



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

DAVI FONSECA BORGES

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS SOBRE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA**

**Palmas – TO
2016**

DAVI FONSECA BORGES

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS SOBRE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA**

Monografia apresentada como requisito para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel Araújo Jr.

**Palmas – TO
2016**

DAVI FONSECA BORGES

ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS SOBRE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA

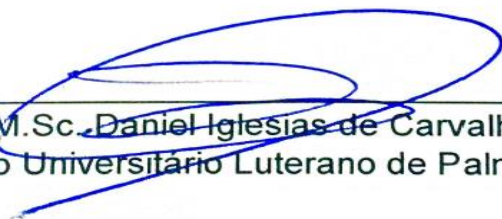
Monografia apresentada como requisito para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Aprovado em 14 de maio de 2016.

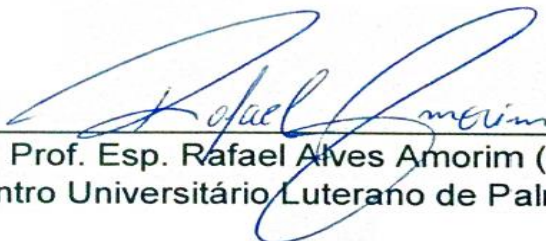
BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior (Orientador)
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. M.Sc. Daniel Iglesias de Carvalho (Avaliador)
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Rafael Alves Amorim (Avaliador)
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Juarez Marinho Borges e Jussandra Fonseca Borges, que sempre me apoiaram na busca por essa conquista e em toda a minha jornada de vida.

Dedico também a meus irmãos, Lucas Fonseca Borges e Tiago Fonseca Borges, que estiveram sempre presentes em todos os momentos. E a toda minha família e amigos.

AGRADECIMENTOS

Ao justo e poderoso Deus por me conceder o prazer da vida e por me guiar por todos esses anos, coloco aqui toda a minha gratidão.

Agradeço aos meus pais e a todos os meus familiares, que de uma forma ou de outra me ajudaram e incentivaram nesta caminhada.

A todos os mestres, desde as séries iniciais até hoje, por proporcionarem a mim muita sabedoria, além de todo empenho ao ensinar, em específico o meu orientador deste trabalho Professor Mestre Roldão Pimentel de Araújo Júnior.

Aos amigos (as), pessoas extremamente importantes para mim.

“Assim como a planta é o projeto de uma construção civil, o sonho é um projeto de construção da vida.”

Autor Desconhecido.

RESUMO

BORGES, Davi Fonseca. **ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS SOBRE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA, Palmas - TO.

O presente trabalho trata-se de um estudo dos efeitos da interação solo-estrutura (ISE) em um edifício de múltiplos pavimentos sobre fundações rasas do tipo sapata. A consideração de apoios rígidos ou engastados, vem sendo utilizada nos cálculos de projetos de estruturas de concreto armado há algum tempo pelos projetistas para representar as fundações das edificações. Isso devido à dificuldade que se encontrava no passado de calcular manualmente o comportamento das edificações sobre apoios flexíveis (característica dos solos). Entretanto, com a evolução de tecnologias computacionais acompanhada do desenvolvimento de softwares, já é possível simular análises mais realistas, que consideram a movimentação do solo solicitado pelas fundações. Mesmo com o surgimento dos softwares, os projetistas continuam elaborando projetos estruturais pelo método convencional, possivelmente pela carência de conhecimento, ou pela ausência de interação com os projetistas geotécnicos. Diante de tais fatos, propõe-se um método prático com a utilização do Software AltoQi Eberick em que se aplique a interação solo-estrutura. Em seguida, busca-se demonstrar que a análise conjunta do solo e a estrutura permite uma estimativa melhor dos esforços atuantes nas vigas e pilares do que quando considerada a independência desses sistemas.

Palavras chave: Interação solo-estrutura; Apoio rígido; Apoio Flexível; Sapatas; Eberick.

ABSTRACT

BORGES, David Fonseca. **STUDY OF THE INTERACTION OF SOIL-STRUCTURE A MULTIPLE BUILDING FLOORS ON FOUNDATIONS SHOE TYPE**. 2016. Work Completion of course (Bachelor of Civil Engineering). University Center of Lutheran Palmas - CEULP / ULBRA, Palmas - TO.

This work it is a study of the effects of soil-structure interaction (SSI) in a building with multiple floors on shallow foundations shoe type. The consideration of rigid or hard support, has been used in the calculations projects of reinforced concrete structures for some time by the designers to represent the foundations of buildings. This is due to the difficulty was in the past to manually calculate the behavior of buildings on flexible supports (soil characteristic). However, with the evolution of the monitored computer software development technologies it is possible to simulate more realistic analyzes that consider the movement of the soil requested by foundations. Even with the emergence of software, designers continue developing structural designs by the conventional method, possibly due to lack of knowledge, or the lack of interaction with geotechnical designers. Given these facts, we propose a practical method using the Software AltoQi Eberick that apply to soil-structure interaction. Then it seeks to demonstrate that the joint analysis of the soil and the structure allows a better estimate of the forces acting on beams and pillars of that when considering the independence of these systems.

Keywords: soil-structure interaction; hard support; Flexible support; shoes; Eberick.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos estruturais da superestrutura.....	17
Figura 2 – Sistema superestrutura - infraestrutura - solo de fundação.....	21
Figura 3 – Bulbo de pressões e SPTmédio.....	25
Figura 4 - Geometria de uma sapata isolada.....	26
Figura 5 – Modelo de Winkler: deformabilidade do solo através de molas.....	29
Figura 6 – (a) coeficiente de mola, quociente entre força e deslocamento; (b) coeficiente de reação vertical, quociente entre pressão e deslocamento.....	30
Figura 7 – Modelo do Pórtico espacial a ser analisado.....	37
Figura 8 - Planta baixa em análise.....	38
Figura 9 – Corte esquemático da estrutura em análise.....	39
Figura 10 – Configuração das características dos materiais.....	40
Figura 11 – Configuração da classe de concreto.....	40
Figura 12 - Configurações do vento.....	41
Figura 13 – Configuração dos vínculos de apoio da fundação.....	42
Figura 14 – Fluxograma para o cálculo do coeficiente da mola.....	44
Figura 15 - Fluxograma da metodologia de cálculo com a utilização da ISE.....	44
Figura 16 - Perfil de sondagem SPT do solo.....	46
Figura 17 – Modelagem do edifício estudado.....	46
Figura 18 – Geometria dos pavimentos do edifício.....	47
Figura 19 – Volume de solo sobre a sapata.....	48
Figura 20 – Planta de locação das sapatas com apoio rígido.....	50
Figura 21 – Dimensões e sistemas de eixos associados as molas elásticas.....	51
Figura 22 – Análises da estabilidade global do edifício com apoios rígido e elástico.....	55
Figura 23 – Comparativo dos valores de Gama-Z para os apoios rígidos e elásticos.....	55
Figura 24 - Pórtico selecionado para análise.....	56
Figura 25 - Momentos positivos (kN.m) no Tramo 1, com e sem ISE.....	57
Figura 26 - Momentos positivos (kN.m) no Tramo 2, com e sem ISE.....	58
Figura 27 - Momentos negativos (kN.m) no tramo 1, junto ao pilar 5, com e sem ISE.....	59
Figura 28 - Momentos negativos (kN.m) no tramo 1, junto ao pilar 6, com e sem ISE.....	59
Figura 29 – Momentos negativos (kN.m) no tramo 2, junto ao pilar 7, com e sem ISE.....	59
Figura 30 – Momentos (kN.m) no topo do pilar P5, com e sem ISE.....	60
Figura 31 - Momentos (kN.m) no topo do pilar P6, com e sem ISE.....	61
Figura 32 - Momentos (kN.m) no topo do pilar P7, com e sem ISE.....	61
Figura 33 - Momentos (kN.m) na base do pilar P5, com e sem ISE.....	62

Figura 34 - Momentos (kN.m) na base do pilar P6, com e sem ISE.	62
Figura 35 - Momentos (kN.m) na base do pilar P7, com e sem ISE.	63
Figura 36 – a) Momento fletor no pórtico com apoio rígido; b) Momento fletor das vigas no pórtico considerando a ISE.	63
Figura 37 – Esforço normal (kN) ao longo do pilar P5, com e sem ISE.	64
Figura 38 - Esforço normal (kN) ao longo do pilar P6, com e sem ISE.	65
Figura 39 - Esforço normal (kN) ao longo do pilar P7, com e sem ISE.	65
Figura 40 – Esforço Cortante (kN) no Tramo 1 da viga 6, com e sem ISE.	66
Figura 41 - Esforço Cortante (kN) no Tramo 2 da viga 6, com e sem ISE.	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Relação da parte decimal do coeficiente γ_z com os efeitos de segunda ordem. 20	20
Tabela 2 – Classificação do solo de acordo com a compacidade ou consistência..... 23	23
Tabela 3 – Valores de k_v (kN.m ³) de acordo com Moraes. 33	33
Tabela 4 – Valores de k_v (kN.m ³) de acordo com Terzaghi. 33	33
Tabela 5 – Cargas e dimensões dos pilares..... 48	48
Tabela 6 – Cargas totais e dimensões das sapatas com apoio rígido. 49	49
Tabela 7 – Recalques imediatos com apoio rígido pelo método de Burland e Burbidge. 50	50
Tabela 8 – Coeficientes de reação vertical (k_v) e mola (k_m) ao longo do eixo “Z”. 52	52
Tabela 9 - Coeficientes de mola para rotações ao longo dos eixos “X” e “Y”. 53	53
Tabela 10 - Momentos positivos (kN.m) nos tramos 1 e 2 da viga 6, com e sem ISE. 57	57
Tabela 11 - Momentos negativos (kN.m) nos tramos 1 e 2 da viga 6, com e sem ISE..... 58	58
Tabela 12 - Momentos (kN.m) no topo dos pilares P5, P6 e P7, com e sem ISE..... 60	60
Tabela 13 - Momentos (kN.m) na base dos pilares P5, P6 e P7, com e sem ISE..... 62	62
Tabela 14 – Esforço normal (kN) ao longo dos pilares P5, P6 e P7, com e sem a ISE..... 64	64
Tabela 15 – Esforços cortantes nos tramos 1 e 2 da viga 6, com e sem ISE..... 66	66

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
<i>f_{ck}</i>	Resistência do concreto
ISE	Interação Solo-Estrutura
NBR	Norma Brasileira
N_{SPT}	Resistência a penetração
SPT	Standard Penetration Test

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1 Objetivos	14
1.1.1 Objetivo geral.....	14
1.1.2 Objetivos específicos.....	14
1.2 Justificativa e importância do trabalho	15
1.3 Estrutura do trabalho	16
2. REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1 Superestrutura	17
2.1.1 Lajes	17
2.1.2 Vigas.....	18
2.1.3 Pilares.....	18
2.1.4 Estabilidade global.....	19
2.2 Infraestrutura	20
2.3 Investigação geotécnica	22
2.3.1 SPT (Standard Penetration Test).....	22
2.4 Dimensionamento de sapatas	24
2.4.1 Tensão admissível.....	24
2.4.2 Dimensionamento geométrico	25
2.5 Estimativa de recalques	27
2.6 Interação solo-estrutura	28
2.6.1 Modelo de Winkler	29
2.6.2 Determinação dos coeficientes de reação vertical.....	31
2.7 Trabalhos desenvolvidos sobre o tema	34
2.8 Programa computacional	36
3. METODOLOGIA	38
3.1 Apresentação da arquitetura do edifício	38
3.2 Desenvolvimento do projeto estrutural pelo método convencional	39
3.2.1 Características dos materiais	39
3.2.2 Procedimentos do projeto estrutural	41
3.2.3 Definição dos vínculos de fundação	42
3.2.4 Determinação dos recalques nas sapatas.....	43

3.3 Análise da interação solo-estrutura	43
3.3.1 Determinação do coeficiente de reação vertical e de mola	43
3.3.2 Comparação dos métodos de apoio	44
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	45
4.1 Considerações iniciais	45
4.2 Identificação das características geotécnicas	45
4.3 Determinação das cargas dos pilares.....	46
4.4 Determinação das dimensões das sapatas com apoios rígidos	48
4.5 Cálculo dos recalques das sapatas com apoios rígidos.....	50
4.6 Cálculo dos coeficientes de reação vertical e de mola	51
4.7 Aplicação dos coeficientes de mola nos apoios das fundações.....	53
4.8 Avaliação da estabilidade global.....	54
4.9 Análise comparativa dos momentos fletores e esforços	56
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69

1. INTRODUÇÃO

Na análise estrutural de edifícios teoricamente divide-se a estrutura em três componentes: superestrutura, infraestrutura e maciço de solo. A superestrutura é definida pela parte que fica acima do nível do solo, ou seja, as lajes, vigas e pilares, cuja função é transmitir as ações dos carregamentos para os elementos de fundação. A infraestrutura consiste na parte abaixo do nível do solo, são as fundações, que tem a finalidade de transferir os esforços gerados pela superestrutura para o solo. O maciço de solo é onde se apoia as fundações, responsável em absorver os esforços provenientes de toda a estrutura.

A interação conjunta desses três componentes gera um mecanismo chamado interação solo-estrutura (ISE), capaz de determinar o desempenho real dos elementos estruturais da edificação. Geralmente, os engenheiros de estruturas calculam as reações admitindo-se o solo como sendo um apoio indeslocável, engastado ou rígido. Na prática, a maioria dos solos não manifestam um comportamento totalmente rígido, por sua vez apresentam uma atuação semelhante ao de molas, quando solicitado por carregamentos. Logo, esse tipo de comportamento torna o solo suscetível a deformações, em consequência as fundações solicitam a estrutura de forma divergente daquele com apoios rígidos.

A possibilidade de estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques diferenciais são algumas das inúmeras vantagens em considerar a interação solo-estrutura (IWAMOTO, 2000). Através de metodologias desenvolvidas por alguns estudiosos que respeitaram a interação solo-estrutura, pode-se analisar de forma mais realista os esforços atuantes nas edificações. Deste modo, é possível estimar com mais precisão o comportamento da estrutura e do solo, garantindo um maior nível de segurança e confiabilidade nas construções.

Atualmente, existem diversas ferramentas computacionais que auxiliam os engenheiros em cálculos mais complexos, gerando análises cada vez mais profundas. No caso deste trabalho, foi utilizado o software AltoQi Eberick para modelar um edifício em concreto armado com fundações do tipo sapata, adotando-se apoio rígido e apoio elástico (efeito de mola). As constantes de deformabilidade

do solo foram determinadas a partir de um laudo de sondagem do tipo *Standard Penetration Test* (SPT).

Em seguida, foi feita uma análise do comportamento global da estrutura do edifício com a consideração do mecanismo interação solo-estrutura e comparando-o pelo método de apoio rígido. Por fim, através da análise comparativa foi discutido com mais detalhes as mudanças ocorridas na estrutura, apontando as vantagens observadas pelo uso desse mecanismo.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Realizar a análise do comportamento estrutural de um edifício em concreto armado de múltiplos pavimentos considerando a interação solo-estrutura, utilizando o software AltoQi Eberick.

1.1.2 Objetivos específicos

- Identificar as características do maciço de solo através do laudo de sondagens do tipo Standard Penetration Test (SPT);
- Dimensionar as fundações atendendo os parâmetros da NBR 6122;
- Calcular o coeficiente de reação vertical, coeficiente de mola e os recalques do solo por meio de modelos matemáticos;
- Avaliar a estabilidade da estrutura (γ_z);
- Analisar os esforços normais, esforços cortantes e momentos fletores atuantes na estrutura, considerando os métodos de apoio rígido e o método de apoio elástico (coeficiente de mola);

1.2 Justificativa e importância do trabalho

O projeto estrutural de um edifício consiste basicamente no cálculo e no dimensionamento de estruturas - na maioria das vezes de concreto armado - que irão sustentar a edificação, transmitindo os esforços solicitantes para o solo através de fundações. Esse projeto é de fundamental importância, uma vez que, visa pela segurança da edificação contra possíveis complicações.

Frequentemente se tem observado muitos problemas em obras como fissurações de paredes, infiltrações, rachaduras em pilares e vigas, etc. Essas patologias ocorrem devido as deformações e recalques do solo, que não foram previstas no projeto do edifício. O desprezo das interações solo-estrutura ainda é comum no momento de calcular os elementos estruturais.

Em grande parte, a estrutura da obra é calculada separadamente da fundação, não existindo uma conexão entre o engenheiro estrutural e o engenheiro geotécnico, o que acaba levando há uma segmentação da edificação em superestrutura – lajes, vigas e pilares – e em infraestrutura – fundações. Assim o engenheiro estrutural calcula o edifício considerando-o sobre uma base indeslocável, ao mesmo tempo em que o engenheiro geotécnico analisa isoladamente as estruturas de fundação e o solo, não havendo uma interface entre os mesmos (IWAMOTO, 2000).

Segundo Aoki (1997), a análise da interação solo-estrutura exige uma visão integrada dos diferentes materiais que compõe um sistema, ou seja, sistema estrutural mais maciço de solo. Sendo o maciço de solo um conjunto formado por um certo número de elementos de solos ocupando continuamente o espaço físico delineado pela superfície do terreno e a superfície do indeslocável.

Em contrapartida do que se tem feito na maioria dos projetos, a consideração da interatividade entre solo e estrutura nos cálculos, é de grande valia para estimar efeitos de redistribuição de cargas nos elementos estruturais, assim como os recalques diferenciais. Amenizando os recalques diferenciais, muitos problemas e patologias podem ser evitados ou reduzidos.

Diante disso fica claro a importância de uma análise da interação conjunta do maciço de solos com a superestrutura e infraestrutura. Tais fatos foram o que motivaram o desenvolvimento desse trabalho.

1.3 Estrutura do trabalho

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, seguindo uma lógica de informações para o melhor entendimento e interpretação dos resultados.

No primeiro capítulo foi feita toda a introdução sobre os fatos que antecedem o estudo sobre o assunto e a justificativa da elaboração do mesmo, além da exposição de todos objetivos gerais e específicos.

No segundo capítulo ficou reservado toda a revisão bibliográfica que se baseou o estudo, onde se expõe as citações de autores e pesquisadores que se dedicaram à interação solo-estrutura, fundações do tipo sapatas, coeficiente de reação vertical do solo, estimativas de recalques. E ainda, uma breve e sucinta apresentação sobre o software AltoQi Eberick, ferramenta que possibilitou a simulação de apoios flexíveis e a obtenção da maioria dos resultados.

No terceiro capítulo foi descrito toda a metodologia utilizada para obtenção dos dados e métodos utilizados para obtenção dos coeficientes de mola.

No quarto capítulo expõe-se todos os resultados obtidos seguidos das respectivas considerações, discussões e comparações, considerações iniciais, coeficiente de reação vertical, dimensionamento das sapatas, recalques, e por fim os momentos fletores e esforços normais e cortantes em algumas peças estruturais.

No quinto e último capítulo foi feita todas as conclusões obtidas depois do processamento e análise do edifício com ou sem a consideração da interação solo-estrutura, e ainda todas as considerações finais.

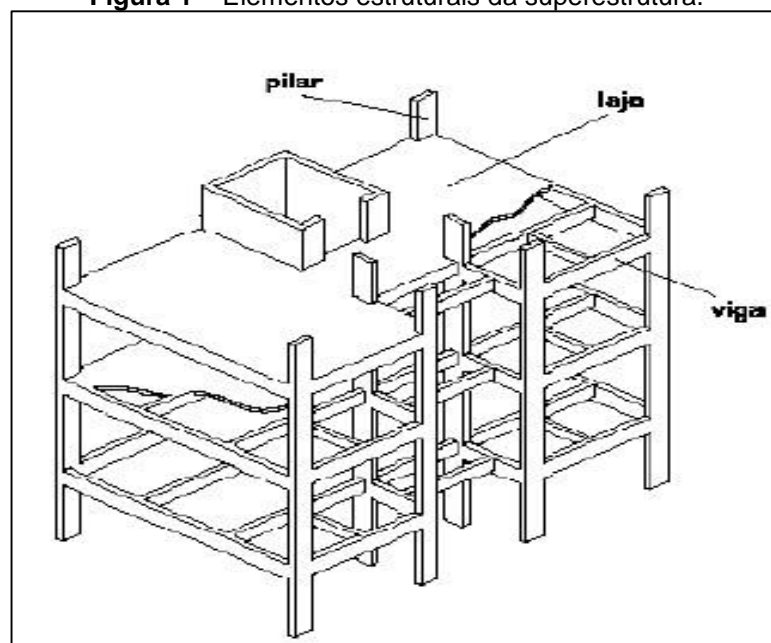
2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Superestrutura

A superestrutura dos edifícios define-se pela parte da construção que se encontra acima do nível do solo, cuja função é suportar e distribuir as cargas, permanentes e acidentais, atuantes na edificação.

Nas construções de concreto armado, tanto de pequeno ou de grande porte, três elementos estruturais são comumente encontrados: as lajes, as vigas e os pilares. Por serem elementos estruturais fundamentais na obra, são considerados os mais importantes da superestrutura. A figura 1 ilustra bem esses elementos:

Figura 1 – Elementos estruturais da superestrutura.



Fonte: MARTINS, 2001.

