-se instável;
- ✓ Determina o tipo de solo em suas profundidades de ocorrência possibilitando a estratigrafia do mesmo;
- ✓ Devido a robustez do amostrador é possível atravessar solos mais duros;

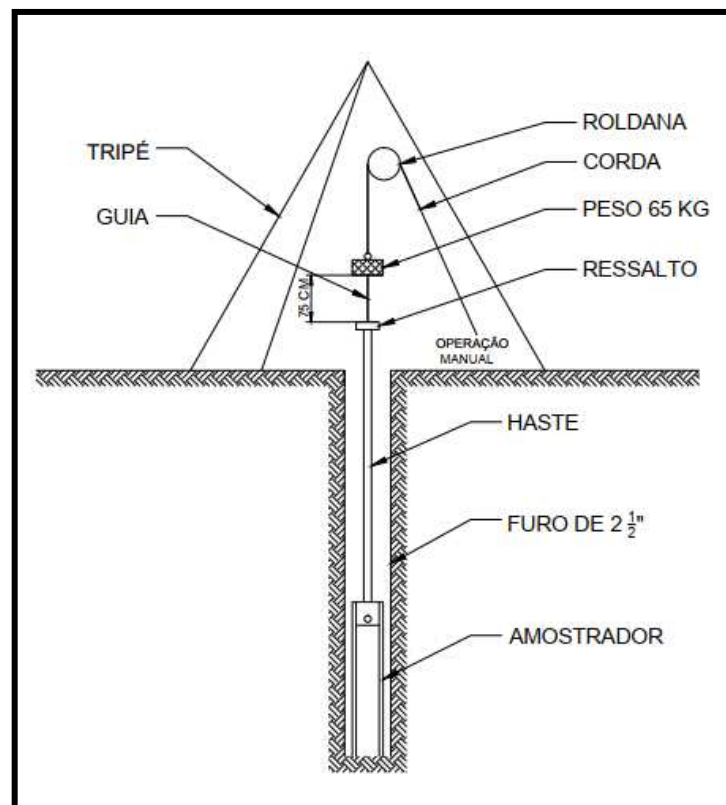
- ✓ Fornece indicações sobre a consistência ou compacidade dos solos investigados;
- ✓ Mede a resistência a penetração do solo;
- ✓ Custo relativamente baixo e fácil execução;
- ✓ Pode ser realizado em locais de difícil acesso.

Desvantagens:

- ✓ Não ultrapassa matacões e blocos de rocha;
- ✓ Pode ser detido por pedregulhos ou solos muito compactos;
- ✓ Obtenção de amostras deformadas.

A Figura 7 ilustra basicamente a disposição do equipamento utilizado:

Figura 7 Esquema dos componentes do ensaio de sondagem a percussão com SPT



Fonte: Autor (2018)

O ensaio de penetração dinâmica (SPT) é realizado a cada metro na sondagem à percussão. Consiste na cravação do amostrador *Raymond-Terzaghi* através de

sucessivos golpes de um peso de 65 kgf caindo a uma altura padrão de 75 cm. O número de golpes para cravar os 45 cm do amostrador é anotado, divide-se ainda este número para cada 15 cm. Tem-se, portanto, a quantidade de golpes para cada fração de 15 cm do total de 45 cm do amostrador, a parcela correspondente aos primeiros 15 cm é desprezada e o número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais corresponde ao resultado do ensaio SPT.

Presentes nos anexos estão os boletins de sondagens fornecidos para um ensaio de penetração dinâmica realizado na cidade de São Luís-MA em quantidade que atende os padrões da NBR 6484. A partir dos dados fornecidos pela sondagem em questão será conduzido o estudo de caso a que se destina este trabalho.

3.2 Ensaio de cone (CPT)

Desenvolvido na Holanda na década de 1930 com o intuito de investigar solos moles e estratos arenosos a que se destinariam fundações por estacas. Sua denominação é decorrente da sigla para *Cone Penetration Test*, no Brasil é normalizado pela NBR 12069: Ensaio de penetração de cone (CPT) *in situ*, recebendo também a nomenclatura no meio técnico de ensaio de penetração estática e ensaio de penetração contínua. Reúne uma grande quantidade de informações do solo, o que contribuiu para sua difusão internacionalmente.

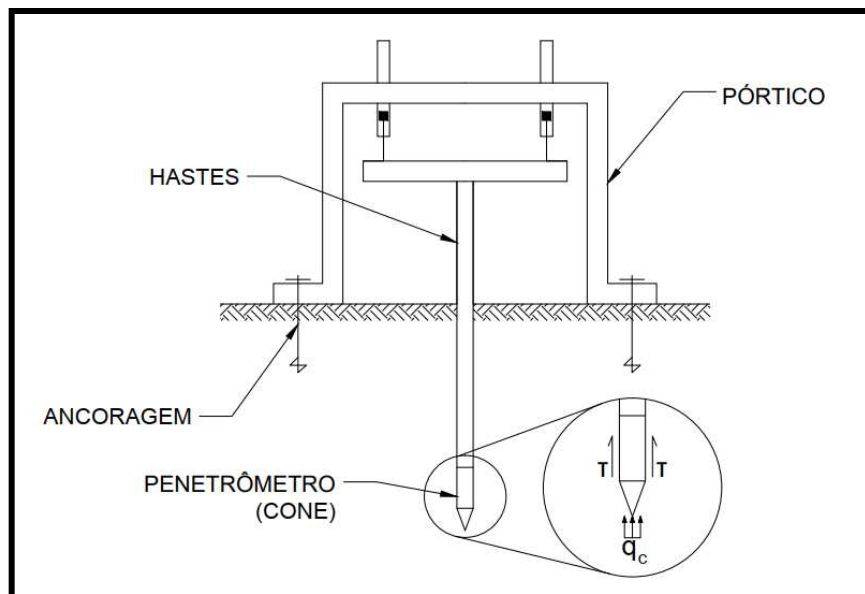
Consiste o ensaio, basicamente, na cravação sob velocidade lenta e constante de uma haste de ponta cônica e na medição, durante este processo, são fornecidas as resistências de ponta e por atrito lateral e a poro-pressão. A partir desses dados, outros podem ser avaliados instantaneamente, tais como:

- ✓ Estratigrafia
- ✓ Perfil geotécnico;
- ✓ Coeficiente de adensamento;
- ✓ Densidade relativa;
- ✓ Resistência não drenada;
- ✓ Ângulo de atrito efetivo de areias;
- ✓ História de tensões (tensão de pré-adensamento);

- ✓ Coeficiente de permeabilidade.

A Figura 8 ilustra esquematicamente o funcionamento deste ensaio:

Figura 8 Esquema do princípio de funcionamento do CPT



Fonte: Autor (2018)

4 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A interação solo-estrutura consiste em uma ferramenta em que há consideração da rigidez real dos elementos estruturais constituintes do pórtico e dos deslocamentos nos elementos de fundação. Assim, serão abordados os principais tópicos avaliados pela literatura técnica acerca deste problema.

4.1 Rigidez relativa solo-estrutura

Para Meyerhof (1951), a rigidez relativa é a razão entre a rigidez do solo e a rigidez da superestrutura:

$$K_{ss} = \frac{K_e}{K_s} = \frac{n \sum \frac{E_{sup} I}{l^4}}{E} \quad (1)$$

Em que:

K_s – rigidez do solo;

K_e – rigidez da estrutura;

K_{ss} – rigidez relativa solo-estrutura;

n – número de pavimentos;

l – comprimento dos vãos;

I – inércia da seção transversal de cada viga;

E_{sup} – módulo de elasticidade da superestrutura;

E – módulo de elasticidade do solo;

Após a análise estrutural de um pórtico modelado como edifício de concreto armado apoiado sobre meio elástico, Lopes e Gusmão (1991) propuseram a seguinte equação para a rigidez relativa solo-estrutura:

$$K_{ss} = \frac{E_c I_b}{E_s l^4} \quad (2)$$

E_c – módulo de elasticidade do material da estrutura;

E_s – módulo de elasticidade do solo;

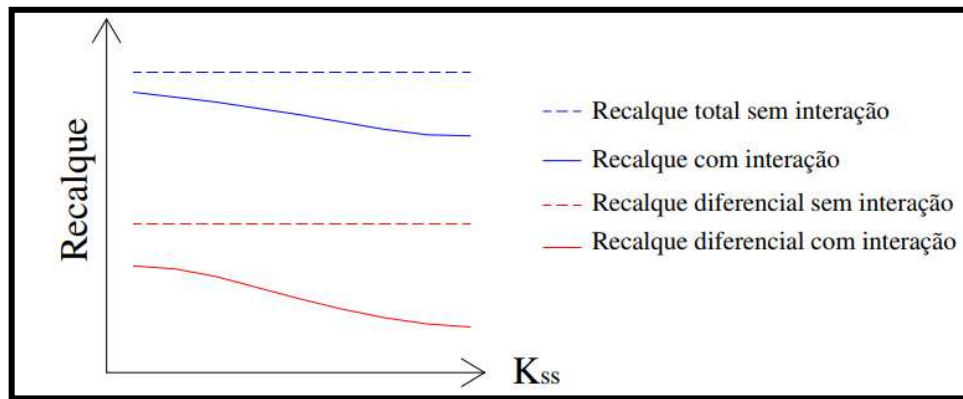
I_b – momento de inércia da viga equivalente;

l – comprimento do vão entre pilares.

A viga equivalente representa o pórtico por uma viga de rigidez igual ao somatório das rigidezes à flexão de todas as barras que constituem este pórtico. Para os autores, o aumento do valor da rigidez relativa solo-estrutura (**K_{ss}**) reduz os valores

dos recalques e afeta mais acentuadamente o recalque diferencial. Na figura 9 temos um gráfico proposto por Lopes e Gusmão (1991):

Figura 9 Gráfico da curva recalque versus rigidez relativa solo-estrutura



Fonte: Lopes e Gusmão (1991)

Poulos (1975) desenvolveu uma formulação conceituada em álgebra matricial para estimar os recalques considerando um conjunto único formado por superestrutura e sistema de fundação. Sua análise é baseada nas seguintes equações:

$$\{V\} = \{V_0\} + [SM]\{\delta\} \quad (3)$$

$$\{\delta\} = [FM]\{V\} \quad (4)$$

$\{V\}$ – Vetor das reações de apoio considerando a ISE.

$\{V_0\}$ – Vetor das reações para a condição de apoios indeslocáveis.

$[SM]$ – Matriz de rigidez da estrutura, determinada pela imposição de deslocamentos unitários nas três direções de cada apoio.

$\{\delta\}$ – Vetor dos deslocamentos (translações e rotações) dos apoios.

$[FM]$ – Matriz de flexibilidade do sistema de fundação ou matriz de influência do solo, determinada pela imposição de forças unitárias nas três direções de cada apoio.

A Eq. (3) governa a interação superestrutura-fundação. No caso mais geral, haverá seis componentes de reação e seis de deslocamento para cada apoio, aos primeiros três são respectivos às forças e três à momentos, e aos últimos são três translações e três rotações. Portanto, para n apoios, os vetores da Eq. (3) serão da ordem de $6n$ e a matriz $[SM]$ quadrada da ordem $6n$.

A Eq. (4) governa a interação solo-fundação. Seus elementos podem ser obtidos a partir de uma análise de interação solo-fundação, dependendo do tipo da fundação, das reações de apoio e das propriedades do terreno.

A interação solo-estrutura é, pois, a combinação das Eq. (3) e Eq. (4), resultando em:

$$\{V_0\} = (I - [SM][FM])\{V\} \quad (5)$$

Na Eq. (5) todos os termos, exceto o vetor $\{V\}$, são conhecidos. A solução da equação matricial permite justamente o conhecimento das reações em cada apoio, a partir da obtenção destas reações retorna-se à Eq. (3) e determina-se o vetor $\{\delta\}$ dos deslocamentos em cada apoio.

Os parâmetros considerados na composição da matriz $[FM]$ de flexibilidade do solo são responsáveis pela variedade de abordagens possíveis pelo fato de existir diferentes modelagens possíveis para o comportamento do maciço de solo.

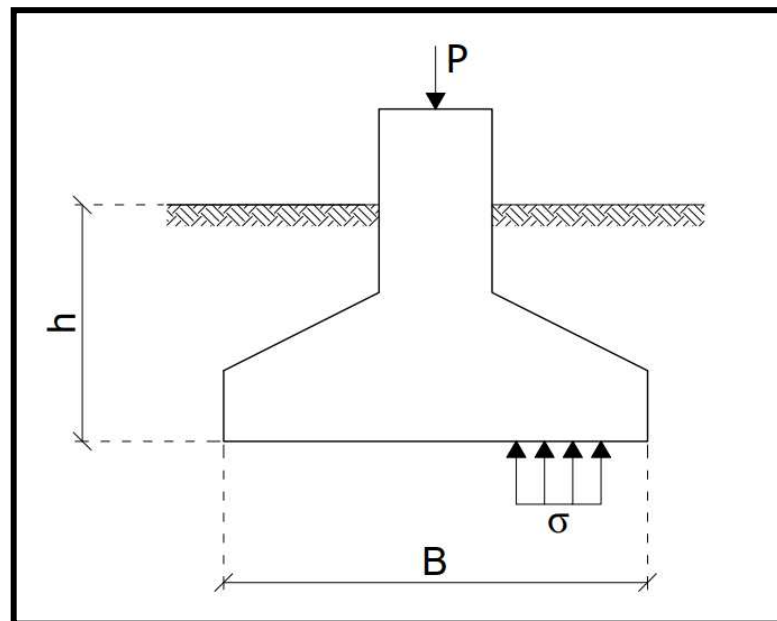
4.2 Capacidade de carga em sapatas

Seja uma fundação tipo sapata de concreto armado com largura B e comprimento L , repousando sobre um maciço de solo a uma profundidade h da superfície. Aplicando-se uma carga P gradualmente no topo da fundação, haverá mobilização das tensões resistentes no maciço de solo, com tensões normais na região de contato entre o solo e a sapata de valor médio $\sigma = \frac{P}{BL}$. A deformação de um elemento de solo é uma função de uma variação nas pressões efetivas e não nas

tensões totais e a sua compressão é causada pelos deslocamentos de partículas de solo e pela expulsão de água ou do ar dos espaços vazios.

A mesma tensão é aplicada no solo pela sapata. O sistema sapata-solo pode então ser representado graficamente pela Figura 10:

Figura 10 Sistema sapata-solo



Fonte: Autor (2018)

A capacidade de carga –ou suporte– do elemento de fundação corresponde à mobilização da resistência máxima do sistema sapata-solo, cuja tensão associada provoca ruptura do maciço de solo em que está inserida a sapata na altura $h = 0$.

4.3 Recalques admissíveis

O segundo critério de projeto a ser considerado é o dos recalques admissíveis nos elementos de fundação. Velloso (2004) separa em três grandes categorias os métodos de previsão dos recalques:

- Métodos racionais: cujos parâmetros de deformabilidade, obtidos em laboratório ou *in situ* são combinados a modelos consagrados para previsão de recalques teoricamente exatos;
- Métodos semi-empíricos: os parâmetros de deformabilidade são obtidos por correlação com ensaios *in situ* de penetração e combinados a modelos teoricamente exatos para previsão de recalques, trata-se do método escolhido para este trabalho;
- Métodos empíricos: utilizam tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes solos usuais na prática de engenharia.

5 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE RECALQUES

A previsão de recalques é um dos mais difíceis tópicos em Geotecnia, os resultados dos cálculos, por vezes até sofisticados, devem ser encarados como uma estimativa (VELLOSO, 2004).

5.1 Estimativa de recalques pelos métodos semi-empíricos

Esta nomenclatura deve-se ao emprego de correlações para a definição de propriedades de deformação dos solos, as quais permitem a estimativa de propriedades de deformação através de ensaios, como ensaios triaxiais, oedométricos, etc (realizados em laboratório) e ensaios de placa, penetração e outros (realizados *in situ*).

Andrade (1982) apud. Velloso (2004), em um trabalho avaliativo dos métodos semi-empíricos examinou dezenove métodos, resumidos abaixo na Tabela 1.

Tabela 1 Métodos avaliados por Andrade (1982)

Baseados em SPT	Baseados em CPT
1 Terzaghi e Peck (1948)	14 Buisman-De Beer (1965)
2 Meyerhof (1965)	15 Meyerhof (1965)
3 Peck e Bazaraa (1969)	16 Barata (1970)
4 Tomlinson (1969)	17 Schmertman (1970)
5 Sutherland (1974)	18 Schmertman, Hartman e Brown (1978)
6 Alpan (1964)	19 Harr (1978)
7 D'appolonia et al. (1970)	
8 Parry (1971, 1978)	
9 Schultze e Sherif (1973)	
10 Peck, Hanson e Thornburn (1974)	
11 Oweis (1979)	
12 Arnold (1980)	
13 Agnastopoulos e Papadopoulos (1982)	

Fonte: Andrade (1982) apud Velloso (2004)

Andrade (1982) concluiu que os métodos avaliados conduzem a resultados:

- Conservativos em: 1, 2, 13, 17, 18, 19;
- Razoáveis em: 4, 5, 6, 9, 10, 11, 14, 15, 16;
- Contra a segurança em: 3, 7, 8, 12.

Seguindo-se, então, a orientação desse estudo e ainda as considerações apresentadas por Cintra et al. (2011) sobre recalques imediatos em areia, nas quais consta que o perfil de solo pode ser dividido em subcamadas pouco espessas, de modo que seja possível supor um valor constante para o módulo de elasticidade **Es** para cada uma. Assim, há uma opção para o cálculo do recalque de fundações diretas em solo arenoso com resultados satisfatórios.

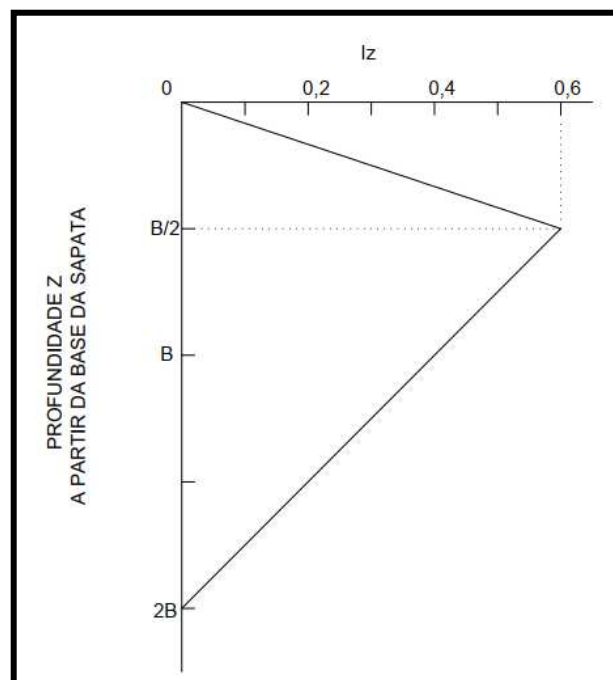
Para Cintra et al. (2011) a divisão em subcamadas é a essência do método concebido especialmente para estimativa de recalques de fundações diretas em areia e consideram de relevância o método de Schmertmann (1978), o qual foi escolhido para o caso aqui proposto.

Estas considerações foram feitas por serem adequadas ao perfil de solo presente nos boletins de sondagem em anexo, realizados na cidade de São Luís – MA, e ainda por apresentarem respaldo na literatura técnica.

5.1.1 Método de Schmertmann (1970)

Schmertmann (1970) propôs um método para calcular o recalque de fundações rasas em areias através da subdivisão da zona compressível abaixo da sapata em camadas individuais e, em seguida, somar o recalque de cada uma. O método baseia-se em uma distribuição vertical de tensão desenvolvida abaixo da sapata que, por meio de análises teóricas e simulações pelo método dos elementos finitos, o autor observou que a deformação máxima não ocorre na superfície de contato solo-sapata, mas em uma profundidade próxima a $z = B/2$, até que possa ser desprezada depois de $z = 2B$, sendo B a largura da sapata, conforme a Figura 11:

Figura 11 Gráfico de variação do coeficiente I_z em função da profundidade do solo



Fonte: Adaptado de Schmertmann apud Cintra et al. (2011)

Seja um carregamento uniforme σ atuando sobre um semiespaço homogêneo, isotrópico e elástico, cujo módulo de elasticidade tem valor E_s à profundidade z , temos a seguinte expressão para a deformação vertical ϵ_z , medida sob o centro do carregamento:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma}{E_s} I_z \quad (6)$$

Na qual I_z é o fator de influência na deformação cuja distribuição aproximada foi proposta pelo autor do método conforme o diagrama da figura, representando um bulbo de recalques que coincide com o bulbo de tensões, seu valor pode ser obtido por semelhança de triângulos com o uso do gráfico.

São considerados ainda dois coeficientes para o ajuste do cálculo de recalques, a saber: C_1 e C_2 . O primeiro representa o embutimento da sapata, varia de 1 a 0,5 e é expresso por:

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (7)$$

Em que:

q é a tensão vertical efetiva na cota de apoio da fundação;

σ^* é a tensão líquida aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$).

O segundo coeficiente deve-se ao efeito do tempo e é dado por:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (8)$$

Em que t é o número de anos.

