



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CAMPUS DO SERTÃO
ENGENHARIA CIVIL



KAROLLINE DOS SANTOS TRANZILLO

**INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS SOBRE FUNDAÇÃO DO TIPO
SAPATA**

Delmiro Gouveia - AL

2022

KAROLLINE DOS SANTOS TRANZILLO

**INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS SOBRE FUNDAÇÃO DO TIPO
SAPATA**

Trabalho apresentado a Universidade Federal de Alagoas
como requisito para obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Me. Vinicius Costa Correia.

Delmiro Gouveia - AL

2022

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca do Campus Sertão
Sede Delmiro Gouveia

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza CRB-4 2209

T772i Tranzillo, Karolline dos Santos

Interação solo-estrutura em edifícios sobre fundação do tipo sapata /
Karolline dos Santos Tranzillo. – 2022.
124 f. : il. ; 30 cm.

Orientação: Vinicius Costa Correia.
Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas.
Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2022.
Bibliografia: f. 120-122.

1. Construção civil. 2. Interação solo-estrutura. 3. Dimensionamento estrutural. 4. Fundação. 5. Sapata. I. Correia, Vinicius Costa. II. Título.

CDU: 624.01

Folha de Aprovação

KAROLLINE DOS SANTOS TRANZILLO

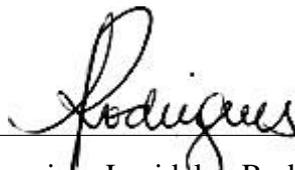
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS SOBRE FUNDAÇÃO DO TIPO SAPATA

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 7 de março de 2022.

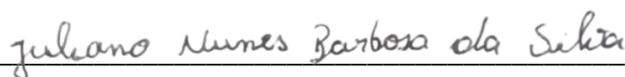
Banca Examinadora:



Prof. MSc. Vinícius Costa Correia, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)



Prof. MSc. Francisca Lucidalva Rodrigues, UFAL – Campus do Sertão
(Avaliadora)



Eng. Juliano Nunes Barbosa da Silva, UFAL (Avaliador)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por ter me dado forças para superar os muitos desafios vivenciados durante todo período da minha graduação. Novamente a Ele, por ter me direcionado para a cidade de Delmiro Gouveia, local onde tive o prazer de conviver com amigos muito especiais que vou levar para sempre no peito.

Ao Rio São Francisco por ter me energizado, em vários momentos em que precisei, com a sua natureza exuberante, trilhas maravilhosas e tantos momentos de felicidade entre amigos que passei beirando as suas margens.

Aos meus pais, Eliene e Waldinei, que foram o meu arcabouço, sempre me apoiando e fazendo de tudo ao alcance deles para me proporcionar as melhores experiências possíveis, principalmente no âmbito educacional.

Ao meu irmão, Gustavo, companheiro de vida de sempre e para sempre.

A minha florzinha, Nina, que me deu luz onde em muitos momentos eu fui escuridão, minha primeira filha, meu amor, minha cachorra.

Ao meu filho, Hugo, presente de Deus que ganhei no final da minha graduação, me incentivando a ser melhor por ele e para ele.

Aos meus professores, que tenho muitos como inspirações, devido à competência, ética, inteligência e facilidade em explanar os conteúdos, com o destaque para o meu orientador, Vinícius, que é um espelho de excelência profissional que pretendo levar para a vida, principalmente quando eu me reinserir no meio acadêmico como professora. Além desse, muitos outros me marcaram e eu vou sempre lembrar deles com muito carinho, entre eles Rogério, Netto, Alverlando, Arturo, Rodrigo e Alexandre.

Um agradecimento especial ao Mateus, meu colega de pesquisa que teve uma parcela muito significativa para a realização desse trabalho, muito obrigada mesmo pela paciência e por ser tão solícito.

Aos meus amigos maravilhosos que o sertão me presenteou, Sam, Li, Léo, Di, Caio, Luís, Gui, Luquinhas, Mago, Jaime, Tali, Jana, Joana, Thauany, Lay, Dandara e tantos outros que se eu for listar todos vai ficar maior que o meu TCC, muito obrigada a todos vocês pelo companheirismo e a energia maravilhosa que vocês emanam, responsáveis por encher minha vida de luz e paz, amo vocês.

RESUMO

Uma prática muito comum nos escritórios de cálculo é a adoção de algumas simplificações para a realização do dimensionamento estrutural, uma dessas é a consideração de apoios fixos nas fundações, desconsiderando, dessa forma, a influência da deformabilidade e ação do solo na estrutura. Porém, o que acontece na prática é que a estrutura, a fundação e o maciço de solo se comportam como um conjunto inseparável, com influência recíproca. O objetivo da pesquisa é analisar a influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) através do comparativo das cargas e recalques das fundações, deslocamentos horizontais e momentos fletores das vigas e pilares gerados pelo método convencional, com apoios engastados, e pela consideração da ISE, com apoios flexíveis, em dois edifícios residenciais com sete e quatorze pavimentos, ambos sobre solo arenoso e argiloso, com fundações do tipo sapata e apreciação de dois softwares, o Eberick 2022 demonstrativa e o SAP2000 V23. Ademais, os apoios flexíveis foram estabelecidos por meio da hipótese de Winkler, com a simulação de molas nas fundações. Na análise dos esforços nas sapatas, constatou-se que os pilares mais carregados cedem carga para os menos carregados. Essa redistribuição de esforços gera deformações mais suaves, com recalques mais uniformes, além disso, encontraram-se pequenas alterações nas cargas e recalques das fundações. Entretanto, os momentos fletores e deslocamentos horizontais sofrem com variações mais significativas, com destaque para os pavimentos mais próximos à fundação, devido à diminuição da rigidez nessa região quando se considera a ISE. Conclui-se que a adoção de apoios flexíveis traz uma modelagem mais realista, propiciando análises mais seguras.

Palavras-chaves: Interação solo-estrutura; Fundações superficiais; Eberick; SAP2000.

ABSTRACT

A very common practice in calculus offices is the adoption of some simplifications for carrying out the structural design, one of which is the consideration of fixed supports in the foundations, thus disregarding the influence of deformability and soil action on the structure. However, what happens in practice is that the structure, the foundation and the soil mass behave as an inseparable, with reciprocal influence. The objective of the research is to analyze the influence of Soil-Structure Interaction (SSI) through the comparison of loads and settlements of foundations, horizontal displacements and bending moments of beams and columns generated by the conventional method, with fixed supports, and by considering the SSI, with flexible supports, in two residential buildings with seven and fourteen floors, both on sandy and clayey soil, with footing foundations and assessment of two softwares, Eberick 2022 demonstrative and SAP2000 V23. Furthermore, the flexible supports were established through the Winkler hypothesis, with the simulation of springs in the foundations. In the analysis of the loads on the footings, it was found that the most loaded columns yield load to the less loaded ones. This redistribution of load generates smoother deformations, with more uniform settlements, in addition, small changes were found in the loads and settlements of the foundations. However, bending moments and horizontal displacements suffer from more significant variations, especially for floors closer to the foundation, due to the decrease in stiffness in this region when considering the SSI. It is concluded that the adoption of flexible supports brings a more realistic model, providing safer analyses.

Keywords: Soil-structure interaction; Shallow foundations; Eberick; SAP2000.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Partes constituintes de uma edificação.	22
Figura 2 - Sistema de referência indeslocável.	24
Figura 3 - Mapa conceitual da dependência mútua entre os esforços e o dimensionamento das estruturas.	24
Figura 4 - Efeitos de construções vizinhas com carregamento simultâneo.	26
Figura 5 - Efeitos de construções vizinhas com carregamento não simultâneo.	27
Figura 6 - Efeito de construções vizinhas com terceiro prédio construído entre dois outros já existentes.	27
Figura 7 - Efeito de construções vizinhas com dois prédios construídos ao lado de um já existente.	28
Figura 8 - Vista em planta da geometria do problema com interação de dois blocos.	28
Figura 9 - Vista em planta da geometria do problema com interação de quatro blocos.	29
Figura 10 - Efeito da interação solo-estrutura nos recalques e reações de apoio de edificações.	31
Figura 11 - Sequência construtiva para análise incremental.	34
Figura 12 - Influência da construção nos recalques.	34
Figura 13 – Casos de interação solo-estrutura.	35
Figura 14 – Fatores μ_0 e μ_1 para camada finita.	42
Figura 15 – Sapata fictícia na segunda camada.	44
Figura 16 – Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1970).	46
Figura 17 – Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1978).	48
Figura 18 – Comportamentos análogos ao modelo de Winkler.	50
Figura 19 – Respostas dos modelos de Winkler e do meio contínuo.	51
Figura 20 – Fundação sobre um solo de Winkler.	51
Figura 21 – Interpretação do módulo de reação vertical	52
Figura 22 – Comparação entre o método de Winkler e o meio contínuo.	53
Figura 23 – O problema (a) e os esquemas de solução quanto ao MDF (b), MEF (c) e MEC (d).	54
Figura 24 – Representação do Modelo 1	55
Figura 25 – Representação do Modelo 2	56
Figura 26 – Representação do Modelo 3	56
Figura 27 – Módulo de reação vertical do solo através do ensaio de placa.	60

Figura 28 – Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 7 pavimentos.	65
Figura 29 - Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 14 pavimentos.....	66
Figura 30 - Relatório de sondagem do solo argiloso.	66
Figura 31 - Relatório de sondagem do solo arenoso.	67
Figura 32 – Diferença percentual dos recalques no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	71
Figura 33 – Diferença percentual das cargas das fundações no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	73
Figura 34 – Diferença percentual dos momentos fletores positivos da V6 no edifício de 7 pavimentos analisado pelo Eberick.	74
Figura 35 – Diferença percentual dos momentos fletores negativos da V6 próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.	75
Figura 36 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.	76
Figura 37 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.	77
Figura 38 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.	78
Figura 39 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.	79
Figura 40 – Diferença percentual dos deslocamentos horizontais no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	80
Figura 41 – Diferença percentual dos recalques no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.....	82
Figura 42 – Diferença percentual das cargas das fundações no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.....	83
Figura 43 – Diferença percentual dos momentos fletores positivos da V6 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	84
Figura 44 – Diferença percentual dos momentos fletores negativos da V6 próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	86
Figura 45 – Diferença percentual do momento na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	87
Figura 46 – Diferença percentual do momento na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	89

Figura 47 – Diferença percentual do momento na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	90
Figura 48 – Diferença percentual do momento na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	92
Figura 49 – Diferença percentual dos deslocamentos horizontais em x e y no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	93
Figura 50 – Diferença percentual dos recalques no edifício de 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	95
Figura 51 – Diferença percentual das cargas das fundações no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	96
Figura 52 – Diferença percentual dos momentos fletores positivos da V6 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	97
Figura 53 – Diferença percentual dos momentos fletores negativos da V6 próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	98
Figura 54 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	99
Figura 55 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	100
Figura 56 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	101
Figura 57 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	102
Figura 58 – Diferença percentual dos deslocamentos horizontais no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	103
Figura 59 – Diferença percentual dos recalques no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	105
Figura 60 – Diferença percentual das cargas das fundações no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	106
Figura 61 – Diferença percentual dos momentos fletores positivos da V6 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	107
Figura 62 – Diferença percentual dos momentos fletores negativos próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	108
Figura 63 – Diferença percentual do momento na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	110

Figura 64 – Diferença percentual do momento na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	111
Figura 65 – Diferença percentual do momento na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	112
Figura 66 – Diferença percentual do momento na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	114
Figura 67 – Diferença percentual dos deslocamentos horizontais em x e y no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	115
Figura 68 – Edifício com 14 pavimentos modelados no Eberick e SAP2000.....	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de Influência I_p	40
Tabela 2 – Valores do coeficiente de Poisson	40
Tabela 3 – Valores do coeficiente α	41
Tabela 4 – Valores do coeficiente K	41
Tabela 5 – Módulo de reação vertical proposto Terzaghi (1955).....	58
Tabela 6 – Módulo de reação vertical proposto por Ehlers (1962).	58
Tabela 7 – Valores do módulo edométrico e módulo de elasticidade (kN/m ²)	60
Tabela 8 – Carga da ação do vento no edifício com 7 pavimentos	69
Tabela 9 – Carga da ação do vento no edifício com 14 pavimentos	69
Tabela 10 – Resultados do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick após a ISE.....	70
Tabela 11 – Recalques no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.	71
Tabela 12 – Cargas das fundações no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	72
Tabela 13 – Momentos fletores positivos na V6 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	73
Tabela 14 – Momentos negativos da V6 próximo ao P3 e P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	75
Tabela 15 – Momento na direção x no pilar P3 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	76
Tabela 16 – Momento na direção y no pilar P3 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	77
Tabela 17 – Momento na direção x no pilar P8 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	78
Tabela 18 – Momento na direção y no pilar P8 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.....	79
Tabela 19 – Deslocamentos horizontais no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.	80
Tabela 20 – Resultados do edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick após a ISE...	81
Tabela 21 – Recalques no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	81
Tabela 22 – Cargas das fundações no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick....	83
Tabela 23 – Momentos fletores positivos da V6 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.....	84

Tabela 24 – Momentos fletores negativos da V6 próximo ao P3 e P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	85
Tabela 25 – Momento na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	87
Tabela 26 – Momento na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	88
Tabela 27 – Momento na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	90
Tabela 28 – Momento na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	91
Tabela 29 – Deslocamentos horizontais no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.	93
Tabela 30 – Resultados do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000 após a ISE. .	94
Tabela 31 – Recalques no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	95
Tabela 32 – Cargas das fundações no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000. .	96
Tabela 33 – Momentos fletores positivos da V6 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	97
Tabela 34 – Momentos fletores negativos da V6 próximo ao P3 e P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	98
Tabela 35 – Momento na direção x no pilar P3 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	99
Tabela 36 – Momento na direção y no pilar P3 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	100
Tabela 37 – Momento na direção x no pilar P8 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	101
Tabela 38 – Momento na direção y no pilar P8 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	102
Tabela 39 – Deslocamentos horizontais no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.	103
Tabela 40 – Resultados do edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000 após a ISE.	104
Tabela 41 – Recalques no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	105
Tabela 42 – Cargas das fundações no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	106

Tabela 43 – Momentos fletores positivos da V6 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.....	107
Tabela 44 – Momentos fletores negativos da V6 próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.	108
Tabela 45 – Momento na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.....	109
Tabela 46 – Momento na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.....	111
Tabela 47 – Momento na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.....	112
Tabela 48 – Momento na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.....	113
Tabela 49 – Deslocamentos horizontais no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.....	114
Tabela 50 – Pré-dimensionamento das lajes dos edifícios.....	123
Tabela 51 – Pré-dimensionamento dos pilares para o edifício com 7 pavimentos.....	123
Tabela 52 – Pré-dimensionamento dos pilares para o edifício com 14 pavimentos.....	124

LISTA DE SÍMBOLOS

- K_{es} : rigidez relativa estrutura-solo
- K_e : rigidez da superestrutura
- K_s : rigidez do solo
- n : número de pavimentos
- E : módulo de elasticidade da superestrutura
- I : inércia da seção transversal de cada viga
- l : comprimento dos vãos
- E_s : módulo de deformabilidade do solo
- ρ : recalque absoluto
- ρ_i : recalque imediato
- ρ_t : recalque de adensamento
- ρ_a : recalque de adensamento primário
- ρ_f : recalque de adensamento secundário ou fluência
- σ : tensão média na superfície de contato entre placa e maciço de solo
- D_p : diâmetro da placa circular rígida
- B_p : menor lado da placa quadrada ou retangular flexível
- ν : coeficiente de Poisson do maciço de solo
- I_p : fator de influência dependente da forma e da rigidez da sapata
- α : coeficiente da relação do módulo de deformabilidade sobre a resistência de ponta
- K : coeficiente da relação da resistência de ponta sobre a resistência à penetração
- N_{SPT} : média da resistência de penetração do bulbo de recalque da sapata
- μ_0 : fator de influência do embutimento da sapata
- μ_1 : fator de influência da espessura da camada de solo
- $E_{s\ med}$: média ponderada dos módulos de deformabilidade
- H_1 : espessura da primeira camada
- E_{s1} : módulo de deformabilidade da primeira camada
- H_2 : espessura da segunda camada
- E_{s2} : módulo de deformabilidade da segunda camada
- ε_z : deformação vertical
- I_z : fator de influência na deformação vertical

ρ_a : recalque de sapatas rígidas em areia

C_1 : fator de correção do recalque pelo efeito do embutimento da sapata

C_2 : fator de correção do recalque pelo efeito do tempo

σ^* : tensão líquida aplicada pela sapata

$(I_z)_i$: fator de influência na deformação à meia-altura da i -ésima camada

$(E_s)_i$: módulo de deformabilidade da i -ésima camada

$(\Delta z)_i$: espessura da i -ésima camada

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

t : tempo em anos

$I_{z\ máx}$: fator de influência na deformação máxima

σ_v : tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z\ máx}$

k_v : coeficiente de reação vertical

E_o : módulo edométrico de deformação

f : coeficiente adimensional dependente da superfície da fundação, valor adotado 0,4

A : área da fundação

$k_{v,placa}$: coeficiente de reação vertical do solo encontrado através do ensaio de placa

B : largura da sapata

L : comprimento da sapata

n : coeficiente que varia de 0,5 a 0,7 em função da espessura da camada compressível abaixo da fundação. Se a camada for menor que $4B$ adotar menor valor de n

$k_{v,retangular}$: coeficiente de reação vertical do solo para sapata retangular

$k_{v,quadrada}$: coeficiente de reação vertical do solo para sapata quadrada

K_{mv} : coeficiente de mola vertical

A_f : área de influência da mola

F : reação de apoio da fundação

K_m : coeficiente de mola

y : deslocamento horizontal

φ : rotações, tanto em x , quanto em y

N : reação de apoio da fundação na direção vertical

H : reação de apoio da fundação na direção horizontal

M : reação de apoio da fundação ao momento

K_{mh} : coeficiente de mola horizontal

$K_{m\theta}$: coeficiente de mola para as rotações

k_h : módulo de reação horizontal do solo
 k_θ : módulo de reação das rotações do solo
 I_f : inércia da fundação em x ou em y
 q : pressão dinâmica
 V_0 : velocidade básica do vento
 S_1 : fator topográfico
 S_2 : fator S_2
 S_3 : fator estatístico
 F_r : fator de rajada
 b : parâmetro meteorológico
 p : parâmetro meteorológico
 z : altura sobre o terreno

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 Considerações Iniciais	19
1.2 Justificativas	20
1.3 Objetivos	20
1.3.1 Objetivo Geral	20
1.3.2 Objetivos Específicos	20
2 REFERENCIAL TEÓRICO	22
2.1 Interação Solo-Estrutura	22
2.1.1 Fatores que influenciam a interação solo-estrutura	26
2.1.1.1 Edificações vizinhas	26
2.1.1.2 Rigidez relativa estrutura-solo	30
2.1.1.3 Número de pavimentos	33
2.1.1.4 Processo construtivo	33
2.1.1.5 Influência do tempo	35
2.1.1.6 Forma em planta da edificação	36
2.2 Recalques	37
2.2.1 Recalque imediato em meio elástico homogêneo	39
2.2.1.1 Camada semi-infinita	39
2.2.1.2 Camada finita	41
2.2.1.3 Multicamadas	43
2.2.2 Recalque imediato em meio elástico não homogêneo	45
2.2.2.1 Método de Schmertmann (1970)	45
2.2.2.2 Método de Schmertmann (1978)	47
2.2.3 Recalques admissíveis	49
2.3 Modelagem da Interação Solo-Estrutura	50
2.3.1 Método de Winkler	51
2.3.2 Método do meio contínuo	52
2.3.3 Modelos Básicos	54
2.3.3.1 Modelo 1	54
2.3.3.2 Modelo 2	55
2.3.3.3 Modelo 3	56
2.3.4 Módulo de reação vertical do solo	57

2.3.5 Coeficiente de apoio elástico	61
2.4 Sofwares.....	63
2.4.1 Eberick.....	64
2.4.2 SAP2000.....	64
3 METODOLOGIA.....	65
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	70
4.1 Eberick.....	70
4.1.1 Edifício com 7 pavimentos	70
4.1.2 Edifício com 14 pavimentos	80
4.2 SAP2000.....	94
4.2.1 Edifício com 7 pavimentos	94
4.2.2 Edifício com 14 pavimentos	103
4.3 Comparativo entre os softwares	115
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	118
REFERÊNCIAS.....	120
APÊNDICE A – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	123

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Em pleno século XXI ainda nos deparamos com estruturas sendo dimensionadas com várias simplificações que distanciam o projeto da realidade, uma dessas é a consideração de apoios fixos nas fundações, desconsiderando, dessa forma, o deslocamento vertical que sempre irá ocorrer nas estruturas, deslocamento esse que influencia diretamente sobre o valor da reação de apoio, trazendo desse modo um dimensionamento errôneo, muitas vezes com diferenças bem consideráveis.

Comumente é adotada uma metodologia em que analisa de forma separada a estrutura da fundação, no qual cada projetista abraça somente o seu objeto de estudo, não seguindo assim uma postura colaborativa. Contudo, tal técnica é inapropriada, pois desconsidera a influência que um elemento tem sobre o outro. Corroborando com Colares (2006), na realidade a estrutura, a fundação e o maciço de solo se comportam como um conjunto inseparável com influência recíproca, que vai desde a fase da construção até se estabelecer um equilíbrio entre tensões e deformações da estrutura e do solo.

Apesar da Interação Solo-Estrutura (ISE) não ser um tema novo, uma vez que já vem sendo trabalhado no Brasil desde o século passado, ainda encontramos em larga escala muitas edificações sendo executadas sem a devida análise da ISE na fase dos projetos, tal conduta pode acarretar uma série de problemas para a obra, como patologias graves devido ao cálculo equivocado dos esforços e deslocamentos.

A norma sobre projeto e execução de fundações, NBR 6122, sofreu uma atualização no ano de 2019, e um dos pontos modificados retrata sobre a ISE. Na sua versão anterior, publicada no ano de 2010, apenas citava de maneira muito vaga a necessidade de analisar a ISE em estruturas nas quais apresentassem deformabilidade das fundações a ponto de influenciar na distribuição de esforços, porém tal norma não trazia quais eram essas estruturas. Já na versão mais atual, de 2019, a norma cita exatamente em quais tipos de estruturas que é obrigatório a análise da ISE, são elas: estruturas com carga variável significativa em comparação à carga total, como silos e reservatórios; estruturas com altura superior a 55 m; quando a relação altura/largura for superior a quatro; e em fundações ou estruturas não convencionais. Com a mudança da norma e os avanços tecnológicos, espera-se que a ISE seja mais trabalhada no país.

Em decorrência do que foi explanado, a presente pesquisa faz a ponderação da influência da Interação Solo-Estrutura em edifícios com número de pavimentos e tipologias de solos

diferentes e o comparativo de dois programas, a fim de fazer uma modelagem mais realista, com a avaliação da redistribuição dos esforços internos da estrutura e dos recalques das fundações.

1.2 Justificativas

A Interação Solo-Estrutura ainda é um tema não muito difundido na prática dos escritórios de projetos, o que requer mudança, visto que em alguns tipos de estruturas a falta da análise da ISE pode acarretar um dimensionamento equivocado, com diferenças percentuais marcantes em termo dos esforços internos e dos deslocamentos.

De forma corriqueira é feita uma simplificação, considerando a estrutura apoiada sobre uma referência indeslocável, negligenciando as deformações do solo, porém essas deformações podem provocar uma redistribuição dos esforços internos e causar mudanças significativas no dimensionamento estrutural.

Desse modo, torna-se imprescindível a análise da ISE em algumas estruturas, a NBR 6122:2019 relata alguns casos de obrigatória apreciação, tal exame objetiva que os projetos sejam mais condizentes com a realidade, fornecendo, dessa forma, análises mais seguras.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar a influência da Interação Solo-Estrutura nas cargas e recalques das fundações, deslocamentos horizontais e momentos fletores das vigas e pilares em duas edificações com sete e quatorze pavimentos, ambas sobre solo arenoso e argiloso, com apoios fixos e flexíveis em fundações do tipo sapata.

1.3.2 Objetivos Específicos

a) Modelar duas edificações com sete e quatorze pavimentos, apoiadas sobre duas tipologias de solo, areia e argila, considerando apoios fixos e flexíveis em fundações do tipo sapata, no intuito de ponderar a influência da ISE nas cargas e recalques das fundações, nos momentos fletores dos pilares e vigas e nos deslocamentos horizontais da estrutura;

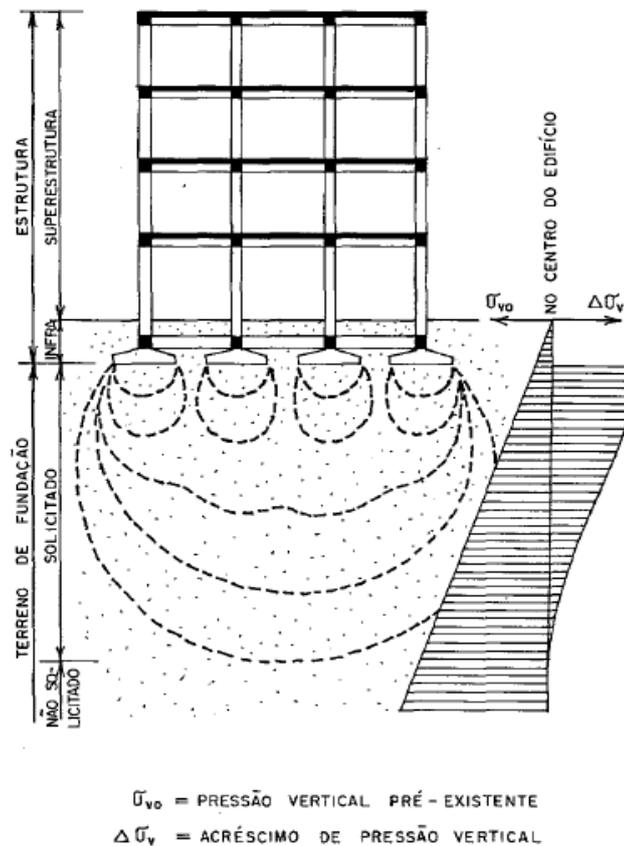
- b) Comparar os resultados obtidos com e sem a Interação Solo-Estrutura e a influência do número de pavimentos e da tipologia do solo no processo;
- c) Discutir os dados gerados por dois programas distintos, o Eberick e o SAP2000.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Interação Solo-Estrutura

As teorias de análise estrutural das edificações normalmente consideram as estruturas constituídas em três partes separadas: a superestrutura, correspondente a parte vista e utilizada após a construção, formada por paredes, lajes, vigas e pilares; a infraestrutura ou fundação, responsável por transferir o carregamento da superestrutura para o terreno, e; o maciço de solo, que recebe os esforços desenvolvidos na superestrutura. A figura 1 traz a representação das partes que constituem uma edificação.

Figura 1 - Partes constituintes de uma edificação.



Fonte: Gusmão, 1990 p. 02.

Porém, na realidade o desempenho estrutural se dá pela interação dessas três partes, analisando o conjunto e não de forma separada, esse mecanismo é denominado como Interação Solo-Estrutura (ISE). Entretanto, na prática o que ocorre é a desconsideração desse mecanismo, no qual os projetos estrutural e de fundação são desenvolvidos desprezando tal interação.

O método convencional para desenvolvimento do projeto estrutural e de fundação além de permitir a hipótese de apoios indeslocáveis, despreza o efeito da rigidez da estrutura,

estabelecendo uma independência entre o solo de fundação e a estrutura. Visto que, a consideração dos apoios indeslocáveis rege o cálculo das cargas da superestrutura e o dimensionamento dos elementos estruturais, já o efeito da rigidez é desprezado quando admite-se que cada elemento de fundação pode se deslocar independente dos demais, no qual os recalques são estimados levando em conta apenas as cargas geradas pela superestrutura e as propriedades do terreno.

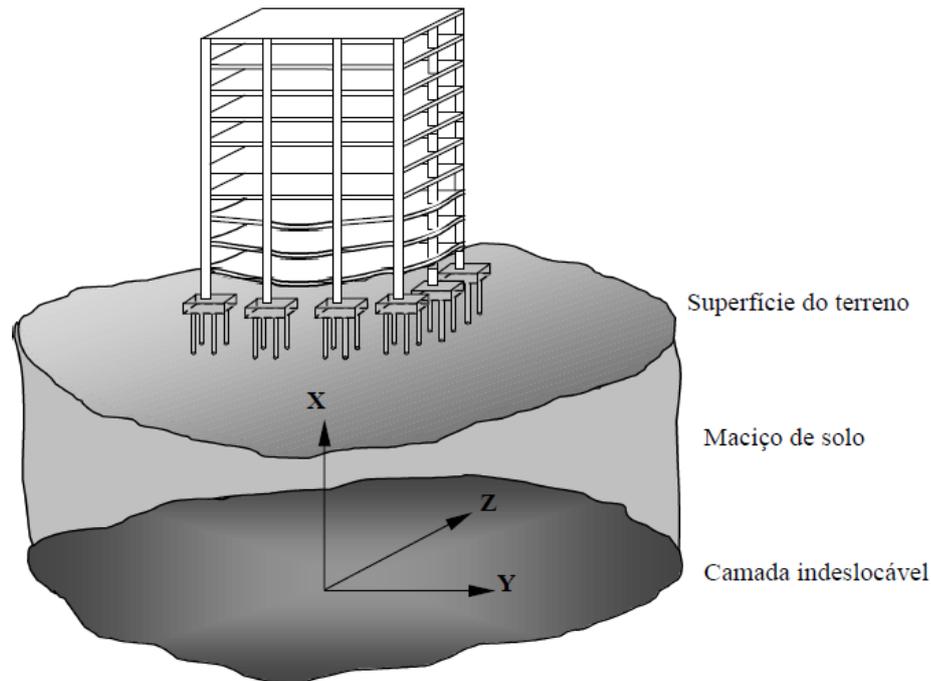
É perceptível que com a adoção da hipótese dos apoios indeslocáveis ocorre a desconsideração da deformação do terreno da fundação provocada pela mudança no estado de tensão pré-existente no maciço, decorrente da construção da edificação. Porém, dependendo do nível de deformação do terreno e da rigidez da estrutura, o desempenho da edificação pode ser alterado substancialmente, resultando em modificação dos esforços atuantes na estrutura e das cargas no solo.

Além do mais, é válido ressaltar que apoios indeslocáveis só acontecem na teoria, pois na prática não existe estrutura que não sofra recalque, pode ser até em escala pequena, mas a estrutura irá recalcar em alguma proporção.

É comumente utilizado na engenharia civil a terminologia infraestrutura e superestrutura para caracterizar os elementos abaixo e acima da linha do solo, respectivamente. Porém, Iwamoto (2000) relata que essas terminologias deveriam ser revistas, já que, o que existe na realidade é a estrutura e o maciço de solo, no qual além dos elementos estruturais da edificação, as fundações também constituem parte integrante da estrutura. Além do mais, a interação solo-estrutura analisa o comportamento do conjunto estrutura e maciço do solo como conjunto inseparável.

O autor supracitado defende que uma das principais desarmonias entre os engenheiros estruturais e geotécnicos está relacionado com a escolha do sistema de referência, no qual os engenheiros estruturais adotam como origem global a base da estrutura com sentido para cima, já os engenheiros geotécnicos o mesmo referencial, entretanto em sentido inverso, ou seja, para baixo, o que implica em ambos os referenciais um ponto deslocável. Conforme Iwamoto (2000), para o estudo da interação solo-estrutura é preciso um sistema de referência comum, sendo que a escolha mais coesa seria a adoção de um ponto de referência localizado abaixo da superfície do solo, com profundidade onde se consideraria a camada indeslocável, como é ilustrado na figura 2.

Figura 2 - Sistema de referência indeslocável.

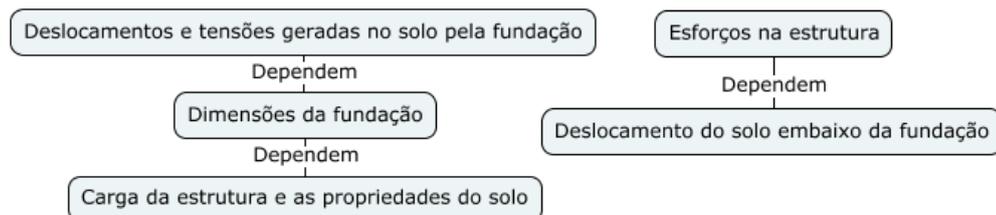


Fonte: Iwamoto, 2000, p. 02.

Iwamoto (2000) afirma que a consideração da interação solo-estrutura vem a estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais de fundação, assim como prever a intensidade dos recalques diferenciais possibilitando obtenção de projetos mais realistas e confiáveis.

Algumas das causas que ocasionam o cálculo do sistema estrutura-fundação-solo de forma separada, segundo Iglesia (2016), está na dificuldade de cálculo, já que existe uma dependência mútua entre os esforços e o dimensionamento das estruturas, como pode ser visto no mapa conceitual abaixo.

Figura 3 - Mapa conceitual da dependência mútua entre os esforços e o dimensionamento das estruturas.



Fonte: Autora, 2022.

Iglesia (2016) relata outras dificuldades para a análise inseparável da estrutura e maciço de solo, como os modelos de cálculo complexos, já que as estruturas do edifício são formadas por combinações de barras e placas, por outro lado, o solo se apresenta como meio contínuo,

logo, os programas computacionais que calculariam as dimensões e especificações das estruturas deveriam combinar elementos finitos de barras com elementos superficiais ou volumétricos, sendo que muito dos programas são incapazes de realizar tais combinações.

Ele também expõe: o limitado tratamento nos códigos e normas de desempenho estrutural; o empecilho do solo, por apresentar propriedades físicas e mecânicas bastante variáveis e de difícil determinação; o recalque não linear, que se modifica com o passar do tempo; pouca interação entre o engenheiro estrutural e o geotécnico na elaboração do projeto, no qual cada um se preocupa com seu objeto de estudo.

Por esses fatores, grande parte dos projetos estruturais são elaborados considerando estrutura estável sobre base rígida e sem deslocabilidade, devido à hipótese dos apoios indeslocáveis que garantiriam a total restrição ao recalque e ao giro nas duas direções ortogonais das extremidades dos pilares, bem como o conceito que as fundações ao receberem as ações da estrutura sofram deslocamentos compatíveis com o da estrutura, dessa maneira não promovendo danos que comprometam a estabilidade, a utilização e nem a estética da edificação. Visto que, a adoção dessas hipóteses pode trazer resultados razoavelmente satisfatórios em edificações que apresentam solo com pouca deformabilidade (ANTONIAZZI, 2011).