2.1.1 Lajes

As lajes são elementos estruturais planos com função de receber a maior parte das cargas aplicadas numa construção. As cargas são geralmente perpendiculares ao plano da laje, podendo ser divididas em: cargas distribuídas na área, cargas distribuídas linearmente ou cargas concentradas. As cargas são normalmente transferidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, mas ocasionalmente também podem ser transferidas diretamente aos pilares.

2.1.2 Vigas

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014, pg. 83), as vigas “*são elementos lineares em que a flexão é preponderante*”. São identificadas como barras e usualmente são retas e horizontais, empregadas para suportar as cargas das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, e casualmente de pilares, etc. Basicamente, a função das vigas é superar vãos e transferir as cargas nelas atuantes para os apoios, geralmente os pilares.

As cargas são na maioria dos casos perpendiculares ao seu eixo longitudinal, podendo ser concentradas ou distribuídas. Podem ainda receber forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal. As vigas também servem como estruturas de contraventamento, que são encarregadas por propiciar a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.

2.1.3 Pilares

Pilares se define como “*elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes*” (NBR 6118, 2014, pg. 84). São empregados para transferir as cargas da superestrutura às fundações, embora possam também transferir para outros elementos de apoio. As cargas são usualmente provenientes das vigas e lajes.

Os pilares são os elementos estruturais mais importantes nas estruturas, tanto do ponto de vista da capacidade de resistência a cargas quanto no aspecto de segurança. Além de transferir cargas verticais para os elementos de fundação, os pilares podem fazer parte do sistema de contraventamento juntamente com as vigas.

Colares (2006) ressalta que o mecanismo solo-estrutura provoca uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, de forma mais perceptível nos pilares, pois ocorre a transmissão de esforços dos pilares mais carregados para os menos carregados, podendo desta forma provocar o esmagamento dessas peças, em razão da sobrecarga não prevista no dimensionamento convencional. Conseqüentemente, os recalques também sofrem alterações em seus valores, sendo os recalques diferenciais mais acometidos do que os recalques absolutos.

Essa mesma conclusão pode se observar nos estudos realizados por Meyerhof (1953), Aoki (1997), Moura (1995), Gusmão e Gusmão Filho (1994), entre outros.

2.1.4 Estabilidade global

A estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua suscetibilidade diante dos efeitos de segunda ordem, ou seja, quanto mais rígida for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem e quanto maiores os efeitos de segunda ordem, menos rígida será a estrutura (KIMURA, 2007).

Diante desse conceito, é possível identificar a estabilidade de um edifício por meio de cálculos dos efeitos de segunda ordem da estrutura. Para isso é necessário a determinação de um coeficiente denominado γ_z , que nada mais é do que um parâmetro de avaliação simplificada, no qual é capaz de estimar os esforços de segunda ordem através de uma simples majoração dos esforços de primeira ordem (MONCAYO, 2011).

A NBR 6118 (2014) determina o cálculo do coeficiente γ_z para cada combinação de carregamento pela expressão 1:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (1)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças horizontais que atuam na estrutura, com seus valores de cálculo obtidos pelos deslocamentos horizontais de seus pontos de aplicações encontrados na análise de 1ª ordem; $M_{1,tot,d}$ é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

Segundo Kimura (2007), a avaliação da estabilidade global de um edifício pelo coeficiente γ_z é uma prática muito comum, portanto, é fundamental interpretar o seu resultado e o seu significado. Para isto, devem ser feitas algumas considerações:

- 1) Números maiores do que 1 são valores coerentes e comuns de γ_z .
Ex: 1.10, 1.15, 1.20, etc.
- 2) A estrutura é instável e impraticável com valores maiores que 1.5.
Ex: 1.8, 2.0, 3.0, 4.0, etc.
- 3) Valores menores do que 1 ou negativos, revela que a estrutura é totalmente instável ou que o cálculo ou a análise foi feita de maneira errada.

De acordo com a NBR 6118 (2014) valores de γ_z maiores que 1,30 não são recomendados para edifícios de concreto armado, pois possuem um grau de instabilidade muito elevado. O correto é projetar a estrutura com valores do coeficiente γ_z menor ou igual a 1,2.

Para entender melhor a relação da parte decimal do valor obtido de γ_z com a importância dos efeitos de segunda ordem na estrutura, Kimura (2007) demonstra a tabela 1 a seguir:

Tabela 1 – Relação da parte decimal do coeficiente γ_z com os efeitos de segunda ordem.

γ_z	Significado
$\cong 1.00$	Efeitos de segunda ordem praticamente inexistentes
1.10	Efeitos de 2ª ordem em torno de 10% dos efeitos de 1ª ordem
1.15	Efeitos de 2ª ordem em torno de 15% dos efeitos de 1ª ordem
1.20	Efeitos de 2ª ordem em torno de 20% dos efeitos de 1ª ordem
...	Assim por diante

Fonte: Kimura (2007)

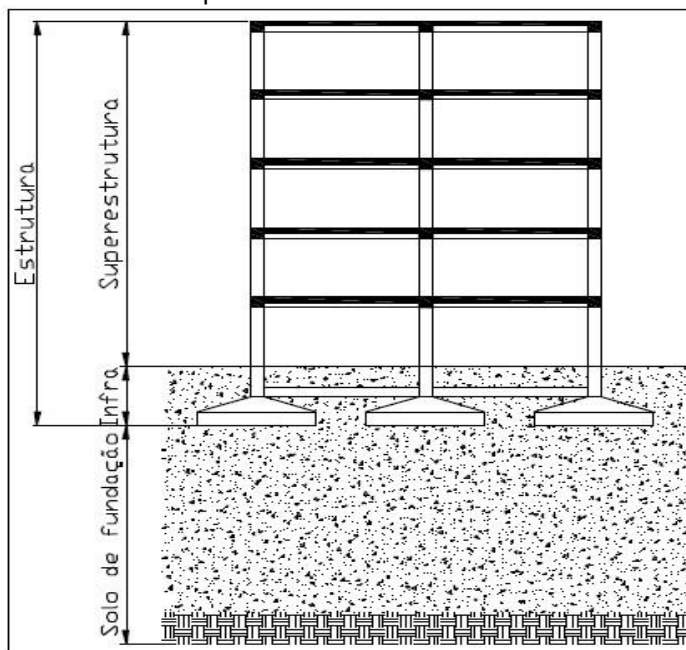
Observa-se que quanto maior o valor do coeficiente γ_z , mais elevados serão os efeitos de segunda ordem e, por consequência tornando mais instável a estrutura.

2.2 Infraestrutura

A Infraestrutura dos edifícios define-se pela parte da construção que se encontra abaixo do nível do solo. As fundações são os elementos estruturais encarregados de transmitir as cargas da superestrutura para uma camada resistente

do terreno sem provocar ruptura no solo ou do próprio elemento de ligação e cujos os recalques possam ser satisfatoriamente absorvidos pela superestrutura (AZEREDO,1997 apud BARROS, 1996).

Figura 2 – Sistema superestrutura - infraestrutura - solo de fundação.



Fonte: HOLANDA, 1998.

Para determinar a fundação mais adequada, deve-se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as propriedades dos elementos estruturais e do solo que formam as fundações. Assim, estuda-se a possibilidade de utilizar os diversos tipos de fundação, em ordem crescente de complexidade e custos (WOLLE, 1993 apud BARROS, 1996).

As fundações se classificam como diretas e indiretas, em função da forma de transferência das cargas da estrutura e pela profundidade da camada resistente do solo onde se apoiam.

Fundações diretas são aquelas que transmitem as cargas para camadas de solo capazes de suportá-las, sem deformar-se exageradamente (FABIANI, s.d.). Esta transmissão é feita através da base do elemento estrutural da fundação, levando em conta apenas o apoio da peça sobre a camada do solo, assim desprezando qualquer outra forma de transferência das cargas (BRITO, 1987). As fundações diretas podem ser subdivididas em rasas e profundas.

As fundações rasas são as que se encontram apoiadas logo abaixo do nível do solo e se caracterizam pela transmissão da carga ao solo através das pressões distribuídas sobre sua base (ALONSO,1983), neste grupo inclui-se as sapatas, fundação determinada para estudo neste trabalho.

As fundações rasas do tipo sapata são definidas como elementos de apoio de concreto armado que resistem principalmente à esforços de flexão, no qual podem assumir praticamente qualquer forma em planta, sendo as mais comuns as sapatas quadradas ($B=L$), retangulares e corridas (TEIXEIRA & GODOY, 1996).

2.3 Investigação geotécnica

Os problemas gerados em uma superestrutura por insuficiência de infraestrutura são graves na maioria das vezes, e sempre de correção onerosa. Se faz necessário executar investigações geotécnicas para evitar o dimensionamento inadequado das fundações.

O engenheiro de fundações deve sempre iniciar o projeto com um conhecimento do solo onde irá se apoiar a fundação. Através das investigações geotécnicas são determinadas as propriedades do solo, natureza, sucessão e disposição das camadas, e a profundidade do lençol freático, para que seja possível avaliar a tensão admissível do solo (QUARESMA et al., 1996).

As investigações geotécnicas do terreno, para fins de projeto e execução, devem seguir os parâmetros da NBR 6122:2010.

2.3.1 SPT (Standard Penetration Test)

Sondagem SPT também conhecido como sondagem à percussão ou sondagem de simples reconhecimento é um dos métodos mais comuns utilizados na engenharia civil para investigação geotécnica do subsolo de fundações de edifícios, devido à sua facilidade de execução no campo, pelo custo e pelas interdependências existentes para a avaliação de parâmetros geotécnicos e dimensionamento de estruturas de fundações (QUEIROZ,2009).

Segundo a NBR 6484 (ABNT,2001), os ensaios da sondagem SPT tem os seguintes objetivos:

- 1) Determinar os tipos de solos em suas respectivas profundidades de ocorrência;
- 2) Determinar a posição do nível d'água;
- 3) Obter os índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro de profundidade.

O ensaio consiste na penetração de um cilindro amostrador padrão, por meio de golpes de um martelo com massa padronizada de 65 kg, desprendido em queda livre de uma altura de 75 cm. São anotados os números de golpes necessários à penetração do amostrador em três trechos consecutivos de 15 cm sendo que o valor da resistência à penetração (N_{SPT}) consiste no número de golpes aplicados na penetração dos 30 cm finais. Após a realização de cada ensaio, o amostrador é retirado do furo e a amostra é coletada, para posterior classificação que geralmente é feita pelo método tátil-visual. Caso o ensaio seja com torque, retira-se a cabeça de bater e acopla-se o adaptador de torque, para verificação das leituras dos torques máximo e residual, medidos em kgf.m, com auxílio de um torquímetro.

Algumas características como: número de pontos de sondagem, seu posicionamento no terreno (levando em conta a posição relativa do edifício) e a profundidade a ser atingida são determinadas por profissional capacitado, baseado em normas brasileiras e na sua experiência (BRITO,1987).

A norma de sondagem com SPT (NBR 6484) determina que o boletim de sondagem forneça, junto com a classificação do solo, sua compactidade ou consistência de acordo com a Tabela 2:

Tabela 2 – Classificação do solo de acordo com a compactidade ou consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

2.4 Dimensionamento de sapatas

2.4.1 Tensão admissível

De acordo com a NBR 6122 (ABNT,2010), a grandeza fundamental para o projeto de fundações diretas é a determinação das tensões admissíveis. Esta deve atender simultaneamente aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento de fundação isolado e para o conjunto. A tensão admissível (σ_{adm}) é o valor máximo da tensão aplicada ao terreno que atenda as limitações de recalque ou deformação da estrutura.

Alonso (1983), Teixeira e Godoy (1996) afirmam que o cálculo da tensão admissível de uma fundação superficial pode ser realizado utilizando o $N_{médio}$ das camadas a partir da cota de assentamento da fundação, apenas dividindo este por 0,05, sendo o resultado expresso em kN/m² e este método só aplicado para $N_{SPT} \leq 20$, segundo Alonso (1983) e $5 < N_{SPT} < 20$, segundo Teixeira e Godoy (1996), não se restringindo a nenhum tipo de solo especificamente, conforme a expressão 2:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{médio}}{0,05} \quad (2)$$

$N_{médio}$ – média aritmética dos N_{SPT} localizados na região entre a base da sapata e o término do bulbo de pressões, ilustrado na figura 3.

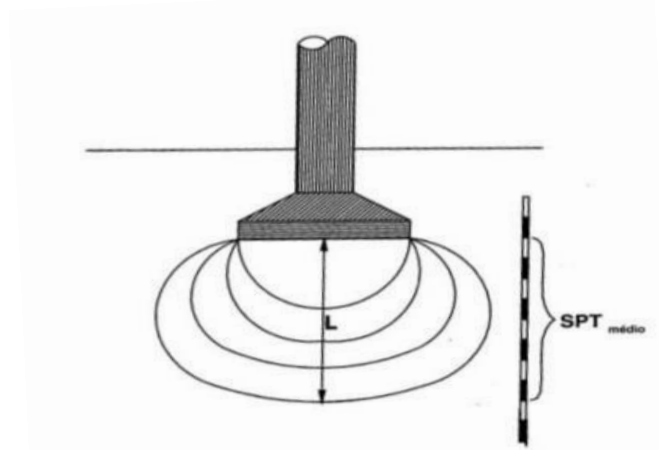
O bulbo de pressões obedece a expressão 3.

$$2,0 B \leq L \leq 3,0 B \quad (3)$$

L – profundidade do bulbo de pressões

B – menor dimensão da sapata

Figura 3 – Bulbo de pressões e SPTmédio.



Fonte: Disponível em: <<http://image.slidesharecdn.com/fundaeseobrasdeterra-140409184500phpapp01/95/fundaes-e-obras-de-terra-parte-01-70-638.jpg?cb=1397069151>> Acesso em 11 set. 2015

2.4.2 Dimensionamento geométrico

A NBR 6122 (ABNT,2010) contém algumas recomendações normativas que devem ser consideradas durante o dimensionamento das fundações.

A base da fundação deve ficar assente a uma profundidade que garanta que o solo de apoio não sofra influência de agentes atmosféricos e fluxos d' água. Nas divisas com terrenos vizinhos, exceto quando a fundação for assente sobre rocha, tal profundidade não deve ser inferior a 1,5 m.

A altura da base (h_1) deve ser maior ou igual a 20 cm e a altura da sapata (h_2) deve ser determinada de modo a garantir que as tensões de contato do solo com a sapata sejam constantes, para isso é necessário que as sapatas sejam consideradas rígidas. As sapatas rígidas permitem a ancoragem de arranque dos pilares, portanto sua altura fica condicionada pela equação 4:

$$h_2 \geq \frac{b - b_0}{3} \quad (4)$$

As dimensões em planta de uma sapata isolada com força centrada, são determinadas a partir da divisão da ação atuante no pilar pela tensão admissível do solo. Deve ser considerado o peso próprio da sapata, gerando um acréscimo nominal

na ação do pilar de 5% para sapatas flexíveis e de 10% para sapatas rígidas. Desta forma a área da base de uma sapata rígida pode ser calculada pela expressão 5.

$$A_{sap} = \frac{1,1P_{pilar}}{\sigma_{adm}} \quad (5)$$

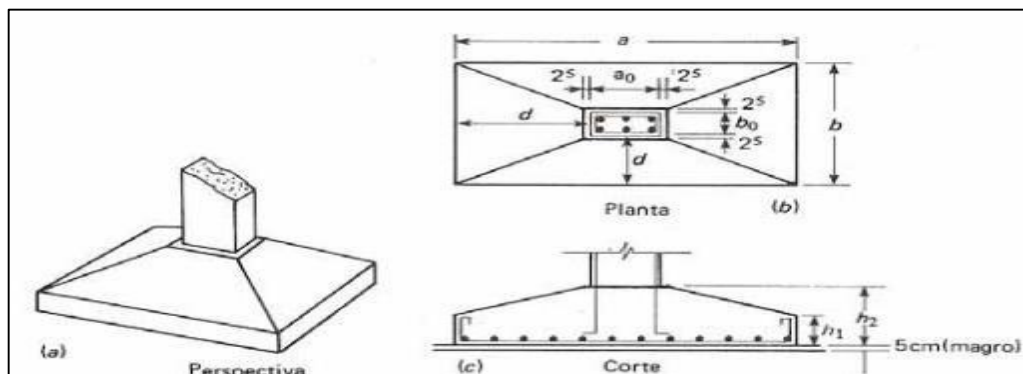
Alonso (1983) diz que após conhecida a área da superfície de contato, a determinação das dimensões em planta da sapata isolada pode ser feita de modo que: o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de aplicação da força no pilar, a sapata não tenha nenhuma dimensão menor que 60 cm, a relação entre os lados a e b pode ser menor ou igual a 2,5. Regularmente, as dimensões podem ser escolhidas de forma que apresente os mesmos balanços nas duas direções d , conforme a figura 4.

Desta forma a forma da sapata fica condicionada a geometria do pilar, podendo ocorrer as seguintes situações:

- 1) Pilar de seção quadrada: sapata mais recomendada será com base quadrada;
- 2) Pilar de seção retangular: a base da sapata será retangular obedecendo a relação da equação 6.
- 3) Pilar de seção em forma de U, Z, L: deve ser substituído o pilar real por um outro virtual de forma retangular circunscrito ao mesmo, e que tenha o seu centro de gravidade coincidente com o centro de carga do pilar real.

$$a - b = a_0 - b_0 \quad (6)$$

Figura 4 - Geometria de uma sapata isolada.



Fonte: ALONSO, 1983.

2.5 Estimativa de recalques

Para entender os efeitos da interação solo-estrutura torna-se necessário a compreensão do comportamento do solo quando submetido as cargas de uma edificação, assim como seu comportamento físico durante o processo de carregamento. Ao longo deste processo, inevitavelmente ocorrerão deslocamentos verticais, normalmente de centímetros. Este tipo de deformação em relação ao indeslocável é denominada de recalque (AOKI&CINTRA,1999).

Segundo Colares (2006) o recalque pode ser do tipo absoluto, definido pelo deslocamento vertical descendente de um elemento estrutural da fundação, e do tipo diferencial, definido pela diferença entre os recalques absolutos de dois quaisquer elementos, este último sendo o mais prejudicial a estrutura.

O recalque diferencial impõe distorções aos elementos estruturais de tal forma que, dependendo de sua magnitude, poderão gerar fissuras ou trincas, podendo comprometer a estética e funcionabilidade da edificação.

Burland e Burbidge (1985) determinaram uma relação empírica entre o recalque medido e a tensão transmitida pela fundação. Esta relação foi obtida a partir de uma análise estatística de cerca de 200 casos de recalques em fundações. Segundo os autores, o recalque pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\rho = q * B^{0,7} * \frac{1,71}{N^{1,4}} * f_s * f_l \quad (7)$$

Onde:

ρ : recalque em mm;

q : pressão aplicada em kN/m²;

B : menor dimensão da fundação em m;

N : média do número de golpes no SPT na profundidade de influência

f_s : fator de forma dado por:

$$f_s = \frac{1,25 * \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25}$$

2.6 Interação solo-estrutura

A interação solo-estrutura é uma análise que considera a redistribuição de esforços na estrutura e a modificação dos recalques diferenciais na fundação através de processos iterativos. Pode incluir todos os tipos de estruturas e o solo sobre o qual são construídas.

Segundo Meyerhof (1953, apud MOTA, 2009) o maciço de solo, a infraestrutura e a superestrutura poderiam ser considerados uma estrutura conjunta, no cálculo da estimativa de recalques absolutos e diferenciais dos elementos de fundações, ao considerar a rigidez da estrutura e as características do solo. Os resultados de suas pesquisas o levou a concluir que os recalques absolutos são pouco afetados pela rigidez da estrutura, mas os diferenciais não dependem apenas dos fatores que regem os recalques absolutos, como também do tipo e da rigidez da estrutura e da variação de compressibilidade do solo.

As primeiras análises sobre o assunto realizadas no Brasil foram por Chamecki (1954), onde o foco principal da análise era estabelecer uma conexão entre a rigidez da estrutura e os recalques da fundação.

A cooperação entre os elementos da estrutura, proporciona a mesma considerável rigidez, fazendo com que os recalques diferenciais fiquem tampouco acentuados do que os calculados (CHAMECKI, 1954). Baseado neste conceito observa-se que a eficiência do projeto provém da análise da interação solo-estrutura.

O projeto estrutural elaborado sobre um apoio rígido, sem nenhuma possibilidade de deslocamento, permite dividir a edificação em três partes: superestrutura, infraestrutura e maciço de solos. Segundo Silva (2010), esta divisão ainda faz parte da análise de estruturas, nos quais as fundações são consideradas como elementos infinitamente rígidos. Esta teoria é compreendida como uma independência entre as partes, tornando a análise estrutural ineficaz, pois limita-se o estudo de cada subsistema de maneira isolada (GUSMÃO, 1994).