O recalque em areia sob sapatas rígidas (ρ) é dado pelo somatório de recalques nas n subcamadas homogêneas de espessura Δz que compõem o perfil de solo da cota zero à cota 2B, ajustados pelos coeficientes já mencionados:

$$\rho = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right)_i \quad (9)$$

Para a estimativa do módulo de deformabilidade do solo o autor utiliza correlações da resistência de ponta q_c obtida no ensaio de penetração de cone (CPT) com o índice de resistência N_{SPT} da sondagem a percussão (SPT) verificadas através de ensaios realizados na Flórida, EUA. O presente trabalho utilizará correlações brasileiras propostas por Teixeira e Godoy (1996):

$$E_s = \alpha q_c \quad (10)$$

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad (11)$$

Tabela 2 Fator de correção α

Solo	α
areia	3
silte	5
argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy apud Cintra et al. (2011)

Tabela 3 Coeficiente K de correlação entre q_c e N_{SPT}

Solo	K (MPa)
areia com pedregulhos	1,1
areia	0,9
areia siltosa	0,7
areia argilosa	0,55
silte arenoso	0,45
silte	0,35
argila arenosa	0,3
silte argiloso	0,25
argila siltosa	0,2

Fonte: Teixeira e Godoy apud Cintra et al. (2011)

5.1.2 Método de Schmertmann (1978)

O aperfeiçoamento do método realizado posteriormente e confirmado por Schmertmann et al. (1978) tem como principal finalidade separar os casos de sapata corrida de sapata quadrada.

Para tanto, há dois diagramas para a distribuição do fator de influência na deformação. Nesta atualização, o gráfico de sapatas corridas apresenta bulbo de recalques maior para sapatas corridas, os valores iniciais de I_z não são mais nulos e o valor de $I_{zmáx}$ não é fixo, nem ocorre à mesma cota para os casos de sapata corrida e quadrada, sendo expresso por:

$$I_{zmáx} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (12)$$

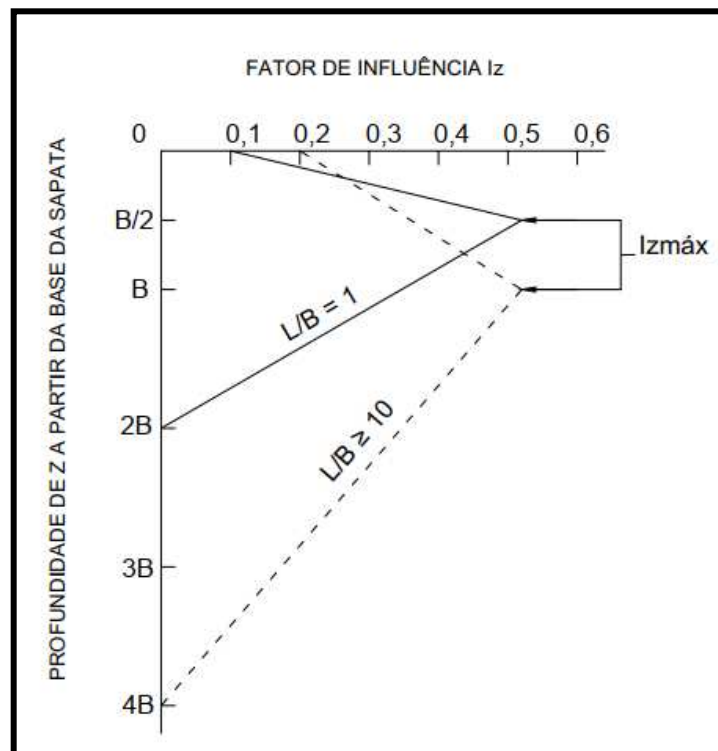
Em que:

σ_v é a tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{zmáx}$.

O novo diagrama para distribuição do fator de influência está na forma da Figura

12:

Figura 12 Gráfico de variação do coeficiente I_z em função da profundidade do solo para o método Schmertmann (1978)



Fonte: Adaptado de Schmertmann apud Cintra et al. (2011)

6 MODELOS DE SOLO

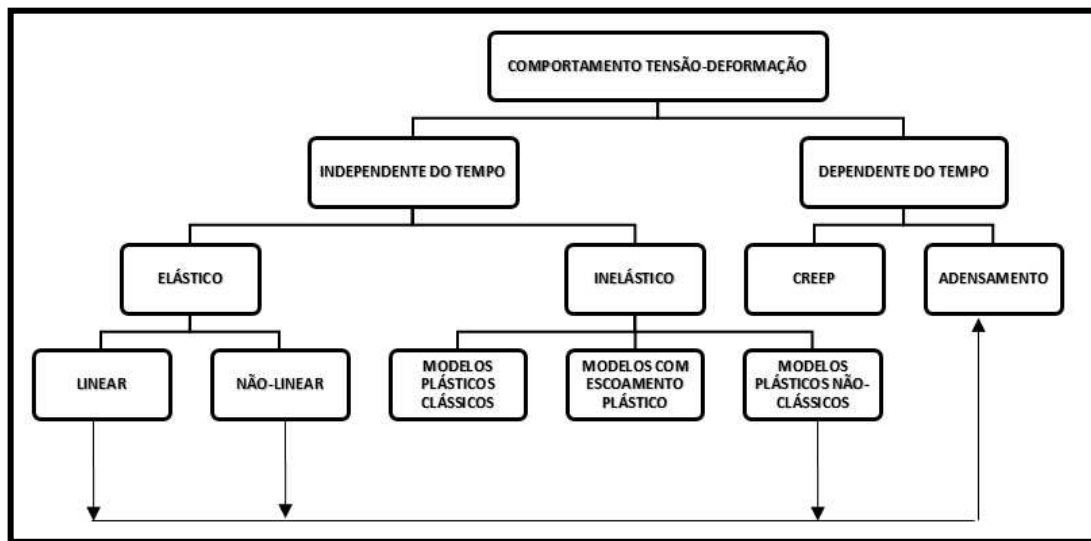
6.1 Generalidades

Complementarmente ao que já foi exposto até aqui, deve-se abordar a importância do comportamento do maciço de solo quando submetido a carregamentos externos. A avaliação associada decorre, então, da curva tensão-deformação e de seus parâmetros físicos e a alta heterogeneidade constituinte do solo confere, portanto, um caráter muito mais estimativo do que teoricamente exato.

O comportamento real dos solos é objeto de pesquisa extensa, havendo interesse amplo no desenvolvimento de modelos de previsão mais sofisticados com ferramentas computacionais. A escolha do modelo adequado é dependente, pois, do

tipo de solo, condições locais, tipo de elemento estrutural de fundação e da natureza do carregamento externo. A resposta esperada do modelo é avaliada pela superfície deformada após a aplicação das forças, observando-se os deslocamentos da área de contato solo-fundação. Fredlund e Morgenstern (1978) descrevem diferentes comportamentos do solo de acordo com o gráfico tensão-deformação, representados na Figura 13.

Figura 13 Modelos previstos do solo a partir do diagrama tensão-deformação



Fonte: Fredlund e Morgenstern (1978)

Para os fins aos quais se propõe este trabalho, o modelo considerado para o solo foi elástico linear, por exigir menor sofisticação computacional e apresentar aproximação razoável do comportamento do solo, sendo bastante recorrente na prática, como destaca Gusmão (1991). Ademais, este modelo leva a resultados satisfatórios no desenvolvimento de estudos paramétricos de problemas de interação solo-estrutura (POULOS, 1982).

6.2 Modelo de Winkler

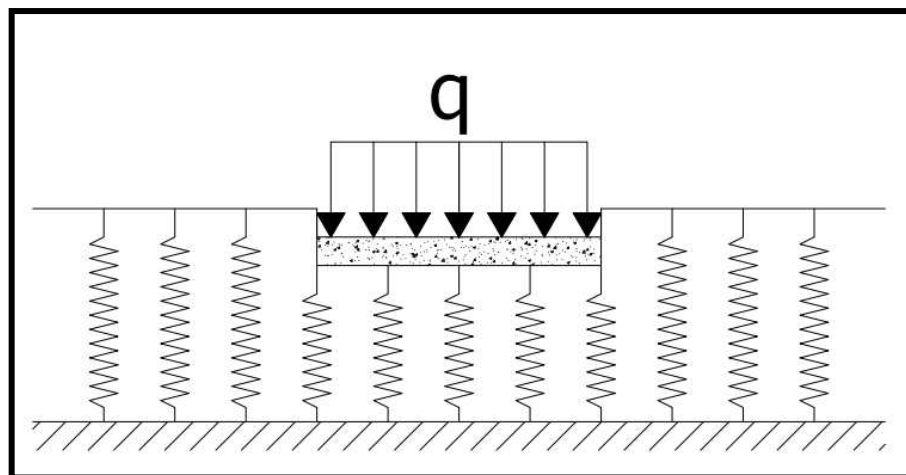
É o mais simples para uma representação satisfatória do solo e também o modelo escolhido para este trabalho, fundamenta-se na suposição de que o deslocamento superficial em qualquer ponto é diretamente proporcional à tensão aplicada. Matematicamente:

$$\sigma = k_v \rho \quad (13)$$

Sendo k_v o coeficiente de reação vertical, coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola, determinado através de ensaios de placa, tabelas típicas ou cálculos do recalque de fundações reais.

Podemos esquematizar o Modelo de Winkler como um conjunto de molas independentes com constante k_v . Para o modelo, os deslocamentos são determinados para pontos imediatamente abaixo da região carregada e são nulos aqueles fora dessa área. O esquema do modelo idealizado por Winkler (1867) pode ser visto na Figura 14:

Figura 14 Modelo de Winkler para placa apoiada sobre solo elástico



Fonte: Autor (2018)

6.3 Modelo do meio contínuo

Esta hipótese interpreta o maciço de solo como um meio contínuo com superposição de camadas desde concepções mais simplificadas, nas quais há homogeneidade e isotropia no modelo elástico linear, até as mais refinadas, considerando-se a não homogeneidade, a anisotropia e não linearidade do solo. Suas soluções requerem métodos numéricos e muitas vezes estão mais presentes em ambientes acadêmicos que práticos. Para Velloso e Lopes (1996), geralmente é desnecessária a consideração da não-linearidade do solo em projetos correntes.

A composição de um modelo tridimensional exige uma grande entrada de dados e elevada capacidade de processamento computacional para maior acurácia de resultados. Não está, pois, no escopo deste trabalho a modelagem em meio contínuo, mas sim um estudo de caso através de ferramentas consagradas pela literatura técnica.

7 ESTUDO DE CASO

A proposta deste trabalho é, a partir das ferramentas nele reunidas, avaliar e comparar o desempenho dos elementos estruturais de um edifício modelado em *software* comercial específico (AltoQI Eberick) nos casos com e sem consideração dos efeitos da interação solo-estrutura. A consideração da interação solo-estrutura dar-se-á obedecendo a um sequenciamento iterativo, cujos passos constituintes são:

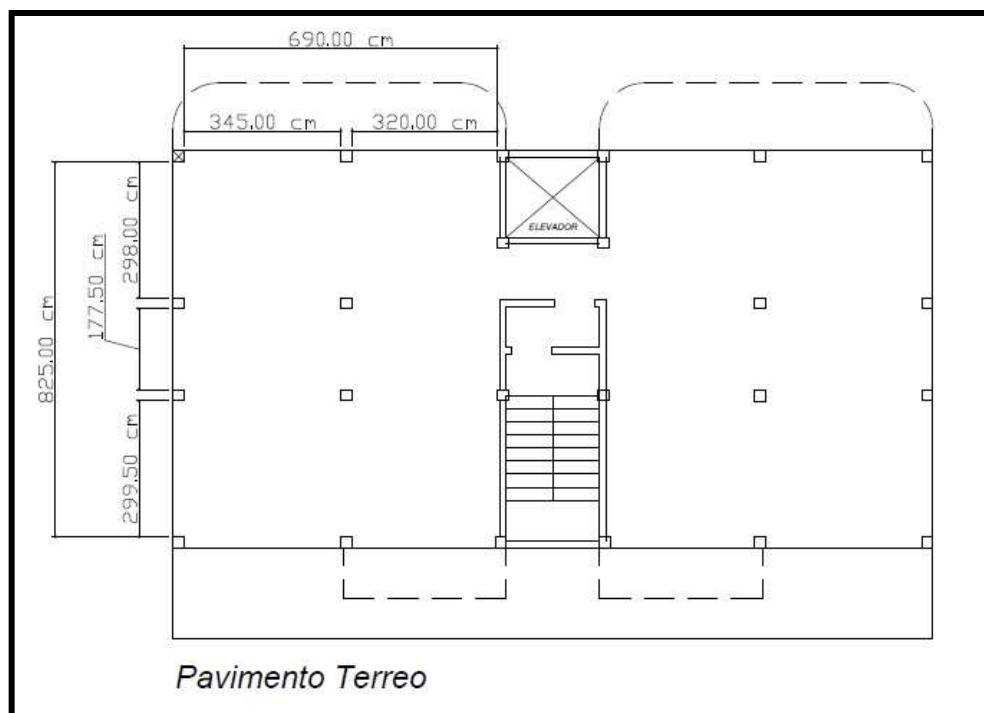
- 1) Modelagem do edifício em questão no *software* AltoQI Eberick;
- 2) Processamento computacional das solicitações nos elementos estruturais do edifício e das cargas dos pilares considerando-o sobre apoios não-deslocáveis;
- 3) Cálculo dos recalques através do método de Schmertmann, em conformidade com o boletins de sondagem constantes nos anexos;
- 4) Obtenção do coeficiente de reação vertical k_v através da razão entre tensão no contato sapata-solo e o recalque calculado;
- 5) Inserção no *software* dos parâmetros do coeficiente de reação vertical para um novo processamento estrutural.

A partir de sucessivas iterações entre os passos 3) e 5) obtém-se novos valores de k_v para cada iteração, até que seja verificada a convergência dessas grandezas.

7.1 Modelo de edificação

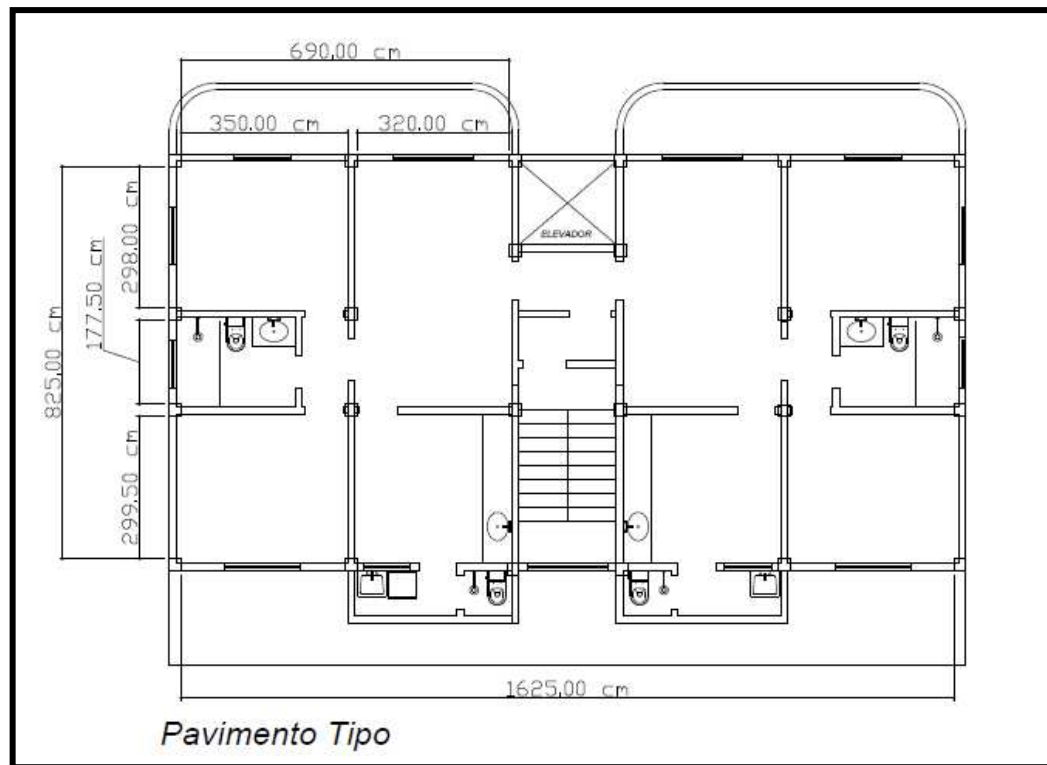
O edifício avaliado neste trabalho foi concebido por este autor e trata-se, por isso, de um exemplo representativo para uma edificação multifamiliar comumente observada na cidade de São Luís - MA. As plantas baixas correspondem ao pavimento térreo (Figura 15) e pavimento tipo (Figura 16). Sendo um total de cinco pavimentos.

Figura 15 Pavimento térreo



Fonte: Autor (2018)

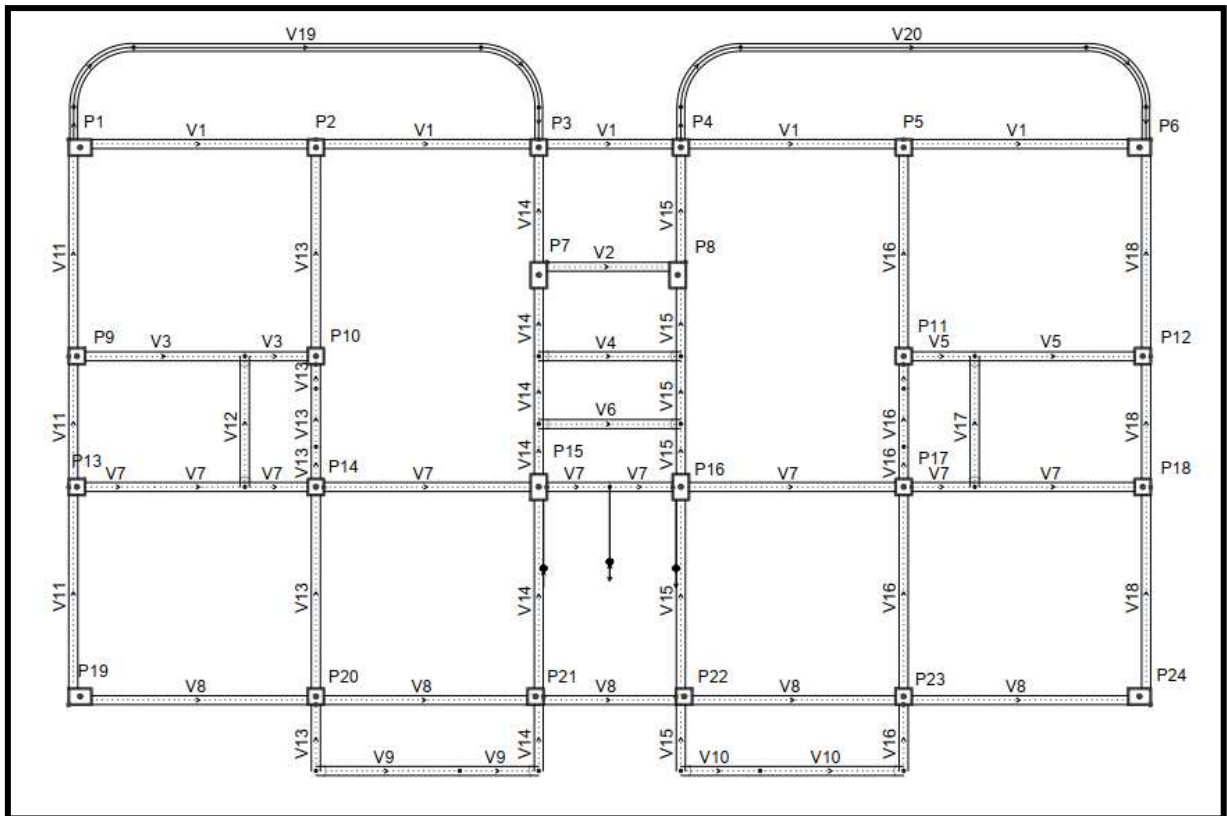
Figura 16 Pavimento tipo



Fonte: Autor (2018)

Já a Figura 17 possibilita a localização das vigas e pilares do pavimento tipo.

