

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**

Escola de Engenharia

Especialização em Análise de Estruturas de Concreto Armado e Aço

Irani Maura Antunes da Silva

**AVALIAÇÃO SOLO ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO  
DE ALVENARIA ESTRUTURAL – ESTUDO DE CASO.**

Belo Horizonte

2021

Irani Maura Antunes da Silva

**AVALIAÇÃO SOLO ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO  
DE ALVENARIA ESTRUTURAL – ESTUDO DE CASO.**

**Versão Final**

Monografia de especialização apresentada à Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Especialista em Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva

Belo Horizonte

2021

S586a

Silva, Irani Maura Antunes da.

Avaliação solo estrutura no comportamento de um edifício de alvenaria estrutural – Estudo de caso [recurso eletrônico] / Irani Maura Antunes da Silva. – 2021.

1 recurso online (98 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Roberto Márcio da Silva.

“Monografia apresentada à Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Especialista em Estruturas”

Bibliografia: f. 97-98.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas. 2. Alvenaria. 3. Teoria das Estruturas.  
I. Silva, Roberto Márcio da. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624



# Agradecimentos

A Deus pela proteção a minha vida e por sempre guiar meu caminho.

Ao Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva, que durante esses meses me acompanhou e me deu todo auxílio necessário para a conclusão deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira, pela orientação para a conclusão deste trabalho.

Aos meus pais, Pedro Luzia Antunes da Silva e Magna Nunes Barbosa Silva, por todo amor, confiança, incentivo, apoio e por me darem força e condições para correr atrás dos meus sonhos. Agradeço também aos meus irmãos, sempre dispostos a me ajudar, pelo carinho e torcida.

Ao meu namorado, Pedro Ivo Pais Barroso, pelo amor, paciência, companheirismo, apoio e pelo incentivo.

A todos os meus amigos que sempre me incentivaram e torceram por mim.

A todos os professores da Especialização, que através dos seus ensinamentos permitiram que eu concluísse este curso

# Resumo

Este trabalho trata-se de uma análise da influência da consideração da interação solo-estrutura (ISE) sobre os elementos de estruturas de alvenaria. Para este estudo foi utilizado dois modelos, um com apoios teóricos (apoios rígidos) e o outro considerando a interação solo-estrutura. Nos dois modelos considerou-se fundação direta tipo radier, mudando apenas o apoio da estrutura. Na maioria dos escritórios de cálculo estrutural, são utilizados os apoios teóricos, rotulas ou engastes para facilitar a análise da estrutura. No entanto, esses modelos podem fornecer resultados incompatíveis com a realidade, pois não levam em consideração a deformidade do solo, no qual, será executado o edifício. Dessa forma, para uma análise que se aproxima da realidade existe software que leva em consideração a deformação do solo. Neste trabalho foi realizada uma modelagem numérica de um edifício de alvenaria estrutural de 15 (quinze) pavimentos, no qual considerou as ações verticais e horizontais atuando no edifício. Utilizou-se o software SAP 2000 que utiliza o Método dos Elementos Finitos. Para o reconhecimento e caracterização do solo local utilizou-se um relatório de sondagem (sondagem à percussão - SPT) real do estado do Maranhão da região de Rosário. Com o perfil geotécnico do local, foi possível reconhecer as camadas de solo que o compõem e as características de cada uma delas. Os resultados gerados demonstram a importância de se considerar a deformação do solo mesmo que de forma mais simples para substituir os apoios teóricos. Para uma análise estrutural mais realista sugere-se que a interação solo estrutura seja avaliada..

**Palavras-chave:** Alvenaria estrutural, Interação Solo-estrutura, Análise estrutural.

# Abstract

This work is an analysis of the consideration of the soil-structure interaction (ISE) on the elements of masonry structures. For this study, two models were used, one with theoretical support and the other considering a soil-structure interaction. In both models, a direct radier-type foundation was considered, changing only the support of the structure. In most structural calculation offices, theoretical support, labels or bezels are used to facilitate the analysis of the structure. However, these models can provide results incompatible with reality, as they do not take into account the deformity of the soil, on which the building will be built. Thus, for an analysis that approaches reality, software was developed that takes into account soil deformation. In this work, a numerical modeling of a structural masonry building with 15 (fifteen) floors was carried out, in which it considered the vertical and horizontal actions acting on the building. Use SAP 2000 software that uses the Finite Element Method. For the recognition and characterization of the local soil, a real survey report (percussion survey - SPT) from the state of Maranhão in the region of Rosario was used. With the geotechnical profile of the site, it was possible to recognize the soil layers that compose it and the characteristics of each one of them. The results generated demonstrate the importance of considering soil deformation even though the simplest way to replace theoretical supports. For a more adequate structural analysis, it is recommended that a soil structural analysis be evaluated.

**Keywords:** structural masonry, soil-structure interaction, structural analysis.

# Lista de ilustrações

Figura 1 – Casos de interação solo-estrutura . . . . .	19
Figura 2 – Efeito da sequência construtiva . . . . .	20
Figura 3 – Primeiro caso do efeito de construções vizinhas - carregamento simultâneo	21
Figura 4 – Segundo caso do efeito de construções vizinhas - carregamento não simultâneo . . . . .	21
Figura 5 – Terceiro caso do efeito de construções vizinhas - prédio construído entre dois prédios existentes . . . . .	22
Figura 6 – Quarto caso do efeito de construções vizinhas – Dois prédios construídos ao lado de um já existente . . . . .	22
Figura 7 – Analogia da Viga - Parede . . . . .	23
Figura 8 – Efeitos da interação . . . . .	24
Figura 9 – Bulbo de tensões para $B = 1.0$ [m] . . . . .	25
Figura 10 – Fator de Influência $I_w$ para sapatas rígidas e flexíveis . . . . .	29
Figura 11 – Elementos de casca sobre elementos sólidos . . . . .	30
Figura 12 – Bulbo de tensões baseado na equação de Boussinesq . . . . .	31
Figura 13 – Tipos de apoio para o edifício. . . . .	32
Figura 14 – Sistema de coordenadas locais do elemento ( <i>shell</i> ) . . . . .	34
Figura 15 – Orientação dos eixos locais nas lajes . . . . .	34
Figura 16 – Orientação dos eixos locais nas paredes estruturais . . . . .	35
Figura 17 – Conexão entre os nós e definição das faces do elemento do tipo ( <i>solid</i> ) .	35
Figura 18 – Edifício com apoio teórico – Modelado através do programa SAP2000 .	36
Figura 19 – Planta pavimento tipo do edifício modelo. . . . .	38
Figura 20 – Croqui do edifício modelo. . . . .	39
Figura 21 – Paredes estruturais indicadas na planta baixa do pavimento tipo. . . .	40
Figura 22 – Boletim de sondagem . . . . .	47
Figura 23 – Modelagem das paredes de alvenaria estrutural . . . . .	48
Figura 24 – Modelagem das lajes . . . . .	49
Figura 25 – Modelagem 1 com os 15 pavimentos, utilização do comando <i>Replicate</i> .	49
Figura 26 – Aplicação da carga do vento . . . . .	50
Figura 27 – Modelamento numérico . . . . .	50
Figura 28 – Bulbo de Tensões do edifício - Corte XZ (PX1) - Tensão em $\text{kN/m}^2$ . .	52
Figura 29 – Bulbo de Tensões do edifício - Corte XZ (PX4) - Tensão em $\text{kN/m}^2$ . .	52
Figura 30 – Bulbo de Tensões do edifício - Corte YZ (PY2) - Tensão em $\text{kN/m}^2$ . .	53
Figura 31 – Bulbo de Tensões do edifício - Corte YZ (PY1) - Tensão em $\text{kN/m}^2$ . .	53
Figura 32 – Deslocamentos em cm - Modelo com apoios teóricos . . . . .	54
Figura 33 – Deslocamentos em cm - Modelo com apoios sobre meio contínuo (ISE)	54



Figura 34 – Parede PX1 a ser analisada . . . . .	55
Figura 35 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX1 (1º Pavimento)	56
Figura 36 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX1 (1º Pavimento)	57
Figura 37 – Parede PX2 a ser analisada . . . . .	58
Figura 38 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX2 (1º Pavimento)	59
Figura 39 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX2 (1º Pavimento)	60
Figura 40 – Parede PX3 a ser analisada . . . . .	61
Figura 41 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX2 (1º Pavimento)	62
Figura 42 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX3 (1º Pavimento)	63
Figura 43 – Parede PX4 a ser analisada . . . . .	64
Figura 44 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX4 (1º Pavimento)	65
Figura 45 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX4 (1º Pavimento)	66
Figura 46 – Parede PX5 a ser analisada . . . . .	67
Figura 47 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX5 (1º Pavimento)	68
Figura 48 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX5 (1º Pavimento)	68
Figura 49 – Parede PX6 a ser analisada . . . . .	69
Figura 50 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX6 (1º Pavimento)	70
Figura 51 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX6 (1º Pavimento)	71
Figura 52 – Parede PY1 a ser analisada . . . . .	73
Figura 53 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY1 (1º Pavimento)	74
Figura 54 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY1 (1º Pavimento)	75
Figura 55 – Parede PY2 a ser analisada . . . . .	76
Figura 56 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY2 (1º Pavimento)	77
Figura 57 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY2 (1º Pavimento)	78
Figura 58 – Parede PY3 a ser analisada . . . . .	78
Figura 59 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY3 (1º Pavimento)	79
Figura 60 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY3 (1º Pavimento)	80
Figura 61 – Parede PY4 a ser analisada . . . . .	80
Figura 62 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY4 (1º Pavimento)	81
Figura 63 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY4 (1º Pavimento)	82
Figura 64 – Parede PY5 a ser analisada . . . . .	83
Figura 65 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY5 (1º Pavimento)	84
Figura 66 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY5 (1º Pavimento)	85
Figura 67 – Parede PY6 a ser analisada . . . . .	86
Figura 68 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY6 (1º Pavimento)	87
Figura 69 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY6 (1º Pavimento)	88
Figura 70 – Parede PY7 a ser analisada . . . . .	89
Figura 71 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY7 (1º Pavimento)	90
Figura 72 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY7 (1º Pavimento)	91

Figura 73 – Parede PY8 a ser analisada . . . . .	92
Figura 74 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY8 (1º Pavimento)	93
Figura 75 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY8 (1º Pavimento)	94
Figura 76 – Parede PY9 a ser analisada . . . . .	95
Figura 77 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY9 (1º Pavimento)	95
Figura 78 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY9 (1º Pavimento)	96

# Lista de tabelas

Tabela 1 – Valores de K . . . . .	26
Tabela 2 – Valores de $\alpha$ . . . . .	26
Tabela 3 – Valores típicos do coeficiente de Poisson . . . . .	26
Tabela 4 – Convenções utilizadas no programa SAP2000. . . . .	33
Tabela 5 – Cargas permanentes . . . . .	37
Tabela 6 – Cargas acidentais . . . . .	38
Tabela 7 – Fator topográfico . . . . .	41
Tabela 8 – Definição de categorias de terreno segundo NBR6123/1988 . . . . .	42
Tabela 9 – Definição de classes de edificação para determinação de S2 . . . . .	42
Tabela 10 – Valores mínimos do fator estatístico S3 . . . . .	42
Tabela 11 – Resumo dos valores obtidos para o fator S2 . . . . .	44
Tabela 12 – Resumo da força encontrada em cada pavimento . . . . .	44
Tabela 13 – Parâmetros do solo . . . . .	46
Tabela 14 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	55
Tabela 15 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	57
Tabela 16 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX1 . . . . .	58
Tabela 17 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	59
Tabela 18 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	60
Tabela 19 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX2 . . . . .	61
Tabela 20 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	62
Tabela 21 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	63
Tabela 22 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX3 . . . . .	64
Tabela 23 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	65
Tabela 24 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	65
Tabela 25 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX4 . . . . .	66
Tabela 26 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	67
Tabela 27 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	67
Tabela 28 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX5 . . . . .	69
Tabela 29 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	70
Tabela 30 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	71
Tabela 31 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX6 . . . . .	72
Tabela 32 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	73
Tabela 33 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	74
Tabela 34 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY1 . . . . .	76
Tabela 35 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	77
Tabela 36 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	77

Tabela 37 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY2 . . . . .	77
Tabela 38 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	79
Tabela 39 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	79
Tabela 40 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY3 . . . . .	80
Tabela 41 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	81
Tabela 42 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	82
Tabela 43 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY4 . . . . .	83
Tabela 44 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	84
Tabela 45 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	85
Tabela 46 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY5 . . . . .	85
Tabela 47 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	86
Tabela 48 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	87
Tabela 49 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY6 . . . . .	88
Tabela 50 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	89
Tabela 51 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	90
Tabela 52 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY7 . . . . .	91
Tabela 53 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	92
Tabela 54 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	93
Tabela 55 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY8 . . . . .	94
Tabela 56 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	94
Tabela 57 – Tensões Normais de Compressão (MPa) . . . . .	96
Tabela 58 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY9 . . . . .	97

# Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>16</b>
<b>1.1</b>	<b>Considerações iniciais</b>	<b>16</b>
<b>1.2</b>	<b>Justificativa</b>	<b>17</b>
<b>1.3</b>	<b>Objetivo</b>	<b>17</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>18</b>
<b>2.1</b>	<b>Fatores que influenciam no mecanismo ISE</b>	<b>18</b>
2.1.1	Influência no tempo	19
2.1.2	Influência do processo construtivo	20
2.1.3	Influência das edificações vizinhas	20
2.1.4	Influência do número de pavimentos	23
2.1.5	Forma em planta da edificação	24
2.1.6	Profundidade da superfície indeslocável	24
<b>2.2</b>	<b>Conceitos para estudo da ISE</b>	<b>24</b>
2.2.1	Propriedades do solo	25
2.2.1.1	Módulo de elasticidade	25
2.2.1.2	Coeficiente de Poisson	26
2.2.2	Tensão admissível no solo	26
2.2.3	Métodos discretizados para representação do maciço	27
2.2.3.1	Hipótese de Winkler	27
2.2.3.2	Meio Contínuo	30
2.2.3.3	Distribuição de tensões ao longo da profundidade do solo	30
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>32</b>
<b>3.1</b>	<b>Definição do edifício</b>	<b>33</b>
<b>3.2</b>	<b>Análise e modelagem pelo MEF</b>	<b>33</b>
3.2.1	Elementos de casca ( <i>shell</i> )	34
3.2.2	Elementos de sólidos ( <i>solid</i> )	35
<b>3.3</b>	<b>Parâmetros para o modelo com apoios teóricos</b>	<b>36</b>
<b>3.4</b>	<b>Modelagem do edifício</b>	<b>36</b>
3.4.1	Edifício modelo	36
3.4.2	Cargas Verticais	37
3.4.2.1	Cargas permanentes	37
3.4.2.2	Cargas acidentais	38
3.4.3	Ações Horizontais	39
3.4.3.1	Vento	40

3.4.3.1.1	Coeficiente de arrasto na direção X . . . . .	42
3.4.3.1.2	Coeficiente de arrasto na direção Y . . . . .	43
3.4.3.1.3	Coeficiente $S_2$ . . . . .	43
3.4.4	Propriedade física dos materiais . . . . .	43
3.4.4.1	Alvenaria de Blocos de Concreto . . . . .	44
3.4.4.2	Concreto do radier e das lajes . . . . .	45
<b>3.5</b>	<b>Parâmetros do solo . . . . .</b>	<b>46</b>
3.5.1	Edifício modelo . . . . .	46
3.5.2	Parâmetros adotados para o solo . . . . .	46
<b>3.6</b>	<b>Definição da fundação . . . . .</b>	<b>46</b>
<b>3.7</b>	<b>Combinações referentes a modelagem numérica . . . . .</b>	<b>47</b>
<b>3.8</b>	<b>Etapas da modelagem 3D em métodos dos elementos finitos . . . . .</b>	<b>48</b>
<b>3.9</b>	<b>Modelos estudados . . . . .</b>	<b>48</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES . . . . .</b>	<b>51</b>
<b>4.1</b>	<b>Bulbo de tensões no modelo de meio contínuo . . . . .</b>	<b>51</b>
<b>4.2</b>	<b>Análise dos deslocamentos . . . . .</b>	<b>51</b>
<b>4.3</b>	<b>Comparação entre os modelos utilizados . . . . .</b>	<b>51</b>
4.3.1	Análise parede PX1 . . . . .	55
4.3.1.1	Análise 1 . . . . .	55
4.3.1.2	Análise 2 . . . . .	56
4.3.1.3	Análise 3 . . . . .	57
4.3.2	Análise parede PX2 . . . . .	58
4.3.2.1	Análise 1 . . . . .	58
4.3.2.2	Análise 2 . . . . .	59
4.3.2.3	Análise 3 . . . . .	60
4.3.3	Análise parede PX3 . . . . .	61
4.3.3.1	Análise 1 . . . . .	61
4.3.3.2	Análise 2 . . . . .	63
4.3.3.3	Análise 3 . . . . .	63
4.3.4	Análise parede PX4 . . . . .	64
4.3.4.1	Análise 1 . . . . .	64
4.3.4.2	Análise 2 . . . . .	65
4.3.4.3	Análise 3 . . . . .	66
4.3.5	Análise parede PX5 . . . . .	66
4.3.5.1	Análise 1 . . . . .	66
4.3.5.2	Análise 2 . . . . .	67
4.3.5.3	Análise 3 . . . . .	68
4.3.6	Análise parede PX6 . . . . .	69
4.3.6.1	Análise 1 . . . . .	69

4.3.6.2	Análise 2 . . . . .	71
4.3.6.3	Análise 3 . . . . .	72
4.3.7	Análise parede PY1 . . . . .	72
4.3.7.1	Análise 1 . . . . .	72
4.3.7.2	Análise 2 . . . . .	74
4.3.7.3	Análise 3 . . . . .	75
4.3.8	Análise parede PY2 . . . . .	75
4.3.8.1	Análise 1 . . . . .	75
4.3.8.2	Análise 2 . . . . .	76
4.3.8.3	Análise 3 . . . . .	77
4.3.9	Análise parede PY3 . . . . .	78
4.3.9.1	Análise 1 . . . . .	78
4.3.9.2	Análise 2 . . . . .	79
4.3.9.3	Análise 3 . . . . .	79
4.3.10	Análise parede PY4 . . . . .	80
4.3.10.1	Análise 1 . . . . .	81
4.3.10.2	Análise 2 . . . . .	82
4.3.10.3	Análise 3 . . . . .	83
4.3.11	Análise parede PY5 . . . . .	83
4.3.11.1	Análise 1 . . . . .	83
4.3.11.2	Análise 2 . . . . .	84
4.3.11.3	Análise 3 . . . . .	85
4.3.12	Análise parede PY6 . . . . .	86
4.3.12.1	Análise 1 . . . . .	86
4.3.12.2	Análise 2 . . . . .	87
4.3.12.3	Análise 3 . . . . .	87
4.3.13	Análise parede PY7 . . . . .	88
4.3.13.1	Análise 1 . . . . .	88
4.3.13.2	Análise 2 . . . . .	89
4.3.13.3	Análise 3 . . . . .	89
4.3.14	Análise parede PY8 . . . . .	90
4.3.14.1	Análise 1 . . . . .	91
4.3.14.2	Análise 2 . . . . .	92
4.3.14.3	Análise 3 . . . . .	93
4.3.15	Análise parede PY9 . . . . .	93
4.3.15.1	Análise 1 . . . . .	94
4.3.15.2	Análise 2 . . . . .	96
4.3.15.3	Análise 3 . . . . .	97
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES . . . . .</b>	<b>98</b>

**REFERÊNCIAS . . . . . 99**



# 1 Introdução

## 1.1 Considerações iniciais

Mesmo com o desenvolvimento dos métodos de análise do cálculo estrutural, ainda existem dificuldades em considerar a influência da interação do solo com a estrutura no projeto de edifício. Na maioria das vezes, o engenheiro estrutural calcula a superestrutura considerando apoios teóricos e em seguida encaminha para o engenheiro de fundações as cargas geradas, não considerando assim a influência do solo na superestrutura ignorando o efeito da interação do solo-estrutura. Dessa forma, os elementos de fundação são calculados baseados nas reações resultantes da superestrutura e nas características do solo, separadamente. Para validar essa forma, o engenheiro de fundação dimensiona a fundação e calcula os recalques e os compara com os recalques admissíveis. Mas essa análise simplista não é realista, pois essa forma reduz alguns deslocamentos como, o deslocamento vertical.

De acordo com (SIMONS; MENZIES, 1981), sempre ocorrerá algum recalque, se a fundação não estiver apoiada sobre uma rocha sã. Assim sendo, o comportamento imaginado pelos apoios teóricos, que ignora o recalque diferencial da estrutura, pode ser diferente do comportamento real, principalmente em estruturas que estão apoiadas em solos mais deformáveis.

De acordo com (REIS, 2000), as reações de apoio de uma estrutura estão associadas com as condições particulares do maciço no qual ela será implantada. Sendo assim, deveria dar mais importância a deformidade causada pelo solo, uma vez que os resultados obtidos, considerando a presença do maciço, podem interferir de forma significativa quando comparados ao método simplista de base indeformável. Logo, a região de solo que circunda as fundações não é indeslocável como se costuma considerar engastado a edificações nos apoios, e sim sofre deformação quando submetido à aplicação de cargas, fazendo com que as estruturas recalquem, gerando uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais.

Se for utilizado um sistema mais criterioso, no qual se utiliza o efeito da interação solo-estrutura na estrutura, é possível obter resultados mais próximos a realidade trazendo benefícios econômicos, de segurança e durabilidade para a edificação. Com o desenvolvimento dos programas computacionais é possível realizar análises que levam em consideração a deformidade do solo possibilitando assim a verificação dos edifícios considerando sua superestrutura trabalhando em conjunto com a fundação e o solo.

Segundo (SIRQUEIRA, 2019) com a utilização de software para o cálculo estrutural possibilita que o modelo seja mais real e com isso o dimensionamento é mais preciso mostrando o comportamento estrutural das edificações, impedindo assim que algumas

regiões sejam superdimensionadas ou subdimensionadas. Entende-se que a elaboração de um modelo capaz de integrar a estrutura com a deformação do solo é trabalhosa e desafiadora; mas ultimamente vários estudos vêm sendo desenvolvidos e a criação de programas computacionais está viabilizando essa análise. A área que considera essa interação é chamada de interação solo-estrutura (ISE), tema deste trabalho.

## 1.2 Justificativa

Em busca de um dimensionamento estrutural mais preciso torna-se indispensável um estudo mais correto a respeito da transferência de carga entre a estrutura, a fundação e o maciço de solo.

Em uma análise de um edifício em alvenaria estrutural, considerar que os apoios são indesejáveis pode gerar uma distribuição não real das cargas ao longo das paredes e uma análise inadequada da estabilidade da estrutura.

Conforme (IWAMOTO, 2000), o projeto se torna mais confiável e eficiente quando se considera a interação solo-estrutura. Essa interação permite que o dimensionamento estrutural seja mais fiel a realidade do projeto, sendo possível determinar os efeitos de redistribuição de esforços nos elementos estruturais e a intensidade dos recalques diferenciais.

Este trabalho busca mostrar para os engenheiros a existência de ferramentas, como, por exemplo, o método dos elementos finitos que permite realizar cálculos levando em consideração a deformidade do solo.

## 1.3 Objetivo

O objetivo do trabalho é analisar o efeito da deformabilidade do solo no comportamento de um edifício em alvenaria estrutural de quinze andares.

## 2 Revisão Bibliográfica

Em muitos casos, para o dimensionamento estrutural das edificações a uma separação na concepção dos projetos estruturais e projetos de fundações fazendo primeiro o projeto estrutural, desconsiderando a característica e a resposta do maciço de solo e considerando assim a hipótese de apoios teóricos. Desta forma, a análise da superestrutura é realizada separada da infraestrutura.

Para (SIRQUEIRA, 2019) essa forma de dimensionar uma edificação fornece valores de reações e deslocamentos globais incompatível com os reais, pois a partir do momento que considera a fundação com apoios indeformáveis ou rígidos, pressupõe que não ocorrerão recalques na fundação, alegação incompatível com o comportamento real dos solos.

De acordo (IWAMOTO, 2000) como os esforços e os deslocamentos dos dois projetos não são compatibilizados gera um erro de compatibilização entre a estrutura e a fundação. Logo o que acontece no cálculo desses projetos é a desconsideração do mecanismo de consideração da interação solo-estrutura.

De acordo com (COLARES, 2006) o significado de ISE está relacionado com a maneira como acontece à influência do maciço de solo com o sistema de fundação e a estrutura, um influencia o outro em todas as etapas desde a construção até a edificação finalizada. Nesta última as tensões e as deformações se encontram estabilizadas, tanto do solo como da estrutura.

Para (PORTO, 2010) não necessariamente uma edificação construída usando a ISE será mais econômica, ela será construída mais próxima a realidade. De acordo com (VELLOSO; LOPES, 2011), uma análise de interação solo-fundação, pode ser ampliada e assim considerar a superestrutura, denominando assim interação solo-estrutura (ISE), levando em consideração a rigidez real dos elementos estruturais. O objetivo da ISE é fornecer os deslocamentos reais da fundação, da estrutura e seus esforços internos.

Segundo (AOKI; CINTRA, 2005), o objeto de estudo da interação solo-estrutura é a ação mútua entre a estrutura e o maciço de solo. O professor Samuel Chamecki, da UFPR, foi o primeiro a iniciar o estudo da ISE no Brasil, em 1950.

