UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS - UFAL

CAMPUS DO SERTÃO

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JULIANO NUNES BARBOSA DA SILVA

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS SOBRE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Delmiro Gouveia – AL

2019

JULIANO NUNES BARBOSA DA SILVA

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS SOBRE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil como parte dos requisitos exigidos para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Vinicius Costa Correia.

Delmiro Gouveia – AL

2019

Catalogação na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca do Campus Sertão
Sede Delmiro Gouveia
Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza CRB-4/*2209*

S586i Silva, Juliano Nunes Barbosa da

Interação solo-estrutura em edifícios sobre fundações superficiais / Juliano Nunes Barbosa da Silva. - 2019.
89 f. : il.

Orientação: Prof. Me. Vinícius Costa Correia.
Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2019.

1. Engenharia civil. 2. Interação solo-estrutura. 3. Análise estrutural. 4. Projeto estrutural. 5. Fundações superficiais. 6. Edificações. I. Título.

CDU: 624.153.524

Folha de Aprovação

JULIANO NUNES BARBOSA DA SILVA

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS SOBRE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão e aprovado em 28 de novembro de 2019.

Prof. Msc. Vinicius Costa Correia, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)

Banca Examinadora:

Prof. Msc. Vinicius Costa Correia, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)

Prof. Msc. Alverlando Silva Ricardo, UFAL – Campus do Sertão (Avaliador)

Prof. Msc. Rogério de Jesus dos Santos, UFAL – Campus do Sertão (Avaliador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por ter me dado a vida, bem como por me conceder saúde e as forças necessárias para alcançar os meus objetivos.

Aos meus pais, Maria Lucia e João Barbosa, meus irmãos, Lucyjane e Junior, por todos os ensinamentos, pelo apoio durante minha graduação e em todas as etapas da minha vida, sendo a base de tudo para mim.

Aos meus amigos, Ana Clara, Thauany, Karla, Bruno, Lanny, Letícia, Vitor, Ana Luiza, Laís, Lucas, Luana, Lindayane, Rafaela, Danilo, Iago, Ricardo, João Paulo e Renan por todo o companheirismo durante a graduação. Agradeço, em especial, aos meus amigos, Ericson, Eleilton, Rafael Alves, Rafael Santana, Leandro e Eliton, pelos momentos de amizade, pelas divertidas horas de estudo, por todos os ensinamentos transmitidos, vocês foram fundamentais para a minha formação. Espero sempre manter contato com cada um de vocês e que o rumo que a vida nos proporciona nunca nos afaste, e sempre que possível desfrutemos de encontros para relembrar os bons e velhos tempos vividos.

Agradeço a Universidade Federal de Alagoas, em especial ao Campus do Sertão, por me proporcionar esta realização de formação e sonho, sempre serei grato por cada momento vivido neste Campus, tenho certeza que o próprio realiza o sonho de muitas pessoas.

Ao meu orientador, Vinicius Costa Correia, pelo apoio e incentivo para a realização dessa pesquisa, pela disponibilidade e esclarecimentos sempre que tive dificuldades na elaboração deste trabalho. Agradeço também pela oportunidade de participação em pesquisas acadêmicas, enfim, por todo conhecimento transmitido durante minha graduação.

Por fim, agradeço a todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização deste trabalho, bem como para a minha formação acadêmica.

RESUMO

Costumeiramente, os projetos estruturais são analisados considerando apoio rígido em sua base, isto é, sem o efeito do deslocamento, no entanto, na realidade o edifício está assente sobre o maciço de solo deformável, que sofre deslocamento, provocando uma redistribuição dos esforços na estrutura. Neste contexto, pretende-se comparar os esforços internos e os deslocamentos gerados na estrutura entre um modelo sobre apoio fixo e modelos sobre apoio flexível, bem como verificar a influência de diferentes tipologias de solos e diferentes números de pavimentos nas variações dos resultados. Para isso, foram modelados dois edifícios com 5 e 10 pavimentos cada, em fundações superficiais, com análise estrutural feita por meio do software Eberick V10 da AltoQi®. Para simular o comportamento do solo sob a estrutura, foram obtidos coeficientes de mola por meio de uma planilha com linguagem Visual Basic (VB) pela plataforma Microsoft Excel desenvolvida pelo autor, a fim de acelerar este processo. Os resultados mostraram maiores variações nos membros próximos à fundação, justificadas pelo aumento da rigidez da estrutura com o aumento do número de pavimentos. Foram encontados acréscimos máximos dos momentos fletores e dos deslocamentos da ordem de 1883,72% e 133,33%, respectivamente, na fundação do edifício com 10 pavimentos. Por outro lado, houve poucas mudanças nas cargas verticais dos pilares, com acréscimos máximos de 5,89% no último pavimento do edifício. Além disso, verificou-se que o solo com menor coeficiente de reação e o edifício com o maior número de pavimentos tendem a sofrer maiores mudanças em seus resultados. Em geral, ficou evidente a discrepância das variações percentuais nos resultados, justificando a relevância da consideração dos efeitos da interação solo-estrutura em um projeto estrutural. Conclui-se que o seu desprezo pode gerar resultados longe da realidade, por vezes tornando a análise das edificações discretas.

Palavras-chave: interação solo-estrutura; análise estrutural; fundações superficiais.

ABSTRACT

Usually, structural designs are analyzed considering rigid support at their base, this is, without the effect of displacement, however, in reality the building is supported on the massif of deformable soil, suffering displacement, causing a redistribution of forces on the structure. In this context, it is intended to compare the internal forces and the displacements generated in the structure between a fixed support model and flexible support models. As well as to verify the influence of different types of soils and different number of floors in the variations of the results. For this, where modeled two buildings with 5 and 10 floors each, on shallow foundations, with structural analysis made using Eberick V10 software from AltoQi®. To simulate the soil behavior under the structure, were obtained spring coefficients through a with language Visual Basic (VB) spreadsheet using the Microsoft Excel platform developed by the author, in order to accelerate this process. The results showed greater variations in the limbs close to the foundation, justified by the increased rigidity of the structure with the increase in the number of floors. It was found maximum increases in bending moments and displacements in the order of 1883.72% and 133.33%, respectively, were found at the building foundation of 10 floors. On the other hand, there were few changes in the vertical loads on the pillars, with maximum increases of 5.89% on the last floors building. In addition, it was found that the soil with the lowest reaction coefficient and the building with the largest number of floors tends to undergo greater changes in its results. In general, was evident the discrepancy of percentage variations in results, justifying the relevance of considering the effects of soil-structure interaction on a structural design. It is concluded that their contempt can generate results far from reality, sometimes making the analysis of buildings discrete.

Keywords: Soil-structure interaction, Structural analysis, Shallow foundations.

Lista de Figuras

Figura 1 – Recalques x rigidez relativa estrutura-solo. 21
Figura 2 – Efeito de construções vizinhas – carregamento simultâneo. 22
Figura 3 – Efeito de construções vizinhas – carregamento não simultâneo. 22
Figura 4 – Efeito de construções vizinhas – novo prédio construído entre dois prédios já existentes. 23
Figura 5 – Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já existente. 23
Figura 6 – Sequência construtiva para a análise incremental (considerando a ISE). 25
Figura 7 – Casos de interação solo-estrutura. 26
Figura 8 – Fatores $\mu 0$ e $\mu 1$ para camada finita. 32
Figura 9 – Sapata fictícia na segunda camada. 34
Figura 10 – Fator de influência na deformação vertical. 36
Figura 11 – Distorções angulares e danos estruturais. 38
Figura 12 – Comparação entre o Método de Winkler e Meio contínuo. 39
Figura 13 – Hipótese de Winkler. 40
Figura 14 – Esquema de solução de um problema por (b) MDF, (c) MEF e (d) MEC. 42
Figura 15 – Esquema do modelo 1. 43
Figura 16 – Esquema do modelo 2. 44
Figura 17 – Esquema do modelo 3. 45
Figura 18– Curvas tensão-recalque. 48
Figura 19 – Planta de formas estruturais do pavimento-tipo do edifício com 5 pavimentos. 55
Figura 20 – Planta de formas estruturais do pavimento-tipo do edifício com 10 pavimentos. 56
Figura 21 – Relatório de sondagem (Argila). 56
Figura 22 – Relatório de sondagem (Areia). 57
Figura 23 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos em 3D. 59
Figura 24 – Variação percentual dos momentos fletores nos vãos da viga V6 (5 pavimentos). 62
Figura 25 – Variação percentual dos momentos fletores nos apoios da viga V6 (5 pavimentos). 63
Figura 26 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P3 (5 pavimentos). 64
Figura 27 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P8 (5 pavimentos). 65
Figura 28 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P3 (5 pavimentos). 66
Figura 29 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P8 (5 pavimentos). 67
Figura 30 – Variação percentual das cargas nos pilares P3 e P8 (5 pavimentos). 67

Figura 31 – Variação percentual dos deslocamentos horizontais nos pavimentos do edifício (5 pavimentos). 69
Figura 32 – Variação percentual dos momentos fletores nos vãos da viga V6 (10 pavimentos). 71
Figura 33 – Variação percentual dos momentos fletores nos apoios da viga V6 (10 pavimentos). 72
Figura 34 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P3 (10 pavimentos)... 73
Figura 35 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P8 (10 pavimentos)... 74
Figura 36 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P3 (10 pavimentos)... 75
Figura 37 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P8 (10 pavimentos)... 75
Figura 38 – Variação percentual das cargas nos pilares P3 e P8 (10 pavimentos)..... 76
Figura 39 – Variação percentual dos deslocamentos horizontais nos pavimentos do edifício (10 pavimentos). 78
Figura 40 – Planilha para cálculo dos coeficientes de mola para o edifício com 5 pavimentos assente sobre areia. 84
Figura 41 – Planilha para cálculo dos coeficientes de mola para o edifício com 5 pavimentos assente sobre argila. 85
Figura 42 – Planilha para cálculo dos coeficientes de mola para o edifício com 10 pavimentos assente sobre areia. 86
Figura 43 – Planilha para cálculo dos coeficientes de mola para o edifício com 10 pavimentos assente sobre argila. 87

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Fator de forma Is. 30
Tabela 2 – Valores de $Is \times Ih$ para $Id = 1{,}0$ de um meio de espessura finita. 30
Tabela 3 – Valores do coeficiente de Poisson. 31
Tabela 4 – Valores do fator K. 31
Tabela 5 – Valores do fator α. 32
Tabela 6 – Valores limites da distorção angular para edifícios estruturados e paredes portantes armadas. 38
Tabela 7 – Valores limites da relação de deflexão para ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas. 38
Tabela 8 – Valores do módulo edométrico e módulo de elasticidade (KN/m²). 46
Tabela 9 – Valores de Kv (KN/m³). 47
Tabela 10 – Resultados na fundação do edifício com 5 pavimentos após a ISE. 61
Tabela 11 – Momentos positivos nos vãos da viga V6 (5 pavimentos). 62
Tabela 12 – Momentos negativos junto aos apoios (5 pavimentos). 63
Tabela 13 – Momentos na direção x na base e no topo do pilar P3 (5 pavimentos). 64
Tabela 14 – Momentos na direção x na base e no topo do pilar P8 (5 pavimentos). 65
Tabela 15 – Momentos na direção y na base e no topo do pilar P3 (5 pavimentos). 66
Tabela 16 – Momentos na direção y na base e no topo do pilar P8 (5 pavimentos). 66
Tabela 17 – Cargas nos pilares P3 e P8 (5 pavimentos). 67
Tabela 18 – Cargas e recalques na fundação do edifício com 5 pavimentos. 68
Tabela 19 – Deslocamentos horizontais no edifício (5 pavimentos). 69
Tabela 20 – Resultados na fundação do edifício com 10 pavimentos após a ISE. 70
Tabela 21 – Momentos positivos nos vãos da viga V6 (10 pavimentos). 70
Tabela 22 – Momentos negativos junto aos apoios (10 pavimentos). 71
Tabela 23 – Momentos na direção x na base e no topo do pilar P3 (10 pavimentos). 72
Tabela 24 – Momentos na direção x na base e no topo do pilar P8 (10 pavimentos). 73
Tabela 25 – Momentos na direção y na base e no topo do pilar P3 (10 pavimentos). 74
Tabela 26 – Momentos na direção y na base e no topo do pilar P8 (10 pavimentos). 75
Tabela 27 – Cargas nos pilares P3 e P8 (10 pavimentos). 76
Tabela 28 – Cargas e recalques na fundação do edifício com 10 pavimentos. 77
Tabela 29 – Deslocamentos horizontais no edifício (10 pavimentos). 77
Tabela 30 – Pré-dimensionamento dos pilares para o edifício com 5 pavimentos 88
Tabela 31 – Pré-dimensionamento dos pilares para o edifício com 10 pavimentos 88

Lista de Símbolos

w_f: recalque total

w_i: recalque imediato

w_f: recalque durante o tempo

w_a: recalque devido ao adensamento

w_v: recalque devido a fluência

σ: pressão média aplicada

B: menor dimensão da sapata

v: coeficiente de Poisson

E: módulo de deformabilidade do solo

I_s: fator de forma da sapata e de sua rigidez

I_d: fator de profundidade/embutimento

I_h: fator de espessura de camada compressível

N_{SPT}: índice de resistência à penetração do SPT

q: parcela correspondente à sobrecarga

α: fator de correlação do solo

K: fator de correlação do solo

μ_0: fator de influência do embutimento da sapata e da espessura da camada de solo

μ_1: fator de influência do embutimento da sapata e da espessura da camada de solo

ε_z: deformação vertical à profundidade z

z: profundidade da camada de solo

E_s: módulo de elasticidade

I_z: fator de influência da deformação do solo

C_1: fator de correção do recalque que trata do embutimento da sapata no solo

σ^*: tensão líquida aplicada pela sapata

C_2: fator de correção do recalque que trata da parcela de recalque ao longo do tempo

Δz: espessura da camada

$I_{zmáx}$: fator de influência máximo da deformação do solo

σ_v: tensão vertical efetiva na profundidade z = B/2

K_{ss}: rigidez relativa estrutura-solo

E_c: módulo de elasticidade do material da estrutura

I_b: momento de inércia da viga típica

I: comprimento do vão entre pilares

K_v: módulo de reação vertical do solo

ρ: recalque médio da fundação

F: força aplicada na base da fundação

K_m: coeficiente de mola

v – coeficiente de Poisson do solo

E_0: módulo edométrico do solo

A: área da fundação

f: coeficiente adimensional que depende da superfície da fundação com valor adotado de 0,4

q_u: resistência à compressão não-drenada

$K_{v,p}$: módulo de reação vertical do solo para a placa

b: menor dimensão da placa

n: coeficiente que varia de 0,5 a 0,7 em função da espessura da camada compressível abaixo da fundação

$K_{v,r}$: módulo de reação vertical do solo para a sapata retangular

$K_{v,q}$: módulo de reação vertical do solo para a sapata quadrada

L: maior dimensão da fundação

$I_{s,b}$: fator de influência da geometria e rigidez da placa

$I_{s,B}$: fator de influência da geometria e rigidez da fundação

K_{mv}: coeficiente de mola vertical

A_f: área de influência da fundação

v: deslocamento horizontal da fundação

φ: rotação da fundação

K_h: módulo de reação horizontal do solo

K_θ: módulo de reação de rotação do solo

I_f: momento de inércia da fundação

H: força aplicada na base da fundação

M: momento aplicado na base da fundação

K_{mh}: coeficiente de mola horizontal

$K_{m\theta}$: coeficiente de mola de rotação

Sumário

1. INTRODUÇÃO 15

1.1 Considerações Iniciais 15

1.2 Justificativas 16

1.3 Objetivos 16

1.3.1 Objetivo geral 16

1.3.2 Objetivos específicos 16

1.4 Estrutura do Trabalho 17

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 19

2.1 Interação Solo-estrutura 19

2.1.1 Fatores que influenciam na interação solo-estrutura 20

2.1.1.1 Rigidez relativa estrutura-solo 20

2.1.1.2 Edificações vizinhas 21

2.1.1.3 Forma em planta 24

2.1.1.4 Número de pavimentos 24

2.1.1.5 Processo construtivo 25

2.1.1.6 Influência do tempo 26

2.2 Recalques 27

2.2.1 Tipos de recalques 27

2.2.2 Métodos de previsão de recalques 28

2.2.3 Cálculo direto de recalques 29

2.2.3.1 Camada semi-infinita 29

2.2.3.2 Camada finita 32

2.2.3.3 Multicamadas 33

2.2.3.4 Recalques em areias 35

2.2.4 Recalques admissíveis 37

2.3 Modelagem da Interação Solo-estrutura 39

2.3.1 Método de Winkler 40

2.3.2 Método do Meio contínuo 41

2.3.3 Modelos básicos 42

2.3.4 Módulo de reação vertical do solo 45

2.3.5 Coeficiente de apoio elástico (molas) 49

2.4 Algumas Pesquisas Realizadas 51

2.5 Softwares 52

2.5.1 Eberick 53

2.5.2 TQS 53
2.5.3 CYPECAD 53
3 METODOLOGIA 55
3.1 Estudo de Caso 55
3.2 Coleta de Dados 57
3.3 Procedimentos e Análise dos Dados 58
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES 61
4.1 Edifício com 5 Pavimentos 61
4.2 Edifício com 10 Pavimentos 69
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS 79
5.1 Conclusão 79
5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros 80
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 81
APÊNDICE A – PLANILHAS PARA CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE MOLA 84
APÊNDICE B – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .. 88

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Atualmente é bastante comum que os projetos estruturais de edifícios sejam concebidos sobre apoio rígido. Esta suposição é praticada há várias décadas devido à ausência de computadores e softwares específicos, dificultando a análise dos edifícios sobre apoio flexível. No entanto, com a atual tecnologia e a chegada de softwares específicos para análise estrutural e comportamental, esse panorama poderia ser diferente, visto que, supor que a fundação apresenta comportamento rígido não confere com a realidade da estrutura. Contudo, ainda assim, os projetos são realizados com a mesma hipótese simplista de uma estrutura que não sofre influência devido à deformação do solo.

Constantemente, isso ocorre devido à falta de comunicação entre os projetistas da estrutura e da fundação, bem como, em virtude do conhecimento disseminado de ambos. Segundo Iwamoto (2000), este problema está relacionado com a escolha do sistema de referência, visto que, enquanto o projetista estrutural resume sua atenção somente para cima, o engenheiro de fundação analisa somente os membros abaixo da estrutura, justificando a distância entre os profissionais.

De acordo com Souza e Reis (2008), assumir que um edifício esteja sobre apoios indeslocáveis pode conduzir a resultados longe da realidade física. Na realidade, o comportamento de um edifício está associado com a interferência entre a superestrutura, a infraestrutura e o maciço de solo, denominando o fenômeno de interação solo-estrutura (ISE). Esta consideração torna a análise mais próxima da realidade, uma vez que, um edifício pode sofrer deslocamentos e rotações em sua estrutura, gerando uma redistribuição dos esforços internos.

Além dos esforços e deslocamentos não condizentes com a realidade, a falta da consideração da ISE pode provocar anomalias não previstas em projeto, tais como “a incidência de patologias graves, como fissuras em vigas e lajes ou até mesmo o esmagamento de pilares” (PAVAN et al. 2014, p.274).

Diante do exposto, este trabalho visa analisar a influência da interação solo-estrutura em um projeto estrutural, a fim de torna-los mais eficientes e adequados. A consideração da ISE permite avaliar a redistribuição dos esforços internos na estrutura, bem como, estimar os

recalques das fundações com maior eficácia.

1.2 Justificativas

Nos escritórios de projeto é bastante comum dimensionar edifícios com a superestrutura e a infraestrutura separadamente. O projetista estrutural realiza a análise estrutural considerando o edifício sobre apoios com deslocamento nulo, negligenciando a deformação do solo. Já o projetista de fundações dimensiona os membros inferiores com as reações dos pilares obtidas na análise estrutural, de modo a compatibilizar os deslocamentos da fundação com a superestrutura.

Entretanto, sabe-se que a hipótese de apoios indeslocáveis nem sempre apresenta o real comportamento do edifício, podendo este sofrer influência significativa devido à deformação solo. Na realidade, os efeitos do deslocamento da fundação provocará uma redistribuição dos esforços internos gerados nos elementos estruturais, muitas vezes provocando mudanças bastante significativas.

Diante disso, comprova-se a importância da consideração dos efeitos da ISE em alguns projetos estruturais, alertando sobre a necessidade de tornar a análise mais próxima da realidade e, por sua vez, garantindo a estabilidade e segurança da edificação.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Avaliar a influência da consideração da interação solo-estrutura na análise estrutural de edificações em termos dos deslocamentos e esforços internos.

1.3.2 Objetivos específicos

a) Modelar a estrutura dos edifícios considerando apoio fixo e apoio flexível, ambos para fundações por sapatas, a fim de obter os esforços internos;

b) Desenvolver uma planilha para determinar os coeficientes de mola com o propósito de simular o comportamento do solo;

c) Comparar os esforços internos e os deslocamentos obtidos entre os modelos com

e sem ISE;

d) Avaliar a variação dos esforços e deslocamentos para edifícios com número de pavimentos diferentes;

e) Avaliar o efeito da tipologia do solo nos modelos.

1.4 Estrutura do Trabalho

Os capítulos foram elaborados e organizados em uma sequência lógica, com o intuito de facilitar a leitura e proporcionar o melhor entendimento desta pesquisa. Este trabalho está dividido em 5 capítulos e estes são descritos a seguir.

No capítulo 1 são apresentadas algumas considerações iniciais sobre o assunto, além das justificativas e objetivos que motivaram a realização desta pesquisa.

O capítulo 2 traz uma introdução da previsão de recalques para fundações superficiais, bem como, os principais conceitos e formulações para a consideração da ISE em projetos, além de uma revisão de literatura.

O capítulo 3 traz as principais metodologias para considerar a deformação do solo no dimensionamento dos elementos estruturais. É apresentado o estudo de caso, mostrando a configuração dos modelos analisados no trabalho, assim como, os procedimentos e análises dos dados.

O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos para os modelos descritos, comparando os deslocamentos e os esforços internos gerados na estrutura com e sem a ISE.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as considerações finais da pesquisa, bem como, sugestões para futuros trabalhos.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Interação Solo-estrutura

A interação solo-estrutura (ISE) trata da consideração da estrutura junto a fundação e o solo. Nesta situação, o maciço de solo deve ser considerado no projeto estrutural, podendo haver deslocamentos e deformações não previstos, gerando recalques excessivos ou até mesmo majoração ou minoração das solicitações.

Segundo Colares (2006), o estudo da ISE compreende a todos os tipos de estruturas e solos sobre o qual são construídas, como em prédios, pontes, silos e muros de arrimos.

Entretanto, esse método é pouco aplicado nos projetos estruturais. Geralmente os projetistas estruturais não consideram a interferência da ISE em seu projeto, isto é, avaliam a estrutura sobre apoio indeslocável. Em vários casos, isso ocorre por falta de interação do projetista de fundações com o projetista estrutural ou por falta de informação de ambos. Assim, costumeiramente, ao se projetar as fundações, não se leva em conta a rigidez da estrutura, assim como o carregamento aplicado durante o processo construtivo.

Iwamoto (2000) fala que uma das principais divergências entre os projetista está na escolha do sistema de referência, ou seja, enquanto o engenheiro estrutural considera o ponto da base da estrutura como sendo o referencial e sentido para cima, os geotécnicos, no mesmo referencial, somente volta sua atenção no sentido para baixo, havendo assim uma distância entre os dois profissionais.

Segundo Antoniazzi (2011), atualmente o que se justifica ao não considerar a ISE nos projetos, está na hipótese que as reações que surgem no apoio de uma estrutura devem passar pelas fundações antes de serem absorvidas pelo solo, assim, grande parte dos projetos estruturais são elaborados com a estrutura sob base rígida, garantindo que não haverá deslocamento na base dos pilares.

Contudo, na prática, quando o solo é submetido a um carregamento proveniente de um edifício, o comportamento é diferente em relação ao que foi concebido em projeto, pois haverá deformação do solo. A não consideração da ISE pode ser mais grave em situações onde a fundação esteja apoiada em solos com muita deformabilidade, como é o caso das argilas. As consequências negativas que podem acontecer estão tanto na segurança, na economia e em manifestações patológicas.

Considerar a ISE representa uma maior aproximação do que realmente ocorre durante o processo de construção, além de proporcionar algumas vantagens em relação ao método usual. Iwamoto (2000) cita algumas destas vantagens, das quais têm-se a possibilidade de estimar os efeitos de redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade de recalques diferenciais.

2.1.1 Fatores que influenciam na interação solo-estrutura

A rigidez das estruturas podem apresentar maior ou menor influência no mecanismo da interação solo-estrutura. Segundo Antoniazzi (2011), dentre alguns fatores que podem influenciar na ISE têm-se o número de pavimentos da edificação, a influência dos primeiros pavimentos, o processo construtivo, forma em planta da edificação, edificações vizinhas, rigidez relativa estrutura-solo, entre outros.

