



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Anna Christinna Secundo Lopes

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE
ALVENARIA ESTRUTURAL SOBRE ESTRUTURA DE
TRANSIÇÃO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA E O EFEITO CONSTRUTIVO**

Natal

2019

Anna Christinna Secundo Lopes

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE
ALVENARIA ESTRUTURAL SOBRE ESTRUTURA DE
TRANSIÇÃO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA E O EFEITO CONSTRUTIVO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

Natal

2019

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Lopes, Anna Christinna Secundo.

Avaliação do comportamento de edifícios de alvenaria estrutural sobre estrutura de transição considerando a interação solo-estrutura e o efeito construtivo / Anna Christinna Secundo Lopes. - 2019.

201f.: il.

Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Natal, 2019.

Orientador: Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto.

1. Alvenaria estrutural - Dissertação. 2. Estruturas de transição - Dissertação. 3. Modelo de barras equivalentes - Dissertação. 4. Ações de construção - Dissertação. 5. Interação solo-estrutura - Dissertação. I. Nascimento Neto, Joel Araújo do. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

ANNA CHRISTINNA SECUNDO LOPES

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE
ALVENARIA ESTRUTURAL SOBRE ESTRUTURA DE
TRANSIÇÃO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA E O EFEITO CONSTRUTIVO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein – Examinador Externo (Unicamp)

Natal, 29 de março de 2019.

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL SOBRE ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA E O EFEITO CONSTRUTIVO

Anna Christinna Secundo Lopes

Orientador: Joel Araújo do Nascimento Neto

RESUMO

O presente estudo consistiu na avaliação dos efeitos causados pela sequência de construção e pela interação solo-estrutura (ISE) em edifícios de alvenaria estrutural sobre estruturas de transição em concreto armado. Para tanto, foi utilizado o modelo de barras equivalentes para simular a interação entre as paredes estruturais no primeiro pavimento dos edifícios e a estrutura de suporte em concreto armado, e o modelo de pórtico tridimensional para simular as paredes estruturais nos pavimentos superiores. As análises relacionadas à sequência de construção consistiram na incorporação gradativa do carregamento e da rigidez da estrutura durante o tempo de execução, enquanto que aquelas relacionadas a ISE incorporaram os efeitos da deformabilidade das fundações na distribuição dos esforços na estrutura, utilizando molas lineares. Foram desenvolvidas 4 metodologias de modelagem para 2 edifícios com diferentes geometrias. As análises consistiram na avaliação dos esforços e dos deslocamentos da estrutura de transição (pilares e vigas), além da distribuição das tensões na base das paredes, para painéis com diferentes tipos de abertura. Os resultados evidenciam que a introdução da ISE e do efeito construtivo não alteram o encaminhamento das tensões aos apoios, mas sim, suas intensidades, provocando alívio ou possível necessidade de reforço em elementos que ultrapassam o limite de cobertura do coeficiente de segurança. Além disso, confirmou-se que a incorporação da interação com o solo reduz os recalques diferenciais das fundações.

Palavras chave: alvenaria estrutural; estruturas de transição; modelo de barras equivalentes; ações de construção; interação solo-estrutura.

EVALUATION OF STRUCTURAL MASONRY BUILDINGS ON TRANSITION STRUCTURE BEHAVIOR CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION AND CONSTRUCTION LOADS

Anna Christinna Secundo Lopes

Supervisor: Joel Araújo do Nascimento Neto

ABSTRACT

This research consisted on the evaluation of the effects caused by the construction sequence and the soil-structure interaction (ISE) in structural masonry buildings up transition structures in reinforced concrete. For this, it was used the equivalent frame model to simulate the interaction between the structural walls in the first floor of the buildings and the support structure in reinforced concrete, and the three-dimensional frame model to simulate the structural walls in the upper floors of building. The analyzes related to the construction sequence consisted of the gradual load and stiffness incorporation during the construction time; while those related to ISE incorporated the effects of the foundations deformability on the stresses distribution in the structure, using linear springs. Four modeling methodologies were developed for two buildings with different geometries. The analyzes consisted on the evaluation of the stresses and displacements of the transition structure (columns and beams), as well as the stresses distribution at the base of the walls, for panels with different types of opening. The results show that the introduction of the ISE and the construction sequence do not affect the stresses routing to the supports, but their intensities, provoking relief or possible need for reinforcement in elements exceed the safety limit. Besides that, it was confirmed that the interaction with the soil reduces the differential settlements of the foundations.

Keywords: masonry structures; concrete floor structure; equivalent frame model; construction loads; soil-structure interaction.

Aos meus pais Ana Maria e Jaime,
Dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por mais uma conquista, e por sempre me proporcionar forças, aumentando a minha fé diante dos desafios.

Aos meus pais, Ana Maria e Jaime, que sempre serão meus maiores educadores, por todo amor, paciência e apoio incondicional em todas as etapas da minha vida.

Ao meu orientador, professor e amigo Joel Araújo, pela confiança sem medidas, pelos ensinamentos valiosos e apoio incondicional.

Aos professores Osvaldo Neto, José Neres e Rodrigo Barros pelas contribuições durante o desenvolvimento da pesquisa.

Aos mestres Klaus Medeiros, Rennan Cavalcanti, Mariana Freitas e Arthur Araújo pela pronta disponibilidade em compartilhar conhecimentos necessários ao desenvolvimento deste estudo.

A Arthur, pelo incentivo e compreensão durante toda a caminhada.

A todos os amigos e familiares que estiveram ao meu lado durante toda a trajetória, os quais represento nos nomes de: Bárbara Bitencourt, Annuska, Marcos Daian, Junyer, Jacilândio e Valberlan.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, CAPES, pela concessão da bolsa de estudo.

Aos demais colegas, professores e funcionários do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRN.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
Introdução	1
1.1 <i>Considerações iniciais</i>	1
1.2 <i>Justificativas</i>	3
1.3 <i>Objetivos</i>	5
1.4 <i>Metodologia</i>	6
1.5 <i>Estrutura do trabalho</i>	7
CAPÍTULO 2	9
Revisão da literatura	9
2.1 <i>Interação de sistemas parede-viga</i>	9
2.1.1 O efeito arco	9
2.1.2 Influência da altura da parede na formação do arco.....	13
2.1.3 Modelagem numérica	14
2.2 <i>Interação solo-estrutura</i>	23
2.2.1 Influência do tempo e do material da estrutura.....	26
2.2.2 Influência do número de pavimentos	27
2.2.3 Principais características das estacas	29
2.2.4 Capacidade de carga em estacas isoladas	30
2.2.4.1 Método semi-empírico de Aoki-Velloso.....	31
2.2.4.2 Método semi-empírico de Décourt-Quaresma	32
2.2.5 Previsão de recalques em estacas	34
2.2.5.1 Método de Cintra e Aoki (2010)	35
2.2.6 Modelos do meio contínuo.....	38
2.2.7 Modelos do meio discreto	38
2.2.7.1 Modelo de Winkler	38
2.2.7.2 Curvas p-y	40