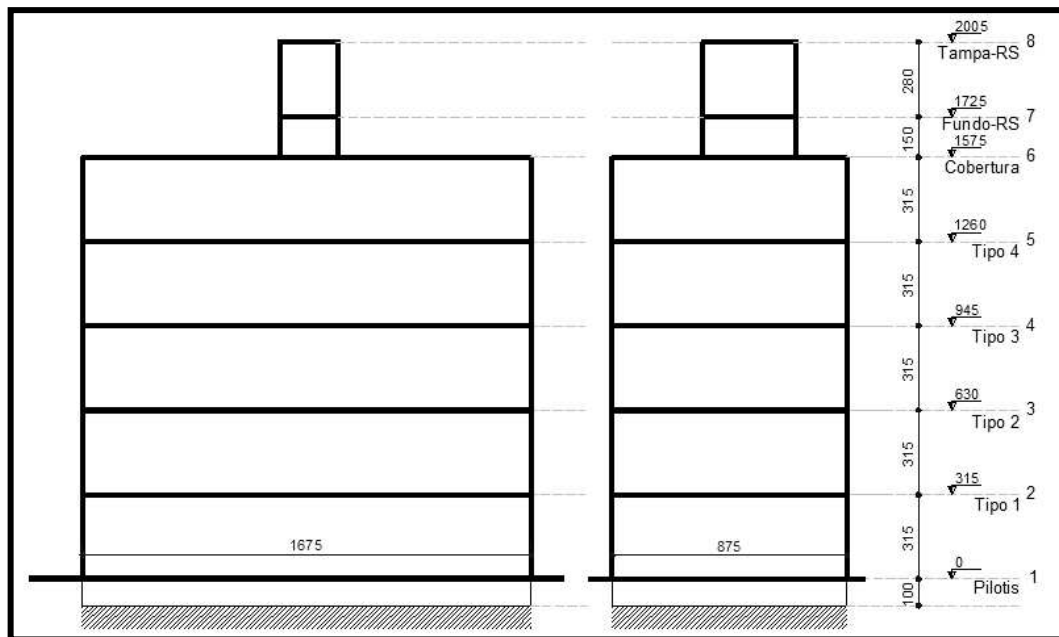
Figura 17 Planta de vigas pavimento tipo



Fonte: Autor

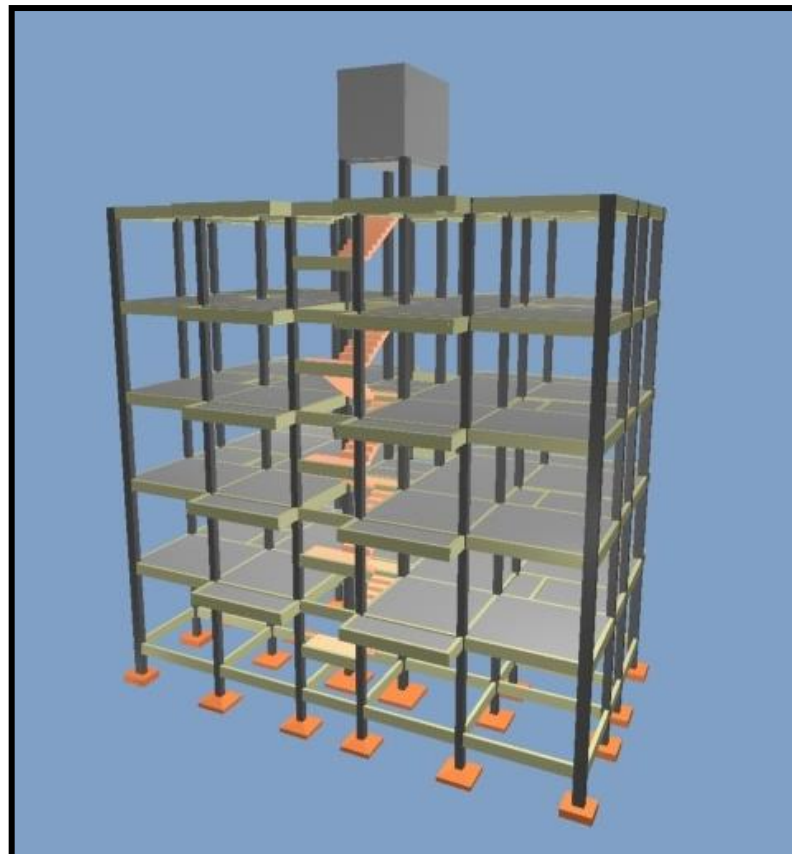
Para uma melhor visualização do projeto estrutural, consta na Figura 18 um esquema do pórtico analisado em vista frontal e lateral. Na Figura 19 há um modelo tridimensional da edificação objeto desta análise.

Figura 18 Vista frontal e lateral do pórtico analisado



Fonte: Autor (2018)

Figura 19 Modelo tridimensional da edificação



Fonte: Autor (2018)

7.2 Modelo de solo

O modelo de solo utilizado neste trabalho tem como base aquele proposto por Winkler (1867), no qual se idealiza o solo como um conjunto de molas independentes. Conforme já discutido, a escolha deste modelo deve-se à sua facilidade de interpretação de dados pelo *software* AltoQi Eberick e sua precisão satisfatória para uma menor exigência de processamento de dados por parte do computador.

Os recalques foram estimados pelo método de Schmertmann (1978), o qual é indicado por Cintra et al. (2011) para problemas envolvendo sapatas em solos arenosos. Para tanto, com o uso das informações contidas nos boletins de sondagem a percussão SPT no ANEXO I e consequente emprego das Equações (10) e (11) e das Tabelas 2 e 3, obteve-se o Quadro 1 com os valores do módulo de elasticidade **E** do solo para diferentes profundidades abaixo do nível do terreno.

Quadro 1 Parâmetros do solo

Cota (m)	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
Alfa	3	3	3	3	3	3	3	3	3
K	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Nspt	24	26	28	27	26	22	21	18	15
E (MPa)	57,6	62,4	67,2	64,8	62,4	52,8	50,4	43,2	36

Fonte: Autor (2018)

8 RESULTADOS

8.1 Considerações iniciais

Os resultados foram emitidos por meio de relatórios gerados pelo *software* AltoQi Eberick, procurou-se aqui dar relevância às principais solicitações de projeto

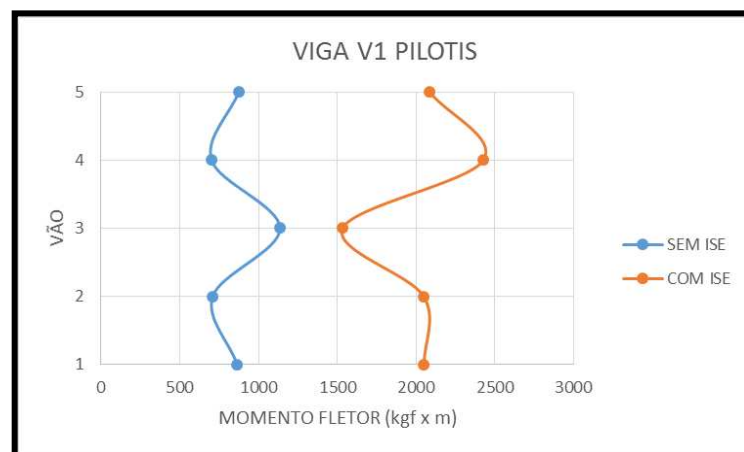
nos componentes estruturais para fins de comparação entre as situações em que há ou não consideração da interação solo-estrutura.

Os relatórios complementares para a análise dos esforços verificados na edificação encontram-se nos apêndices deste trabalho e apresentam-se de forma resumida às maiores solicitações de projeto.

8.2 Vigas

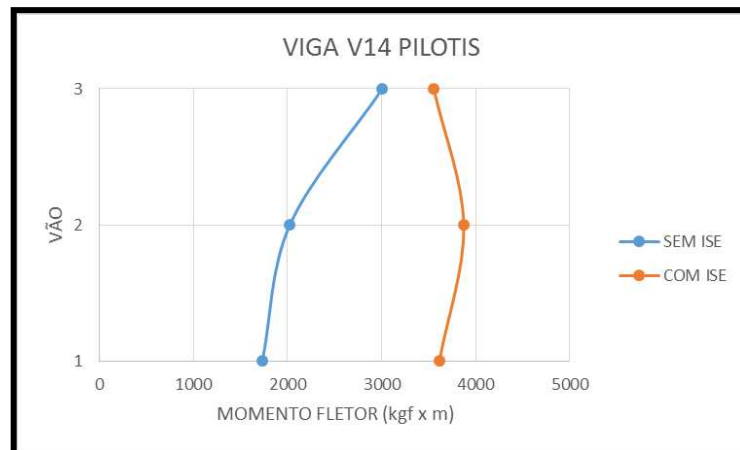
As Figuras 20 a 43 contém os momentos fletores para as vigas que sofreram maiores alterações a partir da análise com interação solo-estrutura. O eixo das ordenadas corresponde ao vão vencido pela viga, na planta de locação das vigas sua contagem se dá da esquerda para a direita e de baixo para cima.

Figura 20 Momentos na viga V1 no pilotis



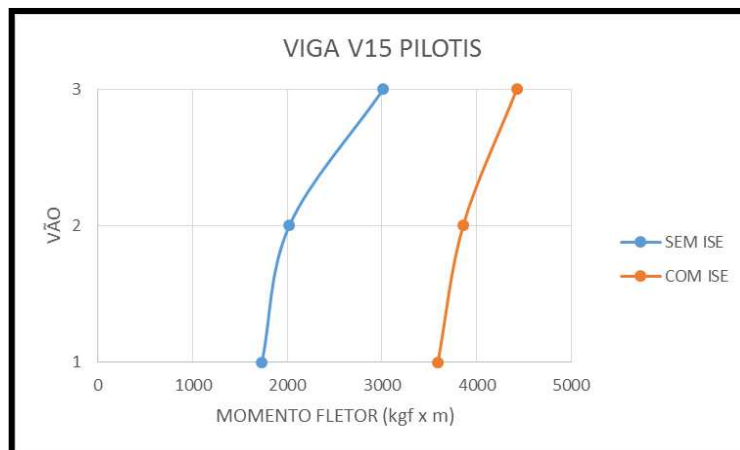
Fonte: Autor (2018)

Figura 21 Momentos na viga V14 no pilotis



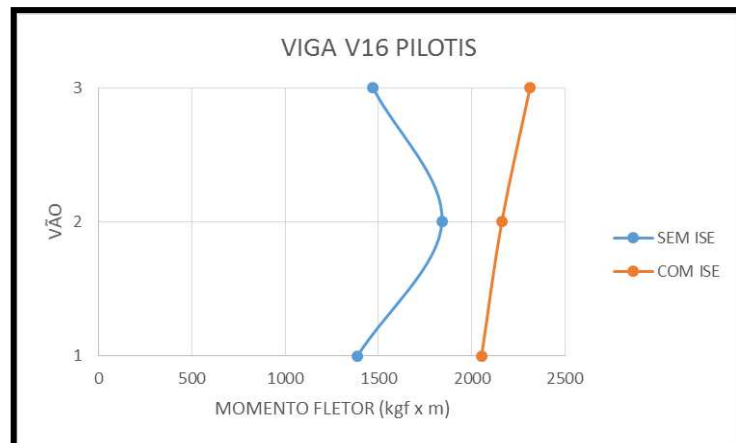
Fonte: Autor (2018)

Figura 22 Momentos na viga V15 no pilotis



Fonte: Autor (2018)

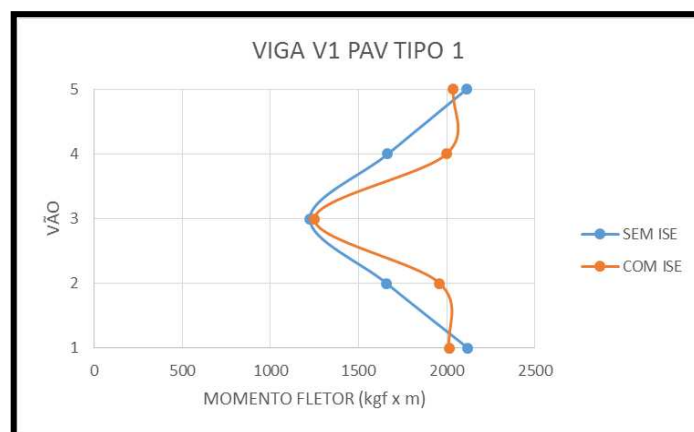
Figura 23 Momentos na viga V16 no pilotis



Fonte: Autor (2018)

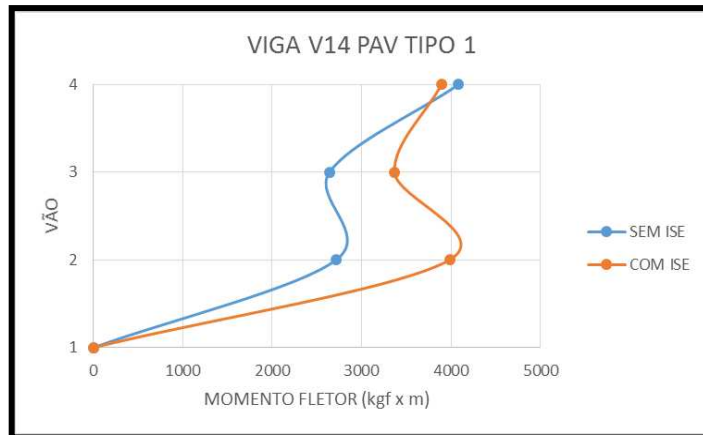
Pelos gráficos anteriores, percebe-se uma diferença de esforços muito elevada nas vigas do pilotis, responsáveis pela ligação dos elementos de fundação e também chamadas de vigas baldrame. A sua proximidade com os elementos que sofrem o maior deslocamento é a principal causa para a divergência, havendo presença de esforços de grandeza comparáveis aos pavimentos de andares superiores. Cabe ressaltar que, após a consideração dos efeitos da ISE, estas vigas são submetidas a esforços consideravelmente mais elevados que na concepção inicial de apoios não deslocáveis e, conseqüentemente, tem aumentada a probabilidade de apresentarem patologias após a execução.

Figura 24 Momentos na viga V1 no pavimento tipo 1



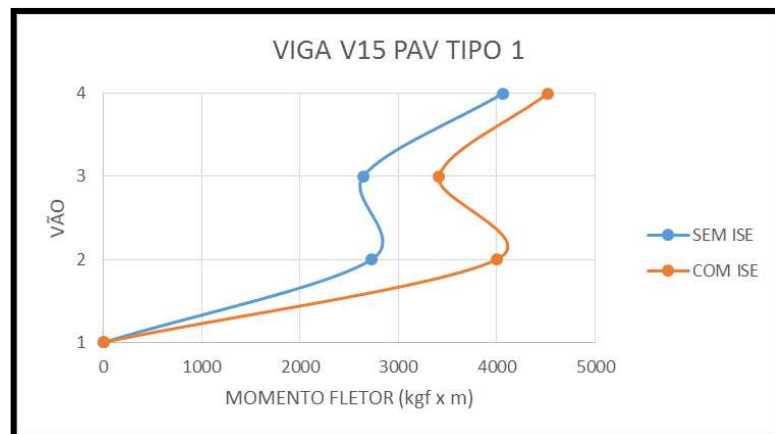
Fonte: Autor (2018)

Figura 25 Momentos na viga V14 no pavimento tipo 1



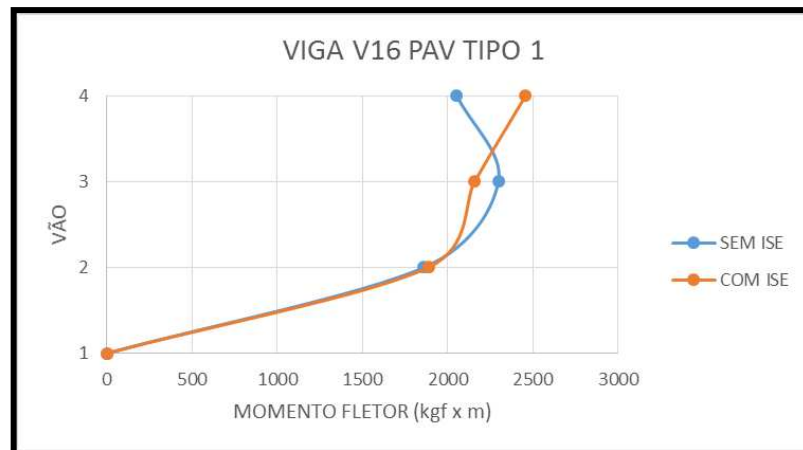
Fonte: Autor (2018)

Figura 26 Momentos na viga V15 no pavimento tipo 1



Fonte: Autor (2018)

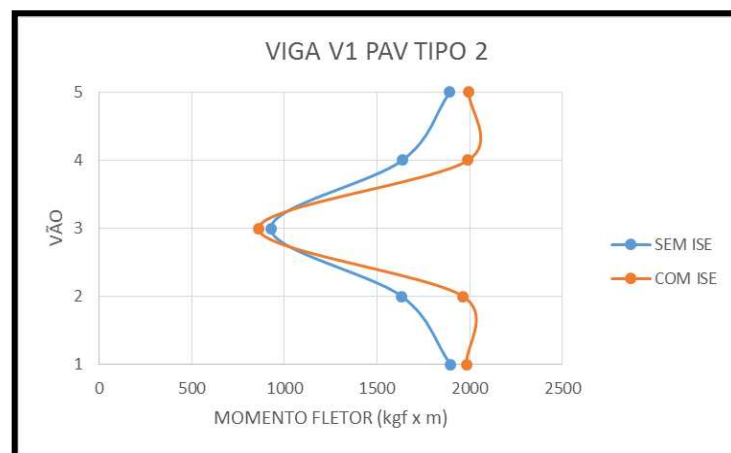
Figura 27 Momentos na viga V16 no pavimento tipo 1



Fonte: Autor (2018)

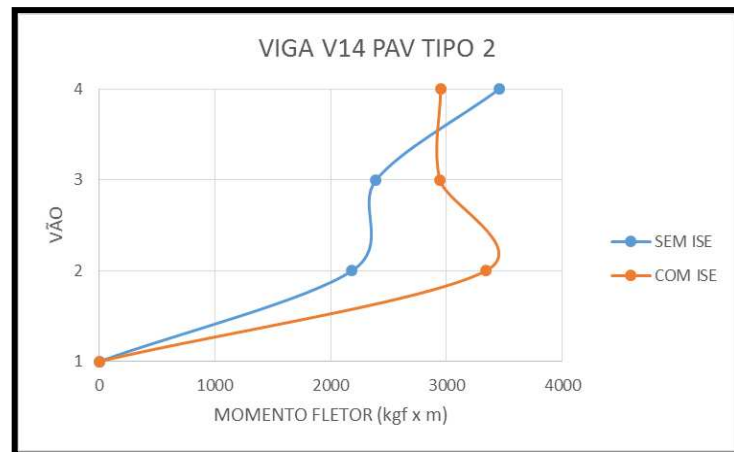
As vigas do primeiro pavimento apresentam divergências significativamente menores se comparadas ao pilotis, porém não desprezíveis. Os vãos centrais (vãos 2 e 3) apresentam as maiores diferenças, o que se deve ao maior recalque nos apoios centrais da edificação e consequente transmissão de esforços para as vigas sobre eles apoiadas.

Figura 28 Momentos na viga V1 no pavimento tipo 2



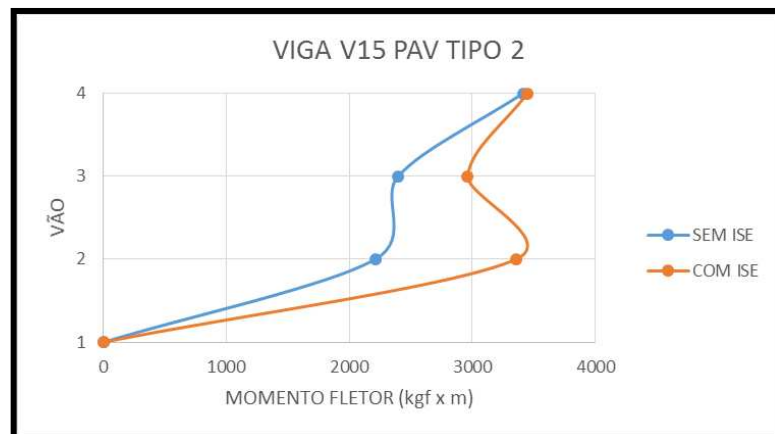
Fonte: Autor (2018)

Figura 29 Momentos na viga V14 no pavimento tipo 2



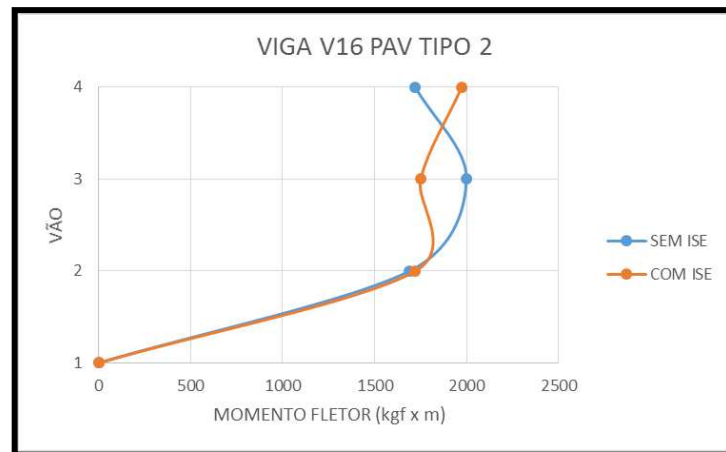
Fonte: Autor (2018)

Figura 30 Momentos na viga V15 no pavimento tipo 2



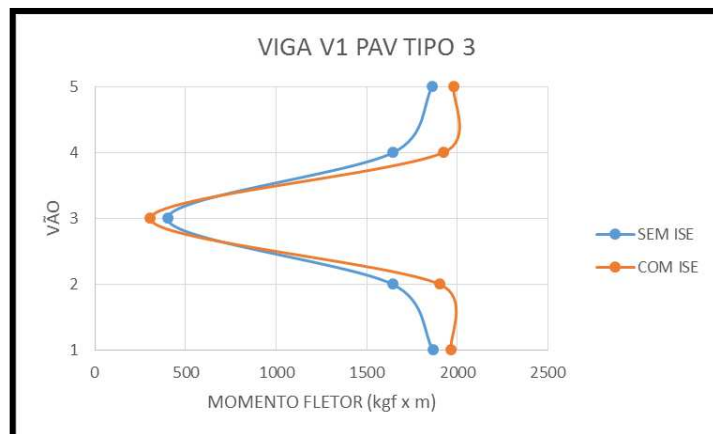
Fonte: Autor (2018)

Figura 31 Momentos na viga V16 no pavimento tipo 2



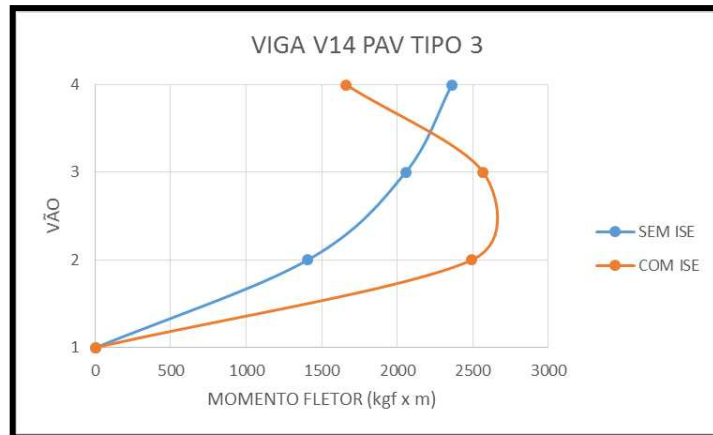
Fonte: Autor (2018)