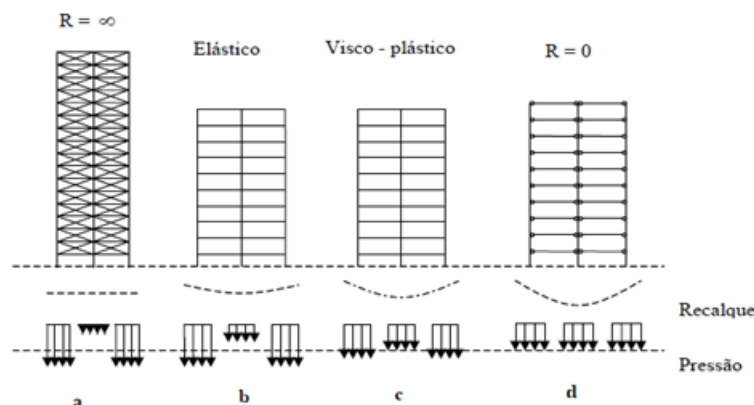
### 2.1 Fatores que influenciam no mecanismo ISE

O mecanismo que influenciam a ISE está ligado a vários fatores, como: Influência do tempo, influência do processo construtivo, das edificações vizinhas, do número de pavimentos, forma em planta da edificação, profundidade da superfície indeslocável, entre outros.

### 2.1.1 Influência no tempo

Para (CHAMECKI, 1969), são quatro casos possíveis para mostrar a interação que acontece entre o solo-estrutura com diferentes valores para a rigidez. Estes casos serão apresentados na Figura 1 e descritos em seguida.

Figura 1 – Casos de interação solo-estrutura



Fonte: (CHAMECKI, 1969)

Caso A: Estruturas infinitamente rígidas apresentam recalques que não sofrem variações. Devido a tendência de o solo deformar mais ao centro que nas extremidades, a distribuição de pressões de contato nos apoios é menor no centro e máxima nos cantos externos. Essa distribuição de pressões equipara-se ao caso de um corpo infinitamente rígido apoiado em meio elástico. Os edifícios muito altos e com fechamento das paredes resistentes trabalhando em conjunto com a estrutura podem apresentar comportamento semelhante a esse modelo.

Caso B: Uma estrutura perfeitamente elástica possui uma rigidez que não depende da velocidade da progressão dos recalques, podendo ser mais rápidos ou lentos, não influenciando nos resultados. Os recalques diferenciais, obviamente, serão menores que os de rigidez nulas (Caso D) e a distribuição de pressões de contato variam muito menos durante o processo de recalque. Estruturas de aço são as que aproximam desse comportamento.

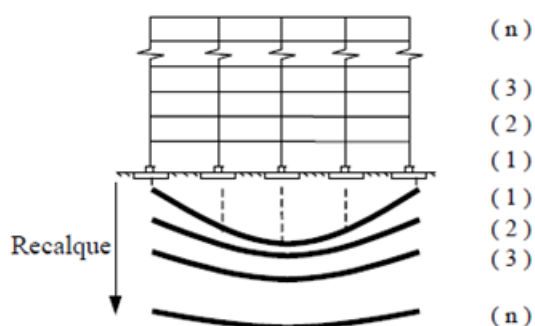
Caso C: Uma estrutura visco-elástica, como a de concreto armado, apresenta rigidez que depende da velocidade da progressão de recalques diferenciais. Se os recalques acontecem num curto espaço de tempo, a estrutura tem o comportamento elástico (Caso B), mas, se essa progressão é bastante lenta, a estrutura apresenta comportamento similar ao de um líquido viscoso e tende ao caso D. Esta última característica acontece graças ao fenômeno de fluência do concreto, que promove a redistribuição de tensões nas outras peças de concreto armado menos carregadas, relaxando, significativamente, as tensões locais.

Caso D: É o da estrutura que não apresenta rigidez aos recalques diferenciais. Esse tipo de estrutura se adapta perfeitamente às deformações do maciço de solo. A distribuição de pressões de contato não se modifica em função da progressão dos recalques. As estruturas isostáticas e os edifícios de grandes dimensões ao longo do eixo horizontal são os casos que se aproximam desse tipo de comportamento.

### 2.1.2 Influência do processo construtivo

De acordo com (GUSMÃO; FILHO, 1994), no decorrer da construção, conforme vai subindo os pavimentos tende a uniformizar os recalques, devido ao aumento da rigidez da estrutura, uma vez que a rigidez não aumenta, linearmente, com o número de pavimentos. A Figura 2 mostra esse fenômeno.

Figura 2 – Efeito da sequência construtiva



Fonte: (GUSMÃO; FILHO, 1994)

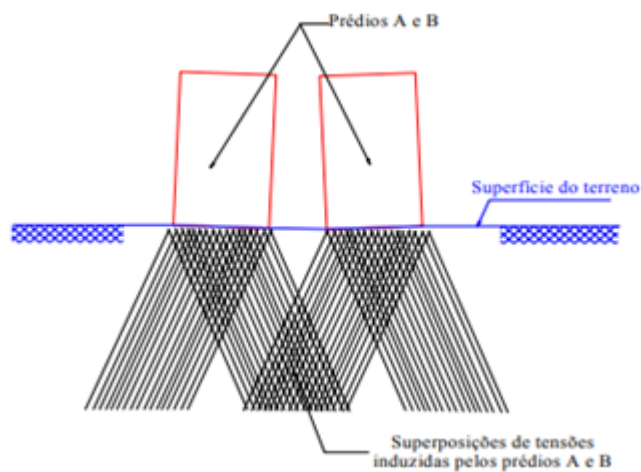
### 2.1.3 Influência das edificações vizinhas

(NUMES, 1956), foi o primeiro a estudar a influência das edificações vizinhas nos recalques e desaprumos em edifícios. Ele identificou quatro casos de movimentos que ocorrem devido a carregamentos vizinhos de acordo com a época de construção.

O primeiro caso emprega-se a edifícios vizinhos que serão construídos ao mesmo tempo, da qual tensões induzidas por seus carregamentos se superpõem na região entre os edifícios, gerando nessa região uma concentração de tensões e, assim sendo, maiores recalques, podendo provocar tombamento dos prédios em sentido contrário, conforme representado na Figura 3.

O segundo caso emprega-se a edificações vizinhas construídas em épocas diferentes. A edificação existente causa um pré-adensamento do solo sob sua base. A edificação nova causa, no maciço de solo, um crescimento de tensão, relacionada à edificação que já existia, causando um aumento em seus recalques. Como a edificação nova foi construída sobre

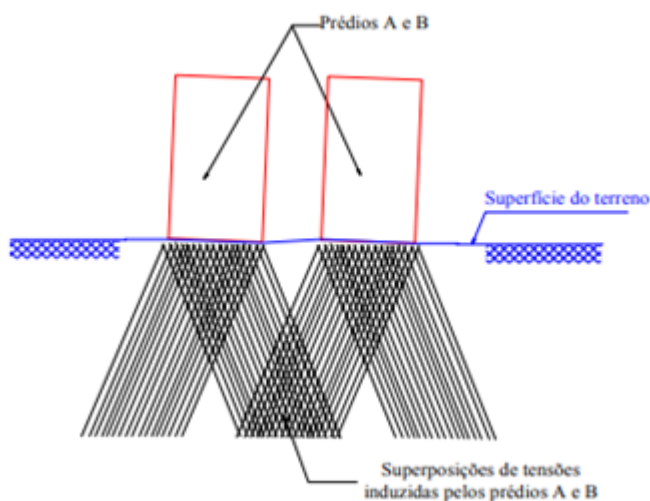
Figura 3 – Primeiro caso do efeito de construções vizinhas - carregamento simultâneo



Fonte: (PORTO, 2010)

o solo pré-adensado, os recalques do lado oposto ao vizinho serão maiores do que o do lado adjacente, sendo assim, o tombamento das edificações ocorreria no mesmo sentido, conforme representado na Figura 4.

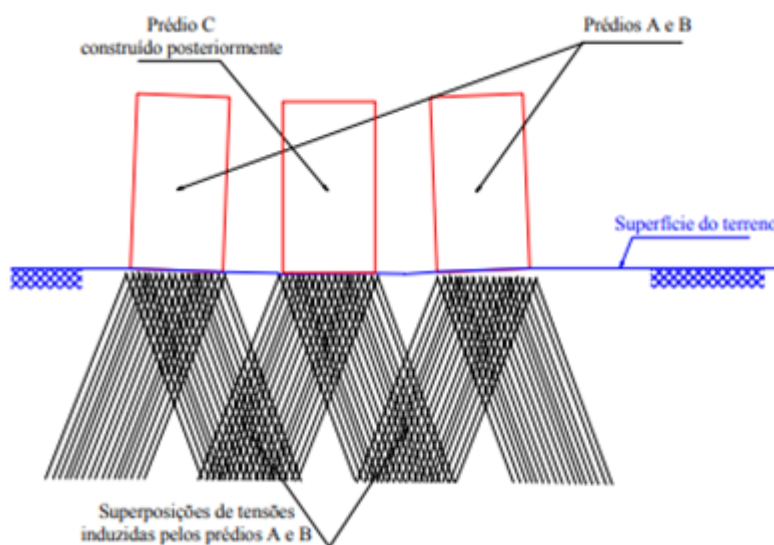
Figura 4 – Segundo caso do efeito de construções vizinhas - carregamento não simultâneo



Fonte: (PORTO, 2010)

O terceiro caso emprega-se quando se constrói um edifício entre dois edifícios já existente. O edifício recente causa acréscimos de tensão no maciço de solo, induzindo recalques nos edifícios existentes, causando assim, seus tombamentos em sentidos contrários. O diagrama de tensões do maciço de solo é simétrico em relação a esse edifício, sendo assim, o edifício mais recente não ocorrerá desaprumo, conforme representado na Figura 5.

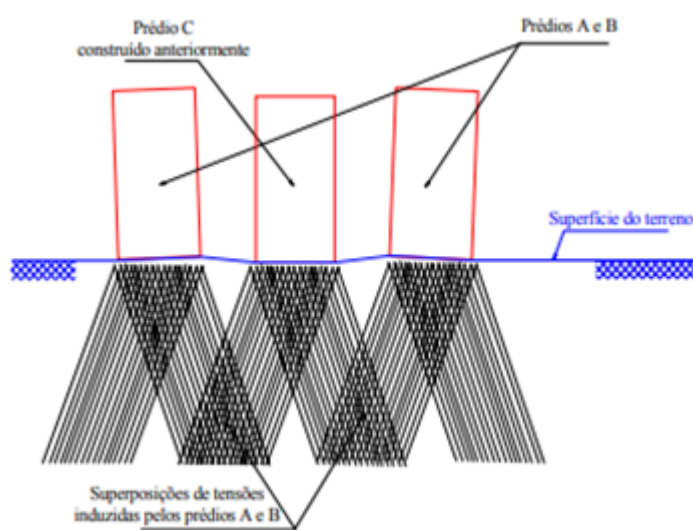
Figura 5 – Terceiro caso do efeito de construções vizinhas - prédio construído entre dois prédios existentes



Fonte:(*PORTO, 2010*)

O quarto caso emprega-se quando constrói dois edifícios, vizinhos a um edifício existente. O primeiro edifício causará o pré-adensamento do maciço de solo, sendo assim os novos edifícios que serão construídos terão tombamentos em sentidos contrários. O edifício mais recente não terá desaprumo, uma vez que o diagrama de tensões do maciço de solos é simétrico em relação a esse edifício, conforme representado na Figura 6.

Figura 6 – Quarto caso do efeito de construções vizinhas – Dois prédios construídos ao lado de um já existente



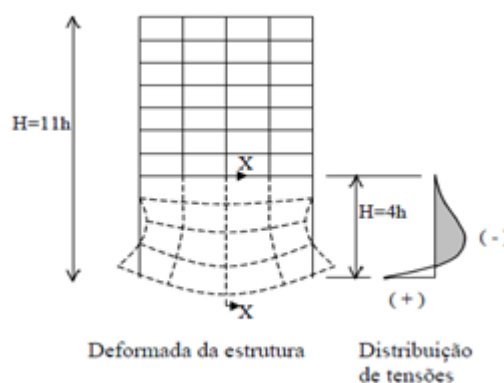
Fonte:(*PORTO, 2010*)

### 2.1.4 Influência do número de pavimentos

Conforme apresentado por (GUSMÃO; FILHO, 1994), o número de pavimentos é uma das causas que mais influência na rigidez da estrutura, para ele quanto maior o número de pavimentos, maior será a rigidez da estrutura.

Para (GOSHY, 1978), a influência maior acontece nos primeiros andares, utilizando a analogia da viga-parede, conforme representado pela Figura 7.

Figura 7 – Analogia da Viga - Parede



Fonte: (GOSHY, 1978)

(GUSMÃO; FILHO, 1994) apresenta dois parâmetros com fins comparativos entre considerar ou não a interação solo-estrutura, são eles:

- ator de recalque absoluto  $AR=Si/S$ ;
- Fator de recalque diferencial  $DR=[Si-S]/S$ .

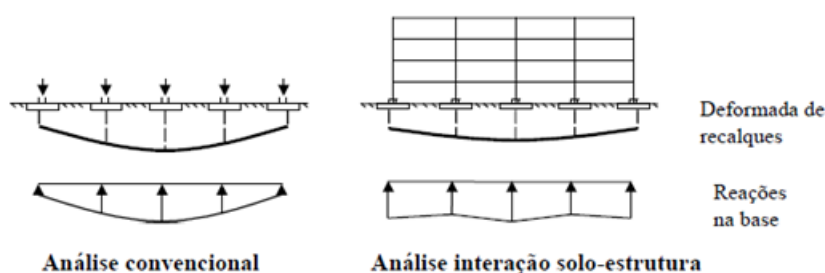
Onde  $S_i$  denota o recalque absoluto de apoio  $i$  e  $S$  denota o recalque absoluto médio.

Com o emprego desses parâmetros, são apresentados por (GUSMÃO; FILHO, 1994) três casos reais de edifícios, onde ele compara com os resultados estimados convencionalmente (sem considerar a rigidez da estrutura) e com os resultados retirados em campo. Por meio deste estudo, prova-se que o efeito da interação solo-estrutura tende a uniformizar os recalques da edificação, conforme representado pela Figura 8.

(GUSMÃO; FILHO, 1994) afirma que, em estruturas de médio porte a alto (8 pavimentos), a rigidez do conjunto solo-estrutura pode contribuir para reduzir de 30 a 60% dos recalques e as distorções angulares estimadas convencionalmente.



Figura 8 – Efeitos da interação



Fonte: (GUSMÃO; FILHO, 1994)

### 2.1.5 Forma em planta da edificação

De acordo com (GUSMÃO; FILHO, 1994), a forma em planta da edificação pode padronizar ou não os recalques, sobretudo em estruturas flexíveis. Segundo (BARATA, 1986) esta tendência é mais acentuada quanto mais próxima de um quadrado for a planta da edificação.

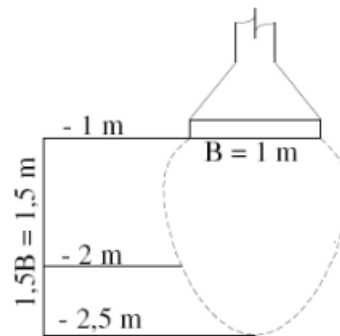
### 2.1.6 Profundidade da superfície indeslocável

Para uma maior precisão na análise da distribuição de tensões no solo devidas às cargas da edificação é preciso que seja feito alguns ensaios de campo, tais como o SPT e o CPT. Na falta de algum desses ensaios recomenda-se o emprego do bulbo de tensões distribuição sugerida por Bowles (1988), que usa como base a equação de Boussinesq para placas quadradas e corridas. Segundo (COLARES, 2006), para fundações superficiais, aceita-se a fronteira rígida de  $1,5$  a  $2B$ , conforme representado pela Figura 9.

## 2.2 Conceitos para estudo da ISE

Para modelar uma estrutura fiel a realidade da edificação que vai ser construída, um dos fatores mais importante é o conhecimento das características do solo do local onde ela será implantada. Através dos dados do solo é possível modelar a interação solo-estrutura utilizando molas ou modelando um maciço de solo.

Para a obtenção das características do solo que representarão o maciço é necessário conhecer alguns conceitos como propriedades do solo e tensão admissível. Conhecendo esses conceitos é possível modelar o maciço usando alguns métodos. Citaremos nesse trabalho o método discretizado hipótese de Winkler e a modelo utilizando meio contínuo. A seguir serão detalhados todos os conceitos citados anteriormente.

Figura 9 – Bulbo de tensões para  $B = 1.0$  [m]

Fonte: (COLARES, 2006)

## 2.2.1 Propriedades do solo

### 2.2.1.1 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade ( $E$ ) é uma propriedade mecânica que mede a rigidez do material sólido e representa a razão entre a tensão e a deformação na direção da carga aplicada e é calculada utilizando-se a Equação 2.1.

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (2.1)$$

Segundo (PORTO, 2010) calcular o módulo de elasticidade do solo é uma tarefa complexa devido à natureza heterogênea do solo. O módulo de elasticidade do solo varia conforme o grau de saturação, a região onde se encontra no maciço e do nível de carregamento aplicado. O que define uma estimativa de recalque o mais próximo da realidade é um módulo de elasticidade correto.

Segundo (CAMARA; PEREIRA, 2005) podemos fazer o uso de correlações empíricas para a determinação do módulo de elasticidade com base no local de implantação da edificação e ao tipo de solo encontrado no ensaio, sendo assim, consegue-se diminuir os erros no processo. Dessa forma, o módulo de elasticidade do solo pode ser vinculado ao resultado de sondagem à percussão ( $N_{SPT}$ ).

A Equação 2.2, criada por (TEIXEIRA; GODOY, 1996), pode ser utilizada para o cálculo de  $E$ , onde  $N_{SPT}$  é o resultado do ensaio da sondagem à percussão obtido nos boletins de sondagem,  $K$  e  $\alpha$  são coeficientes que se alteram de acordo com tipo de solo e estão representados nas Tabelas 1 e 2, respectivamente.

$$E = \alpha K N_{SPT} \quad (2.2)$$

Tabela 1 – Valores de 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; GODOY, 1996)

Tabela 2 – Valores de  $\alpha$ 

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: (TEIXEIRA; GODOY, 1996)

### 2.2.1.2 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) é uma constante adimensional que mede a deformação transversal na direção longitudinal a aplicação de uma carga e admite valores entre 0,10 e 0,50 dependendo do tipo de solo, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores típicos do coeficiente de Poisson

Solo	$\nu$
Argila saturada	0,40-0,50
Argila não saturada	0,10-0,30
Argila arenosa	0,20-0,30
Silte	0,30-0,35
Areia comum	0,30-0,40

Fonte: (BOWLES, 1988)

### 2.2.2 Tensão admissível no solo

A tensão admissível do solo é adquirida inserindo-se fatores de segurança sobre a tensão de ruptura. Para a definição da tensão admissível do solo pode-se fazer correlações com o ensaio SPT ou usar as tensões admissíveis indicadas pela (NBR6122, 2010). Se usar a correlação com o SPT, N será o valor do número de golpes ( $N_{SPT}$ ) de cada camada.

Segundo (SILVEIRA, 2003), para solo natural, com o número de golpes ( $N$ )  $\geq 5$  e  $\leq 20$ , sendo  $N$  o valor do SPT da camada de apoio da fundação, a tensão admissível  $\alpha$  pode ser calculada utilizando a Equação 2.3.

$$\alpha_{adm} = \frac{N}{5} \quad (2.3)$$

MORAES (1976) recomenda as Equações 2.4, 2.5 e 2.6, para o cálculo da tensão admissível para argila pura, argila siltosa e argila arenosa siltosa, respectivamente.

$$\alpha_{adm} = \frac{N}{4} \left[ \frac{kgf}{cm^2} \right] \quad (2.4)$$

$$\alpha_{adm} = \frac{N}{5} \left[ \frac{kgf}{cm^2} \right] \quad (2.5)$$

$$\alpha_{adm} = \frac{N}{7,5} \left[ \frac{kgf}{cm^2} \right] \quad (2.6)$$

### 2.2.3 Métodos discretizados para representação do maciço

Segundo (PORTO, 2010), os métodos discretizados eles simulam o maciço de solo sólido como um conjunto de elementos isolados e não um sólido contínuo. Como exemplos temos, o elemento estrutural de fundação como um grupo de barras ligadas que são usados nos modelos do Método dos Elementos Finitos, e os métodos fundados na hipótese de Winkler, que simula o solo como um conjunto de molas.

De acordo com (SIRQUEIRA, 2019), as avaliações baseadas no “modelo de Winkler” não são suficientes para analisar uma distribuição de tensões no maciço geotécnico, pois não leva em consideração a continuidade do maciço

Para (SIRQUEIRA, 2019), para uma análise mais próxima a realidade da edificação é preciso modelar o maciço de solo como uma malha de molas ou como um meio contínuo, para essa modelagem usa-se os métodos numéricos como, o método dos elementos finitos (MEF).

#### 2.2.3.1 Hipótese de Winkler

De acordo com (SIRQUEIRA, 2019) esse método foi apresentado por Winkler, em 1867, em seu trabalho *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit* para analisar o comportamento de vigas em fundações elásticas. Esse modelo defende que o solo pode ser modelado como um sistema de molas com resposta linear, onde a deformação da fundação devido à carga aplicada está limitada somente nas regiões carregadas.

A equação 2.7 representa o caso de deformação vertical, de acordo com a hipótese de Winkler, onde  $\alpha_{(x,y)}$  é a tensão de contato média na base da fundação,  $w_{(x,y)}$  é o deslocamento vertical e  $K_s^\nu$  é o coeficiente de reação vertical, este valor é determinado em função do tipo de solo que forma o maciço de fundação.

$$\alpha_{(x,y)} = K_s^\nu w_{(x,y)} \quad (2.7)$$

O coeficiente de reação vertical, pode ser adquirido de diversas maneiras como ensaio de placa, cálculo do recalque real da fundação, uso de tabela de valores típicos, correlações com o  $N_{SPT}$ , correlações com as propriedades elásticas do maciço de solos e correlações com a tensão admissível do solo.

Segundo (SIRQUEIRA, 2019), o ensaio de placa compreende-se em aplicar uma carga sobre uma placa que esteja apoiada no solo e medir, por meio das deformações e resistência, o coeficiente de reação vertical  $K_v$ . Para obter o valor do coeficiente de reação vertical do solo, pode-se recorrer ao ensaio de placa, padronizado pela (NBR6489, 1989). A norma estabelece que para o ensaio de placa necessitar usar uma placa circular com área igual a  $0,5 \text{ m}^2$  usando o fundo da vala de assentamento da fundação com carregamento crescente até a estabilização, dos quais os critérios estão apresentados em norma. Agora (TERZAGHI, 1955), fornece valores embasados em ensaios com placas quadradas.

Segundo (PORTO, 2010) o coeficiente de reação vertical pode ser estimado por meio do cálculo do recalque da fundação, sujeita a um carregamento unitário distribuído. Portanto, consideram a fundação como sendo rígida e o recalque encontrado corresponde um recalque médio. Achado esse recalque, calcula-se o coeficiente de reação vertical utilizando-se a Equação 2.8

$$K_s^\nu = \frac{\bar{q}}{\bar{w}} = \frac{1,0}{\bar{w}} \quad (2.8)$$

Utilizando esse método admite considerar diferentes tipos de solo, submetidas a diferentes solicitações.

Segundo (SIRQUEIRA, 2019), é difícil recomendar uma tabela de valores típicos, pois é possível encontrar-se várias tabelas com faixas de  $K_v$  para diferentes tipos de solo, que possuem uma grande faixa de variação para um mesmo tipo de solo.

De acordo com (PORTO, 2010), existe uma relação entre o coeficiente de reação vertical,  $K_{sv}$  e o índice  $N_{SPT}$ . Os valores de  $N_{SPT}$  são adquiridos com o relatório de sondagem e este relatório é feito no local de locação da fundação, assim sendo obtemos informações reais a respeito do sistema geotécnico local.

A Equação 2.9 é usada particularmente em radier, ela é fornecida por (CERNICA, 1995)). O valor de  $K_{sv}$  será maior quanto menos deformável for o solo.

$$K_s^\nu = 1,8N_{SPT} \rightarrow \left[ \frac{MPa}{m} \right] \quad (2.9)$$

Para determinação do coeficiente de reação vertical CHAVES2 apud TEPEDINO (1980) adota para argila e solos argilosos a Equação 2.10 para areia a Equação 2.11 para solos arenosos.

$$K_s^\nu = 3N_{SPT} \rightarrow \left[ \frac{N}{cm^3} \right] \quad (2.10)$$

$$K_s^\nu = 5N_{SPT} \rightarrow \left[ \frac{N}{cm^3} \right] \quad (2.11)$$

Segundo (PORTO, 2010) PERLOFF propôs a Equação 2.12 para estimar o coeficiente de reação vertical de uma forma mais rápida é relacionando-o com as propriedades elásticas do maciço de solo, levando-se em conta vários fatores, como forma, dimensões e rigidez do elemento de fundação.

$$K_s^\nu = \frac{E_s}{(1 - \nu^2)} \frac{1}{I_w} \frac{1}{B} \quad (2.12)$$

Onde B é a menor dimensão da base da sapata,  $\nu$  o coeficiente de Poisson,  $I_w$  o fator de influência que depende da forma e da rigidez da sapata, conforme ilustra a Figura 10 e  $E_s$  o módulo de elasticidade do solo.