2.2.8 Coeficiente de reação vertical do solo	42
2.2.9 Coeficiente e módulo de reação horizontal do solo	43
2.2.9.1 Equacionamento do problema de estacas carregadas horizontalmente....	48
2.2.9.2 Classificação das estacas em função do comprimento	49
2.2.9.3 Método de Matlock e Reese	51
2.2.9.4 Determinação do coeficiente de reação horizontal a partir de correlações com as propriedades do solo	54
2.2.9.5 Araújo (2013)	56
2.2.10 Blocos sobre estacas	57
2.3 Efeito construtivo	59
2.3.1 Propriedades mecânicas do concreto com a evolução da idade	64
2.3.2 Propriedades mecânicas da alvenaria com a evolução da idade	66
CAPÍTULO 3	67
Modelos de análise	67
3.1 Apresentação dos edifícios exemplos	67
3.1.1 Edifício exemplo 1	68
3.1.2 Edifício exemplo 2	73
3.2 Descrição do modelo computacional	79
3.2.1 Propriedades dos materiais e dos elementos	79
3.2.1.1 Considerações sobre o efeito construtivo	82
3.2.2 Ações atuantes	83
3.2.3 Considerações sobre a interação solo-estrutura	85
3.2.3.1 Locação	85
3.2.3.2 Descrição das sondagens.....	85
3.2.3.3 Determinação dos coeficientes de reação do solo	87
CAPÍTULO 4	91
Análise dos resultados	91

<i>4.1 Modelagem preliminar 2D</i>	91
4.1.1 Modelos adotados nas análises.....	91
4.1.2 Análises e discussões.....	95
4.1.2.1 Parede 1	96
4.1.2.2 Parede 30	104
4.1.2.3 Parede 41	112
4.1.3 Comentários	118
<i>4.2 Edifício exemplo 1</i>	119
4.2.1 Modelos adotados nas análises.....	119
4.2.2 Análises e discussões.....	122
4.2.2.1 Parede 1	122
4.2.2.2 Parede 30	126
4.2.2.3 Parede 41	129
4.2.2.4 Parede 3	132
4.2.2.5 Parede 43	134
4.2.2.6 Pilares e recalques	137
4.2.3 Comentários	139
<i>4.3 Edifício exemplo 2</i>	140
4.3.1 Modelos adotados nas análises.....	140
4.3.2 Análises e discussões.....	144
4.3.2.1 Parede 19	144
4.3.2.2 Parede 25	147
4.3.2.3 Parede 41	150
4.3.2.4 Parede 45	153
4.3.2.5 Pilares e recalques	156
4.3.3 Comentários	158
CAPÍTULO 5	161

Conclusões.....	161
5.1 <i>Considerações iniciais</i>	161
5.2 <i>Modelagem plana e tridimensional</i>	162
5.3 <i>Tensões na base das paredes</i>	162
5.4 <i>Esforços e deslocamentos das vigas de suporte em concreto armado</i>	163
5.5 <i>Forças normais nos pilares e recalques das fundações</i>	164
5.6 <i>Comentários finais</i>	164
5.7 <i>Sugestões para trabalhos futuros</i>	165
Referências	166
Anexo A – Elemento Barra no software SAP2000	172
Anexo B – Força normal nos pilares e recalques das fundações.....	174
B.1 <i>Edifício 1</i>	174
B.2 <i>Edifício 2</i>	175

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado.	10
Figura 2 – Tensões verticais de tração na interface parede-viga.	10
Figura 3 – Distribuição de tensões no sistema parede-viga devido ao efeito arco.	11
Figura 4 – Ação conjunta do sistema parede-viga.	12
Figura 5 – (a) Esforços de tração na viga; (b) Momento fletor na viga sem a consideração do efeito arco; (c) Momento fletor na viga com a consideração do efeito arco.	12
Figura 6 – Sistemas parede-viga com carregamento equivalente.	14
Figura 7 – Planta baixa da modelagem tridimensional dos painéis de contraventamento.	15
Figura 8 – Representação das barras no modelo de pórtico tridimensional. ...	15
Figura 9 – Representação das barras no modelo de pórtico tridimensional em uma parede com abertura.	16
Figura 10 – Painel genérico estudado por Medeiros (2015) discretizado com o modelo de pórtico equivalente.	20
Figura 11 – Resultados de Medeiros (2015): base da parede. (a) Tensão normal; (b) Tensão de cisalhamento.	20
Figura 12 – Resultados de Medeiros (2015): viga de suporte. (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor.	21
Figura 13 – Resultados de Medeiros (2015) para um painel de porta excêntrica: base da parede. (a) Tensão normal; (b) Tensão de cisalhamento.	21
Figura 14 – Resultados de Medeiros (2015) para um painel de porta excêntrica: viga de suporte. (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor.	22
Figura 15 – Casos de interação solo-estrutura.	27
Figura 16 – Modelo de analogia de viga-parede.	28
Figura 17 – Efeito de interação.	28
Figura 18 – Modelos de interação solo-estaca.	30
Figura 19 – Modelo elástico-linear.	39
Figura 20 – Curva p-y para modelar o comportamento não-linear do solo.	41

Figura 21 – Curvas p-y para diferentes profundidades para areias e argilas normalmente adensadas.	41
Figura 22 – Coeficientes de reação vertical - Estacas.	43
Figura 23 – Conversão de pressão em carga distribuída.	44
Figura 24 – Discretização do Modelo de Winkler.	44
Figura 25 – Solos coesivos pré-adensados.	45
Figura 26 – Areias, siltes e argilas normalmente adensadas.	45
Figura 27 – Valores da constante de reação horizontal para areias e argilas moles.	47
Figura 28 – Comportamento de uma estaca carregada lateralmente.	48
Figura 29 – Reação do solo versus deslocamento.	49
Figura 30 – Princípio da Superposição dos Efeitos de Matlock e Reese.	52
Figura 31 – Relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo e o deslocamento horizontal.	54
Figura 32 – Estimativa dos valores de n_h para solos arenosos, em função NSPT.	55
Figura 33 – Esquema para cálculo de bloco rígido sobre duas estacas pela teoria de Blévyot e Frémy.	59
Figura 34 – Desenvolvimento de E_c e de f_c' com a idade.	60
Figura 35 – Análise sequencial da estrutura de um edifício.	61
Figura 36 – Pórtico plano modelado por Prado (1999).	61
Figura 37 – Momentos fletores nas vigas do pórtico modelado por Prado (1999).	62
Figura 38 – Verificação dos resultados obtidos por Prado (1999).	62
Figura 39 – Efeito da sequência construtiva na evolução dos recalques.	63
Figura 40 – Evolução da resistência de prisma com o tempo.	66
Figura 41 – (a) Planta de fôrmas da estrutura de transição em concreto armado do Edifício 1; (b) Detalhe 1.	68
Figura 42 – (a) Primeira fiada de alvenaria do Edifício 1; (b) Detalhe 1.	70
Figura 43 – Fundações do Edifício 1: (a) Planta baixa; (b) Detalhes dos blocos e estacas por intervalos de carga.	71
Figura 44 – Edifício 1 discretizado no SAP2000 (modelo com apoios rígidos).	72