2.1.1.1 Rigidez relativa estrutura-solo

A ligação entre os elementos estruturais de uma edificação, como vigas, lajes e pilares promovem uma maior rigidez, tornando os recalques mais uniformes e as deformações mais suaves.

Lopes e Gusmão (1991) avaliaram a ordem de grandeza dos recalques através da análise do comportamento de um pórtico, modelado como edifício de concreto armado sobre apoio meio elástico, e assim propuseram o parâmetro rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}), como mostra a Equação 1.

$$K_{ss} = \frac{E_c I_b}{E_s l^4} \qquad \text{(Equação 1)}$$

Sendo:

E_c – módulo de elasticidade do material da estrutura;

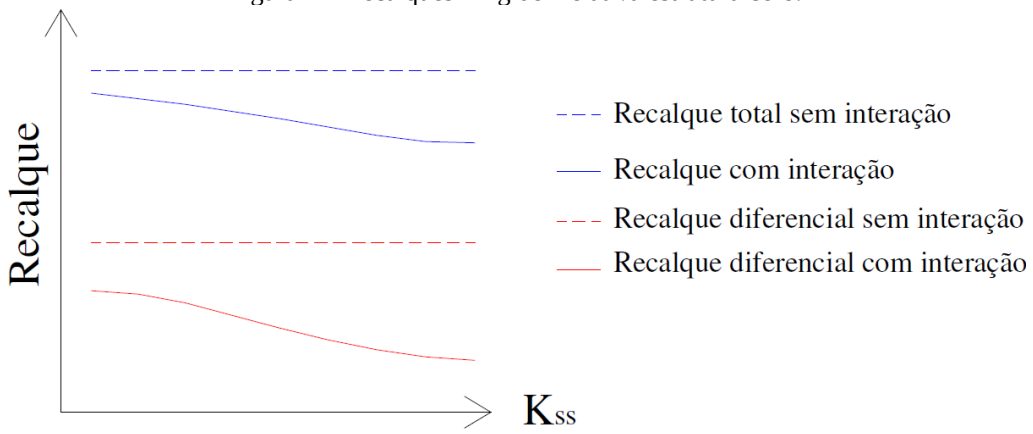
I_b – momento de inércia da viga típica;

I – comprimento do vão entre pilares.

Gusmão (1990) concluiu em uma análise ao desempenho de uma edificação que o aumento da rigidez relativa estrutura-solo reduz os recalques absoluto e diferencial máximo,

entretanto, os recalques diferenciais tendem a ser mais influenciados por esta rigidez que os recalques absolutos. A Figura 1 apresentada por Lopes e Gusmão (1991), ilustra esta hipótese.

Figura 1 – Recalques x rigidez relativa estrutura-solo.



Fonte: Lopes e Gusmão (1991)

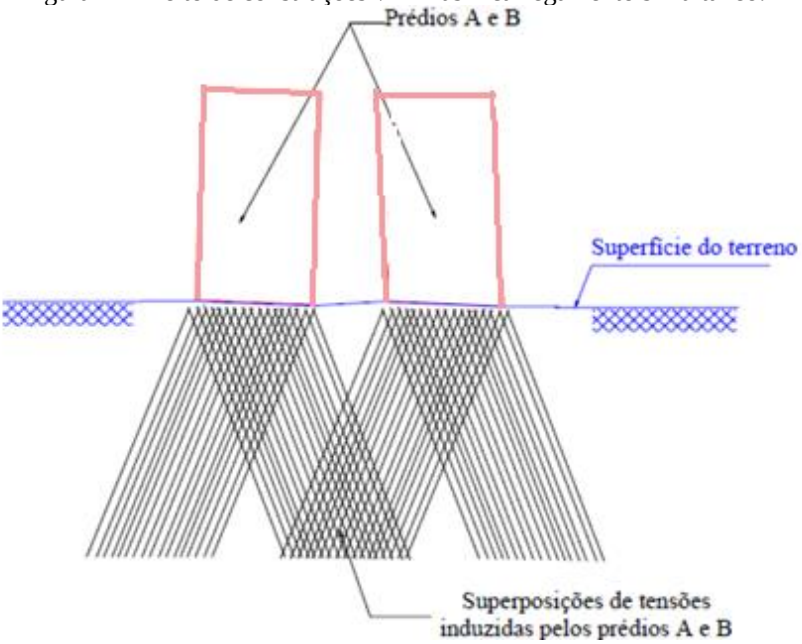
Iwamoto (2000) propôs um modelo tridimensional de interação solo-estrutura, executado em procedimento computacional. Este analisou o comportamento de um edifício de 15 pavimentos com fundações profundas, em grupos de estacas. O autor verificou em seus resultados que a rigidez da estrutura colabora na redução dos recalques diferenciais e distorções angulares, tornando a consideração da ISE mais favorável que o caso convencional, isto é, sem considerar a ISE. Ele concluiu também que os esforços secundários ao considerar a ISE são maiores nos pavimentos inferiores, mas a depender da rigidez relativa estrutura-solo podem, em alguns casos, se propagarem aos pavimentos superiores.

2.1.1.2 Edificações vizinhas

Costa Nunes et al. (1956, apud Antoniazzi, 2011) foi pioneiro no Brasil nos estudos sobre a influência das construções vizinhas no comportamento dos recalques. O autor divide os movimentos característicos devido aos carregamentos vizinhos em quatro tipos.

Tipo 1: Prédios construídos ao mesmo tempo. Ocorre uma superposição de tensões devido ao encontro do bulbo de tensões dos prédios. Assim, há uma tendência em aumentar os recalques na região em comum dos bulbos de tensões, possibilitando um possível tombamento dos prédios, um em direção ao outro, conforme mostra a Figura 2.

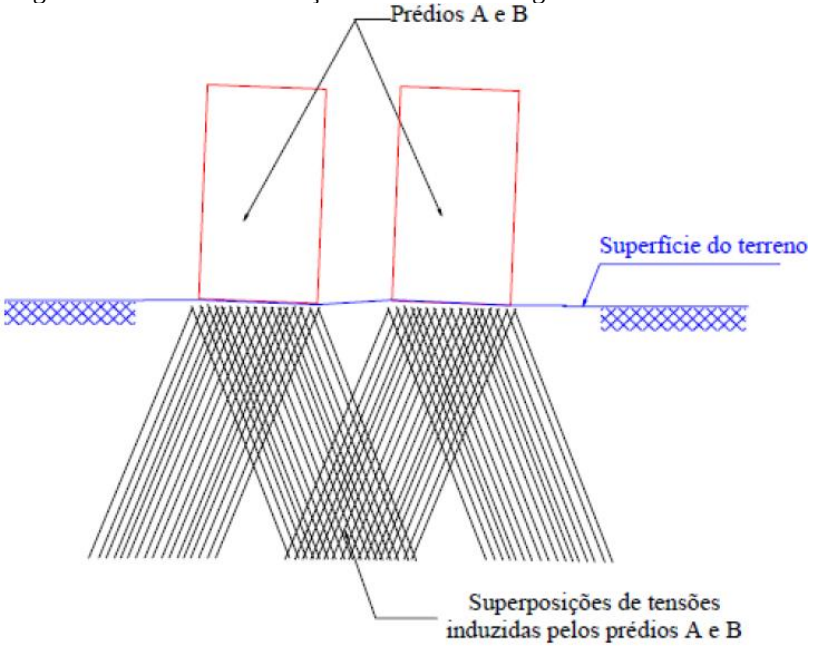
Figura 2 – Efeito de construções vizinhas – carregamento simultâneo.



Fonte: Adaptado de Costa Nunes et al. (1956, apud Antoniazzi, 2011)

Tipo 2: Prédios construídos em tempos diferentes. O primeiro prédio executado provoca um pré-adensamento do solo, entretanto, a construção do segundo prédio causa um aumento de tensões no maciço de solo e assim aumenta os recalques do primeiro prédio. O tombamento dos prédios ocorre no mesmo sentido, conforme a Figura 3.

Figura 3 – Efeito de construções vizinhas – carregamento não simultâneo.

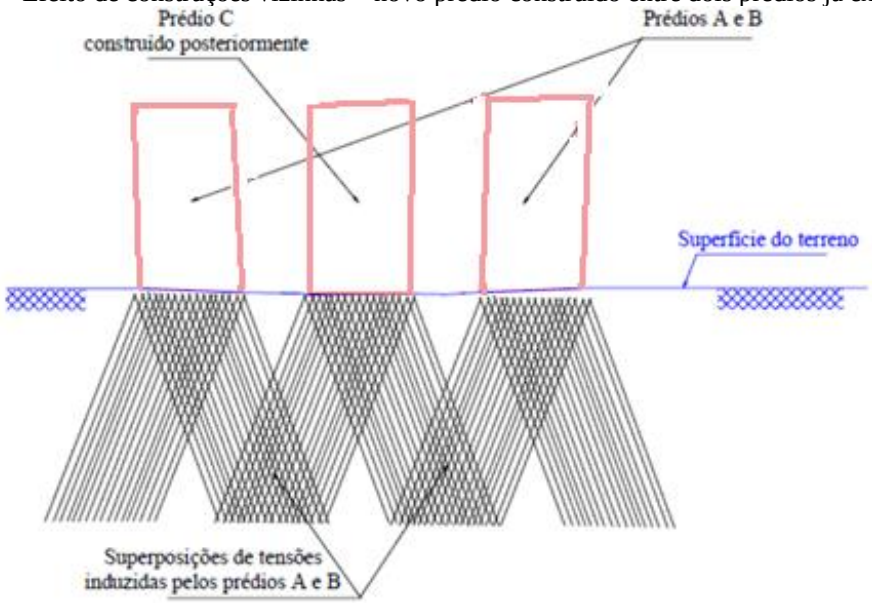


Fonte: Costa Nunes et al. (1956, apud Antoniazzi, 2011)

Tipo 3: Construção de um prédio entre dois já existentes. A construção do novo edifício gera um aumento das tensões no solo, provocando um aumento no recalque dos prédios já

existentes, que tendem a tombar em direções opostas, como ilustra a Figura 4. O novo prédio não sofrerá desaprumos, desde que o diagrama de tensões do maciço seja simétrico ao prédios já construídos.

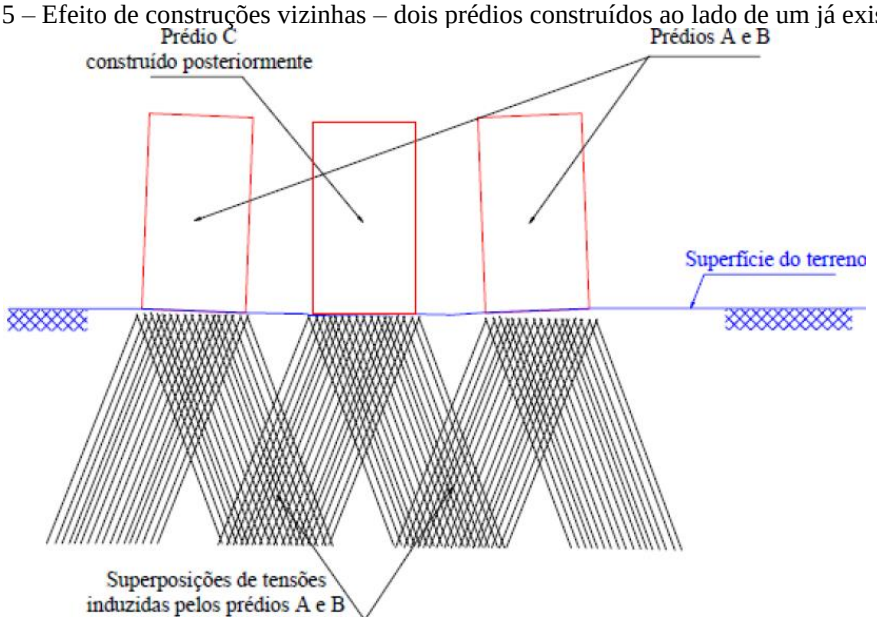
Figura 4 – Efeito de construções vizinhas – novo prédio construído entre dois prédios já existentes.



Fonte: Adaptado de Costa Nunes et al. (1956, apud Antoniazzi, 2011)

Tipo 4: Construção de dois novos prédios vizinhos a um outro já existente. O primeiro prédio já executado provocará pré-adensamento do maciço de solo, e este provoca maiores recalques nas novas edificações, assim os prédios executados por último tendem a tombar em direção ao novo prédio.

Figura 5 – Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já existente.



Fonte: Costa Nunes et al. (1956, apud Antoniazzi, 2011)

Ribeiro (2005), através de uma ferramenta computacional, estuda a diferença entre um bloco isolado e dois blocos, ambos idênticos, apoiados sobre meio elástico, linear e semi-infinito. No bloco isolado o autor obteve um descolamento no centro de carga de 9,26 cm, já no segundo caso o deslocamento foi de 9,88 cm. Dessa maneira, a influência do segundo bloco, no segundo caso, resultou em aumento de aproximadamente 6,7 %.

Reis (2000) analisou a influência de dois prédios construídos simultaneamente (tipo 1), os edifícios foram comparados a blocos em um estudo paramétrico com afastamentos de 5, 10, 15 e 20 metros. O autor concluiu que quanto maior a distância entre os prédios menores são os recalques induzidos pelas construções vizinhas.

2.1.1.3 Forma em planta

Gusmão (1990) relata que para um dado terreno de fundação, estruturas flexíveis são mais indicadas para o efeito da forma da planta da edificação na tendência à uniformização de recalques.

2.1.1.4 Número de pavimentos

Colares (2005) afirma que com o aumento de pavimentos de um edifício, este tende a apresentar uma estrutura global mais rígida. Entretanto, esse comportamento não acontece de forma linear, pois os primeiros pavimentos possuem maior influência na ISE.

Lopes e Gusmão (1991), fixaram o valor de K_{ss} (rigidez relativa estrutura-solo) e variaram o número de pavimentos. Estes observaram que os recalques diminuem à medida que se constrói um novo pavimento, reforçando a ideia de Colares sobre a maior influência dos primeiros andares.

Segundo Gusmão e Gusmão Filho (1994), com o aumento progressivo do número de pavimentos de um edifício, a rigidez da estrutura tende a um valor limite. Dessa forma, o aumento de pavimentos não influencia na parcela de forças nos pilares, e os recalques tornam-se dependentes apenas do carregamento.

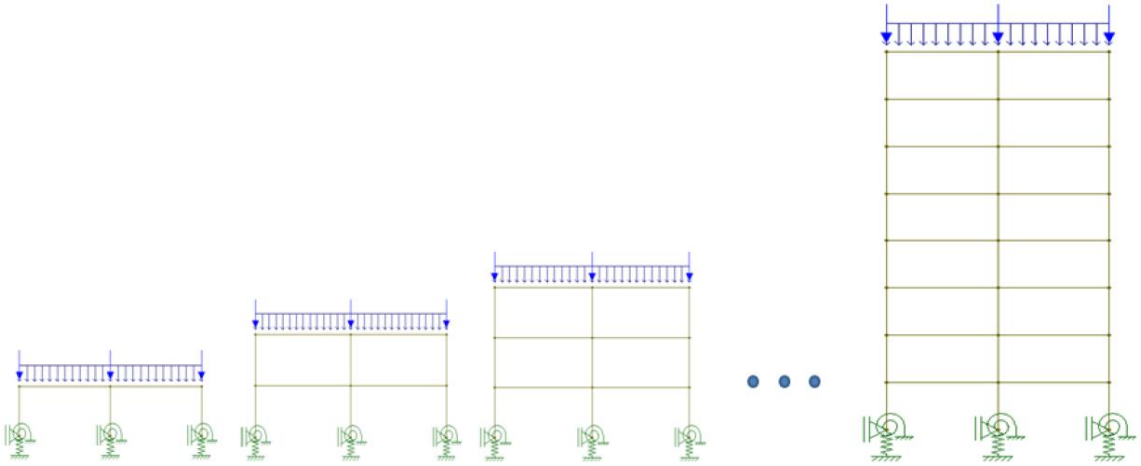
Moura (1995) relata que as solicitações provenientes em uma estrutura, em especial os momentos fletores, originadas pela ISE, são mais significantes nos primeiros pavimentos e menores nos pavimentos superiores.

2.1.1.5 Processo construtivo

Normalmente, nos estudos sobre a ISE adota-se a hipótese de que o carregamento só atua na estrutura no final da sua construção. Porém, a rigidez da estrutura aumenta com o acréscimo do número de pavimentos, sendo assim, o processo construtivo se mostra importante na análise da interação solo-estrutura.

Para que o processo de construção de um edifício se aproxime da realidade é necessário que as cargas da estrutura sejam aplicadas à medida que cada pavimento é executado. Neste processo, os esforços solicitantes são somados conforme os carregamentos são aplicados. A Figura 6 ilustra essa hipótese.

Figura 6 – Sequência construtiva para a análise incremental (considerando a ISE).



Fonte: Antoniazzi (2011)

Gusmão (1990) avaliou o coeficiente de variação dos recalques absolutos de três diferentes edificações medidos em função de percentuais da carga permanente atuante. Os dois primeiros prédios possuem 13 pavimentos e 12 pavimentos, respectivamente, ambos com a superestrutura apoiada em sapatas, e o terceiro trata de um edifício de 16 pavimentos apoiado sobre radier. Em todos os casos, os resultados do autor mostram que a medida que as edificações vão sendo construídas há um aumento da sua rigidez e uma maior tendência à uniformização dos recalques. Os resultados também mostram que os primeiros pavimentos tem maior contribuição na redução do coeficiente de variação dos recalques, redução esta não linear.

Holanda Jr. (1998) comparou o modelo incremental da construção com o convencional, que considera a aplicação das cargas no final da construção. Para simular o efeito incremental, o autor utilizou o processo sequencial direto com o edifício somente sobre cargas verticais. Os resultados do modelo, com a análise incremental, mostraram que os deslocamentos diminuem

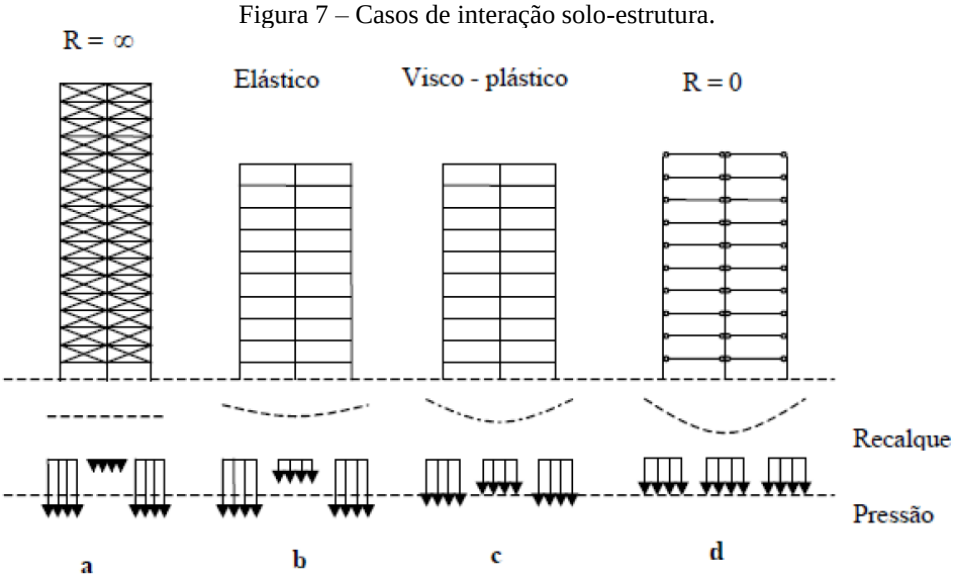
nos andares superiores, sendo maiores à meia altura do edifício. O autor também comparou as reações na estrutura, onde constatou-se que as reações nas bases dos pilares não foram significativas. Entretanto, os momentos fletores tiveram mudanças significativas, principalmente nos pavimentos superiores, no entanto, nas vigas estas mudanças foram mais consideráveis nos pavimentos inferiores.

Antoniazzi (2011) analisou um edifício com 8 pavimentos com a superestrutura sobre sapatas, e comparou o modelo convencional com o incremental da construção, ambos com e sem considerar a ISE. Nos resultados dos recalques observou-se uma maior diferença nos últimos pavimentos com discrepâncias máximas de 555,28% no topo do prédio, justificado pela redução do recalque no modelo incremental à medida que se modela um novo pavimento. Da mesma forma, no modelo convencional, o recalque também aumentou no topo do edifício. Nos esforços também houveram mudanças consideráveis na consideração da ISE, visto que o modelo incremental sofreu aumento de 40,66% dos momentos fletores negativos, já na ligação viga pilar os valores dos momentos fletores positivos chegaram a reduzir cerca de 55,89%. O autor concluiu que o modelo mais realista, modelo incremental considerando a ISE, apresentou resultados opostos aos outros modelos.

2.1.1.6 Influência do tempo

Chamecki (1969) cita quatro casos para o comportamento de recalques e pressões de contato na interação solo-estrutura ao longo do tempo com diferentes valores de rigidez. Na sequência são descritos cada caso da ISE, conforme mostra a Figura 7.

Figura 7 – Casos de interação solo-estrutura.



Fonte: Chamecki (1969)

Caso a: estrutura com rigidez infinita apresenta recalques uniformes. Devido a tendência do solo de deformar mais no centro do que na periferia, em função da continuidade do solo, a distribuição das pressões de contato é menor no centro e maior nas extremidades. Esta distribuição de pressões assemelha-se a uma sapata rígida apoiada em meio elástico. Este tipo de comportamento independe do tempo. Estruturas com maior rigidez, como edifícios altos com estruturas de contraventamento, apresentam comportamento semelhante a este modelo.

Caso b: a rigidez de uma estrutura perfeitamente elástica independe da forma como os recalques diferenciais ocorrem, estes podem ocorrer de forma mais rápida ou lenta, sem influenciar nos resultados. A distribuição das pressões de contato variam muito pouco durante o processo de recalque. Este caso se assemelha ao comportamento de estruturas de aço.

Caso c: a rigidez de estruturas visco-plásticas, como as de concreto armado, dependem da rapidez com que os recalques diferenciais ocorrem. Portanto, este modelo depende do tempo. Para recalques que ocorrem em um curto espaço de tempo a estrutura se assemelha ao caso b. No entanto, se os recalques ocorrem de forma lenta o comportamento coincide a um líquido viscoso, que ocorre devido ao fenômeno de fluência do concreto.

Caso d: neste caso as estruturas não apresentam rigidez aos recalques diferenciais, oposto ao caso a. A estrutura se ajusta perfeitamente às deformações que ocorrem no maciço de solo e a distribuição de pressões de contato não se modifica no processo do recalque. Neste modelo o fenômeno independente do tempo. Estruturas isostáticas com elevado comprimento na direção horizontal coincide com o comportamento deste caso.

2.2 Recalques

2.2.1 Tipos de recalques

Existem dois tipos de recalques em uma estrutura, tais como o recalque absoluto ou total que corresponde ao deslocamento vertical de um apoio ou todos apoios da fundação de uma estrutura, e o recalque diferencial que refere-se a diferença entre os deslocamentos verticais de dois apoios da estrutura; os recalques não são uniformes.

Para Velloso e Lopes (2012), uma fundação ao ser carregada sofre recalques que se processam em duas etapas, primeiro imediatamente após o carregamento, também chamado de recalque imediato, e em seguida com o decorrer do tempo. O recalque total é expresso conforme a Equação 2.

$$w_f = w_i + w_t \quad \text{(Equação 2)}$$

Em que:

w_i – Recalque imediato;

w_t – Recalque durante o tempo.

Velloso e Lopes (2012) falam que o recalque que se processa no tempo se deve ao adensamento e a fenômenos viscosos ou fluência tratados como adensamento secundário, conforme a Equação 3. O adensamento trata da migração de água dos poros reduzindo o índice de vazios.

$$w_t = w_a + w_v \quad \text{(Equação 3)}$$

Em que:

w_a – parcela devida ao adensamento;

w_v – parcela devida a fluência.

2.2.2 Métodos de previsão de recalques

Velloso e Lopes (2012) separam três diferentes métodos de previsão de recalques, dentre eles estão os métodos racionais, métodos semiempíricos e métodos empíricos.

Nos métodos racionais ocorre uma combinação entre modelos para previsão de recalques teoricamente exatos e parâmetros de deformabilidade obtidos em laboratório ou in situ. Nos métodos semiempíricos os parâmetros de deformabilidade são obtidos por correlação com ensaios in situ de penetração, como o SPT (sondagem à percussão). Nos métodos empíricos os valores da tensão admissível em diferentes solos é obtido pelo uso de tabelas de valores típicos.