De acordo com Porto (2010), o módulo de elasticidade dos solos tem uma grande variabilidade então aconselha-se que essa propriedade seja definida por ensaios triaxiais, ensaios de penetração estática (CPT) ou ensaios de penetração dinâmica (SPT).

Figura 10 – Fator de Influência  $I_w$  para sapatas rígidas e flexíveis

Forma	Fundação Flexível			Rígida
	Centro	Vértice	Valor Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular	Valores de $I_w$			
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

Fonte: (SOUZA, 2004) e (REIS, 2000)

(BOWLES, 1988) sugere estimar o coeficiente de reação vertical a partir da tensão admissível do solo  $\sigma_{(adm)}$  calculada com um fator de segurança (FS) = 3 e recalque máximo  $w = 2,54$  centímetros. A Equação 2.13 é usada para esse cálculo.

$$K_s^v = 120\alpha_{adm} \rightarrow \left[ \frac{KN}{cm^3} \right] \quad (2.13)$$

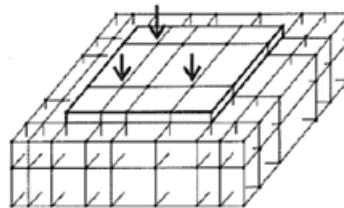
### 2.2.3.2 Meio Contínuo

Segundo (SIRQUEIRA, 2019), no modelo de Meio Contínuo procurar-se representar uma camada do maciço de solo que irar trabalhar juntamente com o edifício. O edifício vai gerar várias tensões em diferentes pontos do maciço, essas tensões irão interagir no interior do maciço para além das áreas de aplicação de carga, permitindo de tal modo avaliar a influência dos efeitos de várias fundações sobre a mesma região.

De acordo com (PORTO, 2010), o modelo de Winkler, que trabalha com conjuntos molas, não é adequado para analisar as tensões em um maciço de solo.

A utilização dos métodos numéricos hoje são uma das formas de considerarmos o solo como meio contínuo. Um exemplo seria o MEF, que consiste na divisão do domínio de um meio contínuo em um número discreto de subdomínios interligados entre si por pontos, em seu contorno, de maneira que o conjunto desses subdomínios se comporte de forma semelhante ao meio contínuo original (PORTO, 2010). A Figura 11 exibe a representação de elementos de placa sobre meio contínuo.

Figura 11 – Elementos de casca sobre elementos sólidos



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2011)

### 2.2.3.3 Distribuição de tensões ao longo da profundidade do solo

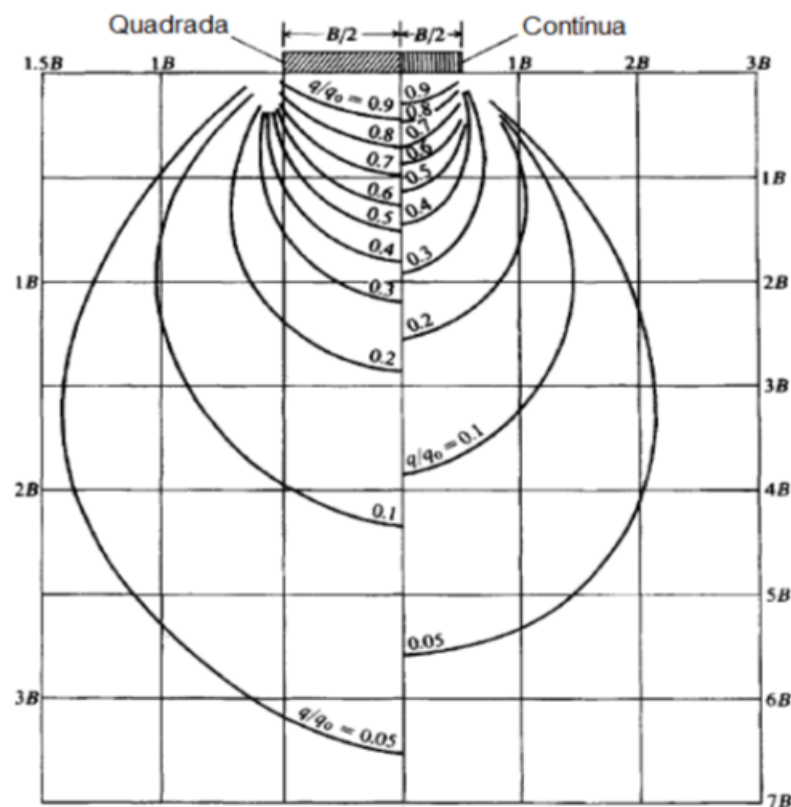
De acordo com (PORTO, 2010), deve-se fazer vários ensaios de campo, como o *SPT* (*Standart Penetration Test*) e o *CPT* (*Cone Penetration test*) para uma avaliação com maior precisão da distribuição das tensões no maciço de solo devidas as cargas geradas

pela edificação. Na ausência desses ensaios aconselha-se a utilização do bulbo de tensões baseado na equação de Boussinesq, baseado na proposta de (BOWLES, 1988), para placas quadradas e corridas.

A distribuição proposta por (BOWLES, 1988) está detalhada no bulbo de tensões apresentado na Figura 12.

(SIRQUEIRA, 2019), fez a seguinte leitura com relação ao bulbo de tensão, que os elementos de fundação deformam o maciço de solo até uma profundidade média de duas vezes a menor largura da fundação ( $B$ ). Abaixo dessa profundidade a influência das cargas geradas pela fundação no maciço aproxima-se a zero.

Figura 12 – Bulbo de tensões baseado na equação de Boussinesq



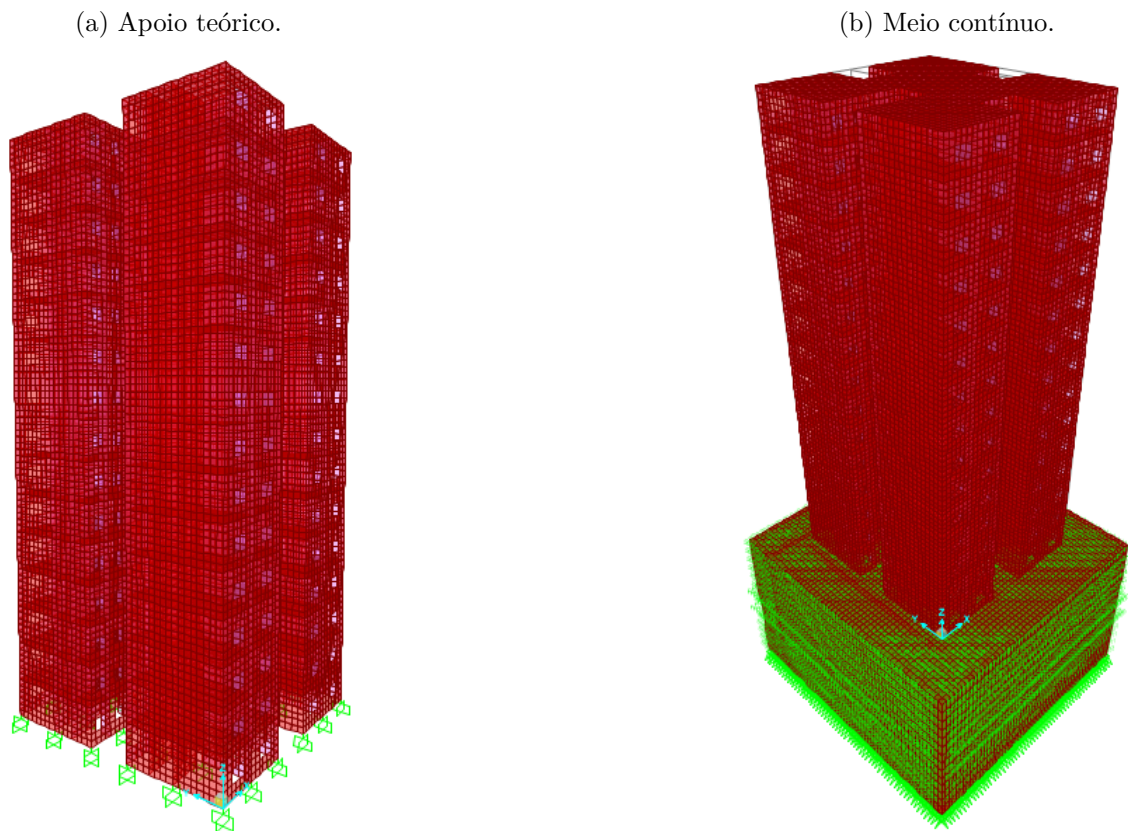
Fonte: (BOWLES, 1988)



### 3 Metodologia

A proposta deste trabalho é analisar um modelo numérico avaliando-se duas diferentes condições de apoio, conforme apresentado na Figura 13. Figura 13a representa o modelo com apoios teóricos, já a Figura 13b representa o edifício sobre um meio contínuo (MC), por meio da modelagem de camadas de solo sob os apoios.

Figura 13 – Tipos de apoio para o edifício.



Fonte: A autora.

A primeira modelagem, representada pela Figura 13a, foi desenvolvida considerando elementos de cascas com dimensões de 0,40 centímetro de largura e comprimento, fundação em radier e apoios indeslocáveis (engaste perfeito) considerando assim o edifício sobre apoio rígido.

A Figura 13b representa a segunda modelagem. Nesse modelo, o edifício é igual ao primeiro, mas neste caso o edifício ficará apoiado sobre radier ligado a um maciço de solo rígido. Os parâmetros do solo foram definidos utilizando um relatório de sondagem real utilizado para a criação de uma tabela com as seguintes informações:

- Módulo de elasticidade
- coeficiente de Poisson
- tensão admissível

O maciço de solo foi feito utilizando elementos sólidos, com dimensões de 1 metro de altura por 0,40 metro de largura e comprimento, formando cubos de  $0,16 \text{ m}^3$ , com os módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson definidos para cada camada do solo apresentado no relatório de sondagem. O maciço de sólido possui 22,4 metros de comprimento, 24,4 metros de largura e 14,0 metros de profundidade. Para um maciço ideal as dimensões corretas seriam maiores que a projeção do edifício. Para Bowles para uma modelagem correta do maciço deveria-se considerar a dimensão do edifício três vezes. Neste estudo o comprimento correto do maciço seria  $42,72 \times 47,22/112,50$  metros, mas por falta de capacidade computacional não foi possível utilizar essas dimensões.

Serão apresentados os resultados comparativos de esforços solicitantes e de deslocamentos para os dois modelos.

### 3.1 Definição do edifício

O edifício usado no presente trabalho possui 15 pavimentos e foi estudado pelo professor Roberto Márcio da Silva em sala de aula no curso de especialização em estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

### 3.2 Análise e modelagem pelo MEF

A análise estrutural será tridimensional, feita pelo método dos elementos finitos (MEF), o software utilizado será o SAP2000. Este software será utilizado para fazer a análise estrutural, obter os esforços solicitantes dos elementos estruturais das paredes, da fundação e do solo. Para avaliar os esforços solicitantes, as convenções demonstradas na Tabela 4 serão adotadas.

Tabela 4 – Convenções utilizadas no programa SAP2000.

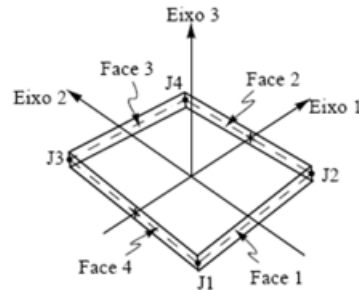
Elemento da estrutura	Elemento no SAP2000
Paredes, lajes e radier	casca ( <i>shell</i> )
Maciço de solo	sólido ( <i>solid</i> )
Apoio em molas	molas ( <i>springs</i> )
Apoio engastado	restrições ( <i>restraints</i> )

Fonte: a autora

### 3.2.1 Elementos de casca (*shell*)

O elemento de casca (*shell*), adotado para a modelagem dos dois modelos em análise, tem a forma retangular definida por quatro nós denominados J1, J2, J3 e J4, conforme apresentado pela Figura 14.

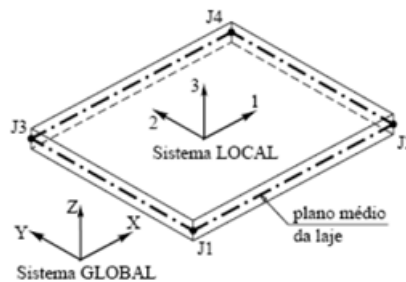
Figura 14 – Sistema de coordenadas locais do elemento (*shell*)



Fonte: (PORTO, 2010)

No radier e nas lajes analisados nesse trabalho, o sistema local dos elementos fica direcionado de modo que os eixos 1, 2 e 3 estão paralelos, de modo respectivo, aos eixos X, Y e Z, representado pela Figura 15.

Figura 15 – Orientação dos eixos locais nas lajes



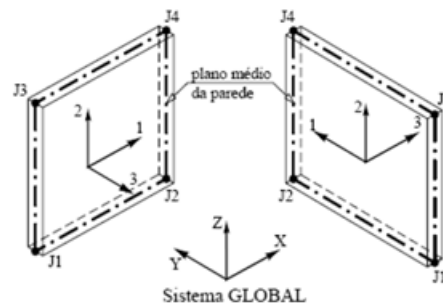
Fonte: (PORTO, 2010)

Nas paredes de alvenaria estrutural, os sistemas locais dos elementos do tipo (*shell*) estão direcionados de acordo com a Figura 16.

Para a análise dos elementos shell são feitas as seguintes considerações:

- F11 e F22, forças normais;
- F12, força de cisalhamento;
- M11 e M22, momentos fletores;

Figura 16 – Orientação dos eixos locais nas paredes estruturais



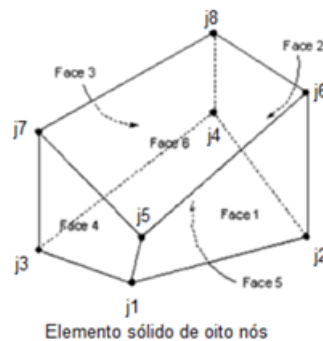
Fonte: (PORTO, 2010)

- M12, momento de torção.

### 3.2.2 Elementos de sólidos (*solid*)

O elemento de sólido (*solid*), adotado para a modelagem do segundo modelo em análise, tem a forma de um prisma definido por oito nós denominados J1, J2, J3, J4, J5, J6, J7 e J8, e seis planos perpendiculares um ao outro, conforme representado pela Figura 17. Todo elemento *solid* tem seu próprio sistema de coordenadas local, no qual, os eixos são designados eixos 1, 2 e 3, e estão situados no meio do elemento sólido.

Figura 17 – Conexão entre os nós e definição das faces do elemento do tipo (*solid*)



Fonte: (PORTO, 2010)

Para a análise dos elementos *solid* são feitas as seguintes considerações:

- S11, S22 e S33, Tensões normais;
- S12, S13 e S23, Tensões de cisalhamento;
- S<sub>máx</sub> e S<sub>mín</sub>, Tensões principais máximas e mínimas, respectivamente;

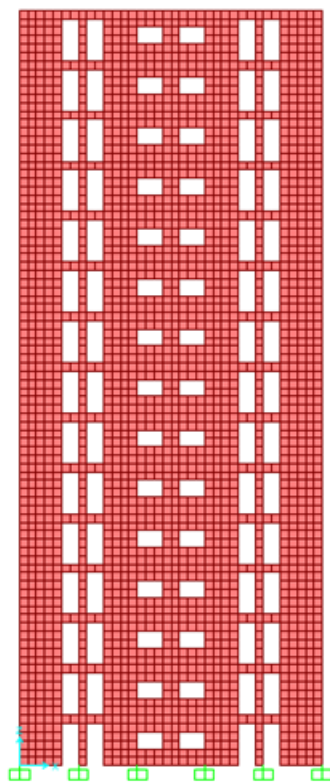
- SVM, Tensão de Von Mises.

### 3.3 Parâmetros para o modelo com apoios teóricos

O edifício com apoios teóricos foi modelado utilizando elementos de placas e apoios do tipo engaste perfeito, ou seja, restritos em todas as direções (translação e rotação).

O edifício modelado através do programa SAP2000 com os apoios engastados na translação e rotação é representado na Figura 18.

Figura 18 – Edifício com apoio teórico – Modelado através do programa SAP2000



Fonte: A autora

### 3.4 Modelagem do edifício

#### 3.4.1 Edifício modelo

Neste item, serão elaborados os modelos numéricos e a análise estrutural do edifício de estudo do presente trabalho. Serão desenvolvidos dois modelos, um com apoios teóricos (engaste perfeito) e outro considerando a interação solo-estrutura, os dois modelos possuem fundação em radier.

Segundo (SOARES, 2006) a fundação em radier possui grande destaque na interação solo-estrutura. Neste trabalho o primeiro pavimento é assentado sobre radier, o radier possui espessura igual a 60 centímetros e borda externa, com dimensão igual a 80 centímetros, e os 14 pavimentos seguintes serão assentados sobre blocos de concreto com espessura de 14 centímetros. A escolha da espessura e tamanho do bordo do radier foi feita com base em um estudo feito por (PORTO, 2010) que analisou 10 modelos, nos quais, a maioria deles possuía radier com espessura de 60 centímetros, borda de 160, 80 e 0 centímetros. Para o presente trabalho foi escolhida a borda de 80 centímetros.

Todas as alvenarias foram consideradas estruturais. O edifício foi modelado para representar de forma mais próxima a realidade do que acontece na estrutura, considerando as paredes com aberturas (portas e janelas) e interação entre as paredes, havendo uma distribuição uniformizada das cargas oriundas das lajes e do peso próprio das paredes.

O croqui do edifício e a planta do pavimento tipo estão representados nas Figuras 19 e 20, respectivamente.

A divisão das paredes é representada pela Figura 21.

### 3.4.2 Cargas Verticais

As cargas verticais consideradas em uma construção dependem da utilização do edifício. No edifício abordado no presente estudo, que é residencial, as cargas verticais consideradas foram: cargas permanentes (constituídas pelo peso próprio da estrutura) e cargas acidentais (definidas em função do uso). As cargas permanentes e acidentais usadas em todos os pavimentos do edifício serão abordadas no presente trabalho.

#### 3.4.2.1 Cargas permanentes

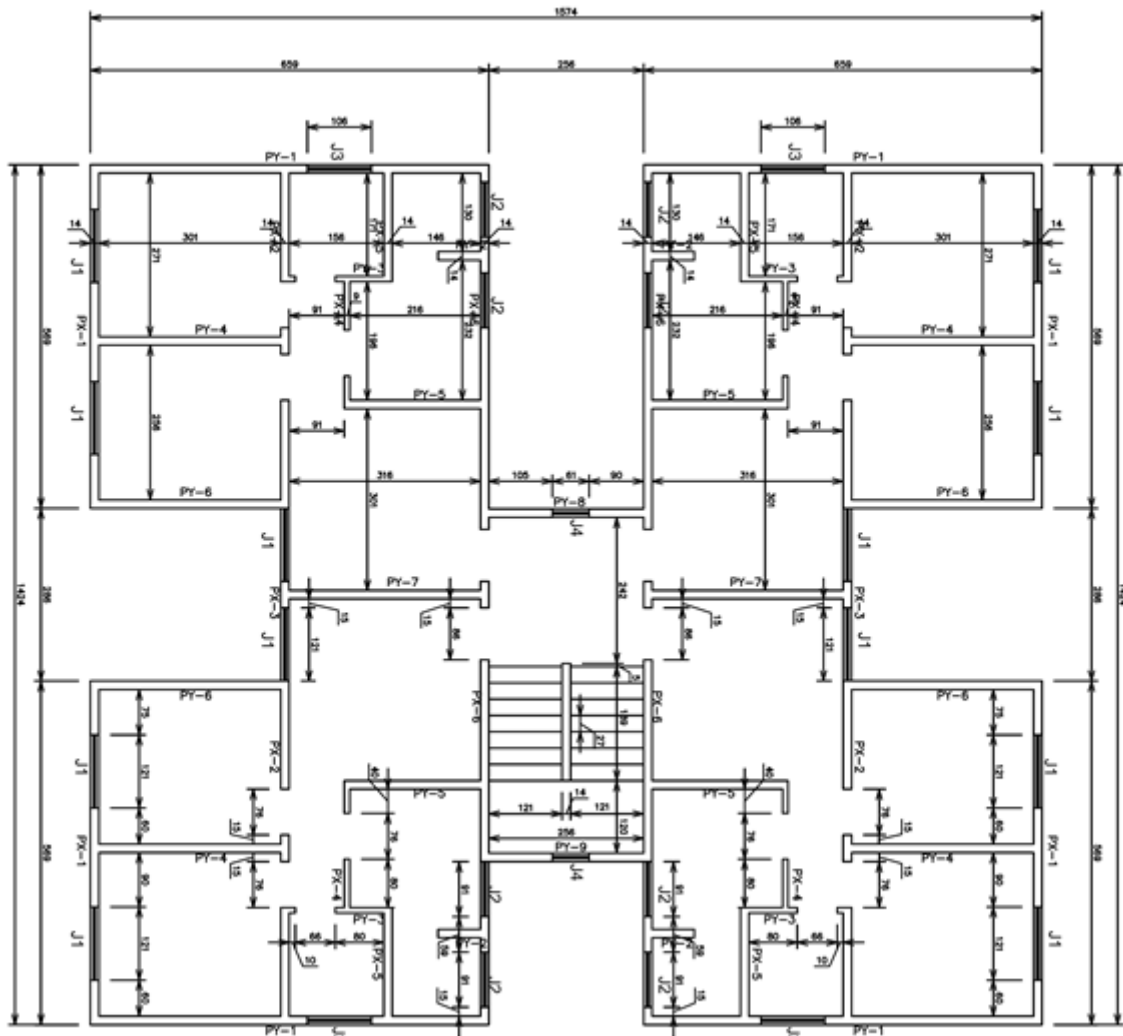
As paredes em alvenaria estrutural possuem 14 centímetros de espessura, pé direito de 2,40 metros e peso específico igual a  $14 \text{ kN/m}^3$ . As lajes possuem 10 centímetros de espessura e peso específico igual a  $25 \text{ kN/m}^3$ . A Tabela 5 apresenta as cargas permanentes consideradas no modelamento numérico.

Tabela 5 – Cargas permanentes

Item	Unidade	Valor
Paredes	kN/m	4,70
Laje	kN/m <sup>2</sup>	2,5
Revestimento	kN/m <sup>2</sup>	1,0

Fonte: a autora

Figura 19 – Planta pavimento tipo do edifício modelo.



Fonte: (SILVA, 2019)

### 3.4.2.2 Cargas acidentais

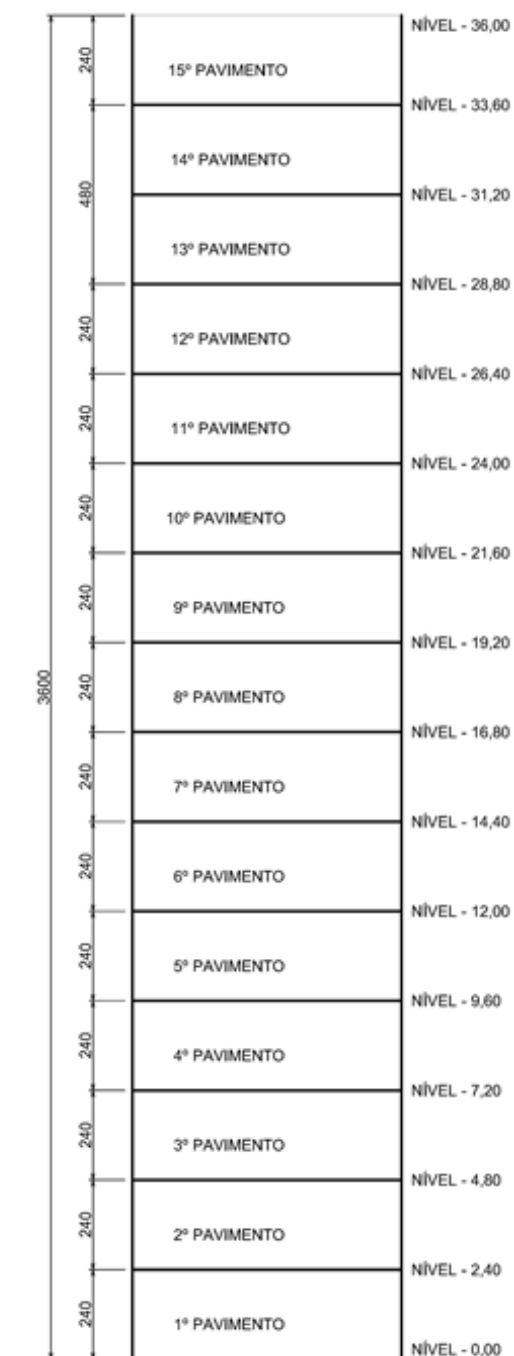
A Tabela 6 apresenta as cargas acidentais utilizadas em edifícios de acordo com a (NBR6120, 2019).

Tabela 6 – Cargas acidentais

Item	Unidade	Valor
dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	kN/m	1,5
escada sem acesso ao público	kN/m <sup>2</sup>	2,5

Fonte: (NBR6120, 2019)

Figura 20 – Croqui do edifício modelo.