Figura 45 – (a) Planta de fôrmas da estrutura de transição em concreto armado do Edifício 2; (b) Detalhe 1.	73
Figura 46 – (a) Primeira fiada de alvenaria do Edifício 2; (b) Detalhe 1.	75
Figura 47 – Fundações do Edifício 2: (a) Planta baixa; (b) Detalhes dos blocos e estacas por intervalos de carga.	77
Figura 48 – Edifício 2 discretizado no SAP2000 (modelo com apoios rígidos).	78
Figura 49 – Perfil típico do subsolo da Região A.	86
Figura 50 – Curvas y_0 versus n_h das estacas hélice contínua da Região A.	88
Figura 51 – Interação solo estrutura: (a) Visão 3D de um bloco sobre duas estacas; (b) Detalhe das molas horizontais e verticais aplicadas nos nós.	90
Figura 52 – Elevação das paredes: (a) Parede 1; (b) Parede 30; (c) Parede 41.	93
Figura 53 – Modelo 1 discretizado no SAP: (a) Parede 1; (b) Parede 30; (c) Parede 41.	94
Figura 54 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	98
Figura 55 – Esforços na viga de suporte da Parede 1: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	100
Figura 56 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	102
Figura 57 – Esforços na viga de suporte da Parede 1: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	103
Figura 58 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	105
Figura 59 – Esforços na viga de suporte da Parede 30: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	107
Figura 60 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	109
Figura 61 – Esforços na viga de suporte da Parede 30: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	110
Figura 62 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	112

Figura 63 – Esforços na viga de suporte da Parede 41: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	114
Figura 64 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	116
Figura 65 – Esforços na viga de suporte da Parede 41: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	117
Figura 66 – Elevação das paredes: (a) Parede 3; (b) Parede 43.....	120
Figura 67 – Discretização no SAP: (a) Parede 3; (b) Parede 43.	121
Figura 68 – Distribuição de tensões na base da Parede 1: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	123
Figura 69 – Esforços na viga de suporte da Parede 1: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	125
Figura 70 – Distribuição de tensões na base da Parede 30: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	127
Figura 71 – Esforços na viga de suporte da Parede 30: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	128
Figura 72 – Distribuição de tensões na base da Parede 41: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	129
Figura 73 – Esforços na viga de suporte da Parede 41: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	131
Figura 74 – Distribuição de tensões na base da Parede 3: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	132
Figura 75 – Esforços na viga de suporte da Parede 3: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	133
Figura 76 – Distribuição de tensões na base da Parede 43: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	135
Figura 77 – Esforços na viga de suporte da Parede 43: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	136
Figura 78 – Esforços normais máximos nos pilares do Edifício 1.....	137
Figura 79 – Recalques das fundações do Edifício 1.....	138
Figura 80 – Elevação das paredes: (a) Parede 19; (b) Parede 25; (c) Parede 41; (d) Parede 45.	141
Figura 81 – Discretização no SAP: (a) Parede 19; (b) Parede 25; (c) Parede 41; (d) Parede 45.	142

Figura 82 – Distribuição de tensões na base da Parede 19: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	145
Figura 83 – Esforços na viga de suporte da Parede 19: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	146
Figura 84 – Distribuição de tensões na base da Parede 25: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	148
Figura 85 – Esforços na viga de suporte da Parede 25: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	149
Figura 86 – Distribuição de tensões na base da Parede 41: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	151
Figura 87 – Esforços na viga de suporte da Parede 41: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	152
Figura 88 – Distribuição de tensões na base da Parede 45: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	154
Figura 89 – Esforços na viga de suporte da Parede 45: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.	155
Figura 90 – Esforços normais máximos nos pilares do Edifício 2.....	157
Figura 91 – Recalques das fundações do Edifício 2.....	158

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades físicas dos materiais utilizados por Medeiros (2015).	19
Tabela 2 – Variações para o modelo de pórtico equivalente.	23
Tabela 3 – Fatores de correção F1 e F2.....	32
Tabela 4 – Coeficiente Kp e razão de atrito (α).	32
Tabela 5 – Coeficiente característico do solo (C).	33
Tabela 6 – Valores de α e β	34
Tabela 7 – Valores da constante de reação horizontal para areias.	46
Tabela 8 – Valores da constante de reação horizontal para areias (kN/m ³). ..	47
Tabela 9 – Classificação para estacas submetidas a carregamentos laterais em função da rigidez estaca.....	51
Tabela 10 – Classificação para estacas submetidas a carregamentos laterais em função da rigidez estaca.....	53
Tabela 11 – Propriedades dos materiais: modelo de barras equivalentes (1° pavimento e transição).	81
Tabela 12 – Módulo de deformação longitudinal das barras flexíveis por pavimento.....	81
Tabela 13 – Evolução dos módulos de deformação longitudinal dos elementos em concreto armado com a idade.	83
Tabela 14 – Coeficientes de reação vertical do solo.	87
Tabela 15 – Valores de n_h determinados para as estacas da Região A.	88
Tabela 16 – Coeficientes de reação horizontal do solo.	89
Tabela 17 – Faixas de diferenças para o modelo clássico de referência.	96
Tabela 18 – Rigidez dos apoios da Parede 1 no Modelo A.	96
Tabela 19 – Tensões normais máximas da Parede 1 no Modelo A.....	98
Tabela 20 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 1 no Modelo A. .	98
Tabela 21 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 1 no Modelo A.	100
Tabela 22 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 1 no Modelo A.	101
Tabela 23 – Rigidez dos apoios da Parede 1 no Modelo B.	101

Tabela 24 – Tensões normais máximas da Parede 1 no Modelo B.....	102
Tabela 25 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 1 no Modelo B.....	103
Tabela 26 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 1 no Modelo B.	104
Tabela 27 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 1 no Modelo B.	104
Tabela 28 – Rigidez dos apoios da Parede 30 no Modelo A.	105
Tabela 29 – Tensões normais máximas da Parede 30 no Modelo A.....	106
Tabela 30 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 30 no Modelo A.	106
Tabela 31 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 30 no Modelo A.	108
Tabela 32 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 30 no Modelo A.	108
Tabela 33 – Rigidez dos apoios da Parede 30 no Modelo B.	109
Tabela 34 – Tensões normais máximas da Parede 30 no Modelo B.....	110
Tabela 35 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 30 no Modelo B.	110
Tabela 36 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 30 no Modelo B.	111
Tabela 37 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 30 no Modelo B.	111
Tabela 38 – Rigidez dos apoios da Parede 41 no Modelo A.	112
Tabela 39 – Tensões normais máximas da Parede 41 no Modelo A.....	113
Tabela 40 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 41 no Modelo A.	113
Tabela 41 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 41 no Modelo A.	114
Tabela 42 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 30 no Modelo A.	115
Tabela 43 – Rigidez dos apoios da Parede 41 no Modelo B.	115
Tabela 44 – Tensões normais máximas da Parede 41 no Modelo B.....	116
Tabela 45 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 41 no Modelo B.	116