Velloso e Lopes (2012) dividem dois grupos para cálculo de recalques por métodos racionais, sendo eles o cálculo direto, na qual o recalque é fornecido diretamente pela solução empregada, e por cálculos indiretos, onde o recalque é determinado por cálculo de deformações específicas.

Neste trabalho não serão considerados as parcelas de recalques por adensamento, somente o recalque imediato determinado através de métodos racionais. Da mesma forma será empregado cálculos diretos para obtenção destes recalques.

Segundo Cintra et al. (2011), o recalque imediato corresponde a uma distorção de um elemento de solo sob a base da sapata, uma vez que não há diminuição de volume e nem de vazios, podendo ser determinado pela Teoria da Elasticidade Linear.

2.2.3 Cálculo direto de recalques

2.2.3.1 Camada semi-infinita

Segundo Cintra et al. (2011), neste método primeiro foi considerado uma placa circular rígida, como uma camada semi infinita de argila adensada. Em seguida, o recalque foi estimado na hipótese de uma placa flexível quadrada e retangular.

Segundo Velloso e Lopes (2012), o recalque de uma sapata sob carga centrada pela Teoria da Elasticidade pode ser previsto conforme a Equação 4.

$$w = \sigma B \frac{1-v^2}{E} I_s I_d I_h \qquad \text{(Equação 4)}$$

Onde:

B – menor dimensão da sapata;

v – coeficiente de Poisson;

E – módulo de Young;

I_s – fator de forma da sapata e de sua rigidez;

I_d – fator de profundidade/embutimento;

I_h – fator de espessura de camada compressível.

Segundo Cintra et al. (2011), a pressão média aplicada ou tensão admissível em fundações diretas por sapatas, em função do índice de resistência à penetração do SPT, pode ser obtida conforme a Equação 5.

$$\sigma = \frac{N_{SPT}}{50} + q \qquad \text{(Equação 5)}$$

Para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita, os fatores de profundidade e de espessura de camada compressível se tornam unitários. O fator de forma da sapata é previsto segundo a Tabela 1.

Tabela 1 – Fator de forma I_s.

Forma	**Sapata Flexível**			**Sapata Rígida**
	Centro	**Canto**	**Médio**	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	-
2	1,52	0,76	1,30	-
3	1,78	0,88	1,52	-
5	2,10	1,05	1,83	-
10	2,53	1,26	2,25	-
100	4,00	2,00	3,70	-

Fonte: Adaptado de Perloff e Baron (1976)

Sendo L o comprimento da sapata.

Da mesma forma, a Tabela 2 mostra valores de I_s e I_h para carregamentos na superfície de um meio de espessura finita ($I_d = 1{,}0$).

Tabela 2 – Valores de $I_s \times I_h$ para $I_d = 1{,}0$ de um meio de espessura finita.

h/a	**Círculo**	**Retângulo**						
		m = 1	**m = 2**	**m = 3**	**m = 5**	**m = 7**	**m = 10**	**m = ∞**
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,100
0,5	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
1	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
2	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
3	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,965	0,982	1,018
5	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
7	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
10	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
∞	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	∞

Fonte: Harr (1966)

Em que, h é a espessura do meio, a = B/2 e m = L/B.

Segundo Teixeira e Godoy (1998), o módulo de deformabilidade do solo é determinado em função de ensaios de penetração executados na sondagem de reconhecimento à percussão, sendo calculado conforme a Equação 6.

$$E = \alpha K N_{SPT} \quad \text{(Equação 6)}$$

O coeficiente de Poisson pode ser determinado seguindo recomendações de Teixeira e Godoy (1998), conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Valores do coeficiente de Poisson.

Solo	**N**
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1998)

Os fatores de correlação K e α dependem do tipo de solo e são determinados segundo as Tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Valores do fator K.

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

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1998)

Tabela 5 – Valores do fator α.

Solo	**α**
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1998)

2.2.3.2 Camada finita

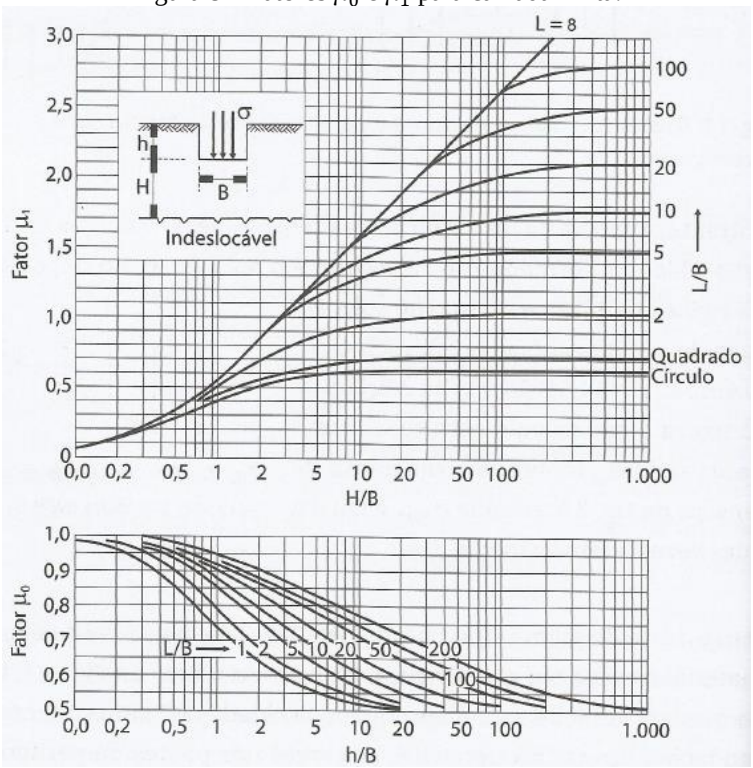
Segundo Cintra et al. (2011), uma camada de solo é de espessura finita se a poucos metros se encontra o indeslocável, como nos casos em que existem rochas ao penetrar o solo.

Jambu et al. (1956, apud Cintra et al., 2011), considerando deformações de volume constante (ν= 0,5) para argilas saturadas, recomenda a Equação 7 para o cálculo do recalque médio de sapatas flexíveis.

$$w = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E} \qquad \text{(Equação 7)}$$

Sendo μ_0 e μ_1 os fatores de influência do embutimento da sapata e da espessura da camada de solo, conforme a Figura 8.

Figura 8 – Fatores μ_0 e μ_1 para camada finita.



Fonte: Jambu et al. (1956, apud Cintra, 2011)

Entretanto, segundo Antoniazzi (2011), a Equação 7 é aplicável em materiais que apresentam módulo de elasticidade constante com a profundidade, como nas argilas sobreadensadas, não sendo aplicável para areias. Para aplicar a teoria da elasticidade em solos arenosos, recomenda-se introduzir um fator de majoração, conforme a Equação 8, para corrigir os fatores de μ_0 e μ_1 desenvolvido por Jambu para argilas saturadas.

$$\frac{1-0{,}3^2}{1-0{,}5^2} = 1{,}21$$

Assim, a correção da Equação 6 fica da seguinte forma:

$$w = 1{,}21\mu_0\mu_1\frac{\sigma B}{E} \qquad \text{(Equação 8)}$$

2.2.3.3 Multicamadas

Em vários casos o solo apresenta diversas camadas com propriedades e módulo de deformabilidade diferentes. Segundo Cintra et al. (2011), nestes casos existem três possibilidades de solução, sendo elas: camada hipotética, sapata fictícia e média dos módulos.

a) Camada hipotética

O método sugere calcular o recalque de cada camada, para só assim determinar o recalque total. A Equação 9 mostra o cálculo do recalque considerando duas camadas de solos distintas, podendo expandir o método para os demais casos.

$$w = w_1 + w_2 \qquad \text{(Equação 9)}$$

Segundo Cintra et al. (2011), o cálculo do recalque da primeira camada (w_1) é realizado da mesma forma que na camada finita, com a diferença que o indeslocável será considerado no topo da segunda camada. Para a segunda camada (w_2), Simons e Menzies (1981) recomendam calcular o recalque com a espessura total das duas camadas e com o módulo de deformabilidade da segunda e, então, subtrair do recalque da primeira camada calculado com o módulo de deformabilidade da segunda camada.

Segundo Mendes (2016), a solução pode ser generalizada conforme a Equação 10.

$$w = w_1 + \sum_{i=2}^{n}\left(w_{1a} - w_{1b}\right) \qquad \text{(Equação 10)}$$

Em que:

w_1 – recalque da primeira camada;

w_{ia} – recalque da camada hipotética i considerada na base da sapata até o indeslocável e com módulo de deformabilidade E_{st};

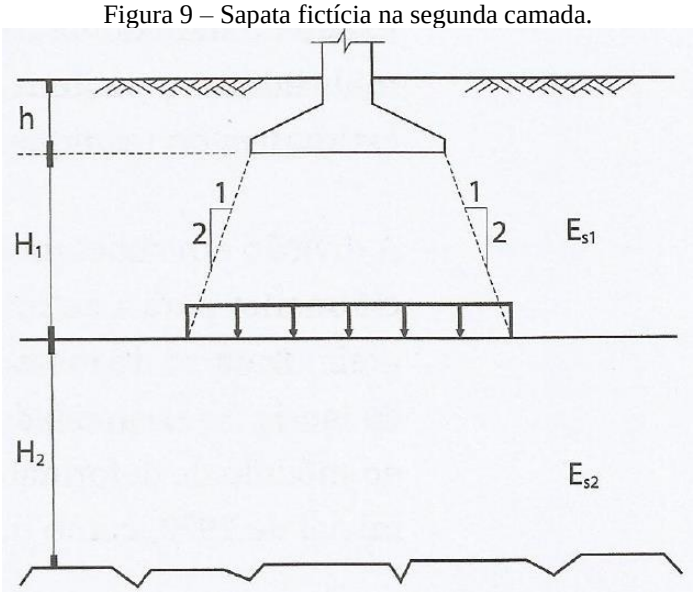
w_{ib} – recalque do trecho excedente da camada hipotética i considerada na base da sapata até o início da camada i e com módulo de deformabilidade E_{st}.

b) Sapata fictícia

O método para cálculo do recalque é diferente em todas as camadas, exceto a primeira camada que se assemelha ao método da camada hipotética.

Segundo Cintra et al. (2011), para cálculo do recalque da segunda camada, considera-se uma sapata fictícia apoiada no seu topo, com dimensões ampliadas através da proporção 1:2, como ilustra a Figura 9. Analogamente, pode-se considerar este método na presença de mais camadas.

Figura 9 – Sapata fictícia na segunda camada.



Fonte: Cintra et al. (2011)

c) Média dos módulos

Essa solução é a mais simples de todas, porém não deve ser usada devido aos resultados apresentarem erros expressivos, podendo causar problemas graves na estrutura. Segundo Cintra et al. (2011), esta solução considera que todas as camadas do solo são equivalentes a uma única

camada, com módulo de deformabilidade dado pela média ponderada dos módulos, conforme a Equação 11.

$$E_{s,méd} = \frac{H_1 E_{s1} + H_2 E_{s2}}{H_1 + H_2} \qquad \text{(Equação 11)}$$

A Equação 11 se enquadra ao solo com duas camadas distintas. De forma similar, pode-se utilizar o mesmo critério para os demais casos.

2.2.3.4 Recalques em areias

Para a estimativa de recalques de fundações diretas em areia aplica-se o método de Schmertmann (1970). Este método faz uma adaptação da teoria da elasticidade levando-se em conta a variação do módulo de deformabilidade com a profundidade. Neste trabalho somente será demostrado o método de Schmertmann para sapatas isoladas.

Para um carregamento uniforme atuante na superfície de um semiespaço elástico, isotrópico e homogêneo, a deformação vertical à profundidade z pode ser expressa pela Equação 12.

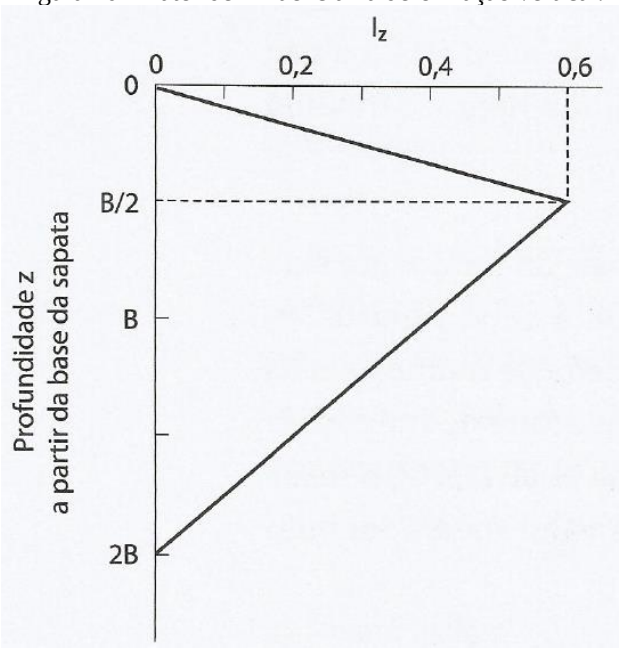
$$E_z = \frac{\sigma}{E_s} I_z \qquad \text{(Equação 12)}$$

Em que:

E_s – módulo de elasticidade;

Schmertmann (1970) ao analisar a variação de deformação vertical ao longo da profundidade em solos arenosos sob sapatas rígidas, percebeu que a deformação máxima ocorre a uma profundidade em torno de z = B/2, e que a partir da profundidade z = 2B as deformações podem ser desprezadas, sendo B a largura da sapata. A Figura 10 ilustra esta observação.

Figura 10 – Fator de influência na deformação vertical.



Fonte: Schmertmann (1970)

Schmertmann (1970) define dois fatores de correção do recalque. O primeiro trata do embutimento da sapata no solo, podendo reduzir o recalque em até 50%, deste modo, o fator de correção varia de 0,5 a 1, conforme a Equação 13:

$$C_1 = 1 - 0{,}5\left(\frac{q}{\sigma^*}\right) \geq 0{,}5 \qquad \text{(Equação 13)}$$

Sendo:

q – tensão vertical efetiva à cota de apoio da fundação (sobrecarga);

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

O segundo fator de correção trata da parcela de recalque ao longo do tempo, como indica a Equação 14.

$$C_2 = 1 + 0{,}2\log\left(\frac{t}{0{,}1}\right) \qquad \text{(Equação 14)}$$

Com t em anos.

Caso se considere somente o recalque imediato no solo, sem acréscimo do tempo, deve-se considerar $C_2 = 1$.

O recalque de sapatas rígidas é obtido pelo somatório do recalque em cada subcamada homogênea na profundidade de 0 a 2B, conforme a Equação 15.

$$p_d = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta_z \right)_i \qquad \text{(Equação 15)}$$

Em que:

E_s – módulo de deformabilidade da i-ésima camada;

I_z – fator de influência da deformação à meia-altura da i-ésima camada;

Δz – espessura da i-ésima camada.

Sendo:

$$I_z = 0{,}1 + 2\left(I_{z,máx} - 0{,}1\right)\frac{z}{B} \rightarrow p/\ \therefore z \leq \frac{B}{2} \qquad \text{(Equação 16)}$$

$$I_z = \left(\frac{2}{3}\right) I_{z,máx}\left(2 - \frac{z}{B}\right) \rightarrow p/\ \therefore \frac{B}{2} \leq z \leq 2B \qquad \text{(Equação 17)}$$

O valor máximo do fator de influência da deformação do solo ocorre na cota z = B/2, e é dado pela Equação 18.

$$I_{z,máx} = 0{,}5 + 0{,}1\sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \qquad \text{(Equação 18)}$$

Sendo:

σ_v – tensão vertical efetiva na profundidade z = B/2.

2.2.4 Recalques admissíveis

De acordo com Teixeira e Godoy (1998), os danos causados pelos movimentos das fundações podem ser agrupados em três categorias, sendo eles: danos arquitetônicos, danos causados à funcionalidade ou ao uso da construção e danos estruturais. Basicamente, estes danos estão ligados ao desconforto do ambiente, trincas, desaprumo de edifícios, recalques excessivos, recalques diferenciais, e os danos estruturais que podem comprometer a estabilidade do edifício.

Velloso e Lopes (2012) estabelecem deformações admissíveis em termos de distorções angulares (β) ou de relações de deflexão (Δ/L), conforme ilustram as Tabelas 6 e 7.

Tabela 6 – Valores limites da distorção angular para edifícios estruturados e paredes portantes armadas.

-	**Skempton e MacDonald (1956)**	**Meyerhof (1956)**	**Polshin e Tokar (1957)**	**Bjerrum (1963)**
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras em paredes e divisórias	1/300 (1/500)	1/500	1/500 (0,7/1000 a 1/1000)	1/500

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2012)

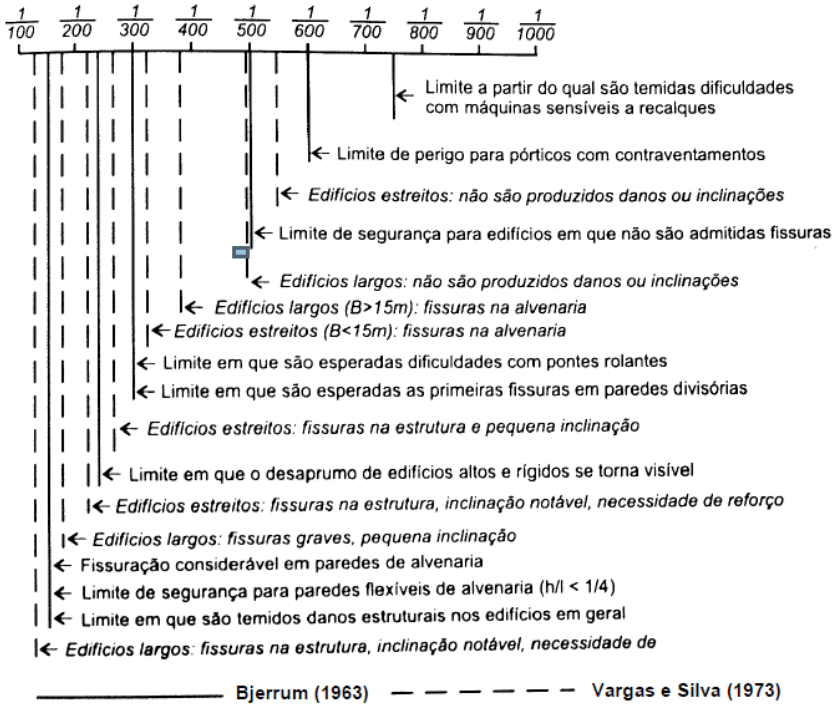
Tabela 7 – Valores limites da relação de deflexão para ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas.

Configuração	**Meyerhof (1956)**	**Polshin e Tokar (1957)**	**Burland e Wroth (1975)**
Côncava para cima	1/250	L/H<3: 1/3500 a 1/2500 L/H<5: 1/2000 a 1/1500	L/H=1: 1/2500 L/H=5: 1/1250
Convexa para cima	-	-	L/H=1: 1/5000 L/H=5: 1/2500

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2012)

Bjerrum & Vargas e Silva (1963 e 1973, apud Velloso e Lopes, 2012) sugerem valores para a distorção angular e para os danos associados, conforme mostra a Figura 11.

Figura 11 – Distorções angulares e danos estruturais.



Fonte: Velloso e Lopes (2012)

Segundo Teixeira e Godoy (1998), teoricamente uma estrutura que sofre recalques uniformes não teria danos, contudo, na prática, isso não acontece, havendo sempre recalques diferenciais decorrentes de algum tipo de excentricidade de cargas ou heterogeneidade do solo.

Burland et al. (1977), recomenda os seguintes valores dos recalques diferenciais e recalques totais limites para estruturas usuais apoiadas em areias e argilas.

- Para areia:
  δ máx = 25 mm;
  s máx = 40 mm, para sapatas isoladas.
- Para argilas:
  δ máx = 40 mm;
  s máx = 65 mm, para sapatas isoladas.

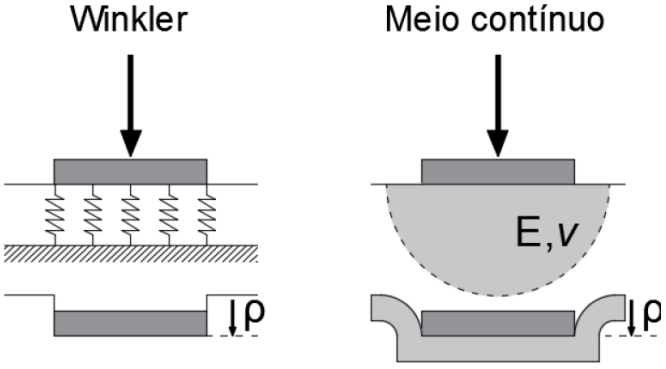
Segundo Terzagui et al. (1996), edifícios residenciais e industriais podem sofrer um recalque diferencial de até 20 mm, desde que, o recalque absoluto máximo de uma sapata do edifício não exceda 25 mm. Desta maneira, os autores concluem que o recalque diferencial não ultrapassa 75% do máximo recalque do edifício.

2.3 Modelagem da Interação Solo-estrutura

Em situação de projeto existem diferentes maneiras de modelar o solo. Segundo Mendes (2016), o solo pode ser descrito como um material elástico linear, elástico não-linear ou elastoplástico, geralmente o seu comportamento é tratado como elástico linear por ser solicitado por tensões longe da tensão de ruptura.

Neste trabalho serão discutidos dois modelos principais para a representação do solo, citados por Velloso e Lopes (2012), sendo eles o Método de Winkler e Meio contínuo.

Figura 12 – Comparação entre o Método de Winkler e Meio contínuo.

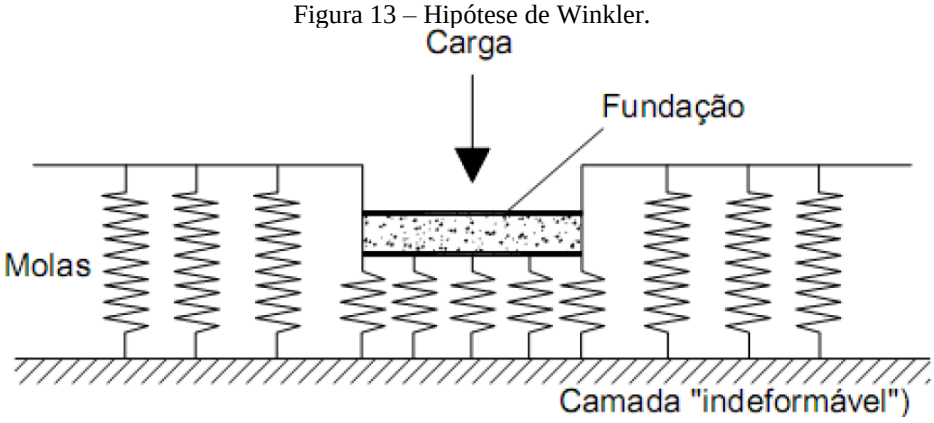


Fonte: Mendes (2016)

2.3.1 Método de Winkler

O método de Winkler ou Hipótese de Winkler refere-se à representação do solo por um conjunto de molas lineares. Winkler trata o solo como um conjunto de molas com resposta linear e independentes entre si, considerando apenas as deformações ocorridas nas regiões das fundações, ou seja, sem considerar o efeito de carregamentos ao longo da estrutura, conforme ilustra a Figura 13.

Figura 13 – Hipótese de Winkler.



Fonte: Antoniazzi (2011)

Antoniazzi (2011) fala que as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos, dessa forma, a hipótese de Winkler pode ser utilizada tanto para carregamentos verticais como sapatas, radiers e vigas baldrame, como também para ações horizontais como estacas e estruturas de contenção.

Cada tipo de solo e fundação determina valores de coeficiente de reação, este coeficiente é tratado como uma mola que substitui a rigidez do maciço de solo, possibilitando uma nova análise do modelo. Segundo a hipótese de Winkler, pode-se descrever o comportamento de um solo conforme mostra a Equação 19.

$$\sigma = K_v \rho \qquad \text{(Equação 19)}$$

Em que:

K_v – módulo de reação vertical do solo;

ρ – recalque médio da fundação.

A definição do coeficiente de mola é análogo ao módulo de reação vertical do solo, que corresponde à rigidez que o solo possui para resistir ao deslocamento devido a uma tensão

aplicada pela estrutura, exceto pelo fato que se relaciona a uma força e não a uma pressão, conforme apresenta a Equação 20.

$$F = K_m \rho \qquad \text{(Equação 20)}$$

Sendo:

F – força aplicada na base da fundação;

K_m – coeficiente de mola.