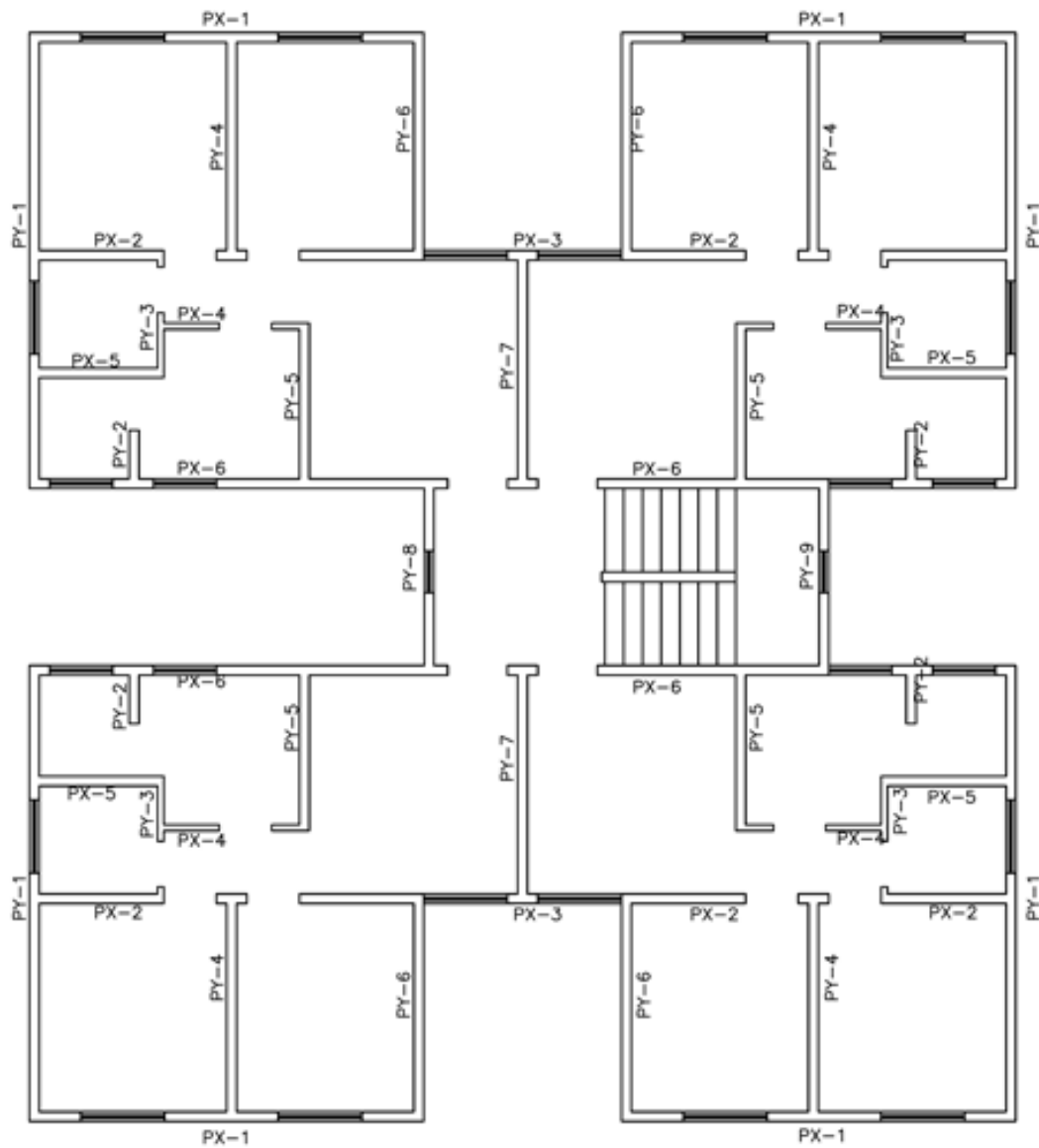
Fonte: a autora

### 3.4.3 Ações Horizontais

Neste estudo não considerou-se o desaprumo nas ações horizontais, considerou-se apenas a ação do vento.



Figura 21 – Paredes estruturais indicadas na planta baixa do pavimento tipo.



Fonte: a autora

### 3.4.3.1 Vento

A ação do vento na estrutura é calculada considerando sua aplicação em cada pavimento e nas duas direções perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação em planta (direções X e Y).

As forças decorrentes das ações estática e dinâmica do vento são obtidas considerando uma força de arrasto calculada através da Equação 3.1, onde  $C_a$  é o coeficiente de arrasto,  $q$  a pressão dinâmica ou de obstrução do vento e  $A$  é a área de referência. A pressão dinâmica  $q$  é calculada pela Equação 3.2, onde  $V_k$  é a velocidade característica,

calculada pela Equação 3.3, onde:

- $V_0$  é a Velocidade básica do vento. De acordo com a (NBR6123, 1988) a velocidade básica do vento,  $V_0$  é a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano;
- $S_1$  é o Fator Topográfico. De acordo com a (NBR6123, 1988) o fator topográfico  $S_1$  depende das variações do relevo do terreno e é determinado de acordo com a tabela 7;
- $S_2$  é a Rugosidade do Terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno. A Tabela 8, mostra definição de categorias de terreno segundo (NBR6123, 1988) e a tabela 9, mostra as classes de edificação para determinação de  $S_2$ ;
- $S_3$  é o Fator Estatístico. De acordo com a (NBR6123, 1988) o fator estatístico  $S_3$  é definido dependendo do uso da edificação. Os valores mínimos que podem ser adotados estão definidos na tabela 10.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A [N] \quad (3.1)$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 [N/m^2] \quad (3.2)$$

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 [m/s] \quad (3.3)$$

Tabela 7 – Fator topográfico

fator	Local
S1=1,0	Terreno plano ou quase plano
S1=(veja-se NBR6123/1988)	Taludes e morro
S1=0,9	Vales protegidos

Fonte: Adaptado NBR6123

Para o projeto-piloto, como a edificação está localizada na cidade de Rosário no estado do Maranhão, a velocidade  $V_0$  é de 32 m/s. Foi considerado um fator topográfico  $S_1$  de 1,0 usados para terrenos planos. Foi considerado que o edifício está localizado em subúrbio densamente construído de uma grande cidade enquadrando-se assim na Categoria IV na definição de categorias de terreno. Como o edifício em estudo possui dimensões iguais a 14,24 x 15,74 / 37,50 metros, enquadra-se na Classe B (dimensão maior vertical entre 20m e 50m) de edificações. Como o edifício é de uso residencial o fator  $S_3$  é igual a 1,0.

Tabela 8 – Definição de categorias de terreno segundo NBR6123/1988

<b>Categoria</b>	<b>Definição do ambiente</b>
I	Mar calmo, lagos, rios, pântanos
II	Campos de aviação, fazendas
III	Casas de campo, altura média dos obstáculos de 3,0m
IV	Cidades pequenas, áreas industriais, altura média dos obstáculos de 10,0m
V	centros de grandes cidades, com altura média igual ou superior a 25,0m

Fonte: Adaptado NBR6123

Tabela 9 – Definição de classes de edificação para determinação de S2

<b>Classe</b>	<b>Definição</b>
A	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros
B	Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros
C	Maior dimensão da superfície frontal que 50 metros

Fonte: Adaptado NBR6123

Tabela 10 – Valores mínimos do fator estatístico S3

<b>Grupo</b>	<b>Descrição</b>	<b>S3</b>
1	Hospitais, quartéis, centrais de comunicação, etc.	1,10
2	Hotéis, residências, comércio, indústria	1,00
3	depósitos, silos, construções rurais, etc.	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Adaptado NBR6123

A seguir será demonstrado o cálculo das ações do vento para o edifício em estudo.

Informações necessárias para o cálculo:

- Altura pavimento tipo ( $h_{pav}$ ) = 2,50 metros;
- Largura direção x ( $L_x$ ) = 15,74 metros;
- Largura direção y ( $L_y$ ) = 14,24 metros;

Utilizando as informações apresentadas, foram obtidos os seguintes resultados.

#### 3.4.3.1.1 Coeficiente de arrasto na direção X

$$\frac{L1}{L2} = \frac{15,74}{14,24} = 1,11$$

$$\frac{H}{L1} = \frac{37,50}{15,74} = 2,38$$

De acordo com os resultados calculados anteriormente, para a direção x, considerando o vento de alta turbulência de acordo com o ábaco da (NBR6123, 1988) o coeficiente de arrasto  $C_{ax}$  é 0,98. Para a direção x, tem-se a área descrita pela equação 3.4:

$$A_{sx} = L1 \cdot h_{pav} = 15,74 \cdot 2,50 = 39,35m^2 \quad (3.4)$$

Encontrou-se assim uma força de arrasto de:

$$F_{ax} = C_a \cdot q \cdot A = 0,98 \cdot q \cdot 39,35$$

#### 3.4.3.1.2 Coeficiente de arrasto na direção Y

$$\frac{L1}{L2} = \frac{14,24}{15,74} = 0,90$$

$$\frac{H}{L1} = \frac{37,50}{14,24} = 2,63$$

De acordo com os resultados calculado anteriormente, para a direção y e considerando o vento de alta turbulência de acordo com o ábaco da (NBR6123, 1988) o coeficiente de arrasto  $C_{ax}$  é 0,90. Para a direção y, tem-se a área descrita pela equação 3.5:

$$A_{sy} = L1 \cdot h_{pav} = 14,24 \cdot 2,50 = 35,60m^2 \quad (3.5)$$

Encontrou-se assim uma força de arrasto de:

$$F_{ay} = C_a \cdot q \cdot A = 0,90 \cdot q \cdot 35,60$$

#### 3.4.3.1.3 Coeficiente $S_2$

Altura da edificação - h =  $15 \times 2,50 = 37,50$  metros

Categoria V – Classe B

São coeficientes que se alteram de acordo com a altura e estão representados na tabela 11

Para os valores da velocidade característica, pressão dinâmica e as forças devido ao vento na direção X e Y, ver tabela 12

### 3.4.4 Propriedade física dos materiais

Para a modelagem do edifício no programa SAP2000 é necessário informar parâmetros de entrada, que compreendem, também, as propriedades dos materiais utilizados. O edifício em estudo possui lajes e radier em concreto armado e paredes em alvenaria estrutural.

Tabela 11 – Resumo dos valores obtidos para o fator S2

Pavimento	Altura	S2
1º	2,50	0,72
2º	5,00	0,72
3º	7,50	0,72
4º	10,00	0,72
5º	12,50	0,74
6º	15,00	0,76
7º	17,50	0,78
8º	20,00	0,80
9º	22,50	0,81
10º	25,00	0,83
11º	27,50	0,84
12º	30,00	0,85
13º	32,50	0,86
14º	35,00	0,87
15º	37,50	0,88

Fonte: A Autora

Tabela 12 – Resumo da força encontrada em cada pavimento

Pavimento	Altura	S2	vk	q	Fax	Fay
15º	37,50	0,88	28,16	486,10	18,75	16,61
14º	35,00	0,87	27,84	475,12	18,32	16,24
13º	32,50	0,86	24,84	464,26	17,90	15,84
12º	30,00	0,85	27,20	453,52	17,49	15,50
11º	27,50	0,84	26,88	442,91	17,08	15,14
10º	25,00	0,83	26,56	432,33	16,48	14,78
9º	22,50	0,81	25,92	411,84	15,88	14,08
8º	20,00	0,80	25,60	401,74	15,49	13,73
7º	17,50	0,78	24,96	381,90	14,73	13,05
6º	15,00	0,76	24,32	362,57	13,98	12,39
5º	12,50	0,74	23,68	343,74	13,26	11,75
4º	10,00	0,72	23,04	325,21	12,55	11,12
3º	7,50	0,72	23,04	325,21	12,55	11,12
2º	5,00	0,72	23,04	325,21	12,55	11,12
1º	2,50	0,72	23,04	325,21	12,55	11,12

Fonte: A Autora

#### 3.4.4.1 Alvenaria de Blocos de Concreto

Para a modelagem do edifício, foram adotados, coeficiente de Poisson igual a  $\nu_a = 0,20$  e peso específico igual a  $\gamma_a = 14 \text{ kN/m}^3$ .

Para o módulo de elasticidade dos blocos de concreto, considerou-se 5 valores, calculados de acordo com a posição dos pavimentos na estrutura. Dividiu-se a estrutura em

5 grupos de 3 pavimentos, considerando 1 MPa de resistência à compressão por andar, esse valor de 1MPa de resistência por pavimento é uma estimativa sobre a resistência esperada para o bloco estrutural de concreto esse valor ele varia de acordo com as geometria do edifício. E a partir do bloco chega-se a resistência do prisma que considerou-se 0,7 para bloco de concreto. Dessa forma chegou-se nos seguintes valores: para os 3 últimos andares (13º, 14º e 15º), o valor considerado seria de 3 MPa, mas adotou-se a resistência de 4,5 MPa neste estudo. Para os andares 12º, 11º e 10º, o valor da resistência à compressão adotado foi de 6 MPa. Para os andares 9º, 8º e 7º, o valor da resistência à compressão adotado foi de 9 MPa. Para os andares 6º, 5º e 4º, o valor da resistência à compressão adotado foi de 12 MPa. Para os andares 3º, 2º e 1º, o valor da resistência à compressão adotado foi de 15 MPa.

Com os valores de  $f_{bk}$  estabelecidos, calculou-se o  $f_{pk}$  e em seguida o módulo de elasticidade da alvenaria, cálculos apresentados a seguir.

$$\eta = \frac{f_{pk}}{f_{bk}}$$

$$f_{pk} = 0,7 * 15 = 10,50[MPa]$$

$$E = 800 * f_{pk} = 800 * 10,50 = 8.400[MPa]$$

$$f_{pk} = 0,7 * 12 = 8,40[MPa]$$

$$E = 800 * f_{pk} = 800 * 8,40 = 6720[MPa]$$

$$f_{pk} = 0,7 * 9 = 6,30[MPa]$$

$$E = 800 * f_{pk} = 800 * 6,30 = 5040[MPa]$$

$$f_{pk} = 0,7 * 6 = 4,20[MPa]$$

$$E = 800 * f_{pk} = 800 * 4,20 = 3360[MPa]$$

$$f_{pk} = 0,7 * 4,50 = 3,15[MPa]$$

$$E = 800 * f_{pk} = 800 * 3,15 = 2520[MPa]$$

#### 3.4.4.2 Concreto do radier e das lajes

O concreto possui as seguintes características, de acordo com a (NBR6118, 2004):

- Peso Específico igual a  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ;
- Resistência à Compressão do Concreto será de  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ;
- Coeficiente de Poisson igual a  $\nu_c = 0,20$ ;
- Módulo de Elasticidade de  $E_c = 23.800 \text{ MPa}$

## 3.5 Parâmetros do solo

### 3.5.1 Edifício modelo

Na Figura 22 é apresentado o relatório de sondagem escolhido para a análise da interação solo-estrutura. A sondagem é da cidade de Rosário no estado do Maranhão. Nesse relatório de sondagem observa-se que o solo nesse local é um silte arenoso e uma argila siltosa e observa-se, também, que a resistência vai crescendo ao longo da profundidade.

A uma profundidade de 12,70 metros, foi encontrado o nível d'água, não gerando assim qualquer dificuldade para o uso da fundação direta do tipo radier.

### 3.5.2 Parâmetros adotados para o solo

Para modelar a sondagem apresentada na 22. no SAP2000, foram utilizados para determinar os parâmetros do solo a 2.2, definição do módulo de elasticidade, ela relaciona o  $N_{SPT}$  com os coeficientes  $K$  e  $\alpha$  descritos nas Tabelas 1 e 2. O coeficiente de Poisson, foi retirado da Tabela 3; e para o cálculo da tensão admissível no solo, como a sondagem apresenta silte arenoso e argila siltosa foi utilizada a 2.5. Na Tabela 13 são exibidos os valores adotados no modelo com Interação solo estrutura.

Tabela 13 – Parâmetros do solo

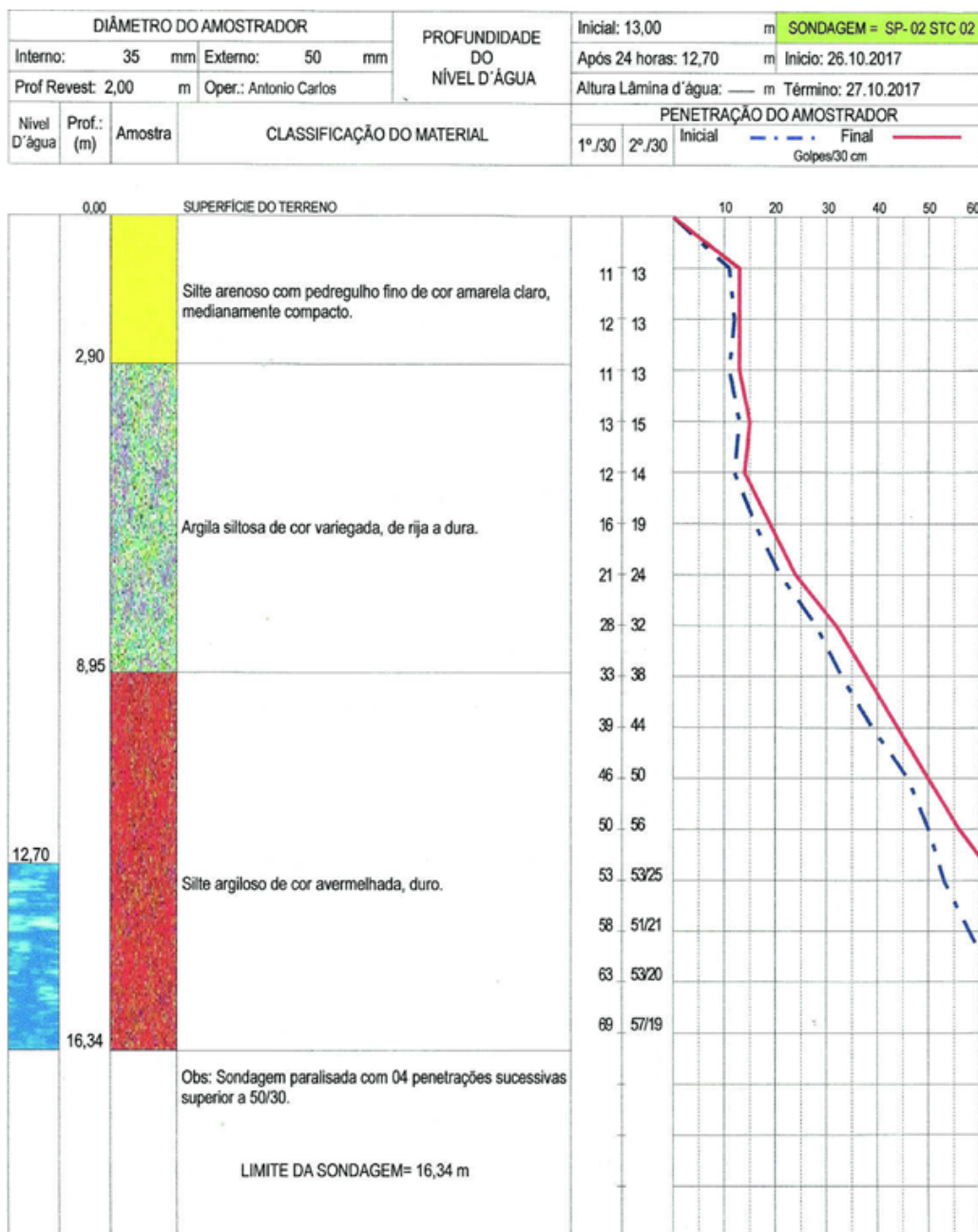
Prof. (m)	tipo de solo	Nspt	$\sigma$	k (MPa)	E (MPa)	$\nu$	$\alpha_{adm}$
1	Silte Arenoso	13	5	0,45	29,25	0,30	0,26
2	Silte Arenoso	13	5	0,45	29,25	0,30	0,26
3	Silte Arenoso	13	5	0,45	29,25	0,30	0,26
4	Argila Siltosa	15	7	0,20	21	0,30	0,30
5	Argila Siltosa	14	7	0,20	19,6	0,30	0,28
6	Argila Siltosa	19	7	0,20	26,6	0,30	0,38
7	Argila Siltosa	24	7	0,20	33,6	0,30	0,48
8	Argila Siltosa	32	7	0,20	44,8	0,30	0,76
9	Argila Siltosa	38	7	0,20	53,2	0,30	0,76
10	Silte Argiloso	44	5	0,25	55	0,30	0,88
11	Silte Argiloso	50	5	0,25	62,5	0,30	1
12	Silte Argiloso	56	5	0,25	70	0,30	1,12

Fonte: A Autora

## 3.6 Definição da fundação

Para este estudo, a fundação utilizada será o radier que é um tipo de fundação direta. De acordo com o boletim de sondagem apresentado no item anterior é possível

Figura 22 – Boletim de sondagem



Fonte: a autora

utilizar essa fundação devido as características do solo e é possível observar que a resistência do terreno vai aumentando ao longo da profundidade.

### 3.7 Combinações referentes a modelagem numérica

Serão feitas as seguintes combinações referente à modelagem da estrutura e do maciço de solos do edifício:

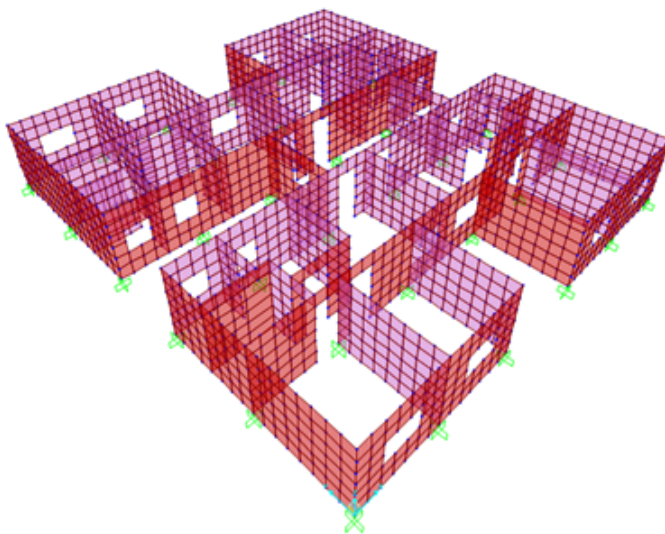


- Cargas verticais devidas ao peso próprio e sobrecargas;
- Cargas horizontais devidas ao vento.

### 3.8 Etapas da modelagem 3D em métodos dos elementos finitos

A Figura 23 representa a modelagem das paredes em alvenaria estrutural.

Figura 23 – Modelagem das paredes de alvenaria estrutural



Fonte: a autora

Figura 24 representa a modelagem das lajes.

A Figura 25 representa a primeira modelagem com 15 pavimentos.

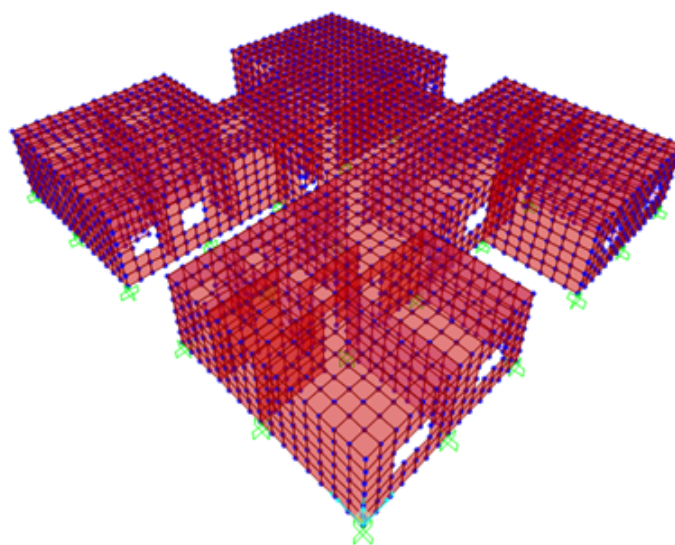
A Figura 26 representa as ações do vento sobre o modelo numérico.

A Figura 27 representa as ações do vento sobre o modelo numérico.

### 3.9 Modelos estudados

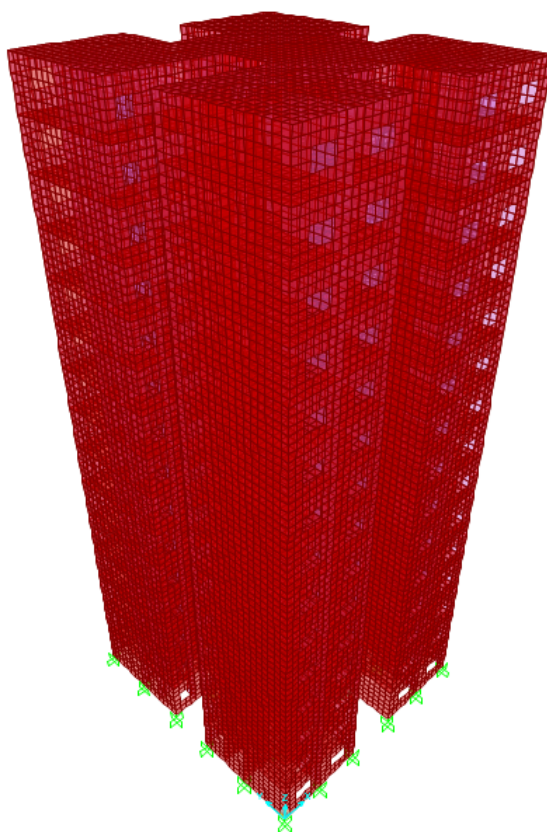
Utilizou-se dois modelos para este estudo. No primeiro modelo utilizou-se apoios teóricos e no segundo modelo utilizou-se um radier com espessura de 60 centímetros e borda externa, com dimensão igual a 80 centímetros. Nestes modelos buscam-se analisar a variação das tensões na base das paredes de alvenaria geradas pelas cargas do edifício citadas no item 4.5 e a influência da deformabilidade do solo de fundação na disposição das tensões.