Uma outra realidade largamente adotada é a desconsideração da sequência e o processo construtivo, desse modo avalia-se a estrutura pronta, desprezando a progressividade da aplicação das cargas ao longo da construção do edifício.

Devido essas considerações, os projetos reais, em sua grande maioria, desconsideram a interação solo-estrutura ao desprezar a deformabilidade do solo na análise estrutural, corroborando com Antoniazzi (2011), tal desprezo pode acarretar vertentes negativas do ponto de vista da segurança, economia e prevenção de manifestações patológicas nas edificações.

O que se percebe na prática é que quando o solo é submetido ao carregamento de uma edificação, o mesmo sofre deformação, resultando em um comportamento diferente do ponderado em projeto. Neste sentido, Holanda Jr (1998) relata que tal deformação gera uma alteração do fluxo de cargas da estrutura ocasionando uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, com isso pode advir fissurações em vigas e lajes, assim como esmagamento de pilares, o que denota a importância da análise da interação dos elementos estruturais e o maciço em preservação do desempenho estrutural.

A ISE se dá na abertura da fase inicial da construção e perpassa até haver uma situação de equilíbrio, onde as tensões e deformações das estruturas e do solo estiverem estabilizadas. Para tanto, existem inúmeros fatores que influenciam tal interação.

2.1.1 Fatores que influenciam a interação solo-estrutura

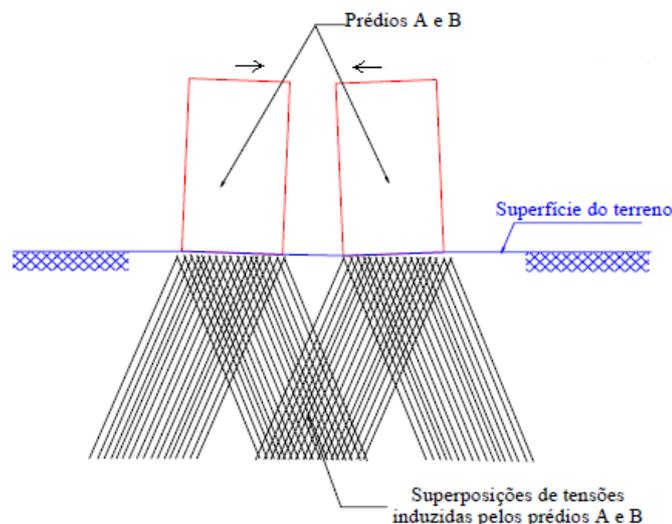
A complexidade da adoção à análise estrutural da interação solo-estrutura está vinculada com os números de fatores que influenciam esse mecanismo, dentre os quais aborda-se as edificações vizinhas, a rigidez relativa da estrutura-solo, o número de pavimentos, o processo construtivo, a influência dos primeiros andares, bem como a influência do tempo e a forma em planta do edifício.

2.1.1.1 Edificações vizinhas

Nunes (1956, *apud* Antoniazzi, 2011) foi o primeiro a abordar a influência das edificações vizinhas, dividindo em quatro grupos os movimentos característicos, configurando recalques e desaprumos de prédios devido ao carregamento de prédios vizinhos de acordo com a época da construção, com prédios parecidos em magnitude e tipo de fundação.

No primeiro caso, avaliam-se prédios vizinhos construídos simultaneamente, no qual devido a superposição dos bulbos de tensões dos dois edifícios ocorre uma concentração de tensões entre os prédios, gerando maiores recalques e induzindo o tombamento das edificações em sentidos contrários, ou seja, um de encontro ao outro. A figura 4 representa o efeito de construções vizinhas com carregamento simultâneo.

Figura 4 - Efeitos de construções vizinhas com carregamento simultâneo.

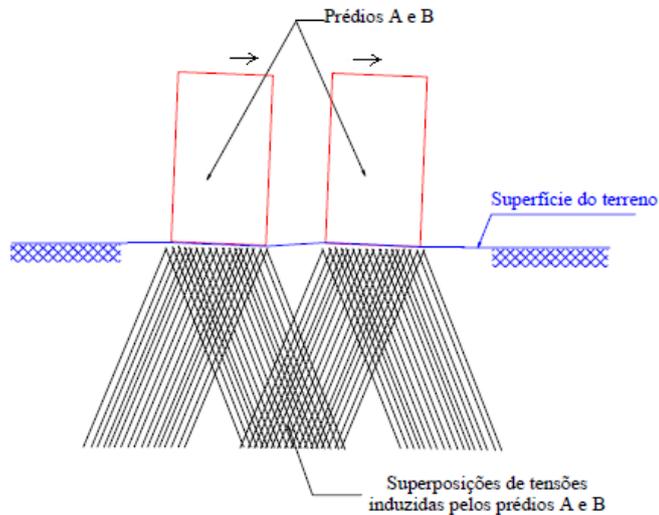


Fonte: Nunes, 1956 *apud* Antoniazzi, 2011, p. 17. Adaptado.

Por outro lado, o segundo exemplo estuda prédios vizinhos construídos em tempos diferentes, entretanto, também como no primeiro caso gera superposição de tensões levando ao aumento de recalques, porém o tombamento é predisposto a ocorrer no mesmo sentido, já que

o edifício que foi construído primeiro provoca um pré-adensamento do maciço sob sua base, e o segundo prédio na sua construção, sobre o solo pré-adensado, causa maiores recalques do lado oposto ao prédio vizinho do que o adjacente. A figura 5 representa os efeitos de construções vizinhas com carregamento não simultâneo.

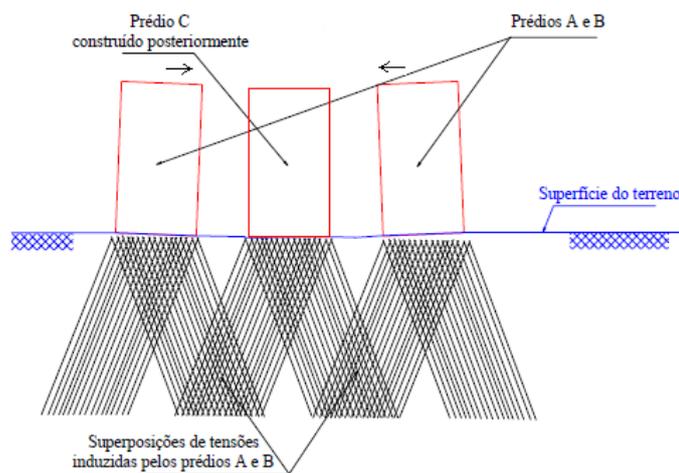
Figura 5 - Efeitos de construções vizinhas com carregamento não simultâneo.



Fonte: Nunes, 1956 *apud* Antoniazzi, 2011, p. 17. Adaptado.

O terceiro grupo é representado pela construção de um novo prédio entre dois já existentes, no qual o acréscimo de tensões no solo induzirá recalques nas edificações já existentes podendo provocar tombamento delas em sentidos contrários, um de encontro ao outro, já o prédio construído posteriormente não sofrerá desaprumo devido às condições de simetria das tensões, resultado da hipótese de edificações parecidas, conforme demonstra a figura 6.

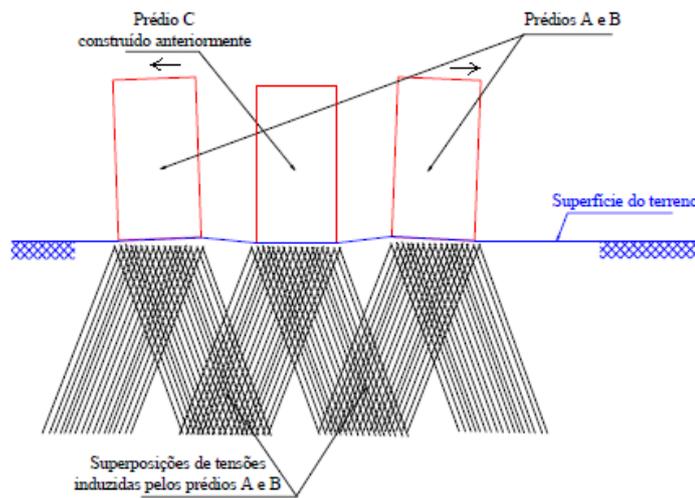
Figura 6 - Efeito de construções vizinhas com terceiro prédio construído entre dois outros já existentes.



Fonte: Nunes, 1956 *apud* Antoniazzi, 2011, p. 18. Adaptado.

No quarto caso temos a construção de dois prédios laterais a um outro já existente, onde o prédio construído primeiro gera um pré-adensamento do maciço e os posteriores podem sofrer tombamento em sentido contrário, um se afastando do outro. Igualmente ao caso três, o edifício do meio não sofre desaprumo devido à consideração da simetria das tensões decorrente da presunção de edificações parecidas. A figura 7 ilustra tal efeito.

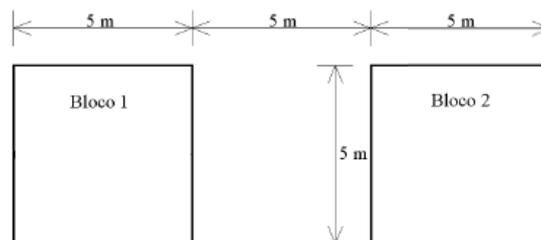
Figura 7 - Efeito de construções vizinhas com dois prédios construídos ao lado de um já existente.



Fonte: Nunes, 1956 *apud* Antoniazzi, 2011, p. 19. Adaptado.

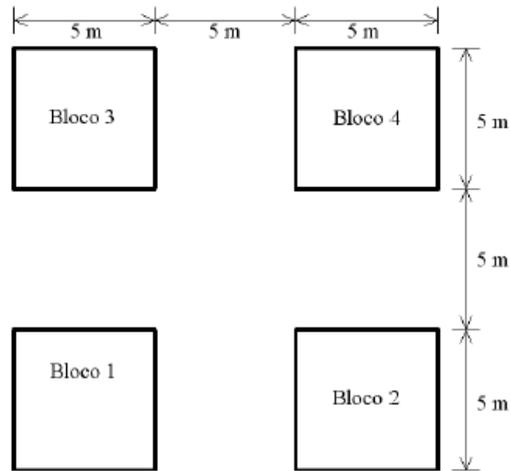
O estudo da influência de edificações vizinhas tem sido analisado por muitos estudiosos, neste sentido Ribeiro (2005) compara os deslocamentos verticais com bloco isolado, interação de dois blocos e de quatro blocos em meio elástico, linear e semi-infinito. Os blocos considerados são idênticos e o distanciamento entre eles, no caso das análises de dois e de quatro blocos, foi de 5 metros, como é demonstrado nas figuras 8 e 9 através da vista em planta da geometria dos problemas.

Figura 8 - Vista em planta da geometria do problema com interação de dois blocos.



Fonte: Ribeiro, 2005, p. 95. Adaptado.

Figura 9 - Vista em planta da geometria do problema com interação de quatro blocos.



Fonte: Ribeiro, 2005, p. 97. Adaptado.

O autor relata que na interação de dois blocos, houve um aumento de aproximadamente 6,7% nos maiores deslocamentos verticais em relação ao bloco isolado, como também os blocos sofrem inclinação para o centro devido à influência de um sobre o outro, introduzindo dessa forma excentricidade aos carregamentos aplicados nos blocos, situação em que não seria possível a identificação caso a análise fosse feita de forma isolada em cada bloco.

Por outro lado, no exame da interação de quatro blocos calculou-se que o deslocamento máximo ocorreu nos cantos mais próximos do centro, representando uma diferença aproximada de 36,1% em relação ao bloco isolado e de 27,5% em relação à interação de dois blocos, a inclinação para o centro nesse caso também se tornou mais evidente, acrescendo excentricidades mais sensíveis que a consideração de apenas dois blocos.

Reis (2000) por meio dos seus experimentos, afirma que o valor do recalque de uma fundação não considera apenas a carga que a ela está apoiada e sim o estado de tensões que o solo abaixo dessa fundação está submetido, esse estado depende de todas as cargas em todos os pilares, inclusive de prédios vizinhos.

Ele destaca a importância da consideração do efeito de grupo das construções vizinhas, sejam elas edificações, aterros, escavações, entre outros, principalmente quando forem aplicados em solos com alta compressibilidades, exemplo da argila mole.

A depender da proximidade entre os prédios, os maiores deslocamentos verticais ocorrem principalmente nos pilares periféricos, por apresentar maiores variações quando comparado à abordagem convencional, que calcula os recalques através das reações de apoios indelocáveis. Por meio dos resultados obtidos, afirma-se que a interação solo-estrutura provoca uma tendência a uniformização dos recalques e, por consequência, a presença de menores recalques diferenciais e distorções (REIS, 2000).

O autor também compara a relação da distância entre os prédios com os recalques induzidos pelas construções vizinhas. A análise é feita com distanciamento entre os blocos de 5, 10, 15 e 20 metros, além do mais o estudo baseou-se na hipótese de edificações iguais e construídas simultaneamente. Deduz-se que na distância entre os prédios de 5 metros, os recalques dos pilares periféricos do lado adjacente ao vizinho chegam a acréscimo de recalque absoluto no valor de 58% a 60%, já os pilares centrais o acréscimo foi de 23% a 24%, do mesmo modo nos pilares periféricos, do lado oposto ao vizinho, foi de 10% a 12%.

Os resultados deixam claro também que à medida que ocorre maior distanciamento o efeito das edificações vizinhas vai diminuindo, visto que quando a distância entre blocos foi de 15 metros, não aconteceu acréscimo de recalque em todos os pilares, ocorrendo somente aumento nos pilares periféricos adjacentes ao prédio vizinho, já nos pilares periféricos do lado oposto incidiu-se uma redução no valor dos recalques.

2.1.1.2 Rigidez relativa estrutura-solo

Segundo Reis (2000), a variável de maior influência do fenômeno de interação solo-estrutura é a rigidez da superestrutura, ele também destaca a dificuldade de avaliação dessa variável, pois sua influência nos valores dos esforços e dos deslocamentos verticais depende de outros fatores como a influência do grupo, o carregamento, a sequência construtiva, entre outros.

Meyerhof (1953) citado por Reis (2000) utiliza o parâmetro da rigidez relativa estrutura-solo (K_{es}) para avaliar a ordem de grandeza dos recalques, esse parâmetro é definido pelo autor como a relação entre a rigidez do solo e da superestrutura, conforme a Equação 1.

$$K_{es} = \frac{K_e}{K_s} \quad (\text{Equação 1})$$

Em que:

K_{es} – rigidez relativa estrutura-solo;

K_e – rigidez da superestrutura;

K_s – rigidez do solo.

A rigidez à flexão da superestrutura é classificada por meio do conceito de viga equivalente ou típica, onde um pórtico pode ser representado por uma viga de rigidez igual ao somatório das rigidezes à flexão de todas as barras que constituem este pórtico, como é apresentado na Equação 2.

$$K_e = n \sum \frac{EI}{l^4} \quad (\text{Equação 2})$$

Sendo:

n – número de pavimentos;

E – módulo de elasticidade da superestrutura;

I – inércia da seção transversal de cada viga;

l – comprimento dos vãos.

Já a rigidez do solo é representada pelo módulo de deformabilidade da camada compressível, como retrata a Equação 3.

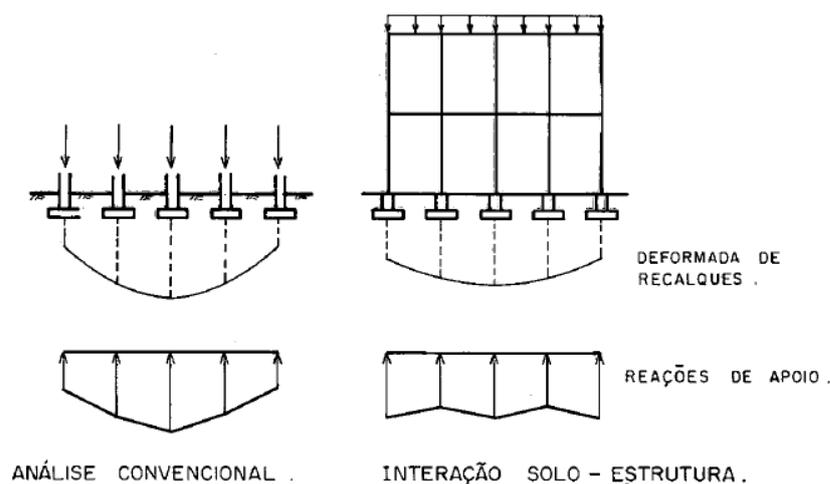
$$K_s = E_s \quad (\text{Equação 3})$$

Assim:

E_s – módulo de deformabilidade do solo.

Ficou perceptível nos trabalhos de Reis (2000), Gusmão (1990) e Danziger et al (2005) que a rigidez da superestrutura provoca um rearranjo das cargas, no qual a transferência de esforços ocorre dos pilares mais carregados para os menos carregados, como é possível observar na figura 10, porém Reis (2000) retrata que tal redistribuição não apresenta proporcionalidade. Ele também relata que os recalques dependem das cargas impostas pela superestrutura que alteram o estado de tensão do maciço, contudo em alguns casos as cargas podem variar sem apresentar modificação nos recalques, devido ao rearranjo das cargas provocado pela rigidez da superestrutura, visto que se não alterar o estado de tensão do solo não ocorre variação nos recalques. Desse modo, tanto Reis (2000) quanto Gusmão (1990) concluem que o aumento da rigidez do edifício torna o estado de tensão mais uniforme, gerando recalques diferenciais mais amenos e a deformada mais suave.

Figura 10 - Efeito da interação solo-estrutura nos recalques e reações de apoio de edificações.



Gusmão (1990) afirma que quando a rigidez relativa solo-estrutura tender a zero, a edificação se comportará como flexível e as reações de apoio tenderão às projetadas com o procedimento convencional do cálculo estrutural, rematando a pouca influência da interação solo-estrutura aos recalques diferenciais nessa situação específica. Por outro lado, quando a rigidez relativa solo-estrutura tender a um valor elevado, a razão de uniformização de recalques, que corresponde à divisão entre o recalque diferencial máximo com ISE, sobre o recalque diferencial máximo estimado convencionalmente, ou seja, sem levar em consideração a ISE, tenderá a zero. Porquanto, vale ressaltar que um baixo valor da razão de uniformização de recalques não significa especificamente baixos valores de recalques diferenciais, mas uma grande diferença entre o recalque estimado com e sem interação solo-estrutura.

Retrata Meyerhof (1953) referenciado em Gusmão (1990) que os recalques absolutos são pouco influenciáveis pela rigidez da estrutura e são importantes para análise da funcionalidade da edificação. Já os recalques diferenciais dependem dos recalques absolutos, como também do tipo e da rigidez da estrutura, por esses fatores a sua estimativa se torna mais difícil, além do mais os recalques diferenciais podem afetar a estabilidade da edificação sob carga de trabalho, por isso é tão importante um maior direcionamento das análises da interação solo-estrutura sobre esse tipo de recalque.

Corroborando com Iglesia (2016), uma medida comumente utilizada para diminuir o nível do recalque diferencial é a utilização da viga baldrame ou cinta, que são peças estruturais, geralmente enterradas, com função de ligar os pilares que chegam ao nível da fundação restringindo movimento deles, desse modo conferindo uma uniformidade no recalque.

Gusmão (1990) faz dois tipos de análises, uma desprezando a interação entre os elementos de fundação, admitindo a hipótese de Winkler, no qual são consideradas molas abaixo de cada apoio da superestrutura ignorando a interação entre os elementos de fundação para fins de recalques, e outra considerando a interação entre os elementos de fundação, no qual o comportamento carga-recalque de um apoio é determinado pelo carregamento desse apoio e os demais.

Em seus experimentos o autor considera um pórtico com um pavimento a fim de relacionar os valores obtidos para os recalques máximos, tanto o absoluto quanto o diferencial, com a rigidez relativa estrutura-solo, desprezando a interação entre os elementos de fundação. Percebe-se que com o aumento da rigidez os valores dos recalques diminuem, com um destaque maior para o recalque diferencial quando se considera a ISE, porém quando o procedimento de análise é o convencional, a estimativa dos dois tipos de recalques não se altera com o aumento

da rigidez, permanecendo constantes, confirmando desse modo as observações levantadas por Meyerhof (1953).

Já na análise em que se considera a interação entre os elementos de fundação, Poulos (1975, *apud* Gusmão, 1990) delimita que a desconsideração da interação entre recalques de sapatas adjacentes resulta em uma subestimativa do recalque absoluto máximo e superestimativa do recalque diferencial máximo. A explicação desse fenômeno é feita pela consideração da superposição dos carregamentos dos apoios, no qual geram uma deformada de recalques mais suave, quando se trata de valores baixos e médios da rigidez relativa solo-estrutura. Entretanto, à medida que aumenta a rigidez e o número de pavimentos, o efeito da diminuição do recalque diferencial e absoluto máximo devido a interação entre os elementos de fundação não são tão perceptíveis.

2.1.1.3 Número de pavimentos

O aumento do número de pavimentos ocasiona um aumento da rigidez global da estrutura, diminuindo desse modo os recalques diferenciais (GUSMÃO, 1990). Conforme o experimento do autor, a influência do número de pavimentos na uniformização dos recalques é maior para estruturas semiflexíveis ou semirrígidas, sendo que para baixos e altos valores da rigidez relativa solo-estrutura o número de pavimentos exerce uma influência menor no valor da uniformização dos recalques, em comparação aos valores intermediários de rigidez.

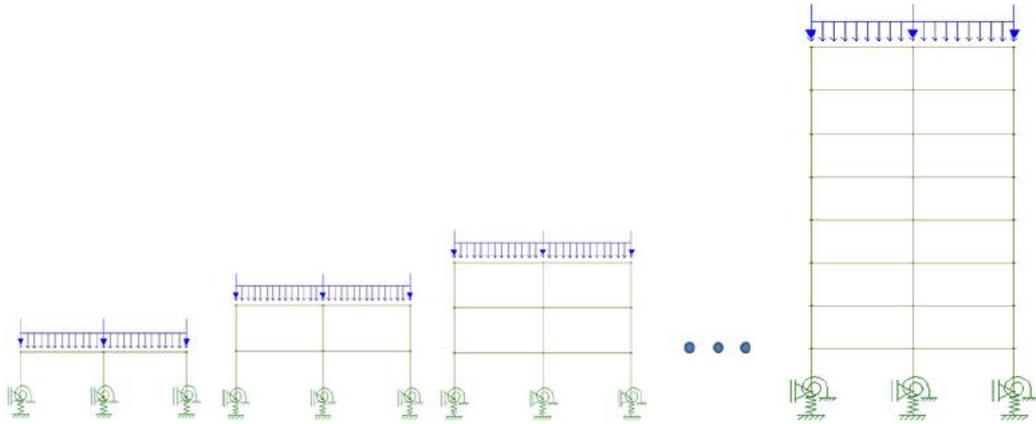
Percebe-se que a rigidez de um edifício não apresenta um comportamento linear, no qual os primeiros pavimentos são mais rígidos, proporcionando maiores momentos fletores nos elementos estruturais e à medida que se aumenta o número de andares os momentos vão diminuindo, assim como o efeito da interação solo-estrutura, podendo chegar a valores quase desprezíveis dependendo do número de andares da edificação (IGLESIA, 2016).

2.1.1.4 Processo construtivo

Com a elaboração do projeto convencional, sem o estudo da interação solo-estrutura, e até mesmo nos projetos em que a interação é considerada, é comum a prática da simplificação de que todo carregamento só passa a atuar na edificação após o término da construção, sem analisar a sequência construtiva com os carregamentos sendo aplicados de maneira gradativa. Uma forma mais realista de análise seria considerar a interação solo-estrutura com aplicação

das cargas à medida que cada pavimento é estruturado na prática, com os esforços solicitantes sendo somados a cada etapa, como é mostrado na figura 11.

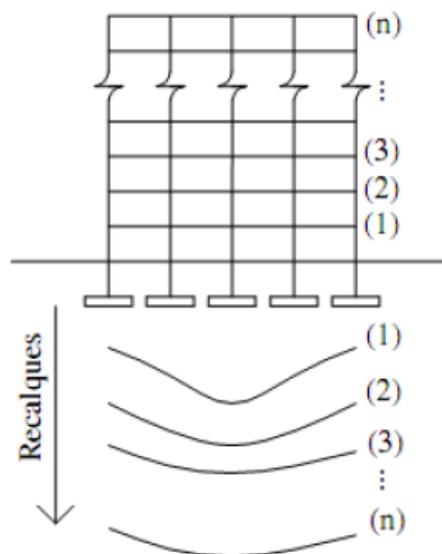
Figura 11 - Sequência construtiva para análise incremental.



Fonte: Antoniazzi, 2011, p. 23.

Sabe-se que o acréscimo dos pavimentos incide no aumento da rigidez e que tal aumento não ocorre de maneira linear com o número de pavimentos, no qual os primeiros andares conferem maior rigidez para a estrutura e os pavimentos seguintes vão acrescentando rigidez até atingir um valor limite. A rigidez relativa estrutura-solo exerce influência nos recalques, com o aumento dessa há uma distribuição das cargas dos pilares mais carregados para os menos carregados e uma maior tendência à uniformização dos recalques (GUSMÃO, 1990). A figura 12 demonstra a influência da construção nos recalques.

Figura 12 - Influência da construção nos recalques.



Fonte: Gusmão e Gusmão Filho, 1994 *apud* Antoniazzi, 2011, p. 23.

Danziger et al (2000) relatam a importância do monitoramento de recalques desde a fase inicial da construção conferindo dessa forma um controle de qualidade das fundações. Os

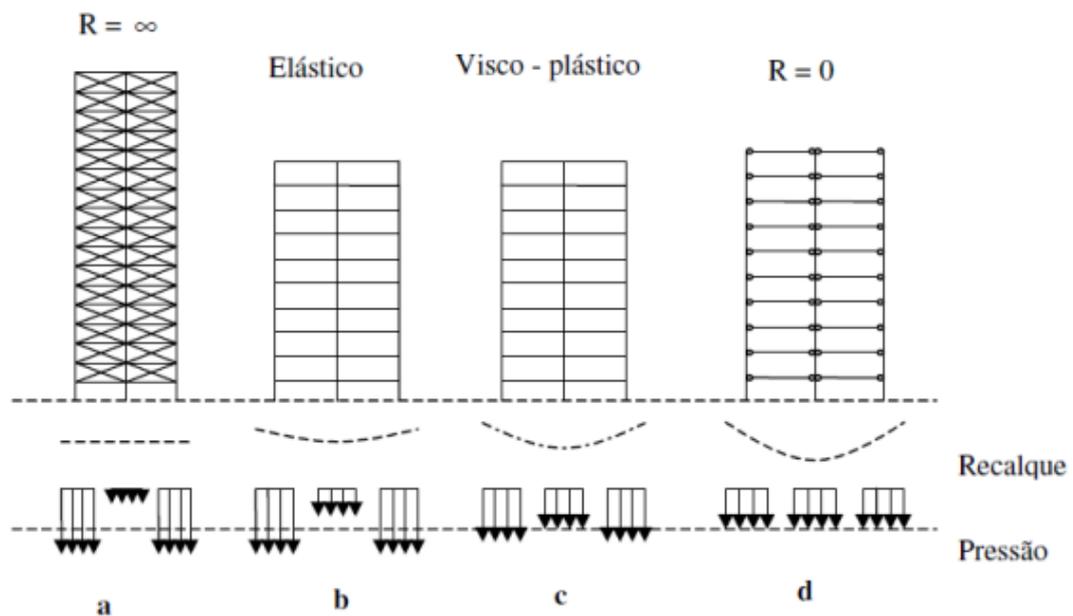
autores também descrevem que as medições dos recalques só costumam ocorrer em situações em que se observa problemas na edificação, como trincas ou rachaduras, no qual o episódio pode necessitar de uma eventual intervenção, com adoção de reforço da estrutura, ou até mesmo a desocupação do imóvel.

Holanda Júnior (1998) retrata que a aplicação do carregamento vertical ao pórtico tridimensional totalmente construído pode resultar em conclusões equivocadas com relação aos esforços nos elementos e recalques. Visto que, com a análise da sequência construtiva, com apenas o primeiro pavimento construído, o seu peso próprio não causa esforços solicitantes nos demais andares que ainda vão ser construídos, já com a análise do pórtico completo esse carregamento gera esforços nos outros pavimentos. Do mesmo modo, os recalques diferenciais obtidos com a análise da construção apenas do primeiro pavimento são maiores que aqueles calculados com a aplicação das cargas desse pavimento à sua respectiva posição no pórtico completo, devido ao efeito da rigidez que tende a uniformizar os recalques.

2.1.1.5 Influência do tempo

Chamecki (1969, *apud* Iwamoto, 2000) apresenta quatro casos em que se demonstra a interação solo-estrutura com diferentes valores de rigidez, possuindo ou não influência do tempo no comportamento de pressões e recalques, como é ilustrado na figura 13.

Figura 13 – Casos de interação solo-estrutura



Fonte: Chamecki, 1969 *apud* Iwamoto, 2000, p. 06.

O caso “a” representa as estruturas infinitamente rígidas com recalques uniformes, no qual devido à tendência do solo de deformar-se mais no centro do que nas periferias, as pressões de contato são menores no centro e máximas nos cantos. Esse tipo de distribuição de pressões assemelha-se a um corpo infinitamente rígido apoiado em meio elástico. Nesse caso, o comportamento independe do tempo e pode ser associado à mesma conduta que ocorre em edifícios muito altos e com o fechamento de paredes resistentes trabalhando em conjunto com a estrutura.

Como no primeiro exemplo, o caso “d” independe do tempo, porém é visto como o oposto deste, já que a estrutura não apresenta rigidez aos recalques diferenciais. Ademais, esse tipo de configuração adapta-se perfeitamente às deformações do maciço de solo, desse modo a distribuição de pressões de contato não se modificaria perante a progressão dos recalques. Tal comportamento assemelha-se ao que ocorre em estruturas isostáticas e edifícios compridos ao longo do eixo horizontal.

Já o caso “b” apresenta uma estrutura perfeitamente elástica, onde a rigidez do conjunto não depende da velocidade da progressão dos recalques, visto que a lentidão ou rapidez não interfeririam nos resultados. Certamente, os recalques diferenciais desse caso serão menores que aqueles apresentados no exemplo “d”, que possui rigidez nula, e a distribuição de pressões de contato variarão muito menos durante o processo de recalque. Esse comportamento é característico de estruturas de aço.

Por fim, no caso “c” tem-se uma estrutura viscoelástica, como a de concreto armado. Ele é o único que está vinculado ao tempo, já que a rigidez depende da velocidade de progressão de recalques diferenciais, assim quando os recalques ocorrem em um curto período de tempo a estrutura adotará o comportamento elástico descrito no caso “b”, porém se a progressão for bastante lenta, o comportamento assemelhará a um líquido viscoso, tendendo ao caso “d”. Tal modelagem é explicada pelo fenômeno da fluência do concreto, que é a responsável pela redistribuição das tensões nas outras peças de concreto armado menos carregadas, relaxando significativamente as tensões locais.

2.1.1.6 Forma em planta da edificação

Barata (1986) citado por Gusmão (1990) retrata medições de recalques em vários tipos de edificações e mostra que existe uma influência da forma em planta que tende a uniformizar os recalques, concluindo que quando mais próxima de um quadrado maior será essa uniformização.

Nos experimentos de Gusmão (1990) ocorreu uma diminuição do recalque diferencial máximo à medida que a relação base/largura da planta na edificação aproximar-se do valor unitário. Entretanto, o efeito da forma em planta tende a diminuir com o crescimento da rigidez relativa da estrutura-solo, ou seja, quanto mais flexível a edificação, maior é a influência do efeito de uniformização de recalques.

2.2 Recalques

O recalque da fundação é definido como o deslocamento vertical para baixo. Velloso e Lopes (2011) retratam que uma fundação ao ser carregada sofre recalques imediatos e ao decorrer do tempo, no primeiro o efeito ocorre logo após a introdução do carregamento, já a segunda parcela, onde o recalque ocorre no decorrer do tempo, é subdividido em dois tipos, os de adensamento primário e adensamento secundário ou fluência. O recalque total ou absoluto de uma fundação é a combinação dos recalques imediato e de adensamento como especificado nas fórmulas a seguir.

$$\rho = \rho_i + \rho_t \quad (\text{Equação 4})$$

$$\rho_t = \rho_a + \rho_f \quad (\text{Equação 5})$$

Desse modo:

ρ – recalque absoluto;

ρ_i – recalque imediato;

ρ_t – recalque de adensamento;

ρ_a – recalque de adensamento primário;

ρ_f – recalque de adensamento secundário ou fluência.

O recalque por adensamento primário é resultante da migração de água nos poros e tem como consequência a redução do volume do solo, isso se dá em função da diminuição do índice de vazios. Já o fenômeno da fluência está associado a deformações observadas após o final do processo de adensamento primário, onde as tensões efetivas se estabilizam mantendo-se constantes (MARANGON, 2018).

Cintra, Aoki e Albiero (2011) destacam a essencialidade em se determinar o recalque de adensamento quando estamos estudando implantação de fundação em solo argiloso saturado, porém tal cálculo pode ser desconsiderado caso a fundação esteja apoiada em argila sobreadensada.

Já o recalque imediato analisa as fundações que sofrem recalques provindos de deformações a volume constante, ou seja, sem redução do índice de vazios. Para determinação dele utiliza-se a Teoria da Elasticidade Linear, no qual o comportamento do recalque apresenta linearidade ao se aumentar a carga, porém é preferível substituição do módulo de elasticidade pelo de deformabilidade segundo Vargas (1978, *apud* Cintra et al, 2011) pelo fato do solo não ser um material elástico, onde no descarregamento o recalque imediato não é todo recuperado, podendo apenas uma parcela do mesmo ser reversível.

Velloso e Lopes (2011) retratam que o recalque absoluto ocorre relativamente rápido em solos de drenagem rápida, como as areias e as argilas parcialmente saturadas, em função do período para cessão do recalque ser diretamente relacionado com a permeabilidade do solo, como também a distância das fronteiras drenantes e o potencial de viscosidade. Com isso, pode-se afirmar que as areias, por apresentarem alta permeabilidade e pouca viscosidade, geram recalques absolutos totais em minutos ou dias, já as argilas plásticas o fim do recalque total pode demorar anos.