2.3.2 Método do Meio contínuo

Segundo Velloso e Lopes (2012), o meio contínuo pode ser elástico ou elastoplástico. Para o elástico, soluções podem ser encontradas para vigas e placas pela Teoria da Elasticidade. Já o elastoplástico requer solução numérica, como o método dos elementos finitos, não sendo muito comum na prática.

Dentre os principais métodos numéricos, destacam-se:

- Método das Diferenças Finitas (MDF);
- Método dos Elementos Finitos (MEF);
- Método dos Elementos de Contorno (MEC).

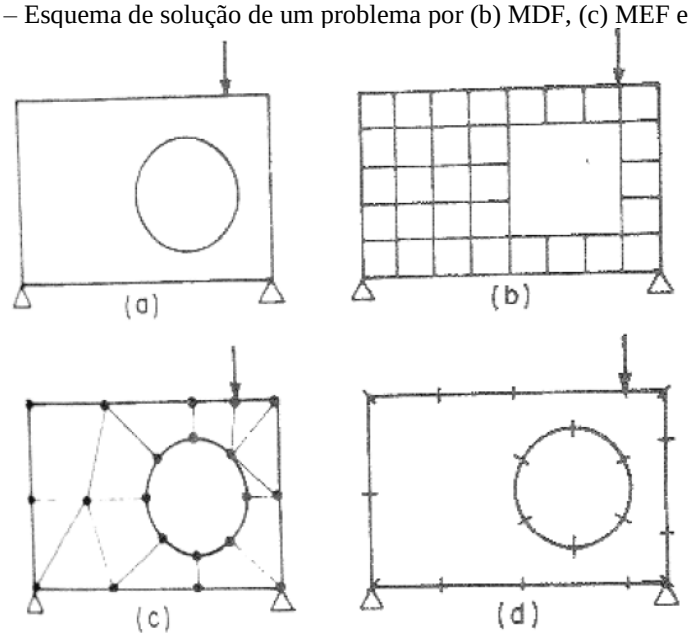
"O MDF consiste na substituição da equação diferencial que governa o fenômeno por uma equação algébrica, que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em 4 pontos vizinhos, situados sobre 2 linhas ortogonais" (CAMARGO, 2002, p.19). Para solução deste método é necessário traçar uma malha ortogonal, a solução se dá nos pontos de intersecção da malha, podendo ser realizada de forma manual ou com o auxílio de um computador.

O MEF é um método bem conhecido no meio acadêmico por realizar soluções de problemas complexos. Essa capacidade deve-se a variedade geométrica que a malha pode assumir neste tipo de modelagem, ao contrário do MDF. O MEF divide o domínio do problema em elementos, e estes surgem devido a uma certa quantidade de nós conectados comuns a eles.

Camargo (2002) fala que no MEC apenas a fronteira do domínio precisa ser dividida em elementos, diferentemente do MEF. Dessa forma, o número de equações e a divisão do domínio se reduzem bastante, sendo mais usual em problemas lineares e homogêneos.

A Figura 14 ilustra um esquema de solução para os três métodos citados.

Figura 14 – Esquema de solução de um problema por (b) MDF, (c) MEF e (d) MEC.



Fonte: Camargo (2002)

Mendes (2016) cita os principais programas que podem ser utilizados para simular problemas considerando o efeito da interação solo-estrutura utilizando modelos de meio contínuo, sendo eles o PLAXIS, o SAP e o ANSYS. Sendo possível no SAP modelar o solo considerando as hipóteses de Winkler. A solução dos métodos apresentados estará mais próxima do valor correto à medida que se refina e aumenta o número de malhas na modelagem, entretanto, este aumento demanda maior custo computacional.

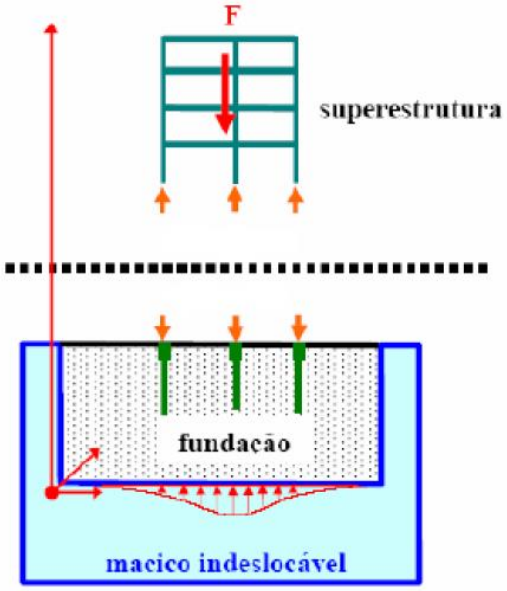
2.3.3 Modelos básicos

Aoki e Cintra (2004, apud Mota, 2009) citam três modelos básicos para a análise da interação solo-estrutura, onde os eixos de referência terão sua origem no indeslocável. A maioria desses modelos admitem a hipótese de Winkler.

a) Modelo 1

Neste modelo é realizado uma análise separada da superestrutura e fundação, conforme a Figura 15. É um processo iterativo que tem como objetivo obter uma estrutura final de equilíbrio mediante a conformidade entre os deslocamentos da estrutura, de modo que se aproxime da realidade.

Figura 15 – Esquema do modelo 1.



Fonte: Adaptado de Mota (2009)

Chamecki (1954) na sua metodologia cita que inicialmente a estrutura deve ser calculada supondo apoios indeslocáveis para então determinar as reações de apoio, e em seguida estimar os recalques da estrutura. Os deslocamentos encontrados devem ser aplicados na estrutura para se obter novas reações de apoio e em seguida novos deslocamentos. Dessa forma, o processo iterativo se repete até que haja convergência nos deslocamentos ou nas reações de apoio.

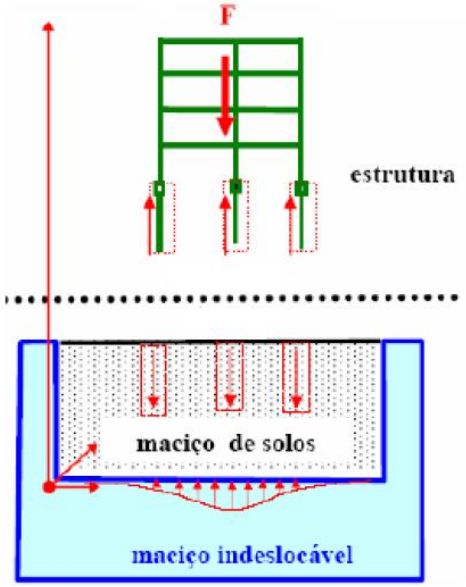
Aoki e Cintra (2004, apud Mota, 2009), adaptaram o modelo de Chamecki (1954) para o uso de molas, a fim de simular o comportamento do solo. Os autores também sugeriram calcular a estrutura com apoios indeslocáveis, e em seguida obter as reações de apoio e os recalques. A única mudança neste modelo adaptado está no cálculo dos coeficientes de mola para cada elemento de fundação que será dado por meio da relação entre carga e recalque, conforme a Equação 20. Com as molas já prescritas sob a base da fundação, são calculados novas reações de apoio e recalques, e em seguida novos coeficientes de mola. Esse processo também é iterativo e termina até que haja convergência entre os coeficientes de mola ou entre as reações de apoio.

Segundo Mota (2009), este método é bastante utilizado no meio acadêmico, assim como nos escritórios de projeto quando se considera a interação solo-estrutura na análise estrutural. Como se vê na metodologia é necessário conhecimento de estruturas e fundações, e estes conhecimentos devem ser aplicados simultaneamente até a convergência. Dessa maneira, há uma necessidade maior de interação entre o projetista da estrutura e o projetista de fundações.

b) Modelo 2

Neste modelo é realizada uma análise conjunta entre a superestrutura e a fundação. A superestrutura e a fundação resultam em uma única estrutura, onde a base da estrutura única, a estrutura de fundação, interage com o maciço de solo, conforme mostra a Figura 16.

Figura 16 – Esquema do modelo 2.



Fonte: Adaptado de Mota (2009)

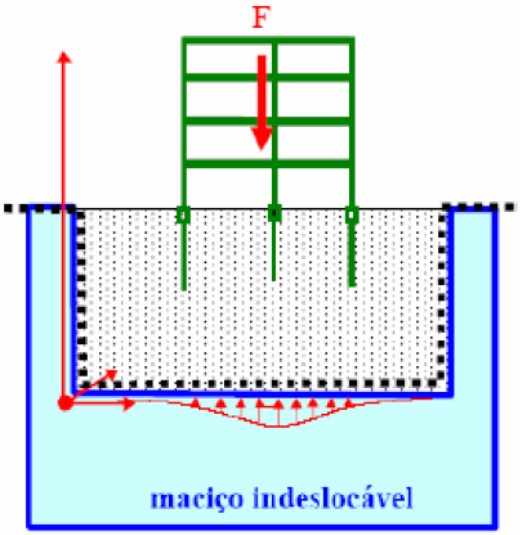
Segundo Antoniazzi (2011), nesta modelagem a estrutura de fundação é discretizada, de modo que, em cada ponto de contato da fundação com o solo sejam impostas molas com a finalidade de representar a deformabilidade do solo.

Esta modelagem foi empregada no trabalho de Mota (2009) para edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. O autor considerou a união da superestrutura e fundação em uma única estrutura por meio de implementação computacional, utilizando elementos finitos na sua análise.

c) Modelo 3

Neste modelo a superestrutura, a estrutura de fundação e o maciço de solo são considerados como um único sistema integrado, conforme ilustra a Figura 17. Este modelo é o mais complexo entre os já citados por apresentar várias equações matriciais. No meio acadêmico esta análise é realizada na maioria das vezes por meio de elementos finitos, normalmente necessita de um custo computacional bem elevado.

Figura 17 – Esquema do modelo 3.



Fonte: Adaptado de Mota (2009)

A aplicação deste modelo pode ser encontrada no trabalho de Medeiros (2006). O autor utilizou um programa computacional através do Método dos Elementos Finitos com o propósito de analisar a interação solo-estrutura em fundações rasas de concreto armado por meio de análises elasto-plásticas tridimensionais.

2.3.4 Módulo de reação vertical do solo

"O módulo de reação vertical (K_v) não é uma constante, mas depende de uma série de fatores, como a forma e dimensões da fundação, tipo de construção e ainda das flutuações de carregamentos" (MORAES, 1976, p.14). Segundo Velloso e Lopes (2012), o coeficiente de reação vertical pode ser obtido por meio de:

- Cálculo do recalque da fundação real;
- Correlações;
- Tabelas de valores típicos;
- Ensaio de placa.

Nos modelos desenvolvidos no presente trabalho serão utilizadas correlações obtidas a partir das equações para previsão de recalque, conforme o item 2.1 deste trabalho.

a) Cálculo a partir do recalque da fundação real

A hipótese de Winkler permite calcular o módulo de reação vertical do solo, conforme a Equação 21. Para cálculo do recalque segue a metodologia já apresentada anteriormente.

$$K_v = \frac{\sigma}{\rho} \qquad \text{(Equação 21)}$$

b) Correlações

Combinando a Equação 4, para cálculo do recalque imediato em camada semi-infinita, com a Equação 21, obtém-se a expressão apresentada na Equação 22 para determinação do módulo de reação vertical.

$$K_v = \frac{E}{B\left(1-\nu^2\right)I_s} \qquad \text{(Equação 22)}$$

Note que, o módulo de reação vertical do solo pode ser obtido através das características do solo e da sapata, considerando o solo como um meio elástico homogêneo.

Rausch et al. (1959, apud Moraes, 1976) recomenda a Equação 23 para determinar o módulo de reação vertical do solo.

$$K_v = \frac{E_0}{f\sqrt{A}} \qquad \text{(Equação 23)}$$

Em que:

E_0 – Módulo edométrico do solo;

f – Coeficiente adimensional que depende da superfície da fundação com valor adotado de 0,4.

Na falta de ensaios apropriados, Guidi (1991) recomenda os valores apresentados na Tabela 8 para o módulo edométrico e o módulo de elasticidade para solos submetidos a tensões inferiores a 1000 KPa.

Tabela 8 – Valores do módulo edométrico e módulo de elasticidade (KN/m²).

Tipo de solo	$\boldsymbol{E_0}$	$\boldsymbol{E}$
Turfa	100 a 500	66 a 350
Argila molhada	1500 a 4000	990 a 2200
Argila plástica	4000 a 8000	2600 a 5300
Argila endurecida - plástica	8000 a 15000	5300 a 9900
Areia solta	10000 a 20000	6600 a 13200
Areia compacta	50000 a 80000	33000 a 53000

Fonte: Adaptado de Guidi (1991)

A partir da Equação 20 e conhecendo o valor do módulo de reação vertical, é possível obter de maneira direta o recalque na base da estrutura, conforme a Equação 24.

$$\rho = \frac{\sigma}{K_v} \qquad \text{(Equação 24)}$$

c) Tabelas de valores típicos

Na falta de dados precisos ou quando não forem realizados ensaios com o maciço de solo onde será executada a obra, alguns autores sugerem valores para o módulo de reação vertical para diferentes tipos de solo.

Terzaghi (1955) sugere valores do módulo de reação vertical para diferentes características do solo, obtido através de ensaios em placa quadrada com 30 cm de lado, conforme a Tabela 9.

Tabela 9 – Valores de K_v (KN/m³).

Argilas	**Rija**	**Muito rija**	**Dura**
q_u (Mpa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16000 a 32000	32000 a 64000	> 64000
Valor proposto	24000	48000	96000
Areias	**Fofa**	**Med. Compacta**	**Compacta**
Faixa de valores	6000 a 19000	19000 a 96000	96000 a 32000
Areia acima NA	13000	42000	160000
Areia submersa	8000	26000	96000

Fonte: Adaptado de Terzaghi (1955)

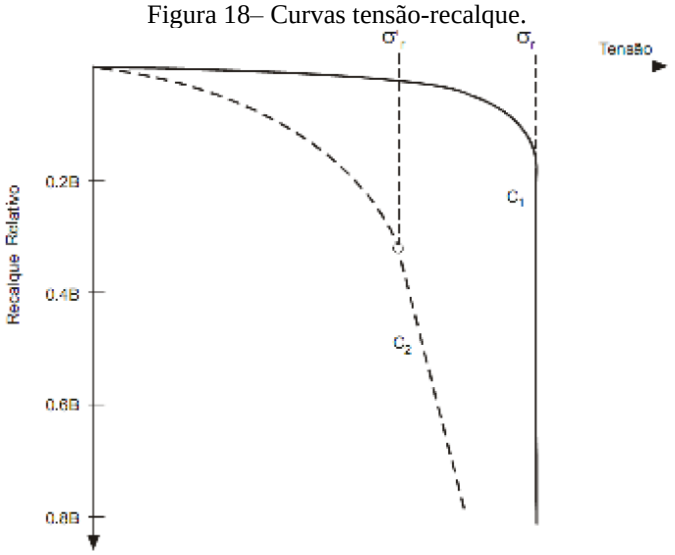
Onde q_u é a resistência à compressão não-drenada.

d) Ensaio de placa

O módulo de reação vertical do solo também pode ser obtido por método experimental, através do ensaio de placa. A placa é submetida a provas de carga com o objetivo de obter valores de tensão e recalque, e então traçar sua curva apresentando o comportamento da deformabilidade do solo. Dessa maneira, o ensaio de placa é o método mais preciso para se obter os recalques da fundação, contudo é pouco utilizado devido à complexidade da sua análise.

Terzaghi (1955) plotou duas curvas tensão x recalques a fim de representar dois casos distintos que normalmente ocorrem no maciço de solo, conforme mostra a Figura 18.

Figura 18– Curvas tensão-recalque.



Fonte: Terzaghi (1955)

A curva C_1 é semelhante a um solo bastante compacto ou rijo, com tensão de ruptura bem definida. A curva C_2 é equivalente a um solo fofo ou mole, com tensão de ruptura não conhecida.

Segundo Velloso e Lopes (2012), o valor do módulo de reação vertical encontrado através de ensaios de placa necessita ser corrigido, seguindo as recomendações para cada tipo de solo:

Para solos argilosos e sapata quadrada:

$$K_v = K_{v,p}\left(\frac{b}{B}\right)^n \qquad \text{(Equação 25)}$$

Para solos arenosos e sapata quadrada:

$$K_v = K_{v,p}\left(\frac{B+0{,}30}{2B}\right)^2 \qquad \text{(Equação 26)}$$

Em que:

$K_{v,p}$ – módulo de reação vertical do solo para a placa;

b – menor dimensão da placa, normalmente 30 cm;

n – coeficiente que varia de 0,5 a 0,7 em função da espessura da camada compressível abaixo da fundação. Caso a camada seja inferior a 4B, o valor n deve ser o menor do intervalo.

No caso do uso de sapatas retangulares, o módulo de reação vertical pode ser encontrado a partir da Equação 27.

$$K_{v,r} = \frac{2}{3} K_{v,q} \left(1 + \frac{B}{2L} \right) \quad \text{(Equação 27)}$$

Sendo:

$K_{v,r}$ – módulo de reação vertical do solo para a sapata retangular;

$K_{v,q}$ – módulo de reação vertical do solo para a sapata quadrada;

L – maior dimensão da fundação.

Velloso e Lopes (2012) apresentam outra forma mais simplificada para se obter o módulo de reação vertical da fundação real, obtido através do seu valor conhecido no ensaio de placa, conforme a Equação 28.

$$K_{v,B} = K_{v,b} \frac{b}{B} \frac{I_{s,b}}{I_{s,B}} \quad \text{(Equação 28)}$$

Em que:

$I_{s,b}$ – Fator de influência da geometria e rigidez da placa;

$I_{s,B}$ – Fator de influência da geometria e rigidez da fundação.

2.3.5 Coeficiente de apoio elástico (molas)

Através da hipótese de Winkler é possível relacionar o módulo de reação vertical do solo com o coeficiente de apoio elástico, conforme a Equação 29.

$$K_v = \frac{K_{mv}}{A_f} \quad \text{(Equação 29)}$$

Em que:

K_{mv} – Coeficiente de mola vertical;

A_f – Área de influência da fundação. Ao considerar toda a sapata tem-se que esta área é igual a área da sapata.

Combinando a Equação 24 com a Equação 29, ambos seguindo a definição do método de Winkler, pode-se determinar o recalque a partir do coeficiente de mola da fundação e da carga proveniente do pilar, como mostra a Equação 30.

$$\rho = \frac{F}{K_m} \qquad \text{(Equação 30)}$$

F é reação de apoio da fundação.

> "Caso se admita a hipótese de que a base da fundação permanecerá rígida após a deformação elástica do solo, pode-se adotar uma simplificação aproximada de variação linear das tensões, podendo-se assim, substituir-se o conjunto de molas por três molas globais no centro da fundação" (ANTONIAZZI, 2011, p.35).

Estes coeficientes de mola permitem calcular os deslocamentos na vertical e na horizontal, assim como à rotação, conforme as equações a seguir:

$$\rho = \frac{N}{K_{mv}} = \frac{F}{K_v A_f} \qquad \text{(Equação 31)}$$

$$v = \frac{H}{K_{mh}} = \frac{H}{K_h A_f} \qquad \text{(Equação 32)}$$

$$\varphi = \frac{M}{K_{m\theta}} = \frac{M}{K_\theta I_f} \qquad \text{(Equação 33)}$$

Em que:

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.

Segundo Souza e Reis (2008), normalmente costuma-se assumir $K_v = K_h = K_\theta$, no entanto, na realidade esses valores são diferentes, pois o módulo de reação não é constante e depende de alguns fatores como a forma e dimensões da fundação, tipo de construção e flutuações de carregamento.

Assumindo os valores do módulo de reação vertical, horizontal e de rotação iguais, temos as seguintes equações para o cálculo do coeficiente de mola horizontal e de rotação:

$$K_{mh} = K_v A_f \quad \text{(Equação 34)}$$

$$K_{m\theta} = K_v I_f \quad \text{(Equação 35)}$$

O coeficiente de mola horizontal é comum em solos carregados horizontalmente, como em fundações por estacas e estruturas de contenções.

2.4 Algumas Pesquisas Realizadas

Holanda Jr. (1998) analisou dois edifícios sobre fundação de sapatas rígidas, primeiro sob carregamento vertical e em seguida sob carregamento horizontal. O primeiro edifício com 21 pavimentos e o segundo com 13 pavimentos. A modelagem foi realizada com implementação computacional. O autor comparou os modelos considerando apoio indeslocável e levando em conta a interação solo-estrutura. Diante dos resultados da primeira hipótese, edifícios sob carregamento vertical, as reações nos pilares não foram significativas, decorrente dos pilares que sofrem maiores recalques cederem parte de suas cargas para os pilares vizinhos com menores recalques. Entretanto, os momentos fletores nos pilares tiveram diferenças significativas, tanto em alívios como em acréscimos, em alguns casos houve mudança de sinal. Nas vigas houve mudanças significativas tanto nas reações como nos momentos fletores.

Já na segunda hipótese, edifícios sob carregamentos horizontais devido ao vento, verificou-se uma redução nas reações verticais na fundação devido aos pilares, as reações horizontais tenderam a uniformização. De modo semelhante a primeira hipótese, também houve mudanças significativas nos momentos fletores dos pavimentos inferiores. Já as vigas não apresentaram mudanças significativas em seus esforços. Por sua vez, os deslocamentos verticais na base dos pilares foram desprezíveis ao comparar com a primeira hipótese, contudo os deslocamentos horizontais foram significativos no topo do edifício.

Antoniazzi (2011) apresentou em seu trabalho quatros exemplos utilizando programas computacionais para sua modelagem com e sem a ISE. Os edifícios analisados foram concebidos sobre fundações superficiais do tipo sapatas, onde na maioria dos casos considerou-se somente apoios elásticos na direção vertical. O modelo 1 trata de um pórtico plano com 12 pavimentos, o modelo 2 refere-se a um pórtico espacial e o modelo 3 considera a influência das etapas da construção, ambos os casos com 8 pavimentos tipo, por último o modelo 4 trata do

Edifício Spazio Uno com 17 pavimentos. Os resultados mostraram que nos três primeiros modelos houve uma tendência em alívio das cargas nos pilares centrais e acréscimo nos pilares de periferia. Entretanto, o modelo 4 teve comportamento diferente, pois apresentou tipologia recortada e sem perfeita simetria. Porém, em todos os modelos houve suavização dos recalques ao se considerar a interação solo-estrutura, reduzindo os recalques diferenciais.

Pavan et al. (2014) analisou a ISE em um modelo simples com 3 pavimentos, em duas situações, uma em apoio de solo com pouca resistência (argila) e outra em solo com elevada capacidade de suporte (areia) e compararam com o modelo sobre apoio rígido. Os resultados mostraram pouca variação nas cargas dos pilares e das vigas, com acréscimos e alívios máximos de 2,08% e 2,21%, respectivamente, para as fundações assente sobre argila. Entretanto, os momentos tiveram acréscimos significativos, chegando a variações percentuais de 39,087%. Os autores concluíram que as variações dos esforços são maiores nos membros mais próximos das fundações, devido ao aumento da rigidez da estrutura à medida que o número de pavimentos cresce. Constatou-se que os recalques diferenciais da estrutura foram uniformes em ambos os casos, não ultrapassando distorções superiores a 0,0352% obtido na situação sobre apoio flexível.

Mendes (2016) analisou um prédio com 6 pavimentos e outro com 12 pavimentos por meio computacional, variando sua fundação entre superficial e profunda. Nos seus resultados, ao comparar as análises com e sem a ISE, notou que no pilar central o deslocamento vertical foi maior e houve uma redução do esforço normal, já nos pilares de extremidade o recalque foi menor e o esforço sofreu um pequeno acréscimo. Esta variação tende a diminuir o recalque diferencial, com maior redução no edifício de 12 pavimentos. O autor concluiu que as maiores variações ao comparar os modelos sem e com ISE foram nos momentos fletores das vigas, onde constatou-se que nos locais de maior deslocamentos verticais o momento fletor diminui, por outro lado, se o deslocamento vertical é menor o momento fletor aumenta.

2.5 Softwares

Os principais softwares utilizados para cálculo estrutural no país, tais como o Eberick, TQS e CYPECAD passaram a considerar em suas análises a interação solo-estrutura e seus efeitos nos modelos estruturais. Entretanto, suas análises ainda são simplistas, necessitando que as propriedades do solo sejam fornecidas de modo que corresponda com a realidade apresentada.

2.5.1 Eberick

O software Eberick, desenvolvido pela AltoQi®, na sua versão mais recente, Eberick 2019, consiste na elaboração de projetos estruturais em concreto armado moldado in-loco, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas, com recursos que abrangem todas as etapas do projeto. O programa realiza os dimensionamentos e detalhamento de acordo com a NBR 6118 (2014).