Figura 24 – Modelagem das lajes



Fonte: a autora

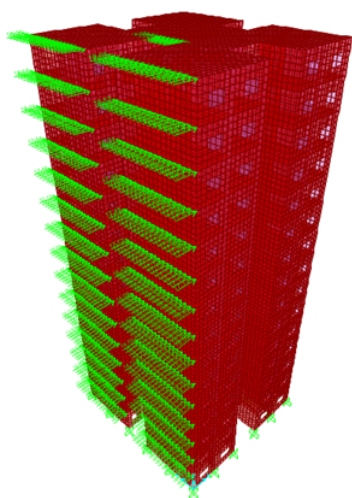
Figura 25 – Modelagem 1 com os 15 pavimentos, utilização do comando *Replicate*



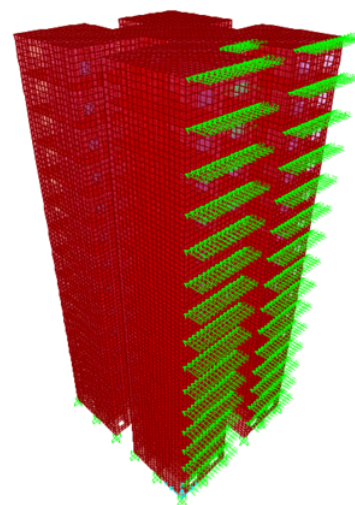
Fonte: a autora

Figura 26 – Aplicação da carga do vento

(a) Ações do vento na direção X



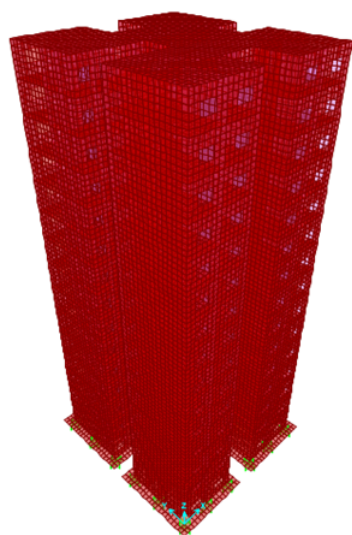
(b) Ações do vento na direção Y



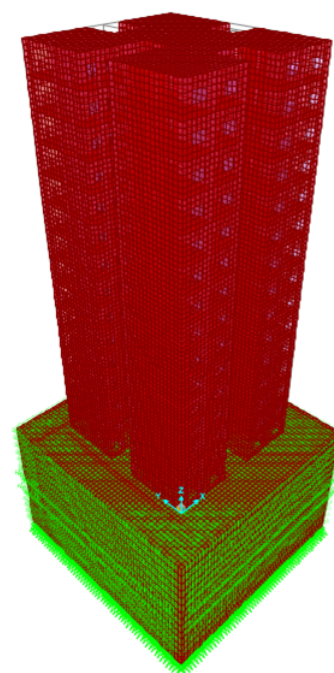
Fonte: A autora.

Figura 27 – Modelamento numérico

(a) Modelagem com apoios teóricos e fundação (Radier)



(b) Modelagem com ISE (Utilizando o Sistema Geotécnico)



Fonte: A autora.

## 4 Resultados e análises

Neste item está apresentado os resultados encontrados nos dois modelos estudados anteriormente. Para melhorar a apresentação e ajudar na análise dos resultados as distribuições normais de tensões nas paredes serão apresentadas com uma planilha e um gráfico de dispersão, dessa forma fica mais fácil a análise dos modelos.

### 4.1 Bulbo de tensões no modelo de meio contínuo

Na presente seção serão analisadas a distribuição de tensões verticais no maciço de solo, ao longo da profundidade. A Figura 28, apresenta o bulbo de tensões gerado nos elementos sólidos, provocado pela presença da edificação de 15 pavimentos onde é possível que o bulbo de tensões atinge ao valor de  $q/q_0=0,1$  na profundidade próxima a  $1,0B$ , considerando  $B$  igual a 14 metros. Nota-se que a tensão máxima no contato do radier de fundação com o solo é  $q=440\text{kN/m}^2$  e na profundidade de 14 metros, a tensão é aproximadamente  $q_0=40\text{kN/m}^2$ . Nas Figuras 29, 30 e 31 apresentadas não foi possível fazer a análise do bulbo de tensões por falta de capacidade computacional, com isso, não foi possível simular o maciço de solo com a profundidade adequada para representar a dispersão de tensão. E também o perfil de sondagem está limitado.

Na figura 28 é possível observar que o bulbo gerado pelo modelo utilizado se comporta de modo similar ao bulbo proposto por (BOWLES, 1988).

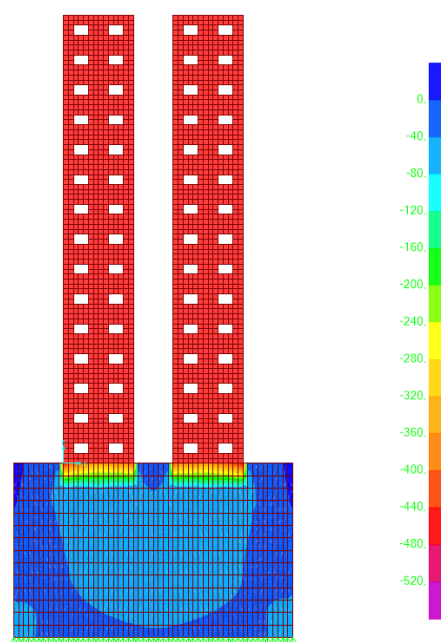
### 4.2 Análise dos deslocamentos

Para a analisar os deslocamentos e fazer a comparação dos modelos, foi utilizado como referência a parede PX-1 na direção X e a parede PY-6 na direção Y. As Figuras 32 e 33 apresentam, em centímetros, os deslocamentos horizontais no topo dos andares para os dois modelos estudados. Observa-se que o modelo teórico apresenta menores valores de deslocamentos.

### 4.3 Comparação entre os modelos utilizados

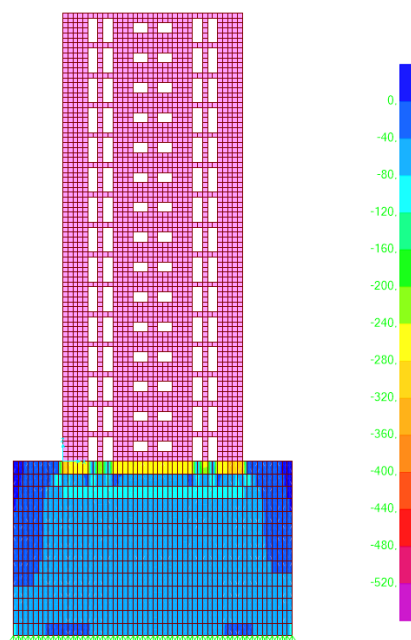
No presente item são comparados os resultados com base nos dois modelos utilizados. As análises serão apresentadas para cada parede, onze no total. Cada parede analisada é acompanhada de uma planilha, mostrando sua distribuição normal de tensões. A primeira análise será nas paredes do primeiro pavimento, considerando somente as ações verticais. A segunda análise será nas paredes do primeiro pavimento, considerando somente as ações

Figura 28 – Bulbo de Tensões do edifício - Corte XZ (PX1) - Tensão em  $\text{kN/m}^2$



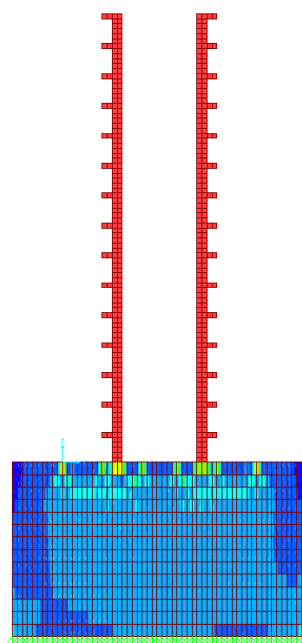
Fonte: a autora

Figura 29 – Bulbo de Tensões do edifício - Corte XZ (PX4) - Tensão em  $\text{kN/m}^2$



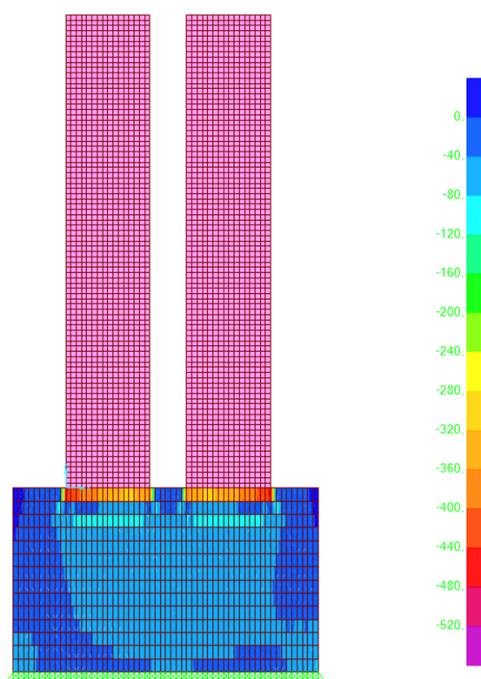
Fonte: a autora

Figura 30 – Bulbo de Tensões do edifício - Corte YZ (PY2) - Tensão em  $\text{kN/m}^2$



Fonte: a autora

Figura 31 – Bulbo de Tensões do edifício - Corte YZ (PY1) - Tensão em  $\text{kN/m}^2$

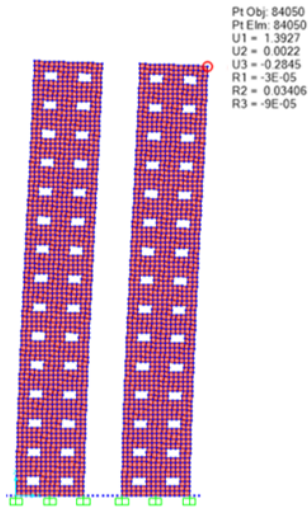


Fonte: a autora

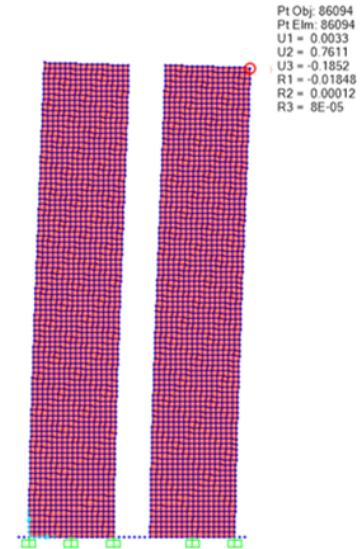


Figura 32 – Deslocamentos em cm - Modelo com apoios teóricos

(a) Deslocamento em relação ao eixo X



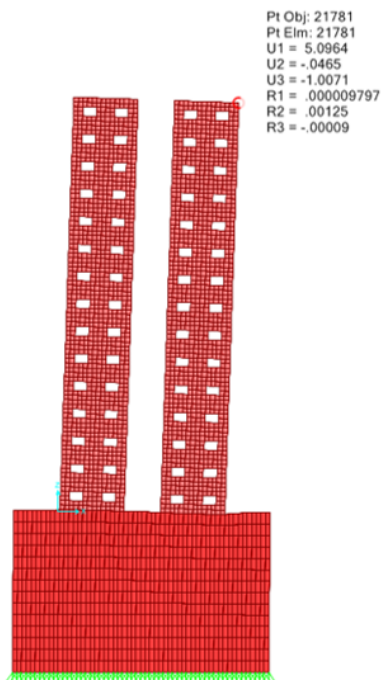
(b) Deslocamento em relação ao eixo Y



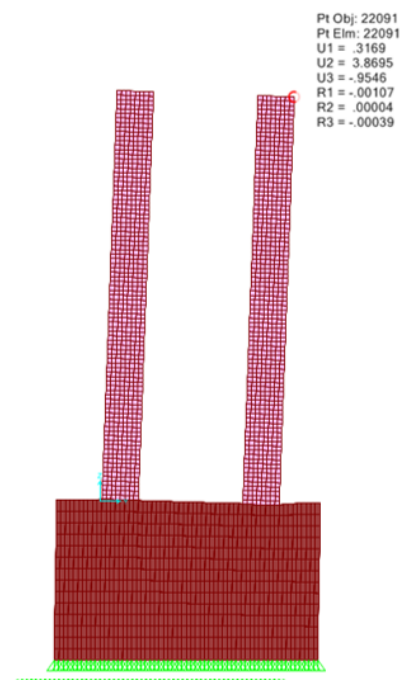
Fonte: A autora.

Figura 33 – Deslocamentos em cm - Modelo com apoios sobre meio contínuo (ISE)

(a) Deslocamento em relação ao eixo X



(b) Deslocamento em relação ao eixo Y



Fonte: A autora.

horizontais. A terceira análise será nas paredes ao longo da altura do edifício, considerando

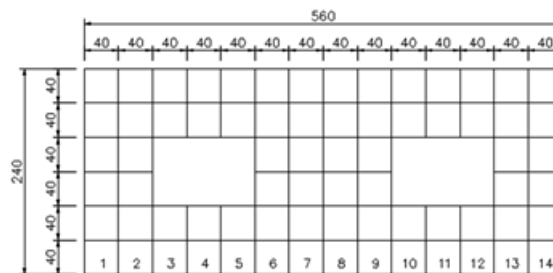
apenas ações verticais.

Os dois modelos propostos possuem espessura do radier igual a 60 e 80 centímetros de borda externa.

### 4.3.1 Análise parede PX1

A Figura 34 apresenta o desenho da parede PX1.

Figura 34 – Parede PX1 a ser analisada



Fonte: a autora

#### 4.3.1.1 Análise 1

A primeira análise é a distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 14 e na Figura 35.

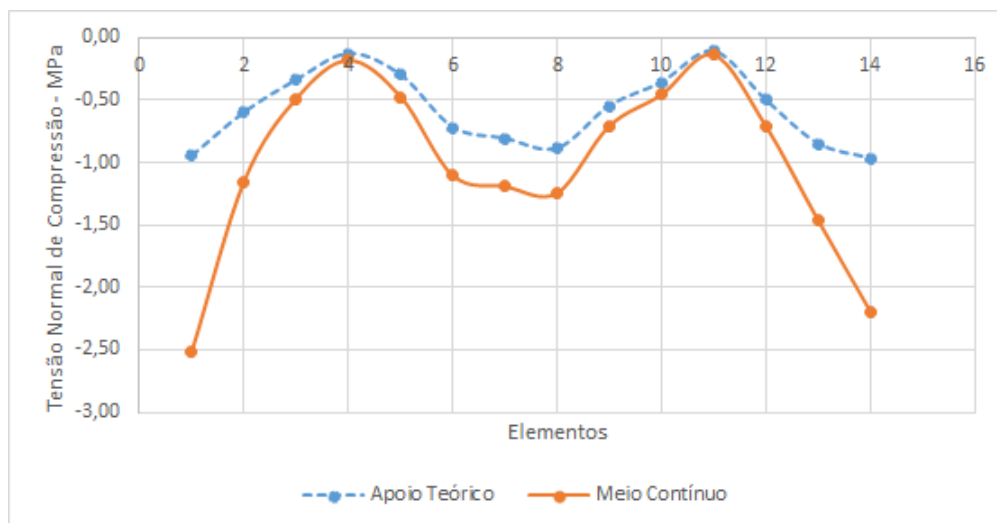
Tabela 14 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,97	-2,57
2	-0,65	-1,25
3	-0,34	-0,49
4	-0,13	-0,18
5	-0,30	-0,47
6	-0,72	-1,11
7	-0,81	-1,19
8	-0,89	-1,25
9	-0,55	-0,71
10	-0,36	-0,46
11	-0,11	-0,14
12	-0,50	-0,71
13	-0,85	-1,46
14	-0,97	-2,19

Fonte: A Autora



Figura 35 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX1 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

É possível observar que as tensões são menores quando é considerado o apoio rígido (apoio teórico).

Observou-se que as tensões foram maiores quando utilizada a ISE que foi chamada no gráfico de meio contínuo, de acordo com (GUSMÃO; FILHO, 1994), ocorre uma redistribuição da carga na estrutura, onde as paredes internas descarregam nas paredes externas. De acordo com (PORTO, 2010) essa redistribuição de carga se acentua na medida em que o solo ganha maior flexibilidade.

De acordo com os resultados encontrados, as extremidades das paredes são as regiões de maior concentração de tensão.

Verificou-se também que as tensões abaixo das aberturas são menores quando comparadas à região de parede é contínua. De acordo com (PORTO, 2010), estava previsto que o gráfico de distribuição de tensão na parede resultasse em uma curva com menores tensões abaixo da abertura.

#### 4.3.1.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 15 e na Figura 36.

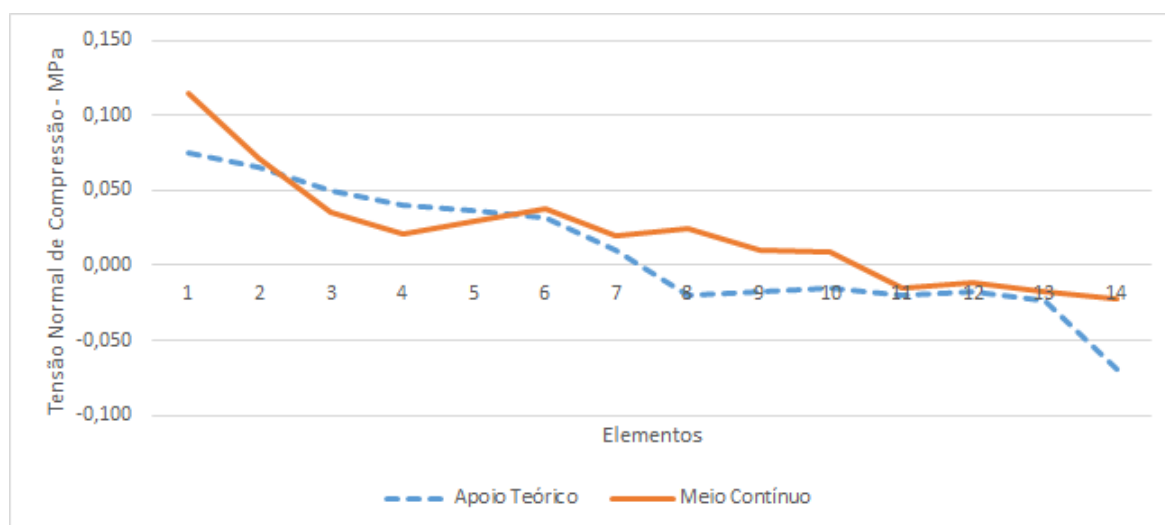
É possível observar que parte da parede está comprimida e parte está tracionada. O resultado encontrado na parede é esperado, mas não é real, pois não existe tensão de tração na base da parede. Tal comportamento foi observado na presente análise pois foi

Tabela 15 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	0,075	0,115
2	0,066	0,072
3	0,050	0,035
4	0,040	0,021
5	0,036	0,029
6	0,032	0,038
7	0,010	0,020
8	-0,020	0,024
9	-0,018	0,010
10	-0,015	0,009
11	-0,020	-0,015
12	-0,018	-0,012
13	-0,023	-0,018
14	-0,069	-0,022

Fonte: A Autora

Figura 36 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX1 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

considerada apenas a carga do vento. Em condições reais as cargas verticais do edifício sempre estarão presentes.

#### 4.3.1.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX1

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	12º Pav.
1	164,7	78,1	30,7	13,7	3,4	1,7
2	92,1	66,7	28,6	13,4	3,7	1,8
3	43,8	63,0	23,5	12,9	2,8	1,0
4	40,5	53,8	21,5	10,7	3,7	3,3
5	58,2	45,6	18,3	9,9	3,4	2,2
6	53,7	37,7	13,3	8,3	3,6	1,1
7	47,5	28,8	11,1	7,8	2,1	1,4
8	40,2	27,4	9,4	6,9	1,1	1,6
9	29,1	31,4	13,3	8,1	1,7	1,5
10	27,5	33,3	11,9	6,4	1,2	1,2
11	27,0	30,0	9,5	5,5	3,7	0,9
12	41,5	25,0	7,5	7,3	1,3	0,8
13	72,0	21,2	5,1	6,3	0,7	0,9
14	126,0	18,5	4,7	4,0	0,7	0,8

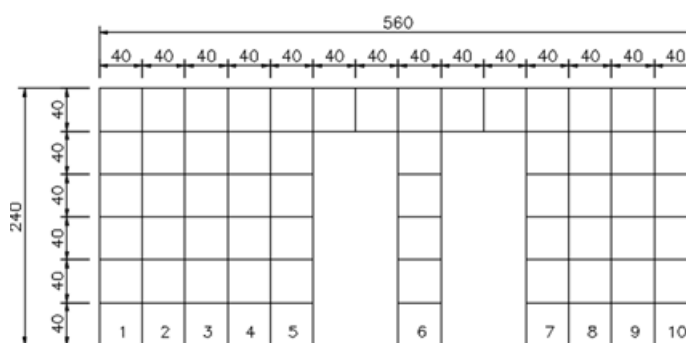
Fonte: A Autora

Observa-se que no modelo que considera a ISE a distribuição de tensões verticais é considerável até o sexto pavimento, a partir do sexto pavimento ela se torna insignificante.

### 4.3.2 Análise parede PX2

A Figura 37 apresenta o desenho da parede PX2.

Figura 37 – Parede PX2 a ser analisada



Fonte: a autora

#### 4.3.2.1 Análise 1

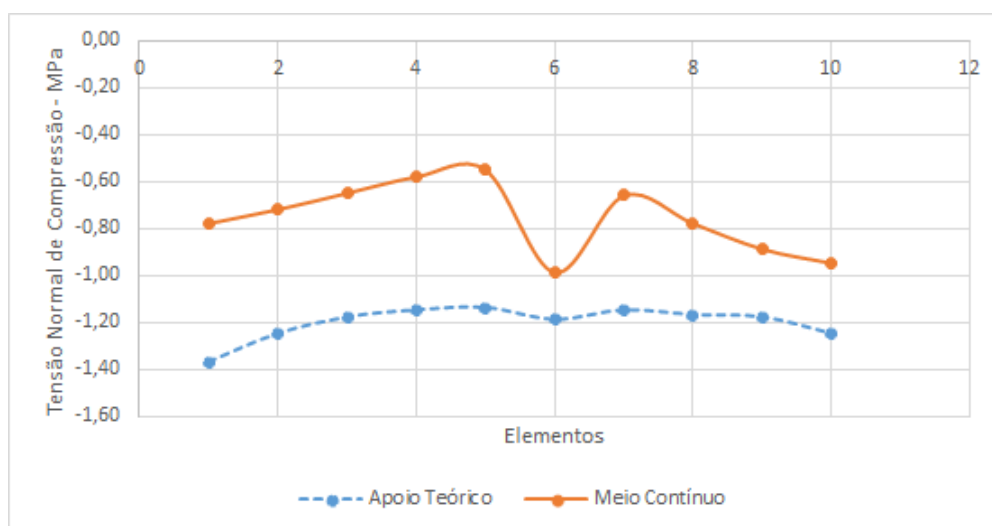
A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 17 e na Figura 38.

Tabela 17 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,37	-0,78
2	-1,25	-0,72
3	-1,18	-0,65
4	-1,15	-0,58
5	-1,14	-0,55
6	-1,19	-0,99
7	-1,15	-0,66
8	-1,17	-0,78
9	-1,18	-0,89
10	-1,25	-0,95

Fonte: A Autora

Figura 38 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX2 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

É possível observar que a distribuição de tensões no modelo com apoios teóricos são praticamente constantes. Observa-se também que as tensões no modelo com meio contínuo são menores, decorrente da flexibilidade do solo.

No elemento 6 (no modelo com meio contínuo), observa-se que seu valor destoa dos demais em decorrência das aberturas das portas. Pode-se dizer que as aberturas fazem com que essa parede transforme-se em duas.

#### 4.3.2.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos

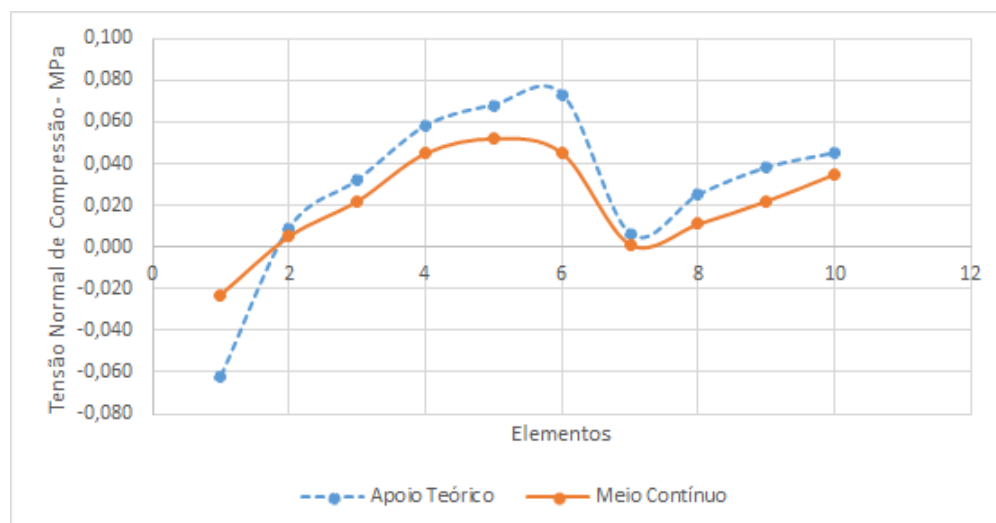
dois modelos são apresentados na Tabela 18 e na Figura 39.