Tabela 46 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 41 no Modelo B.	117
Tabela 47 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 30 no Modelo B.	118
Tabela 48 – Rigidez dos apoios do Edifício 1.	122
Tabela 49 – Tensões normais máximas da Parede 1.	123
Tabela 50 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 1.	124
Tabela 51 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 1.	126
Tabela 52 – Tensões normais máximas da Parede 30.	127
Tabela 53 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 30.	127
Tabela 54 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 30.	129
Tabela 55 – Tensões normais máximas da Parede 41.	130
Tabela 56 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 41.	130
Tabela 57 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 41.	131
Tabela 58 – Tensões normais máximas da Parede 3.	132
Tabela 59 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 3.	133
Tabela 60 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 3.	134
Tabela 61 – Tensões normais máximas da Parede 43.	135
Tabela 62 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 43.	135
Tabela 63 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 43.	136
Tabela 64 – Rigidez dos apoios do Edifício 2.	143
Tabela 65 – Tensões normais máximas da Parede 19.	145
Tabela 66 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 19.	146
Tabela 67 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 19.	147
Tabela 68 – Tensões normais máximas da Parede 25.	148
Tabela 69 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 25.	148
Tabela 70 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 25.	150
Tabela 71 – Tensões normais máximas da Parede 41.	151
Tabela 72 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 41.	152
Tabela 73 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 41.	153
Tabela 74 – Tensões normais máximas da Parede 45.	154
Tabela 75 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 45.	154
Tabela 76 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 45.	156

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
α	Inclinação da biela de concreto nos blocos sobre estacas;
Δ_{modelo1}	Variação percentual em relação ao modelo 1;
γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
C_H^M	Coeficiente adimensional para o momento fletor devido à aplicação da força horizontal;
C_M^M	Coeficiente adimensional para o momento fletor devido à aplicação do momento;
C_H^Q	Coeficiente adimensional para o esforço cortante devido à aplicação da força horizontal;
C_M^Q	Coeficiente adimensional para o esforço cortante devido à aplicação do momento;
C_H^P	Coeficiente adimensional para a reação do solo na estaca devido à aplicação da força horizontal;
C_M^P	Coeficiente adimensional para a reação do solo na estaca devido à aplicação do momento;
C_H^S	Coeficiente adimensional para a rotação devido à aplicação da força horizontal;
C_M^S	Coeficiente adimensional para a rotação devido à aplicação do momento;
C_H^Y	Coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal devido à aplicação da força horizontal;
C_M^Y	Coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal devido à aplicação do momento;
E_{Ci}	Módulo de elasticidade longitudinal inicial do concreto;
E_{Cs}	Módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto;
E_g	Módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria;
E_t	Módulo de elasticidade transversal da alvenaria;
E_s	Módulo de elasticidade do solo;
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão;

f_{ckj}	Resistência do concreto à compressão característica na idade de j dias;
f_{cj}	Resistência à compressão do concreto aos j dias;
f_{bk}	Resistência característica de compressão simples do bloco;
f_{pk}	Resistência característica de compressão simples do prisma;
k_s	Coeficiente de reação vertical do solo;
k_h	Coeficiente de reação horizontal do solo;
G_C	Módulo de elasticidade transversal do concreto;
K	Módulo de reação horizontal do solo;
Kv	Rigidez vertical do apoio;
Kh	Rigidez horizontal do apoio;
n_h	Coeficiente de reação horizontal do solo;
N_{60}	Índice de resistência à penetração para uma energia de 60%;
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração (número de golpes medidos em campo);
p	Reação do solo em unidade de força por comprimento;
pr	Pressão atuante na área da superfície de contato;
V_k	Velocidade característica do vento;
S2	Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;
R	Fator de rigidez estaca-solo para o caso de argilas pré-adensadas;
T	Fator de rigidez estaca-solo para o caso de solos granulares e argilas normalmente adensadas;
w	Deslocamento vertical da fundação;
y	Deslocamento horizontal da fundação;
y_0	Deslocamento horizontal da fundação no nível do solo;
ν	Coeficiente de Poisson;
z	Profundidade da fundação.

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

Dentre os mecanismos de construção utilizados ao longo dos séculos, a alvenaria estrutural é empregada desde obras de pequeno porte até marcos da engenharia, como o Coliseu e a Muralha da China, que além de trazerem consigo um vasto valor histórico, são referências tradicionais quanto à empregabilidade da alvenaria como elemento estrutural até os dias atuais.

No entanto, a utilização da alvenaria em obras ancestrais não foi fundamentalmente embasada em conhecimentos técnicos sobre o sistema, uma vez que inexistiam estudos e pesquisas voltadas à área, tendo, portanto, fundamentação meramente empírica-experimental. Inclusive, Parsekian et al. (2012) comentam que os primeiros edifícios em alvenaria foram projetados utilizando o peso dos pavimentos e de espessas paredes como único elemento estabilizador, fato esse que ocasionava custos excessivos quanto à utilização de materiais, inviabilizando tal concepção de sustentação sob uma ótica de eficiência estrutural.

Em meados da década de 1950, a partir da evolução de pesquisas relacionadas ao tema, o embasamento científico substituiu o empirismo no tocante à projeção e execução dos projetos, consolidando a alvenaria estrutural como um sistema viável e eficaz para a construção de empreendimentos diversos. Ainda segundo Parsekian et al. (2012), nesses empreendimentos as exigências de racionalização, planejamento, controle, custo e rapidez são, inclusive, melhor contempladas pelo uso do sistema de alvenaria estrutural. No Brasil, constata-se a ampla utilização desse sistema em todas as suas regiões e sua visibilidade frente às soluções técnicas mais reconhecidas no mercado como o concreto armado e o aço vem crescendo de forma significativa.

A demanda pela otimização dos métodos de cálculo mostra-se um processo ininterrupto no momento em que objetiva a máxima compreensão acerca do

comportamento das estruturas, como por exemplo o efeito arco, ocasionado pela interação de paredes estruturais em alvenaria sobre pavimento em concreto armado. Tal fenômeno provoca a concentração de tensões normais verticais e de cisalhamento horizontal na base da parede nos trechos próximos aos apoios das vigas de suporte, e dessa forma, alivia as tensões no vão da viga, tendendo a diminuir os valores de momentos fletores e forças cortantes. Dessa forma, tais cargas aplicadas pela alvenaria tendem a ser consideravelmente distintas daqueles valores comumente adotados na prática atual de projetos.

Não raro, atualmente enfrenta-se um desafio na ocupação de terrenos, com área disponível para atender às características dos empreendimentos, porém, com características geotécnicas muitas vezes incompatíveis com as hipóteses convencionalmente adotadas no cálculo estrutural e de fundações.

Nos projetos estruturais, em geral, a estrutura é calculada supondo que todos os apoios são indeslocáveis, resultando num conjunto de cargas que é passado para o engenheiro de fundações que dimensiona os elementos de fundações e estima os recalques comparando-os com recalques admissíveis. Porém, na realidade, estas fundações, devido à deformação do solo, impõem a estrutura um fluxo de carregamento diferente da hipótese de apoios indeslocáveis, alterando os esforços atuantes nos elementos estruturais e, conseqüentemente, as reações no solo. A consideração da interação solo-estrutura possibilita a análise dos efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, em especial das cargas verticais nos pilares.