Além dos recalques absolutos que ocorrem em cada elemento de fundação, temos os recalques diferenciais ou relativos, que sucedem entre dois elementos de fundação. Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), o recalque diferencial é o que mais preocupa à estabilidade da estrutura, dependendo do seu grau pode surgir fissuras nas vigas e pilares, como também grandes desaprumos podendo até mesmo gerar tombamento da edificação. A causa do recalque diferencial se dá pela variabilidade do solo em apoio de cada fundação e os diferentes tamanhos das bases das sapatas, que são necessários devido às variadas cargas de cada pilar. Por outro lado, os recalques absolutos elevados, de mesma grandeza em todas as sapatas, podem ser tolerados, porém deve-se ter atenção com esse tipo de recalque devido à relação indireta que apresenta entre os recalques absolutos e os diferenciais, no qual existe uma tendência a maiores recalques diferenciais quando apresentam na edificação recalques absolutos muito elevados.

Nesse trabalho será apenas observado o recalque imediato, decorrente de solo não saturado, e a desconsideração do recalque por adensamento vem do tipo de fundação estudada por ser limitado em sapatas, portanto, tratando-se de uma fundação rasa o tipo de solo em que a mesma é assentada dificilmente será em argila saturada, já que esse solo pode apresentar grandes proporções de recalques ao decorrer do tempo, nesse caso o tipo de fundação ideal seria as profundas.

No presente estudo teremos análise de dois tipos de solo, a argila não saturada e a areia, a primeira é classificada como meio elástico homogêneo, pois o módulo de deformabilidade é

constante com a profundidade, já a segunda se classifica como meio elástico não homogêneo tendo módulo de deformabilidade variando com a profundidade.

2.2.1 Recalque imediato em meio elástico homogêneo

O meio elástico homogêneo tem como característica o módulo de deformabilidade constante mesmo com a variação da profundidade do solo, é um caso típico de argilas pré-adensadas também chamadas de sobreadensadas, no qual a tensão vertical efetiva no presente é inferior à pressão de pré-adensamento, que é a pressão efetiva máxima que aquele solo já foi submetido.

2.2.1.1 Camada semi-infinita

O método da camada semi-infinita é o método mais utilizado para o cálculo do recalque imediato em argilas não saturadas, enquadra-se em situações em que o impenetrável está bastante distante, porém a literatura não especifica a profundidade em que dividiria a consideração de camada semi-infinita para finita.

Os autores Cintra, Aoki e Albiero (2011) explicam que esse método foi desenvolvido objetivando analisar o recalque de uma placa circular rígida acomodada sobre uma camada semi-infinita de argila sobreadensada, posteriormente o método foi estendido para o estudo de placas flexíveis quadradas ou retangulares. As equações abaixo estimam o recalque imediato por meio da Teoria da Elasticidade Linear em placa circular rígida e placa quadrada ou retangular flexível, respectivamente.

$$\rho_i = \sigma D_p \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \frac{\pi}{4} \quad (\text{Equação 6})$$

$$\rho_i = \sigma B_p \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) I_p \quad (\text{Equação 7})$$

Em que:

σ – tensão média na superfície de contato entre placa e maciço de solo;

D_p – diâmetro da placa circular rígida;

B_p – menor lado da placa quadrada ou retangular flexível;

ν – coeficiente de Poisson do maciço de solo;

E_s – módulo de deformabilidade do solo;

I_p – fator de influência dependente da forma e da rigidez da sapata.

O fator de influência depende da forma e da rigidez da sapata e seus valores são apresentados na tabela 1.

Tabela 1 – Fator de Influência I_p

Forma	Sapata Flexível			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	

L = comprimento da sapata;
*borda

Fonte: Perloff e Baron, 1976 *apud* Cintra et al, 2011, p. 66.

Teixeira e Godoy (1998) apresentam uma tabela com valores típicos de coeficiente de Poisson variando em função do tipo de solo, como é visualizado abaixo.

Tabela 2 – Valores do coeficiente de Poisson

Solo	ν
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, p. 254.

Os mesmos autores também desenvolveram um estudo para determinar o módulo de deformabilidade em função dos ensaios de penetração executados nas sondagens de reconhecimento à percussão, resultando na equação abaixo.

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad (\text{Equação 8})$$

Sendo:

α – coeficiente da relação do módulo de deformabilidade sobre a resistência de ponta;

K – coeficiente da relação da resistência de ponta sobre a resistência à penetração;

N_{SPT} – média da resistência de penetração do bulbo de recalque da sapata.

É importante destacar que o bulbo de tensão e o bulbo de recalque são fatores diferentes. O primeiro é utilizado para a determinação da capacidade de carga do solo e sempre estará comprimido entre a base da fundação até duas vezes a largura da sapata, já o segundo é utilizado no cálculo do recalque, começando na base da fundação e se estendendo até uma profundidade que pode variar entre duas e seis vezes a largura da sapata.

O bulbo de recalque de uma sapata apoiada em solo caracterizado como meio elástico homogêneo considera o maciço medido da base da sapata até a profundidade equivalente a seis vezes a largura da sapata (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011). Já os coeficientes α e K dependem do tipo de solo e são especificados nas tabelas abaixo.

Tabela 3 – Valores do coeficiente α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy, 1998, p. 253.

Tabela 4 – Valores do coeficiente K

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Teixeira e Godoy, 1998, p. 253.

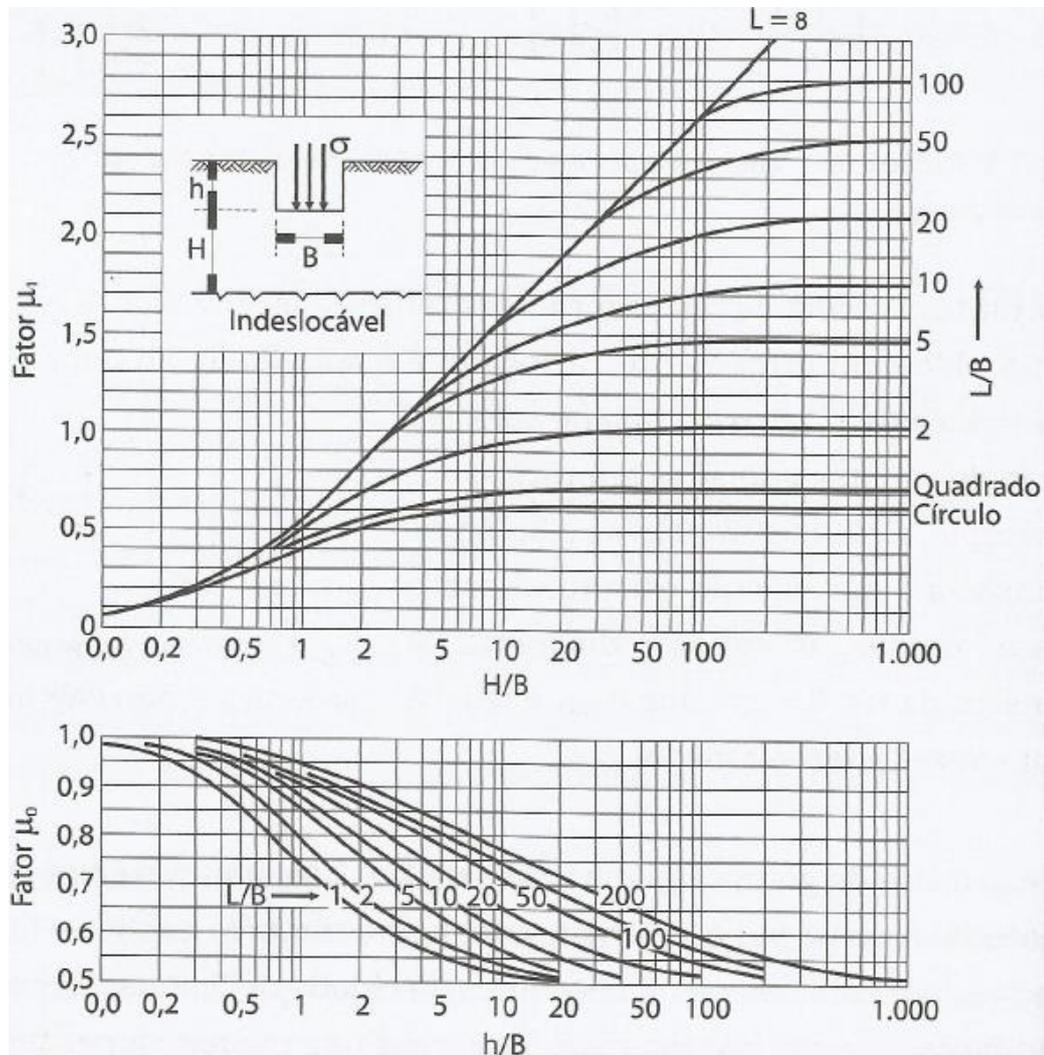
2.2.1.2 Camada finita

O método de camada finita é utilizado em solo argiloso não saturado com espessura fina, a poucos metros de profundidade encontra-se um material muito rígido ou praticamente indeformável, considerado o indeslocável (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

A previsão do recalque para esse tipo de método considera uma sapata retangular, com largura B e comprimento L , ou uma sapata circular, com diâmetro B , assentada em uma

profundidade h e solo com espessura H , contada da base da sapata até o indeslocável, como é representado na figura a seguir que demonstra, por meio de interpolação de gráficos, os valores dos fatores de influência do embutimento da sapata (μ_0) e da espessura da camada de solo (μ_1).

Figura 14 – Fatores μ_0 e μ_1 para camada finita.



Fonte: Janbu et al., 1956 *apud* Cintra et al, 2011, p. 68.

A determinação do recalque médio por camada finita está representada na equação 9.

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad (\text{Equação 9})$$

Assim:

μ_0 – fator de influência do embutimento da sapata;

μ_1 – fator de influência da espessura da camada de solo.

Na presente pesquisa, o método de camada finita foi o utilizado para determinação dos recalques no solo argiloso.

2.2.1.3 Multicamadas

O método de multicamadas é adotado quando o maciço de solo sobre o indeslocável é constituído por mais de uma camada com módulos de deformabilidade diferentes, composto por camada hipotética, sapata fictícia e média dos módulos conforme referido por Cintra, Aoki e Albiero (2011) que podem ser utilizados para previsão do recalque.

a) Camada hipotética

Fornece resultados bastante confiáveis para obtenção do recalque de multicamadas. Inicialmente determina-se o recalque imediato da primeira camada, a mais próxima da sapata, através do método de camada finita com consideração do indeslocável no topo da segunda camada. Posteriormente, determina-se o recalque imediato da segunda camada por meio do cálculo do recalque de uma camada hipotética com espessura total das duas camadas e módulo de deformabilidade correspondente ao da segunda camada, para então subtrair o que foi considerado a mais, ou seja, o recalque da primeira camada suposta com o módulo de deformabilidade da segunda. A determinação dos recalques na terceira e demais camadas que possa apresentar na análise pode ser obtido de forma análoga com consideração de camadas hipotéticas. Dessa maneira o recalque imediato total será a somatória do recalque em cada camada como é especificado a seguir.

$$\rho_i = \rho_1 + \rho_2 \quad (\text{Equação 10})$$

Desse modo:

ρ_1 – recalque imediato da primeira camada com aplicação direta do método de camada finita;

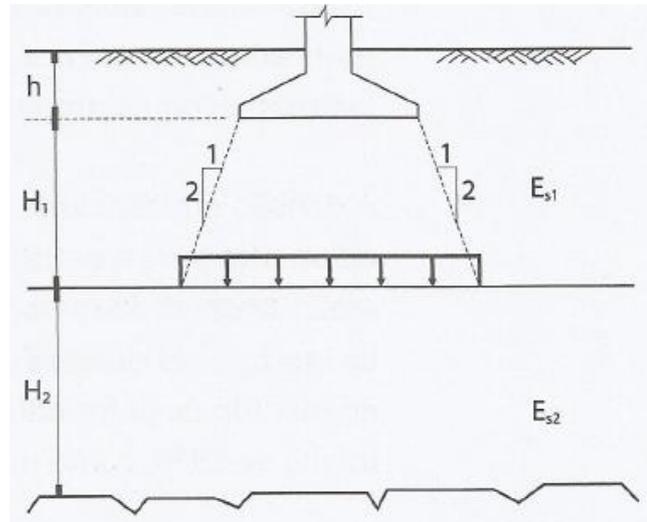
ρ_2 – recalque imediato da segunda camada com consideração de camada hipotética.

b) Sapata fictícia

Essa alternativa de cálculo é a mais utilizada por gerar valores muito próximos ao primeiro método e pela facilidade dos cálculos. O processo inicial é o mesmo do apresentado à camada hipotética, no qual o recalque da primeira camada é determinado a partir da utilização do método de camada finita e a fórmula 10 também é utilizada, a única diferença dos métodos está na determinação do recalque da segunda camada e camadas posteriores caso existam. Contrapondo a consideração de uma camada hipotética pode-se adotar uma sapata fictícia, no qual essa será apoiada no topo da segunda camada com dimensões ampliadas da sapata original

na proporção de 1:2 para então determinar o recalque da segunda camada. A representação da sapata fictícia pode ser visualizada na figura a seguir.

Figura 15 – Sapata fictícia na segunda camada.



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero, 2011, p. 73.

c) Média dos módulos

Essa solução normalmente não é utilizada por conduzir a resultados com distorções perceptíveis comparadas aos anteriores. Porém, é uma forma de calcular o recalque em multicamadas por solução direta, considerando as diversas camadas como uma única e com módulo de deformabilidade resultando na média ponderada dos módulos das camadas presentes no solo analisado, a equação a seguir explica a determinação do módulo de deformabilidade com duas camadas diferentes.

$$E_{s\ med} = \frac{H_1 \cdot E_{s1} + H_2 \cdot E_{s2}}{H_1 + H_2} \quad (\text{Equação 11})$$

Em que:

$E_{s\ med}$ – média ponderada dos módulos de deformabilidade;

H_1 – espessura da primeira camada;

E_{s1} – módulo de deformabilidade da primeira camada;

H_2 – espessura da segunda camada;

E_{s2} – módulo de deformabilidade da segunda camada.

2.2.2 Recalque imediato em meio elástico não homogêneo

As areias apresentam homogeneidade quanto à mineralogia, compacidade e granulometria, porém o módulo de deformabilidade desse tipo de solo não é constante conforme muda a profundidade, devido ao efeito do confinamento, resultando em aumento do módulo à medida que se aumenta a profundidade, classificando dessa forma o solo arenoso como meio elástico não homogêneo (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

O método utilizado no meio elástico homogêneo de multicamadas poderia ser utilizado com o solo arenoso, pois esse método analisa camadas com diferentes módulos de deformabilidade, porém existe uma forma direta de estimar o recalque imediato na areia, onde o estudioso Schmertmann desenvolveu e posteriormente aperfeiçoou um método de estimar o recalque por meio de uma adaptação da Teoria da Elasticidade, levando em conta a variação do módulo de deformabilidade com a profundidade.

2.2.2.1 Método de Schmertmann (1970)

Schmertmann define a formulação para a deformação vertical, a uma profundidade z , que ocorre no centro de um carregamento uniforme σ atuando na superfície de um semiespaço elástico, isotrópico e homogêneo, como é expresso abaixo.

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma}{E_s} I_z \quad (\text{Equação 12})$$

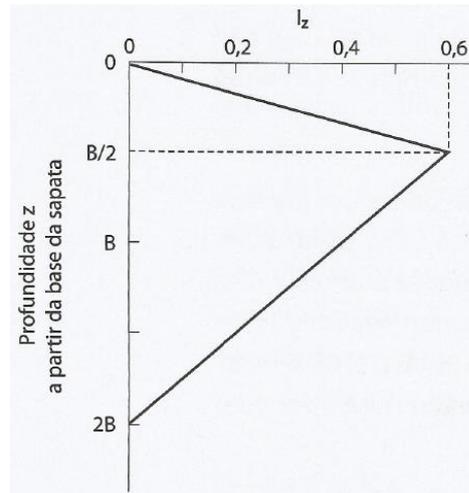
Sendo:

ε_z – deformação vertical;

I_z – fator de influência na deformação vertical.

O autor, por meio de análises teóricas, estudos em modelos e simulações pelo método dos elementos finitos, desenvolve um diagrama triangular de valores aproximados do fator de influência na deformação vertical à medida que se aumenta a profundidade em solos arenosos, sob sapatas rígidas, conforme ilustra a figura 16.

Figura 16 – Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1970).



Fonte: Schmertmann, 1970 *apud* Cintra, Aoki e Albiero, 2011, p. 74.

Diferentemente do que foi abordado em solos argilosos, percebe-se que o bulbo de recalque dos solos arenosos se estende da base da sapata até a profundidade correspondente a duas vezes a largura da sapata. Outro fator estudado por Schmertmann foi a deformação máxima equivalente a 0,6 ocorrendo na profundidade correspondente a metade da largura da sapata, como ficou perceptível na imagem 16.

O recalque de sapatas rígidas em areia é estabelecido pelo somatório dos recalques do bulbo de recalque, divididos em n subcamadas consideradas homogêneas, no cálculo também é acrescido os efeitos do embutimento e do tempo, como especifica a equação abaixo.

$$\rho_d = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right)_i \quad (\text{Equação 13})$$

Portanto:

ρ_d – recalque de sapatas rígidas em areia;

C_1 – fator de correção do recalque pelo efeito do embutimento da sapata;

C_2 – fator de correção do recalque pelo efeito do tempo;

σ^* - tensão líquida aplicada pela sapata;

$(I_z)_i$ – fator de influência na deformação à meia-altura da i -ésima camada;

$(E_s)_i$ – módulo de deformabilidade da i -ésima camada;

$(\Delta z)_i$ – espessura da i -ésima camada.

O fator de correção do recalque pelo efeito do embutimento da sapata C_1 varia de 1 a 0,5, no qual com um maior embutimento da sapata no solo o recalque pode ser reduzido em até 50%, ele é calculado pela equação 14.

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (\text{Equação 14})$$

Em que:

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

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

A tensão vertical efetiva à cota de apoio da fundação é determinada pela multiplicação do peso específico pela espessura do solo. Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) essa parcela de sobrecarga não deve gerar recalque pois representa a reposição do alívio de tensões decorrente da escavação para concretagem da sapata.

Já o fator de correção do recalque decorrente do efeito do tempo C_2 , normalmente considera-se igual a 1, já que o recalque estudado é o imediato, porém Schmertmann para estudar o recalque que se desenvolve com o tempo formula uma expressão a fim de corrigir o recalque da areia, conforme demonstrada a seguir.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (\text{Equação 15})$$

Equivale:

t – tempo em anos.

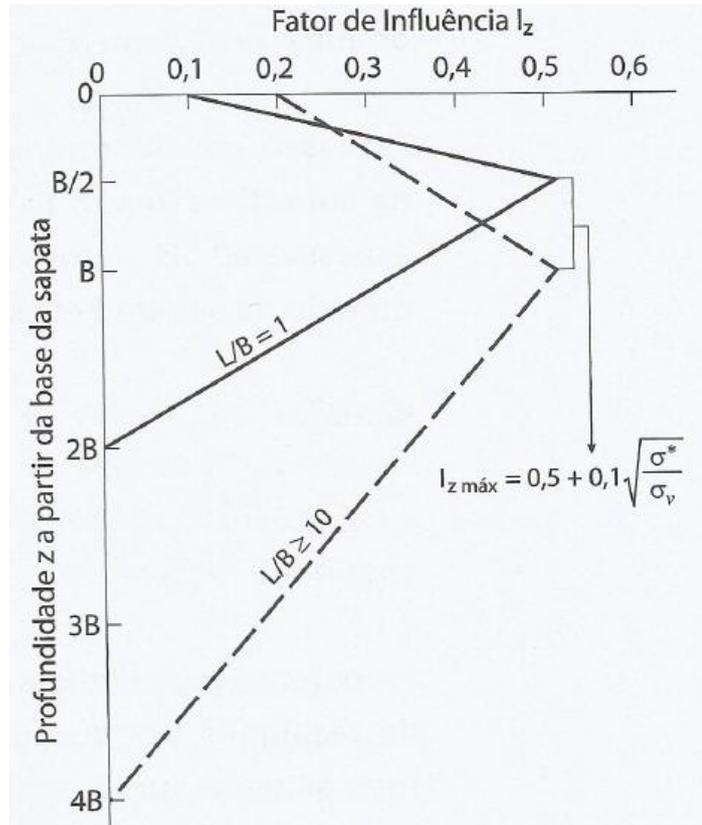
2.2.2.2 Método de Schmertmann (1978)

Posteriormente, Schmertmann aperfeiçoa o seu método trazendo resultados mais próximos do real, dividindo-os em dois eventos, o de sapatas corridas e sapatas quadradas, a nova versão do método substitui a antiga.

Ademais, como o método só especifica diagramas para as sapatas corridas e quadradas, na prática, com o estudo das sapatas retangulares, adota-se o diagrama das sapatas quadradas estabelecido por Schmertmann (1978).

O autor desenvolve dois novos diagramas que remetem os fatores de influência na deformação vertical à medida que se aumenta a profundidade, como é demonstrado a seguir.

Figura 17 – Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1978).



Fonte: Schmertmann, 1978 *apud* Cintra, Aoki e Albiero, 2011, p. 77.

Como é perceptível na imagem 17, o bulbo de recalque nas sapatas quadradas em areia manteve-se da base da sapata até a profundidade de duas vezes a largura da sapata e o fator de influência da deformação máxima na profundidade correspondente à metade da base da sapata. Já nas sapatas corridas, onde o comprimento é maior que a largura na proporção de $L/B \geq 10$, o bulbo de recalque se estende da base da sapata até quatro vezes a largura da fundação e o fator de influência da deformação máxima será na profundidade igual à largura da sapata.

Outra diferença entre o método original e o atualizado refere ao fator de influência na deformação na base das sapatas, tanto quadradas quanto corridas, diferindo de zero, como também a influência na deformação máxima que diferente do método original, não fornece um valor preestabelecido, deve ser calculado pela expressão abaixo.

$$I_{z \text{ máx}} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (\text{Equação 16})$$

Sendo:

$I_{z \text{ máx}}$ – fator de influência na deformação máxima;

σ_v – tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z \text{ máx}}$.

Na presente pesquisa, o método de Schmertmann (1978) foi o utilizado para determinação dos recalques no solo arenoso.

2.2.3 Recalques admissíveis

Segundo a NBR 6122 (2019), os fatores que devem ser considerados para a determinação da tensão admissível consistem na análise das características geomecânicas do subsolo; profundidade, dimensões e forma da fundação; influência do lençol d'água; alterações das características do solo devido aos agentes externos; alívio de tensões; peculiaridades da obra; sobrecargas externas; inclinação da carga; inclinação e estratigrafia do terreno, e; os recalques.

Quanto aos recalques, a norma cita a necessidade de verificação do estado limite de serviço, com recalque estimado não ultrapassando o valor do recalque admissível. O recalque que mais carece de atenção é o diferencial, também conhecido como distorção angular, dependendo do grau desses recalques a estrutura pode sofrer danos que comprometam a estabilidade, funcionalidade e/ou estética.

Colares (2006) relata sobre os danos que ocorrem em edificações resultantes dos efeitos dos recalques, podendo ser classificados como estéticos, funcionais e estruturais. Os estéticos, como o próprio nome já determina, afetam apenas os aspectos visuais da obra, no qual o agravo mais comum é o aparecimento de fissuras em paredes de alvenaria de vedação. Por outro lado, os danos funcionais comprometem o uso da edificação, são exemplos desse tipo a dificuldade de abrir portas e janelas, problemas com elevadores, problemas de drenagem e muitos outros. Por fim, os estruturais são os que prejudicam os elementos estruturais e dependendo da gravidade, podem ocasionar o colapso da estrutura, temos como exemplo o aparecimento de trincas em lajes, vigas, pilares e alvenarias estruturais.

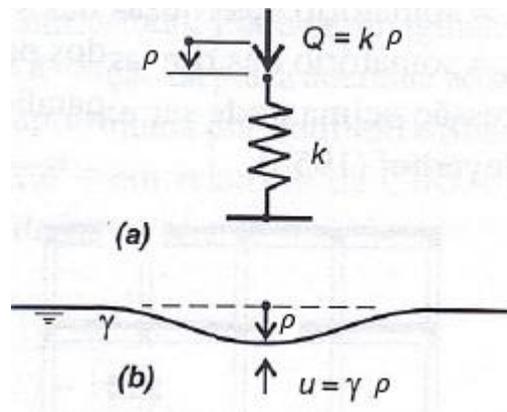
Segundo Burland et al. (1977), as estruturas convencionais de aço e concreto, apoiadas em solo arenoso e argiloso, admitem valores limites para recalques diferenciais e totais.

- Argilas: recalque total máximo ($\rho_{m\acute{a}x}$) = 65 mm, para sapatas isoladas;
recalque diferencial máximo ($\delta_{m\acute{a}x}$) = 40 mm.
- Areias: recalque total máximo ($\rho_{m\acute{a}x}$) = 40 mm, para sapatas isoladas;
recalque diferencial máximo ($\delta_{m\acute{a}x}$) = 25 mm.

2.3 Modelagem da Interação Solo-Estrutura

Segundo Velloso e Lopes (2011) os dois modelos principais que servem para representar o solo em uma análise ISE são os modelos de Winkler e o do meio contínuo. Visto que, pelo modelo de Winkler as pressões de contato são proporcionais aos recalques, com o fator de proporcionalidade caracterizado como coeficiente de reação vertical, também conhecido como coeficiente de recalque ou módulo de reação. A hipótese de Winkler também é expressa como modelo de molas e de fluido denso, devido ao seu comportamento análogo as molas e a membrana assente sobre fluido denso, como pode ser observado na figura 18a e 18b, respectivamente.

Figura 18 – Comportamentos análogos ao modelo de Winkler.



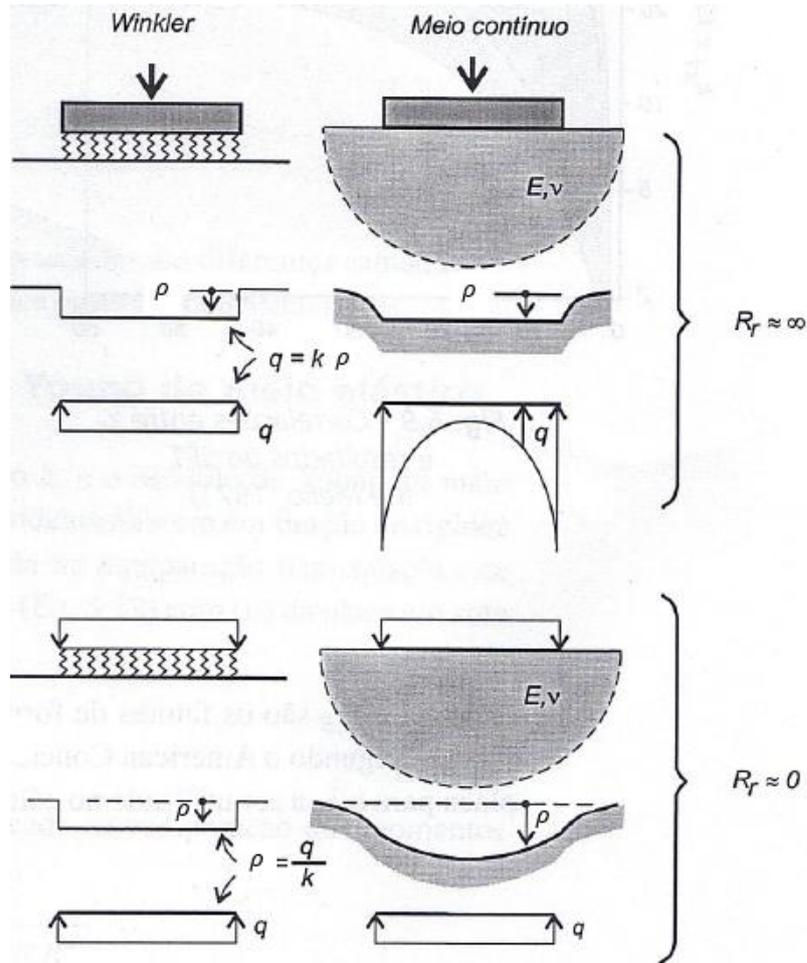
Fonte: Velloso e Lopes, 2011, p. 126. Adaptado.

Os autores subclassificam o modelo do meio contínuo em elástico e elastoplástico, o primeiro resulta em soluções para vigas e placas pela Teoria de Elasticidade, já o segundo requer uma solução numérica pelo Método dos Elementos Finitos, por exemplo.

Crespo (2004) destaca que esses dois modelos são simplificados, já que o comportamento do solo é complexo e depende da distribuição de pressões existentes no contato da fundação com o maciço, a rigidez da fundação e o tipo de solo.

Esses dois modelos conferem respostas diferentes, a discrepância pode ser observada principalmente nos casos extremos com rigidez nula e infinita, nas pressões de contato para fundações rígidas e nos recalques para fundações muito flexíveis, tal efeito pode ser observado na figura 19. O modelo de Winkler distorce um pouco a realidade por apenas considerar recalques debaixo da fundação, porém esse é o mais utilizado devido a sua simplicidade de aplicação e é o método que será empregado no presente trabalho.

Figura 19 – Respostas dos modelos de Winkler e do meio contínuo.

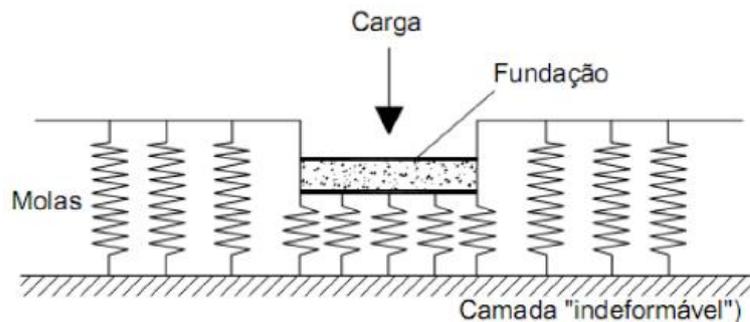


Fonte: Velloso e Lopes, 2011, p. 127. Adaptado.

2.3.1 Método de Winkler

Em 1867, Winkler representou o solo como um conjunto de molas com respostas lineares que trabalham de forma independente umas das outras e consideram apenas deformações sob as fundações, como exemplifica a imagem a seguir.

Figura 20 – Fundação sobre um solo de Winkler.



Fonte: Antoniazzi, 2011, p. 61.

Esse método pode ser adotado tanto para carregamentos verticais com fundações rasas, quanto para ações horizontais com fundações profundas e estruturas de contenção.

O comportamento de um solo Winkler é descrito pela equação 17, em que existe uma proporcionalidade entre a pressão de contato e os recalques.

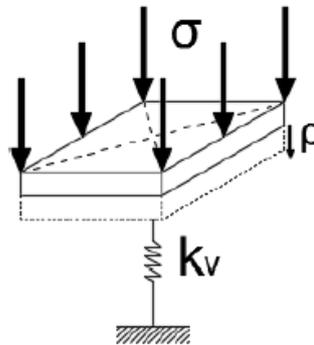
$$q = k_v \rho \quad (\text{Equação 17})$$

Assim:

k_v – coeficiente de reação vertical.

O fator de proporcionalidade “representa a rigidez imposta pelo solo ao ser mobilizado por uma tensão aplicada. É análogo ao coeficiente de uma mola, mas relacionado a uma tensão (força sobre área) e não a uma força” (Mendes, 2016, p. 50). A interpretação do módulo de reação vertical é ilustrado abaixo.

Figura 21 – Interpretação do módulo de reação vertical

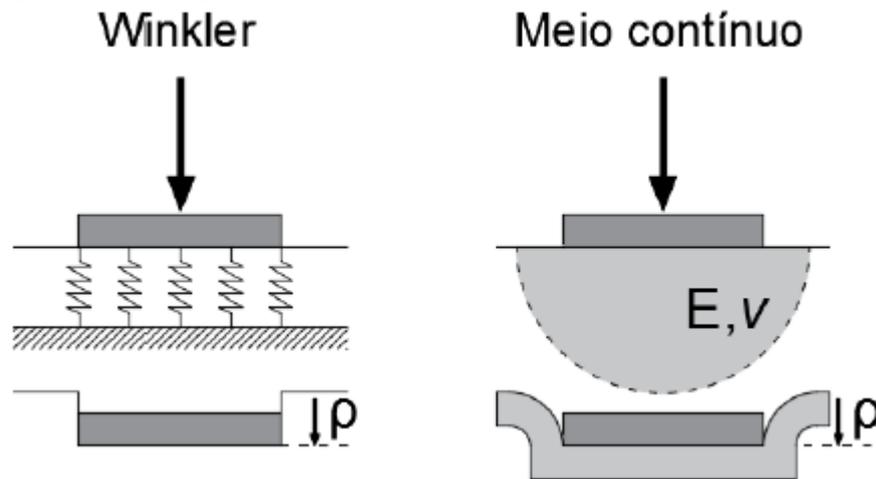


Fonte: Mendes, 2016, p. 50.

2.3.2 Método do meio contínuo

O método anterior considera apenas as deformações que incidem sob a fundação, porém na realidade, devido à coesão, ocorrem deslocamentos verticais no solo em regiões próximas as zonas carregadas pela fundação. A modelagem do solo como meio contínuo considera não só as deformações abaixo da fundação, como também as que ocorrem próximas a essas. A figura 22 compara os métodos de Winkler com o meio contínuo.

Figura 22 – Comparação entre o método de Winkler e o meio contínuo.



Fonte: Mendes, 2016, p. 51.

O meio contínuo é dividido em elástico e elastoplástico, o primeiro se soluciona através da Teoria da Elasticidade, já o segundo por métodos numéricos que fazem a discretização do solo em diversos pontos constituintes de uma malha. Os principais métodos numéricos são: o Método das Diferenças Finitas (MDF); Métodos dos Elementos Finitos (MEF); Método dos Elementos de Contorno (MEC).

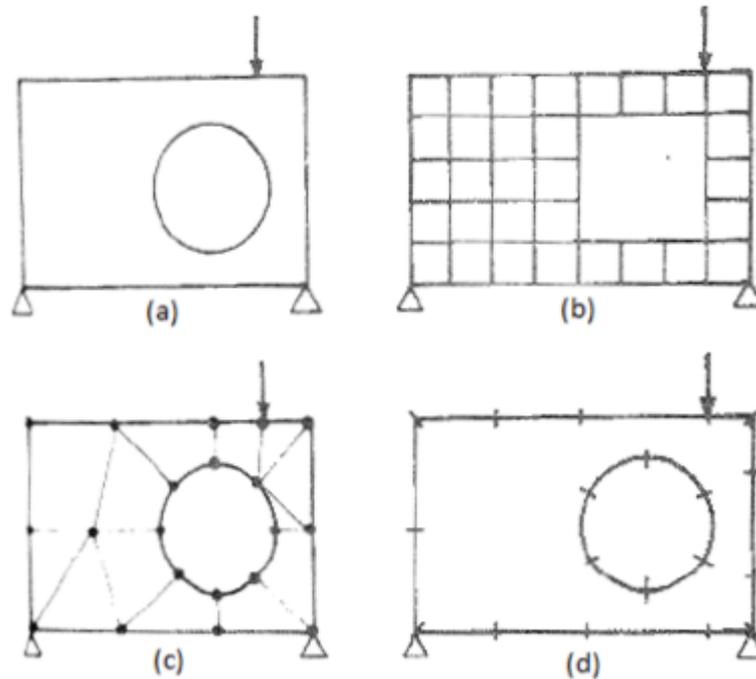
Camargo (2002) relata que o Método das Diferenças Finitas substitui a equação diferencial do problema por uma equação algébrica, relacionando o valor da variável da questão em um ponto aos valores em quatro pontos vizinhos, situados em duas linhas ortogonais. Com isso, esse método utiliza uma malha ortogonal e a solução é obtida para os pontos de intersecção da malha.