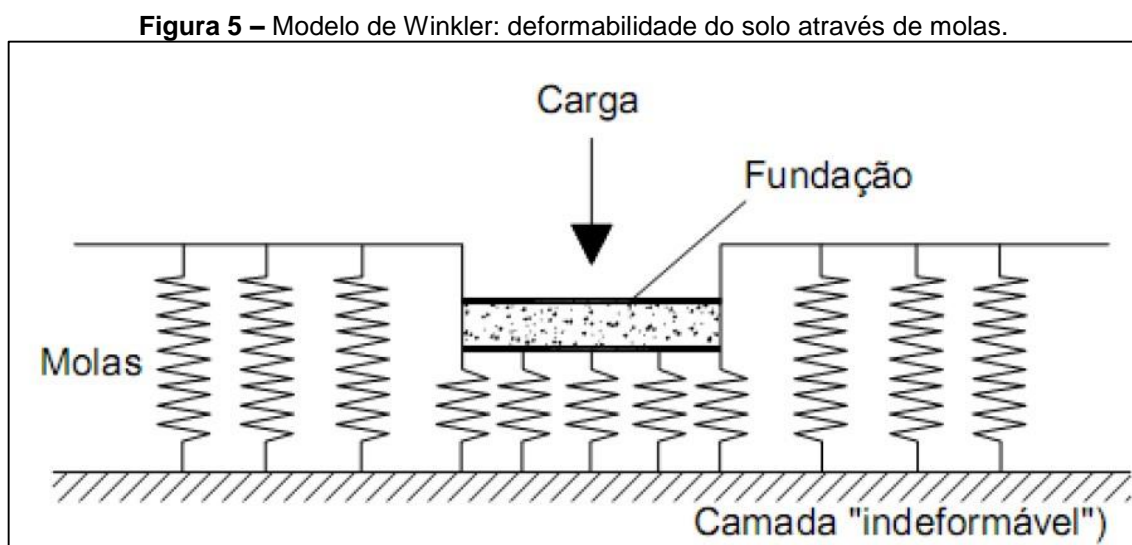
Nos escritórios de cálculo estrutural, em geral a estrutura é calculada pelo engenheiro de estruturas supondo os apoios indeslocáveis, resultando num conjunto de cargas (reações verticais, horizontais e momentos fletores) que é passado ao engenheiro de fundações que dimensiona as fundações, calcula os recalques comparando-os com os recalques admissíveis. No entanto, estas fundações devido à deformação do solo, solicitam a estrutura, geralmente hiperestáticas, com um fluxo de carregamento diferente da hipótese de apoios indeslocáveis, modificando assim os esforços atuantes na estrutura e as cargas no solo. (IWAMOTO, 2000, pg. 1)

No entanto, o comportamento da estrutura está associado à interação entre as conexões da superestrutura, infraestrutura e maciço de solo, esta interação é definida como o fenômeno mecânico da interação solo-estrutura (REIS,2000).

Muitos autores têm constatado a relevância da análise estrutural integrada ao estudo de recalques. Logo, torna-se imprescindível a correta análise dos apoios do modelo, para que a estrutura seja demonstrada de forma mais realista, levando em conta todos os elementos de interferência entre o solo e a estrutura.

2.6.1 Modelo de Winkler

A modelagem do solo representada por sistema de molas com resposta linear foi desenvolvida por Winkler (1867). O solo é visto como um sistema de molas lineares e independentes entre si, sendo consideradas apenas as deformações ocorridas na região das fundações. Neste modelo, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos devido as molas, que representam o solo, sofrerem deformações somente na região de aplicação da carga, sem considerar os efeitos de carregamentos no entorno da estrutura, conforme ilustrado na figura 5:



Fonte: ANTONIAZZI,2011.

Desta forma são determinados valores de coeficiente de reação para cada tipo de solo e de sistema de fundação, considerando que para cada direção de deslocamento há uma flexibilidade diferente que pode ser entendida como mola.

Assim, é criada uma relação pontual entre o solo e fundação, por meio da determinação de uma constante de mola que representará a rigidez do maciço.

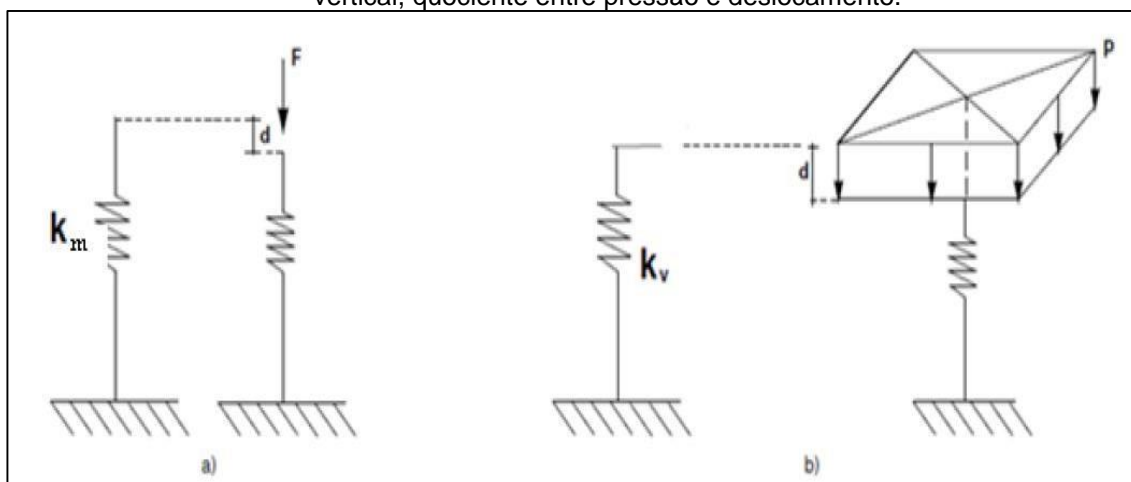
Para que isso ocorra, é preciso determinar o valor do coeficiente de reação vertical (k_v), que representa a constante de rigidez que o solo possui para resistir a deformação causada por uma pressão imposta. O coeficiente de reação vertical é similar ao coeficiente de mola (k_m), mas não relativo a uma força (F), e sim a uma pressão (P). Os coeficientes k_v e k_m podem ser definidos pelas equações 8 e 9, respectivamente, e ilustrados na figura 6.

$$k_v = \frac{P}{d} \quad (8)$$

$$k_m = \frac{F}{d} \quad (9)$$

Dentre os vários trabalhos realizados sobre modelagem estrutural com a interação solo-estrutura, o método de Winkler é um dos métodos mais usual, com o uso de um conjunto de três molas translacionais nas três direções cartesianas. Suas principais vantagens consistem na simplicidade do método, na possibilidade de substituir os apoios rígidos por molas e na fácil inserção de valores dentro de um pacote computacional. Este método traz resultados satisfatórios em termos de recalques, tensões e esforços para as análises (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 6 – (a) coeficiente de mola, quociente entre força e deslocamento; (b) coeficiente de reação vertical, quociente entre pressão e deslocamento.



Fonte: ANTONIAZZI, 2011.

2.6.2 Determinação dos coeficientes de reação vertical

Para a determinação dos coeficientes de mola que representarão o solo, é fundamental a determinação do coeficiente de reação vertical (k_v), que pode ser obtido pela relação da Equação 10 a seguir:

$$k_v = \frac{\sigma}{\omega} \quad (10)$$

Onde: σ = pressão aplicada no solo;

ω = respectivo recalque do solo;

Segundo Scarlat (1993, apud ANTONIAZZI, 2011), o modelo mais preciso para a consideração da deformabilidade do solo, seria por meio de uma análise tridimensional, sendo o solo e a estrutura modelados como um sistema conjunto, com consideração do solo até os limites em que os efeitos de tensão possam ser desprezados. Por ser um modelo muito complexo, acaba sendo utilizado, na maioria das vezes, apenas no meio científico.

Baseado no modelo de Winkler, Scarlat (1993) relatou uma maneira mais simplificada para considerar os efeitos da deformabilidade do solo. Emprega-se uma série de molas discretas sob a base da fundação, as quais são representadas pelo coeficiente de mola (k_m), o qual é diretamente proporcional ao módulo de reação vertical (k_v) e a área carregada (A_f), conforme a Equação 11. Para se obter a deformação vertical é dada a Equação 12.

$$k_m = k_v \cdot A_f \quad (11)$$

$$\omega = \frac{\sigma}{k_v} \quad (12)$$

Onde: σ é a tensão de contato média na base da fundação;

ω é o deslocamento vertical (recalque);

É possível simplificar a variação linear de tensões, caso se admita a hipótese de que a base da fundação se manterá rígida após a deformação elástica do solo. Desta forma pode-se substituir o conjunto de molas por três molas globais no centro da fundação:

k_{mv} = coeficiente de mola para os deslocamentos verticais;

k_{mh} = coeficiente de mola para os deslocamentos horizontais;

$k_{m\theta}$ = coeficiente de mola para as rotações;

Com estes coeficientes de mola se torna possível obter os deslocamentos pelo modelo de Winkler através das equações 13,14 e 15:

$$\omega = \frac{N}{k_{mv}} = \frac{F}{k_v \cdot A_f} \quad (13)$$

$$v = \frac{H}{k_{mh}} = \frac{H}{k_v \cdot A_f} \quad (14)$$

$$\varphi = \frac{M}{k_{m\theta}} = \frac{M}{k_v \cdot I_f} \quad (15)$$

I_f é momento de inércia da base da sapata;

O coeficiente de reação k_v não é uma propriedade do solo e depende de vários fatores, tais como: forma e dimensão da fundação, tipo de construção e mudanças de carregamento (MORAES, 1976).

Os valores dos coeficientes k_v podem também ser determinados através de tabelas específicas, por meio de ensaios de placa e relações com as propriedades elásticas do solo, ou ainda pelo recalque vertical estimado.

Na falta de ensaios apropriados Moraes (1976) recomenda utilizar os valores da tabela 3, para o módulo de reação vertical, mesmo que de forma aproximada. Estas propriedades foram obtidas por meio de ensaios de placa metálicas com 45 cm de diâmetro.

Tabela 3 – Valores de k_v (kN.m³) de acordo com Moraes.

<i>Tipo de solo</i>	<i>k_v (KN.m⁻³)</i>
<i>Turfa leve - solo pantonoso</i>	<i>5.000 a 10.000</i>
<i>Turfa pesada - solo pantonoso</i>	<i>10.000 a 15.000</i>
<i>Areia fina de praia</i>	<i>10.000 a 15.000</i>
<i>Aterro de silte, de areia e cascalho</i>	<i>10.000 a 20.000</i>
<i>Argila molhada</i>	<i>20.000 a 30.000</i>
<i>Argila úmida</i>	<i>40.000 a 50.000</i>
<i>Argila seca</i>	<i>60.000 a 80.000</i>
<i>Argila seca endurecida</i>	<i>100.000</i>
<i>Silte compactado com areia e pedra</i>	<i>80.000 a 100.000</i>
<i>Silte compactado com areia e muita pedra</i>	<i>100.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho miúdo com areia fina</i>	<i>80.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho médio com areia fina</i>	<i>100.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho grosso com areia grossa</i>	<i>120.000 a 150.000</i>
<i>Cascalho grosso com pouca areia</i>	<i>150.000 a 200.000</i>
<i>Cascalho grosso com pouca areia compactada</i>	<i>200.000 a 250.000</i>

Fonte: MORAES, 1976.

Terzaghi (1955 apud ANTONIAZZI,2011) forneceu valores padronizados para o módulo de reação vertical para diferentes características de solo, obtidos por meio de ensaios de placa quadrada com 30 cm de lado, a tabela 4 apresenta esses valores:

Tabela 4 – Valores de k_v (kN.m³) de acordo com Terzaghi.

<i>Argilas</i>	<i>Rija</i>	<i>Muito Rija</i>	<i>Dura</i>
<i>q_u (MPa)</i>	<i>0,1 a 0,2</i>	<i>0,2 a 0,4</i>	<i>> 0,4</i>
<i>Faixa de valores</i>	<i>16.000 a 32.000</i>	<i>32.000 a 64.000</i>	<i>> 64.000</i>
<i>Valor proposto</i>	<i>24.000</i>	<i>48.000</i>	<i>96.000</i>
<i>Areias</i>	<i>Fofas</i>	<i>Mediamente Compacta</i>	<i>Compacta</i>
<i>Faixa de valores</i>	<i>6.000 a 19.000</i>	<i>19.000 a 96.000</i>	<i>96.000 a 320.000</i>
<i>Areia acima NA</i>	<i>13.000</i>	<i>42.000</i>	<i>160.000</i>
<i>Areia submersa</i>	<i>8.000</i>	<i>26.000</i>	<i>96.000</i>

q_u corresponde à resistência à compressão não-drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e dimensão da sapata.

Fonte: ANTONIAZZI, 2011.

Os valores recomendados por meio de ensaios de placa devem ser retificados, uma vez que os módulos de reação vertical não resultam apenas das propriedades do solo e sim de um sistema de carregamento, logo, os mesmos devem ser retificados para a situação em questão, considerando dimensão e forma do elemento estudado. (VELLOSO&LOPES, 2004). Os autores propõem correlações por meio das equações 16 e 17.

Para solos arenosos:

$$(k_v)_{\text{Fundação}} = (k_v)_{\text{Placa}} \left(\frac{B_{\text{Fundação}} + B_{\text{Placa}}}{2B_{\text{Fundação}}} \right)^2 \quad (16)$$

$B_{\text{Fundação}}$ é a menor dimensão da base da sapata;

B_{Placa} é a menor dimensão da placa;

Para solos rijos e muito rijos:

$$(k_v)_{\text{Fundação}} = (k_v)_{\text{Placa}} \frac{A_{\text{Placa}}}{A_{\text{Fundação}}} \quad (17)$$

$A_{\text{Fundação}}$ é a área da base da sapata;

A_{Placa} é a área da placa;

2.7 Trabalhos desenvolvidos sobre o tema

Segundo Poulos (1981, apud GUSMÃO,1994), é necessário o desenvolvimento de métodos computacionais para uma análise estrutural mais realista, pois devido à complexidade dos cálculos, torna-se inviável, na maioria dos casos, a consideração da interação solo-estrutura. Na tentativa de simplificar e representar da melhor forma possível, diversos métodos para análises da interação solo-estrutura têm sido publicados nos últimos anos, com o advento de técnicas numéricas e com uso de computadores. A seguir, estão resumidos alguns dos trabalhos que contribuíram para a evolução dessas análises.

Meyerhof (1953), é considerado o pioneiro a tentar avaliar os efeitos da interação solo-estrutura em edificações. Sua análise apresentada consiste na teoria da elasticidade, tanto para o solo quanto para a estrutura. São demonstrados diversos gráficos que relatam os efeitos da rigidez relativa estrutura-solo e da forma em planta da fundação nos recalques (absolutos e diferenciais) e momentos fletores na fundação. É também sugeridas fórmulas que permitem substituir a edificação real por uma outra mais simples com rigidez equivalente, simplificando as análises de interação solo-estrutura.

Chamecki (1954) publicou um trabalho onde demonstra uma metodologia para análises da interação solo-estrutura que, segundo o autor, obedece em todos os parâmetros essenciais na engenharia estrutural e de fundações. É considerado como uma das primeiras tentativas de se modelar o mecanismo solo-estrutura em edificações. O método se inicia a partir das reações de apoio da estrutura considerada como indeslocável e dos coeficientes de transmissão de carga, este método exige uma análise iterativa, até que ocorra convergência das reações de apoio e recalques.

Morris (1966, apud GUSMÃO,1994) apresentou um método de análise de interação solo-estrutura de pórticos espaciais com fundações do tipo sapata isolada. O autor para simular o comportamento solo de fundação, considerou os apoios como elásticos (efeito de mola) e amortecedores (viscosidade). É demonstrado ao decorrer do trabalho exemplos gráficos indicando alguns dos aspectos relacionados ao desempenho de estruturas com suportes visco-elásticos, este modelo é indicado para estudos paramétricos.

Ramalho e Corrêa (1991, apud HOLANDA,1998), estudaram dois edifícios submetidos a ações verticais e horizontais, considerando o solo como apoio elástico. Os autores elaboraram um modelo de pórtico tridimensional, calculado para três casos diferentes de comportamento da fundação. Em primeiro caso foi considerado a rigidez da fundação e depois foi adotado dois módulos de elasticidade para o solo, de forma a caracterizar situações reais extremas. Os resultados das duas últimas análises foram comparados com os obtidos considerando fundação rígida.

Na análise dos carregamentos horizontais, foi observado que os pilares tendem a uma homogeneização, ainda que algumas exceções tenham sido consideradas em relação a esse comportamento. Em relação aos carregamentos verticais, a influência da interação solo-estrutura resultou em uma suave variação dos

resultados. As diferenças mais significativas, de acordo com o autor, foram nas ações normais dos pilares. As vigas do pavimento térreo, foram as mais afetadas em relação aos momentos fletores e esforços cortantes, pois estão associadas com o desenvolvimento de recalques.

2.8 Programa computacional

O Eberick foi produzido pela AltoQi, uma empresa nacional que tem como atividade principal o desenvolvimento e a comercialização de “softwares” para Engenharia.

O programa é destinado ao projeto de edificações em concreto armado. Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura através de um modelo de pórtico espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, como lajes, vigas, pilares, blocos sobre estacas e sapatas.

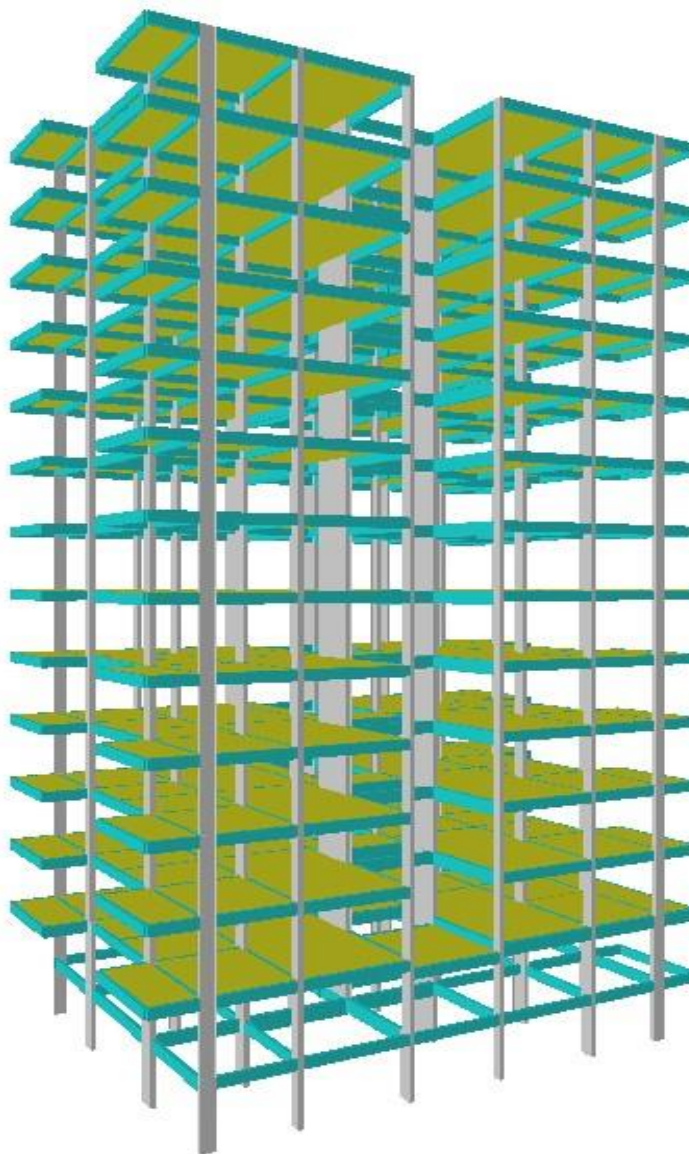
A estrutura da edificação é definida através de pavimentos, que representam os diferentes níveis existentes no projeto arquitetônico. O lançamento dos elementos é feito de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses na análise do modelo. O programa possibilita a visualização da estrutura completa em 3D e os resultados são fornecidos através de janelas de dimensionamento em forma de planilha. O detalhamento dos elementos segue as práticas usuais do mercado brasileiro.

A cada pavimento é associado um "croquis", que representa a área gráfica onde o usuário cria o modelo estrutural do pavimento, a partir de uma arquitetura importada em formato DWG/DXF.

O Eberick possui um conjunto de configurações que oferecem ao usuário flexibilidade na análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura. Com isso, é possível aproximar o Eberick das necessidades de projeto e das preferências de cada usuário. Através das configurações são definidos os processos de análise, as propriedades dos materiais, as ações, os coeficientes de ponderação das ações e as combinações últimas e de serviço, inclusive para casos de carregamento criados pelo usuário. As configurações de dimensionamento e detalhamento, separadas para cada um dos elementos, oferecem opções de adequação do projeto às preferências de cada usuário ou das características da obra.

O modelo do pórtico espacial que será analisado neste trabalho utilizando o Eberick pode ser visualizado pela Figura 7:

Figura 7 – Modelo do Pórtico espacial a ser analisado.