No software, para se considerar a ISE, o usuário entra com os dados dos módulos de reação vertical, horizontal e de rotação do solo. O Eberick realiza o dimensionamento de fundações, como radier, sapata e tubulões considerando o solo como um meio elástico e adotando as hipóteses de Winkler.

2.5.2 TQS

O TQS se especializa em softwares para o cálculo estrutural de concreto armado, concreto protendido, alvenaria estrutural e estruturas pré-moldadas. A empresa é umas das maiores de softwares para cálculo estrutural do país, atualmente está na sua versão 21. Com base nos dados de entrada fornecidos pelo usuário o sistema faz o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais.

O TQS disponibiliza um módulo específico para projetos de fundações e ao Sistema de Interação Solo-Estrutura (SISEs). O solo é substituído por coeficientes de reação vertical e horizontal atrelados a base da estrutura. Da mesma forma que o software Eberick, o TQS utiliza as hipóteses de Winkler em suas análises.

No sistema há uma discretização dos elementos de fundação em nós e barras unidos ao modelo da superestrutura, em seguida são obtidas as molas verticais e horizontais para cada um dos nós da fundação.

2.5.3 CYPECAD

O CYPECAD é um software para projeto estrutural em concreto armado, pré-moldado, protendido e misto de concreto e aço. Assim como os outros softwares apresentados, o CYPECAD possui as etapas de lançamento do projeto, análise e cálculo estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. O software possibilita ao usuário entrar com os dados dos módulos de reação do solo para consideração da ISE.

3 METODOLOGIA

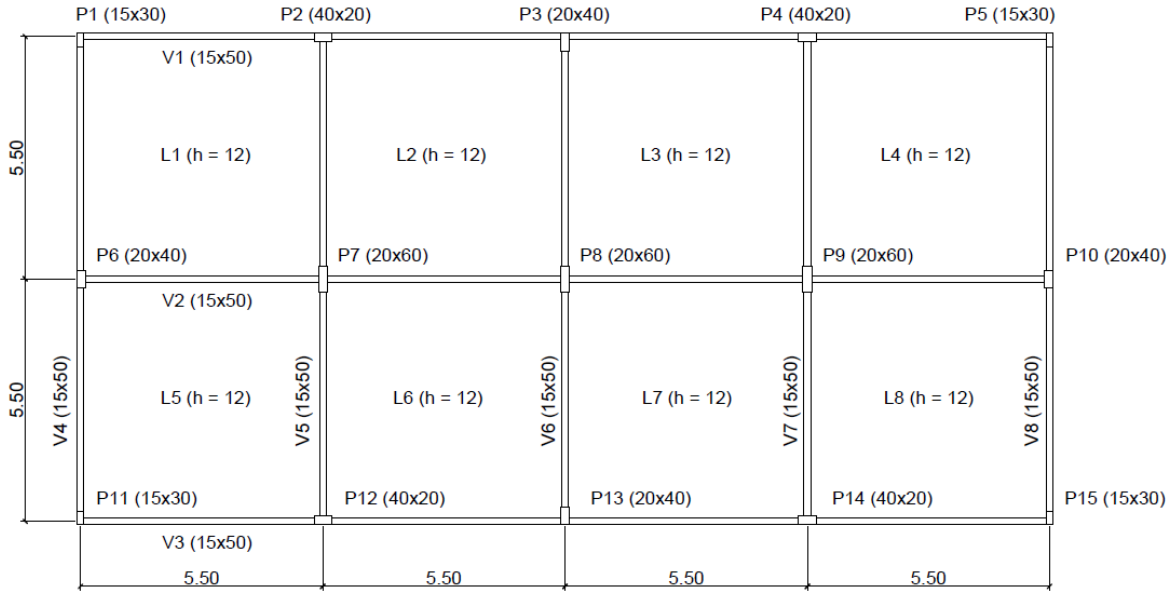
Neste capítulo serão abordados os procedimentos metodológicos para realização do trabalho.

3.1 Estudo de Caso

Neste trabalho foram desenvolvidos dois exemplos de edifícios comerciais, no qual para cada exemplo será realizado uma comparação entre o modelo convencional e o modelo considerando a ISE, com o propósito de verificar a influência da consideração da interação solo-estrutura nos recalques, cargas e momentos fletores gerados nos pilares e vigas dos edifícios. O primeiro modelo é composto por 5 pavimentos e o segundo por 10 pavimentos, conforme apresentam as Figuras 19 e 20, ambos sobre apoios de fundações superficiais do tipo sapatas.

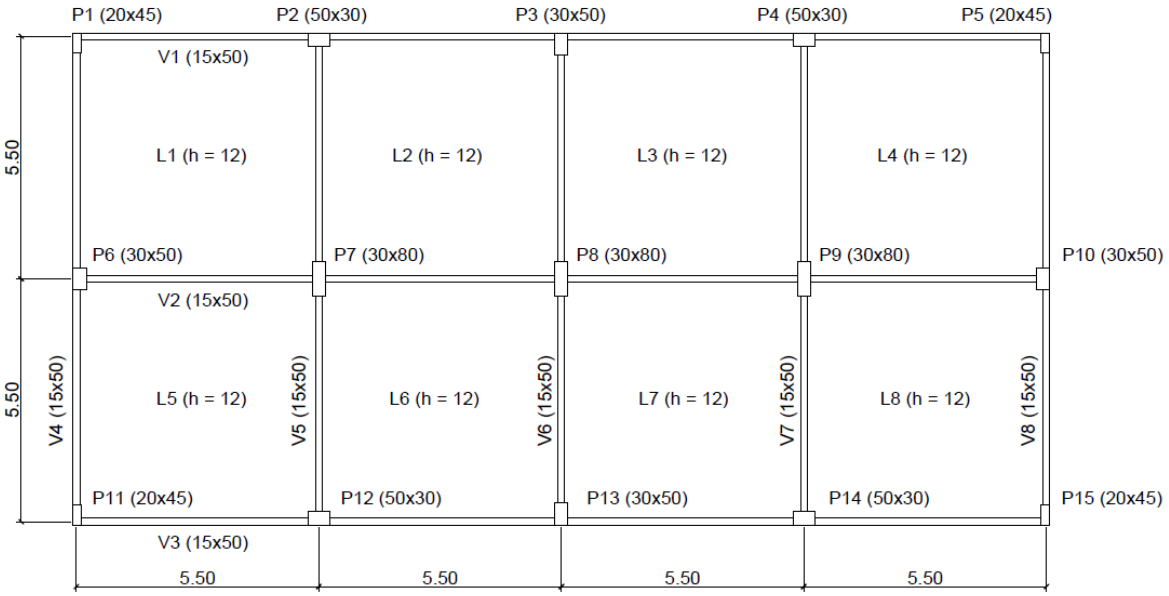
Vale ressaltar que a escolha do número de pavimentos se deu pelo fato dos efeitos da ISE serem praticamente desprezíveis em edifícios de porte baixo.

Figura 19 – Planta de formas estruturais do pavimento-tipo do edifício com 5 pavimentos.



Fonte: Autor

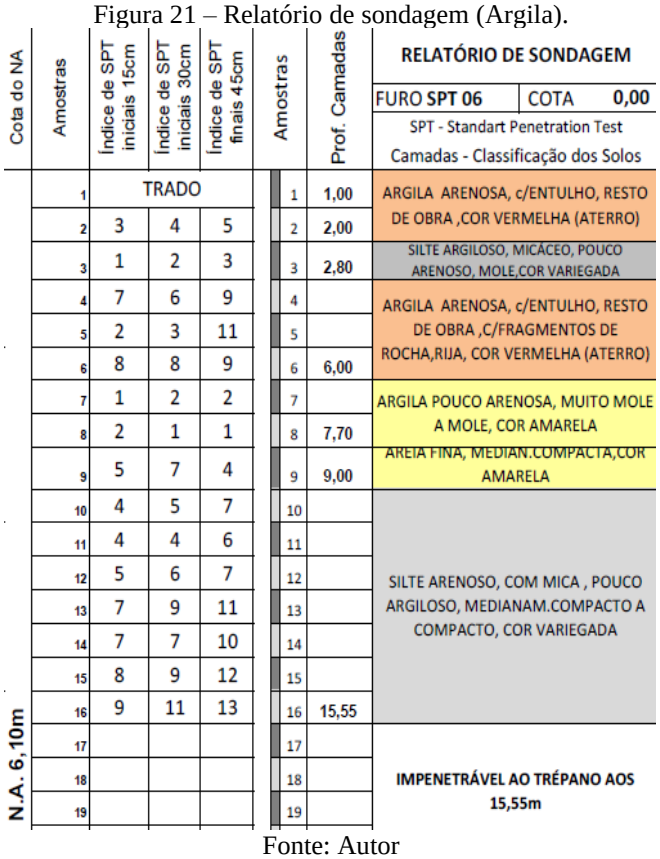
Figura 20 – Planta de formas estruturais do pavimento-tipo do edifício com 10 pavimentos.



Fonte: Autor

Para o maciço de solo foram considerados os relatórios de sondagem realizados na cidade de Aracaju, capital do estado do Sergipe, conforme as Figura 21 e 22. A Figura 21 mostra uma sondagem para um solo com pouca resistência (argila), por outro lado a Figura 22 ilustra uma sondagem para um solo com boa resistência (areia).

Figura 21 – Relatório de sondagem (Argila).



RELATÓRIO DE SONDAGEM

FURO **SPT 06** | COTA **0,00**

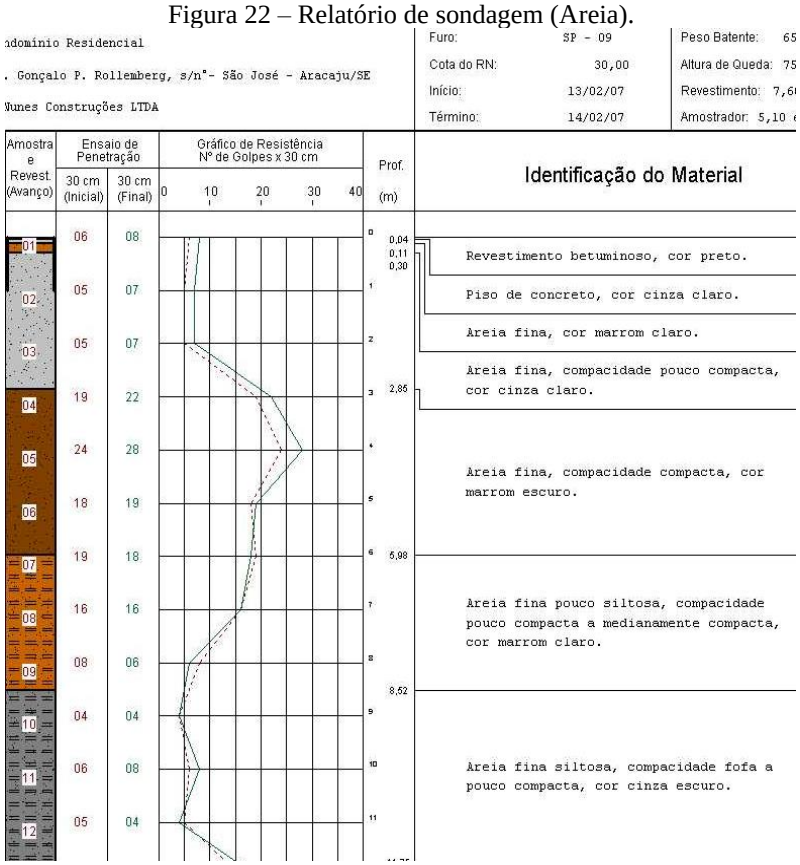
SPT - Standart Penetration Test

Camadas - Classificação dos Solos

Cota do NA	Amostras	Índice de SPT iniciais 15cm	Índice de SPT iniciais 30cm	Índice de SPT finais 45cm	Amostras	Prof. Camadas	Camadas - Classificação dos Solos
	1	TRADO			1	1,00	ARGILA ARENOSA, c/ENTULHO, RESTO DE OBRA ,COR VERMELHA (ATERRO)
	2	3	4	5	2	2,00	
	3	1	2	3	3	2,80	SILTE ARGILOSO, MICÁCEO, POUCO ARENOSO, MOLE,COR VARIEGADA
	4	7	6	9	4		ARGILA ARENOSA, c/ENTULHO, RESTO DE OBRA ,C/FRAGMENTOS DE ROCHA,RIJA, COR VERMELHA (ATERRO)
	5	2	3	11	5		
	6	8	8	9	6	6,00	
	7	1	2	2	7		ARGILA POUCO ARENOSA, MUITO MOLE A MOLE, COR AMARELA
	8	2	1	1	8	7,70	
	9	5	7	4	9	9,00	AREIA FINA, MEDIAN.COMPACTA,COR AMARELA
	10	4	5	7	10		SILTE ARENOSO, COM MICA , POUCO ARGILOSO, MEDIANAM.COMPACTO A COMPACTO, COR VARIEGADA
	11	4	4	6	11		
	12	5	6	7	12		
	13	7	9	11	13		
	14	7	7	10	14		
	15	8	9	12	15		
N.A. 6,10m	16	9	11	13	16	15,55	
	17				17		**IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO AOS 15,55m**
	18				18		
	19				19		

Fonte: Autor

Figura 22 – Relatório de sondagem (Areia).



Fonte: Autor

3.2 Coleta de Dados

Para a modelagem dos edifícios foi utilizado o programa computacional Eberick V10, desenvolvido pela AltoQi®. Para os cálculos dos recalques e coeficientes de mola foi desenvolvida uma planilha utilizando linguagem Visual Basic (VB) pela plataforma Microsoft Excel. O modelo destas planilhas estão disponíveis no apêndice A.

Cada edificação será considerada pertencente à classe de agressividade moderada, dessa maneira, conforme a tabela 7.2 da NBR 6118 (2014), devem ser respeitados os cobrimentos nominais c = 3 cm (para vigas e pilares) e c = 2,5 (para lajes). A resistência do concreto à compressão será de $f_{ck} = 25\ MPa$. O pé-direito de cada andar será de 2,8 m. As ações permanentes (peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos) foram estimadas pelo peso do revestimento e piso de 1,0 KN/m², peso próprio da alvenaria de 13 KN/m³ (para tijolos furados), e peso específico do concreto de 25 KN/m³, conforme NBR 6120 (1980). Para as ações variáveis foi considerado sobrecarga de utilização nos pavimentos de 2 KN/m² e para a cobertura de 0,5 KN/m².

Vale ressaltar que a NBR 6120 foi atualizada no mesmo ano da elaboração deste trabalho, havendo algumas alterações nas cargas, no entanto, a versão antiga será mantida, visto que os resultados desse trabalho já haviam sido gerados.

Para as ações variáveis também foram consideradas as ações devido ao vento na estrutura, foram utilizados dados de previsão para a cidade de Aracaju, capital do estado de Sergipe. Segundo a Figura 1 da NBR 6123 (1988), isopletas da velocidade básica do vento, a velocidade do vento para a região do Nordeste é de 30 m/s.

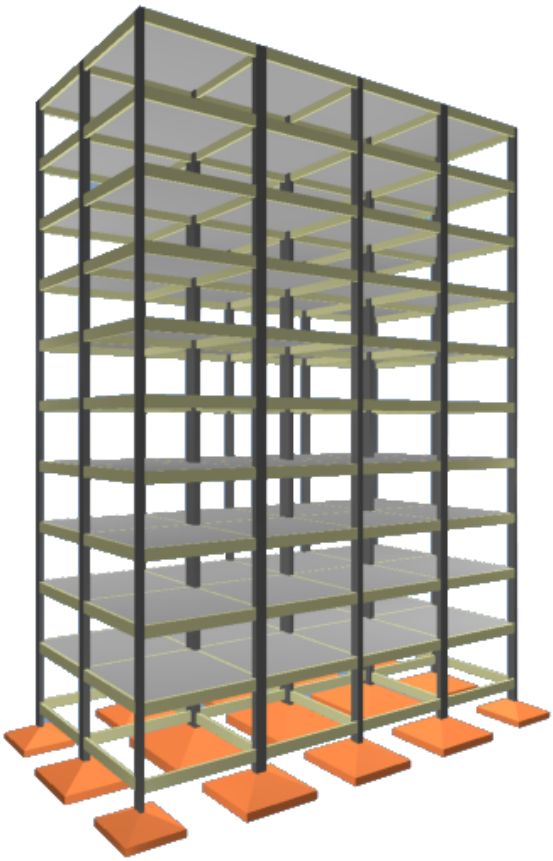
3.3 Procedimentos e Análise dos Dados

Neste trabalho será considerado regime elástico linear, pois a não linearidade demandaria cálculos complexos com auxílio de softwares que não serão abordados. Na mesma linha, Velloso e Lopes (2012) cita que normalmente não se considera a não linearidade do solo em projetos estruturais usuais.

Para a obtenção das dimensões dos elementos estruturais foi realizado um pré-dimensionamento para vigas e lajes seguindo recomendações de Bastos (2014) e para os pilares seguiu-se a metodologia apresentada por Alva (2014). Os cálculos com o pré-dimensionamento dos elementos estruturais estão dispostos no apêndice B.

Com as dimensões dos elementos estruturais determinados, modelou-se no software Eberick os edifícios comerciais com o propósito em obter os esforços na estrutura. Em seguida, adotou-se o modelo 1 exposto no item 2.2.2.3, admitindo a hipótese de Winkler apresentado por Aoki e Cintra, em que é realizado uma análise separada da superestrutura e fundação. A Figura 23 ilustra o edifício com 10 pavimentos em 3D.

Figura 23 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos em 3D.



Fonte: Autor

Por fim, foram realizadas comparações dos deslocamentos e dos esforços gerados no pórtico central da estrutura, formado pelos pilares P3, P8 e P13 e unidos pela viga V6, entre o modelo convencional e o modelo considerando a ISE, a fim de verificar a influência da interação solo-estrutura em um projeto estrutural. Vale destacar que a escolha desse pórtico se justifica pois nessa região dos edifícios as mudanças foram mais acentuadas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os modelos descritos na seção anterior para análise posterior dos resultados. Serão avaliados modelos estruturais com apoios rígidos e flexíveis, ambos sobre fundação rasa, assim como são comparados diferentes tipologias de solo para o apoio flexível.

4.1 Edifício com 5 Pavimentos

As tensões admissíveis do solo foram obtidas conforme os relatórios de sondagem (Figura 21) e a Equação 5, com valores de 0,33 MPa e 0,2 MPa para areia e argila, respectivamente. O procedimento adotado neste trabalho, conforme descrito no item 2.2.2.3 para o modelo 1, chegou à convergência dos esforços internos após três iterações. A Tabela 10 mostra os resultados encontrados na última iteração para ambos os casos. Devido à simetria do edifício, os pilares P3 e P13 apresentam os mesmos esforços, assim sendo, só foram analisados os esforços internos nos pilares P3 e P8, bem como na viga V6.

Tabela 10 – Resultados na fundação do edifício com 5 pavimentos após a ISE

Solo	Sap.	Nk (KN)	Dim. (m)	KV (KN/m³)	Kv (KN/m)	Kθx (KN.m/rad)	Kθy (KN.m/rad)
Argila	S3	809,4	2,2x2,4	9664,95	51030,94	24494,85	20582,48
	S8	1307,5	2,75x3,15	8219,10	71197,97	58871,82	44869,56
Areia	S3	791,2	2,2x2,35	61138,51	322811,31	154949,43	130200,56
	S8	1327,7	2,8x3,2	45124,05	404311,46	345012,45	264150,16

Fonte: Autor

Com os resultados da Tabela 10 foram obtidos novos esforços e deslocamentos para a estrutura, estes foram comparados com os resultados obtidos no modelo sobre apoio rígido.

A Tabela 11 e a Figura 24 mostram os valores e as variações percentuais dos momentos fletores positivos nos vãos da viga V6 em todos os pavimentos entre os modelos sobre apoio flexível e o modelo sobre apoio fixo. Estes demonstraram maiores diferenças percentuais nos membros próximos da fundação, com acréscimos nos momentos fletores de 71,70% e 14,90% para os modelos sobre argila e areia, respectivamente. Isto é justificado pela influência direta da rotação das extremidades da viga. Por outro lado, nos demais pavimentos as diferenças percentuais foram mínimas. Isto decorre da convergência das deformações entre os modelos rígido e flexível, provocando leves variações à medida que os pavimentos se afastam dos

membros próximos à fundação. Resultados similares também foram obtidos por Pavan et al. (2014).

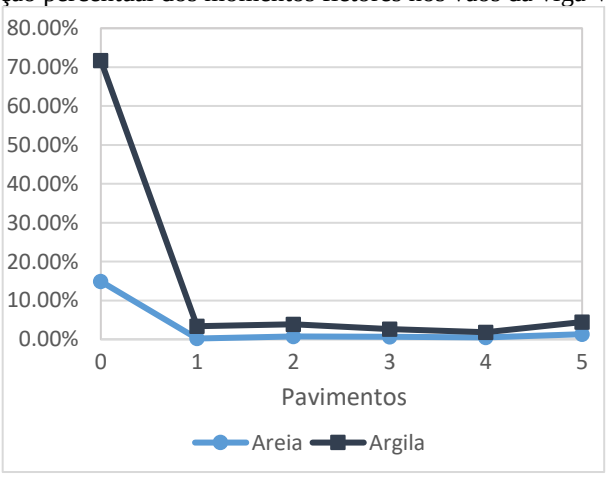
Todavia, em todos os pavimentos o modelo assente sobre argila sofreu maiores diferenças percentuais, decorrente da maior redistribuição dos esforços em virtude do menor coeficiente de reação para este apoio, conforme demonstra a Tabela 10.

Tabela 11 – Momentos positivos nos vãos da viga V6 (5 pavimentos).

Momentos nos vãos da viga V6			
PAV	**S/ ISE**	**C/ ISE**	
		Areia	**Argila**
0	18,73	21,52	32,16
1	49,94	50,05	51,63
2	48,74	49,11	50,61
3	48,61	48,92	49,89
4	48,05	48,31	48,93
5	31,60	32,03	33,00

Fonte: Autor

Figura 24 – Variação percentual dos momentos fletores nos vãos da viga V6 (5 pavimentos).



Fonte: Autor

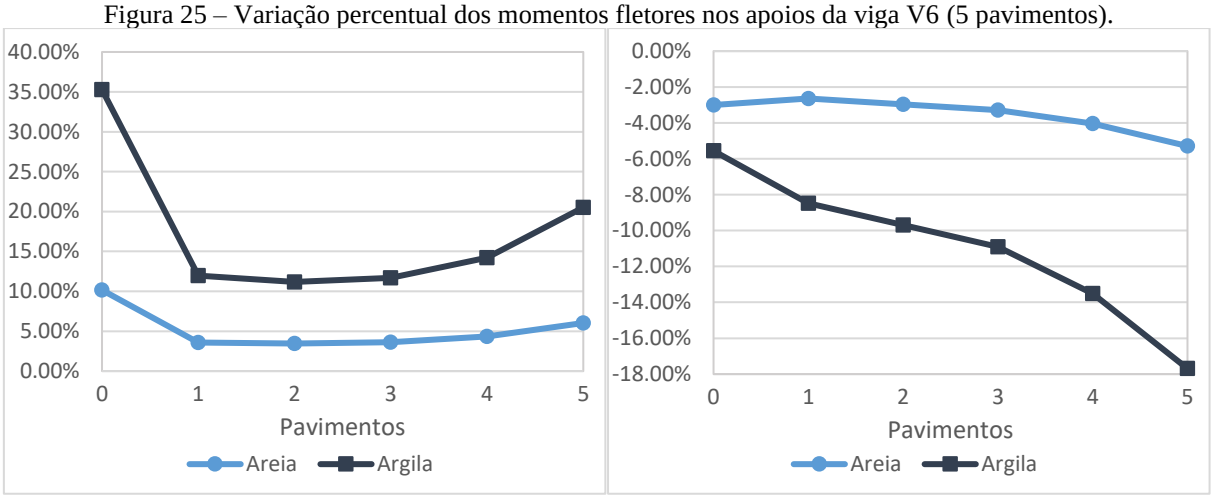
Conforme resultados da Tabela 12 e da Figura 25, os momentos fletores negativos nos apoios da viga V6 sofreram maiores discrepâncias percentuais quando assente sobre argila com acréscimos de 71,70% na fundação, justificando mais uma vez a influência da resistência do solo nas variações dos resultados ao considerar a interação solo-estrutura. Vale salientar que nas duas tipologias de solos houve acréscimos no apoio em P3 e alívios no apoio em P8. Isto ocorre em virtude dos pilares centrais com tendência a maiores recalques, devido à maior solicitação nesta região, cederem parcela dos momentos fletores para os pilares vizinhos.

Tabela 12 – Momentos negativos junto aos apoios (5 pavimentos).