O autor especifica que o Método dos Elementos Finitos consiste na divisão do domínio do problema em elementos formulados em função da geometria e propriedades, conectados em alguns pontos que interagem entre si. O MEF é aplicado a inúmeros fenômenos, permitindo tratamento de casos com geometrias complexas, heterogêneas, como também não lineares e dependentes do tempo.

Já o MEC diferentemente do MEF apenas as fronteiras do domínio precisam ser divididas em elementos, dessa forma o trabalho da divisão e o número de equações são reduzidas. Porém, normalmente adota-se o MEC apenas em problemas lineares e homogêneos (CAMARGO, 2002).

A figura 23 compara os esquemas de soluções para os três principais métodos numéricos.

Figura 23 – O problema (a) e os esquemas de solução quanto ao MDF (b), MEF (c) e MEC (d).



Fonte: Camargo, 2002, p. 19. Adaptado.

Os principais programas utilizados para solucionar problemas que sofrem influência da ISE utilizando o modelo do meio contínuo são o PLAXIS, ANSYS e o SAP. O SAP também pode modelar o solo pelo método de Winkler, realizando discretização do maciço em diversas molas de maneira automática (MENDES, 2016).

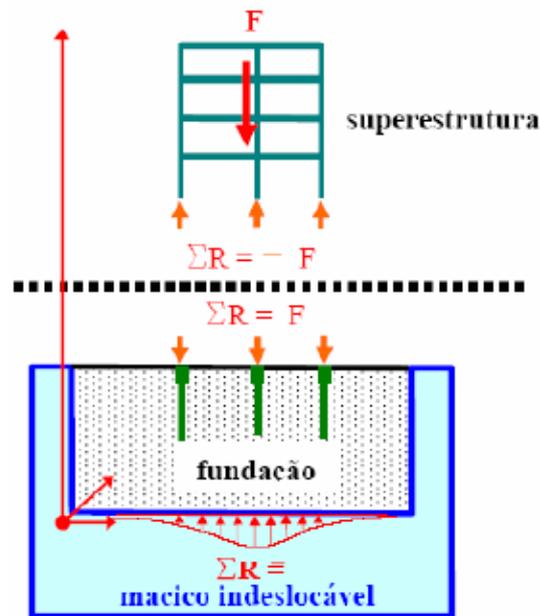
2.3.3 Modelos Básicos

São três modelos empregados para simular a ISE, no qual todos adotam como origem dos eixos um referencial indeslocável, seja ele a rocha sã ou uma superfície com profundidade suficiente para que se possa desprezar as deformações do solo (AOKI e CINTRA, 2004, *apud* MOTA, 2009).

2.3.3.1 Modelo 1

Mota (2009) relata que o primeiro modelo retrata uma situação de equilíbrio entre dois corpos, a superestrutura e a fundação, o primeiro tem limite inferior até a base dos pilares e o segundo corpo se inicia na base desses pilares e perdura até a origem dos eixos, no maciço indeslocável, como é perceptível na figura 24.

Figura 24 – Representação do Modelo 1



Fonte: Aoki e Cintra, 2004, *apud* Mota, 2009, p. 51.

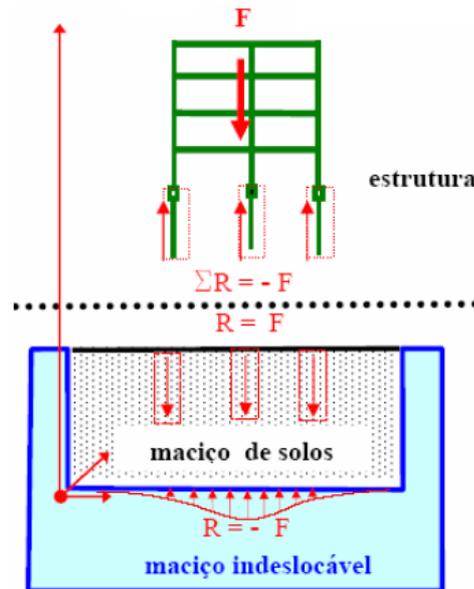
Tal modelo é uma adaptação da metodologia de Chamecki de 1954, esse artifício, segundo Silva (2019), consiste no dimensionamento estrutural supondo inicialmente apoios indeslocáveis para gerar as reações nas fundações e estimar os recalques, posteriormente esses recalques são inseridos no cálculo da estrutura gerando novas reações de apoio, que por sua vez causam novos deslocamentos, tal processo é iterativo e perdura até atingir a convergência nos recalques ou nas reações das fundações.

A adequação feita por Aoki e Cintra (2009) consiste na introdução das molas nas fundações, visto que inicialmente manteve-se a determinação dos recalques sem considerar a ISE e com esses valores são calculados coeficientes de mola, a fim da inserção na estrutura para uma nova ponderação dos recalques, assim como na metodologia anterior, tal processo se mantém até a convergência de valores (SILVA, 2019).

2.3.3.2 Modelo 2

Assim como o modelo supracitado, neste encontramos também dois corpos em equilíbrio, porém o que diferencia são os contornos dos mesmos, onde o primeiro corpo é a estrutura e se limita até a superfície dos elementos estruturais de fundação e o segundo é o maciço de solo, que inicia na superfície dos elementos estruturais de fundação e vai até o indeslocável, como mostra a figura 25.

Figura 25 – Representação do Modelo 2



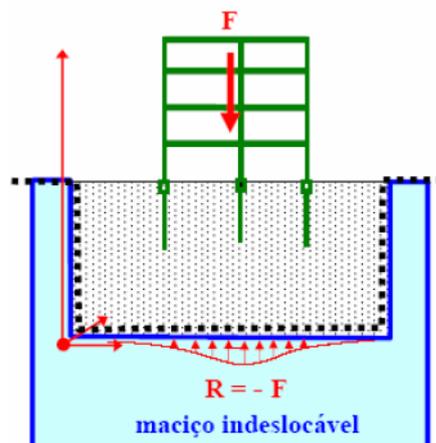
Fonte: Aoki e Cintra, 2004, *apud* Mota, 2009, p. 52.

Antoniazzi (2011) afirma que nesse modelo a estrutura de fundação é discretizada e em todos os pontos de contato com o solo são aplicadas molas, a fim de representar a deformabilidade do maciço.

2.3.3.3 Modelo 3

Já a última modelagem é um modelo que simula o equilíbrio do sistema global, visto que a superestrutura, a estrutura de fundação e o maciço de solo são vistos como um só corpo, conforme o exemplo da figura 26.

Figura 26 – Representação do Modelo 3



Fonte: Aoki e Cintra, 2004, *apud* Mota, 2009, p. 52.

Para se admitir tal método é preciso utilizar de elementos finitos, a fim de modelar todo o conjunto ou então somente as estruturas, superestrutura e infraestrutura, são modeladas por elementos finitos e o solo por elementos de contorno (MOTA, 2009).

2.3.4 Módulo de reação vertical do solo

O módulo de reação vertical do solo é determinado por meio do método de Winkler, conforme equação abaixo.

$$k_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad (\text{Equação 18})$$

Em que:

k_v – coeficiente de reação vertical;

σ – tensão média aplicada na base da fundação;

ρ – recalque médio da fundação.

Moraes (1976) referenciado por Mendes (2016) relata que o módulo de reação vertical não é uma constante do maciço do solo, pois depende de fatores exclusivos da fundação, como a forma e dimensões, que influenciam diretamente nos cálculos dos recalques.

Tradicionalmente, a obtenção do valor do módulo da reação vertical ocorre por diversas formas, podendo ser através: do recalque real da fundação; tabelas de valores típicos; correlações, e; ensaio de placa.

a) Cálculo pelo recalque real da fundação

Esse método corresponde à hipótese de Winkler, já apresentado na equação 18, em que o módulo de reação vertical é resultado da divisão da tensão média aplicada na base da fundação pelo recalque médio dela. O presente estudo será baseado no módulo de reação vertical obtido por essa metodologia de cálculo.

b) Tabelas de valores típicos

A estimativa do coeficiente de reação pode ser estabelecida a partir de valores típicos fornecidos na literatura quando não se dispõe de dados precisos ou devido à falta de realização de ensaios com o solo, onde será executado a obra.

Terzaghi (1955 *apud* Velloso e Lopes, 2011) determina valores do coeficiente de reação de uma placa quadrada com 30 centímetros de lado, conforme tabela abaixo.

Tabela 5 – Módulo de reação vertical proposto Terzaghi (1955).

Argila	Rija	Muito rija	Dura
Resistência à compressão não-drenada 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
Areia	Fofa	Medianamente compacta	Compacta
Faixa de valores	6000 a 19000	19000 a 96000	96000 a 320000
Areia acima do nível da água	13000	42000	160000
Areia submersa	8000	26000	96000

Fonte: Terzaghi, 1955 *apud* Velloso e Lopes, 2011, p. 128. Adaptado.

Ehlers (1962) citado em Mendes (2016) propõe valores a fim de obter o módulo de reação vertical de alguns tipos de solo de forma aproximada.

Tabela 6 – Módulo de reação vertical proposto por Ehlers (1962).

Tipo de solo	Valores de k_v (kN/m³)
Turfa leve – solo pantanoso	5000 a 10000
Turfa pesada – solo pantanoso	10000 a 15000
Areia fina de praia	10000 a 15000
Aterro de silte, areia e cascalho	10000 a 20000
Argila molhada	20000 a 30000
Argila úmida	40000 a 50000
Argila seca	60000 a 80000
Argila seca endurecida	100000
Silte compacto com areia e pedra	80000 a 100000
Silte compacto com areia e muita pedra	100000 a 120000
Cascalho miúdo com areia fina	80000 a 120000
Cascalho médio com areia fina	100000 a 120000
Cascalho grosso com areia grossa	120000 a 150000
Cascalho grosso com pouca areia	150000 a 200000
Cascalho grosso com pouca areia compacta	200000 a 250000

Fonte: Ehlers, 1962 *apud* Mendes, 2016, p. 56. Adaptado.

c) Correlações

Quando o solo é do tipo meio elástico homogêneo, apresentando apenas um módulo de deformabilidade, o coeficiente de reação vertical pode ser obtido pelas propriedades do maciço, forma e rigidez da sapata, através da combinação das equações 18 e 7. A primeira é a hipótese de Winkler, que relaciona o coeficiente à tensão aplicada ao solo pela sapata e o recalque do maciço devido essa tensão, já a segunda é a determinação do recalque em camada semi-infinita, relacionado o recalque com a tensão que resultou tal deformação, as propriedades do solo (coeficiente de Poisson e o módulo de deformabilidade) e as características da fundação (largura da sapata e fator de influência dependente da forma e rigidez, presente na tabela da figura 14). A combinação resulta na equação 19, no qual os componentes já foram explicados anteriormente.

$$k_v = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)I_p} \quad (\text{Equação 19})$$

Rausch et al (1959) referenciado por Mendes (2016) determina a obtenção do coeficiente de reação vertical do solo por meio de uma fórmula empírica relacionada a área de fundação, o módulo edométrico do solo e um coeficiente adimensional, equação 20.

$$k_v = \frac{E_o}{f\sqrt{A}} \quad (\text{Equação 20})$$

Sendo:

E_o – módulo edométrico de deformação;

f – coeficiente adimensional dependente da superfície da fundação, valor adotado 0,4;

A – área da fundação.

O módulo edométrico é obtido por meio do ensaio edométrico ou ensaio de adensamento lateralmente confinado, tal ensaio é utilizado para medir as propriedades mecânicas dos solos, ou seja, a resposta do solo a uma dada solicitação no que diz respeito a deformações verticais (MARANGON, 2018).

De acordo com Guidi (1991) citado por Silva (2019) na falta de ensaios apropriados, recomenda-se a utilização dos valores apresentados na tabela 7 para os módulos edométrico e de elasticidade para solos submetidos a tensões menores que 1000 kPa.

Tabela 7 – Valores do módulo edométrico e módulo de elasticidade (kN/m²)

Tipo de solo	E_o	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

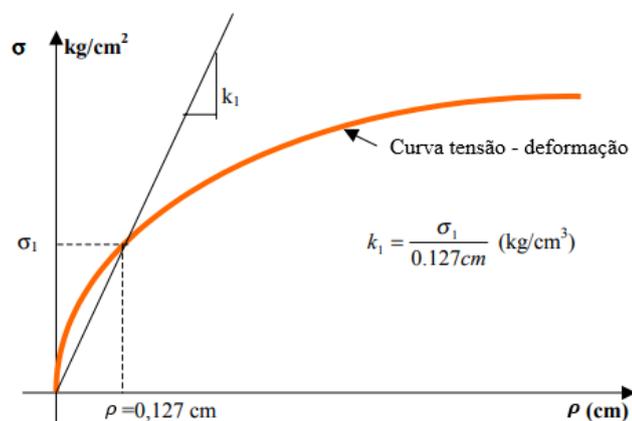
Fonte: Guidi, 1991 *apud* Silva, 2019, p. 44.

d) Ensaio de placa

O coeficiente de reação vertical também pode ser obtido por método experimental, através do ensaio de placa. O ensaio funciona com uma placa submetida a provas de carga, objetivando a obtenção de valores de tensão e recalque, a fim de configurar a deformabilidade do solo.

Por meio de experimentos, Leoni (2012) desenvolve uma curva tensão x deformação de uma placa quadrada com aproximadamente 30 centímetros de lado, especificando o módulo de reação vertical do solo como a inclinação da reta que passa pela origem do gráfico e pelo ponto da curva em que a tensão foi capaz de gerar recalque na placa de 0,127 centímetros, como demonstra a figura 27.

Figura 27 – Módulo de reação vertical do solo através do ensaio de placa.



Fonte: Leoni, 2012, p. 04. Adaptado.

O gráfico apresenta o módulo de reação vertical com k_1 e não k_v como já especificado nas equações anteriores, tal conferência é feita no propósito de especificar que o módulo refere ao valor obtido no ensaio de placa com uma placa quadrada de 1 pé (aproximadamente 30 cm) de lado, nas literaturas a sigla pode ainda ser apresentada como k_{v1} ou $k_{v,placa}$.

Após determinação do coeficiente de reação vertical pelo ensaio de placa, o valor precisa ser corrigido em função da forma e dimensões da fundação real. São apresentadas três fórmulas para efetuar a correção, a equação 21 caracteriza um solo argiloso e sapata quadrada, a equação 22 um solo arenoso e sapata quadrada e a equação 23 transforma o coeficiente típico de uma sapata quadrada para uma sapata retangular (VELLOSO; LOPES, 2011).

$$k_v = k_{v,placa} \left(\frac{B_p}{B} \right)^n \quad (\text{Equação 21})$$

$$k_v = k_{v,placa} \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \quad (\text{Equação 22})$$

$$k_{v,retangular} = \frac{2}{3} k_{v,quadrada} \left(1 + \frac{B}{2L} \right) \quad (\text{Equação 23})$$

Desse modo:

k_v – coeficiente de reação vertical do solo para a sapata;

$k_{v,placa}$ – coeficiente de reação vertical do solo encontrado através do ensaio de placa;

B_p – menor dimensão da placa, normalmente 30 cm;

B – largura da sapata;

n – coeficiente que varia de 0,5 a 0,7 em função da espessura da camada compressível abaixo da fundação. Se a camada for menor que 4B adotar menor valor de n ;

$k_{v,retangular}$ – coeficiente de reação vertical do solo para sapata retangular;

$k_{v,quadrada}$ – coeficiente de reação vertical do solo para sapata quadrada;

L – comprimento da sapata.

2.3.5 Coeficiente de apoio elástico

Após determinação do módulo de reação vertical do solo é possível estabelecer o coeficiente de apoio elástico, também conhecido como constante de mola, por meio da equação abaixo.

$$k_v = \frac{K_{mv}}{A_f} \quad (\text{Equação 24})$$

Equivalem:

K_{mv} – coeficiente de mola vertical;

A_f – área de influência da mola.

A área de influência ou área carregada, na maioria das vezes, é equivalente à área da sapata, já que por fator de simplicidade aplica-se apenas uma mola vertical na sapata.

Scarlat (1993) citado em Souza e Reis (2008) alega que o método mais preciso para consideração da deformabilidade do solo se dá através de análise interativa tridimensional, idealizando o solo e a estrutura como sistema único, porém por ser um artifício muito complexo exigindo a utilização de soluções numéricas, normalmente o estabelecimento da deformabilidade do solo é feito pela consideração de uma série de molas discretas sob a base da fundação, as quais são representadas pelo coeficiente de apoio elástico, que são diretamente proporcionais ao módulo de reação vertical e área de influência da fundação, como especificou-se na equação 24.

O procedimento simplificado é baseado na hipótese de Winkler e negligencia a interação das molas adjacentes, dessa forma existe uma tendência a erros maiores quando o solo é pouco rígido (ANTONIAZZI, 2011).

Combinando o módulo de reação vertical do método de Winkler, equação 18, com a equação 24, que determina a relação do módulo vertical com a constante de mola, obtém-se a equação 25, que remete ao cálculo do recalque por meio do coeficiente de mola.

$$\rho = \frac{F}{K_m} \quad (\text{Equação 25})$$

Em que:

F – reação de apoio da fundação;

K_m – coeficiente de mola.

Segundo Antoniazzi (2011), baseando-se na hipótese de que a base da fundação continuará rígida após deformação elástica do solo, por meio da adoção de variação linear das tensões, pode-se substituir a série de molas discretas por um conjunto de três molas globais no centro da sapata, dos quais os coeficientes dessas molas podem determinar os deslocamentos vertical, horizontal e as rotações, conforme as equações abaixo.

$$\rho = \frac{N}{K_{mv}} = \frac{N}{k_v A_f} \quad (\text{Equação 26})$$

$$y = \frac{H}{K_{mh}} = \frac{H}{k_h A_f} \quad (\text{Equação 27})$$

$$\varphi = \frac{M}{K_{m\theta}} = \frac{M}{k_\theta I_f} \quad (\text{Equação 28})$$

Portanto:

ρ – deslocamento vertical;

y – deslocamento horizontal;

φ – rotações, tanto em x, quanto em y;

N – reação de apoio da fundação na direção vertical;
 H – reação de apoio da fundação na direção horizontal;
 M - reação de apoio da fundação ao momento;
 K_{mv} – coeficiente de mola vertical;
 K_{mh} - coeficiente de mola horizontal;
 $K_{m\theta}$ – coeficiente de mola para as rotações;
 k_v – módulo de reação vertical do solo;
 k_h - módulo de reação horizontal do solo;
 k_θ – módulo de reação das rotações do solo;
 A_f – área de influência da mola, igual a área da sapata;
 I_f – inércia da fundação em x ou em y.

O coeficiente de mola horizontal é empregado no estudo de fundações profundas ou estruturas de contenção, já que nesses casos o solo é bastante carregado horizontalmente, já quando a fundação abordada é do tipo rasa tal fator não é analisado.

Souza e Reis (2008) e Antoniazzi (2011) relatam que comumente adotam-se os módulos de reações vertical, horizontal e de rotações com o mesmo valor, porém através de ensaios já ficou perceptível que esses componentes admitem valores diferentes, devido ao módulo de reação não ser uma constante do solo e está associado à forma e dimensões da fundação, tipo de construção e flutuações de carregamento.

2.4 Softwares

O presente estudo utiliza dois softwares, o Eberick 2022 demonstrativo e o SAP2000 V23, para o cálculo estrutural considerando a análise da interação solo-estrutura e seus efeitos. O Eberick por se tratar de um programa mais simples, as propriedades do solo devem ser fornecidas pelo usuário de modo a corresponder com a realidade do problema. Já o SAP2000 faz o cálculo estrutural considerando a interação solo-estrutura com modelagem do solo tanto pelo método do meio contínuo, com soluções numéricas, como também pelo método de Winkler, realizando discretização do maciço em diversas molas de maneira automática.

2.4.1 Eberick

O software é desenvolvido pela AltoQi e sua versão mais recente é o Eberick 2022. Ele realiza dimensionamento e detalhamento de acordo com a NBR 6118:2014. O programa apresenta recursos que abrangem todas as etapas de um projeto estrutural em concreto armado moldado in-loco, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas.

O programa permite a análise da interação solo-estrutura somente em fundações superficiais, do tipo sapata, radier e tubulões, considerando o solo como meio elástico e adotando a hipótese de Winkler. Nas fundações do tipo isoladas devem ser definidos coeficientes de apoios elásticos de translação e rotação das molas, por não serem estabelecidos de forma automatizada pelo software.

2.4.2 SAP2000

O software é um dos programas de análise estrutural mais utilizado no mundo por ser bastante completo, ele foi desenvolvido e vem sendo continuamente aprimorado por Ashraf Habibullah presidente e fundador da CSI-America.

O SAP2000 permite modelar sistema estrutura-fundação-solo em conjunto, para a modelagem do solo podem ser utilizadas molas com comportamento linear ou elementos com comportamento linear, não linear, plástico ou amortecido, que possam trabalhar atendendo apenas a compressão. Além disso, o programa comporta a definição de elementos estruturais superficiais apoiados sobre terreno modelado por molas, no qual o coeficiente elástico pode ser definido diretamente nos nós ou por unidade de área. O SAP2000 permite análise da interação solo-estrutura em 2D e 3D, podendo ter método de análise estático ou dinâmico, linear ou não linear.

3 METODOLOGIA

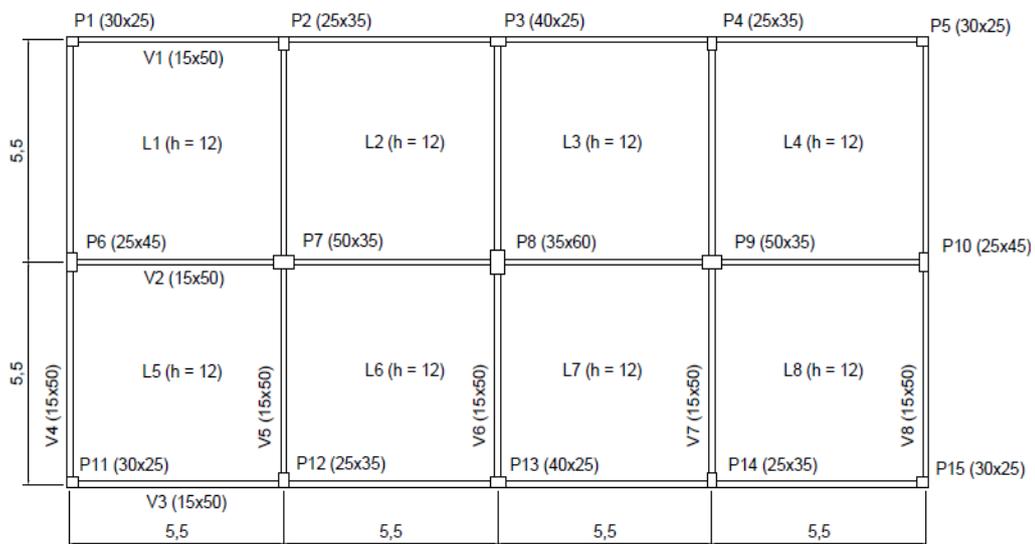
O presente estudo aborda dois exemplos de edifícios residenciais, um com 7 e o outro com 14 pavimentos. Tais edificações são consideradas apoiadas sobre duas tipologias de solo diferentes, argiloso e arenoso, no qual para cada protótipo foi realizada uma comparação entre o modelo convencional e com a consideração da ISE, a fim de ponderar a influência da interação solo-estrutura nos recalques, cargas e momentos fletores gerados nos elementos estruturais lineares, pilares e vigas, dos edifícios, assim como aferir a influência do maciço de solo na ISE. A pesquisa foi realizada com o auxílio dos softwares Eberick e SAP2000.

A análise da ISE foi feita pelo modelo 1 que é um método iterativo e objetiva o equilíbrio no topo dos elementos estruturais de fundação.

Para a obtenção das dimensões dos elementos estruturais, realizou-se um pré-dimensionamento seguindo as orientações de Bastos (2015) para as vigas e lajes, e de Bacarji (1993) para os pilares. Os pré-dimensionamentos dos elementos estruturais estão dispostos no apêndice A.

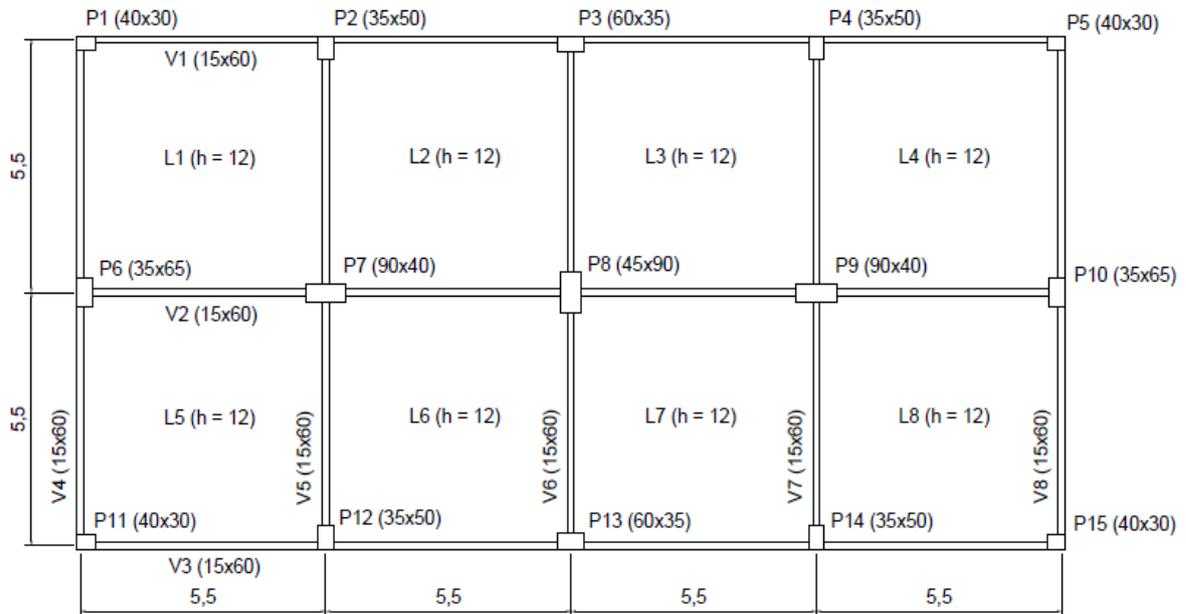
Os dois edifícios apresentam apoios de fundações superficiais do tipo sapatas isoladas. As figuras 28 e 29 exibem as plantas de forma dos edifícios com 7 e 14 pavimentos, respectivamente.

Figura 28 – Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 7 pavimentos.



Fonte: Autora, 2022.

Figura 29 - Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 14 pavimentos.



Fonte: Autora, 2022.

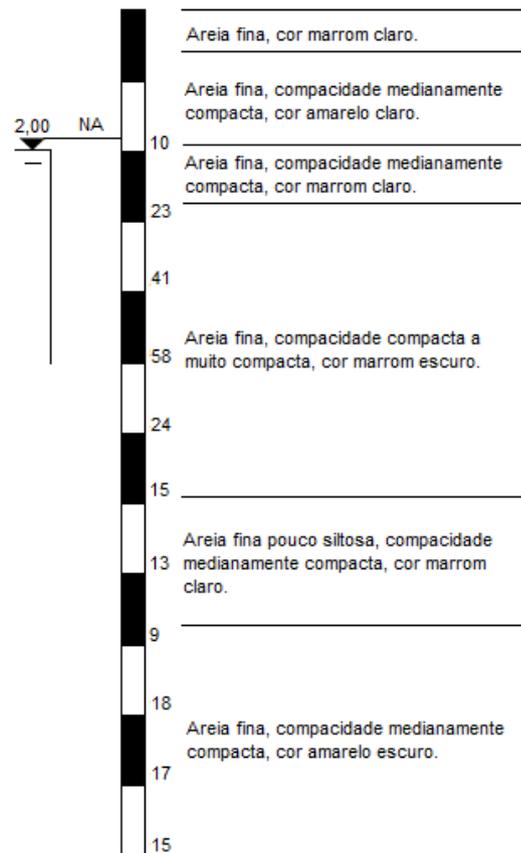
O estudo se baseia na análise dos dois edifícios apoiados em dois tipos de maciços, no qual o relatório de sondagem utilizado para o solo argiloso foi realizado na cidade de Aracaju - SE e para o solo arenoso na cidade de Maceió - AL. As figuras 30 e 31 correspondem às sondagens para um solo com pouca resistência (argila) e com boa resistência (areia), respectivamente.

Figura 30 - Relatório de sondagem do solo argiloso.

	Argila pouco arenosa, compacidade muito mole, cor amarela.
4	Argila pouco arenosa, c/ veios lateríticos, compacidade mole, cor amarela escura e vermelha escura.
7	Argila pouco arenosa, compacidade média, cor vermelha.
10	Argila pouco arenosa, c/ veios lateríticos, compacidade média, variegada.
9	Argila arenosa, compacidade média, cor vermelha.
13	Argila arenosa, c/ veios lateríticos, compacidade rija, cor roxa.
19	Argila arenosa, c/ veios lateríticos, variegada.
15	Argila arenosa, compacidade rija, variegada.
13	Argila arenosa, compacidade rija, cor amarela e cinza clara.
15	

Fonte: Autora, 2022.

Figura 31 - Relatório de sondagem do solo arenoso.



Fonte: Autora, 2022.

Por meio das sondagens foi possível obter os parâmetros para o dimensionamento do solo, são eles: pressão admissível, coesão, peso específico, ângulo de atrito e redutor de atrito. Desse modo, o solo arenoso apresentou como características a tensão admissível 0,644 MPa, peso específico 20 kN/m³, ângulo de atrito 41° e redutor de atrito 0,67, esse tipo de solo não apresenta coesão. Por outro lado, o solo argiloso não tem ângulo de atrito e nem redutor de atrito, já a tensão admissível é de 0,262 MPa, coesão 131 kPa e peso específico 17 kN/m³.

A classe de agressividade ambiental (CAA) adotada para os dois imóveis considera uma área urbana, com agressividade moderada, atingindo CAA II, que segundo a NBR 6118:2014 tal classe exige uma qualidade do concreto com nível igual ou superior ao C25 para uso em concreto armado logo, a classe do concreto adotada é o C25, com resistência característica à compressão (f_{ck}) igual à 25 MPa. A CAA II também preconiza o cobrimento nominal, resultando em 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares. Ademais, o pé direito de cada andar é de 2,80 m.

O estudo das cargas permanentes e variáveis seguiu as recomendações da NBR 6120:2019, em que o peso do concreto foi de 25 kN/m³, a alvenaria foi de vedação, com bloco cerâmico vazado com 9 cm de espessura nominal e revestimento por face de 2 cm, resultando

em peso igual a 1,6kN/m², o peso dos revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais atinge o valor de 1 kN/m², já a carga variável adotada para considerar a sobrecarga de utilização de edifícios residenciais (dormitório, sala, copa, cozinha, sanitários) é de 1,5 kN/m².

Além da carga variável por sobrecarga, tem-se a carga variável resultante da ação do vento, segundo a NBR 6123:1988 as isopletras da velocidade básica do vento para a região nordeste, região considerada no estudo, é de 30 m/s.

O software Eberick pondera a ação do vento no edifício de forma automática, já no SAP2000 tal análise deve ser introduzida manualmente ao programa. Foram seguidas as recomendações da norma NBR 6123:1988 para determinar as pressões dinâmicas exercidas pela força do vento nas direções x e y dos edifícios.

$$q = 0,613(V_o * S_1 * S_2 * S_3)^2 \quad (\text{Equação 29})$$

Sendo:

q – pressão dinâmica;

V_o – velocidade básica do vento;

S_1 – fator topográfico;

S_3 – fator estatístico.

Os fatores S_1 e S_3 são iguais a 1, o primeiro por se encaixar na definição de terreno plano ou fracamente acidentado e o segundo por corresponder a edificações de hotéis e residências. Já o fator S_2 é uma combinação da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e da variação da velocidade do vento à medida que sobem os pavimentos. O seu valor pode ser determinado por meio da equação 30.

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (\text{Equação 30})$$

Na equação supramencionada, b , p e o fator de rajada F_r são parâmetros meteorológicos e seus valores estão na tabela 1 da norma NBR 6123:1988. Eles dependem da categoria de rugosidade do terreno (categoria IV) e da classe em relação a dimensão da edificação (classe A para o edifício com 7 pavimentos e classe B para o com 14 pavimentos), resultando em valores de $F_r = 1,00$, $b = 0,86$ e $p = 0,12$ para o prédio de 7 pavimentos e $F_r = 0,98$, $b = 0,85$ e $p = 0,125$ para o de 14 pavimentos. Por outro lado, z é a altura sobre o terreno.

A metodologia utilizada para se ponderar a ação do vento no SAP2000 foi por meio da consideração de lajes do tipo seda. Conforme Dieguez e Costa (2004), elas apresentam espessura muito pequena, a fim de não interferir na estrutura do prédio e apenas servirem de

apoio para distribuir a pressão do vento nos eixos x e y. As tabelas 8 e 9 especificam as pressões que foram aplicadas nas lajes de cada pavimento das edificações.

Tabela 8 – Carga da ação do vento no edifício com 7 pavimentos

Pavimento	Cota (m)	S2	q (kN/m ²)
1	2,8	0,760	0,319
2	5,6	0,802	0,355
3	8,4	0,842	0,391
4	11,2	0,872	0,419
5	14,0	0,895	0,442
6	16,8	0,915	0,462
7	19,6	0,932	0,480

Fonte: Autora, 2022.