Fonte: Eberick V8 Gold

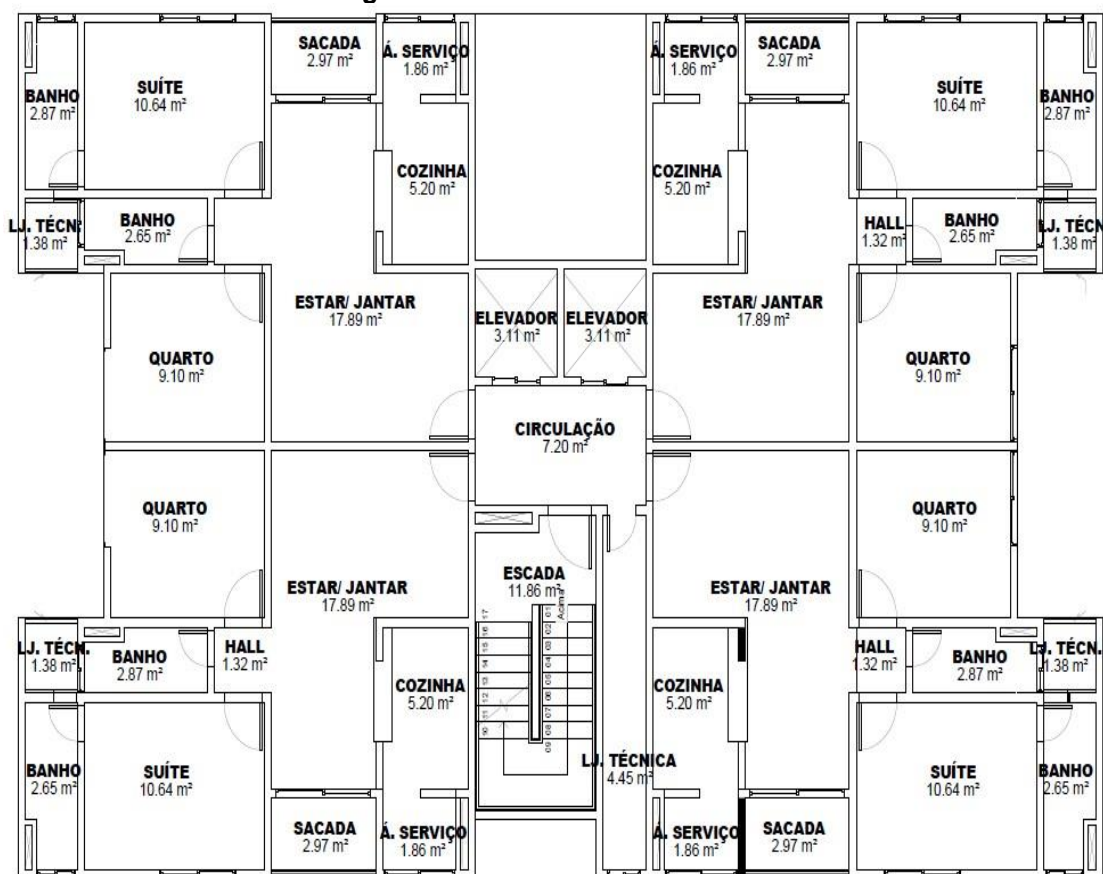
3. METODOLOGIA

3.1 Apresentação da arquitetura do edifício

A planta baixa escolhida para o desenvolvimento do trabalho foi de um edifício residencial de 12 pavimentos, sendo pavimento tipo, com quatro apartamentos por andar, cada apartamento obtendo uma área de 64,25 m².

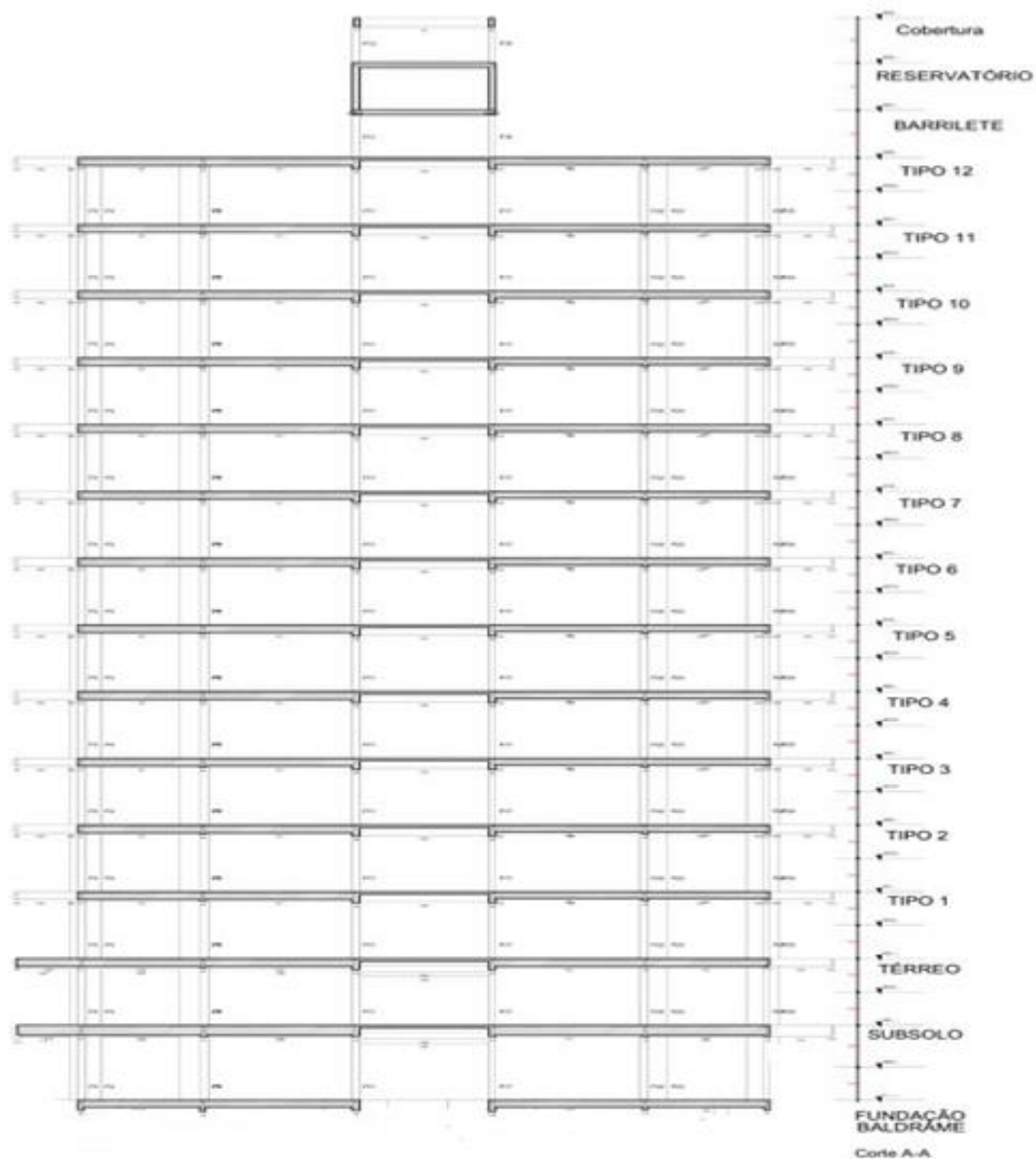
A planta baixa e o corte esquemático do edifício estão ilustradas a seguir pelas Figuras 8 e 9:

Figura 8 - Planta baixa em análise.



Fonte: Construtora local.

Figura 9 – Corte esquemático da estrutura em análise.



Fonte: Construtora local.

3.2 Desenvolvimento do projeto estrutural pelo método convencional

3.2.1 Características dos materiais

Foi considerado um meio não agressivo, no qual o risco de deterioração da estrutura é desprezível, adotando-se agressividade ambiental fraca (classe I) de acordo com a NBR 6118 e um cobrimento de 2,5 cm para lajes, vigas e pilares. Essas configurações foram alteradas no software Eberick no item Materiais e durabilidade, conforme a figura 10:

Figura 10 – Configuração das características dos materiais.

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Bitolas...
Vigas	C-35	2.5 cm	2.5 cm	Bitolas...
Pilares	C-35	2.5 cm	2.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-35	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-35	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-35	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-35	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-35	3 cm		Bitolas...
Muros	C-35	3 cm		Bitolas...
Radier	C-35	3 cm		Bitolas...

Fonte: Eberick V8 Gold

A classe de resistência do concreto (f_{ck}) apresentou resistência de 35 MPa, com peso específico igual a 25 KN/m³ e um coeficiente de minoração (γ_c) igual a 1,4. O agregado graúdo foi a brita 1 com um diâmetro de 19 mm. Para a elaboração das armaduras foi utilizado aço CA 50 e CA 60. O módulo de elasticidade foi estimado pela fórmula $E_{ci} = \alpha_e 5600 \sqrt{f_{ck}}$ e o coeficiente de Poisson igual a 0,2. Essas configurações foram feitas no mesmo item Materiais e durabilidade na opção Classes, como demonstrado na figura 11:

Figura 11 – Configuração da classe de concreto.

Fonte: Eberick V8 Gold

3.2.2 Procedimentos do projeto estrutural

Primeiramente, foi feito o lançamento dos elementos estruturais no software Eberick para um modelo estrutural de pórtico espacial. Foram definidos e lançados também os sistemas de contraventamento.

Em seguida, foram determinados os valores da carga permanente, que é o peso próprio da estrutura e o peso dos elementos construtivos fixos; e a carga accidental, que nesse caso é calculada uma carga para edifícios residenciais. Esses valores foram considerados no projeto de acordo com a NBR 6120:1980.

Os carregamentos horizontais, consequentes da ação do vento foram calculados baseado na NBR 6123:1988, considerando a velocidade do vento na cidade de Palmas-TO e seus parâmetros de avaliação, conforme a Figura 12:

Figura 12 - Configurações do vento.

A imagem mostra a janela de configuração 'Configurações de Vento' do software Eberick. O título da janela é 'Configurações de Vento'. O layout é dividido em seções:

- Velocidade:** Campo de entrada com o valor '33' e unidade 'm/s'. Botão 'Mapa...' ao lado.
- Aplicação do Vento:**
 - Checkboxes 'Direção X' e 'Direção Y' estão marcados.
 - Campo 'Ângulo' com o valor '0' e unidade '°'.
 - Botão 'Forças...' abaixo.
 - Diagrama de um sistema de eixos cartesianos com 'FY' no eixo vertical e 'FX' no eixo horizontal.
- Edificação:**
 - 'Nível do solo' com o valor '100' e unidade 'cm'.
 - 'Maior dimensão horizontal ou vertical' com o menu suspenso 'Menor que 20 m'.
 - 'Rugosidade do terreno' com o menu suspenso 'Categoria II'.
- Topografia:**
 - Três opções de radio-buttons:
 - Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)
 - Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)
 - Demais casos (S1 = 1.0)
- Fator Estatístico S3:**
 - Três opções de radio-buttons:
 - Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10
 - Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00
 - Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Na base da janela, há os botões 'OK', 'Cancelar' e 'Ajuda'.

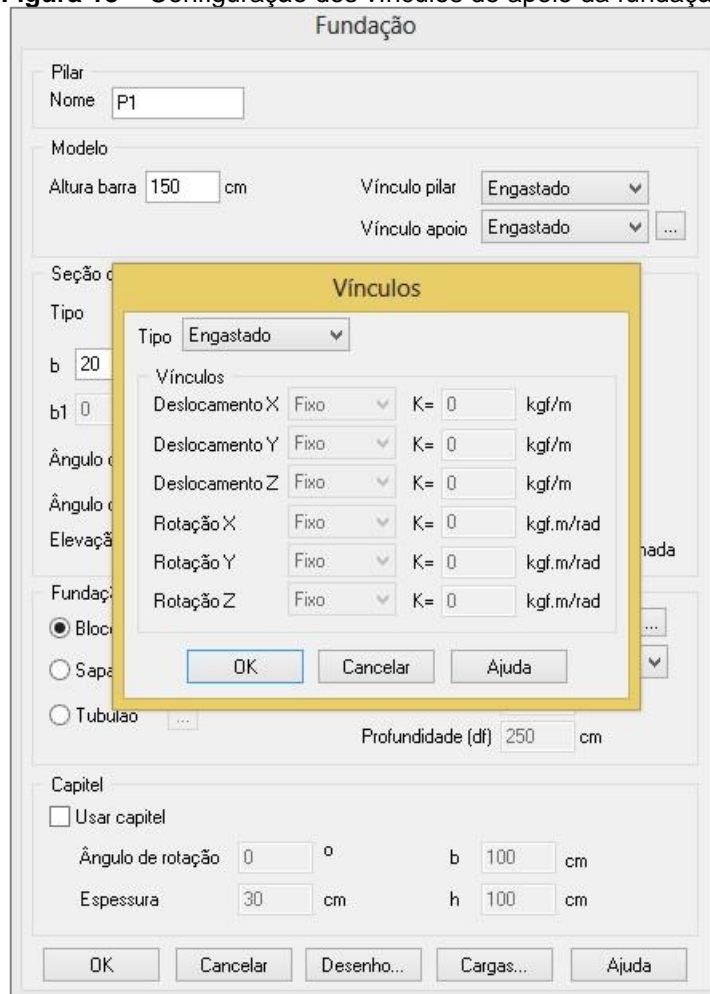
Fonte: Eberick V8 Gold

O processamento e dimensionamento das estruturas foram realizadas através do modelo de pórtico espacial, considerando dois tipos de análises: análise de primeira ordem, no qual deve ser encontrado um valor de γ_z igual ou inferior a 1,1; e análise de segunda ordem, em que o valor de γ_z encontrado deve ser superior a 1,1.

3.2.3 Definição dos vínculos de fundação

Foram adotados neste trabalho dois tipos de vínculos de apoio na fundação: engastado e elástico. O vínculo engastado (método convencional) e o vínculo elástico, que foi necessário representar o comportamento elástico do terreno através dos coeficientes de reação vertical e coeficiente de mola do solo em que se apoia a fundação. A figura 13 demonstra as configurações dos vínculos no software Eberick:

Figura 13 – Configuração dos vínculos de apoio da fundação.



Fonte: Eberick V8 Gold

Devido a estrutura sofrer solicitações de esforços verticais, horizontais e momentos, foi analisado como a fundação se comporta em relação à essas cargas, e então dimensionada as sapatas.

3.2.4 Determinação dos recalques nas sapatas

Através dos ensaios SPT, pode-se identificar as características do solo para, posteriormente, calcular os recalques nas sapatas por meio da equação 7 do Método de Burland e Burbidge apresentada no item 2.5.

3.3 Análise da interação solo-estrutura

3.3.1 Determinação do coeficiente de reação vertical e de mola

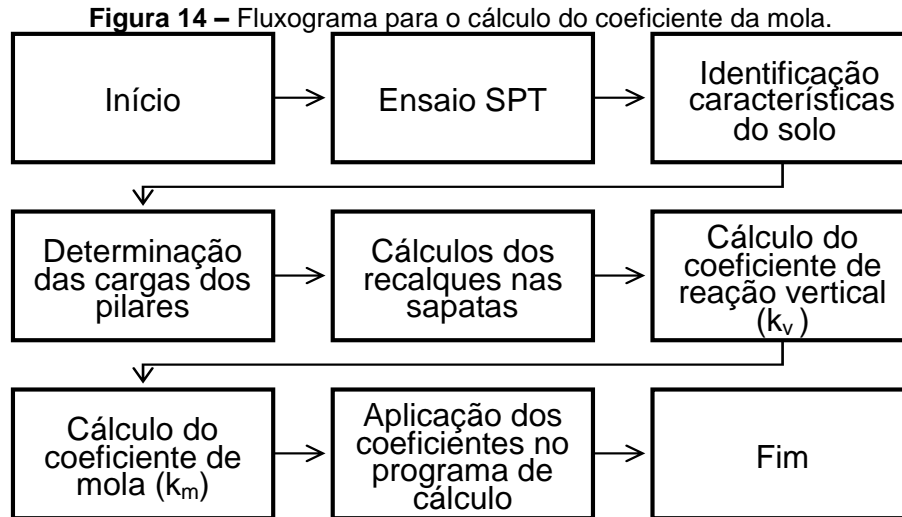
Para representar o comportamento elástico do solo, torna-se necessário determinar os coeficientes de reação vertical, podendo assim analisar as estruturas considerando a flexibilidade das mesmas.

Com todos os dados calculados das cargas nos pilares, das dimensões das sapatas e os recalques, tem-se condição de calcular o coeficiente de reação vertical (k_v), por meio da equação 10, já apresentada no item 2.6.2.

A tensão utilizada no cálculo da equação 10 é obtida pelas reações originadas nos pilares para o método de apoio indeslocável e pela área da sapata. Os recalques foram obtidos por cálculos manuais feitos pelo método, mencionados no item anterior.

Em seguida, os valores do Coeficiente da Mola (k_m) foram determinados pela equação 11, encontrada no item 2.6.2. Os valores deste coeficiente não foram idênticos para toda a edificação, pois dependem das dimensões da sapata e da sua tensão, e é nisso que está a noção de sensibilidade do solo.

Com todos os valores calculados de k_m inseridos no modelo, é possível determinar os valores dos recalques levando em consideração a interação solo-estrutura. O fluxograma de cálculo do coeficiente de mola é representado pela figura 14:



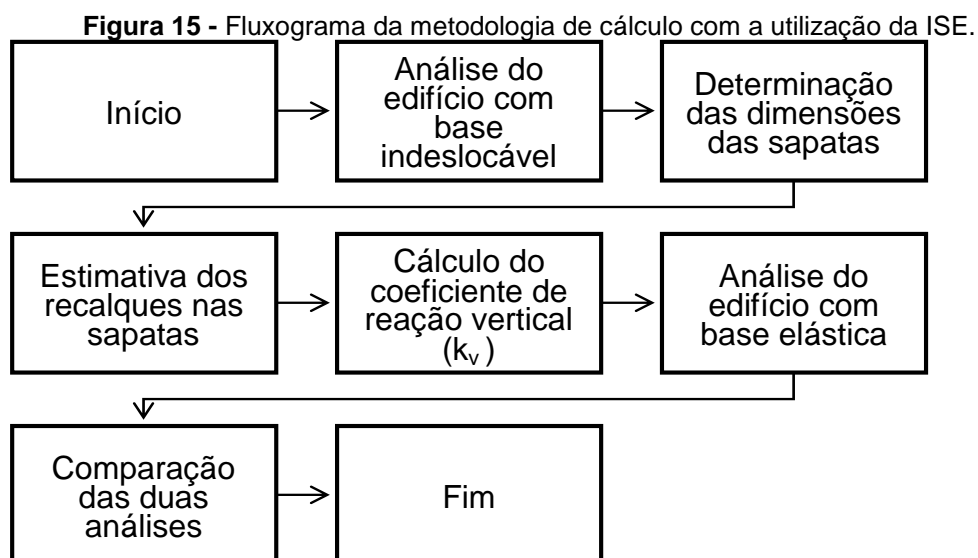
Fonte: Autor

3.3.2 Comparação dos métodos de apoio

Com o resultado das duas análises, foi feita a comparação dos deslocamentos dos apoios e dos esforços nos elementos para demonstrar a importância da análise estrutural considerando a interação solo-estrutura.

A consideração da ISE pode mudar o mapa de esforços da estrutura, chegando em alguns casos a mudar os sinais dos esforços. Esses valores devem ser utilizados para aprimorar o pré-dimensionamento feito com base numa estrutura indeslocável.

O fluxograma desta comparação é representado pela Figura 15:



Fonte: Autor

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Considerações iniciais

Procurando aproximar o estudo com a realidade dos escritórios de cálculo, foram realizadas simulações numéricas com o uso do programa computacional AltoQi Eberick em um edifício de concreto armado de múltiplos pavimentos com fundações do tipo sapata, aplicando a interação solo-estrutura em um modelo de pórtico espacial.

As características do solo foram obtidas a partir de resultados de sondagem do tipo SPT. Para estimar os recalques das sapatas utilizou-se o método de Burland e Burbidge, para este estudo considerou-se apenas os recalques imediatos por serem estes responsáveis pela maior fração dos recalques absolutos. A deformabilidade do solo foi considerada por meio de valores de coeficientes de mola que representam a reação elástica do apoio da fundação.

A associação de todos os procedimentos de cálculo foi implementada no programa computacional, assim permitindo a análise dos apoios rígidos e dos apoios elásticos.

4.2 Identificação das características geotécnicas

As identificações das características geotécnicas foram feitas a partir do laudo de sondagem SPT, conforme a figura 16. A tensão admissível foi calculada por meio de correlações empíricas, de acordo com metodologia específica para fundações do tipo sapatas, apresentadas por Teixeira e Godoy (1996). Obteve-se como tensão admissível o valor de 4 kgf/cm². O solo é do tipo coesivo, com valor adotado de coesão de 0,5 kgf/cm² e peso específico de 1600 kgf/m³.

Figura 16 - Perfil de sondagem SPT do solo.