Admitindo comportamento elástico-linear para a estrutura, realizando análise estática, e sem considerar as ações evolutivas, Testoni (2013) concluiu que a consideração da interação com o solo na análise estrutural de edifícios de paredes de concreto moldadas no local altera significativamente o fluxo de tensões, ratificando a restrição imposta pela ABNT NBR 16055:2012 – Paredes de concreto moldadas no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos, que em seu item 11.5 diz que é obrigatória a realização da análise com interação solo-estrutura em edifícios construídos em paredes de concreto com mais de cinco pavimentos. No entanto, diferente da norma de projeto para edificações em paredes de concreto, as normas de alvenaria estrutural (ABNT NBR 15961-1:2011 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, e ABNT NBR 15812-1:2010 – Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos) não tratam da necessidade de incorporação da análise com interação solo-

estrutura. Santos (2016), que considerou em seu trabalho o efeito da interação solo-estrutura e das ações evolutivas, tanto em paredes de concreto moldadas in loco como em paredes de alvenaria estrutural, mostrou que a consideração da interação com o solo altera o fluxo de tensões em ambos os casos.

Embora convencionalmente calculadas considerando as ações atuantes finais, as estruturas recebem as ações gradualmente à medida que a construção avança em seu cronograma. No caso da alvenaria estrutural sobre estrutura de suporte em concreto armado, além do efeito-arco, devem ser considerados os efeitos nas paredes e na estrutura de transição devido às ações e deformações evolutivas durante a construção.

Segundo Freitas (2004), as propriedades do concreto jovem, as ações ocorridas durante a construção e das deformações impostas por essas ações são relevantes para a verificação dos estados-limites últimos e de serviço de uma estrutura.

Diante desse contexto, emerge a necessidade de um estudo que tencione a plena análise da interação entre paredes de alvenaria e vigas em concreto armado, a fim de assegurar a máxima racionalidade e proficuidade na utilização dos espaços, bem como a elaboração de projetos mais econômicos e consequentemente viáveis, embasado em teorias eficazes e sobretudo seguras.

1.2 Justificativas

É notório e crescente o desenvolvimento de construções em alvenaria estrutural devido à comprovada otimização quanto a utilização de materiais e mão de obra, e consequentemente, redução dos custos efetivos. Tal economia pode chegar a 30% do valor da estrutura em casos de edifícios em alvenaria não-armada de até 8 pavimentos (Silva, 2005). Por esse motivo, edifícios altos em alvenaria estrutural já vêm sendo amplamente construídos em algumas regiões do Brasil. Porém, concomitantemente a esse desenvolvimento, faz-se necessário o aprimoramento de pesquisas e tecnologias que permitam alcançar a disseminação e a utilização do sistema construtivo de alvenaria em níveis próximos àqueles praticados para as estruturas convencionais em concreto armado.

Os métodos comumente utilizados não exploram plenamente as potencialidades da alvenaria, mostrando-se, portanto, conservadores e improfícuos. Sob uma ótica de

pesquisa analítica, o fenômeno da interação entre paredes de alvenaria estrutural e estruturas de suporte em concreto armado – sejam elas em pavimentos modelo pilotis ou fundações –, merece destaque, uma vez que o surgimento do efeito arco pode levar a dimensionamentos errôneos quando mal interpretado, ou ainda, superdimensionamento dos elementos estruturais quando ignorado. Dessa forma, seu adequado estudo torna-se primordial na busca por uma forma mais realista e efetiva de interpretação do comportamento da estrutura, pautado por parâmetros eficazes, seguros e econômicos.

Em nível nacional, o estudo da interação parede-viga torna-se ainda mais relevante, tendo em vista o hábito constante de utilização do pavimento pilotis como garagens ou áreas de ambiente coletivo. Diante desta concepção arquitetônica, a aplicação correta da teoria correspondente à ocorrência do fenômeno é indispensável devido aos motivos supracitados.

Como já mencionado, o item 11.5 da ABNT NBR 16055:2012, diz que é obrigatória a realização da análise com interação solo-estrutura em edifícios construídos em paredes de concreto com mais de cinco pavimentos. Já a ABNT NBR 15961-1:2011, de estruturas em alvenaria estrutural, é omissa quanto à necessidade de incorporação da interação com o solo nas análises, porém, estudos recentes, a exemplo Santos (2016), corroboram que a interação com o solo altera significativamente o fluxo de tensões nas paredes e conduz a resultados mais realistas.

Além dos efeitos da ISE, é importante reiterar que a estrutura pode estar submetida a níveis de tensão consideravelmente diferentes da análise convencional, que considera atuação instantânea do carregamento total na estrutura. Dessa forma, a análise estrutural levando em consideração os efeitos construtivos, por isso mais próxima da realidade, possui relevância no estudo da distribuição de tensões nas paredes, nos esforços que se desenvolverão na estrutura de suporte, e consequentemente, na interação solo-estrutura.

A escassez de trabalhos sobre esses temas relacionados à alvenaria estrutural leva à necessidade de conhecimento claro, detalhado e seguro durante a elaboração do projeto, ou mesmo em uma análise por modelagem em elementos finitos. Assim, este trabalho surge da necessidade de estudos sobre estes aspectos relacionados à alvenaria estrutural, de modo que se possa avaliar a partir de uma análise objetiva o

potencial da interação solo-estrutura, levando-se em consideração os efeitos decorrentes das ações evolutivas de construção.

Estudos recentes ratificam o avanço da análise computacional no que diz respeito à modelagem numérica das estruturas de transição, sendo o modelo de barras apresentado por Nascimento Neto et al. (2014) de significativo potencial de utilização para a simulação do fenômeno da interação. Em suma, é neste contexto de imprescindibilidade de estudos e subsequente aprimoramento de modelagens alternativas seguras, simples e consistentes, que se justifica o presente trabalho, mostrando-se relevante para o aperfeiçoamento da análise estrutural realizada, explanando detalhes pertinentes acerca deste sistema construtivo de considerável viabilidade econômica e interesse social. Este trabalho pretende, portanto, contribuir com uma avaliação crítica do método de análise convencional, que utiliza ações instantâneas e hipótese de apoios indesejáveis.

1.3 Objetivos

Considerando os aspectos descritos no item anterior, propõe-se como objetivo principal do estudo a investigação dos efeitos causados pela consideração da deformabilidade dos apoios da estrutura e pela inclusão nas análises da sequência evolutiva de carregamento e incremento de rigidez associadas às etapas de construção do edifício.

Para que tal objetivo geral seja consolidado, é imprescindível estabelecer alguns objetivos específicos, quais sejam:

- a) Verificar a influência do módulo de reação horizontal, associado a estacas, na deslocabilidade e na redistribuição de esforços no caso específico de estruturas de alvenaria sobre transição em concreto armado;
- b) Avaliar a influência da rigidez das fundações na interação solo-estrutura, também no caso específico de estruturas de alvenaria sobre transição em concreto armado;
- c) Verificar a mobilização da interação parede-viga e do denominado efeito arco quando se considera a ISE e as etapas de construção do edifício;
- d) Comparar os resultados obtidos através de modelos planos e tridimensionais;
- e) Avaliar o efeito da geometria dos edifícios em alvenaria estrutural relativamente aos aspectos da ISE;

- f) Verificar simplificadamente as condições de segurança das estruturas de alvenaria ao não se considerar a ISE e o efeito construtivo na análise estrutural;
- g) Verificar os recalques dos apoios ao considerar a deformabilidade do solo.