Tabela 18 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,062	0,023
2	0,009	0,005
3	0,032	0,022
4	0,058	0,045
5	0,068	0,052
6	0,073	0,045
7	0,006	0,001
8	0,025	0,011
9	0,038	0,022
10	0,045	0,035

Fonte: A Autora

Figura 39 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX2 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

É possível observar que a distribuição das tensões, considerando a ISE foram menores. No gráfico acima existe um pico de tensão entre os elementos 5, 6 e 7, que ocorre devido as aberturas existentes (portas). Assim, a parede é dividida em duas, uma antes das aberturas e a outra depois das aberturas que funcionam de forma independente. Dessa forma não existe continuidade de tensão entre as aberturas.

#### 4.3.2.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos

são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX2

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	12º Pav.
1	-43,1	-30,5	-26,4	-22,2	-16,4	-12,0
2	-42,4	-29,4	-28,6	-21,7	-16,0	-11,1
3	-44,9	-30,9	-26,2	-19,5	-17,1	-12,0
4	-49,6	-29,0	-23,3	-19,4	-16,1	-11,4
5	-51,8	-28,8	-17,2	-15,3	-13,7	-10,5
6	-16,8	-13,2	-9,1	-8,9	-8,3	-7,2
7	-42,6	-15,0	-13,7	-15,9	-12,3	-12,8
8	-33,3	-23,1	-19,1	-18,2	-17,2	-12,1
9	-24,6	-28,9	-25,6	-18,6	-17,4	-11,2
10	-24,0	-20,5	-24,6	-19,1	-17,3	-10,9

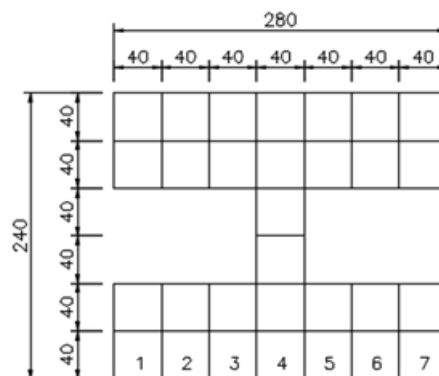
Fonte: A Autora

Observa-se que essa parede, não possui uma grande diferença entre os dois modelos. No modelo que considera a ISE a distribuição de tensões verticais é considerável até o terceiro pavimento, a partir dele, as tensões se tornam irrelevante.

### 4.3.3 Análise parede PX3

A Figura 40 apresenta o desenho da parede PX3.

Figura 40 – Parede PX3 a ser analisada



Fonte: a autora

#### 4.3.3.1 Análise 1

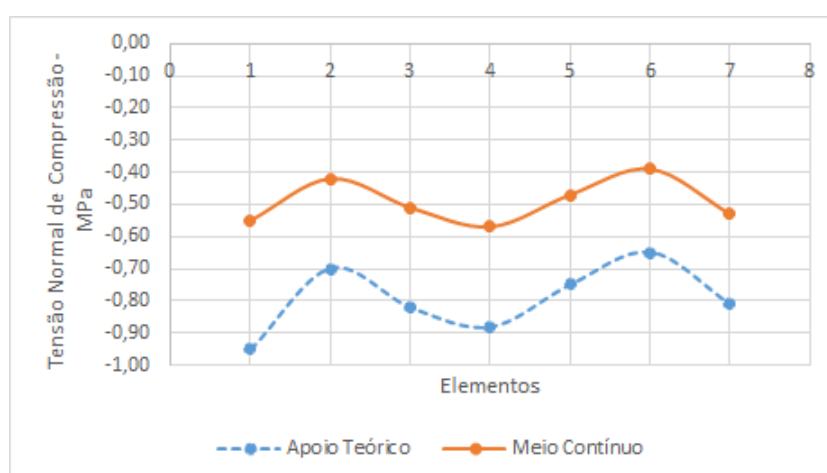
A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 20 e na Figura 41.

Tabela 20 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,95	-0,55
2	-0,70	-0,42
3	-0,82	-0,51
4	-0,88	-0,57
5	-0,75	-0,47
6	-0,65	-0,39
7	-0,81	-0,53

Fonte: A Autora

Figura 41 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX2 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Com os resultados obtidos é possível observar que as tensões são menores quando consideramos o apoio rígido (apoio teórico).

Observou-se que as tensões foram maiores quando foi utilizada a interação ISE, de acordo com (GUSMÃO; FILHO, 1994), ocorre uma redistribuição da carga na estrutura, onde as paredes internas descarregam nas paredes externas. De acordo com (PORTO, 2010) essa redistribuição de carga se acentua na medida em que o solo ganha maior flexibilidade.

De acordo com os resultados encontrados, as quinas das paredes são as regiões de concentração de tensão.

Verificou-se também que as tensões abaixo das aberturas são menores do que na região onde a parede é contínua. De acordo com (PORTO, 2010) tal comportamento é previsto uma vez que o gráfico de distribuição de tensão na parede resultou em uma curva com menores tensões abaixo da abertura.

#### 4.3.3.2 Análise 2

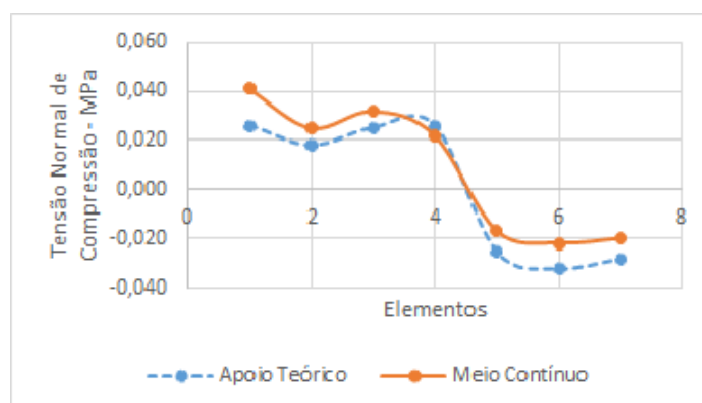
A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 21 e na Figura 42.

Tabela 21 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	0,026	0,041
2	0,018	0,025
3	0,025	0,032
4	0,026	0,022
5	-0,025	-0,017
6	-0,032	-0,022
7	-0,028	0,020

Fonte: A Autora

Figura 42 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX3 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

De acordo com os resultados obtidos observa-se que parte da parede está comprimida e parte está tracionada. É importante esclarecer que em condições reais não existe tensão de tração na base da parede, pois a carga do vento atua sempre em conjunto com as cargas verticais do edifício.

#### 4.3.3.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 22.



Tabela 22 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX3

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	-42,1	-31,9	-21,7	-17,9	-14,3	-10,6
2	-40,0	-29,8	-21,9	-17,6	-13,6	-9,9
3	-37,8	-28,3	-23,8	-17,4	-13,7	-10,3
4	-35,2	-27,8	21,5	-16,7	-12,3	-9,6
5	-37,3	-26,5	-22,5	-15,8	-11,7	-9,5
6	-40,0	-25,8	-19,7	-15,5	-12,2	-8,3
7	-34,6	-24,6	-20,5	-15,0	-12,5	-8,6

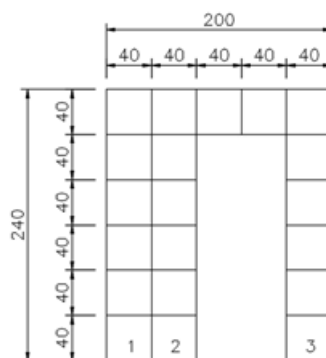
Fonte: A Autora

Assim como nas análises realizadas para as demais paredes, observa-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é predominante até o sexto pavimento, a partir do qual, os dois modelos trabalham de forma semelhante.

#### 4.3.4 Análise parede PX4

A Figura 43 apresenta o desenho da parede PX4.

Figura 43 – Parede PX4 a ser analisada



Fonte: a autora

##### 4.3.4.1 Análise 1

Primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 23 e na Figura 44.

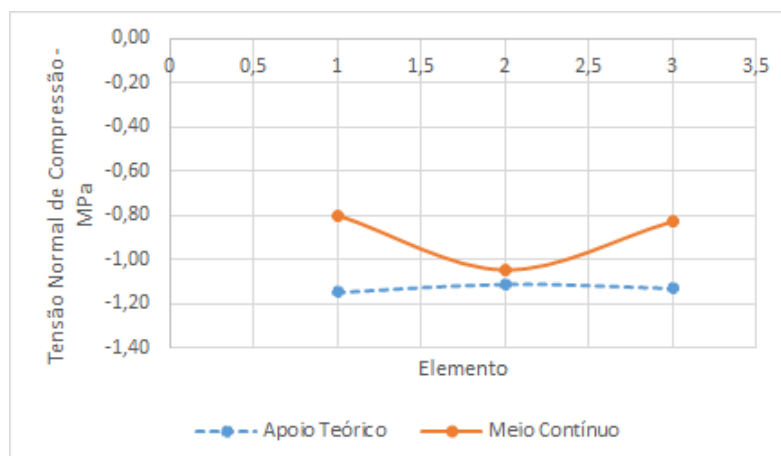
Com os resultados obtidos observa-se que a distribuição de tensões no modelo com apoios teóricos são praticamente constantes. Observa-se também que as tensões no modelo com meio contínuo são menores em decorrência da flexibilidade do solo.

Tabela 23 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,15	-0,80
2	-1,11	-1,05
3	-1,13	-0,83

Fonte: A Autora

Figura 44 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX4 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

No elemento 2 (no modelo com meio contínuo), observa-se um valor diferente dos demais, que decorre das aberturas das portas. Pode-se dizer que a abertura faz com que a parede se torne duas.

#### 4.3.4.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 24 e na Figura 45.

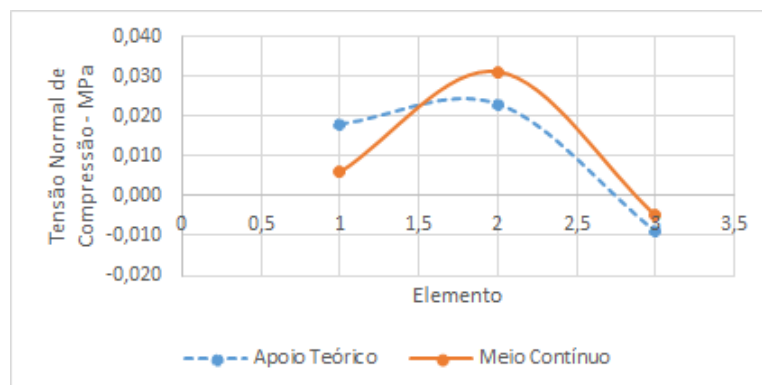
Tabela 24 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	0,018	0,006
2	0,023	0,031
3	-0,009	-0,005

Fonte: A Autora

De acordo com os resultados encontrados observa-se que parte da parede está comprimida e parte está tracionada. É importante esclarecer que em condições reais não

Figura 45 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX4 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

há tensão de tração na base da parede, pois a carga do vento atua sempre em conjunto com as cargas verticais do edifício.

#### 4.3.4.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX4

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	-30,4	-22,0	-17,3	-15,1	-12,8	-10,3
2	-5,4	-20,0	-16,9	-14,6	-11,7	-8,8
3	-26,5	-22,5	-17,8	-14,0	-11,8	-9,5

Fonte: A Autora

Observa-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é predominante até o terceiro pavimento, a partir do qual, os dois modelos trabalham de forma semelhante.

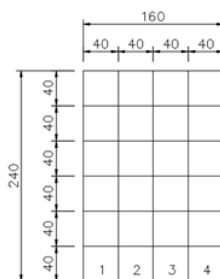
#### 4.3.5 Análise parede PX5

A Figura 46 apresenta o desenho da parede PX5.

##### 4.3.5.1 Análise 1

A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos

Figura 46 – Parede PX5 a ser analisada



Fonte: a autora

dois modelos são apresentados na Tabela 26 e na Figura 47.

Tabela 26 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

<b>Elemento</b>	<b>Apoio Teórico</b>	<b>Meio Contínuo</b>
1	-1,22	-0,93
2	-1,20	-0,89
3	-1,19	-0,78
4	-1,17	-0,55

Fonte: A Autora

Com os resultados obtidos observa-se que a distribuição de tensões no modelo com apoios teóricos são praticamente constantes. Observa-se também que as tensões no modelo com meio contínuo são menores em decorrência da flexibilidade do solo.

#### 4.3.5.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 27 e na Figura 48.

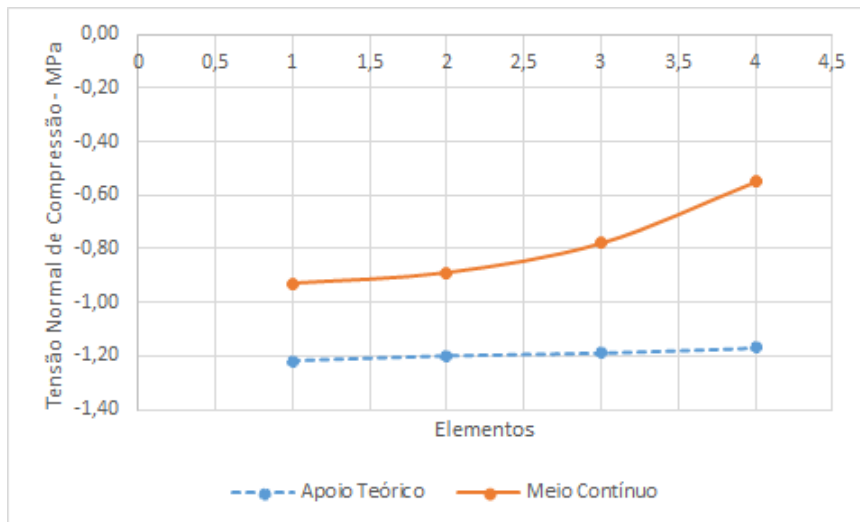
Tabela 27 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

<b>Elemento</b>	<b>Apoio Teórico</b>	<b>Meio Contínuo</b>
1	0,050	0,032
2	0,038	0,026
3	-0,003	-0,023
4	-0,019	-0,009

Fonte: A Autora

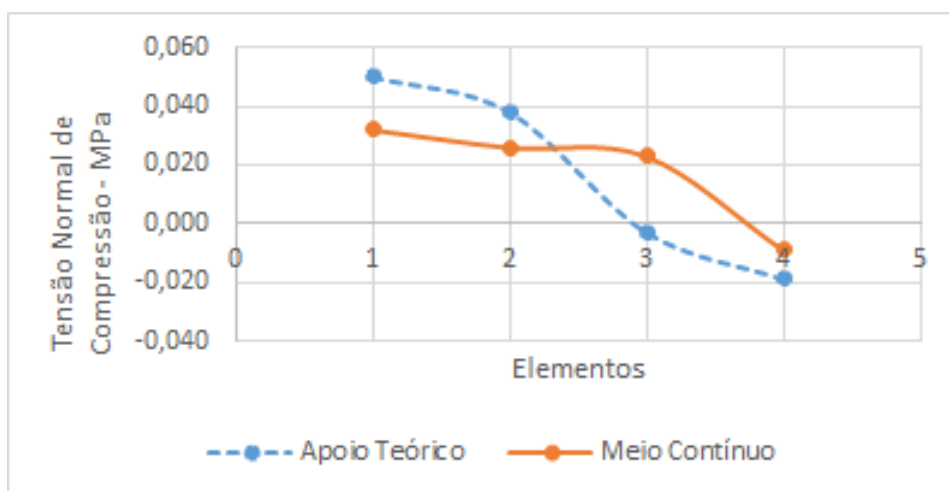
De acordo com os resultados encontrados acima é possível observar que parte da parede está comprimida e parte está tracionada. É importante esclarecer que na realidade

Figura 47 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX5 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Figura 48 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX5 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

não existe tensão de tração na base da parede, pois a carga do vento atua sempre em conjunto com as cargas verticais do edifício.

#### 4.3.5.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX5

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	-23,8	-16,3	-14,7	-11,0	-9,3	1,7
2	-25,8	-15,0	-14,3	-11,2	-10,0	1,8
3	-34,5	-18,35	-14,7	-11,5	-10,3	1,0
3	-53,0	-19,1	-16,9	-10,0	-9,5	-3,3

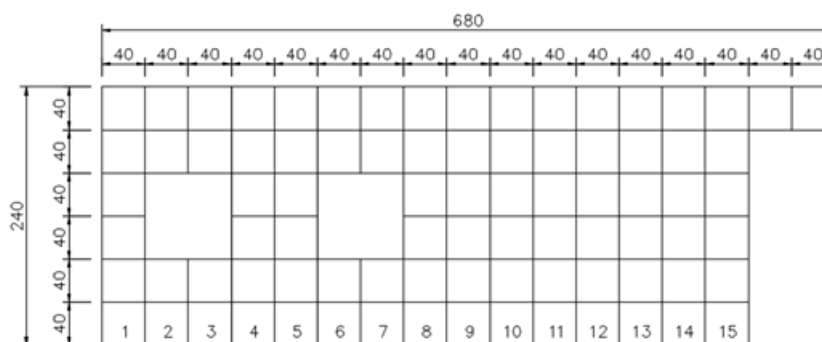
Fonte: A Autora

Observa-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais relevante até o terceiro pavimento, a partir do qual não existe muita diferença.

#### 4.3.6 Análise parede PX6

A Figura 49 apresenta o desenho da parede PX6.

Figura 49 – Parede PX6 a ser analisada



Fonte: a autora

##### 4.3.6.1 Análise 1

A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 29 e na Figura 50.

Com os resultados obtidos observa-se que as tensões são menores quando o apoio rígido (apoio teórico) é considerado.

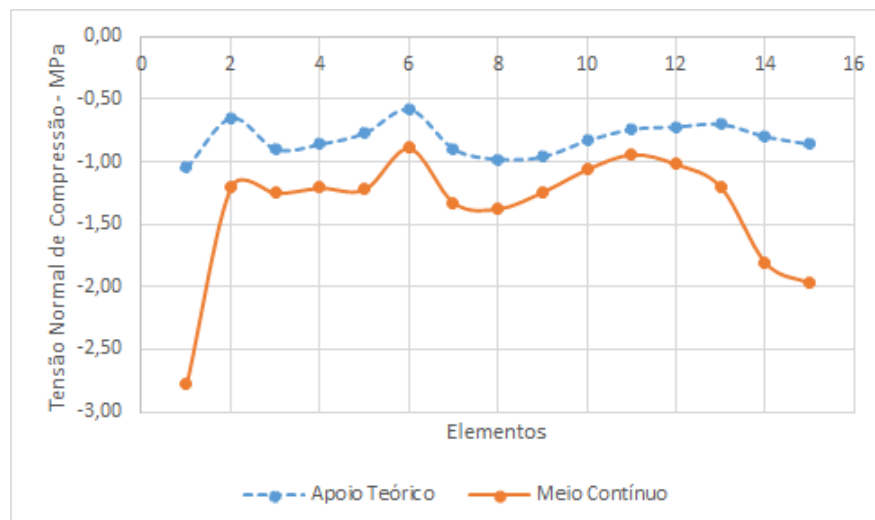
Observa-se que as tensões foram maiores quando utilizada a ISE, de acordo com (GUSMÃO; FILHO, 1994), ocorre uma redistribuição da carga na estrutura, onde as paredes internas descarregam nas paredes externas. De acordo com (PORTO, 2010) essa redistribuição de carga se acentua na medida em que o solo ganha maior flexibilidade.

Tabela 29 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,05	-2,78
2	-0,65	-1,20
3	-0,90	-1,25
4	-0,86	-1,21
5	-0,77	-1,22
6	-0,58	-0,89
7	-0,90	-1,33
8	-0,98	-1,37
9	-0,96	-1,24
10	-0,83	-1,06
11	-0,74	-0,94
12	-0,72	-1,02
13	-0,70	-1,20
14	-0,80	-1,81
15	-0,86	-1,97

Fonte: A Autora

Figura 50 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX6 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

De acordo com os resultados encontrados, as quinas das paredes são as regiões de concentração de tensão.

Verificou-se também que as tensões abaixo das aberturas são menores do que na região onde a parede é contínua. O que é esperado, de acordo com (PORTO, 2010) uma vez que o gráfico de distribuição de tensão na parede resulta em uma curva com menores tensões abaixo da abertura.

## 4.3.6.2 Análise 2

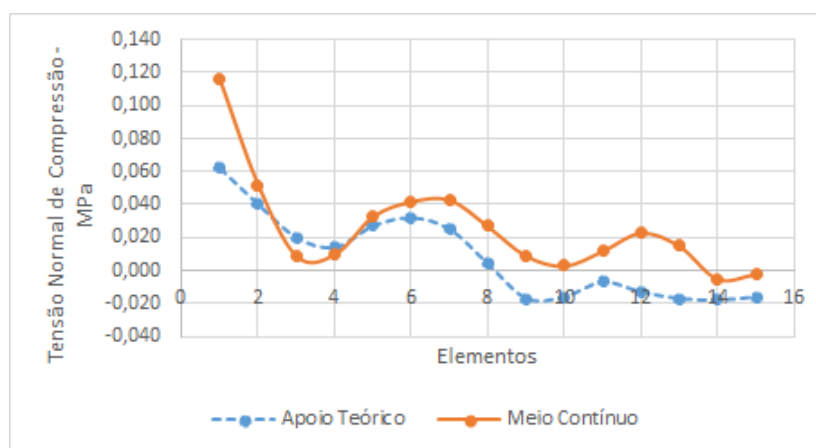
A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 30 e na Figura 51.

Tabela 30 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	0,062	0,116
2	0,040	0,052
3	0,020	-0,009
4	0,014	-0,010
5	0,027	0,033
6	0,032	0,042
7	0,025	0,043
8	0,004	0,027
9	-0,017	0,009
10	-0,016	0,003
11	-0,007	0,012
12	-0,013	0,023
13	0,017	0,015
14	-0,018	-0,005
15	-0,016	-0,002

Fonte: A Autora

Figura 51 – Tensões Normais de compressão na base da parede PX6 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Com os resultados obtidos observa-se que parte da parede está comprimida e parte está tracionada. O resultado encontrado na era esperado, mas não representa condições reais, nas quais não existe tensão de tração na base da parede. Nesse estudo ocorreu, foi



considerada apenas a carga do vento, entretanto, em condições reais as cargas verticais do edifício sempre estarão presentes.

#### 4.3.6.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PX6

<b>Elemento</b>	<b>1º Pav.</b>	<b>3º Pav.</b>	<b>6º Pav.</b>	<b>9º Pav.</b>	<b>12º Pav.</b>	<b>15º Pav.</b>
1	164,7	75,9	38,2	17,6	5,9	3,7
2	84,6	62,7	39,2	14,7	4,4	3,2
3	38,9	50,0	35,4	12,2	5,1	2,8
4	40,5	46,8	32,6	13,1	5,4	3,4
5	58,2	43,1	28,9	12,5	5,1	3,9
6	53,7	44,7	28,6	11,5	4,8	2,6
7	47,5	42,6	29,3	10,7	4,4	2,6
8	40,2	55,2	26,3	9,5	4,9	3,2
9	29,1	54,5	26,5	9,7	4,3	2,4
10	27,5	37,3	25,8	8,7	4,2	2,6
11	27,0	33,3	23,3	9,2	3,6	2,9
12	41,5	30,9	20,7	9,5	3,4	2,3
13	72,0	25,9	18,5	10,2	3,6	2,4
14	126,0	19,6	19,2	9,1	2,7	1,7
15	129,1	15,7	16,0	8,2	2,4	2,0

Fonte: A Autora

Assim como na análise da parede PX1, observa-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais relevante até o sexto pavimento, a partir do qual não existe muita diferença.

#### 4.3.7 Análise parede PY1

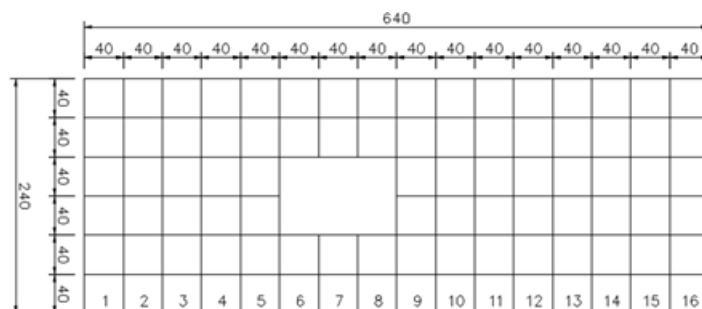
A Figura 52 apresenta o desenho da parede PY1.

##### 4.3.7.1 Análise 1

A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 32 e na Figura 53.

Com os resultados obtidos observa-se que as tensões são menores quando consideramos o apoio rígido (apoio teórico).