Figura 32 Momentos na viga V1 no pavimento tipo 3



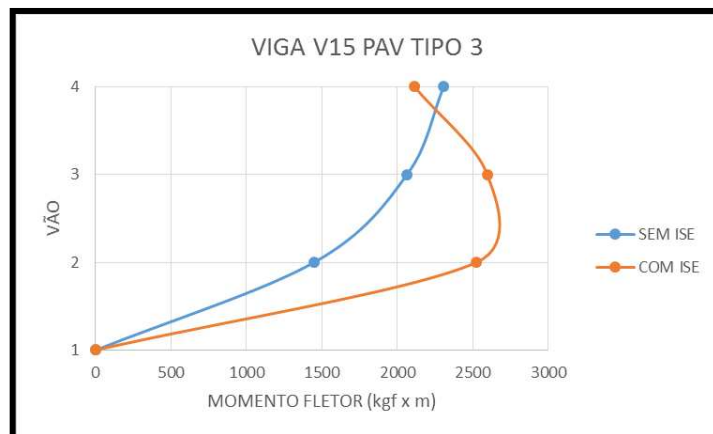
Fonte: Autor (2018)

Figura 33 Momentos na viga V14 no pavimento tipo 3



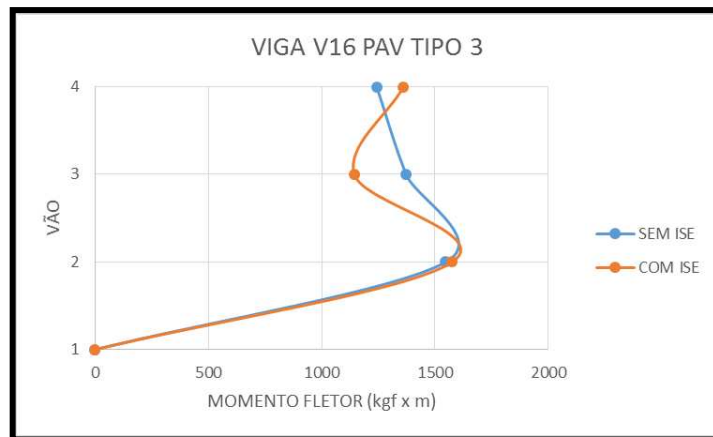
Fonte: Autor (2018)

Figura 34 Momentos na viga V15 no pavimento tipo 3



Fonte: Autor (2018)

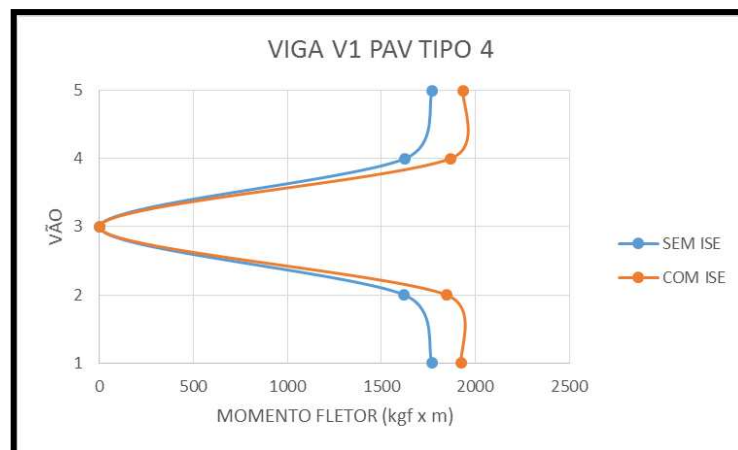
Figura 35 Momentos na viga V16 no pavimento tipo 3



Fonte: Autor (2018)

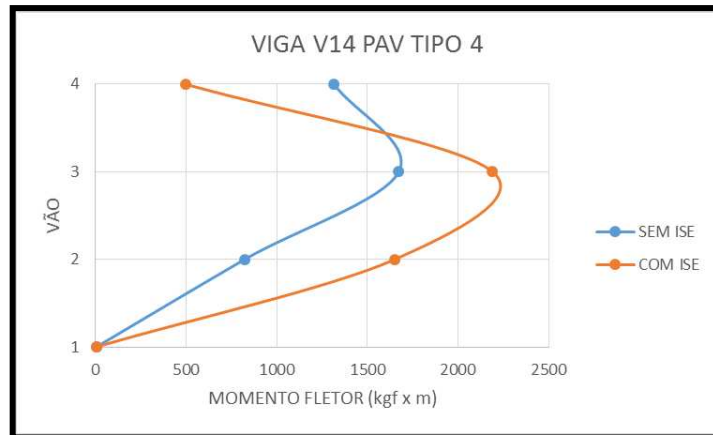
Os pavimentos 2 e 3 apresentam maior semelhança entre si, com média de divergências da ordem de 20% para mais, havendo também casos de alívio de tensões, após a consideração da ISE. É de se esperar que ocorra uma menor percepção dos efeitos conforme se analisa um pavimento superior e os gráficos começam a assemelhar-se um como “sombra” do outro.

Figura 36 Momentos na viga V1 no pavimento tipo 4



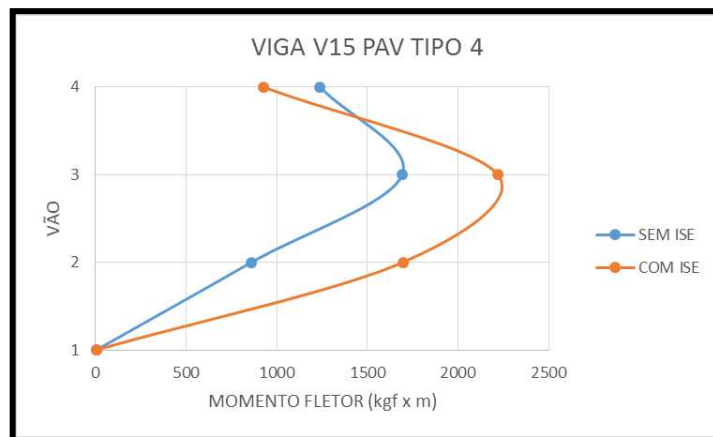
Fonte: Autor (2018)

Figura 37 Momentos na viga V14 no pavimento tipo 4



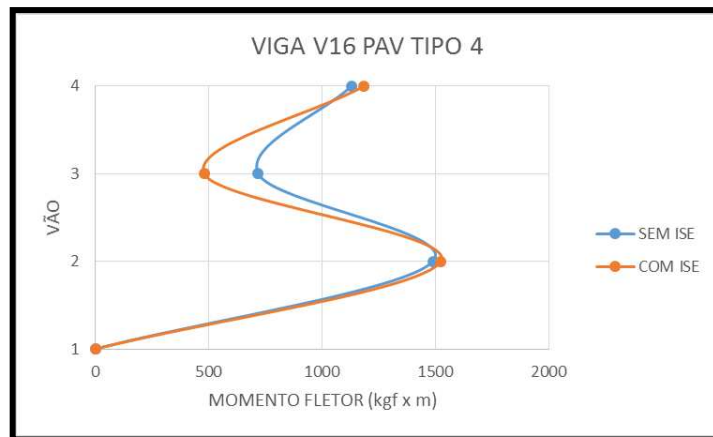
Fonte: Autor (2018)

Figura 38 Momentos na viga V15 no pavimento tipo 4



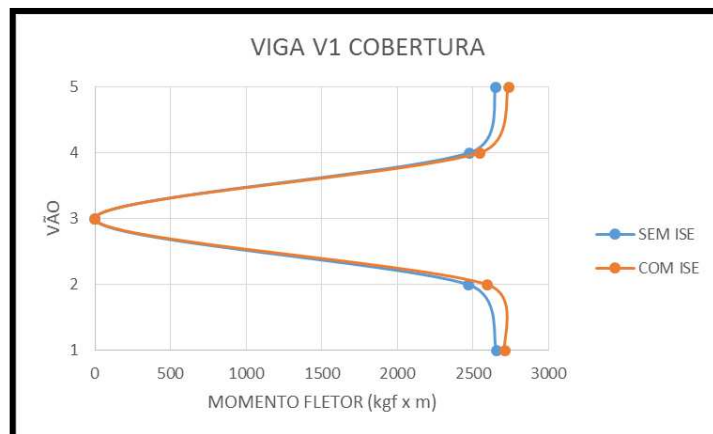
Fonte: Autor (2018)

Figura 39 Momentos na viga V16 no pavimento tipo 4



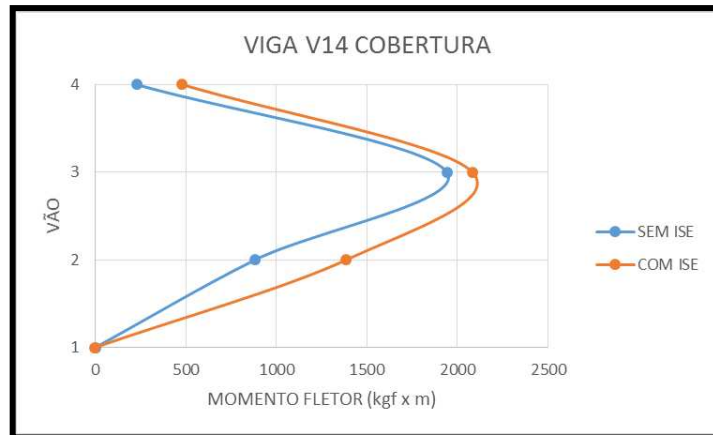
Fonte: Autor (2018)

Figura 40 Momentos na viga V1 no pavimento de cobertura



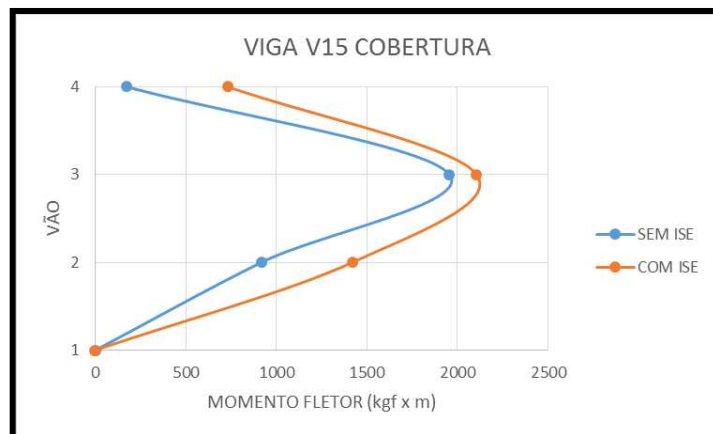
Fonte: Autor (2018)

Figura 41 Momentos na viga V14 no pavimento de cobertura



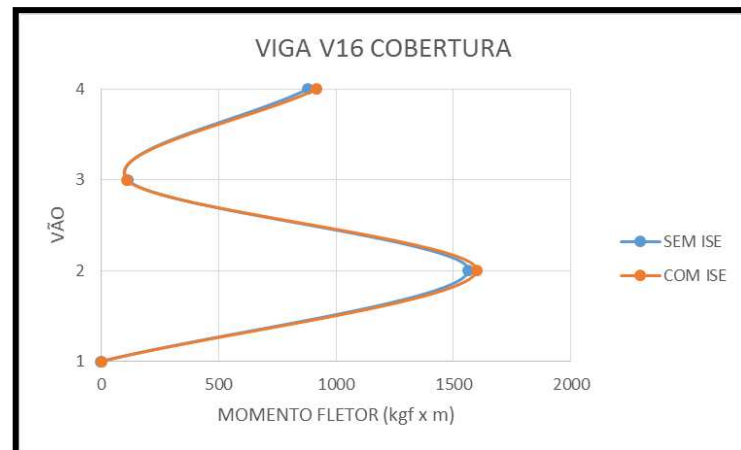
Fonte: Autor (2018)

Figura 42 Momentos na viga V15 no pavimento de cobertura



Fonte: Autor (2018)

Figura 43 Momentos na viga V16 no pavimento de cobertura



Fonte: Autor (2018)

Os dois últimos pavimentos possuem diferenças de ordem bastante inferior se comparados aos demais, a suavização dos efeitos da ISE é, pois, proporcional ao nível do pavimento analisado. As vigas V14 e V15 apoiam-se sobre os pilares do reservatório e do elevador, logo os mais carregados e de maior deslocamento vertical. É coerente que tenha sido verificada maior diferença de esforços nesses elementos e nos vãos correspondentes aos apoios sujeitos aos maiores recalques.

8.3 Fundações

O edifício em questão possui 24 sapatas, nomeadas de S1 a S24 sucessivamente da esquerda para a direita, como pode ser verificado na planta de locação das mesmas contida no APÊNDICE D. Seu dimensionamento se deu conforme a NBR 6122 Projeto e Execução de Fundações e posterior verificação no *software* AltoQI Eberick. Os resultados constam nos Quadros 2, 3 e 4.

Quadro 2 Relatório das fundações sem interação solo-estrutura

SAPATA	SEM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (PRIMEIRA ITERAÇÃO)						
	DIMENSÕES		CARGA TOTAL (kN)	RECA LQUE (mm)	TENSÃO MÉDIA (kgf/cm ²)		COEF. REAÇ. VERT. kv (kgf/cm ³)
	B (cm)	H (cm)			H (cm)	B (cm)	
S1	100,00	110,00	468,10	8,18	4,51	4,00	5,507335
S2	120,00	120,00	678,90	10,93	4,81	4,44	4,400732
S3	105,00	105,00	482,60	8,70	4,58	4,19	5,258621
S4	105,00	105,00	482,80	8,72	4,39	4,82	5,521789
S5	120,00	120,00	679,00	10,93	4,44	4,81	4,400732
S6	100,00	110,00	468,70	8,20	4,52	4,01	5,506098
S7	115,00	130,00	612,40	8,91	5,08	2,77	5,701459
S8	115,00	130,00	626,30	9,17	5,18	2,88	5,648855
S9	95,00	95,00	349,10	6,80	3,32	5,24	7,698529
S10	105,00	105,00	509,50	9,31	4,71	4,31	5,053706
S11	105,00	105,00	509,10	9,30	4,30	4,71	5,059140
S12	95,00	95,00	349,00	6,80	5,24	3,32	7,698529
S13	95,00	95,00	361,70	7,10	4,82	3,13	6,788732
S14	110,00	110,00	590,50	10,44	4,25	5,26	5,033525
S15	130,00	145,00	882,20	11,99	3,66	5,14	4,286906
S16	130,00	145,00	882,50	12,00	5,14	3,66	4,283333
S17	110,00	110,00	591,30	10,45	4,26	5,27	5,038278
S18	95,00	95,00	360,60	7,07	3,12	4,81	6,803395
S19	85,00	95,00	312,70	6,13	2,29	5,13	8,360522
S20	110,00	110,00	557,70	9,73	4,37	4,76	4,886948
S21	105,00	105,00	526,30	9,69	4,06	5,26	5,428277
S22	105,00	105,00	527,80	9,72	5,28	4,07	5,426955
S23	110,00	110,00	557,90	9,74	4,76	4,37	4,881930
S24	85,00	95,00	313,10	6,14	5,15	2,28	8,379479

Fonte: Autor (2018)

Quadro 3 Relatório das fundações com interação solo-estrutura

SAPATA	COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (QUARTA ITERAÇÃO)						
	DIMENSÕES		CARGA TOTAL (kN)	RECA LQUE (mm)	TENSÃO MÉDIA (kgf/cm ²)		COEF. REAÇ. VERT. kv (kgf/cm ³)
	B (cm)	H (cm)			H (cm)	B (cm)	
S1	100,00	110,00	482,40	8,48	4,65	4,13	5,477594
S2	115,00	115,00	634,40	10,65	4,95	4,56	4,643192
S3	100,00	100,00	471,50	9,17	4,50	4,94	5,381679
S4	115,00	115,00	541,40	8,78	4,67	4,29	5,313212
S5	115,00	115,00	636,80	10,70	4,57	4,96	4,635514

SAPATA	COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (QUARTA ITERAÇÃO)						
	DIMENSÕES		CARGA TOTAL (kN)	RECA LQUE (mm)	TENSÃO MÉDIA (kgf/cm ²)		COEF. REAÇ. VERT. kv (kgf/cm ³)
	B (cm)	H (cm)			H (cm)	B (cm)	
S6	100,00	110,00	479,90	8,43	4,62	4,10	5,480427
S7	105,00	120,00	591,60	9,64	4,31	4,88	5,057054
S8	105,00	120,00	589,40	9,60	4,38	4,97	5,177083
S9	100,00	100,00	404,40	7,61	3,80	4,89	6,419185
S10	100,00	100,00	479,80	9,37	4,58	5,03	5,362860
S11	100,00	100,00	477,20	9,31	5,00	4,55	5,365777
S12	100,00	100,00	403,10	7,58	4,87	3,79	6,420086
S13	85,00	85,00	348,00	7,91	5,18	4,19	6,546137
S14	115,00	115,00	583,60	9,62	4,28	5,08	5,281490
S15	125,00	140,00	807,30	11,26	3,88	4,98	4,419006
S16	125,00	140,00	806,50	11,24	4,98	3,88	4,424349
S17	115,00	115,00	583,10	9,61	4,28	5,07	5,276600
S18	85,00	85,00	347,30	7,89	4,18	5,18	6,562295
S19	85,00	95,00	338,40	6,75	3,91	4,48	6,634713
S20	115,00	115,00	554,20	9,03	4,38	4,77	5,275646
S21	115,00	115,00	543,80	8,83	4,07	4,92	5,574139
S22	115,00	115,00	544,00	8,83	4,92	4,07	5,571649
S23	115,00	115,00	554,50	9,04	4,77	4,38	5,272176
S24	85,00	95,00	338,50	6,75	4,48	3,91	6,632326

Fonte: Autor (2018)

Quadro 4 Relatório comparativo das fundações

SAPATA	DIFERENÇAS						
	DIMENSÕES		CARGA TOTAL	RECA LQUE	TENSÃO MÉDIA		COEF. REAÇ. VERT. kv
	B	H			H	B	
S1	0,0%	0,0%	3,0%	3,5%	3,0%	3,0%	-0,5%
S2	-4,3%	-4,3%	-7,0%	-2,6%	2,7%	2,5%	5,2%
S3	-5,0%	-5,0%	-2,4%	5,1%	-1,8%	15,2%	2,3%
S4	8,7%	8,7%	10,8%	0,7%	6,0%	-12,4%	-3,9%

SAPATA	DIFERENÇAS						
	DIMENSÕES		CARGA TOTAL	RECA LQUE	TENSÃO MÉDIA		COEF. REAÇ. VERT. kv
	B	H			H	B	
S5	-4,3%	-4,3%	-6,6%	-2,1%	2,8%	3,0%	5,1%
S6	0,0%	0,0%	2,3%	2,7%	2,3%	2,3%	-0,5%
S7	-9,5%	-8,3%	-3,5%	7,6%	-18,0%	43,2%	-12,7%
S8	-9,5%	-8,3%	-6,3%	4,5%	-18,3%	42,2%	-9,1%
S9	5,0%	5,0%	13,7%	10,6%	12,5%	-7,2%	-19,9%
S10	-5,0%	-5,0%	-6,2%	0,6%	-2,8%	14,3%	5,8%
S11	-5,0%	-5,0%	-6,7%	0,1%	13,9%	-3,5%	5,7%
S12	5,0%	5,0%	13,4%	10,3%	-7,6%	12,3%	-19,9%
S13	-11,8%	-11,8%	-3,9%	10,3%	6,9%	25,4%	-3,7%
S14	4,3%	4,3%	-1,2%	-8,5%	0,7%	-3,4%	4,7%
S15	-4,0%	-3,6%	-9,3%	-6,5%	5,5%	-3,3%	3,0%
S16	-4,0%	-3,6%	-9,4%	-6,7%	-3,3%	5,5%	3,2%
S17	4,3%	4,3%	-1,4%	-8,8%	0,6%	-3,8%	4,5%
S18	-11,8%	-11,8%	-3,8%	10,4%	25,5%	7,1%	-3,7%
S19	0,0%	0,0%	7,6%	9,2%	41,4%	-14,4%	-26,0%
S20	4,3%	4,3%	-0,6%	-7,7%	0,2%	0,2%	7,4%
S21	8,7%	8,7%	3,2%	-9,8%	0,2%	-6,9%	2,6%
S22	8,7%	8,7%	3,0%	-10,1%	-7,2%	0,0%	2,6%
S23	4,3%	4,3%	-0,6%	-7,8%	0,2%	0,1%	7,4%
S24	0,0%	0,0%	7,5%	9,1%	-14,8%	41,6%	-26,3%

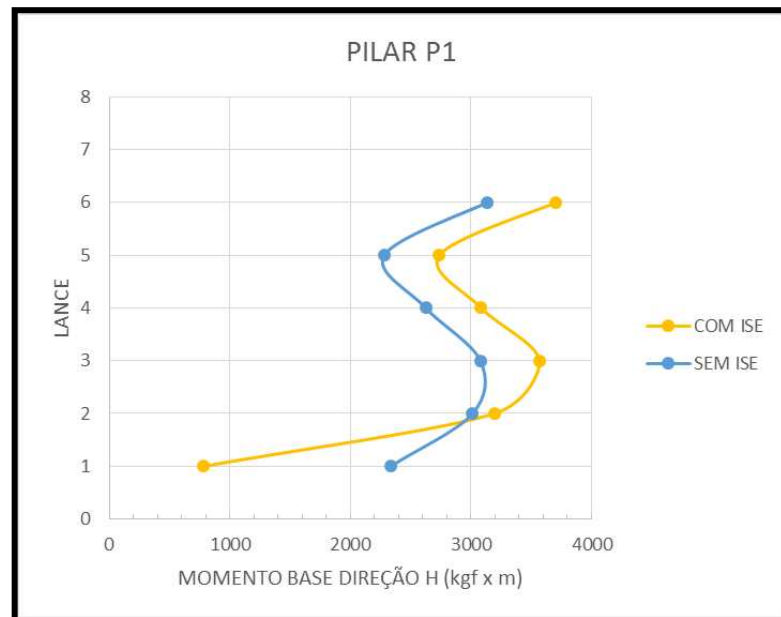
Fonte: Autor (2018)

8.4 Pilares

As Figuras 44 a 55 ilustram, de forma semelhante ao recurso utilizado para representar as vigas, os momentos fletores nas bases dos pilares P1, P2, P6, P7, P8, P10, P13, P15, P16, P19, P22 e P24, respectivamente. Verificou-se para estes casos

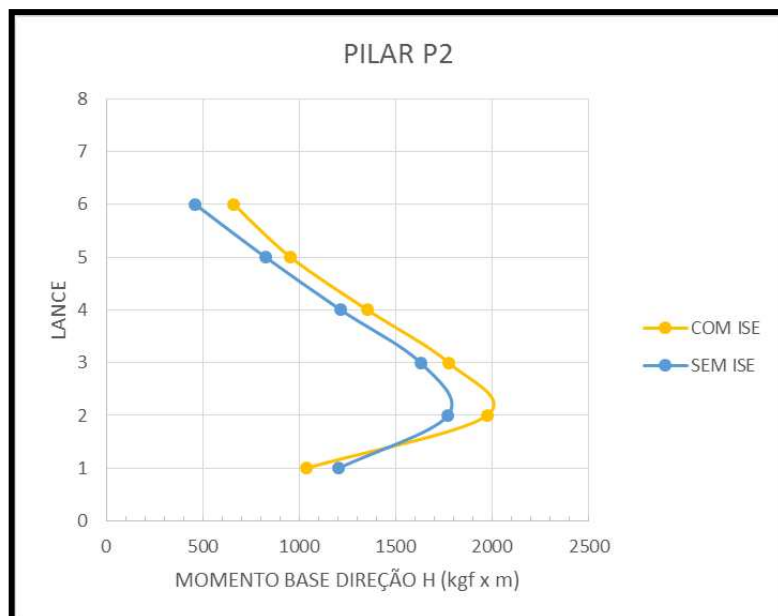
as maiores variações, motivo do seu destaque neste capítulo. Os eixos das ordenadas correspondem aos lances da edificação e não necessariamente ao número do pavimento, dessa forma, o lance 1 corresponde ao trecho entre o topo da fundação e o início do pilar e o lance 7 ao trecho do reservatório superior.