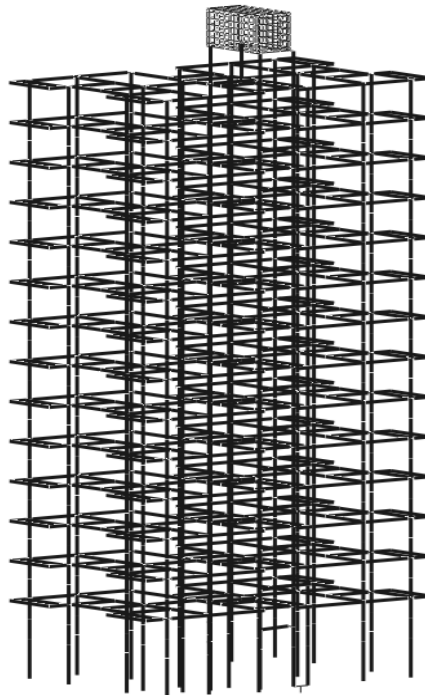
Profun- didade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª+2ª 15	2ª+3ª 15	1ª e 2ª penetração					2ª e 3ª penetração					*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
					10	20	30	40	50	10	20	30	40	50		
-1,00	00															Argila vermelha com pedregulho laterítico médio.
-2,00	01		14	13											nja*	Argila vermelha com pedregulho laterítico grosso.
-3,00	02		9	14											nja*	Silte argiloso vermelho com pedregulho laterítico médio.
-4,00	03		18	22											dura*	Silte argilo-arenoso variegado com pedregulho laterítico fino.
-5,00	04		22	24											dura*	Silte argiloso rocho com pedregulho laterítico fino.
-6,00	05		26	27											dura*	Silte argilo-arenoso variegado.
-7,00	06		32	33											dura*	Silte argilo-arenoso amarelo.
-8,00	07		34	33/27											dura*	Silte argiloso variegado com pedregulho laterítico fino.
-9,00	08		38	32/27											dura*	
-9,31	09		43	29/16											dura*	Silte argiloso amarelo com pedregulho laterítico fino.

Fonte: Autor

4.3 Determinação das cargas dos pilares

Para determinar as cargas dos pilares foi realizada a modelagem do edifício apresentado no item 3.1, conforme ilustrado na figura 17:

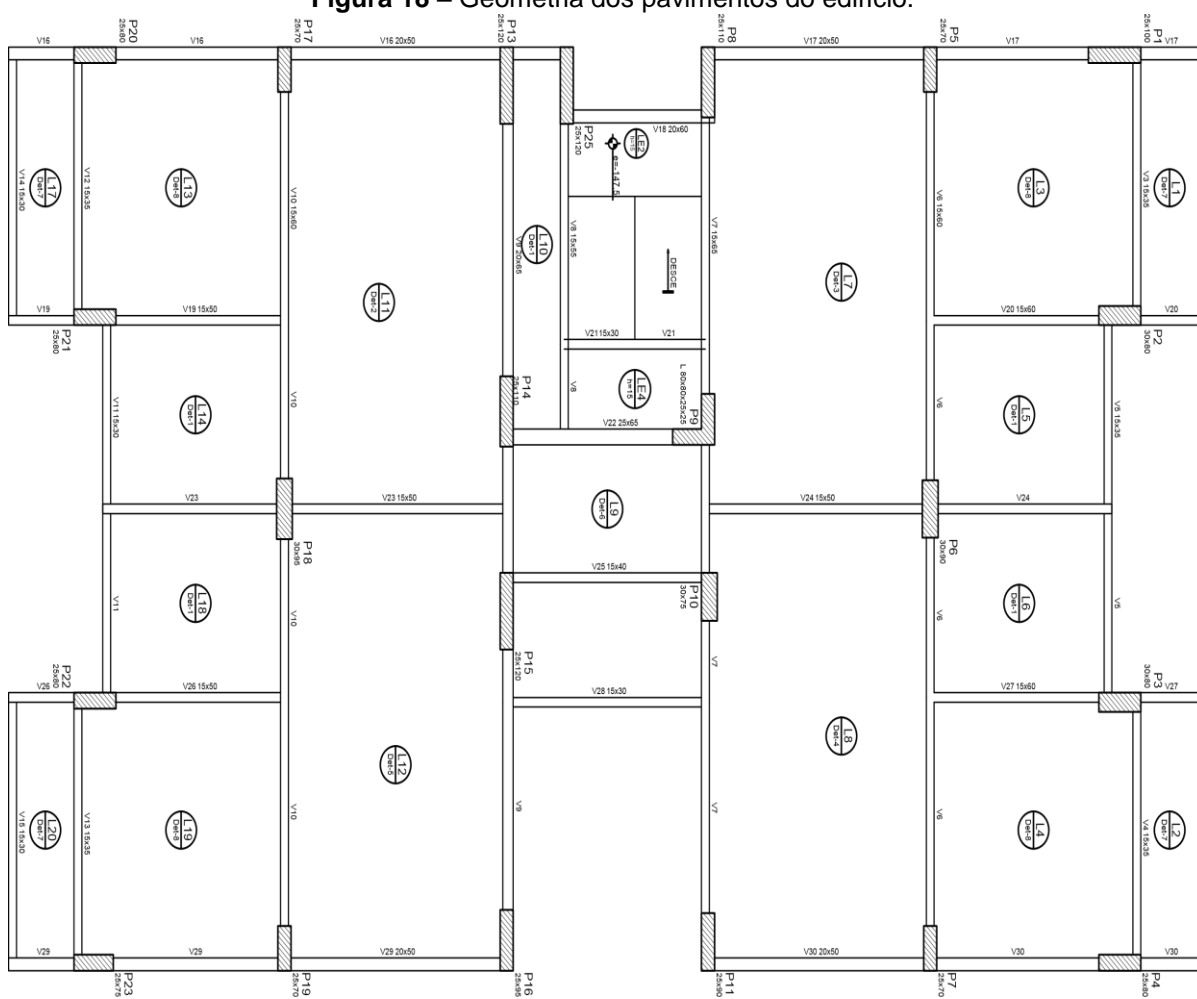
Figura 17 – Modelagem do edifício estudado.



Fonte: Eberick V8 Gold

Após processada a geometria da estrutura, o programa computacional calculou as cargas dos pavimentos, considerando o peso próprio da estrutura e os carregamentos recomendados pela norma para edificações. Em seguida, as dimensões dos pilares foram computadas automaticamente pelo software. As ações horizontais foram configuradas conforme exposto no item 3.2.2. A localização dos pilares e a geometria da estrutura está ilustrada pela figura 18:

Figura 18 – Geometria dos pavimentos do edifício.



Fonte: Eberick V8 Gold

Após modelar toda a estrutura no software, atribuir todas as características físicas necessárias aos elementos estruturais e aplicar os carregamentos, efetuou-se o cálculo para possibilitar a obtenção dos dados para análise. Na tabela 5 estão apresentados os valores das cargas e a dimensão dos pilares gerados pelo programa computacional.

Tabela 5 – Cargas e dimensões dos pilares.

Pilares	Esforços	Dimensões	Pilares	Esforços	Dimensões
	Carga	Seção		Carga	Seção
	(tf)	(cm)		(tf)	(cm)
P1	178.53	25x100	P14	246.01	25x110
P2	222.56	30x80	P15	266.83	25x120
P3	228.67	30x80	P16	192.05	25x95
P4	166.56	25x80	P17	188.97	25x70
P5	178.67	25x70	P18	390.73	30x95
P6	364.88	30x90	P19	195.69	25x70
P7	188.78	25x70	P20	163.00	25x80
P8	234.73	25x110	P21	200.70	25x80
P9	301.73	L 80x80x25x25	P22	194.49	25x80
P10	205.98	30x75	P23	165.80	25x75
P11	167.22	25x90	P25	202.31	25x120
P13	227.74	25x120			

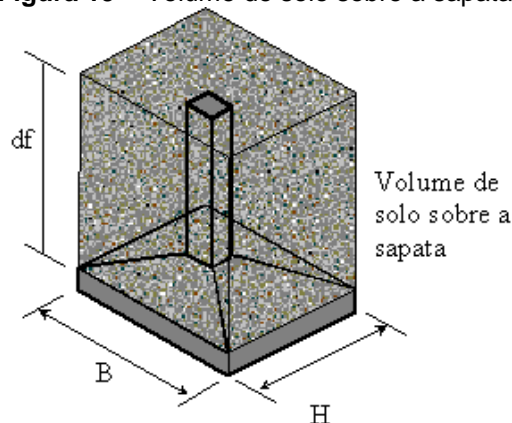
Fonte: Autor

4.4 Determinação das dimensões das sapatas com apoios rígidos

Com a determinação dos carregamentos dos pilares e das características do solo, torna possível o pré-dimensionamento das fundações.

O programa computacional Eberick possui um módulo que permite associar a estrutura com as fundações. Primeiramente, o software calcula a área da sapata para que suporte a pressão admissível do solo. Com as dimensões das sapatas fornecidas, é possível verificar o volume de solo sobre esta, e conseqüentemente determinar o peso de solo sobre a fundação.

Figura 19 – Volume de solo sobre a sapata.



Fonte: Eberick V8 Gold

De posse das dimensões da sapata, torna possível determinar o peso próprio dela. Com o carregamento do pilar, o peso do solo e o peso próprio da sapata, é recalculada as novas dimensões da fundação, bem como a carga total transferida para o solo.

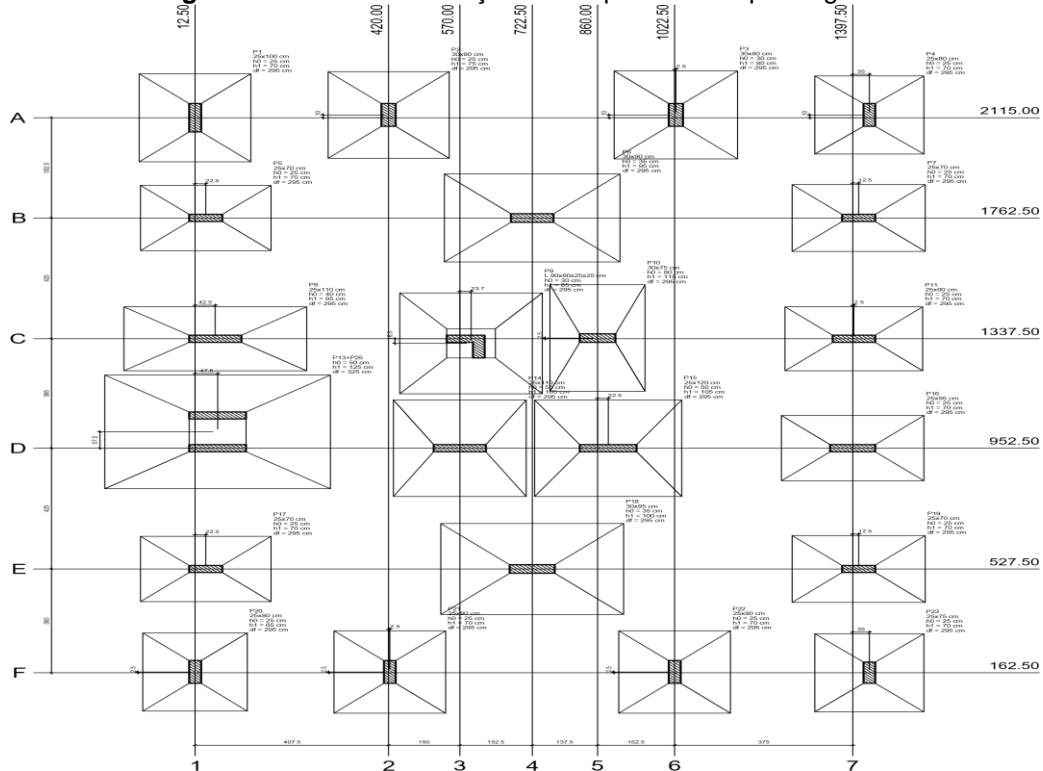
Desta forma, as sapatas foram dimensionadas por meio do software com as configurações pertinentes aos parâmetros da NBR 6122. A tabela 6 apresenta as cargas totais e as dimensões das sapatas do edifício com apoio rígido:

Tabela 6 – Cargas totais e dimensões das sapatas com apoio rígido.

Sapatas	Carga(tf)	Carga(kN)	Lado(m)	Base(m)	Área(m²)
S1	214,88	2141,07	3,10	2,35	7,29
S2	261,60	2606,59	3,05	2,55	7,78
S3	269,54	2685,70	3,10	2,60	8,06
S4	198,04	1973,27	2,80	2,25	6,30
S5	210,35	2095,93	2,75	2,30	6,33
S6	424,23	4227,03	3,70	3,10	11,47
S7	221,76	2209,62	2,80	2,35	6,58
S8	279,62	2786,14	3,85	2,25	8,66
S9	353,84	3525,67	3,55	3,00	10,65
S10	247,12	2462,31	3,75	2,00	7,50
S11	199,77	1990,51	2,90	2,25	6,53
S14	296,63	2955,63	3,40	2,80	9,52
S15	322,60	3214,39	3,40	3,10	10,54
S16	226,48	2256,65	3,00	2,30	6,90
S17	220,64	2198,46	2,75	2,30	6,33
S18	454,74	4531,04	3,85	3,20	12,32
S19	228,67	2278,47	2,80	2,35	6,58
S20	193,08	1923,85	2,75	2,20	6,05
S21	234,80	2339,55	2,90	2,35	6,82
S22	228,59	2277,67	2,90	2,35	6,82
S23	196,74	1960,32	2,75	2,25	6,19
S13-25	536,87	5349,38	4,75	4,00	19,00

Fonte: Autor

Durante o processo de cálculo foi necessário associar os pilares P13 e P25, devido à pequena proximidade entre ambas. A planta de locação das sapatas pode ser observada pela figura 20.

Figura 20 – Planta de locação das sapatas com apoio rígido.

Fonte: Eberick V8 Gold

4.5 Cálculo dos recalques das sapatas com apoios rígidos

Para estimar os recalques na fundação foi utilizado o método semi-empírico de Burland e Burbidge (1985) que utiliza parâmetros de deformabilidade e resistência correlacionados com resultados de sondagem SPT. De posse das áreas e cargas totais das sapatas, foram calculadas as pressões aplicadas no solo por m^2 . Com os valores de resistência a penetração do solo encontrados no laudo SPT, foi obtido as médias dos números de golpes (N_{spt}) da área de influência dos bulbos de pressão de cada sapata. Observa-se que os valores dos recalques foram relativamente baixos, uma vez que o solo apresenta uma alta resistência a compressão. Na Tabela 7, são apresentados os valores estimados dos recalques imediatos com apoio rígido.

Tabela 7 – Recalques imediatos com apoio rígido pelo método de Burland e Burbidge.

Sapatas	Pressão(kN/m^2)	N_{spt}	Recalque(mm)
S1	293,90	28	9,05
S2	335,14	28	10,75
S3	333,21	28	10,82
S4	313,22	28	9,26

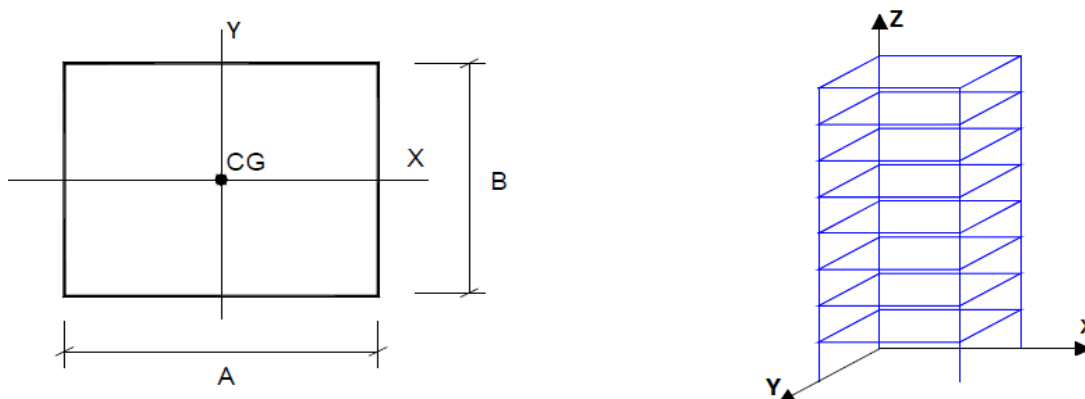
S5	331,37	28	9,88
S6	368,53	30	12,30
S7	335,81	28	10,16
S8	321,63	28	9,97
S9	331,05	30	10,78
S10	328,31	27	9,97
S11	305,06	28	9,07
S14	310,46	29	10,15
S15	304,97	30	10,02
S16	327,05	28	9,90
S17	347,58	28	10,37
S18	367,78	30	12,56
S19	346,27	28	10,48
S20	317,99	28	9,26
S21	343,29	28	10,45
S22	334,21	28	10,18
S23	316,82	28	9,34
S13-25	281,55	33	9,82

Fonte: Autor

4.6 Cálculo dos coeficientes de reação vertical e de mola

Para representar o comportamento elástico do terreno, o solo e a fundação são representados por três únicas molas elásticas nos pés dos pilares. Desta forma, é necessário calcular os coeficientes de mola para translação e rotação nos eixos considerados. O programa Eberick não determina os coeficientes das molas, então foi necessário calcular os mesmos manualmente.

Figura 21 – Dimensões e sistemas de eixos associados as molas elásticas.



Fonte: Autor

Empregou-se uma mola ao longo do eixo “Z” para representar o deslocamento vertical gerado em cada ponto. Para determinar os coeficientes de reação vertical recorreu-se ao método de Winkler que relaciona a pressão aplicada no solo com o recalque gerado, conforme a equação 10. Os coeficientes de mola são diretamente proporcionais ao módulo de reação vertical e a área da sapata, conforme a equação 11. A tabela 8 contém os resultados dos cálculos dos coeficientes ao longo do eixo “Z”.

Tabela 8 – Coeficientes de reação vertical (kv) e mola (km) ao longo do eixo “Z”.

Sapatas	Área(m²)	Pressão(kN/m²)	Recalque(mm)	kv(tf/m³)	km(tf/m)
S1	7,29	293,90	9,05	3260,65	23753,80
S2	7,78	335,14	10,75	3129,93	24343,04
S3	8,06	333,21	10,82	3089,36	24900,26
S4	6,30	313,22	9,26	3393,57	21379,51
S5	6,33	331,37	9,88	3364,57	21280,93
S6	11,47	368,53	12,30	3007,93	34500,93
S7	6,58	335,81	10,16	3316,30	21821,29
S8	8,66	321,63	9,97	3238,75	28055,64
S9	10,65	331,05	10,78	3082,37	32827,21
S10	7,50	328,31	9,97	3305,26	24789,44
S11	6,53	305,06	9,07	3374,00	22015,33
S14	9,52	310,46	10,15	3071,22	29238,02
S15	10,54	304,97	10,02	3053,89	32188,01
S16	6,90	327,05	9,90	3316,09	22881,00
S17	6,33	347,58	10,37	3364,57	21280,93
S18	12,32	367,78	12,56	2937,76	36193,21
S19	6,58	346,27	10,48	3316,30	21821,29
S20	6,05	317,99	9,26	3444,82	20841,14
S21	6,82	343,29	10,45	3296,47	22465,46
S22	6,82	334,21	10,18	3296,47	22465,46
S23	6,19	316,82	9,34	3403,89	21061,60
S13-25	19,00	281,55	9,82	2878,14	54684,66

Fonte: Autor

Para a rotação ao longo dos eixos “X” e “Y”, foi calculado, além dos coeficientes de reação vertical, os momentos de inércia da seção da base da sapata em relação aos dois eixos (I_{fx} e I_{fy}), conforme a equação 15. Os resultados dos cálculos dos coeficientes de mola para rotações k_{mx} e k_{my} estão apresentados na tabela 9:

Tabela 9 - Coeficientes de mola para rotações ao longo dos eixos “X” e “Y”.

Sapatas	$k_v(\text{tf}/\text{m}^3)$	I_{fy}	I_{fx}	$k_{my}(\text{tf.m}/\text{rad})$	$k_{mx}(\text{tf.m}/\text{rad})$
S1	3260,65	5,83	3,35	19022,83	10931,70
S2	3129,93	6,03	4,21	18870,93	13190,88
S3	3089,36	6,45	4,54	19940,96	14027,15
S4	3393,57	4,12	2,66	13967,95	9019,48
S5	3364,57	3,99	2,79	13411,42	9381,35
S6	3007,93	13,09	9,19	39359,81	27629,49
S7	3316,30	4,30	3,03	14256,57	10042,34
S8	3238,75	10,70	3,65	34654,56	11835,97
S9	3082,37	11,18	7,99	34475,41	24620,41
S10	3305,26	8,79	2,50	29050,12	8263,15
S11	3374,00	4,57	2,75	15429,08	9287,72
S14	3071,22	9,17	6,22	28165,96	19102,17
S15	3053,89	10,15	8,44	31007,79	25777,23
S16	3316,09	5,18	3,04	17160,75	10086,71
S17	3364,57	3,99	2,79	13411,42	9381,35
S18	2937,76	15,22	10,51	44706,16	30884,88
S19	3316,30	4,30	3,03	14256,57	10042,34
S20	3444,82	3,81	2,44	13134,26	8405,93
S21	3296,47	4,78	3,14	15744,54	10338,79
S22	3296,47	4,78	3,14	15744,54	10338,79
S23	3403,89	3,90	2,61	13273,19	8885,36
S13-25	2878,14	35,72	25,33	102818,38	72912,76

Fonte: Autor

4.7 Aplicação dos coeficientes de mola nos apoios das fundações

Com os valores dos coeficientes de mola determinados acima, o programa contém a ferramenta que possibilita a substituição dos apoios totalmente rígidos por apoios elásticos, permitindo a representação mais real do comportamento estrutural.