Tabela 9 – Carga da ação do vento no edifício com 14 pavimentos

Pavimento	Cota (m)	S2	q (kN/m ²)
1	2,8	0,760	0,319
2	5,6	0,775	0,331
3	8,4	0,815	0,366
4	11,2	0,845	0,394
5	14,0	0,869	0,416
6	16,8	0,889	0,436
7	19,6	0,906	0,453
8	22,4	0,921	0,468
9	25,2	0,935	0,482
10	28,0	0,947	0,495
11	30,8	0,959	0,507
12	33,6	0,969	0,518
13	36,4	0,979	0,529
14	39,2	0,988	0,539

Fonte: Autora, 2022.

Outro fator de necessária introdução manual no programa SAP2000 são as combinações das cargas. Elas foram estabelecidas por recomendação da norma NBR 6118:2014, resultando em 4 combinações, sendo três do estado limite último e uma do estado limite de serviço.

ELU₁ – 1,4 (Ações Permanentes) + 1,4 (Ações Variáveis)

ELU₂ – 1,4 (Ações Permanentes) + 1,4 (Ações Variáveis) + 1,4 x 0,6 (Vento em x)

ELU₃ – 1,4 (Ações Permanentes) + 1,4 (Ações Variáveis) + 1,4 x 0,6 (Vento em y)

ELS – 1,0 (Ações Permanentes) + 0,3 (Ações Variáveis)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O estudo traz a influência da Interação Solo-Estrutura nas cargas e recalques das fundações, nos momentos das vigas, nos momentos nos eixos x e y na base e no topo dos pilares e nos deslocamentos horizontais em cada pavimento.

Para uma melhor visualização dos resultados, escolheu-se um único pórtico plano da estrutura, o pórtico escolhido foi o central, no qual encontra-se a viga V6 apoiada sobre os pilares de extremidades P3 e P13 e o intermediário P8. Como a estrutura é simétrica, serão apresentados somente os valores do P3 e P8.

Um comparativo foi estabelecido entre os dados gerados pelas estruturas com apoios rígidos, sem a ISE, e com apoios flexíveis, com a ISE, em fundações do tipo sapata sobre solo arenoso e argiloso. A apreciação utilizou-se de dois softwares, o Eberick e o SAP2000.

4.1 Eberick

4.1.1 Edifício com 7 pavimentos

Os resultados dos coeficientes de mola após a convergência dos recalques estão expressos na tabela 10. Para o solo argiloso foi necessário três iterações, já para o solo arenoso seis. Os coeficientes de reação vertical foram menores no solo menos resistente, porém os coeficientes de mola vertical e de rotação, atingiram os menores valores para o solo mais resistente, devido as dimensões das sapatas serem menos robustas nesse solo.

Tabela 10 – Resultados do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick após a ISE.

Solo	Sapata	Dimensão (m)	Carga da fundação (kN)	k_v (kN/m ³)	K_{mv} (kN/m)	$K_{m\theta x}$ (kN.m/rad)	$K_{m\theta y}$ (kN.m/rad)
Arenoso	S3	1,30 x 1,45	967,7	37790,00	71234,16	10032,14	12480,82
	S8	1,75 x 2,00	1769,5	34823,92	121883,72	40627,91	31105,74
Argiloso	S3	2,15 x 2,30	979,4	26953,87	133286,89	51343,22	58757,30
	S8	2,85 x 3,10	1736,5	19708,97	174128,71	139448,07	117863,37

Fonte: Autora, 2022.

No dimensionamento estrutural que pondera a ação da Interação Solo-Estrutura ocorre a redistribuição de esforços, em busca de uma uniformização dos recalques, no qual os pilares mais carregados transmitem seu carregamento para os menos carregados. Na tabela 11 essa teoria é comprovada.

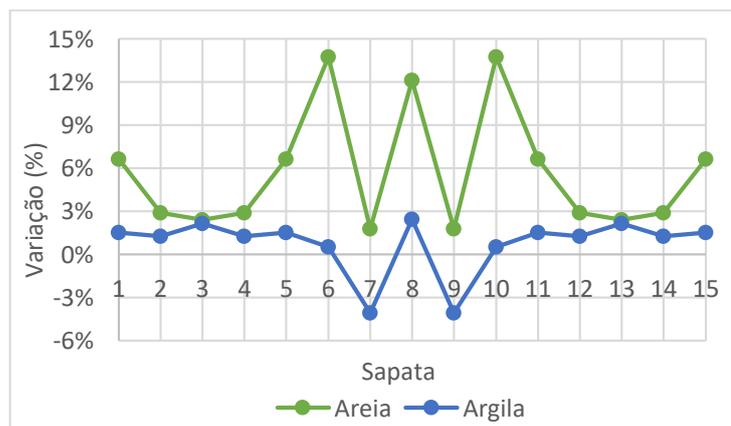
As sapatas que tiveram os maiores deslocamentos foram S7 e S9, e elas também apresentaram as menores variações percentuais quando comparados o modelo sem e com a ISE na areia. Já na argila, essas foram as únicas sapatas que tiveram um decréscimo no recalque, como mostra a figura 32. Avaliando os recalques gerados nos apoios flexíveis, percebe-se uma maior uniformização em relação aos produzidos nos apoios rígidos.

Tabela 11 – Recalques no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Sapata	Recalque (mm)					
	Solo Arenoso			Solo Argiloso		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
S1	11,23	11,97	6,65	5,49	5,57	1,53
S2	12,88	13,25	2,88	7,30	7,39	1,26
S3	13,27	13,58	2,40	7,19	7,35	2,16
S4	12,88	13,25	2,88	7,30	7,39	1,26
S5	11,23	11,97	6,65	5,49	5,57	1,53
S6	11,95	13,59	13,75	7,06	7,10	0,52
S7	15,22	15,49	1,77	10,52	10,09	-4,08
S8	12,95	14,52	12,12	9,74	9,97	2,44
S9	15,22	15,49	1,77	10,52	10,09	-4,08
S10	11,95	13,59	13,75	7,06	7,10	0,52
S11	11,23	11,97	6,65	5,49	5,57	1,53
S12	12,88	13,25	2,88	7,30	7,39	1,26
S13	13,27	13,58	2,40	7,19	7,35	2,16
S14	12,88	13,25	2,88	7,30	7,39	1,26
S15	11,23	11,97	6,65	5,49	5,57	1,53

Fonte: Autora, 2022.

Figura 32 – Diferença percentual dos recalques no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Nas reações de apoio, as diferenças percentuais entre os dois métodos não apresentaram valores elevados, resultando em um acréscimo máximo de 4,97% para a areia e 4,51% para a argila nas sapatas de canto, já nas sapatas de centro S7, S8 e S9 e nas de extremidades S6 e S10, tanto no solo arenoso quanto no argiloso, houve um decréscimo das cargas. A tabela 12 apresenta os valores das cargas das fundações e a figura 33 as diferenças percentuais entre a consideração de apoios rígidos e flexíveis.

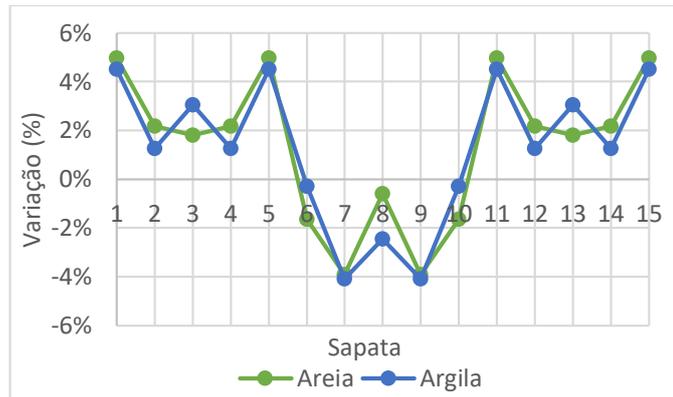
Apesar do apoio S8 ter a maior carga do edifício, os recalques no S7 e S9 foram mais acentuados, isso ocorreu devido à maior tensão aplicada na base dessas duas fundações.

Tabela 12 – Cargas das fundações no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Sapata	Carga da fundação (kN)				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%
S1	545,3	572,4	4,97	569,9	4,51
S2	952,1	972,8	2,17	964,1	1,26
S3	950,5	967,7	1,81	979,4	3,04
S4	952,1	972,8	2,17	964,1	1,26
S5	545,3	572,4	4,97	569,9	4,51
S6	961,8	946,1	-1,63	959,0	-0,29
S7	1742,6	1674,6	-3,90	1671,5	-4,08
S8	1780,0	1769,5	-0,59	1736,5	-2,44
S9	1742,6	1674,6	-3,90	1671,5	-4,08
S10	961,8	946,1	-1,63	959,0	-0,29
S11	545,3	572,4	4,97	569,9	4,51
S12	952,1	972,8	2,17	964,1	1,26
S13	950,5	967,7	1,81	979,4	3,04
S14	952,1	972,8	2,17	964,1	1,26
S15	545,3	572,4	4,97	569,9	4,51

Fonte: Autora, 2022.

Figura 33 – Diferença percentual das cargas das fundações no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Do mesmo modo que em Silva (2019), no pavimento mais próximo à fundação, os momentos fletores positivos na viga escolhida, V6, apresentaram diferenças percentuais mais significativas, com 65,45% na areia e 38,47% na argila. À medida que sobem há uma diminuição das variações nos pavimentos seguintes, até chegar no último pavimento e ter um leve aumento, como mostram a tabela 13 e a figura 34.

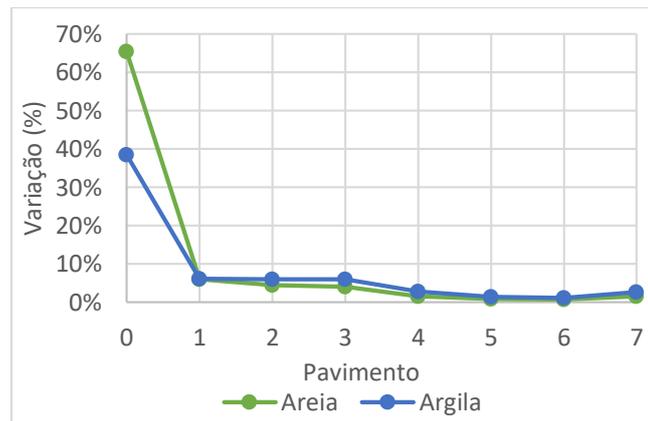
Percebe-se que a variação dos momentos é mais elevada nos pavimentos próximos à fundação, o que é esperado, devido à diminuição da rigidez nesses pavimentos ao se respeitar a influência que o solo exerce sobre a estrutura.

Tabela 13 – Momentos fletores positivos na V6 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento Positivo (kN.m)				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%
0	27,32	45,20	65,45	37,83	38,47
1	39,01	41,35	6,00	41,40	6,13
2	37,70	39,39	4,48	39,97	6,02
3	35,54	36,97	4,02	37,68	6,02
4	34,49	35,06	1,65	35,45	2,78
5	34,29	34,59	0,87	34,81	1,52
6	33,61	33,85	0,71	34,01	1,19
7	32,24	32,76	1,61	33,11	2,70

Fonte: Autora, 2022.

Figura 34 – Diferença percentual dos momentos fletores positivos da V6 no edifício de 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

A tabela 14 expõe os momentos fletores negativos na viga V6 junto aos apoios P3 e P8, já a figura 35 demonstra as diferenças percentuais entre os modelos sem e com a ISE.

Assim como no momento positivo, o momento negativo no pilar de extremidade P3 exibiu maiores variações percentuais no pavimento mais próximo à fundação, com 43,04% e 29,10% para a edificação sobre areia e argila, respectivamente.

No pilar intermediário P8, houve diminuição dos momentos negativos das vigas em todos os pavimentos para o caso de solo argiloso. Por outro lado, para a estrutura apoiada sobre o solo arenoso, o pavimento da viga baldrame obteve um acréscimo de 23,95%, o andar seguinte uma diferença de 0,15% e os demais, assim como no solo argiloso, sofreram alívio.

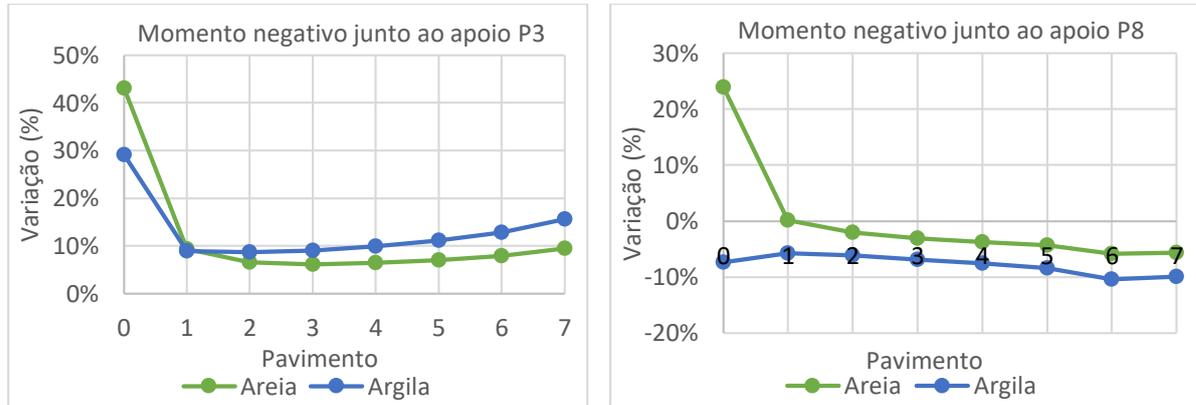
Os resultados dos dois primeiros pavimentos no pilar P8 sobre um solo arenoso foram incomuns, em razão de Mendes (2016) relatar que nas fundações com maiores deslocamentos, as vigas que são apoiadas sobre os seus pilares, normalmente sofrem uma redução no momento negativo quando se impõe a ISE, devido à redistribuição de esforços, visto que a diminuição das cargas nas fundações repercute na redução dos momentos da viga próximo ao pilar.

Tabela 14 – Momentos negativos da V6 próximo ao P3 e P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento Negativo (kN.m)									
	P3					P8				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso		S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%		C/ ISE	%	C/ ISE	%
0	39,49	56,50	43,07	50,98	29,10	42,75	52,99	23,95	39,59	-7,39
1	83,81	91,67	9,38	91,29	8,92	114,27	114,44	0,15	107,66	-5,78
2	83,46	88,93	6,55	90,73	8,71	109,77	107,50	-2,07	103,08	-6,09
3	75,59	80,22	6,13	82,42	9,04	101,97	98,81	-3,10	94,97	-6,86
4	67,28	71,59	6,41	73,96	9,93	92,61	89,16	-3,73	85,59	-7,58
5	58,58	62,66	6,96	65,08	11,10	83,51	79,91	-4,31	76,47	-8,43
6	52,45	56,61	7,93	59,19	12,85	74,86	70,51	-5,81	67,08	-10,39
7	33,42	36,57	9,43	38,64	15,62	68,76	64,89	-5,63	61,90	-9,98

Fonte: Autora, 2022.

Figura 35 – Diferença percentual dos momentos fletores negativos da V6 próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Os momentos fletores na base e no topo do pilar P3, na direção x, e as variações ponderando os dois modelos de estudo são expostos na tabela 15 e figura 36. Observa-se que as maiores diferenças percentuais ocorreram no topo do pilar, no pavimento mais próximo à fundação, com 259,86% para o solo arenoso e 169,72% para o solo argiloso. A terceira maior variação foi visualizada na base do pilar, no pavimento baldrame e solo argiloso, com 30,46%. Para o solo arenoso, a diferença na base, quando comparado o modelo convencional com a consideração da ISE, no pavimento baldrame foi a menor detectada em relação aos outros pisos.

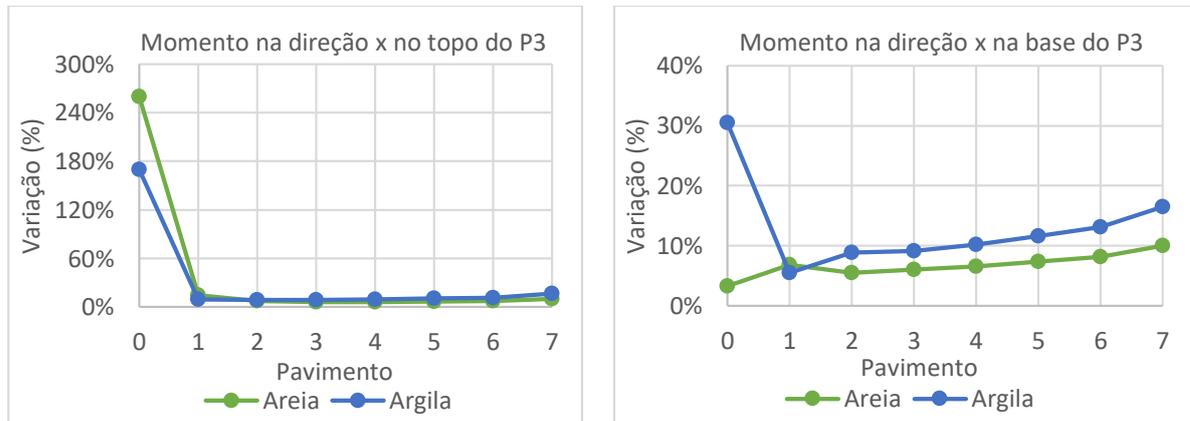
As alterações elevadas no primeiro pavimento dos momentos no topo do pilar de extremidade na direção x também foram constatadas no trabalho de Silva (2019). O autor explica esses acontecimentos como fator da transferência de esforços dos pilares vizinhos.

Tabela 15 – Momento na direção x no pilar P3 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento na direção x no P3 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
0	5,68	21,57	20,44	259,86	22,28	3,29	15,32	169,72	28,14	30,46
1	36,17	32,69	41,61	15,04	34,92	6,82	39,69	9,73	34,49	5,51
2	43,29	44,14	46,56	7,55	46,55	5,46	47,19	9,01	48,05	8,86
3	39,41	36,67	41,91	6,34	38,89	6,05	42,87	8,78	40,01	9,11
4	35,45	32,70	37,69	6,32	34,84	6,54	38,80	9,45	36,03	10,18
5	31,40	28,36	33,56	6,88	30,44	7,33	34,75	10,67	31,65	11,60
6	25,37	23,72	27,23	7,33	25,66	8,18	28,31	11,59	26,84	13,15
7	30,42	24,35	33,54	10,26	26,79	10,02	35,55	16,86	28,36	16,47

Fonte: Autora, 2022.

Figura 36 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

A tabela 16 e a figura 37 expõem os momentos fletores na base e no topo do pilar P3, na direção y, e as diferenças percentuais do modelo convencional e com a ISE. Nota-se, assim como na direção x, uma variação alta nos momentos no topo dos pilares próximos à fundação, com 237,44% para a areia e 87,67% para a argila. Já na base, nesse mesmo pavimento obteve-se um alívio dos momentos, com percentual - 42,52% para a areia e - 15,61% para a argila.

Outro ponto observado foram os aumentos nas diferenças percentuais do penúltimo pavimento para o último. Para o solo arenoso ocorreu um aumento de 246,19% no topo e 430,87% na base. Já para o solo argiloso ocorreu um aumento de 237,95% no topo e 444,14% na base. Nos trabalhos de Barros e Correia (2020), Silva (2019) e Antoniazzi (2011) tal variação também existiu.

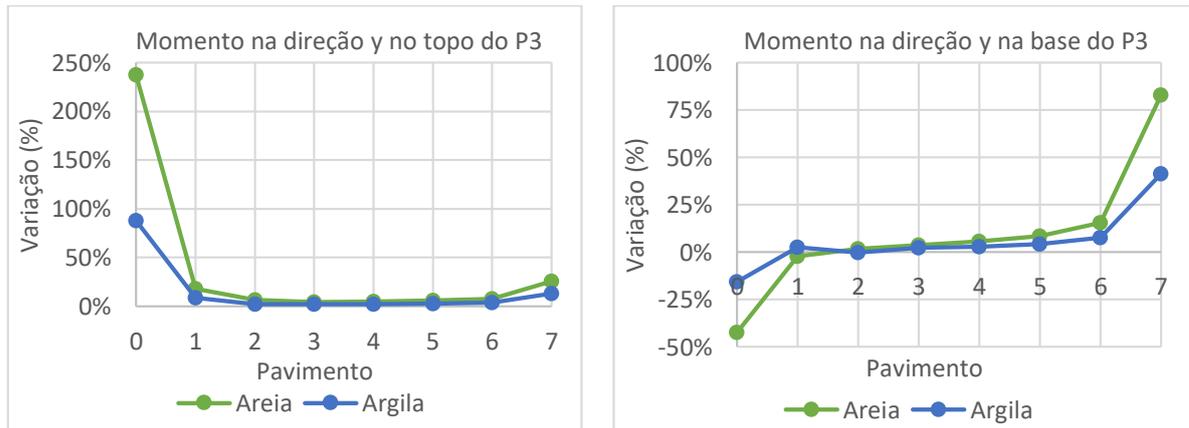
Ademais, Silva (2019) justifica que o aumento das variações no último pavimento é consequência da redução dos esforços, que deixa essa região mais susceptível à mudanças percentuais.

Tabela 16 – Momento na direção y no pilar P3 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento na direção y no P3 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
0	2,19	20,18	7,39	237,44	11,60	-42,52	4,11	87,67	17,03	-15,61
1	14,37	19,21	16,97	18,09	18,80	-2,13	15,59	8,49	19,69	2,50
2	15,90	14,54	16,94	6,54	14,79	1,72	16,24	2,14	14,52	-0,14
3	13,91	10,95	14,52	4,39	11,36	3,74	14,20	2,08	11,21	2,37
4	11,24	8,00	11,75	4,54	8,45	5,62	11,49	2,22	8,22	2,75
5	8,43	5,22	8,91	5,69	5,66	8,43	8,67	2,85	5,44	4,21
6	5,57	2,63	5,98	7,36	3,04	15,59	5,78	3,77	2,83	7,60
7	2,59	0,58	3,25	25,48	1,06	82,76	2,92	12,74	0,82	41,38

Fonte: Autora, 2022.

Figura 37 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Os momentos na direção x no topo e base do pilar P8, no primeiro pavimento da edificação, foram reduzidos, com variação de - 90,89% no topo e - 48,52% na base do solo arenoso; e - 34,61% no topo e - 28,36% na base do solo argiloso, como é visto na tabela 17 e figura 38.

No solo argiloso, no topo do pilar, apenas o pavimento mais próximo à fundação teve uma variação significativa, nos demais pavimentos a diferença foi mínima. Já na base, nessa

mesma tipologia de solo, nos três últimos pavimentos a diferença percentual entre os dois modelos analisados foi próximo de zero.

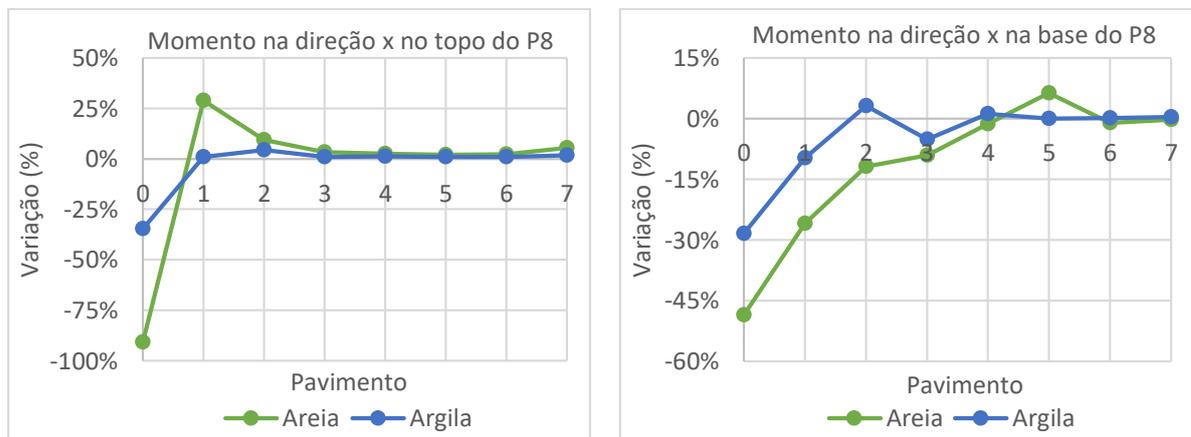
Antoniazzi (2011) retrata o mesmo comportamento no seu estudo do pilar central, com a maioria das variações brandas, exceto nos primeiros pavimentos.

Tabela 17 – Momento na direção x no pilar P8 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento na direção x no P8 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
0	65,88	191,47	6,00	-90,89	98,56	-48,52	43,08	-34,61	137,17	-28,36
1	53,14	137,31	68,46	28,83	101,70	-25,93	53,62	0,90	123,97	-9,72
2	69,39	50,35	75,96	9,47	44,37	-11,88	72,42	4,37	51,90	3,08
3	68,37	26,87	70,71	3,42	24,43	-9,08	69,04	0,98	25,48	-5,17
4	59,36	10,77	60,82	2,46	10,62	-1,39	59,99	1,06	10,90	1,21
5	48,14	0,16	49,15	2,10	0,17	6,25	48,54	0,83	0,16	0,00
6	36,96	8,32	37,76	2,16	8,23	-1,08	37,28	0,87	8,33	0,12
7	10,39	15,18	10,96	5,49	15,14	-0,26	10,56	1,64	15,24	0,40

Fonte: Autora, 2022.

Figura 38 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

A tabela 18 e a figura 39 trazem os momentos fletores na direção y na base e no topo do pilar central P8 e as variações percentuais comparando a análise sobre apoio rígido e flexível, respectivamente.

Assim como no pilar P3 na direção y, no topo do pilar P8, nessa mesma direção, as variações dos momentos no pavimento baldrame foram positivas e bem elevadas, já na base

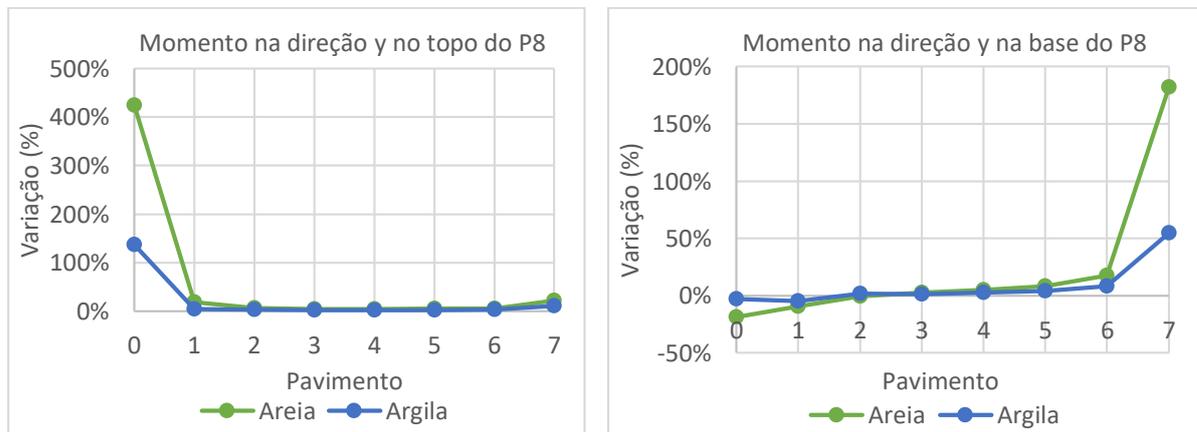
foram negativas. Outro fator de semelhança com o pilar de extremidade foi o acréscimo significativo da diferença percentual ao se passar do penúltimo pavimento para o último, resultando em um aumento de 284,17% no topo e 947,43% na base para o solo arenoso e 281,83% no topo e 557,02 na base para o solo argiloso.

Tabela 18 – Momento na direção y no pilar P8 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento na direção y no P8 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
0	1,58	29,77	8,29	424,68	24,25	-18,54	3,75	137,34	28,87	-3,02
1	19,12	27,64	22,62	18,31	25,03	-9,44	19,90	4,08	26,31	-4,81
2	20,85	18,39	22,13	6,14	18,31	-0,44	21,40	2,64	18,70	1,69
3	18,44	13,43	19,18	4,01	13,81	2,83	18,75	1,68	13,60	1,27
4	15,03	9,51	15,61	3,86	10,00	5,15	15,30	1,80	9,76	2,63
5	11,43	5,95	11,98	4,81	6,45	8,40	11,69	2,27	6,19	4,03
6	7,65	2,65	8,09	5,75	3,11	17,36	7,86	2,75	2,87	8,30
7	3,53	0,22	4,31	22,10	0,62	181,82	3,90	10,48	0,34	54,55

Fonte: Autora, 2022.

Figura 39 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Por consequência da maioria dos momentos fletores nas vigas e nos pilares sofrerem grandes alterações no pavimento mais próximo à fundação, os deslocamentos horizontais também sofrem as maiores variações nesse pavimento, como se faz visível na tabela 19 e figura 40.

Somente no pavimento baldrame a variação foi maior no eixo x. Nos demais pavimentos, as maiores variações foram no eixo y.

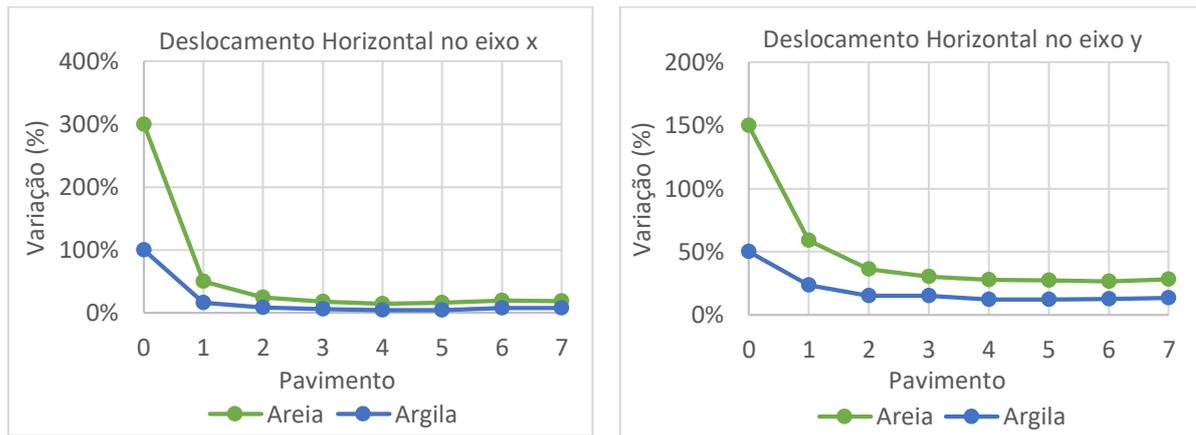
Observa-se que as maiores variações de deslocamento ocorreram para o solo arenoso, efeito dos menores coeficientes de mola vertical e de rotação proporcionado a essa tipologia de solo.

Tabela 19 – Deslocamentos horizontais no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Deslocamento Horizontal (cm)									
	Deslocamento em x					Deslocamento em y				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso		S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%		C/ ISE	%	C/ ISE	%
0	0,01	0,04	300,00	0,02	100,00	0,04	0,10	150,00	0,06	50,00
1	0,06	0,09	50,00	0,07	16,67	0,17	0,27	58,82	0,21	23,53
2	0,12	0,15	25,00	0,13	8,33	0,33	0,45	36,36	0,38	15,15
3	0,17	0,20	17,65	0,18	5,88	0,46	0,60	30,43	0,53	15,22
4	0,21	0,24	14,29	0,22	4,76	0,58	0,74	27,59	0,65	12,07
5	0,24	0,28	16,67	0,25	4,17	0,66	0,84	27,27	0,74	12,12
6	0,25	0,30	20,00	0,27	8,00	0,72	0,91	26,39	0,81	12,50
7	0,26	0,31	19,23	0,28	7,69	0,75	0,96	28,00	0,85	13,33

Fonte: Autora, 2022.

Figura 40 – Diferença percentual dos deslocamentos horizontais no edifício com 7 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

4.1.2 Edifício com 14 pavimentos

Assim como no edifício com 7 pavimentos, foram necessárias três iterações para convergir os recalques no solo argiloso e seis para o solo arenoso, resultando nos coeficientes de mola divulgados na tabela 20.

Tabela 20 – Resultados do edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick após a ISE.

Solo	Sapata	Dimensão (m)	Carga da fundação (kN)	kv (kN/m ³)	Kmv (kN/m)	Km θ x (kN.m/rad)	Km θ y (kN.m/rad)
Arenoso	S3	2,05 x 2,30	2406,3	33614,03	158490,15	55504,57	69867,74
	S8	2,55 x 3,00	3645,5	32153,33	245972,99	184479,75	133286,62
Argiloso	S3	3,35 x 3,60	2412,9	17130,26	206590,91	193205,54	223118,18
	S8	4,15 x 4,60	3551,1	14181,03	270715,87	477362,32	388533,67

Fonte: Autora, 2022.

Os valores dos recalques obtidos sem e com a ISE e o comparativo percentual entre eles são expostos na tabela 21 e figura 41, respectivamente.

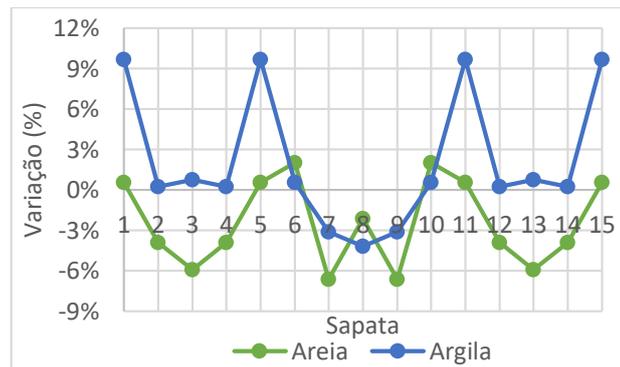
Novamente confirma-se a teoria da redistribuição dos esforços em busca de uma uniformização, resultando em recalques diferenciais menores após a consideração da ISE. Esse fenômeno ocorre com os pilares mais carregados cedendo carga para os menos carregados.

Tabela 21 – Recalques no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Sapata	Recalque (mm)					
	Solo Arenoso			Solo Argiloso		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
S1	14,18	14,26	0,58	8,55	9,38	9,70
S2	15,50	14,89	-3,89	11,31	11,34	0,25
S3	16,14	15,18	-5,93	11,59	11,68	0,74
S4	15,50	14,89	-3,89	11,31	11,34	0,25
S5	14,18	14,26	0,58	8,55	9,38	9,70
S6	14,80	15,09	2,01	11,01	11,07	0,58
S7	16,91	15,78	-6,63	14,11	13,67	-3,13
S8	15,14	14,82	-2,13	13,69	13,12	-4,18
S9	16,91	15,78	-6,63	14,11	13,67	-3,13
S10	14,80	15,09	2,01	11,01	11,07	0,58
S11	14,18	14,26	0,58	8,55	9,38	9,70
S12	15,50	14,89	-3,89	11,31	11,34	0,25
S13	16,14	15,18	-5,93	11,59	11,68	0,74
S14	15,50	14,89	-3,89	11,31	11,34	0,25
S15	14,18	14,26	0,58	8,55	9,38	9,70

Fonte: Autora, 2022.