Figura 44 Momentos fletores nas bases do pilar P1



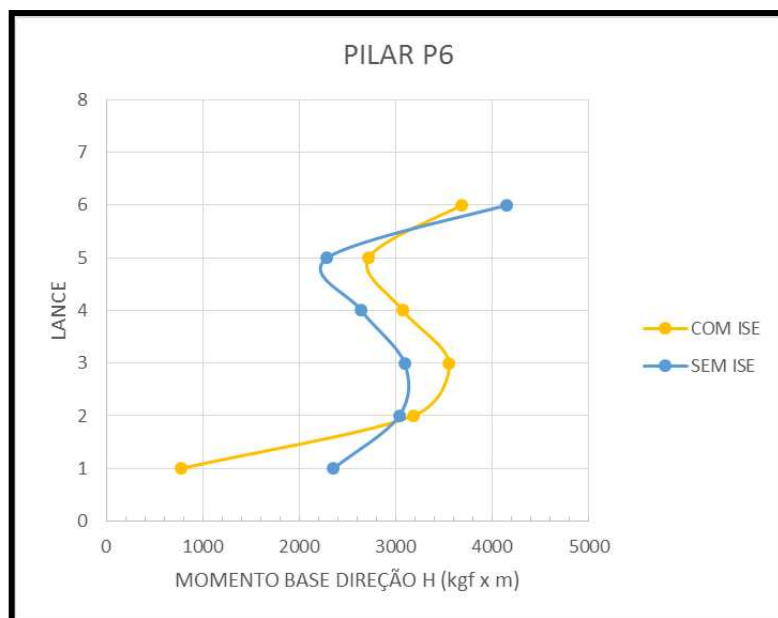
Fonte: Autor (2018)

Figura 45 Momentos fletores nas bases do pilar P2



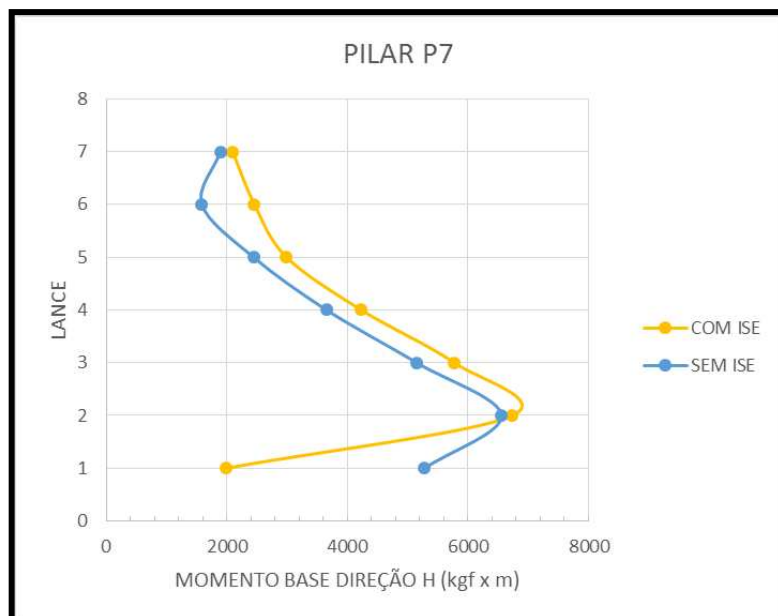
Fonte: Autor (2018)

Figura 46 Momentos fletores nas bases do pilar P6



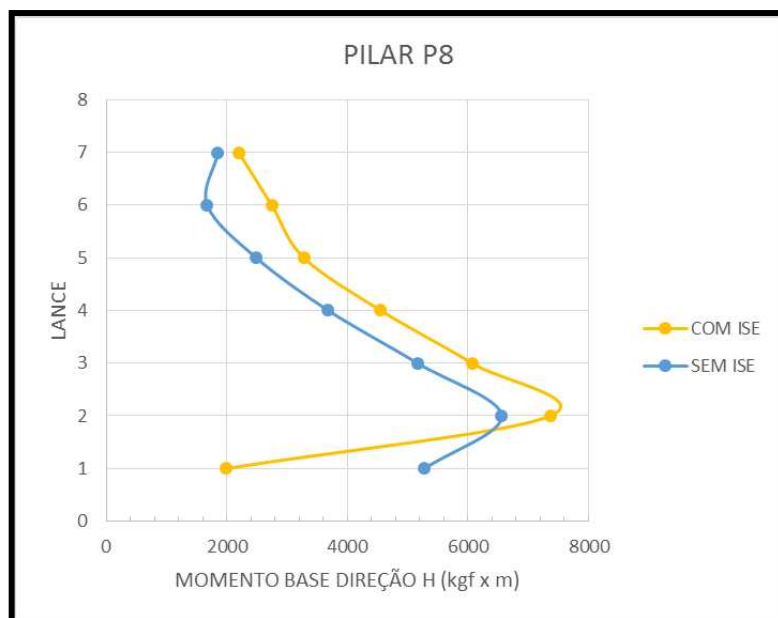
Fonte: Autor (2018)

Figura 47 Momentos fletores nas bases do pilar P7



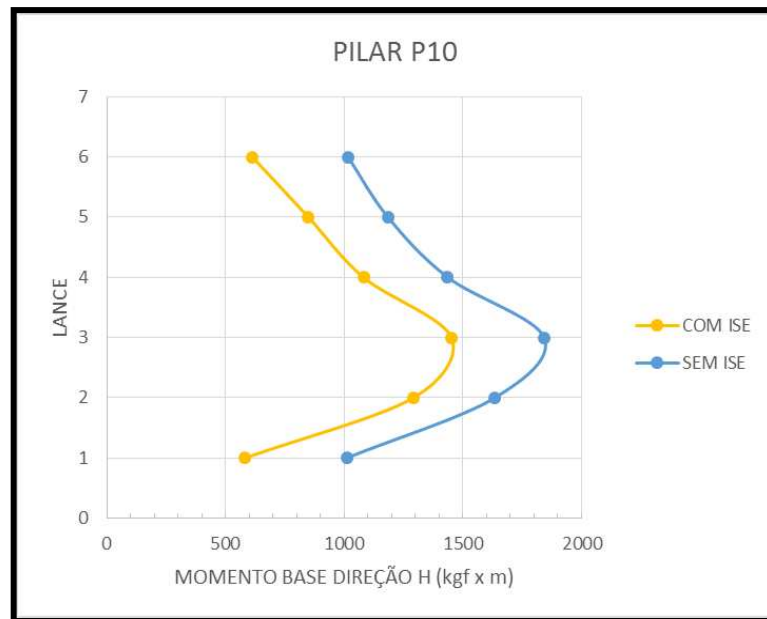
Fonte: Autor (2018)

Figura 48 Momentos fletores nas bases do pilar P8



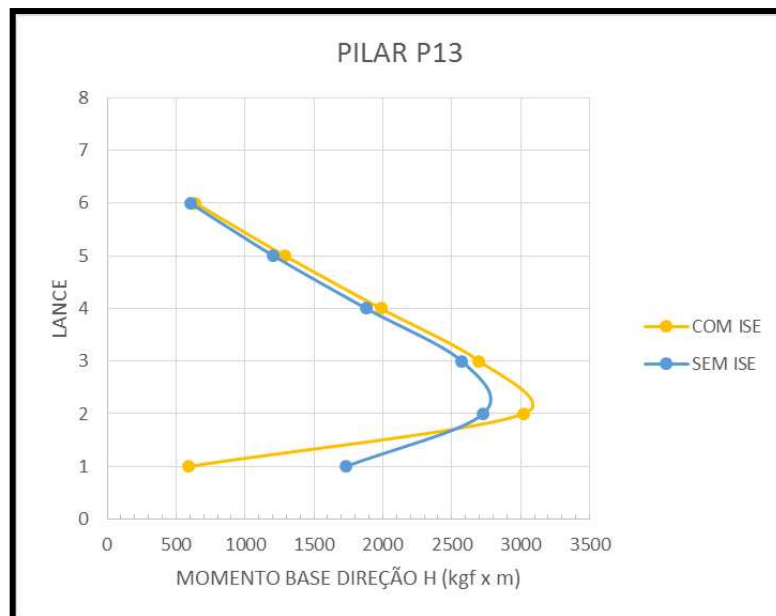
Fonte: Autor (2018)

Figura 49 Momentos fletores nas bases do pilar P10



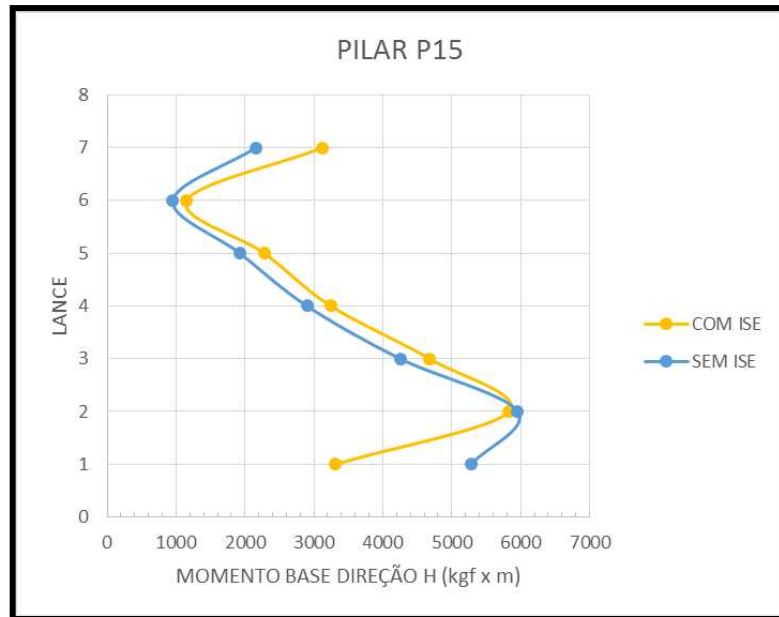
Fonte: Autor (2018)

Figura 50 Momentos fletores nas bases do pilar P13



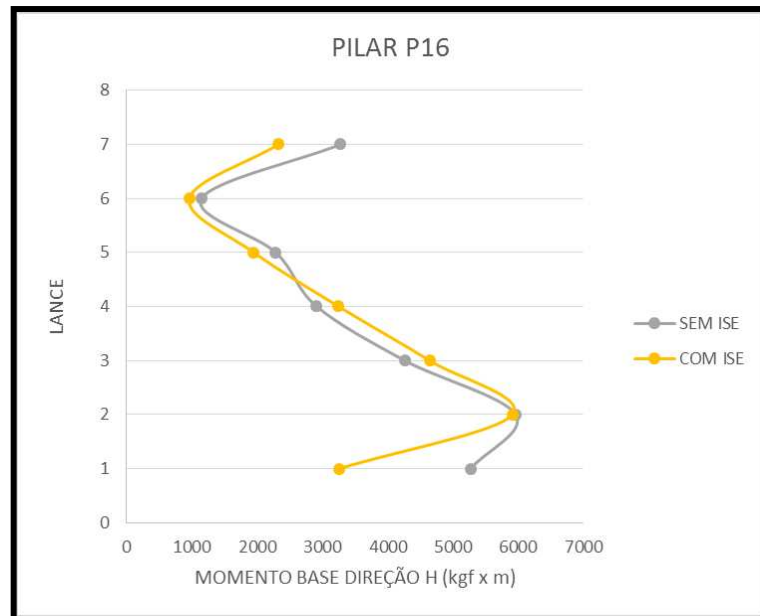
Fonte: Autor (2018)

Figura 51 Momentos fletores nas bases do pilar P15



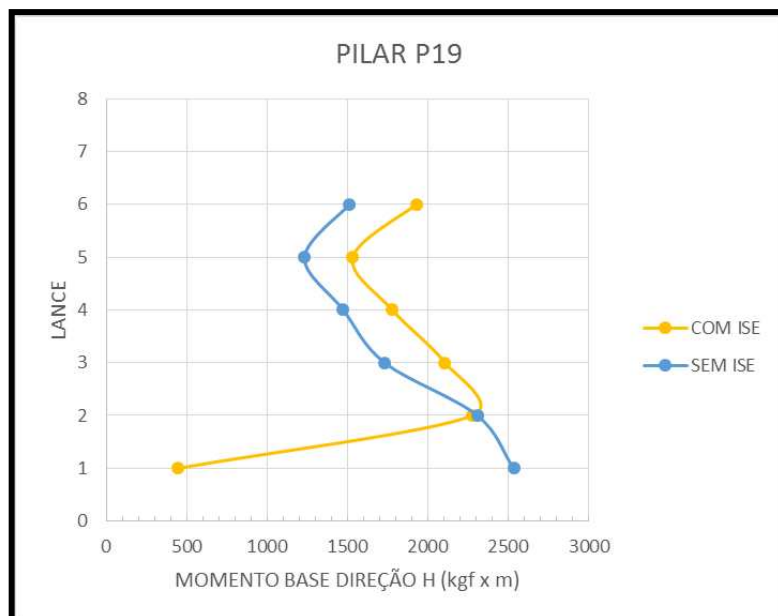
Fonte: Autor (2018)

Figura 52 Momentos fletores nas bases do pilar P16



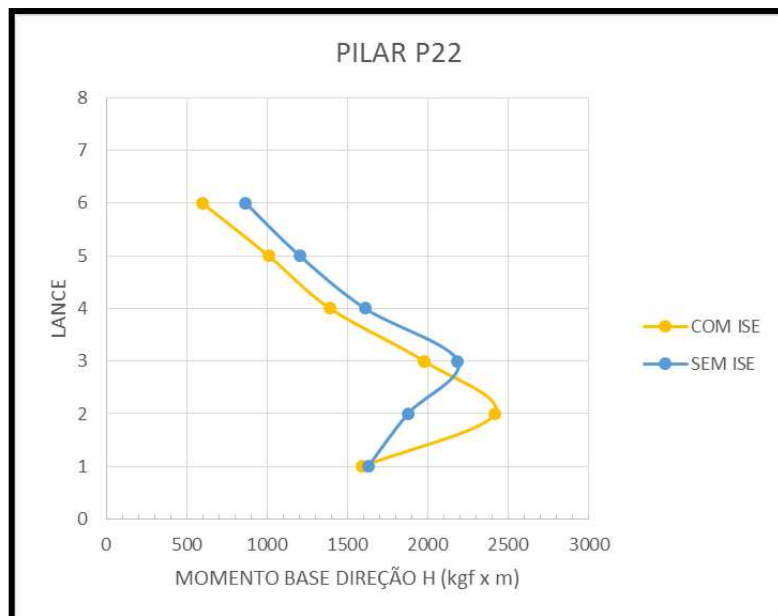
Fonte: Autor (2018)

Figura 53 Momentos fletores nas bases do pilar P19



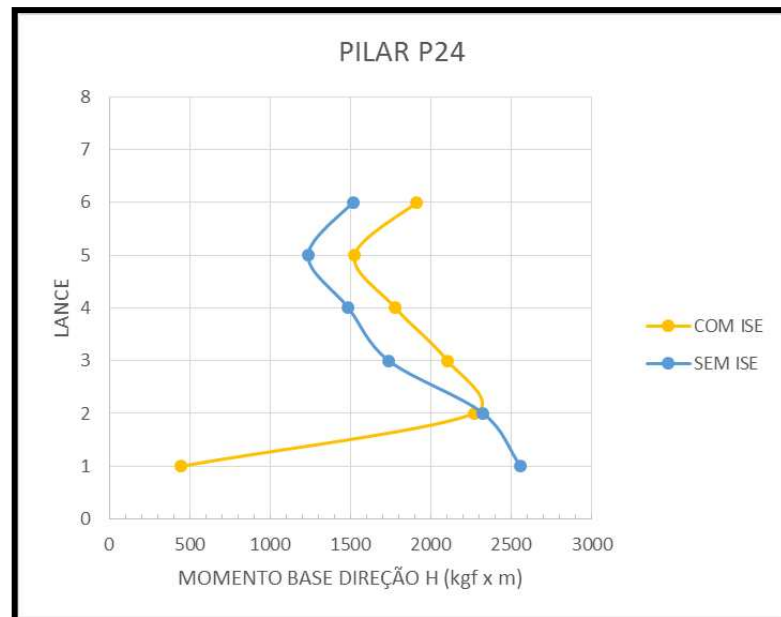
Fonte: Autor (2018)

Figura 54 Momentos fletores nas bases do pilar 22



Fonte: Autor (2018)

Figura 55 Momentos fletores nas bases do pilar 24



Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores nas bases dos pilares sofreram grandes diferenças principalmente no primeiro lance e a explicação para isto é análoga ao que foi dito para as vigas. Há de se destacar, ainda, um considerável alívio de tensões nos momentos de base do pilares das extremidades do edifício (P1, P6, P19 e P24). Ocorre, também, uma suavização dos efeitos muito maior conforme se analisa os pavimentos superiores e os gráficos demonstram valores menos discrepantes entre si se comparados às vigas, estes resultados, contudo, não devem ser desprezados.

9 CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi, através de um estudo de caso, verificar aspectos pertinentes do fenômeno conhecido como interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado sobre fundações diretas. Para tanto, utilizou-se como recurso o *software* comercial AltoQI Eberick para a análise estrutural em duas hipóteses, a primeira considerando os apoios indeslocáveis, ou seja, desprezando os recalques

das fundações, e a segunda considerando os valores dos recalques obtidos a partir do método de Schmertmann para recalques de fundações diretas em solos arenosos.

Cabe acrescentar que, para o cálculo dos recalques, foram utilizados os boletins de sondagem em anexo, realizados na cidade de São Luís – MA. Assim, foram estimados os parâmetros do solo de acordo com a literatura técnica e, com o conhecimento dos recalques, foi possível calcular o valor dos coeficientes de reação vertical do solo, de acordo com o modelo de Winkler para um perfil de solo.

O coeficiente de reação do solo, ou coeficiente de mola, é inserido, posteriormente, no *software* AltoQI Eberick. Segundo essa nova configuração é possível, através de sucessivas iterações para convergência de resultados, estimar os efeitos do processamento estrutural em que se leva em conta os efeitos da interação solo-estrutura.

Os relatórios gerados representam uma base de dados bastante extensa, servindo de ponto de partida para diversas abordagens diferentes acerca do tema. No entanto, a proposta deste trabalho é discutir os tópicos que se julgaram mais notáveis do ponto de vista estrutural e do comportamento do pórtico analisado.

Os gráficos em destaque sugerem fortemente que os efeitos da ISE são mais notáveis nos elementos próximos às fundações e vão apresentando certa convergência e uniformidade de resultados conforme subimos de pavimento analisado. Tal fato deve-se, sobretudo, à flexibilidade da estrutura e à transmissão de esforços nas extremidades em contato com o maciço de solo. As variações de momentos fletores nas vigas apresentou-se relevante, uma vez que alguns vãos, como o vão da escada na viga V8, tiveram grande redução de esforços após a análise com a interação solo-estrutura. Não há uma tendência única de aumento de esforços, portanto; há casos de alterações positivas (aumento de tensões) e alterações negativas (alívio de tensões), sendo as vigas V14 e V15 as que mais apresentaram divergências, possivelmente pelo seu apoio sobre os pilares centrais, aos quais estão associados carregamentos e recalques de magnitude maior. Outra observação que dá suporte a esta última é a de que as chamadas vigas baldrame, localizadas no pilotis -e por isso as mais próximas dos elementos de fundação- sofreram grandes diferenças quanto aos momentos fletores após a consideração da interação solo-estrutura, o que se mostra em conformidade com a ideia de que a imposição de deslocamento das sapatas exige um trabalho consideravelmente maior das vigas mais próximas à elas.