Para considerar a interação solo-estrutura é necessário observar alguns detalhes físicos. Neste estudo, foram restringidas as movimentações dos apoios nos eixos horizontais, sendo apenas liberadas as movimentações no eixo vertical “Z” e as suas rotações nos eixos “X” e “Y”, regidos pelos coeficientes de mola do solo.

O primeiro item a ser analisado será as divergências presentes na estabilidade global, seguido dos momentos e esforços de reação dos pilares e vigas.

4.8 Avaliação da estabilidade global

O coeficiente γ_z (Gama-z) tem como objetivo, para fins de cálculo, classificar a estrutura quanto à deslocabilidade dos nós, sendo assim possível avaliar a importância dos esforços de 2ª ordem globais.

A NBR 6118:2014 apresenta dois critérios para que se classifique a estrutura quanto a deslocabilidade de seus nós: o Parâmetro Alfa e o coeficiente Gama-z. Ambos analisam indiretamente a condição de que os efeitos de 2ª ordem não excedam em mais de 10% aqueles calculados pela análise estática linear de 1ª ordem, mas em alguns casos, o coeficiente Gama-z expressa com maior fidelidade determinadas situações, em que o Parâmetro Alfa, supostamente proporcionaria resultados fora da realidade. Por este motivo, esse é o índice considerado para essa finalidade no Eberick.

Deste modo, foi calculado um valor de Gama-z (X e Y) para cada combinação de cálculo definida. Destes, os valores máximos em X e Y são utilizados como valores críticos. Ainda, o coeficiente Gama-z é determinado através de uma análise elástica, considerando a não linearidade física dos elementos estruturais, por meio da configuração dos valores de rigidez destes. Visto como o valor de Gama-z representa o próprio efeito de 2ª ordem, é necessário satisfazer à condição, $\gamma_z \leq 1.1$ para considerar a estrutura como indeslocável (nós fixos). Se o coeficiente Gama-z é superior a 1,1 e a estrutura será classificada como de nós móveis, os parâmetros fornecidos pela análise P-Delta passam a ter maior importância na análise da estabilidade global da estrutura.

Segundo Franco (1985), no caso de uma estrutura de nós móveis, é necessária uma análise de todo o conjunto, que leve em conta tanto a não-linearidade geométrica quanto física. Não se pode, em princípio, considerar cada pilar isoladamente, como no caso das estruturas de nós fixos, no entanto, é possível para estruturas regulares e dentro de certos limites, a adoção de métodos aproximados como o processo P-Delta que permitam esse tipo de consideração.

Com o Eberick, pode-se calcular os efeitos de 2ª ordem em estruturas através do processo P-Delta. Na figura 22 é apresentado os valores dos coeficientes Gama-z e os valores gerados pela a análise P-Delta para o edifício com apoios rígidos e apoios elásticos, respectivamente:

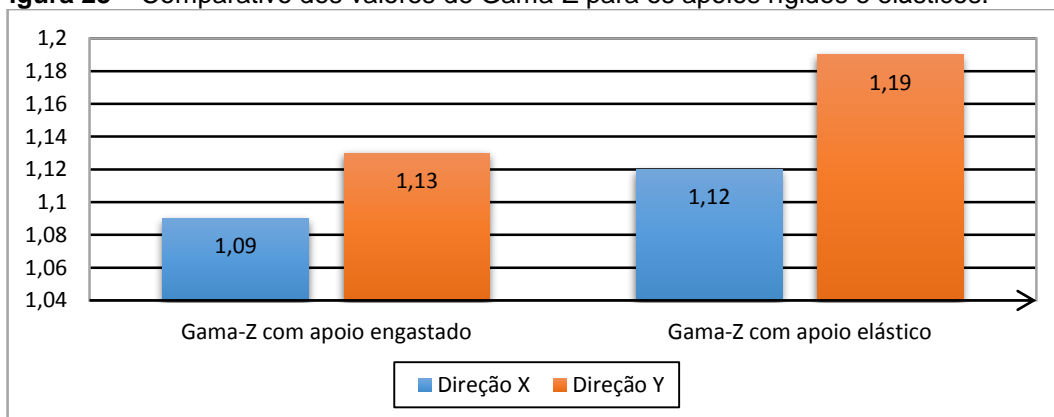
Figura 22 – Análises da estabilidade global do edifício com apoios rígido e elástico.

Resultados	Mensagens
Análise de 1ª ordem: Processo de pórtico espacial	
Cargas verticais: Peso próprio = 2267.93 tf Adicional = 1600.77 tf Acidental = 717.40 tf Água = 34.56 tf Total = 4620.66 tf Área aproximada = 3875.25 m² Relação = 1192.35 kgf/m²	
Deslocamento horizontal: Direção X = 1.50 cm (limite 2.93) Direção Y = 1.24 cm (limite 2.93)	
Coefficiente Gama-Z: Direção X = 1.09 (limite 1.10) Direção Y = 1.13 (limite 1.10)	
Análise de 2ª ordem: Processo P-Delta	
Deslocamentos no topo da edificação: Acidental: 0.05 » 0.05 (+7.03%) Água: 0.03 » 0.03 (+8.99%) Vento X+: 4.62 » 4.99 (+7.99%) Vento X-: 4.62 » 4.99 (+7.99%) Vento Y+: 3.71 » 4.12 (+11.04%) Vento Y-: 3.71 » 4.12 (+11.04%) Desaprumo X+: 0.39 » 0.43 (+8.05%) Desaprumo X-: 0.39 » 0.43 (+8.05%) Desaprumo Y+: 0.72 » 0.80 (+11.45%) Desaprumo Y-: 0.72 » 0.80 (+11.45%)	
Análise de 1ª ordem: Processo de pórtico espacial	
Cargas verticais: Peso próprio = 2267.93 tf Adicional = 1600.77 tf Acidental = 717.40 tf Água = 34.56 tf Total = 4620.66 tf Área aproximada = 3875.25 m² Relação = 1192.35 kgf/m²	
Deslocamento horizontal: Direção X = 1.99 cm (limite 2.93) Direção Y = 1.75 cm (limite 2.93)	
Coefficiente Gama-Z: Direção X = 1.12 (limite 1.10) Direção Y = 1.19 (limite 1.10)	
Análise de 2ª ordem: Processo P-Delta	
Deslocamentos no topo da edificação: Acidental: 0.07 » 0.08 (+7.52%) Água: 0.06 » 0.07 (+12.53%) Vento X+: 6.00 » 6.64 (+10.64%) Vento X-: 6.00 » 6.64 (+10.64%) Vento Y+: 5.01 » 5.84 (+16.61%) Vento Y-: 5.01 » 5.84 (+16.61%) Desaprumo X+: 0.68 » 0.76 (+10.74%) Desaprumo X-: 0.68 » 0.76 (+10.74%) Desaprumo Y+: 0.98 » 1.15 (+17.23%) Desaprumo Y-: 0.98 » 1.15 (+17.23%)	

Fonte: Eberick V8 Gold

Comparando os resultados das análises da estabilidade global, é importante destacar que os valores de Gama-Z na direção X com apoios rígidos não necessitam considerar os efeitos de 2ª ordem, mas quando substituídos pelos apoios elásticos passam a ser considerados os efeitos de 2ª ordem, pois há um acréscimo de 3% ultrapassando o limite de 1,10. Na direção Y, já se considerava os efeitos de 2ª ordem, porém houve um aumento de 6% com a utilização dos apoios elásticos. O gráfico da figura 23 ilustra as diferenças entre os dois tipos de apoios estudados:

Figura 23 – Comparativo dos valores de Gama-Z para os apoios rígidos e elásticos.

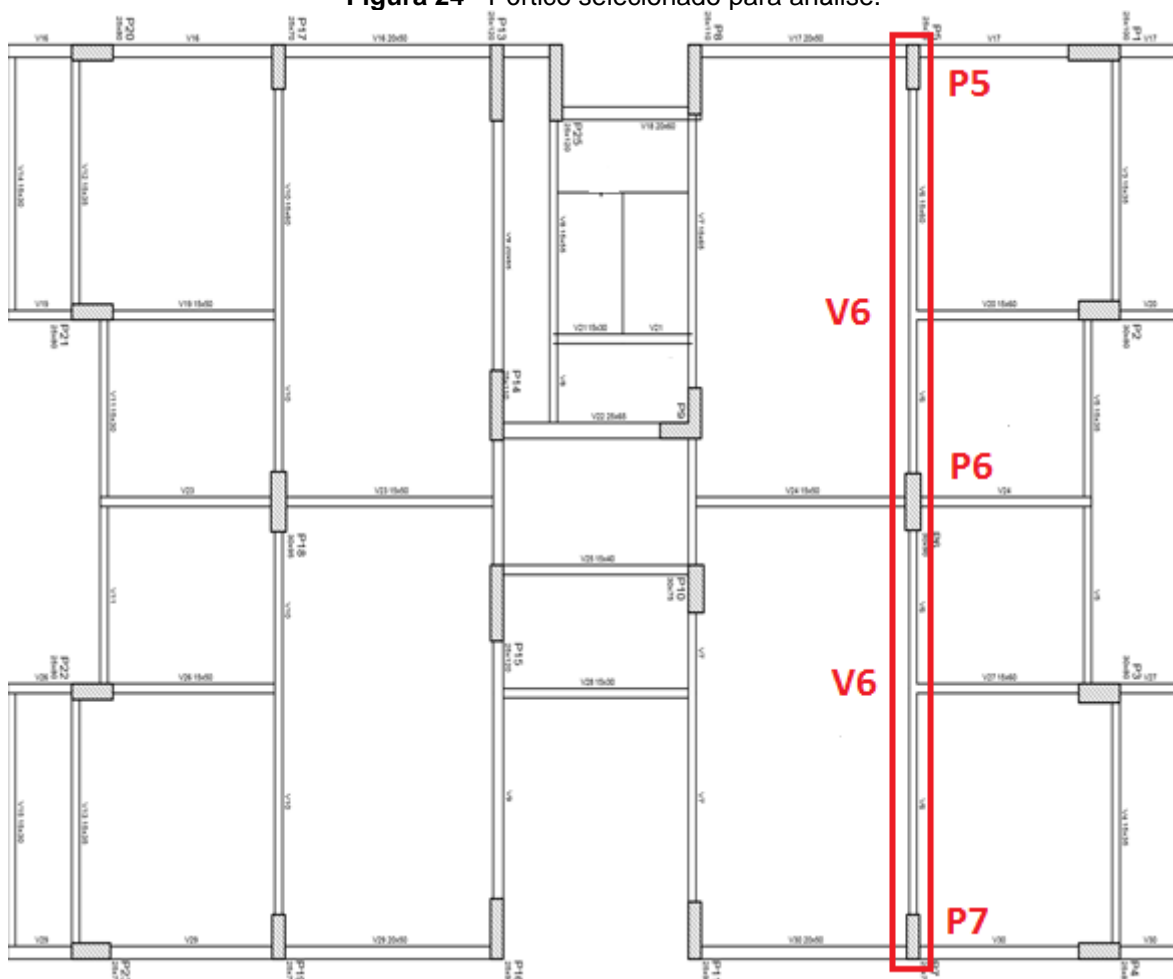


4.9 Análise comparativa dos momentos fletores e esforços

Inicialmente a estrutura foi processada admitindo-se apoios rígidos, para fins de pré-dimensionamento e de análises comparativas. Determinada as dimensões das bases das sapatas e calculados os coeficientes de mola, a estrutura foi novamente processada considerando a interação solo-estrutura. Observa-se que com o uso de apoios flexíveis, as peças que compõe a estrutura apresentam variações nos valores dos momentos fletores, esforços cortantes e normais.

Foi escolhido um pórtico da estrutura, para que suas peças estruturais sejam estudadas individualmente, analisando os efeitos da consideração da interação solo-estrutura. O pórtico selecionado está demarcado, conforme a figura 24.

Figura 24 - Pórtico selecionado para análise.



Fonte: Autor

Comparando os momentos fletores positivos do primeiro e segundo tramo da viga 6, a consideração da interação solo-estrutura demonstrou valores com

divergências mais expressivas, em termos percentuais, nos primeiros pavimentos, quando comparado ao método de apoio rígido. Nos primeiros cinco pavimentos, para o tramo 1 ocorreu uma variação entre 5% a 11%, para o tramo 2 variou entre 3% a 9%, valores mais elevados que o método convencional de análise, sendo que os maiores valores se encontram juntos a base do edifício.

A tabela 10 mostra os valores numéricos dos momentos positivos obtidos das análises dos métodos pelo programa computacional, enquanto as figuras 25 e 26 ilustram os mesmos graficamente.

Tabela 10 - Momentos positivos (kN.m) nos tramos 1 e 2 da viga 6, com e sem ISE.

Pav.	Momentos Positivos Tramo 1			Momentos Positivos Tramo 2		
	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%
0	702,48	774,60	10,27	729,71	789,02	8,13
1	674,08	742,23	10,11	706,20	741,69	5,03
2	667,09	724,42	8,59	694,28	721,12	3,87
3	657,84	706,06	7,33	678,81	701,47	3,34
4	651,52	689,44	5,82	663,63	684,51	3,15
5	645,27	672,30	4,19	648,26	668,24	3,08
6	639,30	655,41	2,52	636,90	652,54	2,46
7	633,56	646,60	2,06	628,16	638,27	1,61
8	628,08	641,47	2,13	619,76	630,34	1,71
9	622,90	636,53	2,19	611,77	622,34	1,73
10	618,01	631,72	2,22	604,33	614,86	1,74
11	613,74	627,23	2,20	597,72	608,23	1,76
12	609,38	622,11	2,09	592,61	602,98	1,75

Fonte: Autor

Figura 25 - Momentos positivos (kN.m) no Tramo 1, com e sem ISE.

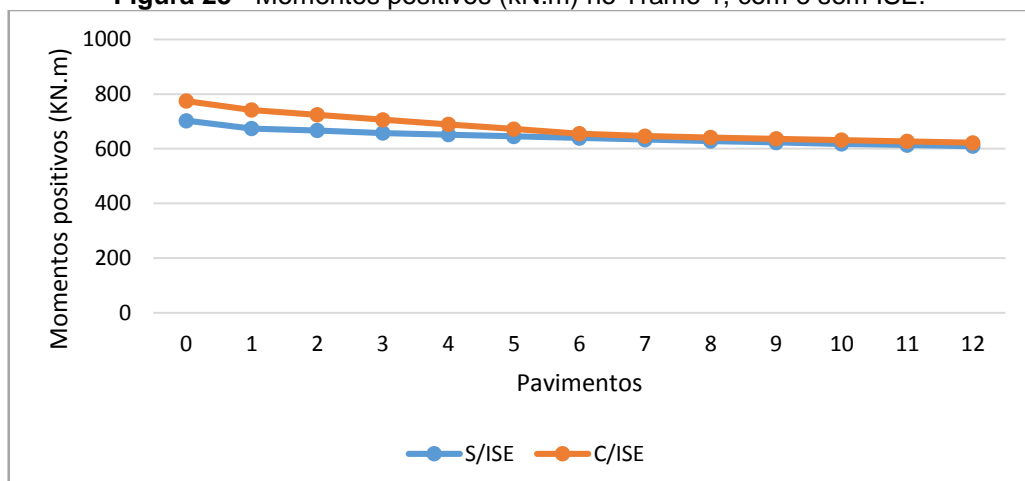
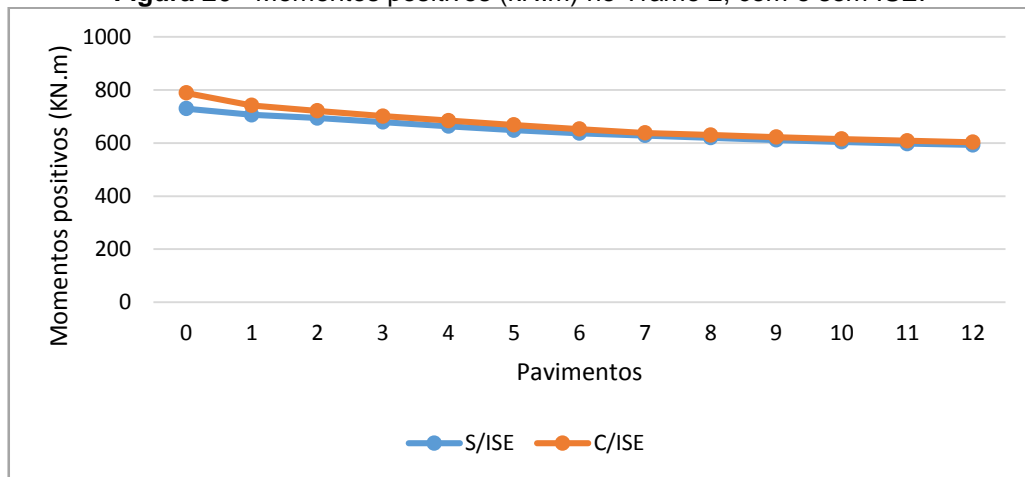


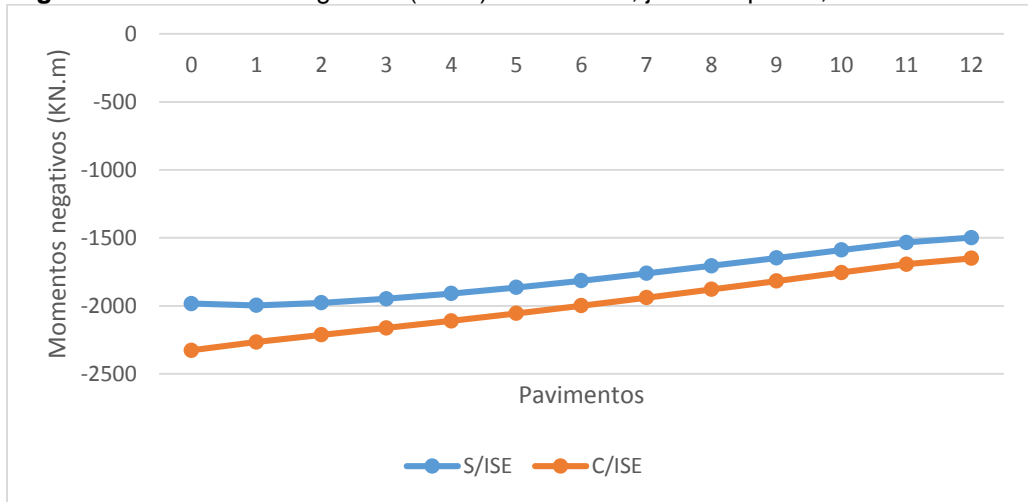
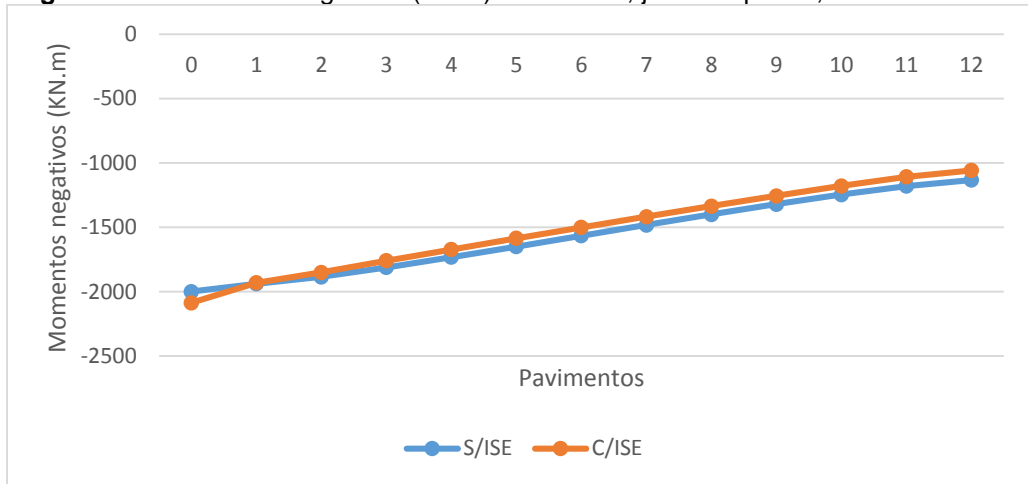
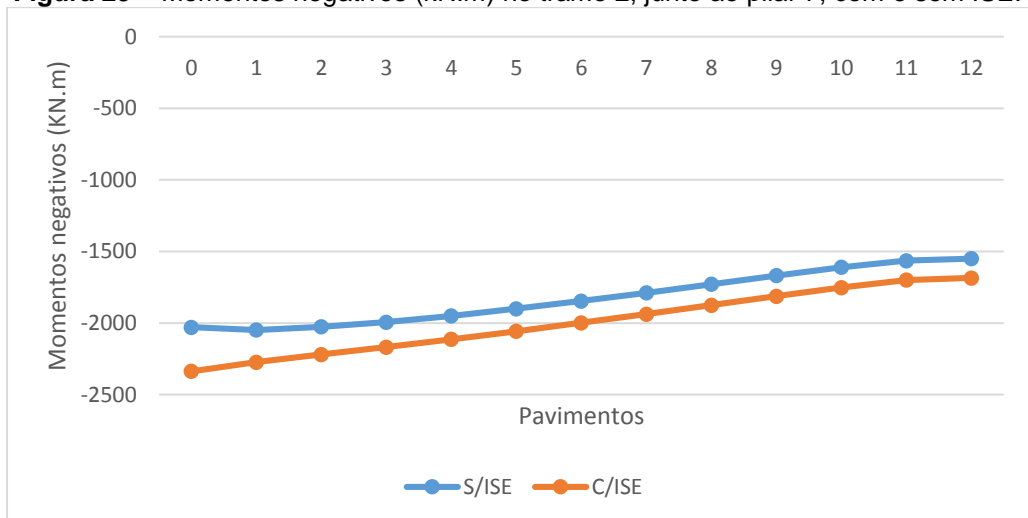
Figura 26 - Momentos positivos (kN.m) no Tramo 2, com e sem ISE.