Figura 52 – Parede PY1 a ser analisada



Fonte: a autora

Tabela 32 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

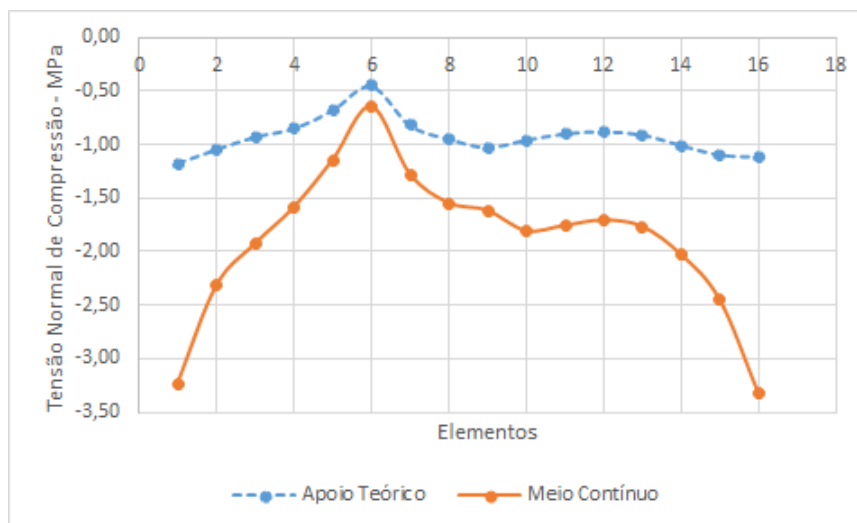
Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,18	-3,23
2	-1,05	-2,32
3	-0,93	-1,90
4	-0,85	-1,59
5	-0,68	-1,15
6	-0,45	-0,65
7	-0,82	-1,28
8	-0,95	-1,55
9	-1,03	-1,62
10	-0,96	-1,81
11	-0,90	-1,76
12	-0,88	-1,71
13	-0,91	-1,77
14	-1,01	-2,03
15	-1,10	-2,45
16	-1,12	-3,32

Fonte: A Autora

Observou-se que as tensões foram maiores quando utilizada a ISE. De acordo com (GUSMÃO; FILHO, 1994), ocorre uma redistribuição da carga na estrutura, onde as paredes internas descarregam nas paredes externas. De acordo com (PORTO, 2010), essa redistribuição de carga se acentua à medida em que o solo ganha maior flexibilidade.

De acordo com os resultados encontrados, as extremidades das paredes são as regiões de concentração de tensão. Verificou-se, também, que as tensões abaixo das aberturas são menores do que na região onde a parede é contínua. De acordo com (PORTO, 2010) tal comportamento era previsto, uma vez que o gráfico de distribuição de tensão na parede resulta em uma curva com menores tensões abaixo da abertura.

Figura 53 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY1 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

## 4.3.7.2 Análise 2

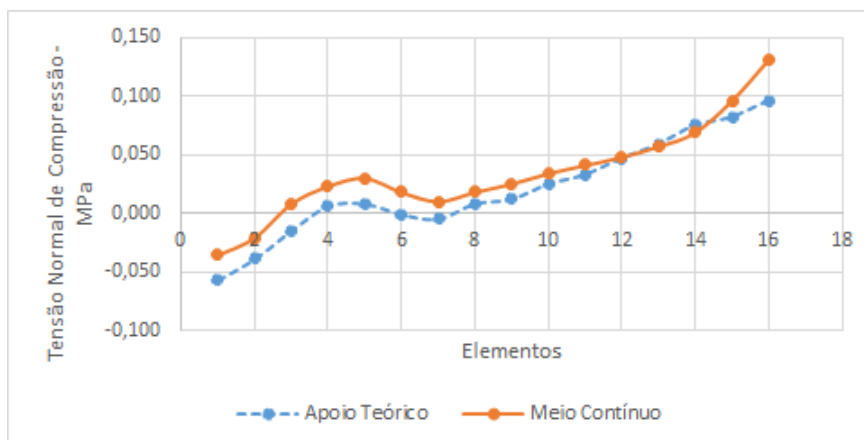
A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 33 e na Figura 54.

Tabela 33 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,057	-0,036
2	-0,039	-0,021
3	-0,015	0,008
4	0,006	0,023
5	0,008	0,030
6	-0,001	0,018
7	-0,005	0,010
8	0,008	0,018
9	0,012	0,025
10	0,025	0,034
11	0,033	0,041
12	0,047	0,048
13	0,059	0,057
14	0,075	0,069
15	0,082	0,096
16	0,096	0,131

Fonte: A Autora

Figura 54 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY1 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

De acordo com os valores encontrados, observa-se que as tensões são menores quando se considera ISE (em meio contínuo). A influência da ISE ocasionou valores menores de tensões de compressão nos elementos de números 1 a 11 e maiores nos elementos de 12 a 16.

#### 4.3.7.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 34.

Observa-se que no modelo que considera a ISE a distribuição de tensões verticais é considerável até o nono pavimento. Os valores encontrados dos elemento 1 ao 10 são baixos, mas os valores encontrados do elemento 11 ao 16 são mais relevantes. A partir do nono pavimento a diferença entre os modelos utilizados se torna desprezível.

#### 4.3.8 Análise parede PY2

A Figura 55 apresenta o desenho da parede PY2.

##### 4.3.8.1 Análise 1

A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 35 e na Figura 56.

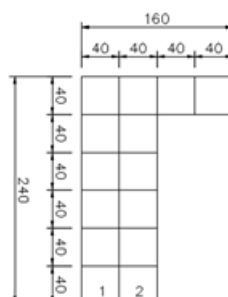
Com os resultados obtidos observa-se que a distribuição de tensões no modelo com apoios teóricos são praticamente constantes. Observa-se, também, que as tensões no

Tabela 34 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY1

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	173,7	33,7	18,5	12,8	7,8	3,1
2	121,0	40,0	19,1	12,0	8,0	3,3
3	107,5	42,3	20,6	11,6	8,5	2,7
4	87,1	50,0	19,4	11,5	11,2	3,9
5	69,1	53,3	19,1	10,8	10,3	5,4
6	44,4	59,4	20,4	9,6	9,6	3,2
7	56,1	59,6	21,6	10,1	11,1	6,8
8	63,2	61,0	23,7	11,4	12,7	9,6
9	57,3	64,1	24,0	14,2	13,1	11,0
10	88,5	65,9	25,4	16,8	14,5	12,6
11	95,6	63,9	26,9	22,8	15,0	9,8
12	94,3	65,1	29,6	27,2	14,0	9,0
13	94,5	71,8	31,9	26,7	15,6	7,6
14	101,0	73,1	32,2	26,2	13,6	4,0
15	122,7	76,3	33,0	26,9	12,5	3,9
16	196,4	78,8	33,9	25,3	11,0	2,7

Fonte: A Autora

Figura 55 – Parede PY2 a ser analisada



Fonte: a autora

modelo com meio contínuo são menores em decorrência da flexibilidade do solo.

No elemento 2 (no modelo com meio contínuo), observar-se um valor diferente dos demais em decorrência da abertura da porta.

#### 4.3.8.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 36 e na Figura 57.

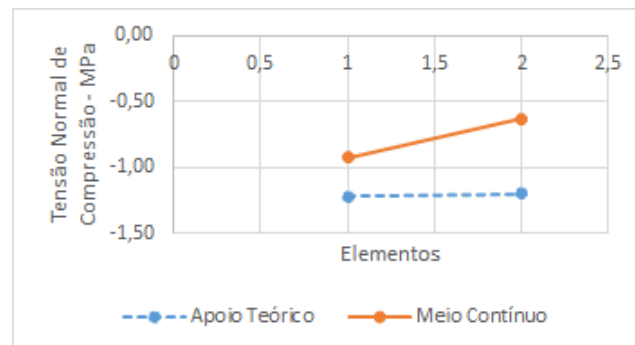
Nessa parede, as curvas das tensões originárias dos modelos tendem a ser mais

Tabela 35 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,22	-0,93
2	-1,20	-0,63

Fonte: A Autora

Figura 56 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY2 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Tabela 36 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,018	-0,009
2	0,006	0,001

Fonte: A Autora

lineares. Considerando-se a influência da ISE ocorre uma diminuição das tensões.

#### 4.3.8.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 37.

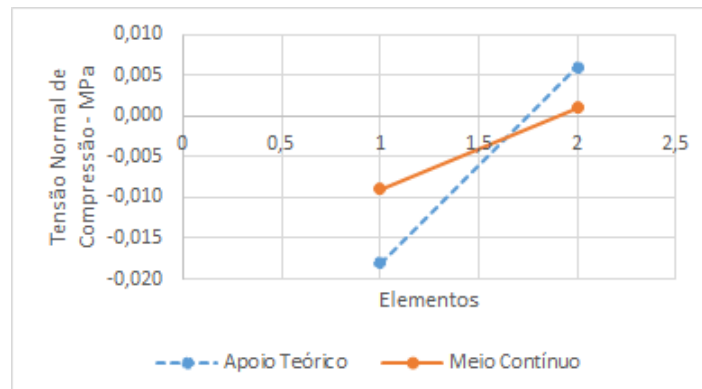
Tabela 37 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY2

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	-23,8	-17,8	-14,7	-12,2	-10,8	-6,8
2	-47,5	-23,9	-17,3	-26,5	-12,9	-8,5

Fonte: A Autora

Assim como na análise da parede PY2, observa-se que no modelo que considera a ISE a distribuição de tensões verticais é considerável até o terceiro pavimento. A partir do

Figura 57 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY2 (1º Pavimento)



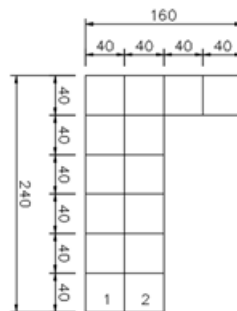
Fonte: a autora

terceiro pavimento a diferença entre os modelos utilizados se torna desprezível.

#### 4.3.9 Análise parede PY3

A Figura 58 apresenta o desenho da parede PY3.

Figura 58 – Parede PY3 a ser analisada



Fonte: a autora

##### 4.3.9.1 Análise 1

A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 38 e na Figura 59.

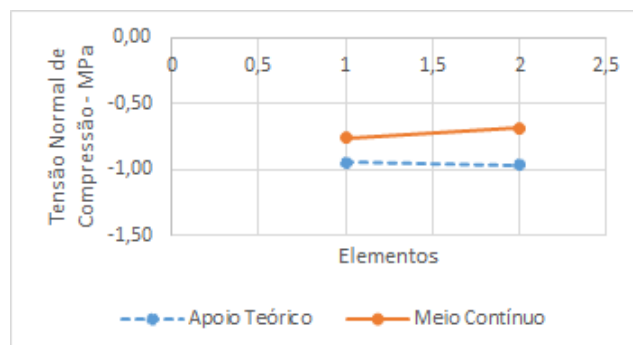
Com os resultados obtidos observa-se que a distribuição de tensões no modelo com apoios teóricos são praticamente constantes. Observa-se também que as tensões no modelo com meio contínuo são menores em decorrência da flexibilidade do solo.

Tabela 38 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,95	-0,76
2	-0,97	-0,69

Fonte: A Autora

Figura 59 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY3 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

No elemento 2 (no modelo com meio contínuo), observa-se um valor diferente dos demais, esse valor é decorrente da abertura referente a porta.

#### 4.3.9.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 39 e na Figura 60.

Tabela 39 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,025	-0,016
2	0,013	0,008

Fonte: A Autora

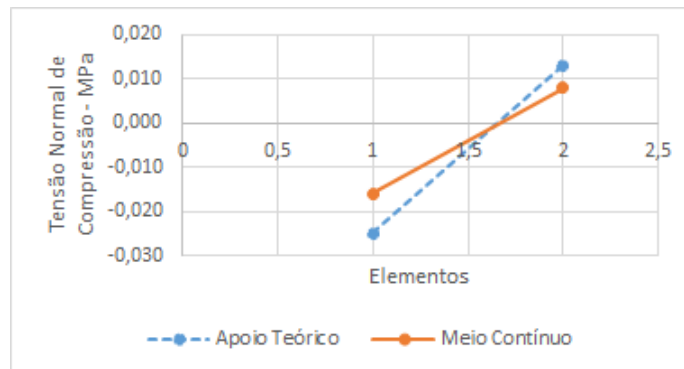
Nessa parede, as curvas das tensões originárias dos modelos tendem a ser mais lineares. Considerando a influência da ISE ocorre uma diminuição das tensões.

#### 4.3.9.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 40.



Figura 60 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY3 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Tabela 40 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY3

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	-20,0	-15,8	-12,6	-9,8	-7,5	-4,1
2	-28,9	-26,6	-15,3	-14,3	-12,9	-3,0

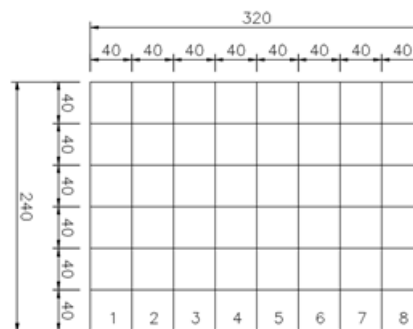
Fonte: A Autora

Assim como na análise da parede PY2, observa-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais relevante até o terceiro pavimento, a partir do qual os valores se aproximam.

#### 4.3.10 Análise parede PY4

A Figura 61 apresenta o desenho da parede PY4.

Figura 61 – Parede PY4 a ser analisada



Fonte: a autora

## 4.3.10.1 Análise 1

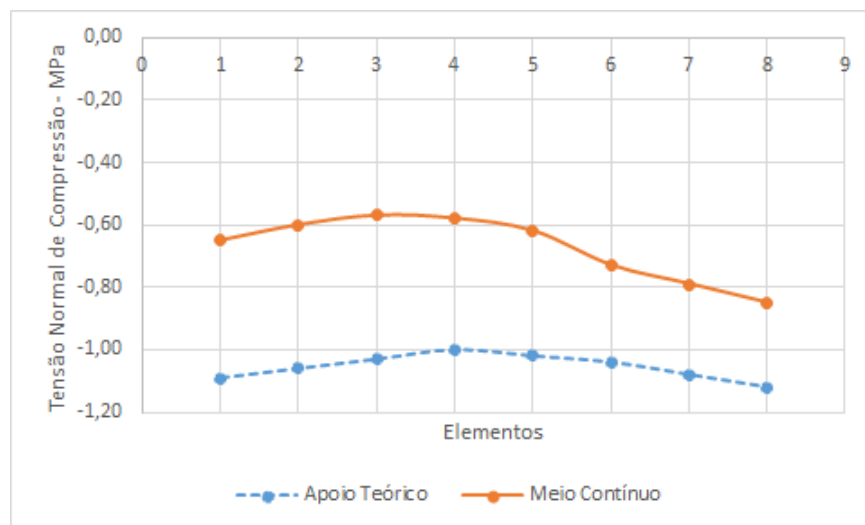
A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 41 e na Figura 62.

Tabela 41 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,09	-0,65
2	-1,06	-0,60
3	-1,03	-0,57
4	-1,00	-0,58
5	-1,02	-0,62
6	-1,04	-0,73
7	-1,08	-0,79
8	-1,12	-0,85

Fonte: A Autora

Figura 62 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY4 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Com os resultados obtidos observa-se que a distribuição de tensões no modelo com apoios teóricos são praticamente constantes. Observa-se, também, que as tensões no modelo com meio contínuo são menores em decorrência da flexibilidade do solo. A tensão cresce à medida que se aproxima da parede PX1.

## 4.3.10.2 Análise 2

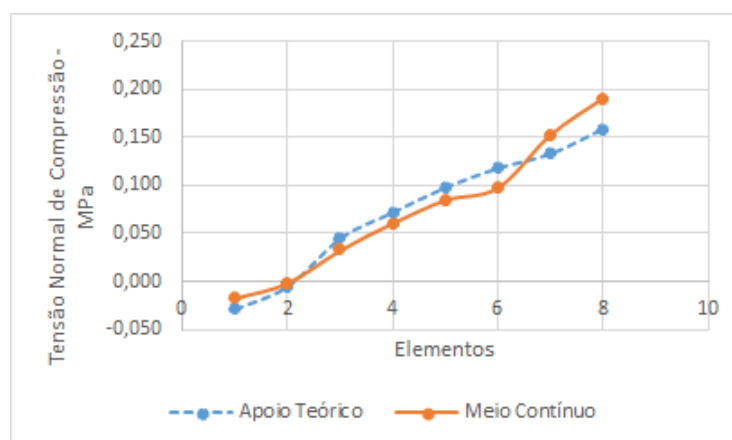
A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 42 e na Figura 63.

Tabela 42 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,029	-0,017
2	-0,005	-0,001
3	0,045	0,033
4	0,072	0,061
5	0,098	0,085
6	0,118	0,098
7	0,133	0,153
8	0,159	0,191

Fonte: A Autora

Figura 63 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY4 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Com os resultados obtidos observa-se que parte da parede está comprimida e parte está tracionada. O resultado encontrado na parede é o que se esperava, mas não é real, pois na realidade não existe tensão de tração na base da parede. Nesse estudo ocorreu, pois considerou-se apenas a carga do vento e na realidade isso não acontece, pois, as cargas verticais do edifício sempre estarão presentes.

Observa-se também que ocorreu uma diminuição das tensões de tração nos elementos internos da parede quando considerado a ISE e nos elementos das extremidades as tensões na ISE foram maiores.

### 4.3.10.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 43.

Tabela 43 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY4

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	-40,4	-32,1	-23,3	-17,6	-10,3	-3,1
2	-43,4	-33,7	-22,5	-16,5	-11,6	-4,4
3	-44,7	-31,6	-20,9	-13,5	-10,2	-3,5
4	-42,0	-29,9	-17,0	-10,7	-7,9	-2,4
5	-39,2	-25,4	-16,1	-10,0	-7,5	-2,7
6	-29,8	-22,1	-13,5	-12,9	-9,0	-1,4
7	-26,9	-19,1	-12,9	-11,0	-10,3	-1,5
8	-24,1	-17,0	-10,2	-10,7	-8,5	-0,8

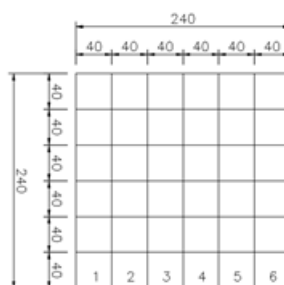
Fonte: A Autora

Assim como na análise de algumas paredes anteriores, observa-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais relevante até o sexto pavimento, a partir dele, sua influência é irrelevante.

### 4.3.11 Análise parede PY5

A Figura 64 apresenta o desenho da parede PY5.

Figura 64 – Parede PY5 a ser analisada



Fonte: a autora

#### 4.3.11.1 Análise 1

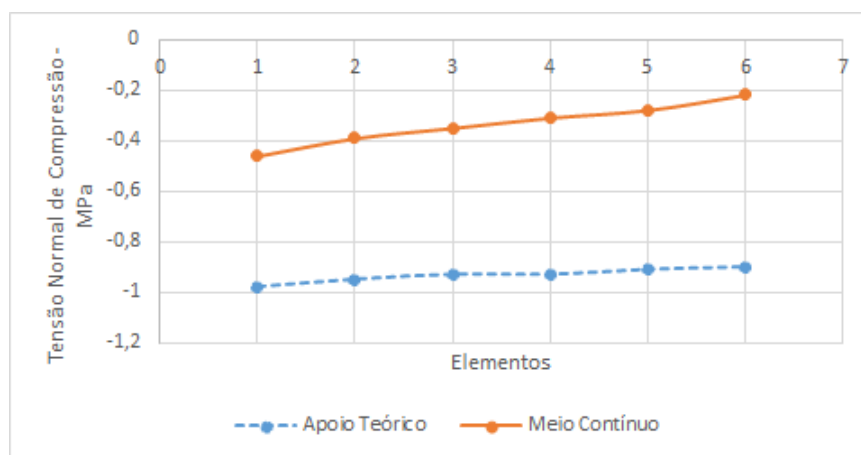
A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 44 e na Figura 65.

Tabela 44 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,98	-0,46
2	-0,95	-0,39
3	-0,93	-0,35
4	-0,93	-0,31
5	-0,91	-0,28
6	-0,90	-0,22

Fonte: A Autora

Figura 65 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY5 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Com os resultados obtidos observa-se que a distribuição de tensões no modelo com apoios teóricos são praticamente constantes. Observa-se também que as tensões no modelo com meio contínuo são menores em decorrência da flexibilidade do solo. A tensão cresce à medida que se aproxima da parede PX6.

#### 4.3.11.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 45 e na Figura 66.

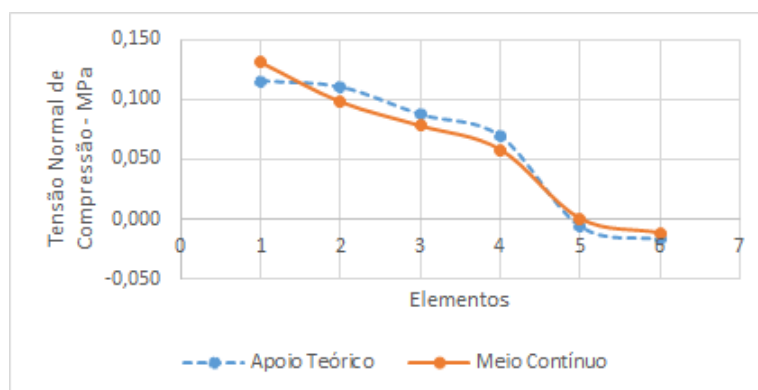
A parede PY5 tem comportamento semelhante com a parede PY4. Quando considerou-se a ISE ocorreu uma diminuição das tensões de tração nos elementos internos da parede, nos elementos das extremidades as tensões na ISE foram maiores. Em Ambos os modelos as curvas tendem a ser lineares.

Tabela 45 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	0,115	0,131
2	0,110	0,098
3	0,087	0,078
4	0,069	0,058
5	-0,006	0,000
6	-0,017	-0,012

Fonte: A Autora

Figura 66 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY5 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

#### 4.3.11.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 46.

Tabela 46 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY5

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	-53,1	-44,7	-27,3	-18,6	-12,1	-5,0
2	-58,9	-42,9	-23,5	-16,2	-10,0	-5,5
3	-62,4	-40,7	-18,6	-15,6	-10,7	-3,0
4	-66,7	-34,6	-17,1	-11,2	-9,1	-3,3
5	-69,2	-28,9	-13,9	-9,8	-8,9	-2,2
6	-75,6	-26,3	-12,9	-9,4	-7,3	-2,6

Fonte: A Autora

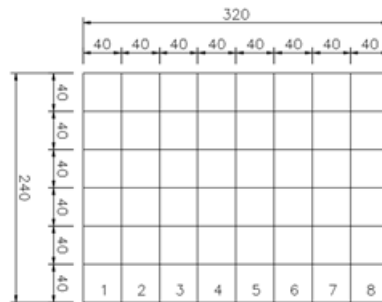
Assim como na análise da parede PY4, observa-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais relevante até o sexto pavimento, a partir dele, sua

influência é irrelevante.

### 4.3.12 Análise parede PY6

A Figura 67 apresenta o desenho da parede PY6.

Figura 67 – Parede PY6 a ser analisada



Fonte: a autora

#### 4.3.12.1 Análise 1

A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 47 e na Figura 68.

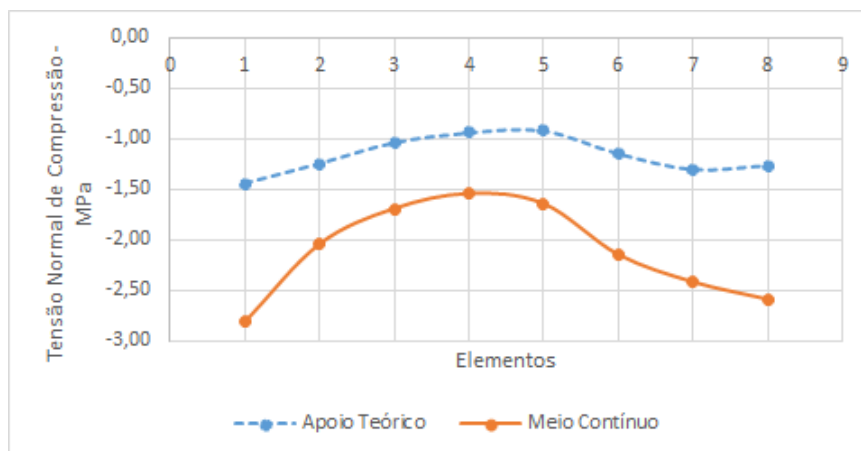
Tabela 47 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,45	-2,82
2	-1,25	-2,05
3	-1,04	-1,70
4	-0,94	-1,55
5	-0,92	-1,65
6	-1,15	-2,15
7	-1,31	-2,42
8	-1,27	-2,59

Fonte: A Autora

Como essa parede é externa, já era de se esperar que a tensão, considerando-se o meio contínuo, fosse maior do que o modelo com apoios teóricos, pois, como foi analisado anteriormente a tensão tende a aumentar nos elementos de extremidade.