As perturbações provocadas pela ISE são facilmente observadas através dos momentos nas bases dos pilares, os quais também tiveram grandes variações para os trechos próximos às fundações. Há ainda de se observar que os carregamentos normais, apesar de terem uma divergência menos significativa na comparação entre os dois casos, sofreram alguma redistribuição de esforços, seguindo uma tendência de alívio de tensões nas fundações de canto. Uma possível explicação seria o maior recalque nos pilares centrais segundo a ISE e consequente agravamento de recalques diferenciais.

Os pavimentos mais distantes do solo são os menos afetados e acredita-se que o processo construtivo tenha bastante influência na condução dos resultados deste trabalho, de maneira que um maior número de pavimentos deva ocasionar maiores discrepâncias entre os esforços antes e depois da ISE.

Conclui-se, assim, que é de grande importância para qualquer concepção de projeto estrutural a consideração da interação solo-estrutura, uma vez que, a partir do exemplo presente neste trabalho, foram analisadas situações de grande divergência quanto às tensões de projeto. Logo, é conveniente que para cada caso seja feita uma abordagem apropriada a fim de se reduzir os riscos gerados pela incerteza decorrente de suposições simplificadoras.

O objetivo final deste trabalho acredita-se alcançado. Trata-se de um estudo de caso, idealizado a partir de um exemplo de edificação comum na cidade de São Luís – MA, em que buscou-se avaliar de forma qualitativa e quantitativa os efeitos da interação solo-estrutura no edifício proposto. Serve este, portanto, de material auxiliar para estudantes, pesquisadores e interessados no tema interação solo-estrutura, o qual é demasiado amplo e jamais teve a pretensão de ser esgotado pelo autor, que se considera satisfeito em dar esta contribuição à Engenharia de Estruturas.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. 1. reimpressão. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. NBR 6484. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT)**. NBR 12069. Rio de Janeiro, 1991.

BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos. Uma introdução ao projeto de fundações**. 1ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editores S.A., 1984.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Volume I, II e IV, 3a edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editores S.A., 1977.

CINTRA, J. C. A, AOKI N., ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. 1ª edição. São Carlos: RiMa, 2003.

COLARES, G. M. (2006). **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 82 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 8ª edição. São Paulo: Cengage Learning.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. **Shear strength of unsaturated soils**. London: Geotechnique, 1978.

GODOY, N. S.; TEIXEIRA, A. T. **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas**. São Paulo: Pini Ltda., 1996.

GUSMÃO, A. D.; LOPES, F. R. **On the influence of soil – structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements – X ECSMFE Deformation of Soil and Displacements of Structures**. Vol. II. Firenze – Itália, 1991.

HOLANDA JÚNIOR, O.G. (1998). **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 191 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations**. London: Geotechnique, 1951.

POULOS, H. G.; FAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. 1ª edição. New York: John Wiley and Sons Inc., 1973.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de textos, 2002.

SCHMERTMANN, J.H., HARTMAN, J.D. BROWN, P.R., (1978). **Improved Strain Influence Factor Diagrams**. 122 p. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 104, No. GT8.

SKEMPTON, A. W., D. H. MACDONALD (1956). **Allowable Settlement of Buildings**. 195 p. Proc. Instn. of Civil Engrs., London, Part 3, Vol. 5.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.; **Fundações – Critérios de projeto – Investigação do subsolo – Fundações superficiais**. Volume 1, 1ª edição. São Paulo: Oficina de Texto, 2004.

APÊNDICE A - RELATÓRIO DE ESFORÇOS NAS VIGAS

Momentos fletores nas vigas

Viga	PILOTIS					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md	Md	Md	Md	Md	Md
	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)
V1	864,57	-2236,73	2051,06	-3654,81	137%	63,40%
	708,75	-1690,52	2048,06	-1430,58	189%	-15,38%
	1136,29	-1771,91	1534,21	-3005,93	35%	69,64%
	701,48	-1781,28	2427,81	-3597,91	246%	101,98%
	873,72	-1680,01	2087,12	-1269,53	139%	-24,43%
		-2250,72		-3635,34		61,52%
V2	1808,89	-2345,71	1973,69	-2395,19	9,11%	2,11%
		-2356,53		-2511,03		6,56%
V3	810,88	-1941,73	1790,27	-3099,29	120,78%	59,61%
		-1810,66		-1545,98		-14,62%
V5	819,55	-1799,73	1817,76	-1522,12	121,80%	-15,43%
		-1954,31		-3127,44		60,03%
V7	669,37	-1823,82	1076	-2546,56	60,75%	39,63%
	639,65	-1625,1	1803,06	-2735,1	181,88%	68,30%
	1363,68	-2377,37	1430,07	-2320,6	4,87%	-2,39%
	646,74	-2023,82	1811,86	-2138,38	180,15%	5,66%
	662,03	-1615,46	1085,3	-2712,12	63,94%	67,89%
		-1839,92		-2557,09		38,98%
V8	807,04	-2095,58	1576,94	-3181,51	95,40%	51,82%
	703,08	-1647,18	1489,63	-2035,53	111,87%	23,58%
	1187,64	-1786,65	953,96	-2547,21	-19,68%	42,57%
	709,62	-1799,32	1501,48	-2561,23	111,59%	42,34%
	800,43	-1637,61	1569,06	-2025,69	96,03%	23,70%
		-2108,82		-3171,21		50,38%
V11	1446,69	-2447,91	2738,3	-3585,85	89,28%	46,49%
	1778,39	-2168,65	2735,96	-2105,21	53,84%	-2,93%
	1536,57	-2204,42		-3350,21	-100,00%	51,98%
		-2324,34		-2639,97		13,58%
V13	1386,11	-2188,61	2054,53	-3137,23	48,22%	43,34%
	1837,83	-2075,78	2074,41	-2569,53	12,87%	23,79%
	1467,63	-708,2	2384,39	-912,7	62,47%	28,88%
		-1021,25		-1069,58		4,73%

Viga	PILOTIS					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md	Md	Md	Md	Md	Md
	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)
		-2264,23		-2949,25		30,25%
		-2080,22		-2507,98		20,56%
V14	1731,76	-2653,19	3613,12	-4613,69	108,64%	73,89%
	2023,76	-3107,06	3871,32	-3436,99	91,29%	10,62%
	3006,86	-589,01	3552,9	-1083,63	18,16%	83,97%
		-3611,44		-4955,28		37,21%
		-3054,17		-3713,38		21,58%
V15	1731,28	-2653,76	3591,12	-4591,7	107,43%	73,03%
	2019,68	-3106,54	3857,14	-3427,53	90,98%	10,33%
	3013,27	-587,82	4423,73	-1046,5	46,81%	78,03%
		-3601,09		-4889,96		35,79%
		-3061,93		-4550,34		48,61%
V16	1387,12	-2191,63	2053,07	-3138,68	48,01%	43,21%
	1840,34	-2077,39	2161,28	-2652,73	17,44%	27,70%
	1470,54	-708,88	2312,41	-938,83	57,25%	32,44%
		-1022,53		-1015,69		-0,67%
		-2266,91		-2831,32		24,90%
V18		-2080,75		-2607,05		25,29%
	1450	-2451,98	2729,19	-3566,69	88,22%	45,46%
	1780,23	-2175,48	2728,92	-2117,69	53,29%	-2,66%
	1541,66	-2205,54		-3340,79		51,47%
		-2326,19		-2646,97		13,79%

Viga	TIPO 1					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md	Md	Md	Md	Md	Md
	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)
V1	2119,05	-5560,36	2014,81	-6557,42	-4,92%	17,93%
	1658,23	-4893,44	1960,2	-4028,84	18,21%	-17,67%
	1223,78	-4185,16	1249,67	-5235,66	2,12%	25,10%
	1665,55	-4162,85	1998,06	-5663,24	19,96%	36,04%
	2110,97	-4877,37	2037,55	-3973,19	-3,48%	-18,54%
		-5584,53		-6529,36		16,92%

Viga	TIPO 1					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
V2	2683,48	-3394,34	2333,21	-2945,82	-13,05%	-13,21%
		-3502,11		-3172,51		-9,41%
V3	2026,18	-3964,88	2360,25	-4806,23	16,49%	21,22%
		-3596,63		-2906,13		-19,20%
V4	902,88		902,88			0,00%
V5	2033,93	-3577,91	2370,01	-2879,32	16,52%	-19,53%
		-3983,67		-4829,16		21,22%
V6	1059,75		1059,84			0,00%
V7	1701,2	-3796,23	1575,7	-4326,43	-7,38%	13,97%
	1776,73	-0,04	1727,36	-0,04	-2,78%	0,00%
	1495,98	-4196,42	1882,51	-4968,27	25,84%	18,39%
	1403,77	-4018,72	1208,06	-3950,13	-13,94%	-1,71%
	1506,79	-3979,31	1866,91	-3990,86	23,90%	0,29%
	1771,86	-4185,79	1734,89	-4927,01	-2,09%	17,71%
		-3810,52		-4333,1		13,71%
V8	1265,34	-3654,47	1212,78	-4367,78	-4,15%	19,52%
	1294,36	-2842,39	1415,03	-2969,65	9,32%	4,48%
	1540,2	-3169,29	1050,64	-3732,79	-31,79%	17,78%
	1299,28	-3152,55	1410,86	-3748,71	8,59%	18,91%
	1258,5	-2857,17	1208,19	-2954,75	-4,00%	3,42%
		-3672,88		-4356,16		18,60%
V9	1406,28		1406,28		0,00%	
V10	1406,28		1406,28		0,00%	
V11	1935,99	-4256,14	2066,61	-4829,26	6,75%	13,47%
	2141,48	-3357,2	2523,96	-3152,36	17,86%	-6,10%
	2339,38	-3229,27	2843,04	-3993,05	21,53%	23,65%
		-3654,16		-3407,49		-6,75%
V12	874		874		0,00%	
V13	0,11	-5,81	0,11	-4,98	0,00%	-14,29%
	1861,4	-5391,07	1892,49	-5922,01	1,67%	9,85%
	2294,85	-3859,02	2216,34	-3989,74	-3,42%	3,39%
	2046,5	-1196,26	2508,93	-1271,86	22,60%	6,32%
		-1797,88		-1754,55		-2,41%
		-4431,84		-4959,59		11,91%
		-3597,21		-3631,78		0,96%
V14	5,81	-5028,48	4,98	-6297,66	-14,29%	25,24%

Viga	TIPO 1					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
	2715,68	-6015,13	3983,31	-5557,65	46,68%	-7,61%
	2640,88	-1001,73	3368,37	-926,84	27,55%	-7,48%
	4083,37	-108,32	3892,65	-365,77	-4,67%	237,68%
V15		-6398,5		-7711,56		20,52%
		-3930,24		-3944,93		0,37%
	5,79	-5043,27	4,97	-6311,78	-14,16%	25,15%
	2728,9	-6013,42	3999,51	-5556,04	46,56%	-7,61%
	2642,18	-1002,5	3410,92	-927,97	29,09%	-7,43%
	4058,51	-108,59	4515,34	-362,7	11,26%	234,01%
V16		-6399,62		-7730,38		20,79%
		-3950,33		-4586,36		16,10%
	0,11	-5,79	0,11	-4,97	0,00%	-14,16%
	1861,51	-5396,98	1887,3	-5928,04	1,39%	9,84%
	2297,95	-3858,28	2158,4	-4000,53	-6,07%	3,69%
	2053,36	-1196,79	2457,75	-1296,09	19,69%	8,30%
V17		-1799,07		-1688,93		-6,12%
		-4435		-4849,35		9,34%
		-3594,12		-3743,31		4,15%
	874,01		874,01		0,00%	
	1940,41	-4263,36	2055,95	-4812,89	5,95%	12,89%
	2151,92	-3361,49	2516,83	-3174,88	16,96%	-5,55%
V18	2349,1	-3237	2843,53	-3986,25	21,05%	23,15%
		-3653,93		-3419,48		-6,42%
V19	0,11		0,11		0,00%	
V20	0,11		0,11		0,00%	
V21		-2852,5		-2671,2		-6,36%
	2718,98	-2878,95	2530,29	-2647,96	-6,94%	-8,02%

Viga	TIPO 2					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
V1	1896,19	-5555,75	1981,33	-6477,07	4,49%	16,58%

Viga	TIPO 2					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
	1633,43	-4297,82	1964,16	-3578,4	20,25%	-16,74%
	926,85	-4347,2	860,2	-5297,54	-7,19%	21,86%
	1636,2	-4320,22	1990,78	-5653,34	21,67%	30,86%
	1892,01	-4279,14 -5583	1995,81	-3378,58 -6446,35	5,49%	-21,05% 15,46%
V2	2106,19	-2863,26 -2921,98	1742,9	-2398,35 -2577,79	-17,25%	-16,24% -11,78%
V3	1863,66	-3824,72 -3281,6	2153,96	-4553,3 -2561,42	15,58%	19,05% -21,95%
V4	902,88		902,88		0,00%	
V5	1872,41	-3260,49 -3845,87	2164,66	-2532,37 -4578,93	15,61%	-22,33% 19,06%
V6	1059,52		1059,52		0,00%	
V7	1484,6	-3749,65	1325,73	-4209,57	-10,70%	12,27%
	1630,76	-0,04	1679,92	-0,04	3,01%	0,00%
	1444,33	-3800,8	1737,16	-4585,36	20,27%	20,64%
	1092,64	-3925,7	852,48	-3795,24	-21,98%	-3,32%
	1464,73	-3853,4	1738,7	-3804,89	18,70%	-1,26%
	1625,11	-3839,16 -3768,29	1687,46	-4565,56 -4223,24	3,84%	18,92% 12,07%
V8	1051,23	-3613,55	1218,47	-4298,21	15,91%	18,95%
	1254,24	-2652,12	1358,64	-2746,44	8,32%	3,56%
	1088,8	-3094,9	638,07	-3549,89	-41,40%	14,70%
	1259,77	-3076	1355,07	-3563,86	7,56%	15,86%
	1044,06	-2668,88 -3632,96	1216,34	-2733,3 -4290,57	16,50%	2,41% 18,10%
V9	1406,28		1406,28		0,00%	
V10	1406,28		1406,28		0,00%	
V11	1462,93	-3952,6	1710,44	-4434,48	16,92%	12,19%
	1756,38	-2896,12	2043,7	-2680,27	16,36%	-7,45%
	1869,46	-2924,25	2300,53	-3571,01	23,06%	22,12%
		-3152,54		-2898,59		-8,06%
V12	874		874			
V13	0,11	-4,6	0,11	-3,69	0,00%	-19,78%
	1690,72	-4972,45	1724,3	-5363,44	1,99%	7,86%
	1995,24	-3524,49	1798,19	-3519,67	-9,88%	-0,14%

Viga	TIPO 2					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
	1713,33	-941,59	2019,63	-952,52	17,88%	1,16%
		-1624,41 -4324,56		-1521,31 -4694,45		-6,35% 8,55%
		-2994,54		-2912,06		-2,75%
V14	4,6	-4437,39	3,69	-5589,45	-19,78%	25,96%
	2184,16	-5291,56	3340,26	-4762,6	52,93%	-10,00%
	2392,02	-715,19	2942,58	-611,79	23,02%	-14,46%
	3452,56	-18,24	2948,56	-250,17	-14,60%	1271,55%
		-5972,28		-7187,94		20,36%
		-3135,82		-3091,7		-1,41%
V15	4,55	-4468,33	3,7	-5607,1	-18,68%	25,49%
	2211,26	-5280,89	3354,86	-4733	51,72%	-10,37%
	2397,24	-712,85	2964,05	-601,69	23,64%	-15,59%
	3411,75	-19,06	3446,72	-242,34	1,02%	1171,46%
		-5979,86		-7189,36		20,23%
		-3168,38		-3624,13		14,38%
V16	0,11	-4,55	0,11	-3,7	0,00%	-18,68%
	1690,28	-4979,46	1720,92	-5374,55	1,81%	7,93%
	1998,05	-3521,46	1749,24	-3524,9	-12,45%	0,10%
	1721,01	-941,76	1973	-972,91	14,64%	3,31%
		-1625,64		-1462,19		-10,05%
		-4329,21		-4591,82		6,07%
		-2988,65		-3019,61		1,04%
V17	874,01		874,01		0,00%	
V18	1463,2	-3959,28	1702,01	-4422,31	16,32%	11,69%
	1766,24	-2899,66	2035,91	-2702,21	15,27%	-6,81%
	1879,86	-2933,02	2305,03	-3568,31	22,62%	21,66%
		-3148,14		-2908,06		-7,63%
V19	0,11		0,11		0,00%	
V20	0,11		0,11		0,00%	
V21	2550,48	-2621,8 -2642,13	2295,9	-2371,33 -2348,1	-9,98%	-9,55% -11,13%

Viga	TIPO 3					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
V1	1865,73	-5155,57	1964,59	-6021,9	5,30%	16,80%
	1642,57	-3722,5	1902,54	-3134,68	15,83%	-15,79%
	400,24	-4165,01	305,99	-5067,53	-23,55%	21,67%
	1645,62	-4136,17	1923,02	-5368,51	16,86%	29,79%
	1861,63	-3704,25	1979,36	-2922,74	6,32%	-21,10%
		-5182,62		-5989,6		15,57%
V2	1340,97	-2124,12 -2152,78	999,89	-1682,32 -1832,09	-25,44%	-20,80% -14,90%
V3	1737,83	-3423,64 -2773,67	2012,1	-4112,73 -2083,83	15,78%	20,13% -24,87%
V4	902,88		902,88		0,00%	
V5	1746,3	-2753,15 -3444,38	2022,52	-2054,89 -4138,24	15,82%	-25,36% 20,14%
V6	1059,52		1059,52		0,00%	
V7	1337,42	-3413,39	1174,05	-3869,97	-12,22%	13,38%
	1623,09	-0,04	1637,79	-0,04	0,91%	0,00%
	1386,05	-3458,45	1614,55	-4220,4	16,49%	22,03%
	717,53	-3640,02	644,74	-3510,33	-10,14%	-3,56%
	1409,85	-3531,18	1630,59	-3487,29	15,66%	-1,24%
	1615,81	-3534,37 -3431,54	1639,24	-4219,63 -3885,5	1,45%	19,39% 13,23%
V8	932,09	-3319,44	1115,95	-3961,02	19,73%	19,33%
	1165,89	-2295,83	1262,49	-2378,61	8,29%	3,61%
	497,02	-2820,69	121,48	-3212,56	-75,56%	13,89%
	1171,37	-2802,26	1258,94	-3226,45	7,48%	15,14%
	929,05	-2311,96	1114,13	-2365,6	19,92%	2,32%
		-3337,61		-3954,26		18,48%
V9	1406,28		1406,28		0,00%	
V10	1406,28		1406,28		0,00%	
V11	1167,52	-3326,87	1375,94	-3739,1	17,85%	12,39%
	1096,37	-2272,91	1333,02	-2072,84	21,58%	-8,80%
	1185,65	-2378,44	1557,88	-2950,27	31,39%	24,04%
		-2469,13		-2221,67		-10,02%

Viga	TIPO 3					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
V12	874		874		0,00%	
V13	0,11	-4,51	0,11	-3,72	0,00%	-17,52%
	1548,35	-4373,51	1577,84	-4744,13	1,90%	8,47%
	1370,02	-2954,32	1188,11	-2923,24	-13,28%	-1,05%
	1243,32	-640,73	1406,54	-642,34	13,13%	0,25%
		-1347,17		-1253,64		-6,94%
V14		-3913,24		-4245,31		8,49%
		-2276,24		-2193,22		-3,65%
	4,51	-3731,37	3,72	-4804,57	-17,52%	28,76%
	1407,11	-4288,56	2493,91	-3727,33	77,24%	-13,09%
	2055,2	-293,3	2570,15	-174,42	25,06%	-40,53%
V15	2362,34	-5182,37	1661,76	-6319,29	-29,66%	21,94%
		-2044,1		-2008,00		-1,77%
	4,43	-3779,06	3,7	-4839	-16,48%	28,05%
	1450,03	-4267,28	2525,5	-3692,26	74,17%	-13,48%
	2065	-287,59	2595,16	-163,32	25,67%	-43,21%
V16	2307,04	-5198,1	2113,14	-6335,1	-8,40%	21,87%
		-2089,07		-2470,29		18,25%
	0,11	-4,43	0,11	-3,7	0,00%	-16,48%
	1548,04	-4380,47	1576,04	-4756,96	1,81%	8,59%
	1372,03	-2949,62	1143,56	-2923,24	-16,65%	-0,89%
V17	1242,93	-640,43	1361,59	-659,49	9,55%	2,98%
		-1348,03		-1198,17		-11,12%
		-3918,29		-4147,23		5,84%
		-2268,56		-2295,35		1,18%
	874,01		874,01		0,00%	
V18	1166,78	-3331,28	1365,56	-3726,5	17,04%	11,86%
	1085,51	-2276,24	1319,77	-2091,87	21,58%	-8,10%
	1195,29	-2386,55	1561,94	-2948,07	30,67%	23,53%
		-2461,63		-2225,49		-9,59%
V19	0,11		0,11		0,00%	
V20	0,11		0,11		0,00%	
V21	1819,41	-1881,54	1581,53	-1650,4	-13,07%	-12,28%
		-1902,72		-1634,66		-14,09%