1.4 Metodologia

Considerando os objetivos da pesquisa e o estudo da literatura apresentado no Capítulo 2, estabeleceu-se a metodologia a seguir descrita para realização do estudo.

Todas as simulações numéricas foram desenvolvidas utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, com o pacote de programas computacionais SAP2000, empregando-se dois modelos: modelo de barras equivalentes desenvolvido por Nascimento Neto et al. (2014) na discretização do primeiro pavimento de alvenaria e da estrutura de transição; e o modelo de pórtico tridimensional apresentado em Nascimento Neto (1999) para discretizar os demais pavimentos do edifício em alvenaria estrutural, no intuito de reduzir o esforço e tempo computacional.

O efeito construtivo foi incorporado ao modelo por meio de um módulo específico do programa computacional. A discretização dos elementos de fundação profunda – estacas – também consistiu em elementos finitos de barra. Baseando-se nas práticas usuais de prospecção geotécnica, adotou-se a estratégia de estratificação do maciço em camadas regulares a partir da média estabelecida através dos perfis de sondagem disponíveis para a análise, sendo a mesma utilizada por Araújo (2013), com propriedades geotécnicas estimadas por meio do índice de resistência à penetração. A reação do solo na estaca foi representada por molas lineares introduzidas em seus respectivos nós, espaçados a cada 1m.

É importante destacar que a não linearidade física dos materiais foi considerada em todos os modelos de maneira aproximada, reduzindo a rigidez dos elementos estruturais segundo a recomendação do item 15.7.3 da NBR 6118:2014. A não linearidade geométrica da estrutura foi considerada apenas nos modelos de análises que incluem os estágios construtivos, com a utilização do módulo específico do SAP2000. Ademais, enfatiza-se que para o solo foi considerado comportamento elástico linear.

Inicialmente foram realizados estudos preliminares com painéis planos de alvenaria sobre estrutura de transição para verificação da influência do módulo de reação horizontal na deformabilidade e na distribuição de esforços, bem como a

influência da rigidez das fundações – decorrentes dos métodos de dimensionamento – nos esforços da estrutura.

Para avaliar os efeitos causados pela ISE e pelas etapas de construção, duas configurações de planta baixa de edifícios foram modeladas, sendo uma mais quadrada e outra mais alongada, conforme a prática de construção brasileira. Foram adotadas quatro metodologias de análises: a primeira consistiu no modelo básico clássico, no qual se admite que os apoios da estrutura são indeslocáveis e que o carregamento total atua de forma instantânea; a segunda foi representada pelo modelo que considera a ISE, com atuação, no entanto, de carregamento instantâneo; a terceira correspondeu ao modelo que incorpora as ações evolutivas, mantendo, porém, a estrutura sobre apoios indeslocáveis; e por fim, a quarta tipologia de modelagem foi representada pelo modelo de análise mais completo, no qual foi considerada a ISE e o carregamento gradativo da estrutura durante o período de construção.

Os resultados obtidos em todas as análises realizadas corresponderam a:

- Distribuição de tensões normais e de cisalhamento na base das paredes dispostas imediatamente acima da estrutura de transição correspondente ao primeiro pavimento de alvenaria estrutural;
- Diagramas de esforços e de deslocamento vertical das vigas do pavimento de transição em concreto armado;
- Forças normais nos pilares;
- Recalques ocorridos na base dos pilares.

1.5 Estrutura do trabalho

No capítulo 1 deste trabalho são apresentadas considerações iniciais acerca da crescente utilização da alvenaria como sistema estrutural, assim como uma abordagem inicial sobre os critérios de projetos utilizados atualmente, que consideram base engastada dos pilares e ações instantâneas. O capítulo segue com a exposição das justificativas para realização do trabalho, dos objetivos que se pretendem alcançar e como este está estruturado.

O Capítulo 2 contém os aspectos teóricos necessários à compreensão da interação de sistemas parede-viga, evidenciando o efeito arco e os modelos numéricos consagrados na literatura. Em seguida, o capítulo mostra métodos de

cálculo para dimensionamento das fundações, além de pontos importantes a respeito do estudo da interação solo-estrutura e da consideração do efeito construtivo em estruturas de concreto e de alvenaria.

O capítulo 3 apresenta a descrição da modelagem desenvolvida, as propriedades dos materiais e carregamentos atuantes durante as etapas de construção, além da descrição dos parâmetros geotécnicos utilizados. Ao final do capítulo são apresentados os dois edifícios exemplos modelados para realização do estudo.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos, mediante análises e discussões de paredes previamente definidas de acordo com sua importância no sistema estrutural. Análises prévias com modelos planos são utilizadas para definição de parâmetros importantes na continuidade da pesquisa, seguidas dos resultados dos edifícios 1 e 2. A cada modelagem apresentada, comentários finais são efetuados.

Por fim, as conclusões e considerações finais sobre os temas abordados são discutidos no capítulo 5 e, posteriormente, têm-se as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento do trabalho e os anexos.

CAPÍTULO 2

Revisão da literatura

2.1 Interação de sistemas parede-viga

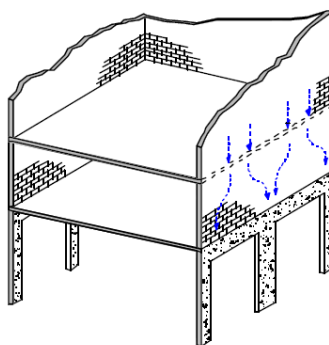
2.1.1 O efeito arco

O termo alvenaria estrutural se refere a estruturas de paredes portantes cuja resistência depende somente das unidades de alvenaria argamassadas, como blocos de concreto, blocos cerâmicos, tijolos cerâmicos maciços, etc., com capacidade resistente à compressão alta, e capazes de apresentar considerável resistência às ações horizontais. Caso surjam tensões de tração, reforços com barras de aço devem ser determinados.

Barbosa (2000) comenta que uma parede estrutural de alvenaria pode apoiar-se sobre apoios contínuos, como sapatas corridas, ou discretos, como estruturas de pilotis ou fundações sobre estacas. No primeiro, as cargas verticais se distribuem de forma praticamente uniforme na base da parede, enquanto que no segundo, as cargas tendem a se encaminhar para os apoios, pois são elementos mais rígidos, elevando a concentração de tensão nessas regiões. Esse fenômeno é o chamado efeito arco, que provoca alterações nas tensões na base da parede e nos esforços da viga de suporte. Por esse motivo, apoios discretos devem ser evitados, porém, na maioria das vezes isso não é possível, uma vez que grandes vãos livres no pavimento inferior são solicitados para atender às necessidades de garagens e áreas de lazer.

Como amplamente explicado na literatura, tal concentração de tensões nos apoios se dá pela mudança no fluxo de tensões verticais, que migram da região de menor rigidez para a de maior rigidez, formando um arco de tensões no qual a direção principal passa a ser inclinada, como ilustrado na Figura 1.

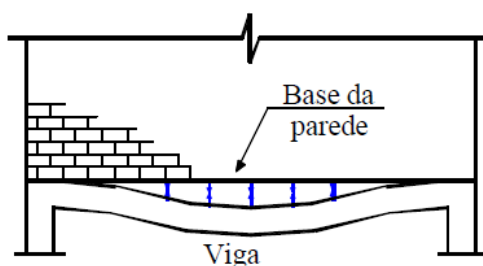
Figura 1 – Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado.