Figura 41 – Diferença percentual dos recalques no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Nas duas tipologias de solo em estudo, as menores cargas e as maiores variações foram nas sapatas de canto, com acréscimo de 18,84% na areia e 20,67% na argila ao considerar a ISE. Outro ponto observado foram as variações negativas nas sapatas centrais, nos apoios S7 e S9 o decréscimo nas cargas foram os mais acentuados da edificação, com - 5,12% para a areia e - 7,02% para a argila. Na análise acima foi constatado que essas sapatas foram as que tiveram maiores recalques, mais uma vez confirmando a teoria da redistribuição dos esforços. A tabela 22 e figura 42 expõem os resultados para as cargas da fundação.

A edificação com 7 pavimentos também apresentou esse mesmo comportamento, já que os valores mais elevados positivos foram os das sapatas de canto e os mais culminantes negativos nos apoios intermediários.

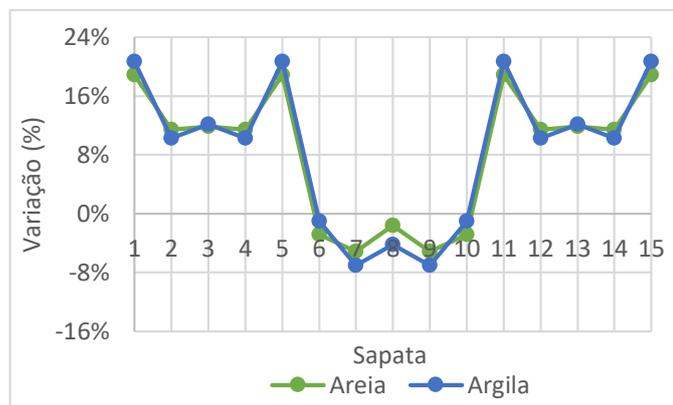
Assim como no edifício com 7 pavimentos, o apoio S8 obteve a maior carga, mas não o maior recalque. Os maiores recalques foram conferidos aos apoios S7 e S9, pois eles obtiveram as maiores tensões.

Tabela 22 – Cargas das fundações no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Sapata	Carga da fundação (kN)				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%
S1	1218,9	1448,6	18,84	1470,8	20,67
S2	2036,5	2268,3	11,38	2244,7	10,22
S3	2151,9	2406,3	11,82	2412,9	12,13
S4	2036,5	2268,3	11,38	2244,7	10,22
S5	1218,9	1448,6	18,84	1470,8	20,67
S6	2107,3	2047,2	-2,85	2085,9	-1,02
S7	3627,1	3441,4	-5,12	3372,3	-7,02
S8	3706,0	3645,5	-1,63	3551,1	-4,18
S9	3627,1	3441,4	-5,12	3372,3	-7,02
S10	2107,3	2047,2	-2,85	2085,9	-1,02
S11	1218,9	1448,6	18,84	1470,8	20,67
S12	2036,5	2268,3	11,38	2244,7	10,22
S13	2151,9	2406,3	11,82	2412,9	12,13
S14	2036,5	2268,3	11,38	2244,7	10,22
S15	1218,9	1448,6	18,84	1470,8	20,67

Fonte: Autora, 2022.

Figura 42 – Diferença percentual das cargas das fundações no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Assim como no edifício de 7 pavimentos e no estudo de Mendes (2016), no edifício com 14 pavimentos os momentos fletores positivos da viga V6 aumentaram ao se considerar a ISE. Os valores obtidos sem e com a Interação Solo-Estrutura e a diferença percentual entre esses dois modelos estão na tabela 23 e figura 43, respectivamente.

As variações foram bastante marcantes, atingindo no pavimento baldrame 211,20% para o solo arenoso e 167,37% para o solo argiloso. Mesmo nos pavimentos subsequentes, a variação

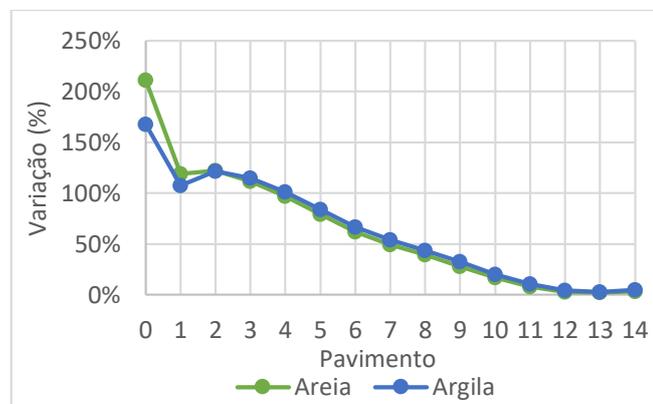
se manteve alta. Somente nos três últimos pavimentos que reduziram para a faixa de porcentagem inferior a 5%.

Tabela 23 – Momentos fletores positivos da V6 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento Positivo (kN.m)				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%
0	31,78	98,90	211,20	84,97	167,37
1	41,22	90,19	118,80	85,51	107,45
2	43,53	96,70	122,15	96,43	121,53
3	42,79	90,60	111,73	91,85	114,65
4	40,99	80,63	96,71	82,54	101,37
5	38,92	69,83	79,42	71,66	84,12
6	37,02	59,98	62,02	61,73	66,75
7	35,28	52,74	49,49	54,31	53,94
8	33,86	47,12	39,16	48,70	43,83
9	32,62	41,79	28,11	43,19	32,40
10	32,38	37,79	16,71	38,86	20,01
11	32,13	34,74	8,12	35,54	10,61
12	31,97	32,91	2,94	33,27	4,07
13	31,49	32,17	2,16	32,43	2,99
14	29,45	30,41	3,26	30,83	4,69

Fonte: Autora, 2022.

Figura 43 – Diferença percentual dos momentos fletores positivos da V6 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Mais uma vez é possível notar que no pavimento mais próximo à fundação ocorreram os maiores acréscimos nos momentos.

A tabela 24 traz os momentos fletores negativos na viga V6 próximo aos pilares P3 e P8, do mesmo modo, a figura 44 apresenta as diferenças percentuais quando se comparam os valores obtidos sem e com a ISE.

No pavimento baldrame houve uma variação percentual no momento negativo junto ao pilar de extremidade, P3, de 146,60% para o solo arenoso e 119,63% para o solo argiloso. Já no pilar central, P8, a variação foi de 106,83% para o solo arenoso e 55,39% para o solo argiloso.

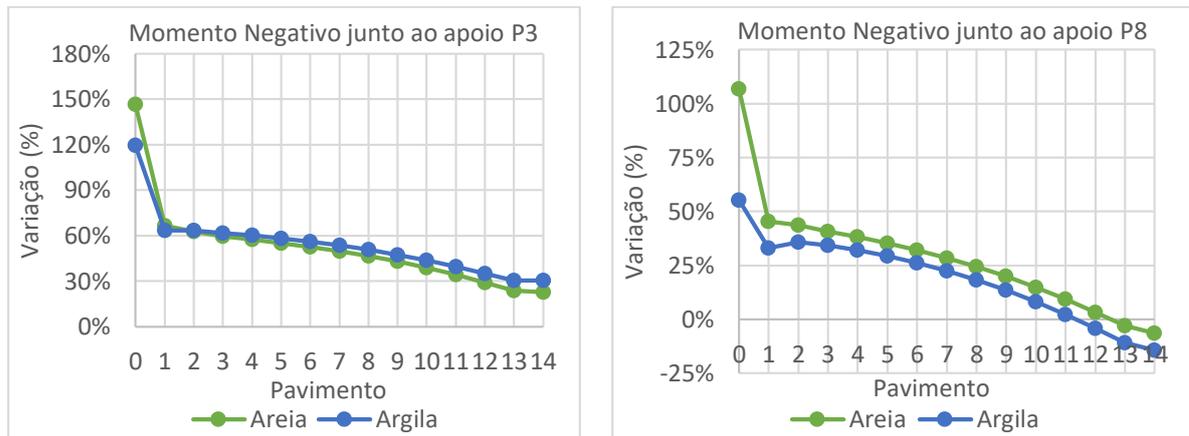
Nota-se também valores percentuais negativos apenas nos últimos pavimentos no pilar central, diferindo da análise do edifício com 7 pavimentos, onde na maioria dos pavimentos houve um alívio de momento nesse pilar.

Tabela 24 – Momentos fletores negativos da V6 próximo ao P3 e P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento Negativo (kN.m)									
	P3					P8				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso		S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%		C/ ISE	%	C/ ISE	%
0	46,01	113,46	146,60	101,05	119,63	47,55	98,35	106,83	73,89	55,39
1	104,04	173,50	66,76	170,04	63,44	121,84	177,17	45,41	162,27	33,18
2	111,36	181,10	62,63	181,96	63,40	127,46	183,17	43,71	173,03	35,75
3	109,51	174,94	59,75	177,21	61,82	126,42	178,01	40,81	169,70	34,24
4	105,08	165,44	57,44	168,31	60,17	121,99	168,59	38,20	161,22	32,16
5	99,39	154,16	55,11	157,26	58,23	116,36	157,41	35,28	150,54	29,37
6	93,29	142,37	52,61	145,56	56,03	110,24	145,56	32,04	139,06	26,14
7	87,09	130,46	49,80	133,69	53,51	103,99	133,59	28,46	127,32	22,43
8	80,90	118,63	46,64	121,89	50,67	97,71	121,60	24,45	115,56	18,27
9	74,81	106,99	43,02	110,28	47,41	91,50	109,75	19,95	103,89	13,54
10	68,84	95,60	38,87	98,91	43,68	85,39	98,11	14,90	92,43	8,24
11	63,11	84,67	34,16	88,04	39,50	79,39	86,75	9,27	81,21	2,29
12	57,35	73,94	28,93	77,34	34,86	73,83	76,17	3,17	70,79	-4,12
13	53,67	66,46	23,83	70,04	30,50	68,14	66,05	-3,07	60,68	-10,95
14	39,56	48,54	22,70	51,55	30,31	62,26	58,26	-6,42	53,40	-14,23

Fonte: Autora, 2022.

Figura 44 – Diferença percentual dos momentos fletores negativos da V6 próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Os momentos fletores na base e no topo do pilar P3 na direção x e sua diferença percentual comparativa entre os dois modelos estudados, podem ser visualizados na tabela 25 e figura 45, respectivamente. Nota-se uma variação mais elevada no pavimento mais próximo à fundação com 147,94% no topo e 139,20% na base para o solo arenoso e 113,28% no topo e 161,26% na base para o solo argiloso.

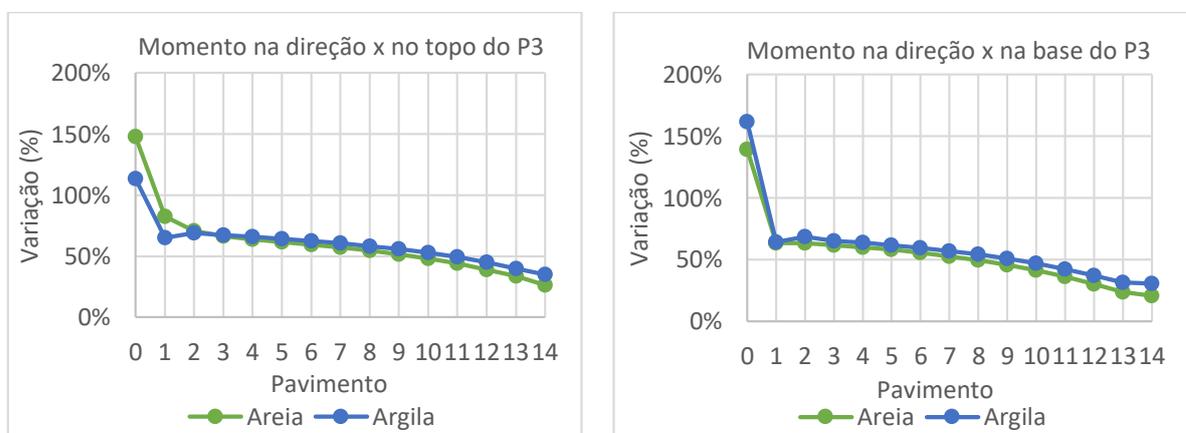
Assim como no edifício anterior, a variação do momento no topo do pilar inicia-se com maiores valores para o solo arenoso e depois o solo argiloso se mostra superior e com resultados próximos ao solo arenoso. Todavia, a variação na base do pilar, em todos os pavimentos, obteve resultados mais elevados na argila, decorrente do menor coeficiente de reação vertical desse solo gerar maiores variações. Já na menor edificação, apenas no pavimento 1 o percentual da areia foi superior ao da argila.

Tabela 25 – Momento na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento na direção x no P3 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
0	8,51	41,28	21,10	147,94	98,74	139,20	18,15	113,28	107,85	161,26
1	37,28	49,03	68,11	82,70	80,03	63,23	61,63	65,32	80,58	64,35
2	52,65	60,65	89,90	70,75	99,18	63,53	89,01	69,06	102,21	68,52
3	53,56	52,54	89,04	66,24	84,97	61,72	89,50	67,10	86,73	65,07
4	52,75	49,74	86,33	63,66	79,61	60,05	87,51	65,90	81,43	63,71
5	50,30	46,08	81,26	61,55	72,80	57,99	82,67	64,35	74,51	61,70
6	47,43	42,80	75,61	59,41	66,57	55,54	77,13	62,62	68,27	59,51
7	44,36	39,55	69,70	57,12	60,41	52,74	71,26	60,64	62,10	57,02
8	41,26	36,39	63,74	54,48	54,40	49,49	65,33	58,34	56,09	54,14
9	38,15	33,30	57,82	51,56	48,52	45,71	59,42	55,75	50,21	50,78
10	35,13	30,30	52,02	48,08	42,80	41,25	53,65	52,72	44,52	46,93
11	31,96	27,34	46,05	44,09	37,20	36,06	47,69	49,22	38,93	42,39
12	29,69	24,79	41,27	39,00	32,25	30,09	43,01	44,86	34,02	37,23
13	23,57	21,30	31,50	33,64	26,31	23,52	32,92	39,67	28,00	31,46
14	34,34	24,35	43,32	26,15	29,36	20,57	46,34	34,94	31,85	30,80

Fonte: Autora, 2022.

Figura 45 – Diferença percentual do momento na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Em contrapartida, ao se avaliar os momentos na direção y desse mesmo pilar, observa-se um destaque da variação no pavimento 1, onde no topo do P3 nas duas tipologias de solo e na base do pilar no solo argiloso, essas variações foram as maiores atingidas, em comparação aos outros pavimentos. Já na base do P3, para o solo arenoso, apesar de ter alcançado uma

variação alta nesse pavimento, com 76,37%, ainda não foi superior à variação do último pavimento, com 128,05%, como mostra a tabela 26 e figura 46.

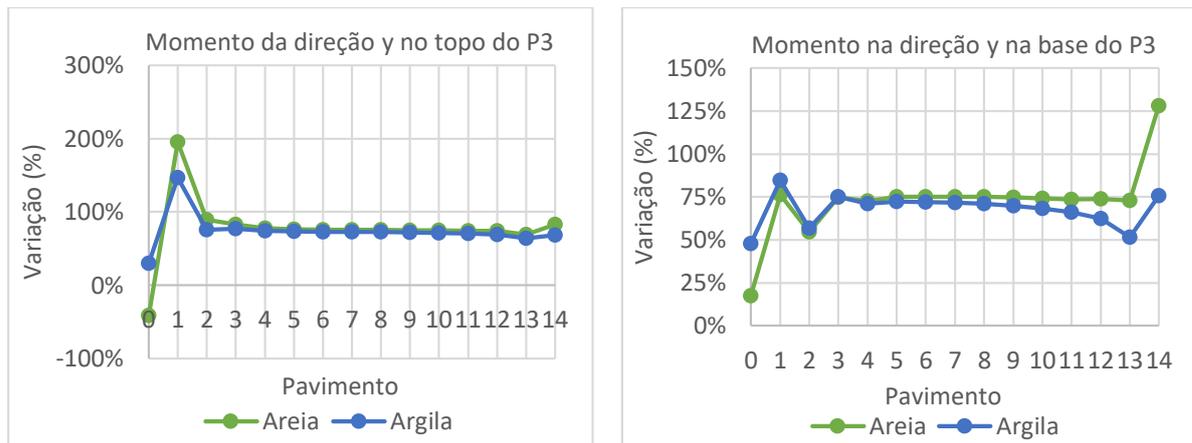
Comparando o edifício de 7 com o de 14 pavimentos, percebe-se um aumento significativo do penúltimo pavimento para o último, porém no menor edifício o acréscimo foi mais significativo com a maior diferença na base da argila, com 444,47% de elevação. Já no maior edifício, a ascensão mais significativa foi na base, para o solo arenoso, com 75,39%.

Tabela 26 – Momento na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento na direção y no P3 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
0	9,80	41,25	5,75	-41,33	48,41	17,36	12,70	29,59	60,92	47,68
1	11,90	34,03	35,13	195,21	60,02	76,37	29,34	146,55	62,86	84,72
2	21,22	27,10	40,13	89,11	41,92	54,69	37,32	75,87	42,51	56,86
3	23,23	21,95	42,53	83,08	38,34	74,67	41,12	77,01	38,40	74,94
4	22,96	19,05	40,81	77,74	32,90	72,70	39,92	73,87	32,58	71,02
5	21,62	16,62	38,17	76,55	29,08	74,97	37,50	73,45	28,66	72,44
6	19,90	14,50	34,98	75,78	25,37	74,97	34,41	72,91	24,92	71,86
7	18,02	12,48	31,61	75,42	21,86	75,16	31,10	72,59	21,42	71,63
8	16,08	10,53	28,19	75,31	18,43	75,02	27,71	72,33	18,00	70,94
9	14,14	8,62	24,75	75,04	15,07	74,83	24,29	71,78	14,65	69,95
10	12,20	6,76	21,33	74,84	11,78	74,26	20,89	71,23	11,38	68,34
11	10,25	4,94	17,87	74,34	8,58	73,68	17,46	70,34	8,20	65,99
12	8,32	3,22	14,51	74,40	5,60	73,91	14,09	69,35	5,23	62,42
13	6,10	1,63	10,32	69,18	2,82	73,01	9,99	63,77	2,47	51,53
14	4,31	0,82	7,88	82,83	1,87	128,05	7,25	68,21	1,44	75,61

Fonte: Autora, 2022.

Figura 46 – Diferença percentual do momento na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

Nos momentos fletores na direção x no pilar central P8, é detectável uma similaridade entre os edifícios, percebe-se que ao se comparar os gráficos da figura 38 com a figura 47 no topo do pilar, tanto para o solo arenoso quanto para o solo argiloso, a variação do pavimento baldrame para o pavimento 1 tem-se uma elevação, depois uma redução nos pavimentos 2 e 3. Do pavimento 4 em diante os valores das diferenças percentuais nos dois solos são bem próximas. Outrossim, na base do pilar, principalmente nos primeiros pavimentos, tal paridade entre gráficos também se faz perceptível.

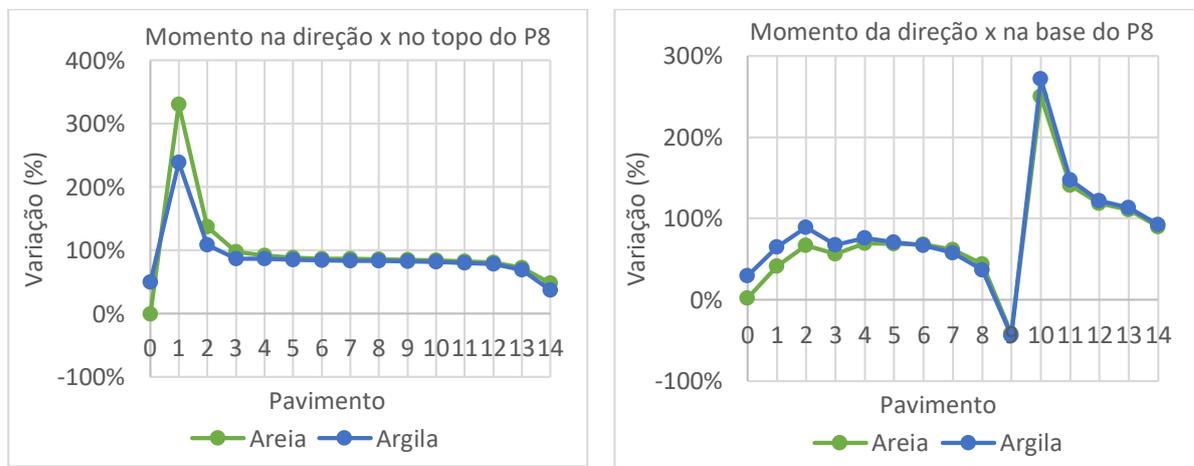
Vale destacar ainda uma discrepância significativa na variação na base do pilar, no qual do pavimento 9 para o 10 ocorreu um acréscimo de 700,38% para o solo arenoso e de 719,57% para o solo argiloso, comparando o modelo sem e com a ISE. A tabela 27 e a figura 47 trazem os momentos fletores na base e no topo do P8 na direção x e as variações percentuais entre o modelo sobre apoio rígido e flexível, respectivamente.

Tabela 27 – Momento na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento na direção x no P8 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
0	229,96	437,48	228,29	-0,73	446,33	2,02	343,77	49,49	567,37	29,69
1	2,93	314,90	12,62	330,72	445,53	41,48	9,93	238,91	518,46	64,64
2	67,55	144,56	160,15	137,08	240,88	66,63	140,65	108,22	273,20	88,99
3	97,08	87,62	191,60	97,36	137,28	56,68	181,52	86,98	146,65	67,37
4	103,58	55,02	198,42	91,56	93,26	69,50	193,11	86,44	96,87	76,06
5	102,13	38,43	192,39	88,38	64,97	69,06	188,81	84,87	65,53	70,52
6	97,07	27,08	181,69	87,17	45,60	68,39	178,93	84,33	45,24	67,06
7	90,62	18,32	168,88	86,36	29,60	61,57	166,51	83,75	28,90	57,75
8	83,57	10,68	155,21	85,72	15,37	43,91	153,08	83,18	14,61	36,80
9	76,27	3,65	141,14	85,05	2,13	-41,64	139,18	82,48	2,05	-43,84
10	68,75	2,96	126,66	84,23	10,36	250,00	124,86	81,61	11,00	271,62
11	61,13	9,09	111,80	82,89	21,91	141,03	110,13	80,16	22,47	147,19
12	51,91	14,75	93,96	81,01	32,28	118,85	92,42	78,04	32,77	122,17
13	43,67	18,15	75,15	72,09	38,30	111,02	73,84	69,09	38,71	113,28
14	14,63	21,26	21,61	47,71	40,37	89,89	20,12	37,53	40,86	92,19

Fonte: Autora, 2022.

Figura 47 – Diferença percentual do momento na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

É notório que o momento no topo do pilar P8 na direção y, assim como na direção x, apresenta as maiores variações entre os dois modelos estudados no pavimento 1, com percentual

de 136,06% para o solo arenoso e 87,85% para o solo argiloso, como mostram a tabela 28 e a figura 48.

E assim como na direção x, na base desse mesmo pilar incidiu uma variação brusca, porém na direção y tal variação só ocorreu para o solo argiloso, no qual do pavimento 7 saiu do percentil 71,65% para o 22,28% no andar seguinte e retorna à faixa dos 70% no nono andar. Essas discrepâncias nos gráficos podem ser explicadas pela mudança da combinação de cargas, normalmente apenas uma combinação de carga irá se sobrepor em todos os pavimentos, porém pode ocorrer situações em que, em alguns pavimentos, uma outra combinação expresse resultados mais significativos.

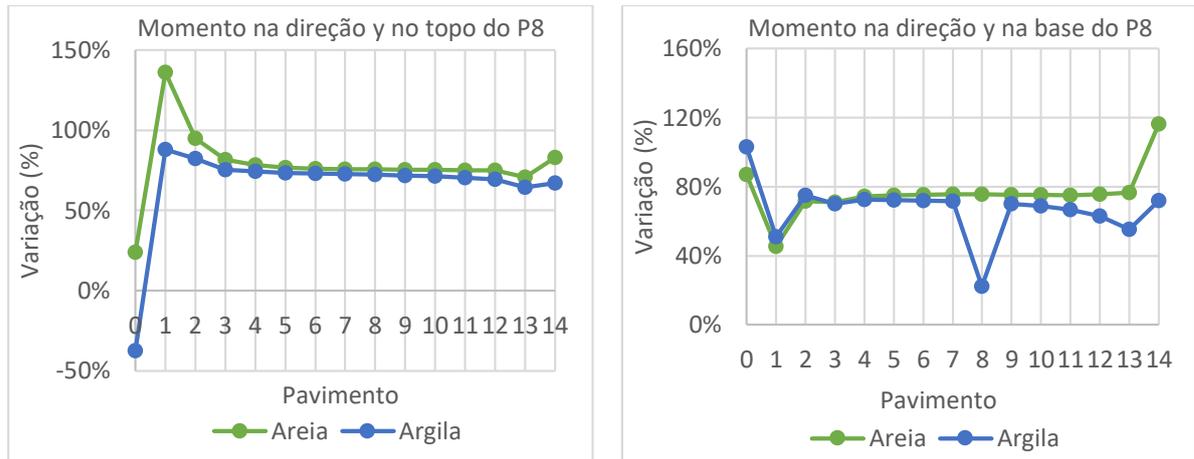
No comparativo entre os dois edifícios, teve-se uma similaridade comportamental no último pavimento, com a elevação da variação nas duas tipologias de solo com acréscimo mais acentuado na base em relação ao topo.

Tabela 28 – Momento na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Momento na direção y no P8 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
0	11,59	43,11	14,37	23,99	80,58	86,92	7,25	-37,45	87,50	102,97
1	15,14	39,26	35,74	136,06	57,10	45,44	28,44	87,85	59,31	51,07
2	24,61	30,71	47,92	94,72	52,70	71,61	44,89	82,41	53,78	75,12
3	26,92	25,60	48,90	81,65	43,74	70,86	47,22	75,41	43,54	70,08
4	26,50	22,29	47,21	78,15	38,84	74,25	46,15	74,15	38,43	72,41
5	24,93	19,55	44,02	76,57	34,21	74,99	43,21	73,33	33,66	72,17
6	22,92	17,11	40,34	76,00	30,01	75,39	39,63	72,91	29,43	72,00
7	20,74	14,78	36,44	75,70	25,94	75,51	35,79	72,57	25,37	71,65
8	18,50	12,52	32,47	75,51	21,97	75,48	31,86	72,22	15,31	22,28
9	16,24	10,31	28,49	75,43	18,07	75,27	27,90	71,80	17,53	70,03
10	14,00	8,14	24,54	75,29	14,26	75,18	23,97	71,21	13,73	68,67
11	11,73	6,02	20,52	74,94	10,54	75,08	19,98	70,33	10,03	66,61
12	9,55	4,04	16,71	74,97	7,09	75,50	16,17	69,32	6,59	63,12
13	6,82	2,13	11,65	70,82	3,76	76,53	11,22	64,52	3,31	55,40
14	5,38	1,28	9,84	82,90	2,77	116,41	8,98	66,91	2,20	71,88

Fonte: Autora, 2022.

Figura 48 – Diferença percentual do momento na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

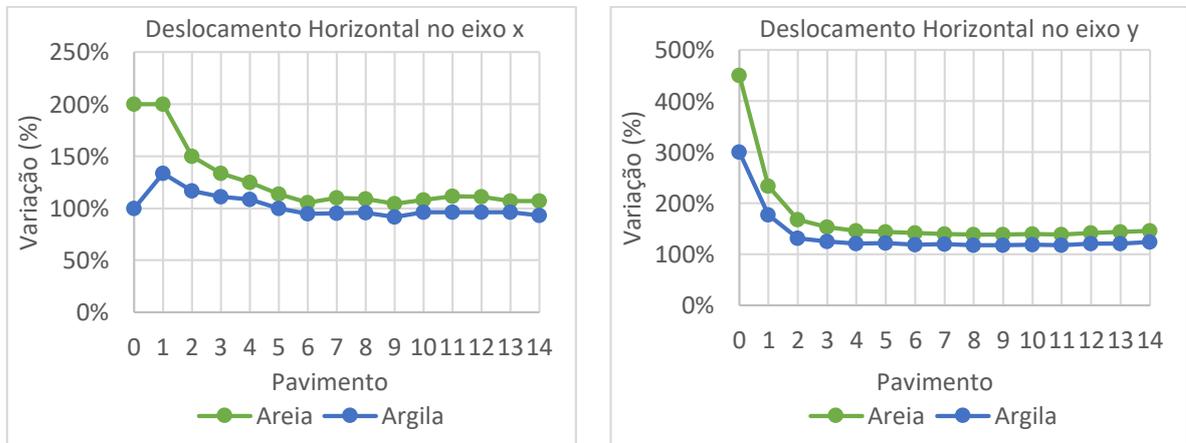
A tabela 29 e a figura 49 expõem os deslocamentos horizontais em x e y e a variação entre os dois modelos de estudo, respectivamente. Com a análise comparativa entre o edifício maior e o menor, percebe-se uma semelhança no comportamento no eixo y. Outro ponto interessante é a maior variação ser no solo arenoso tanto no eixo x quanto no eixo y nos edifícios com 7 e 14 pavimentos, razão dos menores coeficientes de mola vertical e de rotação desse solo.

Tabela 29 – Deslocamentos horizontais no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.

Pavimento	Deslocamento Horizontal (cm)									
	Deslocamento em x					Deslocamento em y				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso		S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%		C/ ISE	%	C/ ISE	%
1	0,01	0,03	200,00	0,02	100,00	0,02	0,11	450,00	0,08	300,00
2	0,03	0,09	200,00	0,07	133,33	0,09	0,30	233,33	0,25	177,78
3	0,06	0,15	150,00	0,13	116,67	0,19	0,51	168,42	0,44	131,58
4	0,09	0,21	133,33	0,19	111,11	0,28	0,71	153,57	0,63	125,00
5	0,12	0,27	125,00	0,25	108,33	0,37	0,91	145,95	0,82	121,62
6	0,15	0,32	113,33	0,30	100,00	0,45	1,10	144,44	1,00	122,22
7	0,18	0,37	105,56	0,35	94,44	0,53	1,28	141,51	1,16	118,87
8	0,20	0,42	110,00	0,39	95,00	0,60	1,44	140,00	1,32	120,00
9	0,22	0,46	109,09	0,43	95,45	0,67	1,60	138,81	1,46	117,91
10	0,24	0,49	104,17	0,46	91,67	0,73	1,74	138,36	1,59	117,81
11	0,25	0,52	108,00	0,49	96,00	0,78	1,87	139,74	1,71	119,23
12	0,26	0,55	111,54	0,51	96,15	0,83	1,98	138,55	1,81	118,07
13	0,27	0,57	111,11	0,53	96,30	0,86	2,08	141,86	1,90	120,93
14	0,28	0,58	107,14	0,55	96,43	0,89	2,17	143,82	1,97	121,35

Fonte: Autora, 2022.

Figura 49 – Diferença percentual dos deslocamentos horizontais em x e y no edifício com 14 pavimentos analisado pelo Eberick.



Fonte: Autora, 2022.

4.2 SAP2000

4.2.1 Edifício com 7 pavimentos

A tabela 30 mostra os coeficientes de mola, para os dois solos, após a convergência dos recalques, com duas iterações no solo argiloso e cinco no solo arenoso.

Tabela 30 – Resultados do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000 após a ISE.

Solo	Sapata	Dimensão (m)	Carga da fundação (kN)	k_v (kN/m ³)	K_{mv} (kN/m)	$K_{m\theta x}$ (kN.m/rad)	$K_{m\theta y}$ (kN.m/rad)
Arenoso	S3	1,30 x 1,45	1179,5	35515	66946	9428	11729
	S8	1,75 x 2,00	1175,6	32737	114581	38194	29242
Argiloso	S3	2,15 x 2,30	1219,8	26954	133287	51343	58757
	S8	2,85 x 3,10	1205,9	19709	174129	139448	117863

Fonte: Autora, 2022.

Quando se pondera a influência que o solo exerce sobre a estrutura, os recalques diferenciais são reduzidos, visto que ocorre uma transferência de cargas dos pilares mais carregados para os menos carregados, resultando assim em recalques mais uniformes, tal fenômeno é conhecido como redistribuição de esforços.

A tabela 32 expõe os valores das cargas das fundações, nela é detectável essa redistribuição de esforços, visto que os apoios intermediários que são os mais carregados cedem parcela da sua carga, resultando em variações percentuais negativas no comparativo sem e com a ISE. Já os apoios de canto, os menos carregados, foram os que obtiveram os maiores acréscimos das variações percentuais entre os dois modelos, como é observado na figura 51.

As cargas das fundações têm influência direta nos recalques das mesmas, a tabela 31 exhibe os valores dos recalques na edificação. Conclui-se que assim como nas cargas, os apoios que suportaram maiores recalques foram os centrais, e eles também sofreram alívio ao se considerar apoios flexíveis. Do mesmo modo, os apoios de canto foram os menos recalcados e os mais modificados após a consideração da ISE, como pode ser contemplado na figura 50.

Porém, apesar do apoio S8 ter apresentado a maior carga, os apoios S7 e S9 recalcam mais que ele. Esse fenômeno é explicado devido ao valor das tensões aplicadas sobre a base das fundações, onde os apoios S7 e S9 detêm valores maiores de tensões em comparação ao S8.

As ponderações acima são verdadeiras para as duas tipologias de solo, porém se faz necessário um enfoque no solo argiloso, devido a um fator de igualdade que ocorreu na diferença percentual no comparativo entre apoios fixos e flexíveis nas cargas e recalques das fundações. Tal igualdade pode ter sido gerada devido ao baixo número de iterações nesse solo,

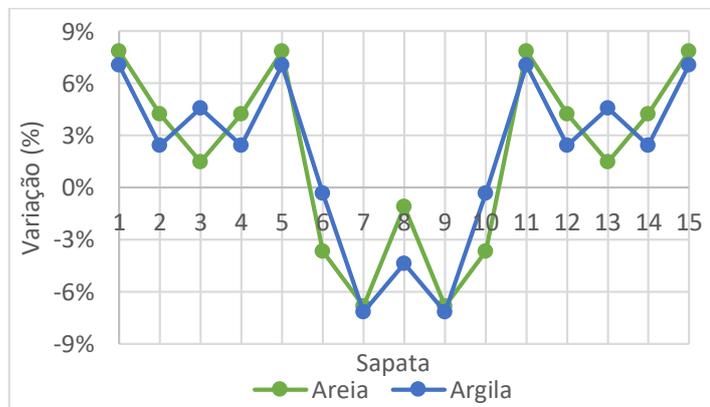
visto que a convergência dos recalques se estabeleceu na segunda iteração, diferente do solo arenoso que foi preciso cinco iterações para convergir os recalques.