Viga	TIPO 4					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
V1	1770,18	-5027,33	1926,02	-5902,39	8,80%	17,41%
	1621,44	-3046,78	1846,42	-2627,56	13,88%	-13,76%
	1,26	-4115,15	0,11	-5009,6	-91,27%	21,74%
	1624,64	-4086,06	1866,79	-5275,04	14,90%	29,10%
	1771,28	-3030,35	1935,53	-2435,54	9,27%	-19,63%
		-5051,92		-5863,8		16,07%
V2	581,54	-1373,62	422,86	-939,05	-27,29%	-31,64%
		-1338,38		-1020,79		-23,73%
V3	1581,37	-3137,22	1824,34	-3835,71	15,36%	22,26%
		-2303,06		-1590,95		-30,92%
V4	902,88		902,88		0,00%	
V5	1585,24	-2285,18	1834,31	-1562,44	15,71%	-31,63%
		-3154,35		-3858,57		22,33%
V6	1059,41		1059,41		0,00%	
V7	1065,33	-3237,95	886,12	-3714,64	-16,82%	14,72%
	1528,79	-0,04	1578,94	-0,04	3,28%	0,00%
	1452,28	-3173,97	1617	-3936,13	11,34%	24,01%
	389,23	-3128,01	298,54	-3016,46	-23,30%	-3,57%
	1449,36	-3073,35	1601,19	-3031,56	10,48%	-1,36%
	1529,62	-3240,61	1585,45	-3921	3,65%	21,00%
		-3245,18		-3721,15		14,67%
V8	859,62	-3099,05	1047,65	-3749,45	21,87%	20,99%
	1105,55	-1950,93	1167,29	-2039,85	5,58%	4,56%
	32,9	-2511,35	0,11	-2861,5	-99,67%	13,94%
	1106,31	-2497,23	1164,5	-2880,36	5,26%	15,34%
	860,23	-1963,53	1044,99	-2022,56	21,48%	3,01%
		-3111,04		-3736,76		20,11%
V9	1406,28		1406,28		0,00%	
V10	1406,28		1406,28		0,00%	
V11	973,42	-2765,83	1156,34	-3166,53	18,79%	14,49%
	457,08	-1614,95	650,95	-1408	42,41%	-12,81%
	732,31	-1848,08	876,74	-2391,45	19,72%	29,40%

Viga	TIPO 4					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
		-1733,26		-1456,29		-15,98%
V12	874		874		0,00%	
V13	0,11	-4,35	0,11	-3,86	0,00%	-11,26%
	1488,48	-3679,14	1527,14	-4057,21	2,60%	10,28%
	718,24	-2396,35	524,59	-2324,66	-26,96%	-2,99%
	1130,86	-357,42	1203,93	-357,42	6,46%	0,00%
		-1078,43		-976,43		-9,46%
V14		-3503,59		-3820,42		
		-1402,17		-1288,97		
	4,35	-2965,84	3,86	-4049,23	-11,26%	36,53%
	822,7	-3272,61	1651,23	-2657,17	100,71%	-18,81%
V15	1673,62	-4354,81	2190,83	-5487,81	30,90%	26,02%
	1314,92	-943,04	496,15	-897,05	-62,27%	-4,88%
	4,25	-3027,71	3,82	-4101,15	-10,12%	35,45%
V16	859,51	-3232,11	1695,19	-2617,35	97,23%	-19,02%
	1692,07	-4385,08	2219,44	-5507,67	31,17%	25,60%
	1239,32	-1005,26	927,98	-1326,08	-25,12%	31,91%
	0,11	-4,25	0,11	-3,82	0,00%	-10,12%
	1489,5	-3686,84	1523,98	-4072,63	2,31%	10,46%
V17	718,36	-2389,66	479,71	-2319,28	-33,22%	-2,95%
	1129,89	-357,45	1185,61	-372,9	4,93%	4,32%
		-1078,23		-921,5		-14,54%
		-3509,67		-3724,04		6,11%
V18		-1391,29		-1392,06		0,06%
V19	874,01		874,01		0,00%	
V20	971,83	-2769,16	1149,26	-3154,43	18,26%	13,91%
	439,16	-1617,38	630,04	-1424,16	43,46%	-11,95%
	736,9	-1856,85	879,38	-2391,32	19,34%	28,78%
		-1720,54		-1453,07		-15,55%
V21	0,11		0,11		0,00%	
V22	0,11		0,11		0,00%	
V23	1064,48	-1128,97	849,96	-916,04	-20,15%	-18,86%
		-1139,31		-894,25		-21,51%

Viga	COBERTURA					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
V1	2654,83	-4644,23	2709,7	-5376,71	2,07%	15,77%
	2468,49	-4525,2	2594,58	-4049,49	5,11%	-10,51%
	0,11	-4193,4	0,11	-4847,9	0,00%	15,61%
	2476,45	-4164,92	2542,99	-5129,86	2,69%	23,17%
	2651,28	-4542,09	2734,81	-3889,59	3,15%	-14,37%
		-4662,1		-5357,28		14,91%
V2	396,62	-954,55 -1030,36	364,46	-706,46 -862,33	2,07%	-25,99% -16,31%
V3	1712,65	-2136,25 -1281,13	1708,73	-2646,56 -792,07	2,07%	23,89% -38,17%
V4	514,2		514,2		0,00%	
V5	1708,23	-1267,79 -2143,96	1704,55	-772,64 -2658,74	2,07%	-39,06% 24,01%
V6	1159,39		1160,81		0,12%	
V7	1678,56	-2440,34	1547,26	-2766,98	-7,82%	13,39%
	2014,42	-0,04	1999,1	-0,04	-0,76%	0,00%
	1453,17	-2920,85	1662,72	-3423,51	14,42%	17,21%
	681,4	-2870,37	702,62	-2803,82	3,11%	-2,32%
	1447,77	-2854,02	1629,44	-2883,47	12,55%	1,03%
	1956,56	-2948,01	1957,13	-3373,97	0,03%	14,45%
		-2395		-2725,68		13,81%
V8	1087,44	-2555,42	1139,16	-3078,15	4,76%	20,46%
	1320,71	-1776,84	1403,03	-1762,5	6,23%	-0,81%
	37,96	-2399,59	67,75	-2750,8	78,48%	14,64%
	1322,12	-2391,39	1402,37	-2766,26	6,07%	15,68%
	1085,9	-1783,59	1140,14	-1749,8	4,99%	-1,89%
		-2561,42		-3065,27		19,67%
V9	1861,63		1861,63		0,00%	
V10	1861,66		1861,66		0,00%	
V11	1080,77	-1865,96	1167,17	-2160,84	7,99%	15,80%
	27,71	-1133,8	82,33	-923,15	197,11%	-18,58%
	708,55	-1256,73	682,82	-1727,22	-3,63%	37,44%

Viga	COBERTURA					
	Momentos fletores sem ISE		Momentos fletores com ISE		Diferença	
	Vãos	Nós	Vãos	Nós	Vãos	Nós
	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)	Md (kgf.m)
		-1197		-983,05		-17,87%
V13	0,11	-1,68	0,81	-0,42	636,36%	-75,00%
	1564,76	-3874,17	1607,32	-4108,86	2,72%	6,06%
	113,64	-1808,01	96,61	-1758,93	-14,99%	-2,71%
	881,48	-2738,26	894,76	-2941,6	1,51%	7,43%
		-888,41		-793,22		-10,71%
V14	1,68	-3326,9	0,42	-4011,45	-75,00%	20,58%
	883,61	-3633,45	1386,44	-3234,69	56,91%	-10,97%
	1940,88	-4444,95	2081,75	-5212,3	7,26%	17,26%
	228,47	-405,36	481,31	-792,94	110,67%	95,61%
V15	1,44	-3327,31	0,3	-4057,23	-79,17%	21,94%
	916,98	-3657,74	1419,97	-3254,62	54,85%	-11,02%
	1955,55	-4451,13	2104,66	-5205,44	7,62%	16,95%
	173,39	-450,6	732,18	-1059,32	322,27%	135,09%
V16	0,11	-1,44	0,91	-0,3	727,27%	-79,17%
	1564,46	-3878,94	1599,57	-4118,12	2,24%	6,17%
	113,89	-1799,81	111,21	-1761,73	-2,35%	-2,12%
	878,58	-2742,77	917,57	-2851,87	4,44%	3,98%
		-880,71		-860,36		-2,31%
V18	1076,1	-1867,1	1160,44	-2151,67	7,84%	15,24%
	23,78	-1135,69	70,63	-935,38	197,01%	-17,64%
	711,09	-1260,68	685,72	-1724,58	-3,57%	36,80%
		-1187,17		-979,19		-17,52%
V19	0,11		0,11		0,00%	
V20	0,11		0,11		0,00%	
V21	388,7	-450,49	300,49	-244,89	2,07%	-45,64%
		-445,12		-207,74		-53,33%
V22	121,67	-43,4	129,64	-37,88	6,55%	-12,72%

APÊNDICE B - ESFORÇOS NOS PILARES

Momentos fletores nos pilares (topo e base) na direção H

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (kgf x m)	COM ISE (kgf x m)	DIFERENÇA
MTOPO	P1	1	1066,00	639,00	-40,06%
MBASE	P1	1	2334,00	785,00	-66,37%
MTOPO	P2	1	524,00	1378,00	162,98%
MBASE	P2	1	1204,00	1036,00	-13,95%
MTOPO	P3	1	610,00	1689,00	176,89%
MBASE	P3	1	1229,00	709,00	-42,31%
MTOPO	P4	1	605,00	1495,00	147,11%
MBASE	P4	1	1224,00	1132,00	-7,52%
MTOPO	P5	1	529,00	1384,00	161,63%
MBASE	P5	1	1217,00	1012,00	-16,84%
MTOPO	P6	1	1059,00	641,00	-39,47%
MBASE	P6	1	2356,00	774,00	-67,15%
MTOPO	P7	1	399,00	2151,00	439,10%
MBASE	P7	1	5279,00	1984,00	-62,42%
MTOPO	P8	1	397,00	2402,00	505,04%
MBASE	P8	1	5281,00	1991,00	-62,30%
MTOPO	P9	1	1048,00	1821,00	73,76%
MBASE	P9	1	1786,00	1113,00	-37,68%
MTOPO	P10	1	202,00	650,00	221,78%
MBASE	P10	1	1010,00	582,00	-42,38%
MTOPO	P11	1	201,00	666,00	231,34%
MBASE	P11	1	1001,00	577,00	-42,36%
MTOPO	P12	1	1051,00	1821,00	73,26%
MBASE	P12	1	1791,00	1116,00	-37,69%
MTOPO	P13	1	990,00	1771,00	78,89%
MBASE	P13	1	1731,00	589,00	-65,97%
MTOPO	P14	1	936,00	1607,00	71,69%
MBASE	P14	1	1676,00	1373,00	-18,08%
MTOPO	P15	1	1302,00	1888,00	45,01%
MBASE	P15	1	5280,00	3316,00	-37,20%
MTOPO	P16	1	1302,00	1738,00	33,49%
MBASE	P16	1	5272,00	3261,00	-38,14%
MTOPO	P17	1	936,00	1649,00	76,18%
MBASE	P17	1	1677,00	1368,00	-18,43%
MTOPO	P18	1	992,00	1773,00	78,73%
MBASE	P18	1	1733,00	592,00	-65,84%
MTOPO	P19	1	838,00	892,00	6,44%
MBASE	P19	1	2534,00	449,00	-82,28%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (kgf x m)	COM ISE (kgf x m)	DIFERENÇA
MTOPO	P20	1	689,00	1673,00	142,82%
MBASE	P20	1	1322,00	1168,00	-11,65%
MTOPO	P21	1	697,00	2131,00	205,74%
MBASE	P21	1	1629,00	1615,00	-0,86%
MTOPO	P22	1	696,00	2087,00	199,86%
MBASE	P22	1	1628,00	1592,00	-2,21%
MTOPO	P23	1	696,00	1662,00	138,79%
MBASE	P23	1	1335,00	1159,00	-13,18%
MTOPO	P24	1	834,00	891,00	6,83%
MBASE	P24	1	2558,00	445,00	-82,60%
MTOPO	P1	2	2893,00	3468,00	19,88%
MBASE	P1	2	3013,00	3193,00	5,97%
MTOPO	P2	2	1692,00	1955,00	15,54%
MBASE	P2	2	1770,00	1973,00	11,47%
MTOPO	P3	2	2425,00	3119,00	28,62%
MBASE	P3	2	2174,00	2843,00	30,77%
MTOPO	P4	2	2411,00	2798,00	16,05%
MBASE	P4	2	2158,00	2473,00	14,60%
MTOPO	P5	2	1676,00	2083,00	24,28%
MBASE	P5	2	1752,00	2106,00	20,21%
MTOPO	P6	2	2906,00	3454,00	18,86%
MBASE	P6	2	3036,00	3180,00	4,74%
MTOPO	P7	2	5684,00	6415,00	12,86%
MBASE	P7	2	6554,00	6734,00	2,75%
MTOPO	P8	2	5691,00	6935,00	21,86%
MBASE	P8	2	6558,00	7366,00	12,32%
MTOPO	P9	2	2638,00	2742,00	3,94%
MBASE	P9	2	2723,00	2741,00	0,66%
MTOPO	P10	2	1751,00	1470,00	-16,05%
MBASE	P10	2	1634,00	1291,00	-20,99%
MTOPO	P11	2	1742,00	1457,00	-16,36%
MBASE	P11	2	1622,00	1278,00	-21,21%
MTOPO	P12	2	2646,00	2740,00	3,55%
MBASE	P12	2	2731,00	2739,00	0,29%
MTOPO	P13	2	2681,00	2995,00	11,71%
MBASE	P13	2	2728,00	3021,00	10,74%
MTOPO	P14	2	2970,00	3127,00	5,29%
MBASE	P14	2	2874,00	2989,00	4,00%
MTOPO	P15	2	4802,00	5425,00	12,97%
MBASE	P15	2	5956,00	5829,00	-2,13%
MTOPO	P16	2	4810,00	5479,00	13,91%
MBASE	P16	2	5963,00	5912,00	-0,86%
MTOPO	P17	2	2972,00	3087,00	3,87%
MBASE	P17	2	2876,00	2951,00	2,61%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (kgf x m)	COM ISE (kgf x m)	DIFERENÇA
MTOPO	P18	2	2684,00	3001,00	11,81%
MBASE	P18	2	2731,00	3028,00	10,88%
MTOPO	P19	2	1855,00	2188,00	17,95%
MBASE	P19	2	2308,00	2277,00	-1,34%
MTOPO	P20	2	1590,00	2005,00	26,10%
MBASE	P20	2	1562,00	1908,00	22,15%
MTOPO	P21	2	2037,00	1925,00	-5,50%
MBASE	P21	2	1875,00	2394,00	27,68%
MTOPO	P22	2	2034,00	1940,00	-4,62%
MBASE	P22	2	1875,00	2416,00	28,85%
MTOPO	P23	2	1604,00	1993,00	24,25%
MBASE	P23	2	1577,00	1896,00	20,23%
MTOPO	P24	2	1867,00	2181,00	16,82%
MBASE	P24	2	2326,00	2268,00	-2,49%
MTOPO	P1	3	3343,00	3865,00	15,61%
MBASE	P1	3	3078,00	3567,00	15,89%
MTOPO	P2	3	1665,00	1827,00	9,73%
MBASE	P2	3	1629,00	1775,00	8,96%
MTOPO	P3	3	2721,00	3239,00	19,04%
MBASE	P3	3	2694,00	3209,00	19,12%
MTOPO	P4	3	2705,00	2985,00	10,35%
MBASE	P4	3	2677,00	2943,00	9,94%
MTOPO	P5	3	1647,00	1927,00	17,00%
MBASE	P5	3	1610,00	1878,00	16,65%
MTOPO	P6	3	3353,00	3843,00	14,61%
MBASE	P6	3	3092,00	3554,00	14,94%
MTOPO	P7	3	5695,00	6357,00	11,62%
MBASE	P7	3	5151,00	5772,00	12,06%
MTOPO	P8	3	5714,00	6674,00	16,80%
MBASE	P8	3	5163,00	6064,00	17,45%
MTOPO	P9	3	2614,00	2631,00	0,65%
MBASE	P9	3	2577,00	2565,00	-0,47%
MTOPO	P10	3	1844,00	1483,00	-19,58%
MBASE	P10	3	1842,00	1452,00	-21,17%
MTOPO	P11	3	1835,00	1472,00	-19,78%
MBASE	P11	3	1833,00	1438,00	-21,55%
MTOPO	P12	3	2627,00	2638,00	0,42%
MBASE	P12	3	2590,00	2573,00	-0,66%
MTOPO	P13	3	2604,00	2742,00	5,30%
MBASE	P13	3	2572,00	2699,00	4,94%
MTOPO	P14	3	3050,00	2940,00	-3,61%
MBASE	P14	3	3004,00	2864,00	-4,66%
MTOPO	P15	3	4826,00	5322,00	10,28%
MBASE	P15	3	4252,00	4677,00	10,00%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (kgf x m)	COM ISE (kgf x m)	DIFERENÇA
MTOPO	P16	3	4839,00	5309,00	9,71%
MBASE	P16	3	4263,00	4643,00	8,91%
MTOPO	P17	3	3051,00	2906,00	-4,75%
MBASE	P17	3	3004,00	2828,00	-5,86%
MTOPO	P18	3	2603,00	2750,00	5,65%
MBASE	P18	3	2570,00	2707,00	5,33%
MTOPO	P19	3	2062,00	2439,00	18,28%
MBASE	P19	3	1732,00	2106,00	21,59%
MTOPO	P20	3	1736,00	2101,00	21,03%
MBASE	P20	3	1681,00	2038,00	21,24%
MTOPO	P21	3	2234,00	2034,00	-8,95%
MBASE	P21	3	2196,00	1986,00	-9,56%
MTOPO	P22	3	2223,00	2026,00	-8,86%
MBASE	P22	3	2187,00	1977,00	-9,60%
MTOPO	P23	3	1750,00	2090,00	19,43%
MBASE	P23	3	1696,00	2027,00	19,52%
MTOPO	P24	3	2068,00	2430,00	17,50%
MBASE	P24	3	1739,00	2102,00	20,87%
MTOPO	P1	4	3283,00	3777,00	15,05%
MBASE	P1	4	2625,00	3084,00	17,49%
MTOPO	P2	4	1318,00	1460,00	10,77%
MBASE	P2	4	1216,00	1354,00	11,35%
MTOPO	P3	4	2396,00	2866,00	19,62%
MBASE	P3	4	2276,00	2750,00	20,83%
MTOPO	P4	4	2378,00	2637,00	10,89%
MBASE	P4	4	2257,00	2510,00	11,21%
MTOPO	P5	4	1296,00	1543,00	19,06%
MBASE	P5	4	1194,00	1440,00	20,60%
MTOPO	P6	4	3302,00	3764,00	13,99%
MBASE	P6	4	2644,00	3075,00	16,30%
MTOPO	P7	4	4650,00	5262,00	13,16%
MBASE	P7	4	3652,00	4229,00	15,80%
MTOPO	P8	4	4687,00	5569,00	18,82%
MBASE	P8	4	3683,00	4553,00	23,62%
MTOPO	P9	4	2018,00	2028,00	0,50%
MBASE	P9	4	1903,00	1901,00	-0,11%
MTOPO	P10	4	1586,00	1234,00	-22,19%
MBASE	P10	4	1436,00	1081,00	-24,72%
MTOPO	P11	4	1573,00	1219,00	-22,50%
MBASE	P11	4	1424,00	1065,00	-25,21%
MTOPO	P12	4	2031,00	2036,00	0,25%
MBASE	P12	4	1916,00	1908,00	-0,42%
MTOPO	P13	4	1994,00	2098,00	5,22%
MBASE	P13	4	1879,00	1986,00	5,69%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (kgf x m)	COM ISE (kgf x m)	DIFERENÇA
MTOPO	P14	4	2489,00	2381,00	-4,34%
MBASE	P14	4	2359,00	2246,00	-4,79%
MTOPO	P15	4	3926,00	4298,00	9,48%
MBASE	P15	4	2898,00	3243,00	11,90%
MTOPO	P16	4	3941,00	4300,00	9,11%
MBASE	P16	4	2914,00	3250,00	11,53%
MTOPO	P17	4	2489,00	2348,00	-5,66%
MBASE	P17	4	2358,00	2211,00	-6,23%
MTOPO	P18	4	1990,00	2101,00	5,58%
MBASE	P18	4	1874,00	1989,00	6,14%
MTOPO	P19	4	1999,00	2340,00	17,06%
MBASE	P19	4	1474,00	1779,00	20,69%
MTOPO	P20	4	1470,00	1810,00	23,13%
MBASE	P20	4	1370,00	1707,00	24,60%
MTOPO	P21	4	1833,00	1616,00	-11,84%
MBASE	P21	4	1625,00	1401,00	-13,78%
MTOPO	P22	4	1814,00	1604,00	-11,58%
MBASE	P22	4	1610,00	1392,00	-13,54%
MTOPO	P23	4	1488,00	1803,00	21,17%
MBASE	P23	4	1387,00	1700,00	22,57%
MTOPO	P24	4	2014,00	2341,00	16,24%
MBASE	P24	4	1488,00	1780,00	19,62%
MTOPO	P1	5	2473,00	2871,00	16,09%
MBASE	P1	5	2280,00	2738,00	20,09%
MTOPO	P2	5	911,00	1060,00	16,36%
MBASE	P2	5	826,00	956,00	15,74%
MTOPO	P3	5	1907,00	2326,00	21,97%
MBASE	P3	5	1869,00	2300,00	23,06%
MTOPO	P4	5	1893,00	2127,00	12,36%
MBASE	P4	5	1855,00	2092,00	12,78%
MTOPO	P5	5	892,00	1101,00	23,43%
MBASE	P5	5	806,00	1022,00	26,80%
MTOPO	P6	5	2486,00	2851,00	14,68%
MBASE	P6	5	2291,00	2719,00	18,68%
MTOPO	P7	5	3378,00	3905,00	15,60%
MBASE	P7	5	2443,00	2990,00	22,39%
MTOPO	P8	5	3426,00	4194,00	22,42%
MBASE	P8	5	2488,00	3279,00	31,79%
MTOPO	P9	5	1348,00	1359,00	0,82%
MBASE	P9	5	1242,00	1244,00	0,16%
MTOPO	P10	5	1282,00	979,00	-23,63%
MBASE	P10	5	1184,00	849,00	-28,29%
MTOPO	P11	5	1273,00	967,00	-24,04%
MBASE	P11	5	1176,00	836,00	-28,91%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (kgf x m)	COM ISE (kgf x m)	DIFERENÇA
MTOPO	P12	5	1363,00	1369,00	0,44%
MBASE	P12	5	1256,00	1254,00	-0,16%
MTOPO	P13	5	1313,00	1396,00	6,32%
MBASE	P13	5	1207,00	1290,00	6,88%
MTOPO	P14	5	1898,00	1790,00	-5,69%
MBASE	P14	5	1757,00	1642,00	-6,55%
MTOPO	P15	5	2976,00	3403,00	14,35%
MBASE	P15	5	1925,00	2278,00	18,34%
MTOPO	P16	5	3009,00	3421,00	13,69%
MBASE	P16	5	1950,00	2287,00	17,28%
MTOPO	P17	5	1896,00	1757,00	-7,33%
MBASE	P17	5	1755,00	1608,00	-8,38%
MTOPO	P18	5	1305,00	1394,00	6,82%
MBASE	P18	5	1199,00	1287,00	7,34%
MTOPO	P19	5	1584,00	1865,00	17,74%
MBASE	P19	5	1233,00	1533,00	24,33%
MTOPO	P20	5	1166,00	1481,00	27,02%
MBASE	P20	5	1072,00	1390,00	29,66%
MTOPO	P21	5	1404,00	1230,00	-12,39%
MBASE	P21	5	1227,00	1025,00	-16,46%
MTOPO	P22	5	1380,00	1214,00	-12,03%
MBASE	P22	5	1204,00	1010,00	-16,11%
MTOPO	P23	5	1180,00	1471,00	24,66%
MBASE	P23	5	1084,00	1379,00	27,21%
MTOPO	P24	5	1594,00	1865,00	17,00%
MBASE	P24	5	1237,00	1526,00	23,36%
MTOPO	P1	6	5114,00	5893,00	15,23%
MBASE	P1	6	3134,00	3704,00	18,19%
MTOPO	P2	6	575,00	818,00	42,26%
MBASE	P2	6	462,00	662,00	43,29%
MTOPO	P3	6	2529,00	3068,00	21,31%
MBASE	P3	6	1911,00	2381,00	24,59%
MTOPO	P4	6	2515,00	2829,00	12,49%
MBASE	P4	6	1898,00	2166,00	14,12%
MTOPO	P5	6	550,00	827,00	50,36%
MBASE	P5	6	440,00	675,00	53,41%
MTOPO	P6	6	5134,00	5876,00	14,45%
MBASE	P6	6	4148,00	3685,00	-11,16%
MTOPO	P7	6	2876,00	3896,00	35,47%
MBASE	P7	6	1588,00	2457,00	54,72%
MTOPO	P8	6	2990,00	4209,00	40,77%
MBASE	P8	6	1675,00	2743,00	63,76%
MTOPO	P9	6	864,00	874,00	1,16%
MBASE	P9	6	695,00	708,00	1,87%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (kgf x m)	COM ISE (kgf x m)	DIFERENÇA
MTOPO	P10	6	1274,00	788,00	-38,15%
MBASE	P10	6	1016,00	613,00	-39,67%
MTOPO	P11	6	1260,00	770,00	-38,89%
MBASE	P11	6	1007,00	599,00	-40,52%
MTOPO	P12	6	885,00	892,00	0,79%
MBASE	P12	6	714,00	725,00	1,54%
MTOPO	P13	6	787,00	833,00	5,84%
MBASE	P13	6	603,00	640,00	6,14%
MTOPO	P14	6	1304,00	1126,00	-13,65%
MBASE	P14	6	1172,00	1004,00	-14,33%
MTOPO	P15	6	1668,00	1576,00	-5,52%
MBASE	P15	6	952,00	1151,00	20,90%
MTOPO	P16	6	1639,00	1540,00	-6,04%
MBASE	P16	6	960,00	1149,00	19,69%
MTOPO	P17	6	1298,00	1080,00	-16,80%
MBASE	P17	6	1167,00	964,00	-17,40%
MTOPO	P18	6	770,00	821,00	6,62%
MBASE	P18	6	588,00	629,00	6,97%
MTOPO	P19	6	2471,00	2986,00	20,84%
MBASE	P19	6	1514,00	1929,00	27,41%
MTOPO	P20	6	991,00	1399,00	41,17%
MBASE	P20	6	842,00	1197,00	42,16%
MTOPO	P21	6	1213,00	847,00	-30,17%
MBASE	P21	6	905,00	623,00	-31,16%
MTOPO	P22	6	1161,00	812,00	-30,06%
MBASE	P22	6	868,00	597,00	-31,22%
MTOPO	P23	6	1002,00	1381,00	37,82%
MBASE	P23	6	850,00	1180,00	38,82%
MTOPO	P24	6	2477,00	2974,00	20,06%
MBASE	P24	6	1515,00	1914,00	26,34%
MTOPO	P7	7	1274,00	1974,00	54,95%
MBASE	P7	7	1894,00	2097,00	10,72%
MTOPO	P8	7	1170,00	1891,00	61,62%
MBASE	P8	7	1854,00	2197,00	18,50%
MTOPO	P15	7	750,00	1340,00	78,67%
MBASE	P15	7	2158,00	3128,00	44,95%
MTOPO	P16	7	859,00	1208,00	40,63%
MBASE	P16	7	2328,00	3279,00	40,85%