Fonte: Barbosa, 2000

No sistema parede-viga surgem tensões normais verticais de tração na interface entre um elemento e outro, que quando alcançam o valor máximo que o material pode suportar, pode haver uma separação entre a parede e a viga. Esta separação, quando acontece, geralmente ocorre no meio do vão onde as tensões normais verticais de tração são maiores. A perda do contato no meio do vão acentua a transferência da carga para os apoios, como explicado por Barbosa (2000). Medeiros (2015) enfatiza a importância de atentar para esta região central, pois pode ser necessário utilizar armaduras para resistir às tensões de tração na junta de argamassa, e assim, evitar o descolamento entre a parede e a viga, prevenindo o surgimento de fissuras que podem prejudicar o desempenho do sistema como um todo.

Figura 2 – Tensões verticais de tração na interface parede-viga.



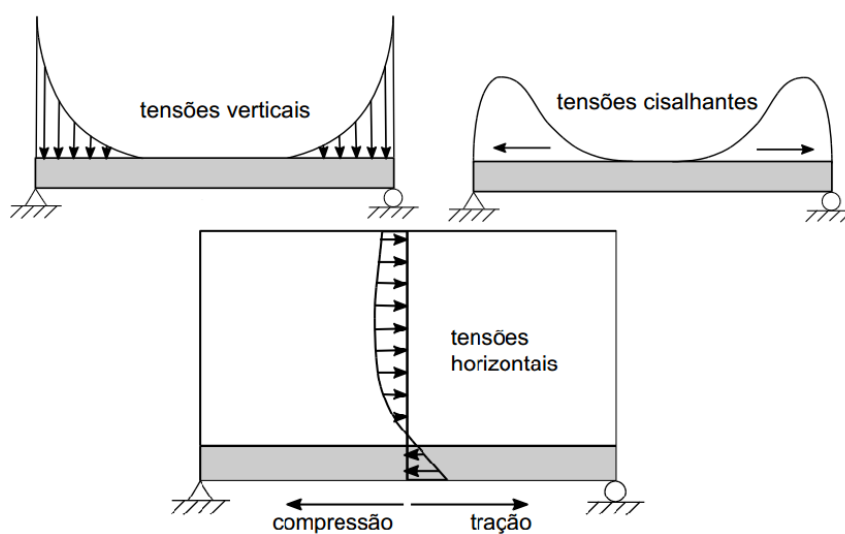
Fonte: Barbosa, 2000

Segundo Barbosa (2000), a transferência de cargas para os apoios gera concentrações de tensões de compressão verticais e cisalhantes horizontais na parede, conforme ilustra a Figura 3. A tendência natural é que tanto as tensões verticais quanto as tensões cisalhantes sejam nulas na região central e crescentes em

direção aos apoios. Já as tensões horizontais se distribuem de forma a compor uma região de tração e outra região de compressão, também ilustrado na Figura 3. A linha neutra pode estar localizada dentro da viga ou na parte inferior da parede. O primeiro caso caracteriza-se por tração na armadura inferior da viga, compressão na armadura superior da viga e compressão ao longo de toda a parede. No segundo caso tem-se tração nas armaduras inferior e superior da viga e também na base da parede.

É importante destacar que a relação H/L influencia na posição da linha neutra. De acordo com LU et al. (1985, apud Barbosa, 2000), em paredes com $H/L \leq 0,5$, antes da viga começar a fissurar, a linha neutra encontra-se abaixo da armadura superior da viga. A medida que as fissuras vão surgindo e se estendendo, a linha neutra sobe e gera tensões de tração na armadura superior da viga. Para paredes com $H/L \geq 0,75$, notou-se que, desde o início do carregamento, tanto a armadura inferior quanto a armadura superior da viga encontram-se tracionadas.

Figura 3 – Distribuição de tensões no sistema parede-viga devido ao efeito arco.

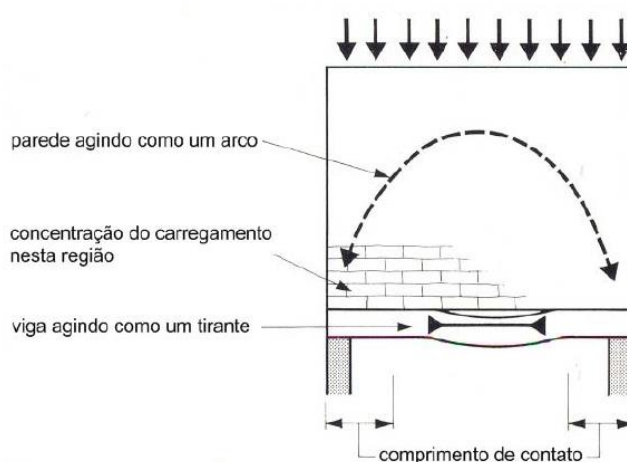


Fonte: Adaptado de Barbosa (2000).

Como explicado por Paes (2008), uma parede estrutural apoiada sobre uma viga em concreto armado comporta-se como um arco atirantado. O arco é formado na parede, e a viga, devido aos esforços de tração, funciona como tirante (Figura 4). Esse comportamento influencia a transferência da carga vertical da parede para seu elemento de apoio, de modo que parte do carregamento, antes localizado no centro da viga, é encaminhado para a região dos apoios.

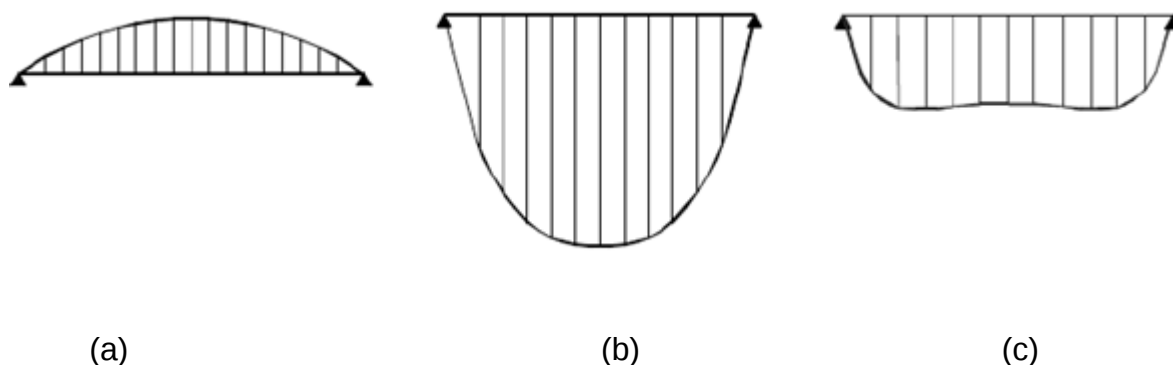
Dessa forma, os esforços solicitantes da viga, principalmente os momentos fletores, tendem a ser diminuídos, verificando-se, por consequência, concentrações de tensões nos extremos das paredes. Essa redução drástica no momento fletor da viga de apoio pode ser observada na Figura 5 (b) e (c), sendo o efeito arco responsável por produzir esta redução no momento fletor máximo em relação ao momento $qL^2/8$, que seria obtido caso a carga tivesse sido considerada diretamente sobre a viga

Figura 4 – Ação conjunta do sistema parede-viga.