Tabela 31 – Recalques no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Sapata	Recalque (mm)					
	Solo Arenoso			Solo Argiloso		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
S1	14,74	15,89	7,86	6,55	7,01	7,05
S2	16,31	17,00	4,23	8,74	8,95	2,42
S3	17,36	17,62	1,46	8,75	9,15	4,57
S4	16,31	17,00	4,23	8,74	8,95	2,42
S5	14,74	15,89	7,86	6,55	7,01	7,05
S6	18,77	18,08	-3,68	8,96	8,93	-0,32
S7	20,89	19,46	-6,84	12,77	11,86	-7,15
S8	19,07	18,86	-1,11	12,52	11,97	-4,38
S9	20,89	19,46	-6,84	12,77	11,86	-7,15
S10	18,77	18,08	-3,68	8,96	8,93	-0,32
S11	14,74	15,89	7,86	6,55	7,01	7,05
S12	16,31	17,00	4,23	8,74	8,95	2,42
S13	17,36	17,62	1,46	8,75	9,15	4,57
S14	16,31	17,00	4,23	8,74	8,95	2,42
S15	14,74	15,89	7,86	6,55	7,01	7,05

Fonte: Autora, 2022.

Figura 50 – Diferença percentual dos recalques no edifício de 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



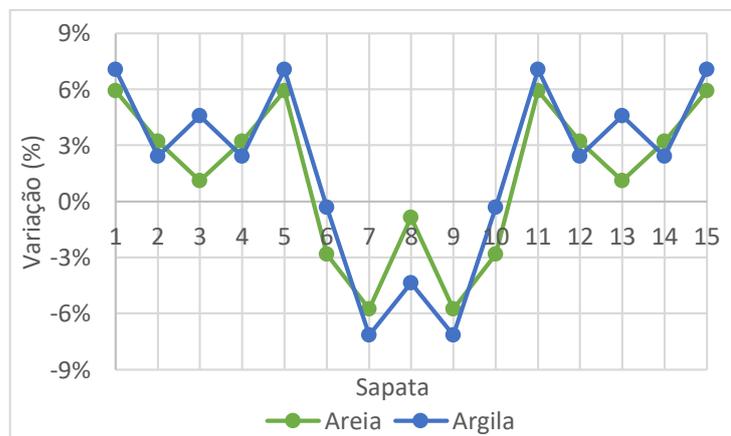
Fonte: Autora, 2022.

Tabela 32 – Cargas das fundações no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Sapata	Carga da fundação (kN)				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%
S1	669,9	709,6	5,92	717,2	7,05
S2	1139,2	1175,8	3,21	1166,8	2,42
S3	1166,5	1179,5	1,11	1219,8	4,57
S4	1139,2	1175,8	3,21	1166,8	2,42
S5	669,9	709,6	5,92	717,2	7,05
S6	1209,8	1175,6	-2,83	1205,9	-0,32
S7	2116,3	1994,2	-5,77	1964,9	-7,15
S8	2179,5	2161,0	-0,85	2084,1	-4,38
S9	2116,3	1994,2	-5,77	1964,9	-7,15
S10	1209,8	1175,6	-2,83	1205,9	-0,32
S11	669,9	709,6	5,92	717,2	7,05
S12	1139,2	1175,8	3,21	1166,8	2,42
S13	1166,5	1179,5	1,11	1219,8	4,57
S14	1139,2	1175,8	3,21	1166,8	2,42
S15	669,9	709,6	5,92	717,2	7,05

Fonte: Autora, 2022.

Figura 51 – Diferença percentual das cargas das fundações no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

O gráfico apresentado na figura 52 remete à diferença percentual dos momentos fletores positivos na viga V6. Nele é detectável uma maior variação no último pavimento, porém ao visualizar os valores dos momentos da tabela 33, constata-se que os primeiros pavimentos contiveram os maiores momentos tanto para o solo arenoso quanto para o solo argiloso.

A pesquisa de Antoniazzi (2011) também confirmou alterações mais culminantes no último pavimento nos momentos fletores positivos na viga.

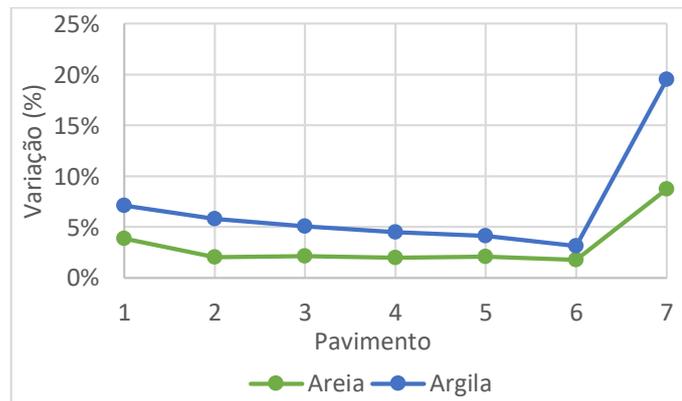
Outro fator notável é a superioridade das variações entre os dois modelos no edifício sobre o solo argiloso, isso se explica pelo menor coeficiente de reação vertical que esse solo apresenta, gerando desse modo uma maior redistribuição de esforços.

Tabela 33 – Momentos fletores positivos da V6 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento Positivo (kN.m)				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%
1	25,66	26,65	3,86	27,48	7,09
2	25,14	25,65	2,03	26,60	5,81
3	25,16	25,70	2,15	26,44	5,09
4	25,13	25,63	1,99	26,26	4,50
5	25,09	25,62	2,11	26,13	4,15
6	25,32	25,77	1,78	26,11	3,12
7	12,04	13,09	8,72	14,39	19,52

Fonte: Autora, 2022.

Figura 52 – Diferença percentual dos momentos fletores positivos da V6 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

A tabela 34 e a figura 53 trazem os momentos negativos na viga central V6, juntamente com as variações percentuais ponderando apoios fixos e flexíveis.

Da apreciação do momento negativo junto ao pilar de extremidade P3, houve em todos os pavimentos um acréscimo em seus valores ao considerar a ISE, não obstante junto ao pilar central P8 todos os pavimentos sofreram alívio em seus momentos.

Os resultados obtidos confirmam as observações apontadas por Mendes (2016), em que nos apoios com maiores deslocamentos, normalmente os centrais, as vigas que são apoiadas

sobre os seus pilares sofrem uma redução no momento negativo quando se impõe a ISE, já nos pilares de extremidade, um aumento.

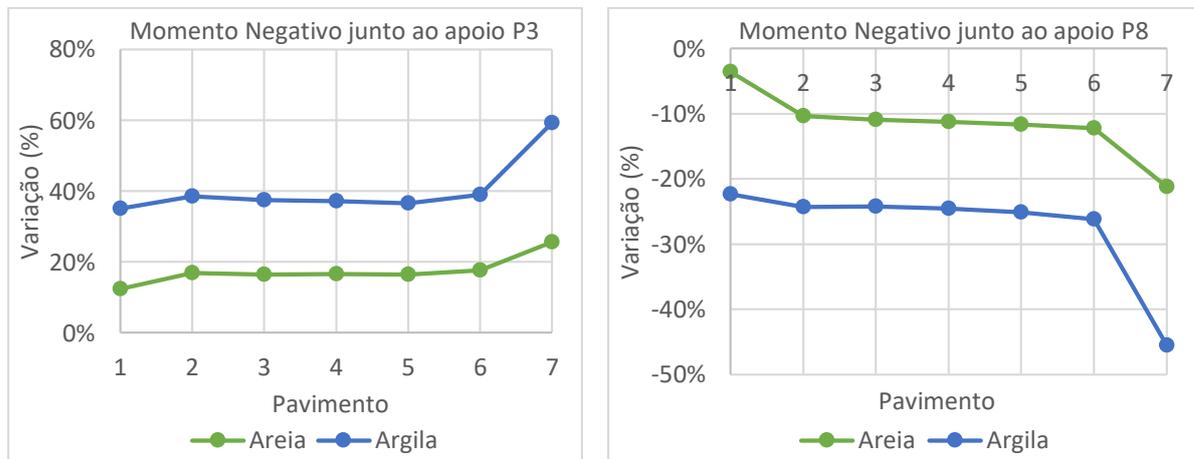
Novamente, o solo argiloso foi mais susceptível as variações, devido à teoria da redistribuição de esforços ocorrer mais acentuadamente em solos com menores coeficientes de reação.

Tabela 34 – Momentos fletores negativos da V6 próximo ao P3 e P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento Negativo (kN.m)									
	P3					P8				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso		S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%		C/ ISE	%	C/ ISE	%
1	26,91	30,25	12,41	36,34	35,04	61,52	59,32	-3,58	47,77	-22,35
2	27,88	32,58	16,86	38,62	38,52	61,03	54,71	-10,36	46,20	-24,30
3	27,28	31,77	16,46	37,51	37,50	59,56	53,05	-10,93	45,12	-24,24
4	26,96	31,42	16,54	36,97	37,13	57,47	50,99	-11,28	43,37	-24,53
5	26,81	31,21	16,41	36,59	36,48	55,06	48,64	-11,66	41,24	-25,10
6	25,95	30,54	17,69	36,04	38,88	52,86	46,38	-12,26	39,00	-26,22
7	10,39	13,05	25,60	16,54	59,19	26,06	20,53	-21,22	14,19	-45,55

Fonte: Autora, 2022.

Figura 53 – Diferença percentual dos momentos fletores negativos da V6 próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

Os momentos fletores na direção x do pilar P3 obtiveram os maiores valores no primeiro pavimento, com exceção do momento na base para o solo arenoso, com maior momento no segundo pavimento.

Já em relação às variações, as maiores encontram-se no primeiro e no último pavimento, como é apresentado na tabela 35 e figura 54.

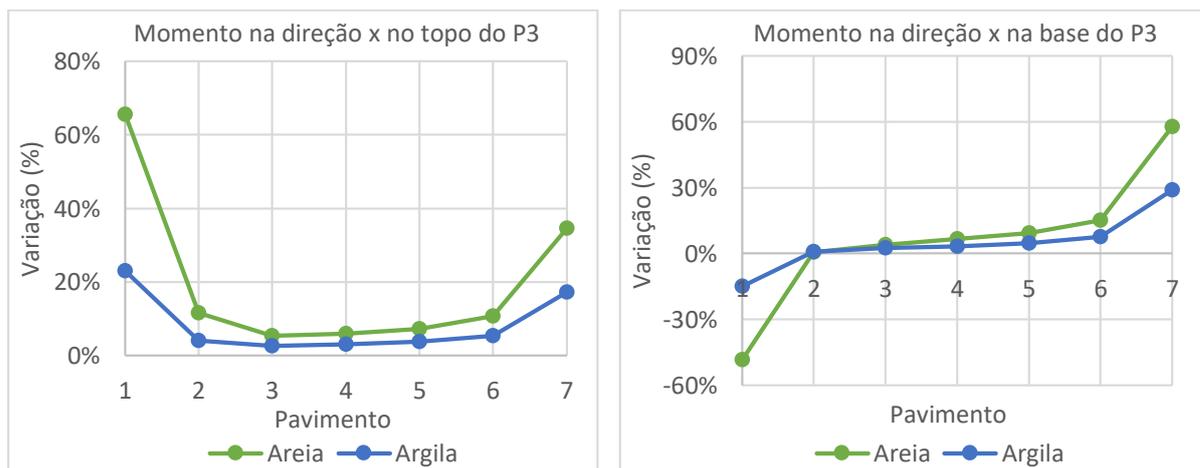
No topo dos pilares ocorre uma diminuição das variações na medida em que se percorrem os pisos até atingir o terceiro pavimento. Daí em diante os percentuais tendem a subir. Na base dos pilares, o primeiro pavimento sofre alívio de - 48,51% para o solo arenoso e - 15,03% para o solo argiloso. Os pavimentos seguintes obtiveram acréscimo de momento e o gráfico um comportamento crescente.

Tabela 35 – Momento na direção x no pilar P3 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento na direção x no P3 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
1	5,83	9,38	9,65	65,52	4,83	-48,51	7,17	22,98	7,97	-15,03
2	6,78	6,63	7,57	11,65	6,66	0,45	7,06	4,13	6,68	0,75
3	5,96	5,40	6,28	5,37	5,62	4,07	6,12	2,68	5,53	2,41
4	4,87	4,23	5,16	5,95	4,51	6,62	5,02	3,08	4,37	3,31
5	3,69	3,00	3,96	7,32	3,28	9,33	3,83	3,79	3,14	4,67
6	2,42	1,73	2,68	10,74	1,99	15,03	2,55	5,37	1,86	7,51
7	1,04	0,52	1,40	34,62	0,82	57,69	1,22	17,31	0,67	28,85

Fonte: Autora, 2022.

Figura 54 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

Os momentos na direção y tanto no topo quanto na base do pilar P3, nos dois tipos de solo, alcançaram os maiores momentos no segundo pavimento, assim como mostra a tabela 36, porém as maiores alterações ocorreram no último pavimento, de acordo com o gráfico da figura 55.

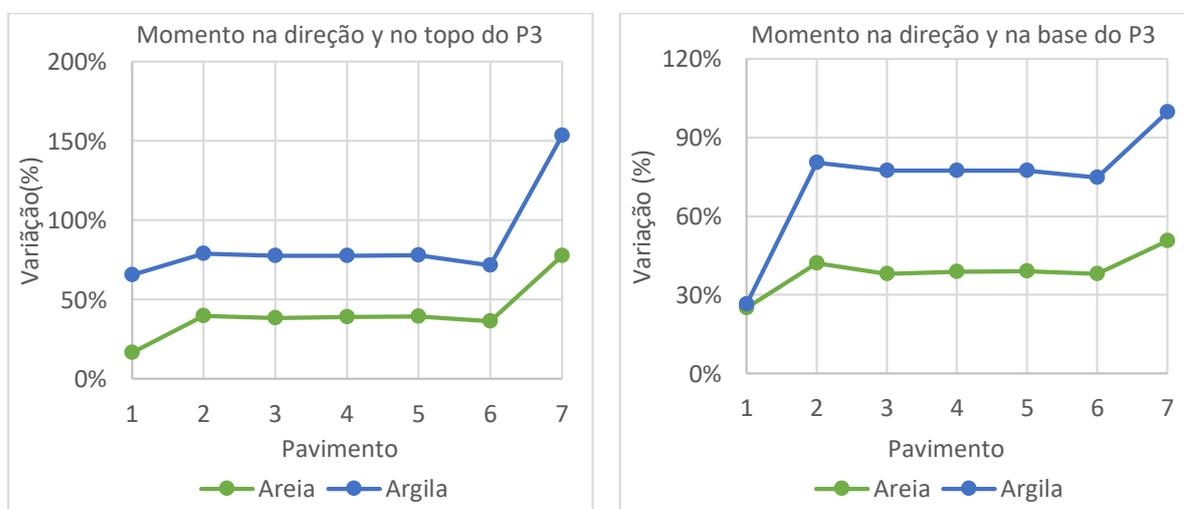
Novamente, a argila se conserva em todos os pavimentos com as maiores variações, influência do seu coeficiente de reação vertical inferior ao da areia, incidindo em redistribuição de esforços mais significativos.

Tabela 36 – Momento na direção y no pilar P3 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento na direção y no P3 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
1	8,28	4,07	9,65	16,55	5,09	25,06	13,70	65,46	5,15	26,54
2	11,09	11,72	15,51	39,86	16,65	42,06	19,84	78,90	21,15	80,46
3	10,40	10,44	14,38	38,27	14,40	37,93	18,46	77,50	18,53	77,49
4	10,18	10,27	14,14	38,90	14,25	38,75	18,07	77,50	18,23	77,51
5	9,95	10,03	13,85	39,20	13,94	38,98	17,69	77,79	17,80	77,47
6	10,28	10,07	14,03	36,48	13,89	37,93	17,64	71,60	17,61	74,88
7	6,32	8,44	11,23	77,69	12,72	50,71	16,02	153,48	16,86	99,76

Fonte: Autora, 2022.

Figura 55 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

Comparando a figura 54 com a 56, percebe-se um comportamento muito similar entre as variações percentuais dos momentos na direção x nos dois pilares estudados. Porém, os

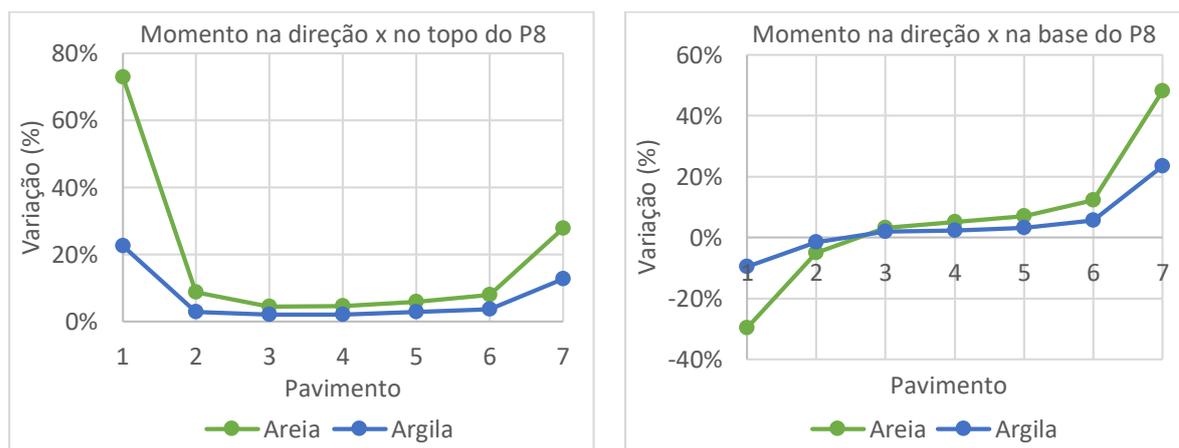
valores dos momentos no P8 em todos os pavimentos foram superiores ao do P3 nos dois solos, tanto na base quanto no topo, como demonstram as tabelas 35 e 37. Resultado das maiores cargas do pilar central, gerando maiores momentos.

Tabela 37 – Momento na direção x no pilar P8 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento na direção x no P8 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
1	9,47	15,21	16,37	72,86	10,69	-29,72	11,60	22,49	13,75	-9,60
2	10,80	10,64	11,74	8,70	10,10	-5,08	11,11	2,87	10,47	-1,60
3	9,42	8,49	9,83	4,35	8,76	3,18	9,61	2,02	8,66	2,00
4	7,71	6,66	8,06	4,54	7,00	5,11	7,87	2,08	6,81	2,25
5	5,84	4,72	6,18	5,82	5,05	6,99	6,00	2,74	4,87	3,18
6	3,81	2,68	4,11	7,87	3,01	12,31	3,95	3,67	2,83	5,60
7	1,66	0,77	2,12	27,71	1,14	48,05	1,87	12,65	0,95	23,38

Fonte: Autora, 2022.

Figura 56 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

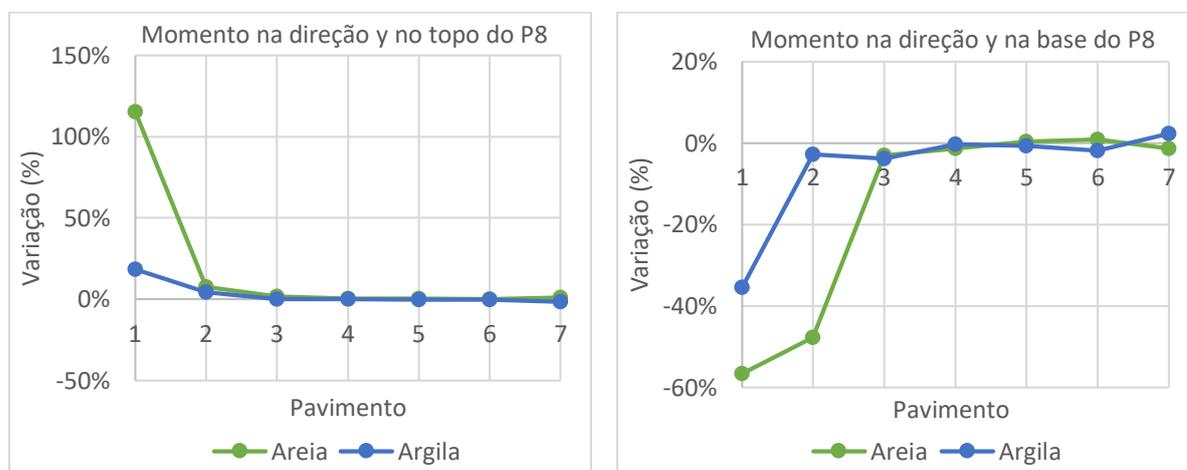
A tabela 38 e a figura 57 expõem os momentos na direção y do pilar P8 e a diferença percentual comparando o estudo sem e com a ISE, respectivamente. Constata-se uma elevada alteração no primeiro pavimento para os dois tipos de solo e no segundo pavimento para a areia, já nos demais andares os percentuais foram mínimos.

Tabela 38 – Momento na direção y no pilar P8 do edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento na direção y no P8 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
1	19,56	66,48	42,13	115,39	28,88	-56,56	23,15	18,35	42,93	-35,42
2	24,18	21,84	26,00	7,53	11,43	-47,66	25,20	4,22	21,22	-2,84
3	22,51	15,80	22,89	1,69	15,31	-3,10	22,50	-0,04	15,19	-3,86
4	19,15	10,93	19,20	0,26	10,78	-1,37	19,13	-0,10	10,90	-0,27
5	15,34	6,58	15,38	0,26	6,60	0,30	15,30	-0,26	6,53	-0,76
6	11,35	2,20	11,37	0,18	2,22	0,91	11,31	-0,35	2,16	-1,82
7	3,57	2,12	3,61	1,12	2,09	-1,42	3,51	-1,68	2,17	2,36

Fonte: Autora, 2022.

Figura 57 – Diferença percentual dos momentos fletores na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

Os valores dos deslocamentos horizontais ao considerar a ISE foram bem acentuados. Além do mais, as maiores variações foram no eixo y, por ser o lado do edifício com menor rigidez, atingindo o máximo de 908,33% no pavimento 1 para o solo arenoso, como é demonstrado na tabela 39 e figura 58.

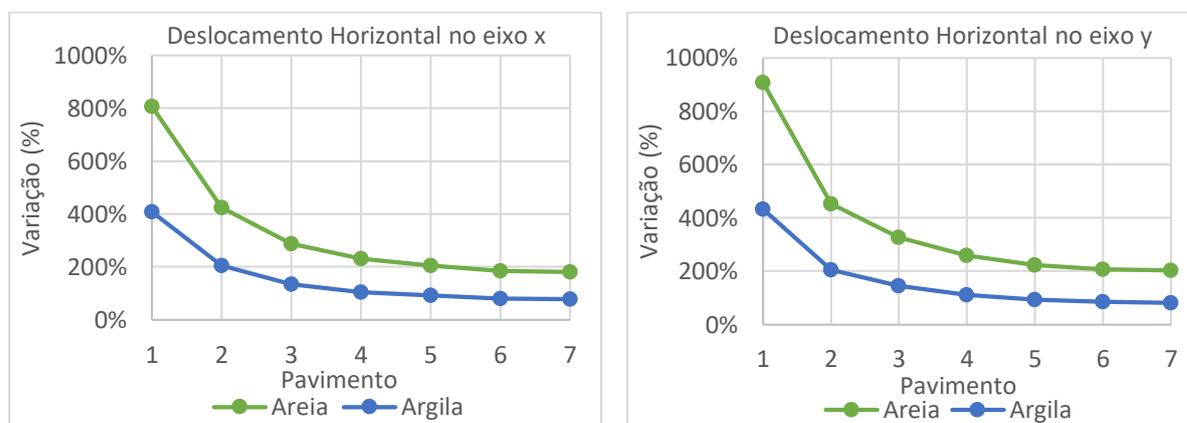
Nos deslocamentos, as maiores variações são alcançadas nos primeiros pavimentos, por consequência dos acréscimos dos momentos nesses mesmos pavimentos da edificação. Ademais, o solo arenoso sobre o eixo x e y apresentou maiores deslocamentos e variações quando se avalia a ISE.

Tabela 39 – Deslocamentos horizontais no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Deslocamento Horizontal (cm)									
	Deslocamento em x					Deslocamento em y				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso		S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%		C/ ISE	%	C/ ISE	%
1	0,13	1,18	807,69	0,66	407,69	0,12	1,21	908,33	0,64	433,33
2	0,24	1,26	425,00	0,73	204,17	0,23	1,27	452,17	0,70	204,35
3	0,34	1,32	288,24	0,80	135,29	0,31	1,32	325,81	0,76	145,16
4	0,41	1,36	231,71	0,84	104,88	0,38	1,36	257,89	0,80	110,53
5	0,46	1,40	204,35	0,88	91,30	0,43	1,39	223,26	0,83	93,02
6	0,50	1,42	184,00	0,90	80,00	0,46	1,41	206,52	0,85	84,78
7	0,51	1,43	180,39	0,91	78,43	0,47	1,42	202,13	0,85	80,85

Fonte: Autora, 2022.

Figura 58 – Diferença percentual dos deslocamentos horizontais no edifício com 7 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

4.2.2 Edifício com 14 pavimentos

A convergência dos recalques se deu na segunda iteração para o solo argiloso e na sexta iteração para o solo arenoso, resultando nos coeficientes de mola expressos na tabela 40.

Tabela 40 – Resultados do edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000 após a ISE.

Solo	Sapata	Dimensão (m)	Carga da fundação (kN)	kv (kN/m ³)	Kmv (kN/m)	Km θ x (kN.m/rad)	Km θ y (kN.m/rad)
Arenoso	S3	1,30 x 1,45	1179,5	35515	66946	9428	11729
	S8	1,75 x 2,00	1175,6	32737	114581	38194	29242
Argiloso	S3	2,15 x 2,30	1219,8	26954	133287	51343	58757
	S8	2,85 x 3,10	1205,9	19709	174129	139448	117863

Fonte: Autora, 2022.

Ao se comparar o edifício com 7 e 14 pavimentos, percebe-se um mesmo comportamento em relação aos recalques e às cargas nas fundações, uma vez que a redistribuição dos esforços é visível com os apoios mais carregados sofrendo alívio e os menos carregados sofrendo acréscimos ao se ponderar a ISE, gerando dessa forma recalques mais uniformes, como pode ser vislumbrado nas tabelas 41 e 42.

A edificação mais robusta gera maiores variações, devido aos valores das cargas serem mais significativos, exigindo uma maior redistribuição de esforços.

Assim como na edificação de 7 pavimentos, o apoio mais carregado é o S8, porém os que suportam maiores recalques são o S7 e S9, pois eles apresentaram as maiores tensões aplicadas na base da fundação.

Outro fator de semelhança entre as edificações é a igualdade na diferença percentual do recalque e da carga da fundação no solo argiloso. O que pode ter gerado esse fenômeno foi a baixa quantidade de iterações necessárias para a convergência dos recalques, visto que o solo argiloso apresentou apenas duas iterações, enquanto o arenoso seis.

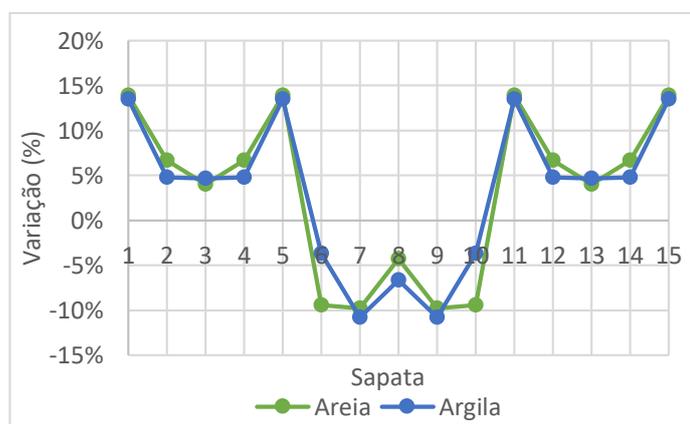
Ademais, as figuras 59 e 60 expõem as diferenças percentuais entre a consideração de apoios fixos e flexíveis nos recalques e nas cargas nas fundações, respectivamente.

Tabela 41 – Recalques no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Sapata	Recalque (mm)					
	Solo Arenoso			Solo Argiloso		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
S1	14,70	16,73	13,86	9,45	10,72	13,45
S2	16,69	17,80	6,65	12,38	12,97	4,80
S3	17,56	18,26	3,99	12,89	13,50	4,68
S4	16,69	17,80	6,65	12,38	12,97	4,80
S5	14,70	16,73	13,86	9,45	10,72	13,45
S6	22,29	20,19	-9,42	14,65	14,11	-3,66
S7	23,03	20,77	-9,80	18,66	16,65	-10,77
S8	21,10	20,21	-4,26	17,67	16,49	-6,63
S9	23,03	20,77	-9,80	18,66	16,65	-10,77
S10	22,29	20,19	-9,42	14,65	14,11	-3,66
S11	14,70	16,73	13,86	9,45	10,72	13,45
S12	16,69	17,80	6,65	12,38	12,97	4,80
S13	17,56	18,26	3,99	12,89	13,50	4,68
S14	16,69	17,80	6,65	12,38	12,97	4,80
S15	14,70	16,73	13,86	9,45	10,72	13,45

Fonte: Autora, 2022.

Figura 59 – Diferença percentual dos recalques no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



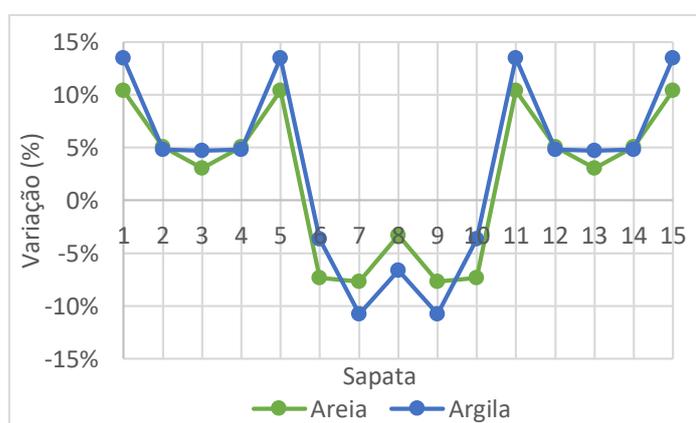
Fonte: Autora, 2022.

Tabela 42 – Cargas das fundações no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Sapata	Carga da fundação (kN)				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%
S1	1482,2	1636,3	10,40	1681,5	13,45
S2	2450,3	2574,1	5,05	2567,8	4,80
S3	2663,5	2744,6	3,04	2788,2	4,68
S4	2450,3	2574,1	5,05	2567,8	4,80
S5	1482,2	1636,3	10,40	1681,5	13,45
S6	2760,1	2557,8	-7,33	2659,0	-3,66
S7	4602,6	4250,0	-7,66	4106,9	-10,77
S8	4782,3	4624,3	-3,30	4465,2	-6,63
S9	4602,6	4250,0	-7,66	4106,9	-10,77
S10	2760,1	2557,8	-7,33	2659,0	-3,66
S11	1482,2	1636,3	10,40	1681,5	13,45
S12	2450,3	2574,1	5,05	2567,8	4,80
S13	2663,5	2744,6	3,04	2788,2	4,68
S14	2450,3	2574,1	5,05	2567,8	4,80
S15	1482,2	1636,3	10,40	1681,5	13,45

Fonte: Autora, 2022.

Figura 60 – Diferença percentual das cargas das fundações no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

Similarmente, o momento fletor positivo da viga V6 no menor e maior edifício proporcionam paridade comportamental, com uma pequena diminuição das variações dos momentos à medida que se percorre os pavimentos, com exceção do último andar. Nele foram obtidos os maiores acréscimos, porém se mantiveram com os menores momentos da edificação, como demonstram a tabela 43 e a figura 61.

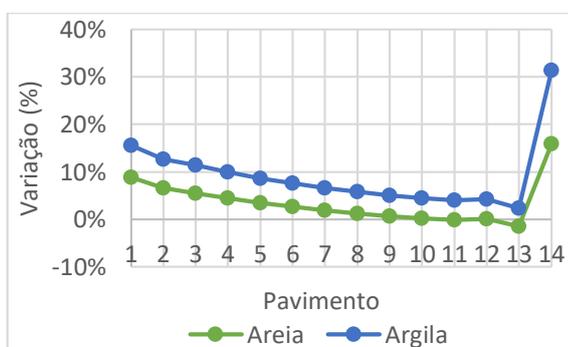
Do mesmo modo que no edifício anterior, em toda edificação a argila foi mais susceptível a maiores alterações, devido seu menor coeficiente de reação vertical gerar redistribuição de esforços mais acentuados.

Tabela 43 – Momentos fletores positivos da V6 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento Positivo (kN.m)				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%
1	24,88	27,07	8,80	28,74	15,51
2	24,43	26,04	6,59	27,52	12,65
3	24,53	25,89	5,54	27,32	11,37
4	24,53	25,62	4,44	26,97	9,95
5	24,55	25,40	3,46	26,68	8,68
6	24,56	25,21	2,65	26,42	7,57
7	24,57	25,04	1,91	26,19	6,59
8	24,58	24,89	1,26	26,00	5,78
9	24,59	24,77	0,73	25,84	5,08
10	24,60	24,67	0,28	25,70	4,47
11	24,61	24,59	-0,08	25,60	4,02
12	24,48	24,52	0,16	25,52	4,25
13	24,95	24,60	-1,40	25,53	2,32
14	7,95	9,21	15,85	10,44	31,32

Fonte: Autora, 2022.

Figura 61 – Diferença percentual dos momentos fletores positivos da V6 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

Os momentos negativos na viga V6 próximo ao pilar de extremidade P3 dispuseram de acréscimos ao se examinar a ISE, e o pilar P8, alívio. Ademais, as maiores variações foram no último andar, como é expresso na tabela 44 e figura 62. Característica semelhante foi observada na edificação com 7 pavimentos.