Momentos negativos junto aos apoios (KN.m)						
PAV	Momentos no apoio em P3			Momentos no apoio em P8		
	S/ ISE	C/ ISE		S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila		Areia	Argila
0	52,83	58,20	71,47	53,22	51,62	50,26
1	115,22	119,37	129,01	133,10	129,58	121,81
2	112,25	116,13	124,80	124,39	120,71	112,33
3	101,31	105,00	113,13	113,19	109,48	100,85
4	93,71	97,80	107,03	103,59	99,42	89,60
5	51,69	54,80	62,30	65,57	62,10	53,97

Fonte: Autor

Figura 25 – Variação percentual dos momentos fletores nos apoios da viga V6 (5 pavimentos).



a) apoio em P3 b) apoio em P8

Fonte: Autor

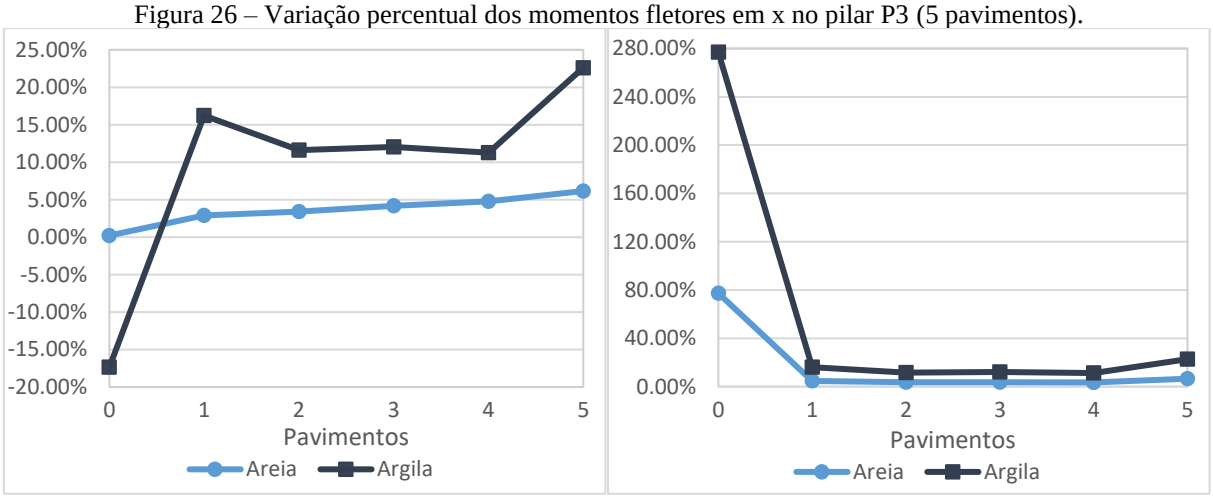
Os momentos fletores na direção x gerados na base e no topo do pilar P3 (Tabela 13 e Figura 26) revelam maiores mudanças percentuais nos membros próximos à fundação, com leve aumento na base do pilar no último pavimento. Isto acontece devido ao aumento da rigidez da estrutura com o aumento do número de pavimentos. O aumento dos momentos fletores no último pavimento do edifício se justifica pela redução dos esforços, tornado esse membro mais sensível a mudanças percentuais. Vale destacar a variação percentual no topo do pilar P3, com acréscimos de 276,89% e 77,30% nos momentos fletores para os apoios flexíveis sobre argila e areia, respectivamente, justificado pela transferência de esforços dos pilares vizinhos.

Tabela 13 – Momentos na direção x na base e no topo do pilar P3 (5 pavimentos).

Momentos na direção x no pilar P3						
PAV	Base do pilar			Topo do pilar		
	S/ ISE	C/ ISE		S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila		Areia	Argila
0	36,81	36,89	30,42	4,89	8,67	18,43
1	44,13	45,42	48,61	49,00	51,27	56,95
2	57,34	59,30	63,46	58,88	60,96	65,73
3	44,36	46,22	50,32	53,40	55,38	59,83
4	40,04	41,95	46,27	45,54	47,13	50,67
5	39,62	42,06	47,60	46,89	50,01	57,49

Fonte: Autor

Figura 26 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P3 (5 pavimentos).



a) base do pilar b) topo do pilar

Fonte: Autor

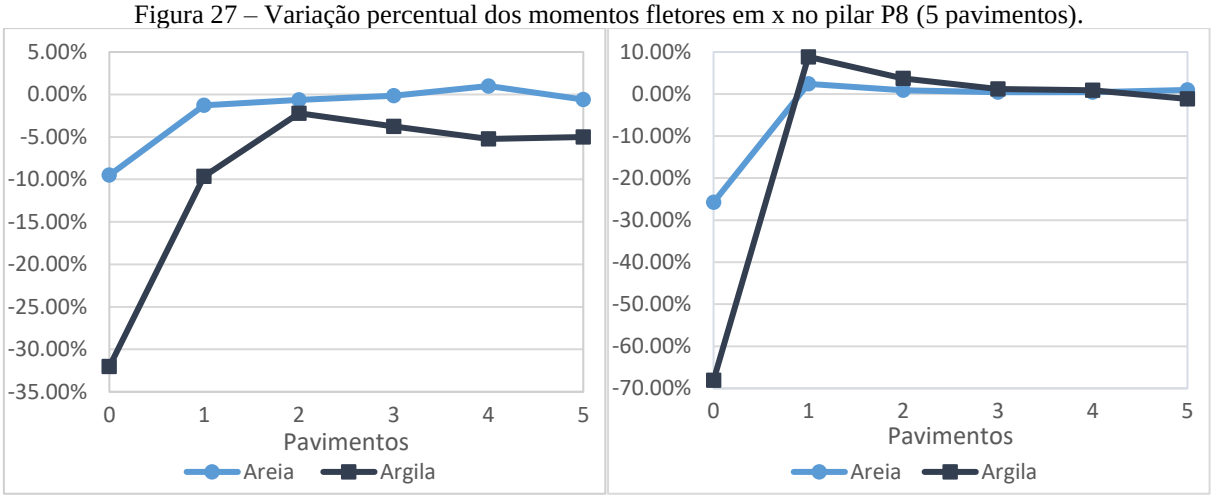
Os momentos fletores na direção x gerados na base e no topo do pilar P8 (Tabela 14 e Figura 27) sofreram maiores mudanças em relação aos membros próximos à fundação. Todavia, nos demais pavimentos as diferenças percentuais foram mínimas. Esta tendência também foi obtida por Holanda Junior (1998). Houve alívios em grande parte dos momentos fletores gerados no pilar, resultando em mudanças de 25,76% e 68,05% no topo do pilar P8, nas bases sobre areia e argila, respectivamente, corroborando com a elevada variação dos momentos fletores gerados no topo do pilar P3, decorrente da transferência dos esforços do pilar P8.

Tabela 14 – Momentos na direção x na base e no topo do pilar P8 (5 pavimentos).

Momentos na direção x no pilar P8						
PAV	Base do pilar			Topo do pilar		
	S/ ISE	C/ ISE		S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila		Areia	Argila
0	104,69	94,74	71,15	16,81	12,48	5,37
1	81,87	80,81	73,97	50,15	51,36	54,59
2	38,84	38,60	37,98	56,46	56,97	58,57
3	18,58	18,55	17,88	47,81	48,03	48,38
4	4,00	4,04	3,79	34,50	34,65	34,81
5	6,58	6,54	6,91	12,83	12,95	12,68

Fonte: Autor

Figura 27 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P8 (5 pavimentos).



a) base do pilar b) topo do pilar

Fonte: Autor

As Tabelas 15 e 16 e as Figuras 28 e 29 mostram as diferenças percentuais dos momentos fletores na direção y na base e no topo dos pilares P3 e P8. Novamente, as mudanças foram mais discrepantes nos membros próximos da fundação, bem como, houve leve aumento no último pavimento. Vale ressaltar que em todos os casos o modelo assente sobre argila foi mais sensível a alterações, justificado pelo seu menor coeficiente de reação, provocando maior redistribuição dos esforços.

Tabela 15 – Momentos na direção y na base e no topo do pilar P3 (5 pavimentos).

Momentos na direção y no pilar P3						
PAV	Base do pilar			Topo do pilar		
	S/ ISE	C/ ISE		S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila		Areia	Argila
0	9,13	9,61	9,77	7,12	7,92	10,14
1	12,87	12,84	12,94	12,70	12,74	13,00
2	11,26	11,33	11,54	11,49	11,57	11,79
3	7,81	7,87	8,06	8,26	8,32	8,50
4	4,51	4,56	4,73	4,90	4,95	5,11
5	1,71	1,77	1,94	2,08	2,15	2,34

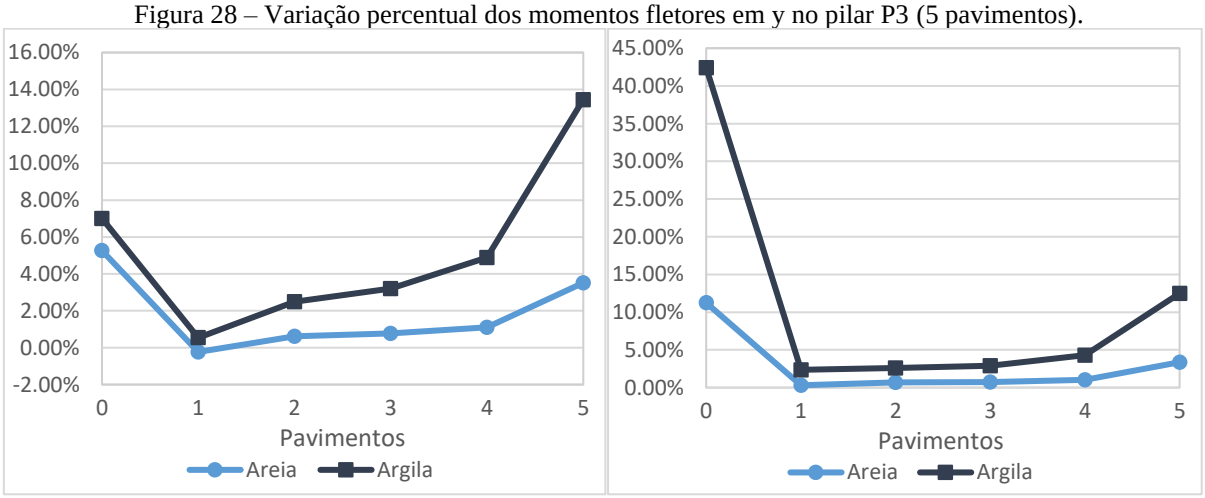
Fonte: Autor

Tabela 16 – Momentos na direção y na base e no topo do pilar P8 (5 pavimentos).

Momentos em y no pilar P8						
PAV	Base do pilar			Topo do pilar		
	S/ ISE	C/ ISE		S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila		Areia	Argila
0	11,29	11,53	12,15	6,29	6,74	8,66
1	14,91	15,32	16,56	14,15	14,62	16,10
2	11,76	11,78	11,87	12,62	12,68	12,93
3	8,06	8,16	8,48	9,19	9,28	9,60
4	4,52	4,60	4,87	5,59	5,67	5,94
5	1,49	1,59	1,89	2,30	2,41	2,77

Fonte: Autor

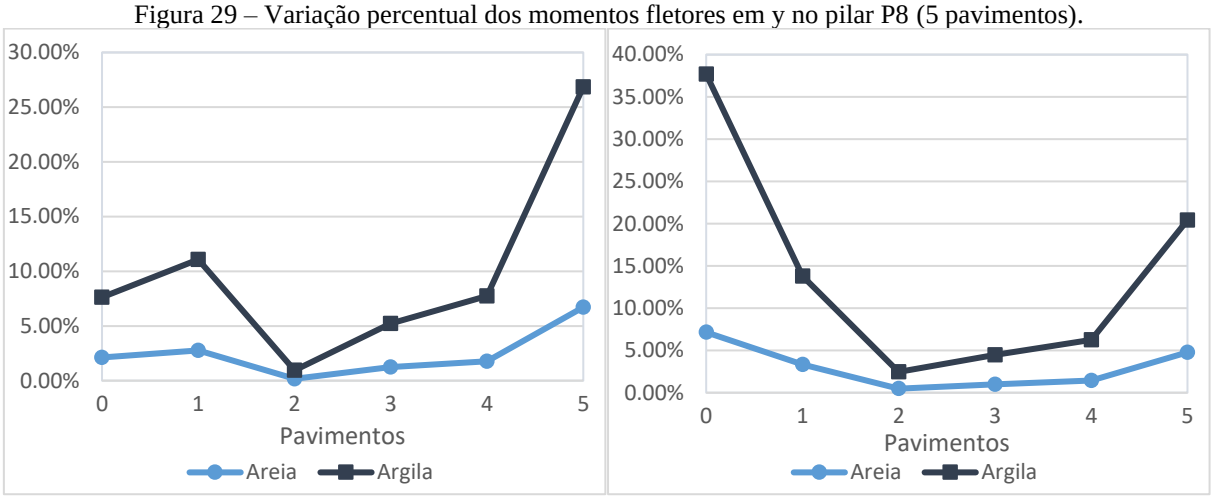
Figura 28 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P3 (5 pavimentos).



a) base do pilar b) topo do pilar

Fonte: Autor

Figura 29 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P8 (5 pavimentos).



a) base do pilar b) topo do pilar

Fonte: Autor

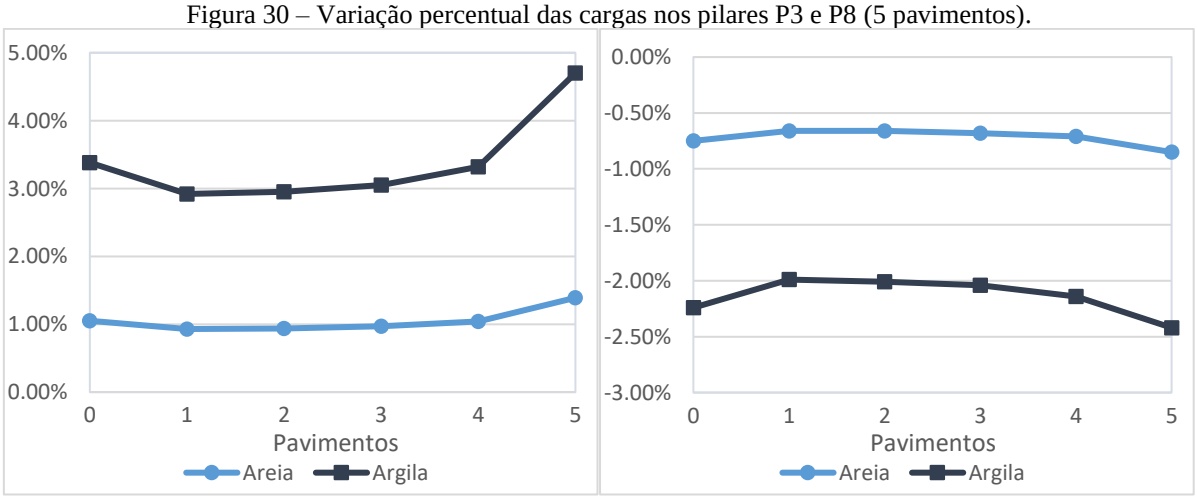
Em contrapartida às variações dos momentos fletores, as cargas nos pilares P3 e P8 sofreram poucas alterações, conforme mostram a Tabela 17 e a Figura 30. Percebe-se que as variações das cargas demonstram uma tendência de uniformização ao longo dos pavimentos. Isto é justificado pelas grandes dimensões das fundações, tornando estes membros mais rígidos.

Tabela 17 – Cargas nos pilares P3 e P8 (5 pavimentos).

Cargas nos pilares (KN)						
PAV	**Pilar P3**			**Pilar P8**		
	S/ ISE	**C/ ISE**		**S/ ISE**	**C/ ISE**	
		Areia	**Argila**		**Areia**	**Argila**
0	1061,7	1072,9	1097,6	1809,8	1796,3	1769,2
1	968,4	977,4	996,7	1694,6	1683,5	1660,8
2	753,2	760,3	775,4	1325,4	1316,6	1298,8
3	538,1	543,3	554,5	957,7	951,2	938,2
4	325,5	328,9	336,3	589,9	585,7	577,3
5	115,0	116,6	120,4	222,8	220,9	217,4

Fonte: Autor

Figura 30 – Variação percentual das cargas nos pilares P3 e P8 (5 pavimentos).



a) pilar P3 b) pilar P8

Fonte: Autor

Os resultados dos momentos fletores e cargas demonstraram uma tendência de acréscimos na região do pilar P3 e alívios próximo ao pilar P8. A Tabela 18 revela tendências semelhantes nas variações das cargas e recalques da fundação, com alívios dos pilares mais centrais e acréscimos para os pilares mais periféricos. Como já comentado, isto ocorre devido aos pilares centrais com tendência a maiores recalques cederem carga para os pilares vizinhos, que por sua vez sofrem menores recalques, justificando a redução no carregamento. Tal resultado também foi obtido por Antoniazzi (2011), bem como, por Holanda Junior (1998). No entanto, segundo Holanda Junior (1998), esta redistribuição não provoca uma total homogeneização das reações, visto que os recalques dependem não só do carregamento dos pilares, como também da rigidez da estrutura.

Vale salientar que as variações das cargas e recalques para o modelo assente sobre areia são mínimas, por outro lado, no apoio flexível sobre argila estas mudanças percentuais são relevantes, com acréscimos máximos de 9,15% e 6,73% das cargas e recalques na fundação, respectivamente, justificando mais uma vez a influência da tipologia do solo na ISE.

Tabela 18 – Cargas e recalques na fundação do edifício com 5 pavimentos.

Sap.	Carga vertical (KN)					Recalque da fundação (mm)					
		Argila		Areia		Argila			Areia		
	S/ ISE	C/ ISE	(%)	C/ ISE	(%)	S/ ISE	C/ ISE	(%)	S/ ISE	C/ ISE	(%)
1	403,3	440,2	9,15%	403,1	-0,05%	11,01	11,75	6,73%	2,60	2,60	0,00%
2	799,8	807,2	0,93%	805,5	0,71%	15,67	15,82	0,93%	2,50	2,53	1,20%
3	782,9	809,4	3,38%	791,2	1,06%	15,34	15,86	3,38%	2,41	2,45	1,66%
4	799,8	807,2	0,93%	805,5	0,71%	15,67	15,82	0,93%	2,50	2,53	1,20%
5	403,3	440,2	9,15%	403,1	-0,05%	11,01	11,75	6,73%	2,60	2,60	0,00%
6	790,4	766,2	-3,06%	795,6	0,66%	15,49	15,26	-1,46%	2,45	2,48	1,22%
7	1441,5	1373,4	-4,72%	1423,6	-1,24%	19,55	19,06	-2,49%	3,53	3,45	-2,27%
8	1337,7	1307,5	-2,26%	1327,7	-0,75%	18,57	18,36	-1,09%	3,32	3,29	-0,90%
9	1441,5	1373,4	-4,72%	1423,6	-1,24%	19,55	19,06	-2,49%	3,53	3,45	-2,27%
10	790,4	766,2	-3,06%	795,6	0,66%	15,49	15,26	-1,46%	2,45	2,48	1,22%
11	403,3	440,2	9,15%	403,1	-0,05%	11,01	11,75	6,73%	2,60	2,60	0,00%
12	799,8	807,2	0,93%	805,5	0,71%	15,67	15,82	0,93%	2,50	2,53	1,20%
13	782,9	809,4	3,38%	791,2	1,06%	15,34	15,86	3,38%	2,41	2,45	1,66%
14	799,8	807,2	0,93%	805,5	0,71%	15,67	15,82	0,93%	2,50	2,53	1,20%
15	403,3	440,2	9,15%	403,1	-0,05%	11,01	11,75	6,73%	2,60	2,60	0,00%

Fonte: Autor

A Tabela 19 e a Figura 31 mostram os deslocamentos horizontais nas direções x e y ao longo dos pavimentos do edifício. Estes sofreram maiores mudanças nos pavimentos próximos

da fundação, devido ao aumento da rigidez da estrutura à medida que se constrói um novo pavimento, com acréscimos máximos de 100% nas duas direções no modelo assente sobre argila. As variações percentuais dos deslocamentos na direção y foram mais discrepantes em consequência da menor rigidez da estrutura nesta direção.

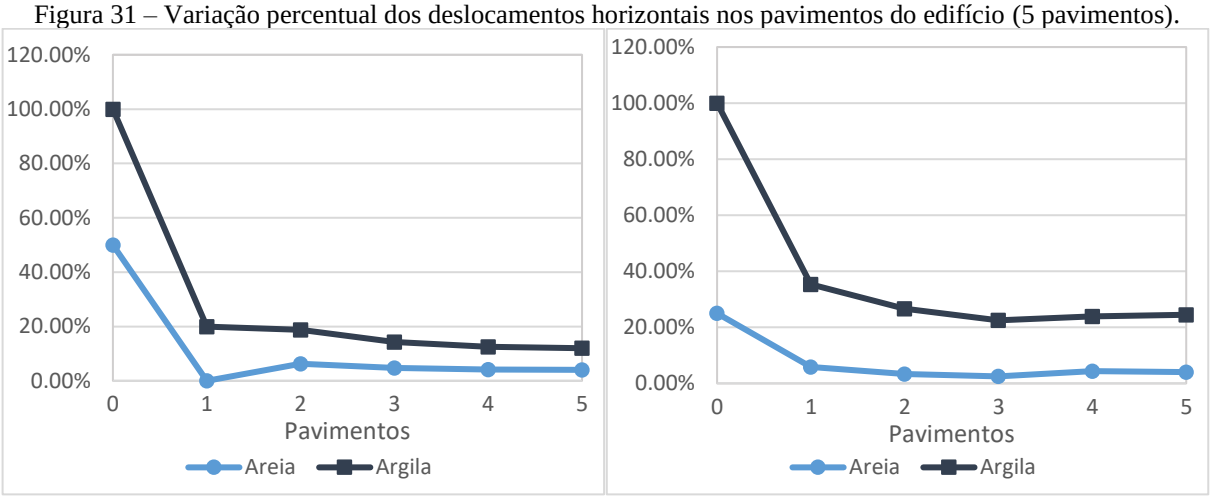
Mais uma vez, os deslocamentos horizontais sofreram maiores alterações no apoio flexível sobre argila. Esta tendência foi verificada em todos os resultados deste modelo, tanto nos esforços como nos deslocamentos verticais e horizontais. Como já comentado, isto ocorre em virtude do menor coeficiente de reação obtido para o modelo assente sobre argila, provocando maior redistribuição dos esforços.

Tabela 19 – Deslocamentos horizontais no edifício (5 pavimentos).

Deslocamentos horizontais (mm)						
PAV	**Deslocamento em x**			**Deslocamento em y**		
	S/ ISE	**C/ ISE**		**S/ ISE**	**C/ ISE**	
		Areia	**Argila**		**Areia**	**Argila**
0	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,08
1	0,10	0,10	0,12	0,17	0,18	0,23
2	0,16	0,17	0,19	0,30	0,31	0,38
3	0,21	0,22	0,24	0,40	0,41	0,49
4	0,24	0,25	0,27	0,46	0,48	0,57
5	0,25	0,26	0,28	0,49	0,51	0,61

Fonte: Autor

Figura 31 – Variação percentual dos deslocamentos horizontais nos pavimentos do edifício (5 pavimentos).



a) direção x b) direção y

Fonte: Autor

4.2 Edifício com 10 Pavimentos

A Tabela 20 mostra os resultados obtidos na última interação para ambos os apoios.

Mais uma vez, o processo iterativo chegou à convergência dos esforços internos após três iterações.

Tabela 20 – Resultados na fundação do edifício com 10 pavimentos após a ISE.

Solo	Sap.	Nk (KN)	Dim. (m)	KV (KN/m³)	Kv (KN/m)	Kθx (KN.m/rad)	Kθy (KN.m/rad)
Argila	S3	1766,4	3,4 x 3,6	6803,99	83280,88	89943,35	80227,24
	S8	2634,9	4,0 x 4,5	6169,01	111042,23	187383,76	148056,30
Areia	S3	1673,2	2,4 x 2,6	24248,48	151310,51	85238,25	72629,04
	S8	2791,0	3,0 x 3,5	29308,04	307734,39	314145,53	230800,80

Fonte: Autor

Com os resultados da Tabela 20 foram obtidos novos esforços e deslocamentos para a estrutura, estes foram comparados com os resultados obtidos no modelo sobre apoio rígido.