APÊNDICE C - ESFORÇOS NORMAIS NOS PILARES

Esforços normais nos pilares

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P1	6	12,86	13,1	1,87%
N	P1	5	23,54	24,08	2,29%
N	P1	4	34,3	35,14	2,45%
N	P1	3	45,22	46,36	2,52%
N	P1	2	56,11	57,56	2,58%
N	P1	1	59,42	61,52	3,53%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P2	6	20,05	19,26	-3,94%
N	P2	5	34,89	33,16	-4,96%
N	P2	4	50,4	47,74	-5,28%
N	P2	3	66,35	62,74	-5,44%
N	P2	2	82,95	78,38	-5,51%
N	P2	1	86,66	81,24	-6,25%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P3	6	11,73	12,56	7,08%
N	P3	5	21,09	22,07	4,65%
N	P3	4	31,08	31,69	1,96%
N	P3	3	42,73	42,57	-0,37%
N	P3	2	55,17	54,28	-1,61%
N	P3	1	61,62	61,06	-0,91%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P4	6	11,78	13,47	14,35%
N	P4	5	21,21	24,19	14,05%
N	P4	4	31,25	35,73	14,34%
N	P4	3	42,93	48,32	12,56%
N	P4	2	55,39	62,26	12,40%
N	P4	1	61,85	71,59	15,75%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P5	6	20,06	19,16	-4,49%
N	P5	5	34,9	32,99	-5,47%
N	P5	4	50,41	47,49	-5,79%
N	P5	3	66,36	62,36	-6,03%
N	P5	2	82,96	77,84	-6,17%
N	P5	1	86,68	80,45	-7,19%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
---------	-------	-------	--------------	--------------	-----------

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P6	6	12,87	13,11	1,86%
N	P6	5	23,57	24,09	2,21%
N	P6	4	34,35	35,15	2,33%
N	P6	3	45,28	46,37	2,41%
N	P6	2	56,19	57,57	2,46%
N	P6	1	59,5	61,54	3,43%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P7	7	19,34	19,86	2,69%
N	P7	6	31,51	31,91	1,27%
N	P7	5	40,81	41,24	1,05%
N	P7	4	51,07	50,38	-1,35%
N	P7	3	61,72	59,04	-4,34%
N	P7	2	72,58	68,66	-5,40%
N	P7	1	76,98	72,53	-5,78%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P8	7	21,36	22,97	7,54%
N	P8	6	33,55	34,8	3,73%
N	P8	5	42,74	43,87	2,64%
N	P8	4	52,96	52,68	-0,53%
N	P8	3	63,61	60,96	-4,17%
N	P8	2	74,52	70,03	-6,03%
N	P8	1	78,87	73,2	-7,19%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P9	6	7,98	8,87	11,15%
N	P9	5	16,17	18,19	12,49%
N	P9	4	24,39	27,59	13,12%
N	P9	3	32,68	37,2	13,83%
N	P9	2	40,97	46,99	14,69%
N	P9	1	44,42	52,25	17,63%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P10	6	11,5	11,37	-1,13%
N	P10	5	23,92	23,26	-2,76%
N	P10	4	36,34	35	-3,69%
N	P10	3	48,84	46,95	-3,87%
N	P10	2	61,22	58,79	-3,97%
N	P10	1	64,94	61,93	-4,64%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P11	6	11,49	11,24	-2,18%
N	P11	5	23,9	22,97	-3,89%
N	P11	4	36,3	34,51	-4,93%
N	P11	3	48,79	46,29	-5,12%
N	P11	2	61,17	57,92	-5,31%
N	P11	1	64,88	60,85	-6,21%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P12	6	7,97	8,84	10,92%
N	P12	5	16,14	18,15	12,45%
N	P12	4	24,36	27,55	13,10%
N	P12	3	32,66	37,15	13,75%
N	P12	2	40,95	46,94	14,63%
N	P12	1	44,41	52,2	17,54%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P13	6	8,93	8,59	-3,81%
N	P13	5	17,07	16,27	-4,69%
N	P13	4	25,38	24,12	-4,96%
N	P13	3	33,86	32,03	-5,40%
N	P13	2	42,45	39,93	-5,94%
N	P13	1	45,81	42,48	-7,27%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P14	6	14,42	14,5	0,55%
N	P14	5	28,04	27,99	-0,18%
N	P14	4	42,03	41,75	-0,67%
N	P14	3	56,41	56,06	-0,62%
N	P14	2	71,23	70,91	-0,45%
N	P14	1	75,66	75,44	-0,29%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P15	7	21,92	22,75	3,79%
N	P15	6	38,19	37,43	-1,99%
N	P15	5	51,29	48,55	-5,34%
N	P15	4	68,23	63,56	-6,84%
N	P15	3	85,47	78,83	-7,77%
N	P15	2	102,92	94,28	-8,39%
N	P15	1	111,84	101,14	-9,57%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P16	7	18,99	18,8	-1,00%
N	P16	6	39,71	38,05	-4,18%
N	P16	5	55,32	51,82	-6,33%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P16	4	72,01	66,68	-7,40%
N	P16	3	89,09	81,86	-8,12%
N	P16	2	106,22	97,1	-8,59%
N	P16	1	111,91	100,98	-9,77%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P17	6	14,38	14,47	0,63%
N	P17	5	28,03	28,01	-0,07%
N	P17	4	42,06	41,84	-0,52%
N	P17	3	56,47	56,23	-0,43%
N	P17	2	71,3	71,15	-0,21%
N	P17	1	75,76	75,79	0,04%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P18	6	8,68	8,36	-3,69%
N	P18	5	16,85	16,09	-4,51%
N	P18	4	25,18	23,97	-4,81%
N	P18	3	33,68	31,92	-5,23%
N	P18	2	42,29	39,85	-5,77%
N	P18	1	45,66	42,43	-7,07%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P19	6	7,05	7,53	6,81%
N	P19	5	14,03	15,09	7,56%
N	P19	4	21,05	22,7	7,84%
N	P19	3	28,47	30,69	7,80%
N	P19	2	35,91	38,84	8,16%
N	P19	1	39,58	43,53	9,98%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P20	6	15,15	14,94	-1,39%
N	P20	5	27,7	27,31	-1,41%
N	P20	4	40,63	40,03	-1,48%
N	P20	3	53,86	53,03	-1,54%
N	P20	2	67,42	66,39	-1,53%
N	P20	1	71,32	70,19	-1,58%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P21	6	13,86	14,85	7,14%
N	P21	5	25,24	26,85	6,38%
N	P21	4	37,13	39,35	5,98%
N	P21	3	49,93	52,15	4,45%
N	P21	2	63,54	65,24	2,68%
N	P21	1	67,68	71,51	5,66%

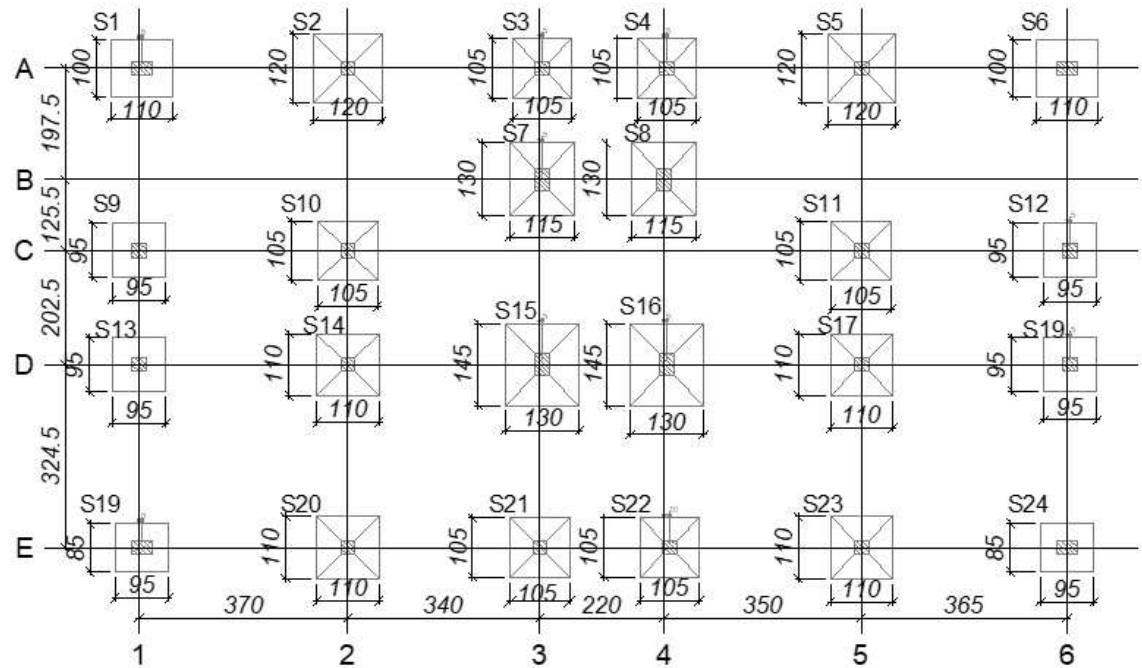
ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P22	6	13,86	14,82	6,93%
N	P22	5	25,29	26,83	6,09%
N	P22	4	37,24	39,34	5,64%
N	P22	3	50,07	52,14	4,13%
N	P22	2	63,74	65,22	2,32%
N	P22	1	67,88	71,49	5,32%

ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P23	6	15,15	14,94	-1,39%
N	P23	5	27,71	27,31	-1,44%
N	P23	4	40,64	40,03	-1,50%
N	P23	3	53,88	53,03	-1,58%
N	P23	2	67,44	66,38	-1,57%
N	P23	1	71,35	70,18	-1,64%

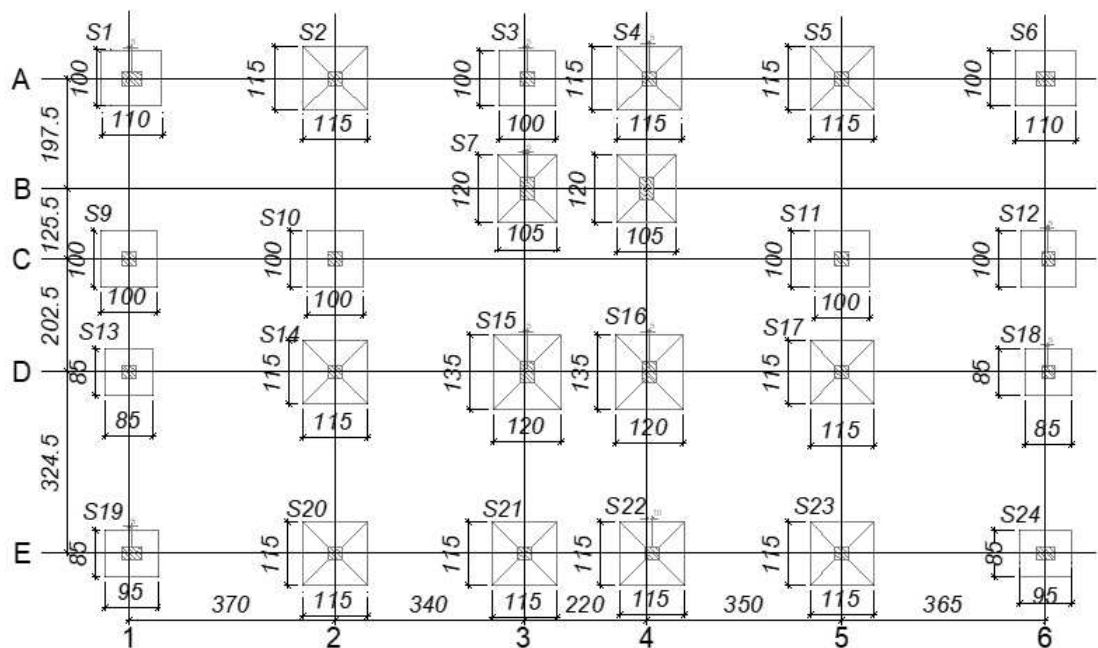
ESFORÇO	PILAR	LANCE	SEM ISE (tf)	COM ISE (tf)	DIFERENÇA
N	P24	6	7,05	7,52	6,67%
N	P24	5	14,03	15,06	7,34%
N	P24	4	21,07	22,66	7,55%
N	P24	3	28,5	30,65	7,54%
N	P24	2	35,96	38,79	7,87%
N	P24	1	39,64	43,47	9,66%

APÊNDICE D – PLANTA DE LOCAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

Locação e dimensão das sapatas do edifício sem interação solo-estrutura



Locação e dimensão das sapatas do edifício após interação solo-estrutura



ANEXO I – SONDAGEM SP 01

				PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO			
DIÂMETRO DO AMOSTRADOR				PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA	In c al: Seco m SONDAGEM = SP- 01		
Interno: 35 mm		Externo: 50 mm			Após 24 horas: Seco m In c o: 17.09.2018		
Prof Revest: 2,00 m		Oper.: Carlos L nhares			Altura Lâmina na d'água: — m Têrmino: 18.09.2018		
Nivel D'água	Prof.: (m)	Amostra	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PENETRAÇÃO DO AMOSTRADOR			
				1º./30	2º./30	In c al	F nal

0,00	SUPERFÍCIE DO TERRENO	
0,06	Solo vegetal.	
1,10	Areia fina silteosa de cor avermelhada, compacta. (Aterro)	
	Areia silto-argilosa com pedregulho laterítico de cor variegada, compacta.	
5,45	Obs: Sondagem interrompida por solicitação do cliente-contratante. Sondagem em desconformidade com a norma NBR-6484 da ABNT.	
	LIMITE DA SONDAGEM= 5,45 m	

10	20	30	40	50	60
21	29				
24	33				
25	30				
19	24				
14	19				

CLIENTE:		Coordenadas	
OBRA: IEMA - VILA EMBRATEL		X=	Y=
		Cota=	
		Engº. Raimundo Nonato R. Viana CREA - MA 4653/D	

ANEXO II – SONDAGEM SP 02

GEOCRET				PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO			
DIÂMETRO DO AMOSTRADOR				PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA	In c al: Seco m		SONDAGEM = SP- 02
Interno: 35 mm		Externo: 50 mm			Após 24 horas: Seco m		In c o: 18.09.2018
Prof Revest: 2,00 m		Oper.: Carlos L nhares			Altura Lâmina d'água: — m		Término: 19.09.2018
Nível D'água	Prof.: (m)	Amostra	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PENETRAÇÃO DO AMOSTRADOR			
				1º./30	2º./30	In c al	F nal

0,00	0,23	0,44	5,45	SUPERFÍCIE DO TERRENO Solo vegetal. Areia fina a média silteosa com pedregulho laterítico de cor avermelhada, compacta. (Aterro) Areia silte-argilosa com pedregulho laterítico de cor variegada, compacta. Obs: Sondagem interrompida por solicitação do cliente-contratante. Sondagem em desconformidade com a norma NBR-6484 da ABNT. LIMITE DA SONDAGEM= 5,45 m	10 20 30 40 50 60
------	------	------	------	---	--

CLIENTE: OBRA: IEMA - VILA EMBRATEL	Coordenadas X= Y= Cota= Engº. Raimundo Nonato R. Viana CREA - MA 4653/D
---	---

ANEXO III – SONDAGEM SP 03

GEOCRET				PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO			
DIÂMETRO DO AMOSTRADOR				PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA	Início: Seco m		SONDAGEM = SP- 03
Interno: 35 mm		Externo: 50 mm			Após 24 horas: Seco m		Início: 19.09.2018
Prof Revest: 2,00 m		Oper.: Carlos L. nhares			Altura Lâmina d'água: — m		Término: 19.09.2018
Nível D'água	Prof.: (m)	Amostra	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PENETRAÇÃO DO AMOSTRADOR			
				1º./30	2º./30	Início	Fim

0,00	0,09	0,51	5,45	SUPERFÍCIE DO TERRENO Solo vegetal. Areia fina a média siltosa com pedregulho laterítico de cor avermelhada, compacta. (Aterro) Areia siltosa-argilosa com pedregulho laterítico de cor variegada, compacta. Obs: Sondagem interrompida por solicitação do cliente-contratante. Sondagem em desconformidade com a norma NBR-6484 da ABNT. LIMITE DA SONDAGEM= 5,45 m	10 20 30 40 50 60
------	------	------	------	--	--

CLIENTE:	Coordenadas	
OBRA: IEMA - VILA EMBRATEL	X=	Y=
	Cota=	
Engº. Raimundo Nonato R. Viana CREA - MA 4653/D		