Também foi observada para os momentos negativos da viga 6, uma expressiva variação de valores entre os tramos, chegando a atingir 17% mais elevado que o método de apoios rígidos no tramo 1, junto ao pilar 5, no pavimento térreo da edificação. Ocorreu também uma redistribuição dos momentos negativos no tramo 1 das vigas dos pavimentos de 1 a 12, junto ao pilar 6, onde aconteceu uma redução entre 0,3% a 7% comparado ao método convencional. No tramo 2, junto ao pilar 7, os valores variaram entre 8% a 16% mais elevados, ao longo de todos os pavimentos. A tabela 11 mostram os valores numéricos dos momentos negativos e as figuras 27, 28 e 29 ilustram graficamente as variações de valores considerando ou não a ISE.

Tabela 11 - Momentos negativos (kN.m) nos tramos 1 e 2 da viga 6, com e sem ISE.

Pav.	Momentos Negativos Tramo 1						Momentos Negativos Tramo 2		
	Junto ao P5			Junto ao P6			Junto ao P7		
	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%
0	-1983,31	-2327,19	17,34	-1999,25	-2085,66	4,32	-2029,62	-2337,24	15,16
1	-1996,56	-2265,96	13,49	-1937,44	-1930,72	0,35	-2048,17	-2273,42	11,00
2	-1977,43	-2213,31	11,93	-1884,12	-1849,87	1,82	-2026,44	-2219,86	9,54
3	-1948,55	-2163,01	11,01	-1810,42	-1758,44	2,87	-1993,71	-2168,02	8,74
4	-1909,48	-2110,44	10,52	-1731,50	-1671,43	3,47	-1949,97	-2113,83	8,40
5	-1864,48	-2055,74	10,26	-1648,94	-1584,75	3,89	-1900,32	-2057,35	8,26
6	-1814,74	-1998,62	10,13	-1565,19	-1500,14	4,16	-1846,09	-1998,34	8,25
7	-1761,53	-1939,51	10,10	-1481,59	-1416,59	4,39	-1788,71	-1937,31	8,31
8	-1705,67	-1878,84	10,15	-1399,35	-1334,64	4,62	-1729,27	-1874,96	8,43
9	-1647,95	-1817,12	10,27	-1319,86	-1255,05	4,91	-1668,86	-1812,19	8,59
10	-1589,41	-1755,18	10,43	-1245,33	-1177,96	5,41	-1610,22	-1751,74	8,79
11	-1533,64	-1693,56	10,43	-1179,63	-1107,03	6,15	-1564,68	-1699,47	8,61
12	-1498,34	-1650,46	10,15	-1132,26	-1058,17	6,54	-1549,33	-1684,83	8,75

Fonte: Autor

Figura 27 - Momentos negativos (kN.m) no tramo 1, junto ao pilar 5, com e sem ISE.**Figura 28** - Momentos negativos (kN.m) no tramo 1, junto ao pilar 6, com e sem ISE.**Figura 29** - Momentos negativos (kN.m) no tramo 2, junto ao pilar 7, com e sem ISE.

Comparando o comportamento dos pilares deste pórtico quando adotado a interação solo-estrutura, observou-se que os de extremidade (P5 e P7) e o central (P6) redistribuíram seus momentos tanto no topo como na base dos pilares.

Nos momentos de topo dos pilares P5 e P7 ocorreu uma variação entre 8% a 45%, ao longo de todos os pavimentos, tendo as maiores variações nos primeiros pavimentos. Já no pilar P6 foi onde ocorreu as maiores variações de valores de momentos de topo, principalmente no pavimento térreo do edifício, onde chegou a variar 102%. A tabela 12 mostra os valores numéricos dos momentos de topo dos pilares do pórtico e as figuras 31, 32 e 33 ilustram a análise dos diferentes métodos.

Tabela 12 - Momentos (kN.m) no topo dos pilares P5, P6 e P7, com e sem ISE.

Pav.	Momentos no Topo do Pilar								
	P5			P6			P7		
	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%
0	930,80	1325,20	42,37	930,50	1883,00	102,36	932,00	1350,70	44,92
1	1122,30	1361,60	21,32	1005,10	1359,30	35,24	1157,80	1369,50	18,28
2	1117,00	1303,90	16,73	1056,00	1346,10	27,47	1150,70	1314,10	14,20
3	1139,00	1292,60	13,49	1067,50	1265,40	18,54	1174,10	1301,60	10,86
4	1134,50	1270,30	11,97	1043,90	1206,50	15,58	1167,30	1278,90	9,56
5	1125,30	1249,70	11,05	1005,70	1143,10	13,66	1156,00	1257,80	8,81
6	1109,10	1225,70	10,51	954,80	1076,60	12,76	1137,30	1233,20	8,43
7	1088,60	1199,40	10,18	896,00	1006,20	12,30	1114,30	1206,00	8,23
8	1064,10	1170,30	9,98	831,10	932,50	12,20	1086,80	1175,40	8,15
9	1036,70	1139,40	9,91	759,50	853,90	12,43	1056,50	1142,70	8,16
10	1004,30	1104,10	9,94	687,30	777,00	13,05	1015,90	1099,70	8,25
11	974,60	1073,30	10,13	587,70	672,90	14,50	986,10	1069,90	8,50
12	912,20	1008,10	10,51	550,40	642,70	16,77	861,90	938,40	8,88

Fonte: Autor

Figura 30 – Momentos (kN.m) no topo do pilar P5, com e sem ISE.

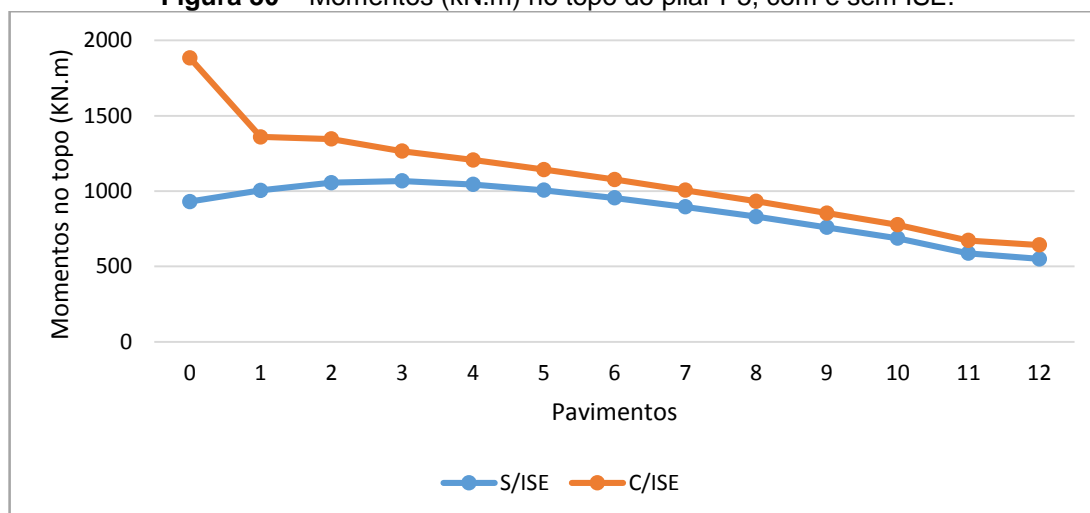
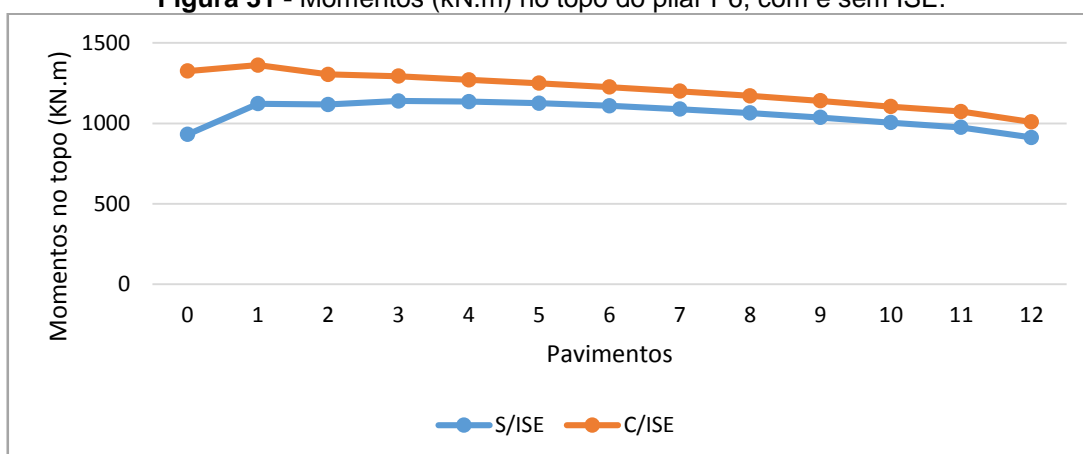
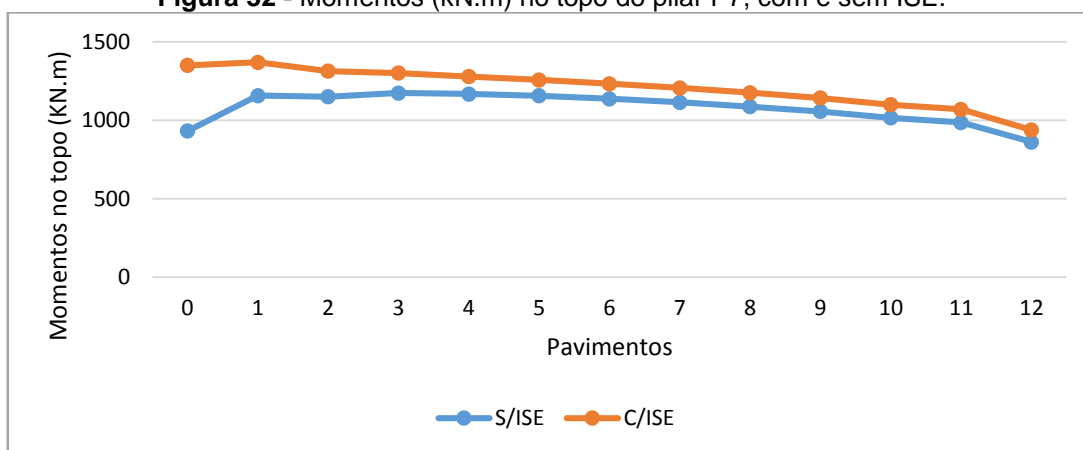


Figura 31 - Momentos (kN.m) no topo do pilar P6, com e sem ISE.**Figura 32 - Momentos (kN.m) no topo do pilar P7, com e sem ISE.**

Nos momentos de base dos pilares de extremidade ocorreram variações no pavimento térreo entre 19% a 24% e nos demais pavimentos variaram em média 9%.

Em virtude dos efeitos da interação solo-estrutura, os momentos de base do pilar central houve variações maiores nos últimos pavimentos, onde atingiu cerca de 69% de aumento no pavimento tipo 11. No pavimento tipo 1 ocorreu uma variação negativa de 46%. Os demais valores estão apresentados na tabela 13 e as análises dos métodos ilustradas pelas figuras 33, 34 e 35.

Tabela 13 - Momentos (kN.m) na base dos pilares P5, P6 e P7, com e sem ISE.

Pav.	Momentos na Base do Pilar								
	P5			P6			P7		
	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%
0	891,80	684,60	23,23	1677,90	1279,10	23,77	857,30	693,50	19,11
1	1156,90	1175,00	1,56	975,70	522,30	46,47	1228,40	1288,80	4,92
2	996,30	1064,40	6,84	818,00	815,30	0,33	1037,30	1087,50	4,84
3	993,00	1076,30	8,39	696,60	698,90	0,33	1031,40	1094,30	6,10
4	951,10	1043,60	9,73	584,30	635,90	8,83	983,00	1059,90	7,82
5	923,40	1018,00	10,24	493,90	552,90	11,95	951,80	1031,90	8,42
6	892,80	987,40	10,60	405,70	470,20	15,90	917,70	999,00	8,86
7	863,10	956,70	10,84	322,20	387,40	20,24	885,10	966,10	9,15
8	836,30	926,00	10,73	241,40	306,30	26,88	861,30	940,90	9,24
9	821,20	909,80	10,79	163,20	227,30	39,28	845,10	924,10	9,35
10	804,90	892,30	10,86	90,40	153,40	69,69	828,90	907,20	9,45
11	802,10	893,50	11,40	49,90	79,10	58,52	822,10	900,60	9,55
12	790,80	879,30	11,19	47,50	56,20	18,32	804,60	881,50	9,56

Fonte: Autor

Figura 33 - Momentos (kN.m) na base do pilar P5, com e sem ISE.

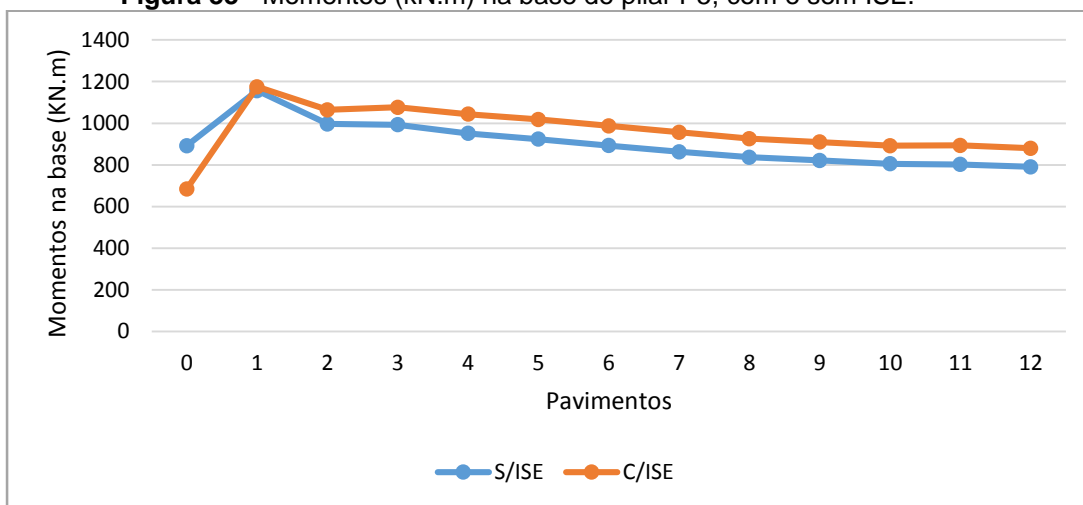


Figura 34 - Momentos (kN.m) na base do pilar P6, com e sem ISE.

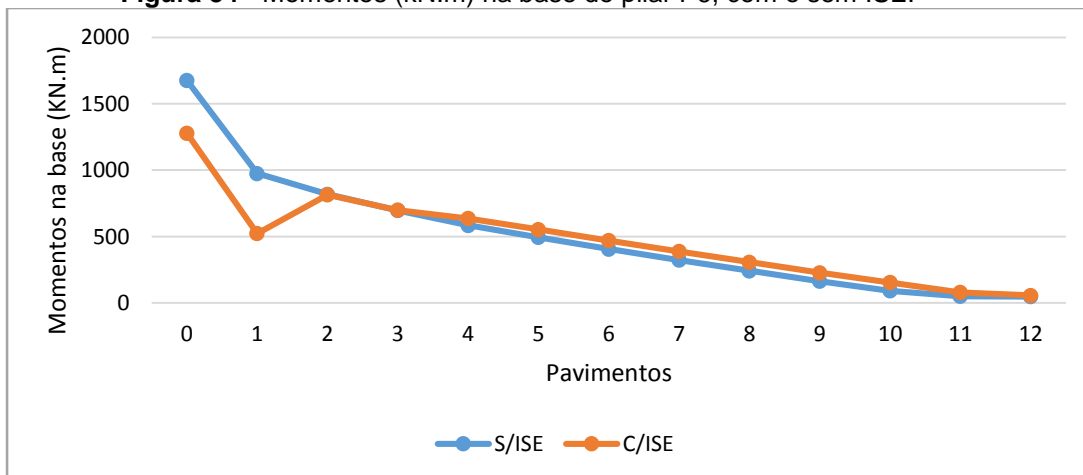
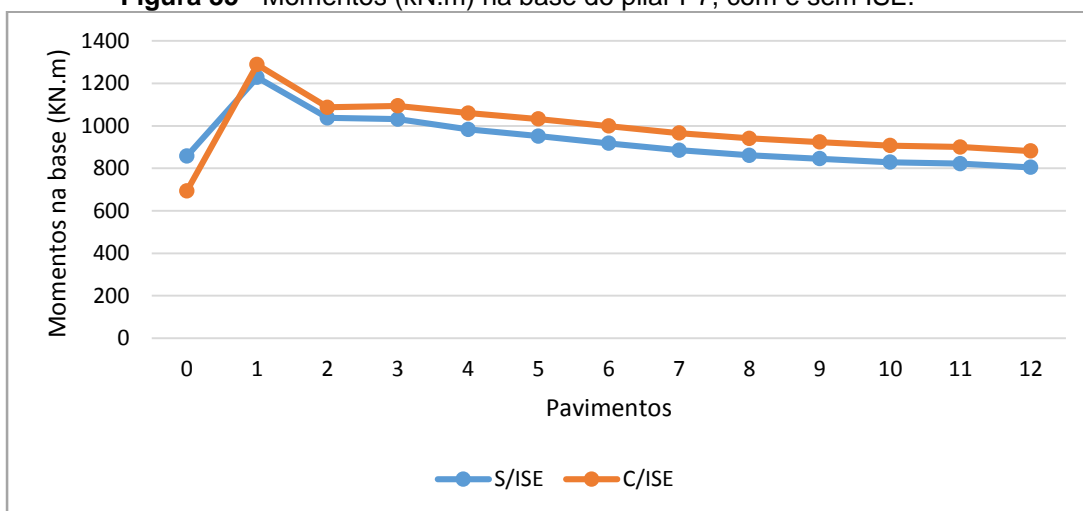


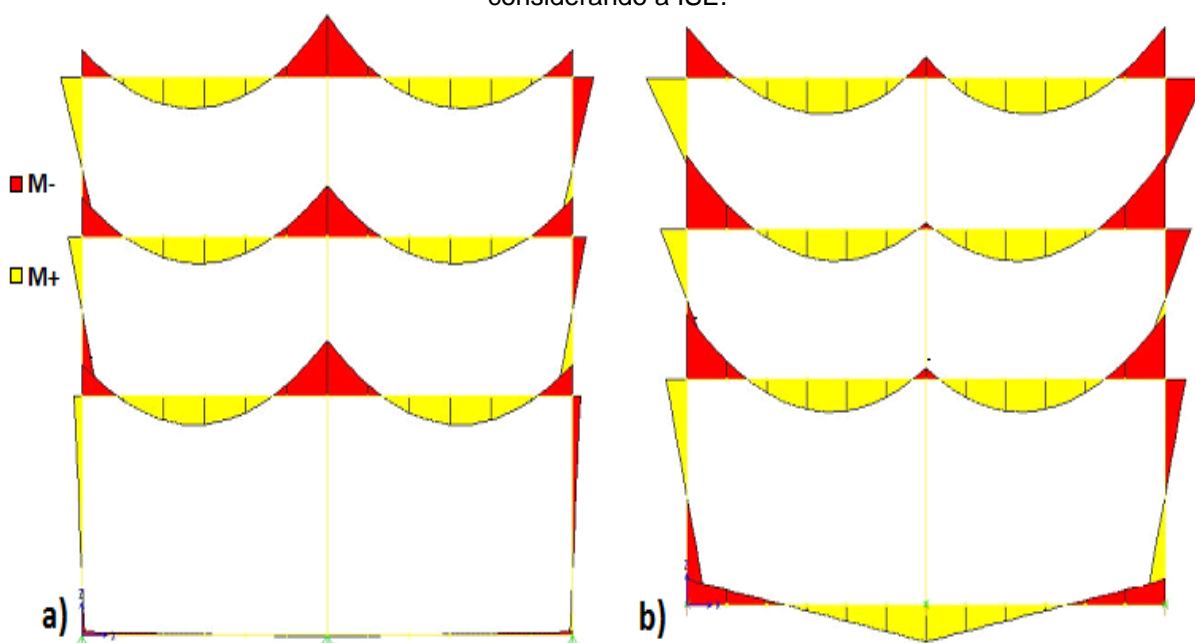
Figura 35 - Momentos (kN.m) na base do pilar P7, com e sem ISE.