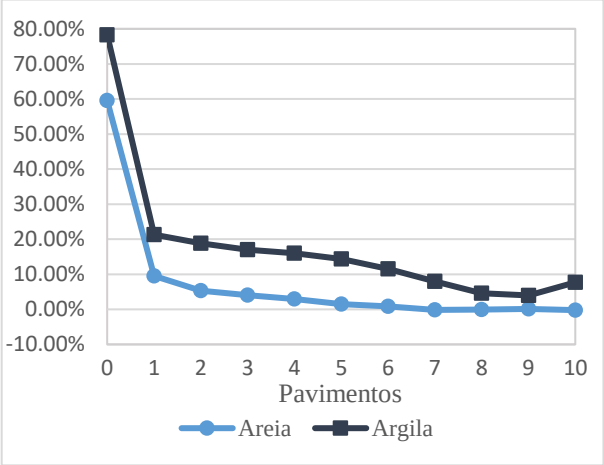
A Tabela 21 e a Figura 32 mostram a variação dos momentos fletores nos vãos da viga V6. Os resultados foram similares aos já obtidos com o edífício de 5 pavimentos. As maiores variações ocorreram nos membros próximos à fundação com aumento do momento fletor de 78,3% e 59,55% para as bases de argila e areia, respectivamente, ou seja, levemente superior ao modelo anterior. Este aumento foi observado nos demais pavimentos do edifício. Isso acontece devido ao edifício com maior número de pavimentos sofrer maiores recalques na fundação e, consequentemente, os pilares com maiores recalques cedem seus esforços aos pilares vizinhos, provocando elevado aumento percentual nos seus esforços.

Tabela 21 – Momentos positivos nos vãos da viga V6 (10 pavimentos).

Momentos nos vãos da viga V6			
PAV	S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila
0	28,21	45,01	50,30
1	55,32	60,61	67,10
2	59,84	63,03	71,14
3	58,43	60,79	68,37
4	54,5	56,09	63,22
5	50,35	51,09	57,60
6	46,94	47,33	52,37
7	44,82	44,74	48,38
8	44,16	44,12	46,20
9	43,47	43,51	45,20
10	28,17	28,11	30,34

Fonte: Autor

Figura 32 – Variação percentual dos momentos fletores nos vãos da viga V6 (10 pavimentos).



Fonte: Autor

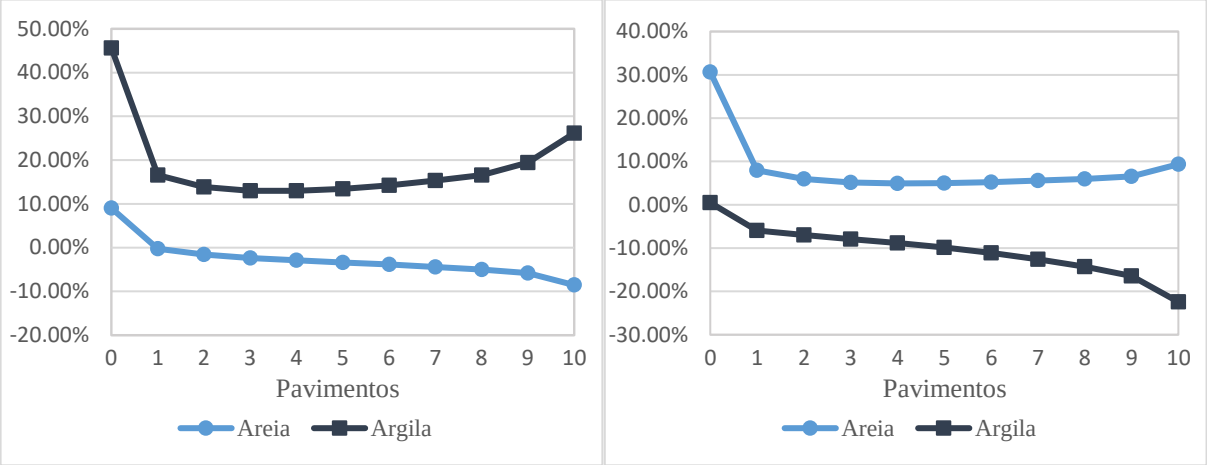
Na Tabela 22 e na Figura 33 houve maiores mudanças percentuais no modelo apoiado sobre argila, exceto nos primeiros pavimentos da região junto ao pilar P8, no qual houve diferenças mais evidentes na base de areia, possivelmente em virtude dos seus poucos coeficientes de mola superiores, conforme mostra a Tabela 20. Vale destacar que o modelo assente sobre areia obteve resultados contrários aos descritos no modelo anterior, com 5 pavimentos. Mais uma vez justificada pela variação dos seus coeficientes de mola. Ademais, as variações deste modelo foram superiores ao anterior.

Tabela 22 – Momentos negativos junto aos apoios (10 pavimentos).

Momentos negativos junto aos apoios (KN.m)						
PAV	**Momentos no apoio em P3**			**Momentos no apoio em P8**		
	S/ ISE	**C/ ISE**		**S/ ISE**	**C/ ISE**	
		Areia	**Argila**		**Areia**	**Argila**
0	63,88	69,65	93,03	63,61	83,11	63,91
1	158,53	158,13	184,80	165,24	178,32	155,43
2	170,77	168,10	194,40	174,68	185,05	162,55
3	167,19	163,21	188,90	170,58	179,32	157,11
4	157,59	153,04	178,07	159,94	167,82	145,86
5	145,25	140,37	164,80	146,77	154,09	132,31
6	132,02	126,94	150,81	132,80	139,73	118,08
7	118,84	113,60	137,02	118,94	125,56	103,98
8	106,21	100,87	123,77	106,00	112,35	90,85
9	95,99	90,39	114,66	94,54	100,76	78,98
10	59,97	54,84	75,67	62,00	67,82	48,10

Fonte: Autor

Figura 33 – Variação percentual dos momentos fletores nos apoios da viga V6 (10 pavimentos).



a) apoio em P3 b) apoio em P8

Fonte: Autor

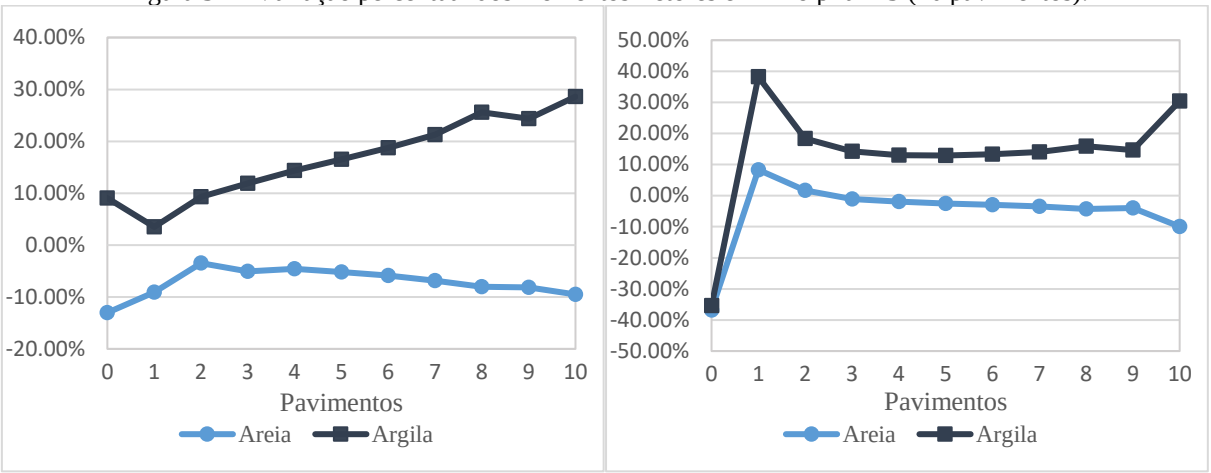
A Tabela 23 e a Figura 34 mostram maiores mudanças dos momentos fletores nos primeiros pavimentos, com leve aumento na base do pilar P3 no último pavimento. Em comparação ao edifício com 5 pavimentos, mais uma vez, no modelo com 10 pavimentos houve maiores alterações dos momentos fletores, exceto no primeiro pavimento no topo do pilar. Isto é justificado pelo baixo valor do momento fletor nesta região do pavimento do modelo anterior, ficando mais suscetível à mudanças percentuais.

Tabela 23 – Momentos na direção x na base e no topo do pilar P3 (10 pavimentos).

Momentos na direção x no pilar P3						
PAV	**Base do pilar**			**Topo do pilar**		
	S/ ISE	**C/ ISE**		**S/ ISE**	**C/ ISE**	
		Areia	**Argila**		**Areia**	**Argila**
0	121,31	105,52	132,26	64,81	40,96	41,85
1	114,98	104,56	119,02	40,42	43,78	55,86
2	108,2	104,43	118,27	80,53	81,84	95,30
3	80,8	76,72	90,40	88,49	87,53	101,13
4	69,12	65,94	79,03	89,06	87,38	100,68
5	58,52	55,48	68,18	84,46	82,35	95,36
6	50,24	47,29	59,67	78,1	75,78	88,53
7	42,79	39,85	51,90	70,54	68,12	80,43
8	37,93	34,88	47,65	63,47	60,75	73,56
9	34,95	32,11	43,46	51,27	49,23	58,80
10	39,37	35,63	50,64	53,64	48,29	69,96

Fonte: Autor

Figura 34 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P3 (10 pavimentos).



a) base do pilar b) topo do pilar

Fonte: Autor

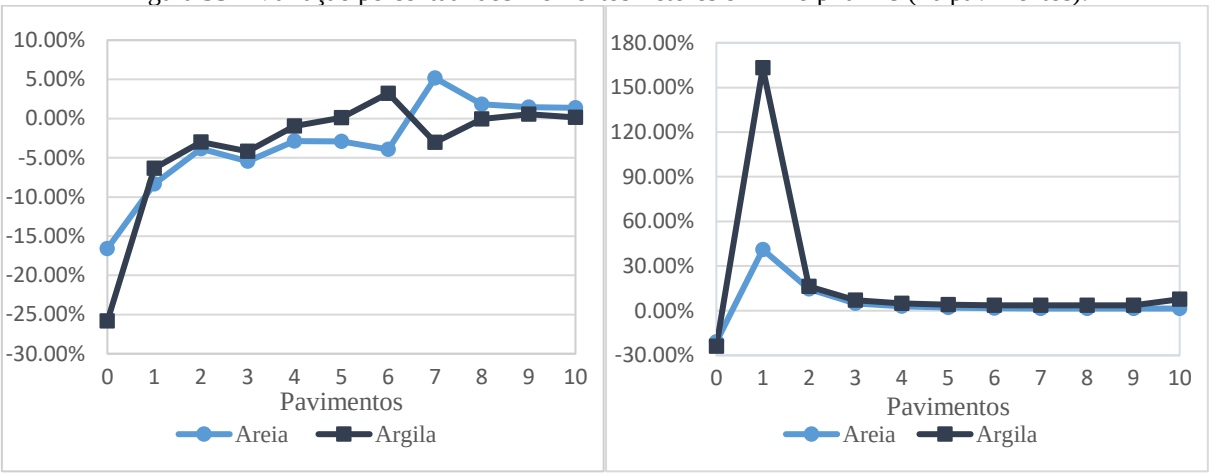
Os resultados dos momentos fletores no pilar P8 na direção x foram bastante semelhantes aos obtidos no modelo com 5 pavimentos, conforme mostra a Tabela 24 e a Figura 35. Vale ressaltar que as variações foram maiores neste modelo com mais pavimentos construídos. Houve mudanças mais discrepantes no modelo assente sobre argila com acréscimos máximos de 163,22%.

Tabela 24 – Momentos na direção x na base e no topo do pilar P8 (10 pavimentos).

Momentos na direção x no pilar P8 (KN.m)						
PAV	**Base do pilar**			**Topo do pilar**		
	S/ ISE	**C/ ISE**		**S/ ISE**	**C/ ISE**	
		Areia	**Argila**		**Areia**	**Argila**
0	458,53	382,51	340,07	282,19	223,02	214,63
1	376,70	345,21	352,78	8,90	12,56	23,43
2	197,20	189,62	191,33	99,18	113,65	115,36
3	112,39	106,26	107,70	140,66	147,55	150,59
4	62,59	60,78	61,99	148,75	153,20	156,22
5	32,05	31,11	32,08	142,22	145,17	148,00
6	10,37	9,96	10,70	128,88	131,10	133,67
7	6,38	6,71	6,19	112,27	113,99	116,28
8	19,70	20,06	19,69	92,35	93,70	95,71
9	27,99	28,40	28,15	69,75	70,75	72,30
10	29,73	30,14	29,77	25,57	25,95	27,54

Fonte: Autor

Figura 35 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P8 (10 pavimentos).



a) base do pilar b) topo do pilar

Fonte: Autor

Os resultados dos momentos fletores na direção y dos pilares (Tabelas 25 e 26 e Figuras 36 e 37) mostraram maiores mudanças nos primeiros e no último pavimento. As variações foram bastantes superiores aos resultados obtidos no modelo anterior. Como já comentado, isto decorre devido aos pilares centrais sofrerem maiores recalques e, consequentemente, cederem maiores esforços aos pilares vizinhos. Os resultados do modelo sobre base de argila indicaram maiores alterações, exceto nos primeiros pavimentos no topo do pilar P3, em que o modelo sobre base de areia sofreu acréscimos máximos na ordem de 1883,72%. Esta alta variação percentual é justificável pelo baixo valor do momento fletor nesta região do pavimento, conforme mostra a Tabela 25.

Tabela 25 – Momentos na direção y na base e no topo do pilar P3 (10 pavimentos).

Momentos na direção y no pilar P3 (KN.m)						
PAV	**Base do pilar**			**Topo do pilar**		
	S/ ISE	**C/ ISE**		**S/ ISE**	**C/ ISE**	
		Areia	**Argila**		**Areia**	**Argila**
0	31,66	31,82	34,55	0,43	8,53	0,95
1	38,61	38,13	38,48	28,50	30,09	30,34
2	37,45	38,60	39,40	36,27	37,71	38,36
3	31,81	32,48	33,09	34,44	35,31	35,94
4	27,08	27,77	28,37	30,53	31,29	31,90
5	22,29	22,94	23,49	25,96	26,64	27,22
6	17,69	18,31	18,83	21,32	21,96	22,51
7	13,24	13,83	14,31	16,76	17,37	17,87
8	9,01	9,57	10,04	12,38	12,97	13,46
9	4,99	5,50	5,93	7,89	8,39	8,80
10	2,08	2,68	3,16	4,50	5,29	5,94

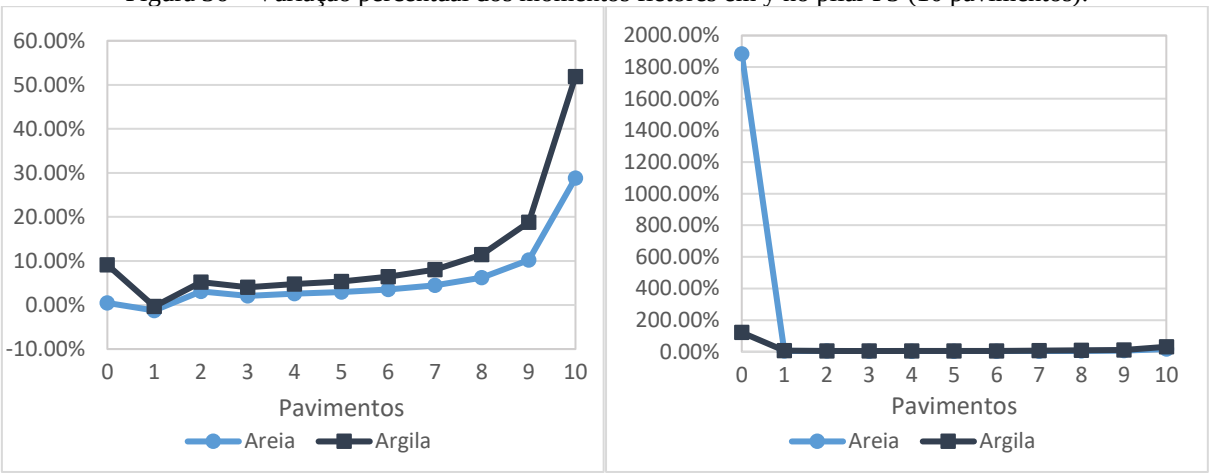
Fonte: Autor

Tabela 26 – Momentos na direção y na base e no topo do pilar P8 (10 pavimentos).

Momentos na direção y no pilar P8 (KN.m)						
PAV	Base do pilar			Topo do pilar		
	S/ ISE	C/ ISE		S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila		Areia	Argila
0	44,39	48,88	47,15	10,63	6,46	26,19
1	49,71	53,84	54,14	28,90	35,22	35,02
2	38,93	37,76	38,75	37,71	38,71	39,50
3	31,81	33,01	33,75	36,60	37,88	38,64
4	26,30	27,10	27,82	32,72	33,68	34,44
5	21,31	22,18	22,84	28,07	28,99	29,70
6	16,62	17,44	18,07	23,32	24,18	24,87
7	12,13	12,92	13,53	18,62	19,44	20,09
8	7,87	8,64	9,22	14,06	14,88	15,51
9	3,87	4,57	5,10	9,35	10,02	10,54
10	0,99	1,84	2,44	4,95	6,14	7,04

Fonte: Autor

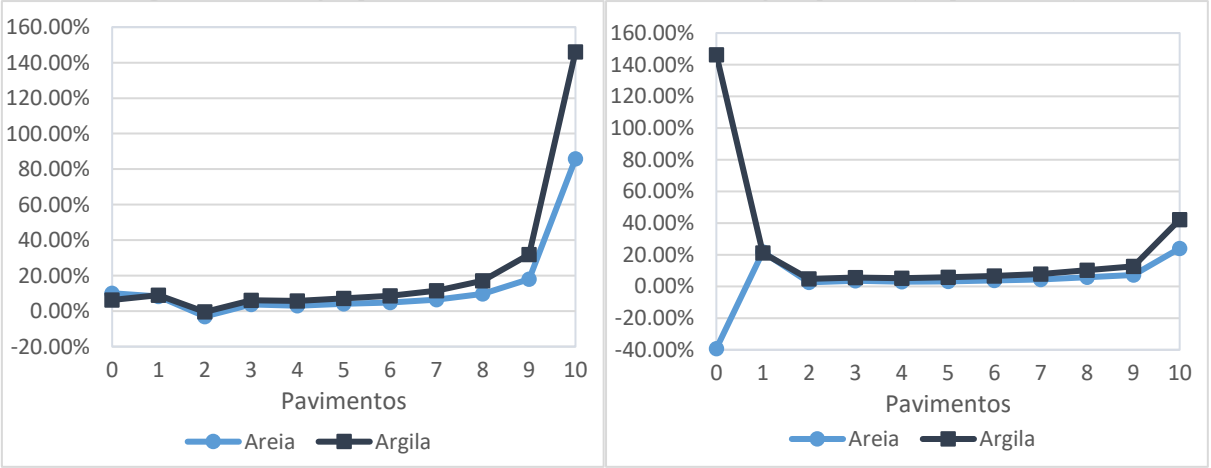
Figura 36 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P3 (10 pavimentos).



a) base do pilar b) topo do pilar

Fonte: Autor

Figura 37 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P8 (10 pavimentos).



a) base do pilar b) topo do pilar

Fonte: Autor

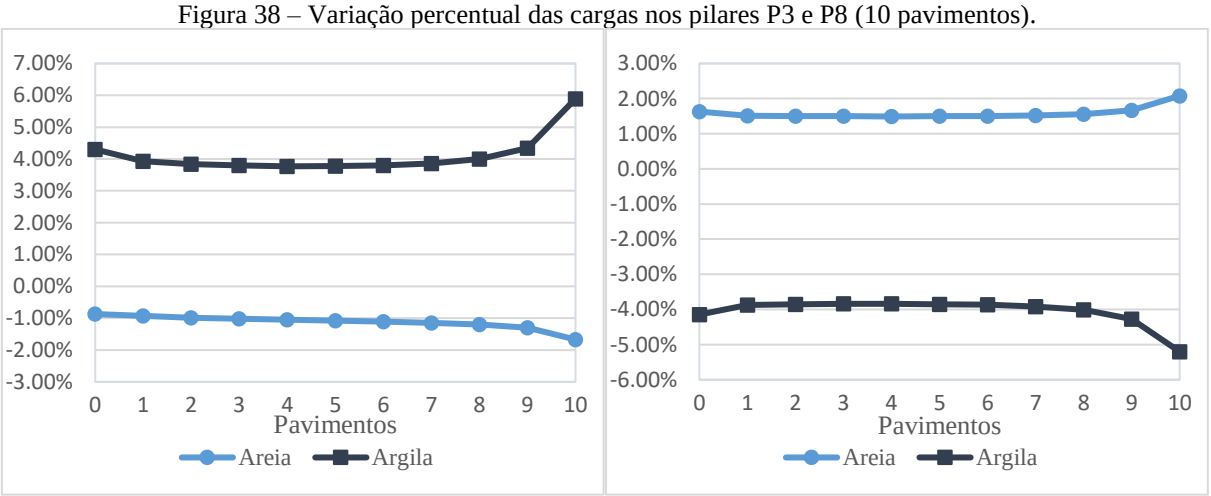
Mais uma vez, a tabela 27 e a Figura 38 mostram pouca variação das cargas nos pilares, com uniformização ao longo de todos os pavimentos do edifício. Como já descrito, isto acontece devido às grandes dimensões das sapatas do edifício, tornando essa fundação mais rígida.

Tabela 27 – Cargas nos pilares P3 e P8 (10 pavimentos).

Cargas nos pilares (KN)						
PAV	Pilar P3			Pilar P8		
	S/ ISE	C/ ISE		S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila		Areia	Argila
0	2290,40	2270,50	2388,98	3714,70	3775,10	3560,65
1	2193,00	2172,70	2279,10	3597,80	3652,00	3458,68
2	1959,30	1940,00	2034,45	3222,20	3270,50	3098,18
3	1722,20	1704,60	1787,57	2847,60	2890,20	2738,29
4	1485,90	1470,30	1541,88	2473,20	2510,10	2378,29
5	1251,80	1238,30	1299,09	2099,00	2130,40	2018,29
6	1020,50	1009,20	1059,29	1725,10	1751,00	1658,49
7	792,40	783,30	822,99	1351,30	1371,90	1298,39
8	567,30	560,50	589,99	977,70	993,00	938,49
9	345,30	340,80	360,30	604,10	614,20	578,30
10	125,60	123,50	133,00	230,80	235,60	218,80

Fonte: Autor

Figura 38 – Variação percentual das cargas nos pilares P3 e P8 (10 pavimentos).



a) Pilar P3 b) Pilar P8

Fonte: Autor

Da mesma maneira que o modelo com 5 pavimentos, as variações das cargas e recalques na fundação tendem à alívios para os pilares centrais e acréscimos para os pilares periféricos no modelo apoiado sobre argila, conforme mostra a Tabela 28. No entanto, este cenário é o oposto no modelo sobre base de areia, visto que, alguns pilares periféricos e centrais sofrem alívios e acréscimos, respectivamente. Tal como citado, esta tendência é justificável devido aos pilares que sofrem maiores recalques cederem carga aos pilares vizinhos.

Tabela 28 – Cargas e recalques na fundação do edifício com 10 pavimentos.