Figura 68 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY6 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

#### 4.3.12.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 48 e na Figura 69.

Tabela 48 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,022	-0,002
2	0,004	0,009
3	0,049	0,016
4	0,062	0,027
5	0,075	0,044
6	0,090	-0,077
7	0,115	0,143
8	0,135	0,168

Fonte: A Autora

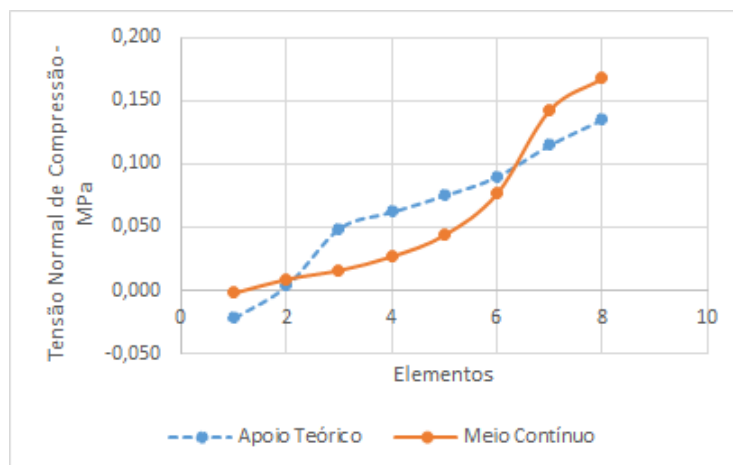
Considerando a influência da ISE ocorreu uma diminuição das tensões de compressão nos elementos 1 a 6 e um aumento nos elementos de 6 a 8.

#### 4.3.12.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 49.



Figura 69 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY6 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Tabela 49 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY6

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	94,5	55,1	36,1	16,7	10,6	2,5
2	64,0	52,7	37,9	15,7	10,7	3,9
3	63,5	47,7	34,4	14,9	9,1	3,5
4	64,9	37,0	31,0	14,0	8,6	-5,9
5	79,3	35,5	28,8	15,4	8,1	-4,0
6	87,0	28,6	29,8	13,9	6,9	3,5
7	84,7	19,1	-22,2	12,1	6,6	1,4
8	103,9	15,2	-24,4	10,0	4,8	2,2

Fonte: A Autora

Da mesma maneira que foi analisado na maioria das paredes anteriores, observa-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é considerável nos primeiros pavimentos. Neste caso ela é considerável até o sexto pavimento, a partir dele, sua

### 4.3.13 Análise parede PY7

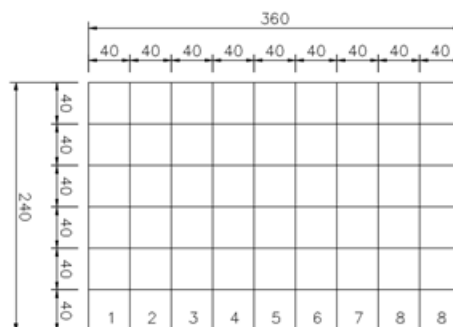
A Figura 70 apresenta o desenho da parede PY7.

#### 4.3.13.1 Análise 1

A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 50 e na Figura 71.

Com os resultados obtidos observa-se que a distribuição de tensões no modelo com

Figura 70 – Parede PY7 a ser analisada



Fonte: a autora

Tabela 50 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,02	-0,58
2	-0,98	-0,52
3	-0,97	-0,49
4	-0,93	-0,50
5	-0,95	-0,55
6	-0,98	-0,66
7	-1,01	-0,72
8	-1,05	-0,78

Fonte: A Autora

apoios teóricos são praticamente constantes. Observa-se também que as tensões no modelo com meio contínuo são menores em decorrência da flexibilidade do solo. A tensão cresce à medida que se aproxima da parede PX3.

#### 4.3.13.2 Análise 2

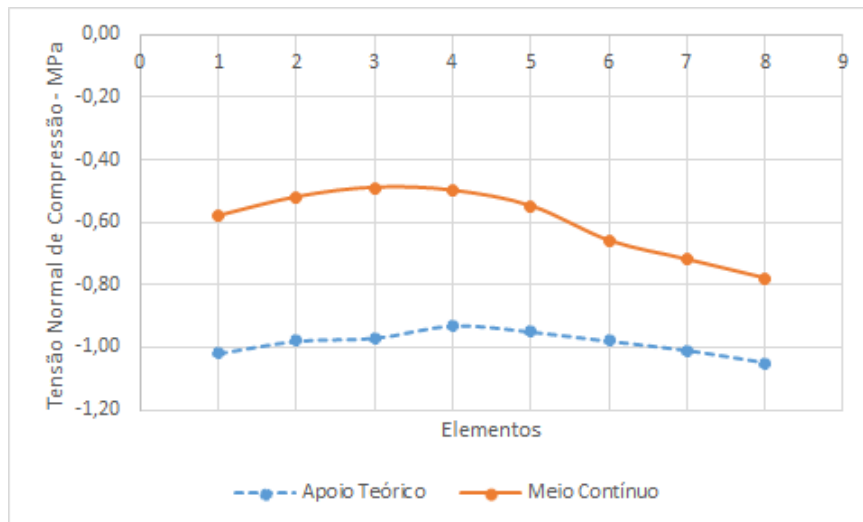
A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 51 e na Figura 72.

Nesta parede observou-se que há uma diminuição das tensões de compressão, quando consideramos a ISE. Observa-se também que nesta parede as tensões referentes ao modelo teórico são maiores que a do meio contínuo.

#### 4.3.13.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos

Figura 71 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY7 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Tabela 51 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,013	-0,009
2	0,003	0,005
3	0,009	0,011
4	0,017	0,011
5	0,029	0,021
6	0,035	0,029
7	0,052	0,035
8	0,078	0,046

Fonte: A Autora

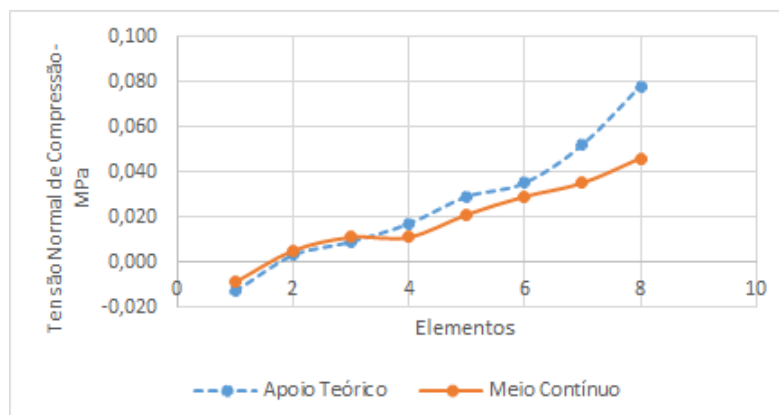
são apresentados na Tabela 52.

Observa-se que nessa parede, não possui uma grande diferença entre os dois modelos, comparando com as paredes estudadas anteriormente. No modelo que considera a ISE a distribuição de tensões verticais é considerável até o sexto pavimento, a partir dele, as tensões se tornam irrelevantes.

#### 4.3.14 Análise parede PY8

A Figura 73 apresenta o desenho da parede PY8.

Figura 72 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY7 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Tabela 52 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY7

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	-43,1	-30,6	-23,3	-18,1	-10,3	2,2
2	-46,9	-29,8	-22,5	-16,2	-11,6	-1,1
3	-49,5	-26,8	-20,9	-12,1	-10,2	2,5
4	-46,2	-29,9	-17,0	-12,8	-7,9	1,8
5	-42,1	-20,3	-16,1	-12,3	-7,5	2,8
6	-32,7	-18,1	-13,5	-12,9	-9,0	4,3
7	-28,7	-14,7	-12,9	-10,4	-10,3	6,3
8	-25,7	-15,4	-10,2	-9,1	-8,5	2,5

Fonte: A Autora

#### 4.3.14.1 Análise 1

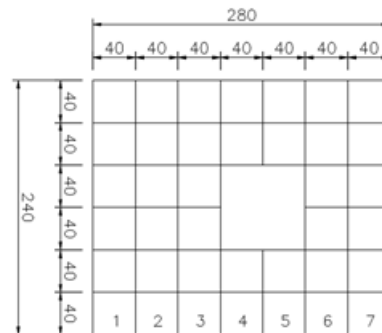
A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela ?? e na Figura 74.

Com os resultados obtidos observa-se que as tensões são menores quando consideramos o apoio rígido (apoio teórico).

Observou-se que as tensões foram maiores quando utilizou-se a ISE. De acordo com (GUSMÃO; FILHO, 1994), ocorre uma redistribuição da carga na estrutura, onde as paredes internas descarregam nas paredes externas. De acordo com (PORTO, 2010) essa redistribuição de carga se acentua à medida em que o solo ganha maior flexibilidade.

De acordo com os resultados encontrados, as extremidades das paredes são as regiões de concentração de tensão.

Figura 73 – Parede PY8 a ser analisada



Fonte: a autora

Tabela 53 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,09	-1,98
2	-1,01	-1,83
3	-0,91	-1,41
4	-0,51	-1,16
5	-0,74	-1,28
6	-0,99	-1,81
7	-1,07	-1,98

Fonte: A Autora

Verificou-se também que as tensões abaixo das aberturas são menores do que na região onde a parede é contínua. De acordo com (PORTO, 2010) era previsto que o gráfico de distribuição de tensão na parede resultasse em uma curva com menores tensões abaixo da abertura. Nessa parede as tensões quase foram simétricas, a abertura da parede influenciou para que isso não ocorresse.

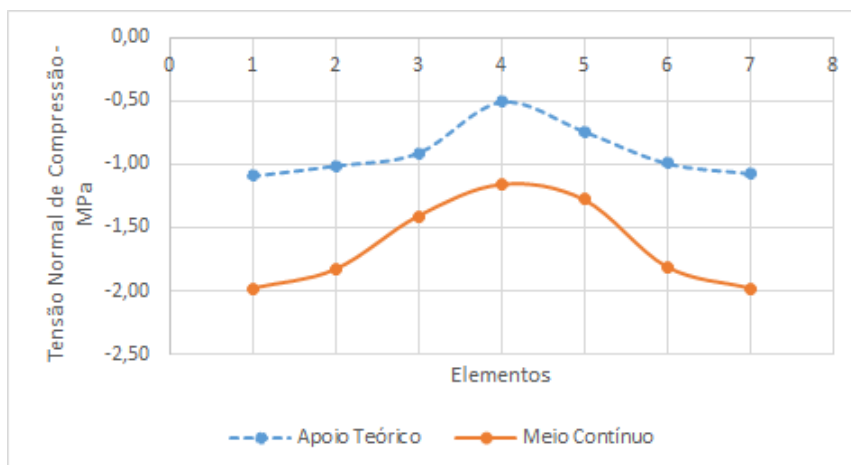
#### 4.3.14.2 Análise 2

A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 54 e na Figura 75.

Quando considerou-se a ISE ocorreu a diminuição das tensões de tração nos elementos internos da parede.

Verificou-se também que as tensões abaixo das aberturas são menores do que na região onde a parede é contínua. De acordo com (PORTO, 2010) era previsto que o gráfico de distribuição de tensão na parede resultasse em uma curva com menores tensões abaixo da abertura.

Figura 74 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY8 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Tabela 54 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,078	-0,047
2	-0,033	-0,018
3	0,001	-0,003
4	0,012	0,005
5	-0,008	0,000
6	0,063	0,044
7	0,078	0,056

Fonte: A Autora

#### 4.3.14.3 Análise 3

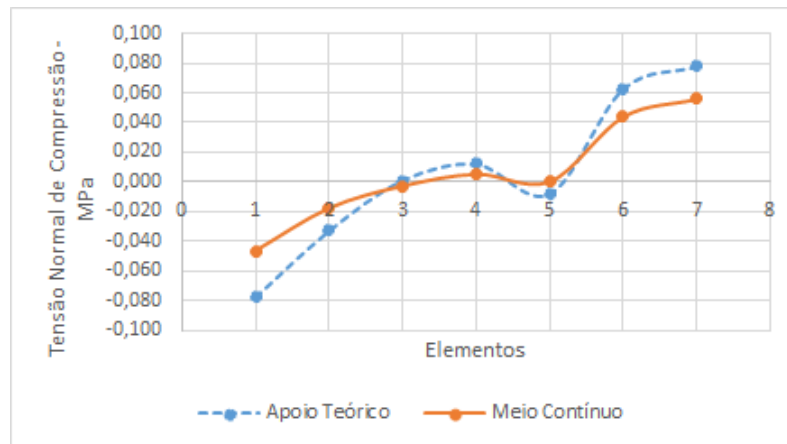
A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela ??.

De acordo com a tabela acima, observa-se que no modelo que considera a ISE a distribuição de tensões verticais é considerável até o sexto pavimento. Apenas o elemento 7 se torna desprezível nesse pavimento.

#### 4.3.15 Análise parede PY9

A Figura 76 apresenta o desenho da parede PY9.

Figura 75 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY8 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Tabela 55 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY8

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	12º Pav.	15º Pav.
1	81,7	57,3	34,2	18,6	3,4	2,5
2	81,2	44,4	32,4	16,9	3,7	2,8
3	54,9	46,9	31,3	12,9	2,8	2,0
4	127,5	41,0	29,5	10,7	3,7	1,1
5	73,0	30,9	24,6	11,9	3,4	1,5
6	82,8	29,0	21,4	10,3	3,6	1,3
7	85,0	28,8	17,6	9,3	2,1	0,9

Fonte: A Autora

#### 4.3.15.1 Análise 1

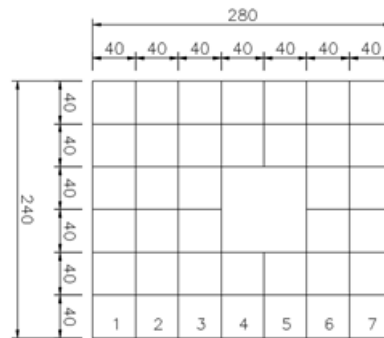
A primeira análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 56 e na Figura 77.

Tabela 56 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-1,20	-2,21
2	-1,15	-2,15
3	-1,05	-1,97
4	-0,77	-1,42
5	-0,86	-1,59
6	-1,12	-2,13
7	-1,17	-2,18

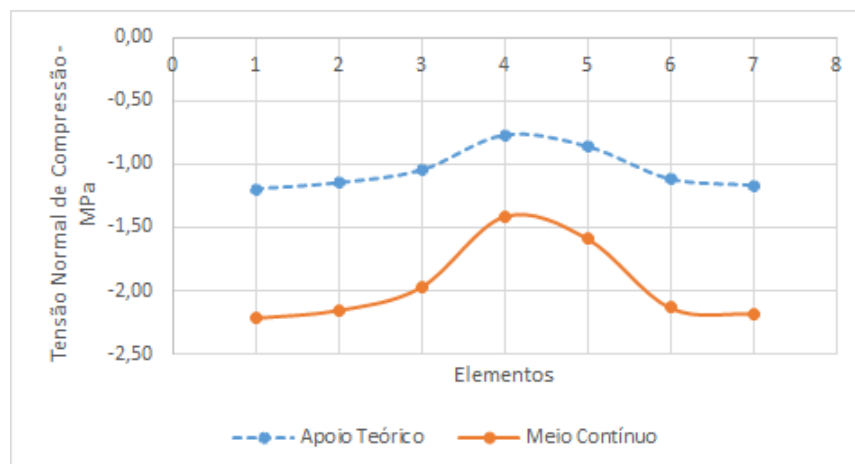
Fonte: A Autora

Figura 76 – Parede PY9 a ser analisada



Fonte: a autora

Figura 77 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY9 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Com os resultados obtidos observa-se que as tensões são menores quando consideramos o apoio rígido (apoio teórico).

Observou-se que as tensões foram maiores quando utilizou-se a ISE, de acordo com (GUSMÃO, 1990), ocorre uma redistribuição da carga na estrutura, onde as paredes internas descarregam nas paredes externas. De acordo com (PORTO, 2010) essa redistribuição de carga se acentua na medida em que o solo ganha maior flexibilidade.

De acordo com os resultados encontrados, as extremidades das paredes são as regiões de concentração de tensão.

Verificou-se também que as tensões abaixo das aberturas são menores do que na região onde a parede é contínua. De acordo com (PORTO, 2010) era previsto que o gráfico de distribuição de tensão na parede resultasse em uma curva com menores tensões abaixo



da abertura.

Nessa parede as tensões quase foram simétricas, a abertura da parede influenciou para que isso não ocorresse.

Na parede PY9 ocorreram valores de tensões maiores que na parede PY8, pelo fato de a parede PY9 possuir caixa de escada e a parede PY8 não; portanto, as cargas são diferentes.

#### 4.3.15.2 Análise 2

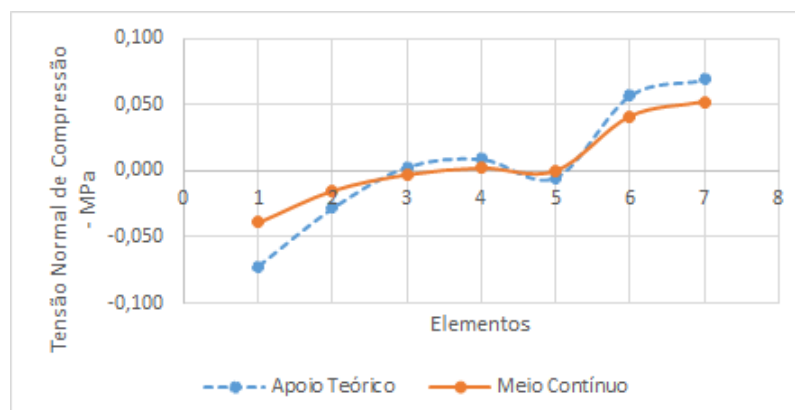
A segunda análise será da distribuição de tensões normais na base da parede do primeiro pavimento considerando-se apenas ações horizontais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 57 e na Figura 78.

Tabela 57 – Tensões Normais de Compressão (MPa)

Elemento	Apoio Teórico	Meio Contínuo
1	-0,072	-0,039
2	-0,028	-0,015
3	0,003	-0,003
4	0,009	0,002
5	-0,005	0,000
6	0,057	0,041
7	0,069	0,052

Fonte: A Autora

Figura 78 – Tensões Normais de compressão na base da parede PY9 (1º Pavimento)



Fonte: a autora

Quando considerou-se a ISE ocorreu uma diminuição das tensões de tração nos elementos internos da parede.

Verificou-se também que as tensões abaixo das aberturas são menores do que na região onde a parede é contínua. De acordo com (PORTO, 2010) era previsto que o gráfico de distribuição de tensão na parede resultasse em uma curva com menores tensões abaixo da abertura.

#### 4.3.15.3 Análise 3

A terceira análise será da distribuição de tensões normais ao longo da altura do edifício considerando-se apenas ações verticais. Os valores encontrados nos dois modelos são apresentados na Tabela 58.

Tabela 58 – Diferença entre os 2 modelos, por pavimento [%] – Parede PY9

<b>Elemento</b>	<b>1º Pav.</b>	<b>3º Pav.</b>	<b>6º Pav.</b>	<b>9º Pav.</b>	<b>12º Pav.</b>	<b>15º Pav.</b>
1	84,2	58,9	34,2	14,3	6,9	3,3
2	87,0	42,9	32,4	12,3	7,4	3,7
3	87,6	45,1	31,3	11,1	6,7	2,5
4	84,4	39,2	29,5	11,6	4,6	1,6
5	84,9	29,0	24,6	12,9	3,0	1,8
6	90,2	30,9 21,4	11,2	4,1	1,7	
7	86,3	26,9	17,6	10,5	1,6	1,3

Fonte: A Autora

Observa-se que no modelo que considera a ISE a distribuição de tensões verticais é considerável até o sexto pavimento. Apenas o elemento 7 se torna desprezível nesse pavimento.

## 5 Conclusões

A finalidade deste trabalho foi comparar os resultados de cálculo de um edifício utilizando dois modelos distintos. O primeiro levou em consideração a ISE e o segundo considerou apoios teóricos (Engaste perfeito). Com os resultados obtidos foi possível analisar e comparar as diferenças entre eles.

De acordo com os resultados obtidos, conclui-se que é de grande importância a consideração do efeito da ISE no comportamento das edificações. Foi possível observar que os valores de tensões encontrados ao longo das paredes considerando o efeito da ISE são consideráveis. As tensões são predominantes nos 6 primeiros pavimentos, após o 6º pavimento a diferença entre os dois modelos se torna irrelevante, entre 10 e 30%, de acordo com (PORTO, 2010).

O modelo considerando a ISE permite verificar a distribuição de tensões ao longo da profundidade do maciço de solo. Com isso, ele se torna o mais confiável e com resultados mais realistas.

O modelo considerando ISE, que considera apoios flexíveis, sofreu menores deslocamentos, o que demonstra que o maciço de solo no qual a edificação será assentada influencia de modo relevante nos elementos estruturais próximos da fundação.

Por fim, o estudo demonstrou que é de grande importância a consideração da ISE na análise de edifícios em alvenaria estrutural e com fundação direta para a análise do maciço de solo e dos deslocamentos. Entretanto, observou-se que apesar de o modelo com apoios teóricos não levar em consideração o solo, no qual será assentado, apresenta resultados aceitáveis de distribuição de tensões ao longo das paredes podendo ser utilizado nos projetos de maneira satisfatória.

## Referências

- AOKI, N.; CINTRA, J. C. Notas de aula - introdução ao estudo da interação solo-estrutura. In: . [S.l.: s.n.], 2005. Citado na página 18.
- BARATA, F. E. *Recalques de Edifícios sobre Fundações Diretas em Terrenos de Compressibilidade Rápida e com a Consideração da Rigidez da Estrutura*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola de Engenharia, 1986. Citado na página 24.
- BOWLES, J. E. *Foundation Analysis and Design*. Fourth edition. [S.l.]: McGraw-Hill, 1988. Citado 5 vezes nas páginas 24, 26, 30, 31 e 51.
- CAMARA, K. R.; PEREIRA, A. C. D. *Análise De Perfis De Sondagem SPT E Caracterização Geotécnica De Solos Do Município De Natal*. Tese (Doutorado) — Holos, 2005. Citado na página 25.
- CERNICA, J. N. *Geotechnical Engineering: Foundation Design*. First. [S.l.]: John Wiley Sons, 1995. Citado na página 28.
- CHAMECKI, S. Calcul des tassements progressifs des fondations. *l'Institut Technique de Bâtiment et de Travaux Publics*, v. 261, p. 1320–1334, 1969. Citado na página 19.
- COLARES, G. M. *Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2006. Citado 3 vezes nas páginas 18, 24 e 25.
- GOSHY, A. D. Soil-foundation-structure interaction. *Journal of the Structural Division*, v. 104, p. 749–761, 1978. Citado na página 23.
- GUSMÃO, A. D. *Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1990. Citado na página 95.
- GUSMÃO, A. D.; FILHO, F. A. G. Avaliação da influencia da interação solo-estrutura. *COBRAMSEF*, v. 1, p. 68–74, 1994. Citado 8 vezes nas páginas 20, 23, 24, 56, 62, 69, 73 e 91.
- IWAMOTO, R. K. *Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2000. Citado 2 vezes nas páginas 17 e 18.
- NBR6118. Projeto de estruturas de concreto - procedimento. In: . [S.l.: s.n.], 2004. Citado na página 45.
- NBR6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. In: . [S.l.: s.n.], 2019. Citado na página 38.
- NBR6122. Projeto e execução de fundações. In: . [S.l.: s.n.], 2010. Citado na página 26.

- NBR6123. Forças devidas ao vento em edificações. In: . [S.l.: s.n.], 1988. Citado 2 vezes nas páginas 41 e 43.
- NBR6489. Prova de carga direta sobre o terreno de fundação. In: . [S.l.: s.n.], 1989. Citado na página 28.
- NUMES, A. J. C. *Curso de Mecânica dos Solos e Fundações. Rio de Janeiro*. [S.l.]: Globo, 1956. Citado na página 20.
- PORTO, T. B. *Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, 2010. Citado 21 vezes nas páginas 18, 21, 22, 25, 27, 28, 29, 30, 34, 35, 37, 56, 62, 69, 70, 73, 91, 92, 95, 97 e 98.
- REIS, J. *Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2000. Citado 2 vezes nas páginas 16 e 29.
- SILVA, R. M. Notas de aula - estruturas de alvenaria estrutural. In: . [S.l.: s.n.], 2019. Citado na página 38.
- SILVEIRA, J. E. S. Notas de aula - estruturas de fundação. In: . [S.l.: s.n.], 2003. Citado na página 27.
- SIMONS, N.; MENZIES, B. *Introdução a Engenharia de Fundações*. First. [S.l.]: Interna Ciência, 1981. Citado na página 16.
- SIRQUEIRA, D. C. *Avaliação dos Efeitos de 2ª Ordem em Pórticos Planos de Aço Considerando Apoios Teóricos e Interação Solo-Estrutura*. Tese (Doutorado) — Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, 2019. Citado 6 vezes nas páginas 16, 18, 27, 28, 30 e 31.
- SOARES, J. M. *Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal*. Tese (Doutorado) — Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, 2006. Citado na página 37.
- SOUZA, S. G. *Um estudo sobre a evolução das câmaras de combustão dos motores do ciclo Otto à gasolina e sua aplicação ao etanol hidratado como combustível alternativo*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Mecânica, 2004. Citado na página 29.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas*. Second edition. [S.l.]: PINI, 1996. Citado 2 vezes nas páginas 25 e 26.
- TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, v. 5, p. 297–326, 1955. Citado na página 28.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações*. Second edition. [S.l.]: Oficina dos Textos, 2011. Citado 2 vezes nas páginas 18 e 30.