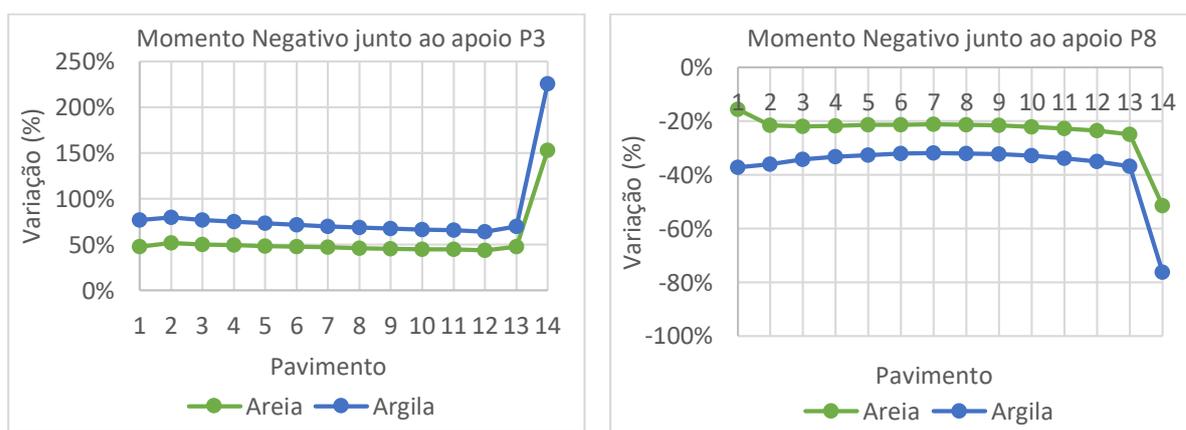
Novamente, comparando as duas edificações, percebe-se momentos e variações superiores na maior edificação, com exceção do último pavimento, no pilar P8, no qual apesar das variações terem sido maiores, os momentos com a ISE não ultrapassaram os valores obtidos no edifício de 7 pavimentos.

Tabela 44 – Momentos fletores negativos da V6 próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento Negativo (kN.m)									
	P3					P8				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso		S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%		C/ ISE	%	C/ ISE	%
1	32,61	48,29	48,08	57,69	76,91	76,90	64,92	-15,58	48,19	-37,33
2	33,17	50,50	52,25	59,59	79,65	82,73	64,77	-21,71	52,92	-36,03
3	32,12	48,30	50,37	56,79	76,81	83,16	64,91	-21,95	54,68	-34,25
4	31,42	47,01	49,62	55,02	75,11	81,84	64,02	-21,77	54,57	-33,32
5	30,76	45,73	48,67	53,30	73,28	79,97	62,77	-21,51	53,88	-32,62
6	30,17	44,61	47,86	51,81	71,73	77,77	61,19	-21,32	52,75	-32,17
7	29,67	43,63	47,05	50,50	70,21	75,35	59,31	-21,29	51,26	-31,97
8	29,23	42,79	46,39	49,37	68,90	72,73	57,17	-21,39	49,44	-32,02
9	28,87	42,08	45,76	48,42	67,72	69,93	54,77	-21,68	47,32	-32,33
10	28,58	41,50	45,21	47,65	66,72	66,95	52,12	-22,15	44,90	-32,94
11	28,33	41,04	44,86	47,04	66,04	63,84	49,27	-22,82	42,23	-33,85
12	28,38	40,82	43,83	46,66	64,41	60,52	46,19	-23,68	39,31	-35,05
13	27,09	40,03	47,77	46,07	70,06	58,01	43,51	-25,00	36,57	-36,96
14	6,07	15,35	152,88	19,76	225,54	24,61	11,92	-51,56	5,84	-76,27

Fonte: Autora, 2022.

Figura 62 – Diferença percentual dos momentos fletores negativos próximo aos pilares P3 e P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

A tabela 45 exprime os momentos na direção x no pilar de extremidade P3 e a figura 63 mostra as variações desses momentos entre os dois modelos estudados.

Mais uma vez ocorre um comportamento similar entre os gráficos, que demonstram as variações sem e com a ISE das duas edificações. O momento no primeiro pavimento para o solo arenoso apresenta uma diferença muito maior que o caso do solo argiloso, porém no topo do pilar as variações foram altas e com acréscimo de momento, enquanto, na base ocorreu redução dos momentos.

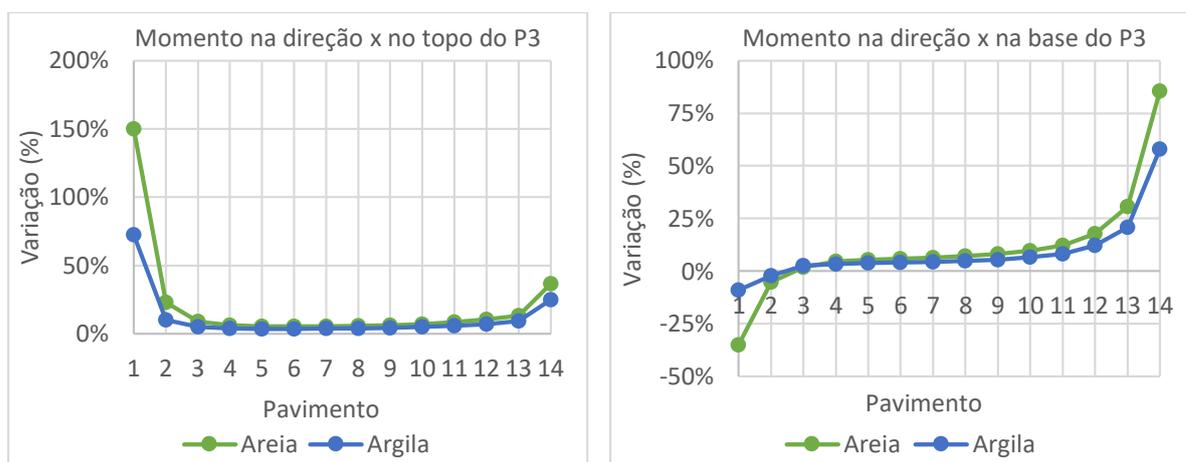
Nos pavimentos intermediários as variações foram baixas e com valores próximos nos dois tipos de solo. Já nos últimos andares as variações voltam a subir e o solo arenoso se distancia do solo argiloso, com maiores alterações.

Tabela 45 – Momento na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento na direção x no P3 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
1	7,10	27,60	17,74	149,86	17,97	-34,89	12,24	72,39	25,12	-8,99
2	14,93	18,78	18,36	22,97	17,80	-5,22	16,44	10,11	18,37	-2,18
3	16,28	16,13	17,74	8,97	16,45	1,98	17,10	5,04	16,54	2,54
4	15,84	14,53	16,79	6,00	15,21	4,68	16,44	3,79	15,02	3,37
5	14,91	13,23	15,71	5,37	13,96	5,52	15,44	3,55	13,73	3,78
6	13,79	11,93	14,52	5,29	12,65	6,04	14,28	3,55	12,42	4,11
7	12,58	10,60	13,27	5,48	11,29	6,51	13,04	3,66	11,07	4,43
8	11,29	9,22	11,95	5,85	9,88	7,16	11,74	3,99	9,67	4,88
9	9,95	7,79	10,58	6,33	8,42	8,09	10,38	4,32	8,22	5,52
10	8,55	6,32	9,16	7,13	6,93	9,65	8,97	4,91	6,74	6,65
11	7,10	4,82	7,70	8,45	5,41	12,24	7,51	5,77	5,22	8,30
12	5,61	3,30	6,20	10,52	3,89	17,88	6,01	7,13	3,70	12,12
13	3,94	1,82	4,46	13,20	2,38	30,77	4,30	9,14	2,20	20,88
14	2,46	0,76	3,36	36,59	1,41	85,53	3,07	24,80	1,20	57,89

Fonte: Autora, 2022.

Figura 63 – Diferença percentual do momento na direção x no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

De natureza igual, os momentos no mesmo pilar, porém na direção y, ofereceram conduta similar ao edifício com 7 pavimentos, tanto na base quanto no topo, entretanto o edifício de 14 pavimentos obteve valores maiores de momentos e de variações ao se considerar a ISE, o que é de se esperar, já que uma edificação mais robusta transmite maiores cargas e geram momentos fletores mais acentuados.

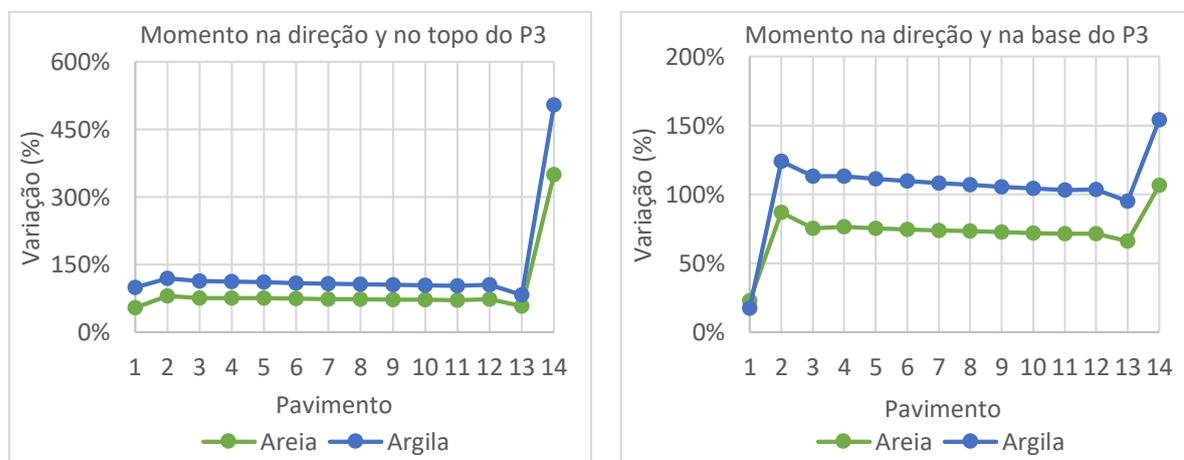
A tabela 46 e a figura 64 exprimem os momentos na direção y na base e no topo do P3 e as diferenças percentuais ao analisar apoios fixos e flexíveis.

Tabela 46 – Momento na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento na direção y no P3 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
1	12,57	18,41	19,37	54,10	22,58	22,65	24,98	98,73	21,58	17,22
2	15,86	17,23	28,66	80,71	32,20	86,88	34,70	118,79	38,62	124,14
3	14,66	14,66	25,83	76,19	25,68	75,17	31,34	113,78	31,27	113,30
4	14,27	14,47	25,11	75,96	25,53	76,43	30,32	112,47	30,86	113,27
5	13,80	13,94	24,16	75,07	24,45	75,39	29,09	110,80	29,47	111,41
6	13,40	13,54	23,37	74,40	23,64	74,59	28,04	109,25	28,39	109,68
7	13,05	13,17	22,67	73,72	22,90	73,88	27,11	107,74	27,42	108,20
8	12,75	12,85	22,06	73,02	22,26	73,23	26,31	106,35	26,58	106,85
9	12,50	12,58	21,55	72,40	21,71	72,58	25,64	105,12	25,86	105,56
10	12,29	12,36	21,12	71,85	21,26	72,01	25,08	104,07	25,26	104,37
11	12,18	12,20	20,81	70,85	20,90	71,31	24,65	102,38	24,78	103,11
12	11,79	11,99	20,43	73,28	20,58	71,64	24,25	105,68	24,39	103,42
13	13,39	12,44	21,10	57,58	20,66	66,08	24,47	82,75	24,28	95,18
14	3,62	9,17	16,29	350,00	18,96	106,76	21,89	504,70	23,29	153,98

Fonte: Autora, 2022.

Figura 64 – Diferença percentual do momento na direção y no topo e na base do pilar P3 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

A análise das variações dos momentos que ocorrem no topo do pilar P8 na direção x, expõe o mesmo comportamento do pilar P8 na direção x no edifício com 7 pavimentos e do pilar P3 na direção x no edifício com 14 pavimentos.

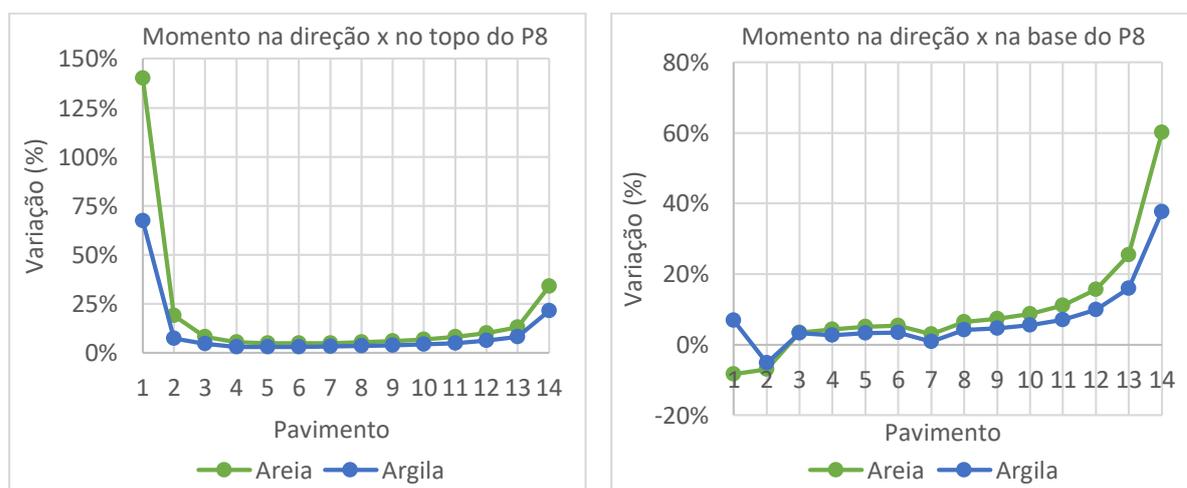
Ao analisar o gráfico que exprime as variações na base do pilar, percebe-se algumas diferenças ao ser comparado com o edifício anterior, visto que na maior edificação as variações não foram todas crescentes ao se percorrer os andares.

Tabela 47 – Momento na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento na direção x no P8 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
1	10,37	31,73	24,90	140,12	29,09	-8,32	17,36	67,41	33,93	6,93
2	19,73	23,87	23,51	19,16	22,20	-7,00	21,22	7,55	22,64	-5,15
3	21,20	21,03	22,97	8,35	21,73	3,33	22,18	4,62	21,72	3,28
4	20,55	19,18	21,67	5,45	20,00	4,28	21,21	3,21	19,70	2,71
5	19,30	17,54	20,26	4,97	18,43	5,07	19,90	3,11	18,12	3,31
6	17,83	15,88	18,71	4,94	16,74	5,42	18,38	3,08	16,43	3,46
7	16,23	14,56	17,06	5,11	14,99	2,95	16,76	3,27	14,68	0,82
8	14,54	12,37	15,34	5,50	13,17	6,47	15,05	3,51	12,88	4,12
9	12,77	10,52	13,55	6,11	11,29	7,32	13,26	3,84	11,01	4,66
10	10,94	8,61	11,70	6,95	9,36	8,71	11,42	4,39	9,08	5,46
11	9,04	6,65	9,78	8,19	7,39	11,13	9,50	5,09	7,12	7,07
12	7,11	4,68	7,84	10,27	5,41	15,60	7,57	6,47	5,14	9,83
13	4,87	2,71	5,51	13,14	3,40	25,46	5,27	8,21	3,14	15,87
14	3,39	1,38	4,54	33,92	2,21	60,14	4,12	21,53	1,90	37,68

Fonte: Autora, 2022.

Figura 65 – Diferença percentual do momento na direção x no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

Para o momento na direção y no topo do pilar central P8, encontramos um fator de diferença com a edificação anterior, a variação no primeiro pavimento para o caso de solo argiloso. Visto que, no edifício de 7 pavimentos, ela apresentou-se com valor positivo, não obstante à edificação de 14 pavimentos, com percentual negativo.

Entretanto, nos demais pavimentos os momentos no topo do pilar tiveram comportamento similar à edificação anterior, com acréscimo bem elevado no primeiro piso sobre o solo arenoso e os seguintes com alterações mínimas nas duas tipologias de solo, como é expresso na tabela 48 e figura 66.

Prontamente, as variações na base do pilar P8 na direção y nos pavimentos intermediários foram mínimas, assim como no edifício anterior.

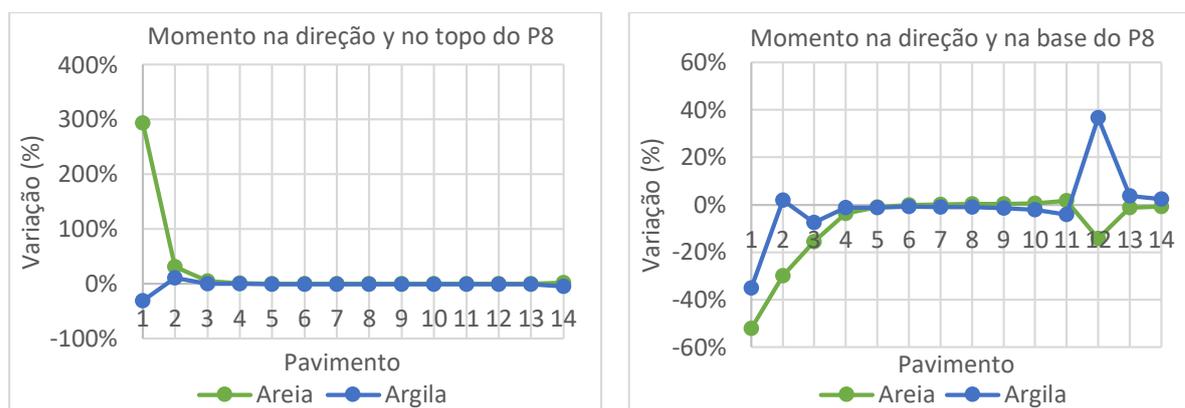
Os maiores momentos foram obtidos na base do pilar no primeiro pavimento, momento esse que sofre com diminuições constantes e não tão acentuadas quando se sobem os andares, até atingir o décimo segundo pavimento e padecer com um decaimento alto, deixando os momentos próximos à zero, para então seguir com pequenos acréscimos nos últimos pavimentos.

Tabela 48 – Momento na direção y no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Momento na direção y no P8 (kN.m)									
	S/ ISE		C/ ISE							
			Solo Arenoso				Solo Argiloso			
	Topo	Base	Topo	%	Base	%	Topo	%	Base	%
1	9,31	222,57	36,61	293,23	106,68	-52,07	6,40	-31,26	144,26	-35,18
2	41,14	87,12	53,85	30,89	61,00	-29,98	45,77	11,25	88,87	2,01
3	51,00	51,10	53,63	5,16	43,08	-15,69	51,35	0,69	47,26	-7,51
4	51,63	39,62	52,37	1,43	38,18	-3,63	51,61	-0,04	39,10	-1,31
5	49,74	33,37	49,96	0,44	33,01	-1,08	49,55	-0,38	32,99	-1,14
6	47,03	28,35	47,13	0,21	28,32	-0,11	46,82	-0,45	28,11	-0,85
7	43,92	23,58	44,00	0,18	23,62	0,17	43,72	-0,46	23,36	-0,93
8	40,56	18,82	40,63	0,17	18,88	0,32	40,36	-0,49	18,62	-1,06
9	36,98	14,03	37,05	0,19	14,09	0,43	36,78	-0,54	13,84	-1,35
10	33,19	9,19	33,26	0,21	9,25	0,65	33,00	-0,57	9,00	-2,07
11	29,17	4,32	29,24	0,24	4,39	1,62	28,99	-0,62	4,14	-4,17
12	24,69	0,49	24,75	0,24	0,42	-14,29	24,51	-0,73	0,67	36,73
13	19,31	4,88	19,38	0,36	4,82	-1,23	19,13	-0,93	5,06	3,69
14	5,98	7,84	6,09	1,84	7,77	-0,89	5,70	-4,68	8,02	2,30

Fonte: Autora, 2022.

Figura 66 – Diferença percentual do momento na direção y e no topo e na base do pilar P8 no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

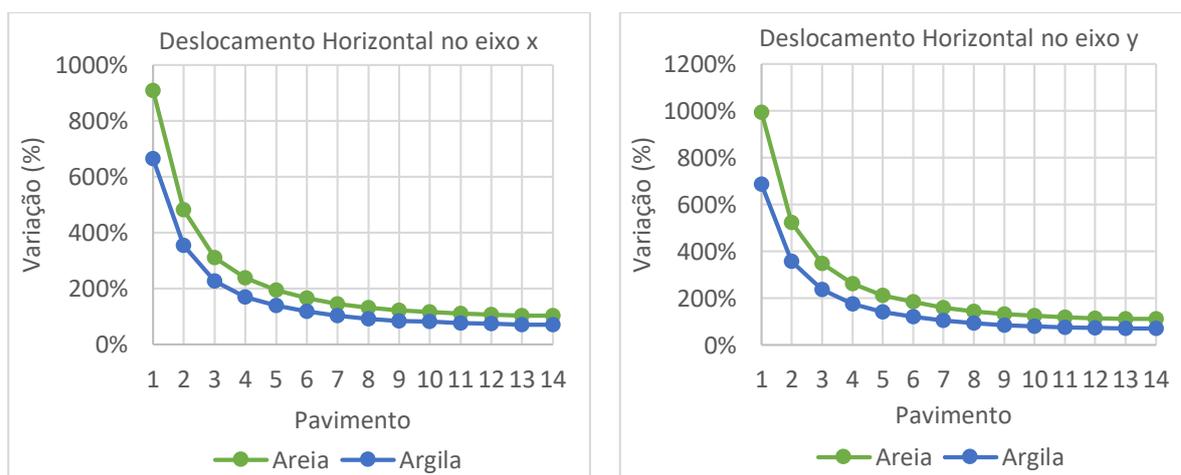
Assim como na edificação anterior, os deslocamentos horizontais atingiram maiores variações nos primeiros pavimentos e o solo arenoso foi mais susceptível a alterações em relação ao solo argiloso. Contudo, as variações dos deslocamentos horizontais não foram todos superiores no eixo y, visto que sobre o solo argiloso do nono pavimento até o décimo segundo, as alterações no eixo x foram mais acentuadas, como demonstram a tabela 49 e a figura 67.

Tabela 49 – Deslocamentos horizontais no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.

Pavimento	Deslocamento Horizontal (cm)									
	Deslocamento em x					Deslocamento em y				
	S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso		S/ ISE	Solo Arenoso		Solo Argiloso	
		C/ ISE	%	C/ ISE	%		C/ ISE	%	C/ ISE	%
1	0,14	1,41	907,14	1,07	664,29	0,14	1,53	992,86	1,10	685,71
2	0,26	1,51	480,77	1,18	353,85	0,26	1,62	523,08	1,19	357,69
3	0,39	1,60	310,26	1,27	225,64	0,38	1,70	347,37	1,28	236,84
4	0,50	1,69	238,00	1,35	170,00	0,49	1,77	261,22	1,35	175,51
5	0,60	1,77	195,00	1,43	138,33	0,59	1,84	211,86	1,42	140,68
6	0,69	1,83	165,22	1,50	117,39	0,67	1,90	183,58	1,48	120,90
7	0,77	1,89	145,45	1,56	102,60	0,75	1,95	160,00	1,54	105,33
8	0,84	1,95	132,14	1,61	91,67	0,82	2,00	143,90	1,58	92,68
9	0,90	1,99	121,11	1,66	84,44	0,88	2,04	131,82	1,62	84,09
10	0,94	2,03	115,96	1,70	80,85	0,92	2,07	125,00	1,66	80,43
11	0,98	2,06	110,20	1,73	76,53	0,96	2,09	117,71	1,68	75,00
12	1,01	2,08	105,94	1,75	73,27	0,99	2,11	113,13	1,70	71,72
13	1,03	2,09	102,91	1,76	70,87	1,00	2,12	112,00	1,71	71,00
14	1,03	2,09	102,91	1,76	70,87	1,01	2,13	110,89	1,72	70,30

Fonte: Autora, 2022.

Figura 67 – Diferença percentual dos deslocamentos horizontais em x e y no edifício com 14 pavimentos analisado pelo SAP2000.



Fonte: Autora, 2022.

4.3 Comparativo entre os softwares

A principal diferença na inserção dos dados nos dois programas é que o SAP2000 necessita de um preenchimento mais manual, já o Eberick é mais automático, a exemplo da ação do vento, onde no Eberick apenas introduz-se o valor da velocidade básica e no SAP2000 carrega-se a edificação com as variações em cada pavimento do prédio, manualmente.

Outro fator de diferença é que no SAP2000, as estruturas que ficam abaixo ou em contato com o solo, como as fundações e vigas baldrame, por exemplo, não são dimensionadas no programa, por isso que nos resultados gerados pelo Eberick os pavimentos iniciam-se em zero, representando o pavimento em que se encontra as vigas baldrame, já no SAP2000 a contagem começa no primeiro pavimento. A figura 68 apresenta as modelagens do edifício de 14 pavimentos no Eberick e SAP2000.

acrécimos no Eberick, em contrapartida, no SAP2000 foi o último pavimento o mais afetado com incrementos.

Ao analisar, os momentos negativos na viga próximo ao pilar central P8, no SAP2000 todos os pavimentos sofrem alívios. Esse comportamento é esperado, pois como o pilar sofre uma redução de carga devido a redistribuição de esforços, acarreta uma diminuição no momento da viga nesse pilar. Porém, no Eberick não ocorreu em todos os pavimentos o decréscimo no momento nesse pilar, principalmente quando se analisa a maior edificação. Resultado semelhante foi obtido por Silva (2019).

Outrossim, ao analisar os momentos na direção x e y no topo e na base dos pilares P3 e P8, na maioria dos pavimentos e em todos os exemplos estudados, percebe-se um comportamento similar dos solos arenoso e argiloso, com curvaturas paralelas entre os dois solos nos gráficos.

Outro fator congênere foram as altas alterações no primeiro e no último pavimento, variação essa que pode ser observada em grande parte dos gráficos que representam as alterações dos pilares ao se considerar a ISE nos dois programas.

Do mesmo modo, os comportamentos dos deslocamentos horizontais nos dois softwares foram parecidos, com a areia sempre se sobressaindo com as maiores variações e em todos os exemplos com o eixo y, resultado da menor rigidez do eixo y em relação ao eixo x.

Contudo, as variações percentuais dos deslocamentos horizontais obtidas pelo Eberick foram bem inferiores em comparação com o SAP2000.

Por fim, observa-se que os resultados obtidos através do SAP2000 foram mais satisfatórios, por serem mais condizentes com a teoria.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A pesquisa analisou a influência da Interação Solo-Estrutura através da comparação entre apoios fixos e flexíveis. Notam-se pequenas variações nas cargas e recalques das fundações, entretanto nos momentos fletores e deslocamentos horizontais as alterações foram acentuadas.

Os resultados obtidos nas cargas comprovam a teoria da redistribuição de esforços. Esse fenômeno ocorre quando se considera a influência que o solo exerce sobre a estrutura, com os pilares mais carregados cedendo parcela da sua carga para os menos carregados, conferindo à edificação deformações mais suaves, com recalques mais uniformes.

As alterações das cargas também geraram mudanças nos comportamentos dos elementos estruturais lineares. Os momentos nas vigas e pilares sofreram variações significativas, com destaque para o primeiro pavimento, em decorrência da menor rigidez nessa região quando os apoios da estrutura passaram a ser flexíveis. Além do mais, alguns resultados descreveram também um acréscimo das variações no último pavimento, efeito dos menores esforços nesse patamar.

Outro fator constatado foi a influência do número de pavimentos, no qual quanto maior a edificação, maiores as cargas e maiores as alterações dos esforços e deslocamentos.

Enquanto a tipologia do solo, a argila obteve na maioria dos estudos maiores variações dos parâmetros, resultado do seu menor coeficiente de reação vertical. Entretanto, o solo argiloso apresentou maiores coeficientes de mola vertical e de rotação, consequência das áreas mais robustas das suas sapatas. Esse fator desencadeou alterações mais significativas no solo arenoso em alguns momentos, principalmente no primeiro pavimento, e nos deslocamentos horizontais.

Os dados gerados pelo software SAP2000 obtiveram resultados mais satisfatórios, pois foram mais condizentes com a teoria.

Enfim, pode-se constatar a importância que a ISE exerce nos projetos estruturais, pois a desconsideração da influência da deformabilidade e ação do solo na estrutura, com a adoção de engastes nas fundações, remetem a valores de momentos e deslocamentos com diferenças significativas, na maioria dos pavimentos. Ademais, a adoção de apoios flexíveis traz uma modelagem mais realista, propiciando análises mais seguras.

Assim, no intuito de ponderar novos aportes ao tema, sugerem-se pesquisas que avaliem a influência de edificações vizinhas; análise incremental com a carga sendo acrescentada de

forma gradativa, simulando a sequência construtiva; plantas de formas com formatos e dimensões diferentes, e; a utilização do método do meio contínuo.

REFERÊNCIAS

- ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 2019.
- ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2019.
- ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2010.
- ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **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.
- BACARJI, Edgar. **Análise de Estruturas de Edifícios**: Projeto de Pilares. 1993. 187f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 1993.
- BARROS, Mateus Lima; CORREIA, Vinícius Costa. Análise da interação solo-estrutura em edifícios com fundações superficiais sobre diferentes tipologias de solo. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 62, 2020, Florianópolis. **Anais...** São Paulo, SP: IBRACON, 2020.
- BASTOS, Paulo Sérgio. **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. **9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Tokyo, 1977.
- CAMARGO, Fabiana Ester de. **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 – RS, 2002.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- COLARES, George Moura. **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 – SP, 2006.
- CRESPO, Victor Augusto de Souza. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. 2004. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes – RJ, 2004.

DANZIGER, Bernadete R.; CARVALHO, Eliane M. L.; COSTA, Ricardo V.; DANZIGER, Fernando A. B. Estudo de caso de obra com análise da interação solo estrutura. **Engenharia Civil UM**, n. 23, p. 43-54. 2005.

DIEGUEZ, Adriana Botelho; COSTA, Flávio de Oliveira. **Apostila para utilização passo a passo do SAP2000, versão 8.3.5, para projetos de edifícios de Concreto Armado**. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **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, Rio de Janeiro – RJ, 1990.

HOLANDA JR, Osvaldo Gomes. **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 – SP, 1998.

IGLESIA, Socrates Muñoz. **A interação solo-estrutura e sua aplicação na análise de estruturas de edifícios**. Florianópolis: AltoQi, 2016.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **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 – SP, 2000.

LEONI, Augusto José. **Apunte de coeficiente de balasto**. Laboratorio de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de La Plata, La Plata, 2012.

MARANGON, Marcio. Compressibilidade e adensamento dos solos. **Mecânica dos Solos II**. Minas Gerais: UFJF, 2018. p. 61-90.

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

MOTA, Magnólia Maria Campêlo. **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 – SP, 2009.

REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. **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 – SP, 2000.

RIBEIRO, Dimas Betioli. **Análise da interação solo-estrutura via acoplamento MEC-MEF**. 2005. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2005.

SILVA, Juliano Nunes Barbosa da. **Interação solo-estrutura em edifícios sobre fundações superficiais**. 2019. 87 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia – AL, 2019.

SOUZA, Rafael Alves de; REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Scientiarum Technology**, Maringá, v. 30, n. 2, p. 161-171, 2008.

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações raras. In: HACHICH, Waldemar et al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**, 2ª ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 227-265.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R. **Fundações vol. 1: Critérios de projeto – Investigação do subsolo – Fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

APÊNDICE A – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A partir de um pré-dimensionamento obteve-se as seguintes dimensões para as vigas do edifício com 7 pavimentos: $h = 50$ cm; $b = 15$ cm; e para as vigas do edifício com 14 pavimentos: $h = 60$ cm; $b = 15$. Do mesmo modo, obteve-se as dimensões das lajes e dos pilares dos dois edifícios, conforme as tabelas a seguir.

Tabela 50 – Pré-dimensionamento das lajes dos edifícios.

Lajes	d (cm)	h (cm)
L1	8,855	12
L2	8,470	12
L3	8,470	12
L4	8,855	12
L5	8,855	12
L6	8,470	12
L7	8,470	12
L8	8,855	12

Fonte: Autora, 2022.

Tabela 51 – Pré-dimensionamento dos pilares para o edifício com 7 pavimentos.

Pilares	Área de influência (m ²)	Nk (KN)	Nsd (KN)	Ac (cm ²)	b (cm)	h (cm)
P1	7,204	504,259	1260,648	534,658	25	30
P2	13,324	932,659	2051,850	870,218	25	35
P3	15,428	1079,925	2375,835	1007,625	25	40
P4	13,324	932,659	2051,850	870,218	25	35
P5	7,204	504,259	1260,648	534,658	25	30
P6	17,091	1196,391	2632,060	1116,293	25	45
P7	31,611	2212,791	3983,024	1689,256	35	50
P8	36,603	2562,175	4611,915	1955,977	35	60
P9	31,611	2212,791	3983,024	1689,256	35	50
P10	17,091	1196,391	2632,060	1116,293	25	45
P11	7,204	504,259	1260,648	534,658	25	30
P12	13,324	932,659	2051,850	870,218	25	35
P13	15,428	1079,925	2375,835	1007,625	25	40
P14	13,324	932,659	2051,850	870,218	25	35
P15	7,204	504,259	1260,648	534,658	25	30

Fonte: Autora, 2022.

Tabela 52 – Pré-dimensionamento dos pilares para o edifício com 14 pavimentos.

Pilares	Área de influência (m²)	Nk (KN)	Nsd (KN)	Ac (cm²)	b (cm)	h (cm)
P1	7,204	1008,518	2521,295	1069,316	30	40
P2	13,324	1865,318	4103,700	1740,436	35	50
P3	15,428	2159,850	4751,670	2015,249	35	60
P4	13,324	1865,318	4103,700	1740,436	35	50
P5	7,204	1008,518	2521,295	1069,316	30	40
P6	17,091	2392,782	5264,120	2232,587	35	65
P7	31,611	4425,582	7966,048	3378,512	40	90
P8	36,603	5124,350	9223,830	3911,955	45	90
P9	31,611	4425,582	7966,048	3378,512	40	90
P10	17,091	2392,782	5264,120	2232,587	35	65
P11	7,204	1008,518	2521,295	1069,316	30	40
P12	13,324	1865,318	4103,700	1740,436	35	50
P13	15,428	2159,850	4751,670	2015,249	35	60
P14	13,324	1865,318	4103,700	1740,436	35	50
P15	7,204	1008,518	2521,295	1069,316	30	40

Fonte: Autora, 2022.