Sap.	Carga vertical (KN)					Recalque do solo (mm)					
	S/ ISE	Argila		Areia		Argila			Areia		
		C/ ISE	(%)	C/ ISE	(%)	S/ ISE	C/ ISE	(%)	S/ ISE	C/ ISE	(%)
1	971,1	1039,3	7,02%	1027,5	5,81%	17,94	18,81	4,87%	8,15	8,80	7,98%
2	1703	1743,2	2,36%	1673,3	-1,74%	21,19	21,39	0,94%	11,32	11,07	-2,21%
3	1687,9	1759,6	4,25%	1673,2	-0,87%	20,78	21,13	1,69%	10,86	11,05	1,75%
4	1703	1743,2	2,36%	1673,3	-1,74%	21,19	21,39	0,94%	11,32	11,07	-2,21%
5	971,1	1039,3	7,02%	1027,5	5,81%	17,94	18,81	4,87%	8,15	8,80	7,98%
6	1613,7	1594,6	-1,18%	1535	-4,88%	20,51	20,23	-1,35%	10,87	10,84	-0,28%
7	2845	2690,2	-5,44%	2886	1,44%	24,81	24,03	-3,17%	8,96	9,30	3,79%
8	2746,7	2644,5	-3,72%	2791	1,61%	24,16	23,82	-1,41%	8,71	9,07	4,13%
9	2845	2690,2	-5,44%	2886	1,44%	24,81	24,03	-3,17%	8,96	9,30	3,79%
10	1613,7	1594,6	-1,18%	1535	-4,88%	20,51	20,23	-1,35%	10,87	10,84	-0,28%
11	971,1	1039,3	7,02%	1027,5	5,81%	17,94	18,81	4,87%	8,15	8,80	7,98%
12	1703	1743,2	2,36%	1673,3	-1,74%	21,19	21,39	0,94%	11,32	11,07	-2,21%
13	1687,9	1759,6	4,25%	1673,2	-0,87%	20,78	21,13	1,69%	10,86	11,05	1,75%
14	1703	1743,2	2,36%	1673,3	-1,74%	21,19	21,39	0,94%	11,32	11,07	-2,21%
15	971,1	1039,3	7,02%	1027,5	5,81%	17,94	18,81	4,87%	8,15	8,80	7,98%

Fonte: Autor

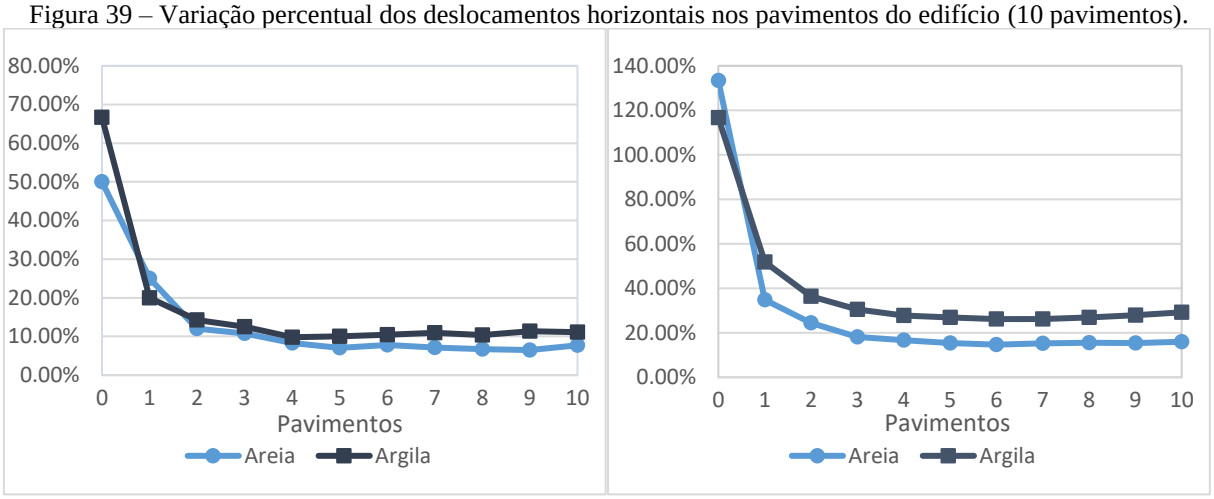
A Tabela 29 e a Figura 39 mostram resultados semelhantes ao modelo anterior para as alterações dos deslocamentos horizontais. Outra vez, as variações ficaram mais evidentes nos membros próximos à fundação do edifício devido ao aumento de rigidez da estrutura a cada pavimento construído.

Tabela 29 – Deslocamentos horizontais no edifício (10 pavimentos).

Deslocamentos horizontais (mm)						
PAV	Deslocamento em x			Deslocamento em y		
	S/ ISE	C/ ISE		S/ ISE	C/ ISE	
		Areia	Argila		Areia	Argila
0	0,02	0,03	0,03	0,03	0,07	0,07
1	0,12	0,15	0,14	0,23	0,31	0,35
2	0,25	0,28	0,29	0,49	0,61	0,67
3	0,37	0,41	0,42	0,77	0,91	1,00
4	0,48	0,52	0,53	1,02	1,19	1,30
5	0,57	0,61	0,63	1,24	1,43	1,57
6	0,64	0,69	0,71	1,43	1,64	1,80
7	0,70	0,75	0,78	1,57	1,81	1,98
8	0,74	0,79	0,82	1,68	1,94	2,13
9	0,77	0,82	0,86	1,76	2,03	2,25
10	0,78	0,84	0,87	1,81	2,10	2,34

Fonte: Autor

Figura 39 – Variação percentual dos deslocamentos horizontais nos pavimentos do edifício (10 pavimentos).



a) deslocamento em x b) deslocamento em y

Fonte: Autor

De modo geral, em alguns resultados as variações percentuais dos esforços demonstraram uma tendência crescente no último pavimento dos edifícios. Isto ocorre devido à redução dos esforços nesses membros, tornando os resultados mais sensíveis às variações percentuais, ainda que os esforços apresentem menor diferença entre os modelos com e sem ISE, quando comparado aos pavimentos inferiores.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusão

Este trabalho analisou a influência da interação solo-estrutura em um projeto estrutural de um edifício sobre fundações rasas, com analise estrutural realizada no software EBERICK V10 da AltoQi®. Os valores dos esforços foram inseridos em uma planilha com linguagem Visual Basic (VB) desenvolvida através da plataforma Microsoft Excel, a fim de obter os coeficientes de mola em um método iterativo. Estes simularam o comportamento do solo com o objetivo de comparar os esforços e deslocamentos gerados na estrutura entre o modelo sobre apoio fixo e os modelos sobre apoio flexível.

Tendo em consideração a tipologia do solo, comprovou-se que o solo argiloso com menor coeficiente de reação, quando comparado ao modelo fixo, tende a sofrer maiores mudanças nos esforços e deslocamentos gerados na estrutura. Além disso, houve uma tendência de acréscimos dos resultados nos pilares com maiores recalques e alívios para os pilares com menores recalques, em virtude da transferência de esforços entre os pilares e, consequentemente, redistribuição dos esforços. No que se refere à influência do número de pavimentos de um edifício, confirmou-se que quanto maior o número de pavimentos de um edifício maiores serão as variações dos seus esforços e deslocamentos.

Ademais, as mudanças foram maiores nos membros próximos à fundação, isto é justificado pelo aumento da rigidez da estrutura com o aumento do número de pavimentos. Alguns resultados mostraram leve aumento nas variações percentuais do último pavimento provocado pelos menores esforços nessa região dos edifícios. Verificou-se que os momentos fletores e os deslocamentos horizontais gerados nos elementos estruturais sofreram elevadas alterações, por outro lado, as cargas e os recalques sofreram leves variações. Isto decorre da consideração do coeficiente de mola de rotação, tornando a estrutura mais sensível, bem como, devido às grandes dimensões da fundação, e por consequência, mais rígidas.

De modo geral, é notável a influência da rigidez das vigas na redistribuição dos esforços, visto que estas são responsáveis pela transferência dos esforços aos pilares, que por sua vez transferem para as fundações, sendo assim, quanto mais rígida forem as vigas maior será a rigidez da estrutura do edifício, justificando as grandes variações dos esforços e deslocamentos nos modelos apresentados.

Nesse contexto, comprovou-se as alterações dos esforços e deslocamentos na estrutura dos edifícios sobre fundações rasas devido à interação solo-estrutura, alertando sobre a necessidade da consideração da deformação do solo em um projeto estrutural. Diante disso, conclui-se que o seu desprezo pode conduzir a esforços e deslocamentos longe da realidade, prejudicando a segurança e durabilidade das edificações.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

A fim de trazer novas contribuições sobre o tema apresentado sugere-se a realização dos seguintes estudos:

a) Variar as dimensões da planta da edificação e analisar sua influência concomitantemente com os efeitos da ISE;
b) Considerar a análise incremental, isto é, a sequência construtiva na modelagem do edifício com os efeitos da ISE, tornando o estudo mais próximo da realidade;
c) Analisar os efeitos da ISE em modelos de meio contínuo, isto é, através de métodos computacionais mais refinados, como nos métodos MEC e MEF;
d) Desenvolver um programa de forma a realizar todas as iterações necessárias para obter os coeficientes de mola finais para a fundação;
e) Analisar os critérios de segurança para verificação da estrutura e da fundação para os modelos com e sem ISE;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA, G. M. S. **Notas de aula – Pré-dimensionamento da estrutura.** ECC 1008 – Estruturas de concreto. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria, 2014.

ANTONIAZZI, J. P**. Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BASTOS, P. **Notas de Aula – Estruturas de Concreto III.** Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2014.

BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. **Behaviour of Foundations and Structures.** International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, 1977.

CAMARGO, F. E. **Estados limites de fundações considerando a resposta da superestrutura.** 2002. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio **Grande** do Sul, Porto Alegre, 2002.

CHAMECKI, S. Consideração com rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1954. Anais. Porto Alegre. v. 1, 1954.

CHAMECKI, S. **Calcul des tassements progressifs des foundations en tenant compte de I'interaction des structures et du sol.** In: Annales de I'ITBTP, nº 261, 1969.

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

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios.** 2006. 83 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

GUIDI, C. C. **Geotecnica e técnica dele fondazioni.** vol. 2. Roma: Hoepli, 1991.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações.** 1990. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura**. In. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, p. 68-74, 1994.

HARR, M. E. Foundations of theoretical soil mechanics. New York: McGraw-Hill Book CO, 1966.

HOLANDA JÚNIOR, O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas.** 1998. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda.** 2000. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Firenze, 10, 1991. **Proceedings**. Rotterdam, A. A. Balkema, v. 2, p. 505-509, 1991.

MEDEIROS, D. S. **Análise tridimensional da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado pelo método dos elementos finitos.** 2006. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

MENDES, E. J. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura.** 2016. 153 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

MORAES, M. C. **Estrutura de Fundações.** São Paulo: MCGRAW-HILL, 1976.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda:** método numérico e resultados observados no campo. 2009. 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MOURA, A. R. L. U. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo.** 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco, 1995.

PAVAN, R. C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERI, G. Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas. **IBRACON**, São Paulo, v.7, n.2, p. 260-285, abr. 2014.

PERLOFF, W. H.; BARON, W. **Soil mechanics: principles and applications.** New York: John Wiley and Sons CO. 745p, 1976.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole.** 2000. 155 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

RIBEIRO, D. B. **Análise da interação solo-estrutura via acoplamento mec/mef.** 2005. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute settlements over sand. **Journal of the soil mechanics and foundation division.** v. 96. American Society of Civil Engineering (ASCE), 1970.

SIMONS, N. E.; MENZIES, K. E. **Introdução à engenharia de fundações.** Tradução do inglês (ed. 1977). Rio de Janeiro: Interciência. 1981. 199 f.

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Scientiarum. Technology**, Maringá, v.30, n.2, p. 161-171, abr. 2008.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH et al. (eds.). **Fundações: Teoria e Prática.** 2. ed. São Paulo: Pini. 1998. cap. 7, p. 227-264.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coeficiente of subgrade reaction.** Geotechnique, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice.** 3 ed. New York: John Wiley and Sons Co. 1996. 546 f.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de projeto – Investigação do subsolo – Fundações superficiais.** Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2012.

APÊNDICE A – PLANILHAS PARA CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE MOLA

As Figuras 40, 41, 42 e 43 mostram os dados de entrada, bem como os resultados dos coeficientes de mola obtidos na terceira iteração para os edifícios com 5 e 10 pavimentos por meio de uma planilha desenvolvida através da plataforma Microsoft Excel.

Figura 40 – Planilha para cálculo dos coeficientes de mola para o edifício com 5 pavimentos assente sobre areia.

Dados de entrada

Tipo de sapata	Retangular	Tabela α		**α:**	
		Tabela K		**K (MPa):**	
Dimensões					
B (m):	1,6	**L (m):**	1,75	**Nspt:**	
P (KN):	403,1	**t (anos)**	0		
H (m)	21	**h (m):**	2	**Resultados**	
				ρi (mm):	2,60
γ (KN/m³)	17	Tabela γ		**kv (KN/m³):**	55424,5683
				Kθx (KN.m/rad):	39605,47
				Kv (KN/m):	155188,791
Eixo do B:	X	**Nº sapatas**	15	**Kθy (KN.m/rad):**	33106,94

Camadas	ΔZ (m)	α	K (MPa)	Nspt	Iz	Es (MPa)	Iz.ΔZ/Es
1	0,8	3	0,9	7	0,376	18,9	15,915
2	0,2	3	0,9	22	0,625	59,4	2,104
3	1	3	0,9	28	0,462	75,6	6,109
4	1	3	0,9	19	0,190	51,3	3,707
5	0,2	3	0,9	19	0,027	51,3	0,106

Sapatas	B (m)	L (m)	P (KN)	Iz.ΔZ/Es	ρi (mm)	KV (KN/m³)	Kv (KN/m)	Kθx (KN.m/rad)	Kθy (KN.m/rad)
1	1,6	1,75	403,1	27,941	2,60	55424,57	155188,79	39605,47	33106,94
2	2,2	2,4	806,1	24,897	2,53	60314,38	318459,92	128445,50	152860,76
3	2,2	2,4	789,5	24,823	2,45	61138,51	322811,31	154949,43	130200,56
4	2,2	2,4	806,1	24,897	2,53	60314,38	318459,92	128445,50	152860,76
5	1,6	1,75	403,1	27,941	2,60	55424,57	155188,79	39605,47	33106,94
6	2,2	2,4	795,5	24,850	2,48	60835,09	321209,29	154180,46	129554,42
7	2,9	3,3	1423,7	35,332	3,45	43067,23	412153,36	374029,17	288850,81
8	2,8	3,2	1328,8	33,777	3,29	45124,05	404311,46	345012,45	264150,16
9	2,9	3,3	1423,7	35,332	3,45	43067,23	412153,36	374029,17	288850,81
10	2,2	2,4	795,5	24,850	2,48	60835,09	321209,29	154180,46	129554,42
11	1,6	1,75	403,1	27,941	2,60	55424,57	155188,79	39605,47	33106,94
12	2,2	2,4	806,1	24,897	2,53	60314,38	318459,92	128445,50	152860,76
13	2,2	2,4	789,5	24,823	2,45	61138,51	322811,31	154949,43	130200,56
14	2,2	2,4	806,1	24,897	2,53	60314,38	318459,92	128445,50	152860,76
15	1,6	1,75	403,1	27,941	2,60	55424,57	155188,79	39605,47	33106,94

Fonte: Autor

Figura 41 – Planilha para cálculo dos coeficientes de mola para o edifício com 5 pavimentos assente sobre argila.

Multicamadas

Dados de entrada

Tabela α		**α:**		**Yi (m):**	
Tabela K		**K (MPa):**		**Yf (m):**	
Tabela ν		**ν:**		**μ0:**	
Ábaco de $\mu_0 e\ \mu_1$		**Nspt:**		**μ1:**	
Nº de camadas	5				

Tipo de sapata: Retangular

Resultados

ρi (mm): 11,748

Dimensões

B (m):	1,65	**L (m):**	1,8	**kv (KN/m³):**	12615,90
P (KN):	440,2	**Nº Sapatas**	15	**Kv (KN/m):**	37469,22

Eixo do B: X

Camada	K (MPa)	α	ν	Nspt	Yi	Yf	μ0	μ1	ρi (mm)
1	0,25	5	0,4	5	2	3	0,72	0,31	8,734
2	0,3	7	0,2	15	3	6	0,73	0,45	0,905
3	0,3	7	0,2	3	6	8	0,73	0,25	1,758
4	0,9	3	0,4	11	8	9	0,73	0,1	0,130
5	0,45	5	0,4	17	9	15,55	0,73	0,41	0,222

Sapatas	B (m)	L (m)	P (KN)	ρi (mm)	KV (KN/m³)	Kv (KN/m)	Kθx (KN.m/rad)	Kθy (KN.m/rad)
1	1,65	1,8	440,2	11,75	12615,90	37469,22	10116,69	8500,83
2	2,2	2,4	807,2	15,82	9664,95	51030,94	20582,48	24494,85
3	2,2	2,4	809,4	15,86	9664,95	51030,94	24494,85	20582,48
4	2,2	2,4	807,2	15,82	9664,95	51030,94	20582,48	24494,85
5	1,65	1,8	440,2	11,75	12615,90	37469,22	10116,69	8500,83
6	2,15	2,35	766,2	15,26	9935,92	50201,22	23103,02	19337,93
7	2,8	3,2	1373,4	19,06	8040,84	72045,96	61479,22	47070,03
8	2,75	3,15	1307,5	18,36	8219,10	71197,97	58871,82	44869,56
9	2,8	3,2	1373,4	19,06	8040,84	72045,96	61479,22	47070,03
10	2,15	2,35	766,2	15,26	9935,92	50201,22	23103,02	19337,93
11	1,65	1,8	440,2	11,75	12615,90	37469,22	10116,69	8500,83
12	2,2	2,4	807,2	15,82	9664,95	51030,94	20582,48	24494,85
13	2,2	2,4	809,4	15,86	9664,95	51030,94	24494,85	20582,48
14	2,2	2,4	807,2	15,82	9664,95	51030,94	20582,48	24494,85
15	1,65	1,8	440,2	11,75	12615,90	37469,22	10116,69	8500,83

Fonte: Autor

Figura 42 – Planilha para cálculo dos coeficientes de mola para o edifício com 10 pavimentos assente sobre areia.

Dados de entrada

Tipo de sapata	Quadrada	Tabela α		**α:**	
		Tabela K		**K (MPa):**	
Dimensões					
B (m):	1,85	**L (m):**	2,1	**Nspt:**	
P (KN):	1027,6	**t (anos)**	0		
H (m)	21	**h (m):**	1,5	**Resultados**	
				ρi (mm): 8,80	**kv (KN/m³):** 30073,2216
γ (KN/m³)	17	Tabela γ			
				KΘx (KN.m/rad): 42936,67	**Kv (KN/m):** 116834,466
Eixo do B:	X	**Nº sapatas**	15		**KΘy (KN.m/rad):** 33322,16

Camadas	ΔZ (m)	α	K (MPa)	Nspt	Iz	Es (MPa)	Iz.ΔZ/Es
1	0,925	3	0,9	7	0,420	18,9	20,575
2	0,075	3	0,9	7	0,731	18,9	2,900
3	1	3	0,9	22	0,587	59,4	9,887
4	1	3	0,9	28	0,320	75,6	4,237
5	0,7	3	0,9	19	0,093	51,3	1,275

Sapatas	B (m)	L (m)	P (KN)	Iz.ΔZ/Es	ρi (mm)	KV (KN/m³)	Kv (KN/m)	KΘx (KN.m/rad)	KΘy (KN.m/rad)
1	1,85	2,1	1027,6	38,874	8,80	30073,22	116834,47	42936,67	33322,16
2	2,4	2,6	1674	48,112	11,07	24241,33	151265,90	72607,63	85213,12
3	2,4	2,6	1672,5	48,105	11,05	24248,48	151310,51	85238,25	72629,04
4	2,4	2,6	1674	48,112	11,07	24241,33	151265,90	72607,63	85213,12
5	1,85	2,1	1027,6	38,874	8,80	30073,22	116834,47	42936,67	33322,16
6	2,25	2,45	1534,2	45,174	10,84	25663,75	141471,44	70765,19	59683,27
7	3,05	3,55	2885,7	40,757	9,30	28647,12	310176,69	325750,15	240451,56
8	3	3,5	2791,2	39,855	9,07	29308,04	307734,39	314145,53	230800,80
9	3,05	3,55	2885,7	40,757	9,30	28647,12	310176,69	325750,15	240451,56
10	2,25	2,45	1534,2	45,174	10,84	25663,75	141471,44	70765,19	59683,27
11	1,85	2,1	1027,6	38,874	8,80	30073,22	116834,47	42936,67	33322,16
12	2,4	2,6	1674	48,112	11,07	24241,33	151265,90	72607,63	85213,12
13	2,4	2,6	1672,5	48,105	11,05	24248,48	151310,51	85238,25	72629,04
14	2,4	2,6	1674	48,112	11,07	24241,33	151265,90	72607,63	85213,12
15	1,85	2,1	1027,6	38,874	8,80	30073,22	116834,47	42936,67	33322,16

Fonte: Autor

Figura 43 – Planilha para cálculo dos coeficientes de mola para o edifício com 10 pavimentos assente sobre argila.

Multicamadas

Dados de entrada

Tabela α	**α:**		**Yi (m):**	
Tabela K	**K (MPa):**		**Yf (m):**	
Tabela ν	**ν:**		**μ0:**	
Ábaco de $\mu_0 e\ \mu_1$	**Nspt:**		**μ1:**	

Nº de camadas: 5

Tipo de sapata: Retangular

Resultados

ρi (mm): 18,811

Dimensões

B (m):	2,55	**L (m):**	2,8	**kv (KN/m³):**	7737,96
P (KN):	1039,3	**Nº Sapatas**	15	**Kv (KN/m):**	55249,03

Eixo do B: X

Camada	K (MPa)	α	ν	Nspt	Yi	Yf	μ0	μ1	ρi (mm)
1	0,25	5	0,4	5	2	3	0,78	0,3	13,897
2	0,3	7	0,2	15	3	6	0,76	0,36	1,481
3	0,3	7	0,2	3	6	8	0,75	0,18	2,686
4	0,9	3	0,4	11	8	9	0,75	0,1	0,280
5	0,45	5	0,4	17	9	15,55	0,75	0,38	0,467

Sapatas	B (m)	L (m)	P (KN)	ρi (mm)	KV (KN/m³)	Kv (KN/m)	Kθx (KN.m/rad)	Kθy (KN.m/rad)
1	2,55	2,8	1039,3	18,81	7737,96	55249,03	36096,03	29938,07
2	3,3	3,5	1743,2	21,39	7056,61	81503,86	73964,75	83201,86
3	3,4	3,6	1759,6	21,13	6803,99	83280,88	89943,35	80227,24
4	3,3	3,5	1743,2	21,39	7056,61	81503,86	73964,75	83201,86
5	2,55	2,8	1039,3	18,81	7737,96	55249,03	36096,03	29938,07
6	3,15	3,35	1594,6	20,23	7469,18	78818,57	73711,78	65173,11
7	4,05	4,55	2690,2	24,03	6076,17	111968,59	193169,15	153047,07
8	4	4,5	2644,5	23,82	6169,01	111042,23	187383,76	148056,30
9	4,05	4,55	2690,2	24,03	6076,17	111968,59	193169,15	153047,07
10	3,15	3,35	1594,6	20,23	7469,18	78818,57	73711,78	65173,11
11	2,55	2,8	1039,3	18,81	7737,96	55249,03	36096,03	29938,07
12	3,3	3,5	1743,2	21,39	7056,61	81503,86	73964,75	83201,86
13	3,4	3,6	1759,6	21,13	6803,99	83280,88	89943,35	80227,24
14	3,3	3,5	1743,2	21,39	7056,61	81503,86	73964,75	83201,86
15	2,55	2,8	1039,3	18,81	7737,96	55249,03	36096,03	29938,07

Fonte: Autor

APÊNDICE B – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A partir de um pré-dimensionamento foram obtidos as seguintes dimensões para as vigas: h = 50 cm; b = 15 cm e lajes: h = 12 cm. Da mesma maneira foram obtidos as dimensões dos pilares de cada edifício, bem como das lajes, conforme mostram as Tabelas 30 e 31.

Tabela 30 – Pré-dimensionamento dos pilares para o edifício com 5 pavimentos.

Pilares	Área de influência (m²)	Nk (KN)	Nsd (KN)	Ac (cm²)	b (cm)	h (cm)
P1	7,56	384,46	961,15	408	15	30
P2	15,13	768,92	1691,62	718	20	40
P3	15,13	768,92	1691,62	718	20	40
P4	15,13	768,92	1691,62	718	20	40
P5	7,56	384,46	961,15	408	15	30
P6	15,13	768,92	1691,62	718	20	40
P7	30,25	1537,83	2768,10	1174	20	60
P8	30,25	1537,83	2768,10	1174	20	60
P9	30,25	1537,83	2768,10	1174	20	60
P10	15,13	768,92	1691,62	718	20	40
P11	7,56	384,46	961,15	408	15	30
P12	15,13	768,92	1691,62	718	20	40
P13	15,13	768,92	1691,62	718	20	40
P14	15,13	768,92	1691,62	718	20	40
P15	7,56	384,46	961,15	408	15	30

Fonte: Autor

Tabela 31 – Pré-dimensionamento dos pilares para o edifício com 10 pavimentos.

Pilares	Área de influência (m²)	Nk (KN)	Nsd (KN)	Ac (cm²)	b (cm)	h (cm)
P1	7,563	768,92	1922,29	816	20	45
P2	15,125	1537,83	3383,24	1435	50	30
P3	15,125	1537,83	3383,24	1435	30	50
P4	15,125	1537,83	3383,24	1435	50	30
P5	7,563	768,92	1922,29	816	20	45
P6	15,125	1537,83	3383,24	1435	30	50
P7	30,250	3075,67	5536,20	2348	30	80
P8	30,250	3075,67	5536,20	2348	30	80
P9	30,250	3075,67	5536,20	2348	30	80
P10	15,125	1537,83	3383,24	1435	30	50
P11	7,563	768,92	1922,29	816	20	45
P12	15,125	1537,83	3383,24	1435	50	30
P13	15,125	1537,83	3383,24	1435	30	50
P14	15,125	1537,83	3383,24	1435	50	30
P15	7,563	768,92	1922,29	816	20	45

Fonte: Autor