Analisando os resultados dos cálculos dos momentos fletores, observa-se que houve uma redução dos momentos fletores no engaste das vigas com o pilar central, quando se considerou o apoio como flexível, conseqüentemente, os valores do momento no meio dos vãos e nos cantos das vigas aumentaram, além do aparecimento de momento na viga de fundação.

Para simplificar o entendimento dessa redistribuição de momentos no pórtico, podemos visualizar a comparação dos diagramas nos três primeiros pavimentos, conforme a figura 30.

Figura 36 – a) Momento fletor no pórtico com apoio rígido; b) Momento fletor das vigas no pórtico considerando a ISE.



Fonte: Autor

Constatou-se neste exemplo, que quando considerado a interação solo-estrutura, os esforços normais apresentaram variações negativas em todos os pilares analisados, com valores variando entre 0% a 4%. Pelo fato do carregamento ser o mesmo para os dois métodos, todas as forças de reações verticais nos apoios diminuíram, proporcionando uma redistribuição vetorial destas forças nas outras direções em que ofereceu alguma restrição de apoio.

A tabela 14 apresenta os valores numéricos dos esforços normais e as figuras 36,37 e 38 ilustram graficamente as variações de valores entre os métodos.

Tabela 14 – Esforço normal (kN) ao longo dos pilares P5, P6 e P7, com e sem a ISE.

Pav.	Esforço Normal no Pilar								
	P5			P6			P7		
	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%
0	-2403,00	-2367,20	1,49	-4916,50	-4727,90	3,84	-2541,30	-2487,90	2,10
1	-2198,80	-2166,70	1,46	-4528,30	-4350,90	3,92	-2328,70	-2280,60	2,07
2	-2001,20	-1973,10	1,40	-4147,90	-3984,40	3,94	-2122,20	-2080,30	1,97
3	-1808,90	-1784,70	1,34	-3771,70	-3622,40	3,96	-1920,50	-1884,30	1,88
4	-1621,70	-1601,00	1,28	-3399,90	-3265,00	3,97	-1723,40	-1692,60	1,79
5	-1439,00	-1421,40	1,22	-3032,10	-2911,60	3,97	-1530,70	-1504,60	1,71
6	-1260,30	-1245,60	1,17	-2668,10	-2561,80	3,98	-1341,80	-1320,00	1,62
7	-1085,40	-1073,10	1,13	-2307,40	-2215,40	3,99	-1156,60	-1138,40	1,57
8	-913,60	-903,60	1,09	-1949,80	-1871,90	4,00	-974,50	-959,70	1,52
9	-744,70	-740,00	0,63	-1595,00	-1531,20	4,00	-795,20	-783,40	1,48
10	-578,30	-578,30	0,00	-1242,60	-1192,80	4,01	-618,40	-609,40	1,46
11	-415,20	-416,60	0,34	-892,30	-857,10	3,94	-443,80	-440,00	0,86
12	-253,80	-254,80	0,39	-543,80	-523,50	3,73	-270,80	-270,20	0,22

Fonte: Autor

Figura 37 – Esforço normal (kN) ao longo do pilar P5, com e sem ISE.

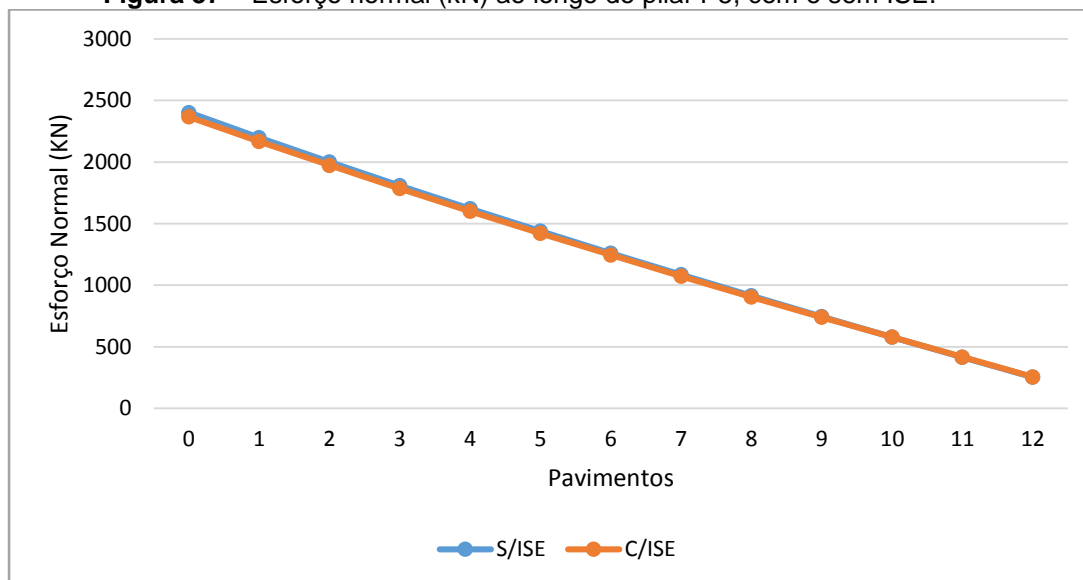
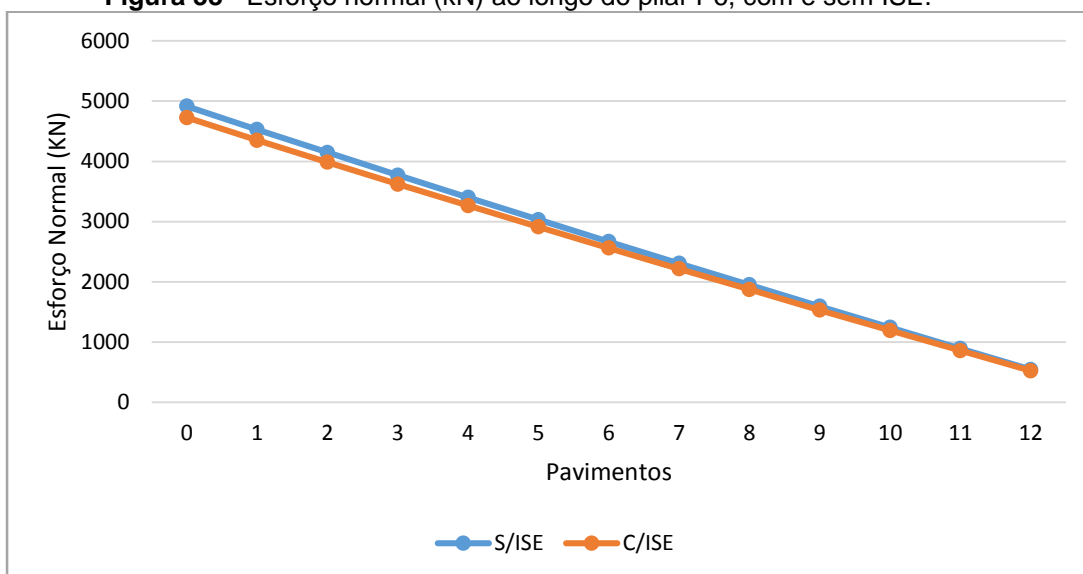
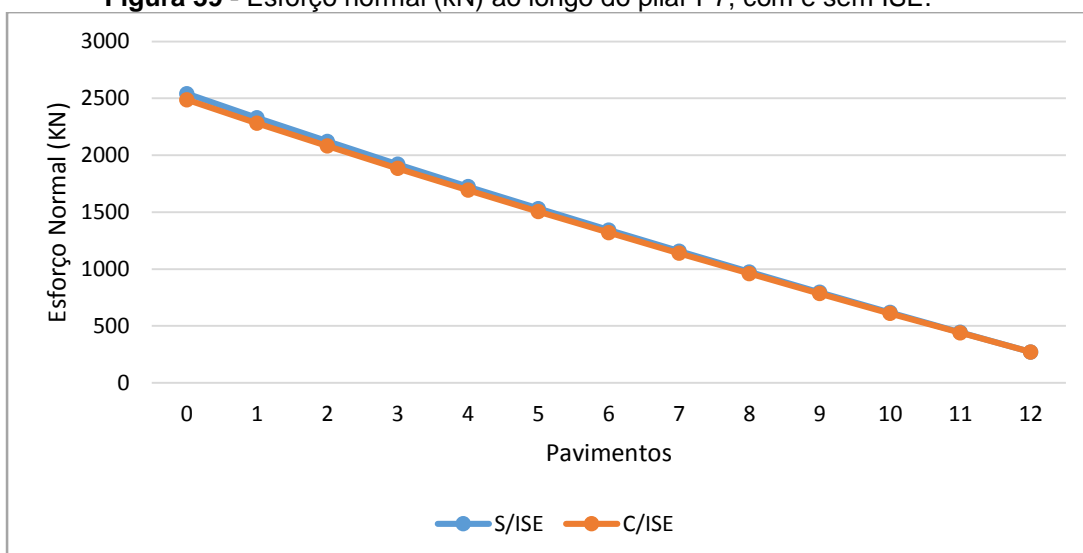


Figura 38 - Esforço normal (kN) ao longo do pilar P6, com e sem ISE.**Figura 39** - Esforço normal (kN) ao longo do pilar P7, com e sem ISE.

Também se observa que o método que considera a interação solo-estrutura leva a uma redistribuição dos esforços nos elementos estruturais e tende a uniformizar os recalques da edificação. Os pilares mais carregados de uma edificação podem sofrer redução de carga, proveniente dessa interação. Desta forma comprova-se a teoria de Chamecki (1954), em que os pilares mais carregados tendem a sofrer um alívio de cargas.

Para dimensionar os pilares de uma edificação, um dos principais parâmetros de cálculo são os efeitos normais. Em grandes edificações essas diferenças nos esforços normais podem gerar economia na execução de pilares e ainda garantir mais área útil dentro da edificação.

Foram analisados também os esforços cortantes, que apresentaram variações positivas no tramo 1 entre 3,5% a 8% e no tramo 2 de 2,9% a 5% sendo as maiores diferenças nos primeiros pavimentos. A tabela 15 mostra os valores numéricos e as figuras 40 e 41 ilustram o comportamento dos esforços com e sem a interação solo-estrutura.

Tabela 15 – Esforços cortantes nos tramos 1 e 2 da viga 6, com e sem ISE.

Pav.	Esforço Cortante Tramo 1			Esforço Cortante Tramo 2		
	S/ISE	C/ISE	%	S/ISE	C/ISE	%
0	133,00	143,40	7,82	146,30	153,10	4,65
1	133,10	141,20	6,09	144,30	150,80	4,50
2	132,40	139,50	5,36	143,40	149,00	3,91
3	131,40	137,80	4,87	142,40	147,30	3,44
4	130,10	136,10	4,61	141,60	145,90	3,04
5	129,10	134,40	4,11	140,70	144,90	2,99
6	128,30	133,40	3,98	139,70	143,80	2,93
7	127,40	132,40	3,92	138,70	142,70	2,88
8	126,40	131,30	3,88	137,60	141,60	2,91
9	125,40	130,20	3,83	136,50	140,50	2,93
10	124,30	129,10	3,86	135,40	139,40	2,95
11	123,30	127,90	3,73	134,40	138,40	2,98
12	122,00	126,50	3,69	133,50	137,50	3,00

Fonte: Autor

Figura 40 – Esforço Cortante (kN) no Tramo 1 da viga 6, com e sem ISE.

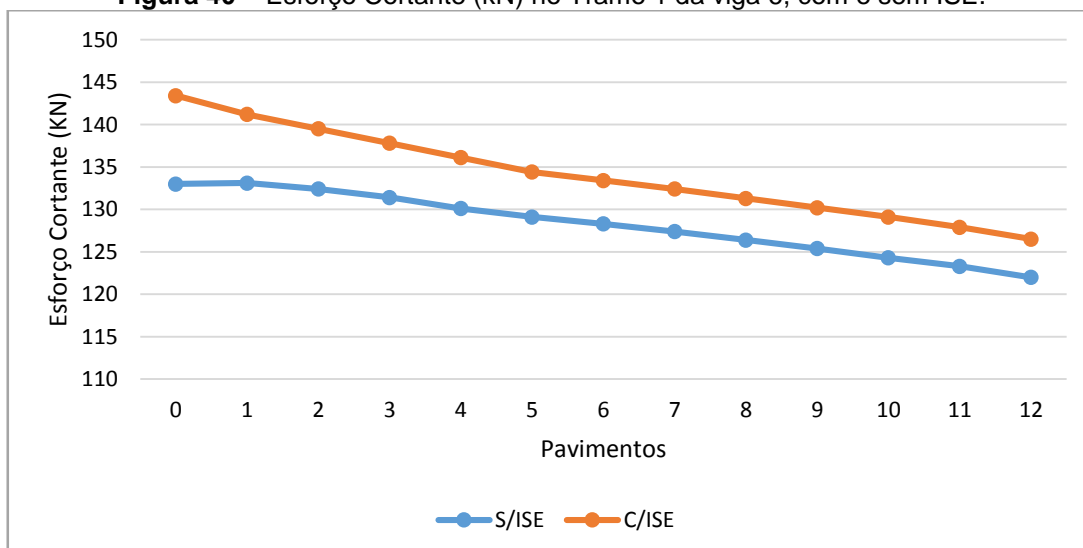
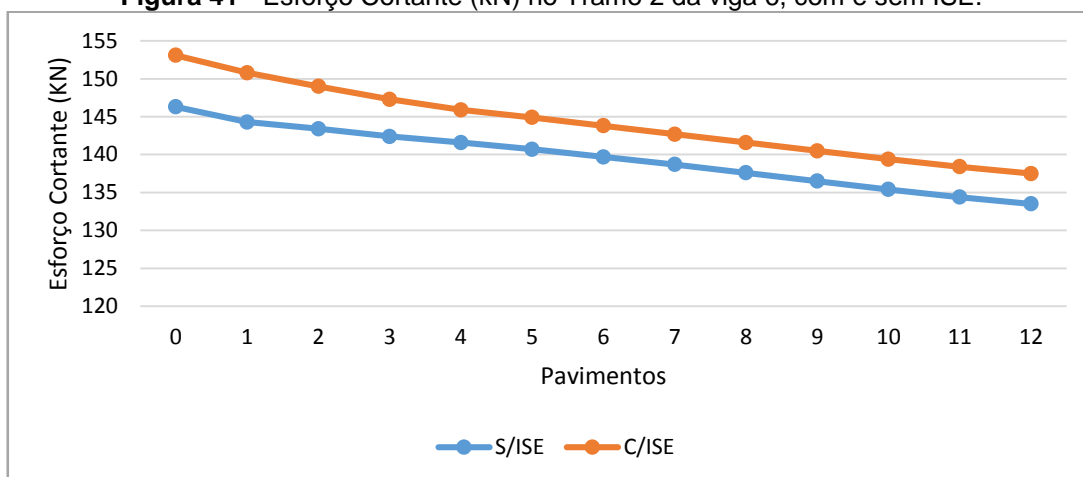


Figura 41 - Esforço Cortante (kN) no Tramo 2 da viga 6, com e sem ISE.

Observou-se que o comportamento da estrutura é inteiramente distinto quando considera a interação solo-estrutura de quando se adota apoios rígidos, alguns fatores influenciam na proporção dessas diferenças, como a rigidez da estrutura e a características dos solos.

Segundo vários autores de estudos sobre a interação solo-estrutura, os projetistas estruturais, na maioria dos casos, não consideram o comportamento dos apoios e a redistribuição dos esforços gerados na edificação como um todo. Conseqüentemente essa redistribuição de esforços não previstas levam a estrutura a se comportar de maneira diferente para a qual foi projetada, podendo causar desconforto para os usuários da edificação, principalmente, pela manifestação de fissuras e trincas.

Estruturas apoiadas em solos com pouca resistência a compressão necessitam ter uma atenção maior, buscando analisar a movimentação dos apoios, uma vez que os recalque diferenciais em grandes desuniformidades podem acarretar problemas que interfiram na integridade da mesma.

A consideração da interação solo-estrutura foi feita através da simulação das prováveis movimentações dos apoios, isso leva a um conhecimento do comportamento da estrutura mais próximo do real, mas ainda pode ser considerado aproximado, já que são insatisfatórios os métodos empíricos utilizados para os cálculos dos recalques, além das formas como foram levantados os dados geotécnicos.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O estudo realizado através do procedimento proposto neste trabalho contribuiu para mostrar a influência da interação solo-estrutura nos cálculos estruturais utilizando o programa AltoQi Eberick.

Com a comparação entre as análises feitas com e sem interação solo-estrutura percebeu-se a ocorrência de uma redistribuição das cargas aplicadas nos elementos estruturais da edificação. Foi confirmado a teoria em que os pilares mais carregados transferem parte das suas cargas para pilares próximos com menores cargas.

É importante observar que não somente os pilares, mas também as vigas das estruturas recebem esforços adicionais, em decorrência dos deslocamentos nodais. Os momentos podem sofrer mudanças bruscas na peça, principalmente nos primeiros pavimentos, pois, quanto mais baixo o pavimento, maior a sua contribuição na absorção dos recalques diferenciais.

Torna-se evidente a importância de se considerar a redistribuição de cargas na edificação, oriundas dos recalques nos apoios dos pilares, na prática de projetos. Essa redistribuição não deve ser ignorada, para não comprometer o conforto, a durabilidade, ou até mesmo a segurança da obra.

Recomenda-se para trabalhos futuros, a análise financeira, visando o custo benefício de se considerar a interação solo-estrutura e suas vantagens, estudando se um custo a mais na fase de projeto poderá ser compensado em economia e otimização na execução.

Sugere-se ainda elaborar esta análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios assentados sobre solos menos resistentes e/ou com outros tipos de fundações (tubulões e/ou estacas).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Carga para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980, 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010, 103 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988, 66 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: **Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2001, 17 p.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. São Paulo; Edgard Blücher, 1983. 201p.
- ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais**. 2011. Tese de Doutorado. Dissertação de M. Sc., PPGEC/UFSM, Santa Maria, RS, Brasil. Disponível em: <http://cascavel.ufsm.br/tede/tde_arquivos/20/TDE2011-10-26T130818Z-3288/Publico/ANTONIAZZI,%20JULIANA%20PIPPI.pdf> Acesso em: 20 set de 2015, 14:50:00.
- AOKI, Nelson. Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macizo de solos. **XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural**, São Carlos, 1997. pp. VII – XX.
- AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. (1999). **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos, EESC-USP, 1999, 61p.
- BARROS, M. M. B. **Apostila para a disciplina de Tecnologia da Construção de Edifícios I: Fundações**. São Paulo, USP, 1996 30p.
- BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**, vol. 2. 6. ed. Rio de Janeiro; JC Editora, 1988. 498 p.
- CHAMECKI Samuel. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. In: **Separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – Volume I**, Porto Alegre, RS, 1954. pp. 35 - 80.

COLARES, George Moura; **Programa para análise da interação solo-estrutura em edifícios**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de estruturas), 2006. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. 83p. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/pdf/download/2006ME_GeorgeMouraColares.pdf>. Acesso em: 15 set de 2015, 22:40:00.

FABIANI, Breno. **Fundações**. s.d..

FABRÍCIO, Márcio M.; ROSSIGNOLO, João A.; **Fundações**. Tecnologia das Construções II, [2005?]. Disponível em: <http://www.profwillian.com/sistemas/Apostila_Fundacoes.pdf>. Acesso em: 02 out de 2015, 10:25:00.

FRANCO, Mário. **Problemas de Estabilidade nos Edifícios de Concreto Armado**. Coletânea de trabalhos sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios. Instituto de Engenharia. São Paulo, SP.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações**. Rev. Solos e Rochas, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55, 1994.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. Avaliação da influência da interação soloestrutura em edificações. In: **X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. v. 2. Salvador, 1994. pp. 447-454.

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

IWAMOTO, Roberto Kunihiro; **Alguns aspectos dos efeitos da interação soloestrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de estruturas), 2000. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. 140p. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/pdf/download/2000ME_RobertoKunihirolwamoto.pdf>. Acesso em: 10 set de 2015, 15:20:00.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1ª edição. São Pulo, SP: Editora Pini, 2007.

MARTINS, Carlos Humberto. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. 252 p. 2001. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 p. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MORAES, Marcello da Cunha. **Estruturas de fundações**. 2. ed. São Paulo: McGraw Hill, 1976. 205 p.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo.** 2009. 222 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

MOURA, A. R. L. U. **Interação solo-estrutura em edifícios.** Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995. 135p.

QUARESMA, A. R. et al. **Investigações geotécnicas.** HACHICH, W.; FALCONI, F.; SAES, J, p. 119-162, 1996.

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e geotecnia básica para a engenharia civil.** RiMa, 2009.

REIS, Joselay Hemetério Cordeiro dos; **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia), 2000. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. 155p. Disponível em: <<http://www.eesc.usp.br/geopos/dissertes/cordeirodosreisdissert.pdf> >. Acesso em: 02 out de 2015, 14:30:00.

SILVA, Wagner Queiroz. **Análise não linear geométrica do acoplamento soloestrutura através da combinação MEC-MEF.** 2010. 131 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2010.

TEXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** In: FUNDAÇÕES: teoria e prática. São Paulo: PINI, 1996. p. 227-264.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais.** São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226 p.