Fonte: Haseltine & Moore, 1981.

Figura 5 – (a) Esforços de tração na viga; (b) Momento fletor na viga sem a consideração do efeito arco; (c) Momento fletor na viga com a consideração do efeito arco.



Fonte: Barbosa, 2000.

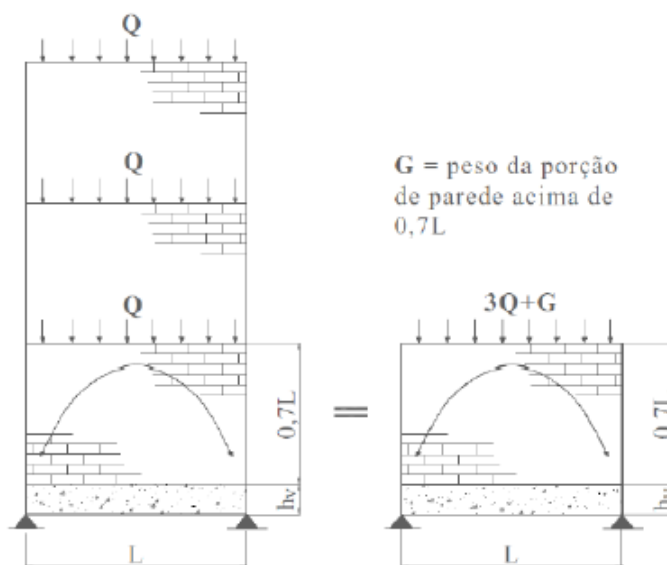
Em virtude da interação da parede com a viga, as flechas obtidas nestes sistemas costumam ser muito pequenas. LU et al. (1985, apud Barbosa, 2000), após 69 ensaios experimentais em paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado, afirmam que os valores das flechas, no momento da ruína, são da ordem de $L/500$ a $L/1000$.

2.1.2 Influência da altura da parede na formação do arco

Hendry et al. (1997, apud Medeiros, 2015) comentam que a ação composta entre a viga e a parede não pode ser alcançada sem que haja ligação suficiente entre esses elementos, permitindo que sejam desenvolvidas as forças de cisalhamento necessárias. Grandes tensões de compressão próximas aos apoios resultam em altas forças de atrito ao longo da interface, que precisam que relação H/L seja superior a 0,60 para que estas forças de atrito sejam suficientes para fornecer a requerida capacidade cisalhante. Segundo Wood (1952, apud Medeiros, 2015), o arco se forma a partir de uma relação maior ou igual a 0,60 entre a altura da parede e o comprimento da viga, e para valores inferiores a este, as tensões cisalhantes na interface parede-viga são muito elevadas, podendo romper o material nessa região.

É importante enfatizar que a medida que a altura da parede vai aumentando, a sua influência na distribuição de tensões vai se tornando cada vez menor. A configuração do arco, ao invés de mudar com o aumento da altura da parede, torna-se constante a partir de uma certa relação entre a altura da parede e o vão da viga. De acordo com Riddington & Stafford Smith (1978, apud Medeiros 2015), nas paredes com alturas superiores a 70% do vão, mantendo constante a carga total sobre a viga, a configuração do arco permanece inalterada. Nestes casos, o peso da porção de parede acima de $0,7L$ seria considerada apenas como acréscimo de carga. Logo, a modelagem de apenas um pé-direito de paredes já é suficiente para a consideração desse fenômeno. Tal procedimento foi demonstrado por Tomazela (1995) e posteriormente adotado por Barbosa (2000) e por Silva (2005). A Figura 6 elucida bem a situação, mostrando dois casos de carregamento que resultam numa mesma distribuição de tensões.

Figura 6 – Sistemas parede-viga com carregamento equivalente.



Fonte: Barbosa, 2000.

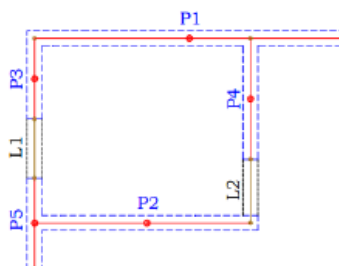
2.1.3 Modelagem numérica

A partir de modelos para análise e dimensionamento de paredes estruturais de concreto armado e em alvenaria, como por exemplo: modelos de bielas e tirantes, analogias de treliça, o uso de elementos finitos lineares ou planos e os modelos de barras equivalentes, simulações numéricas são essenciais para a compreensão do comportamento estrutural e para o desenvolvimento de formulações eficientes que aperfeiçoem o projeto. Porém, para obtenção de modelos numéricos seguros é necessária uma descrição completa dos materiais e uma validação por meio de comparações com resultados experimentais (Medeiros, 2015).

Testoni (2013) explica que, na análise de edifícios de alvenaria estrutural, o modelo de pórtico tridimensional é uma opção válida, pois representa adequadamente a distribuição das ações verticais e horizontais. Além disso, ainda possui a vantagem da possibilidade de refinamento do modelo básico de pórtico para que seja possível considerar efeitos mais sofisticados na análise estrutural. O autor utilizou o modelo tridimensional de barras equivalentes para estudar os efeitos globais causados pela interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto, moldadas no local sobre fundações profundas, e o efeito arco que ocorre nas paredes de concreto apoiadas no pavimento de transição ou nas fundações.

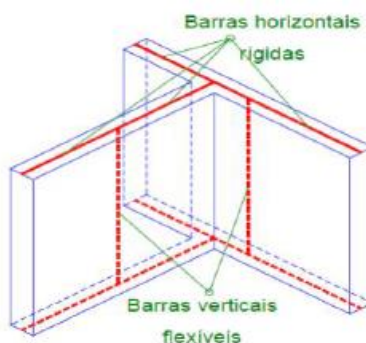
Nascimento Neto (1999) utilizou o modelo de pórtico tridimensional para estudar os efeitos causados pela deformação de cisalhamento e pela torção global do edifício nas paredes de contraventamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos à ação do vento. O modelo consiste em paredes de contraventamento discretizadas por elementos de barra com seis graus de liberdade em cada extremidade. Essas barras devem possuir as mesmas características geométricas das respectivas paredes que representam, bem como devem ser posicionadas no centro de gravidade da seção da parede. As paredes que se interceptam são interligadas/conectadas por barras horizontais rígidas, de modo a se considerar a interação que efetivamente se desenvolve entre as paredes, sendo as extremidades comuns a duas paredes consideradas articuladas. As barras verticais flexíveis possuem suas extremidades ligadas monoliticamente às barras rígidas horizontais, que por sua vez são dispostas ao nível dos pavimentos e têm por objetivo simular o efeito do comprimento das paredes e a interação que se desenvolve entre elas, sendo que o comprimento e o número de barras rígidas na modelagem dependem das interseções que ocorrem entre essas paredes e da inclusão ou não dos lintéis.

Figura 7 – Planta baixa da modelagem tridimensional dos painéis de contraventamento.



Fonte: Nascimento Neto (1999).

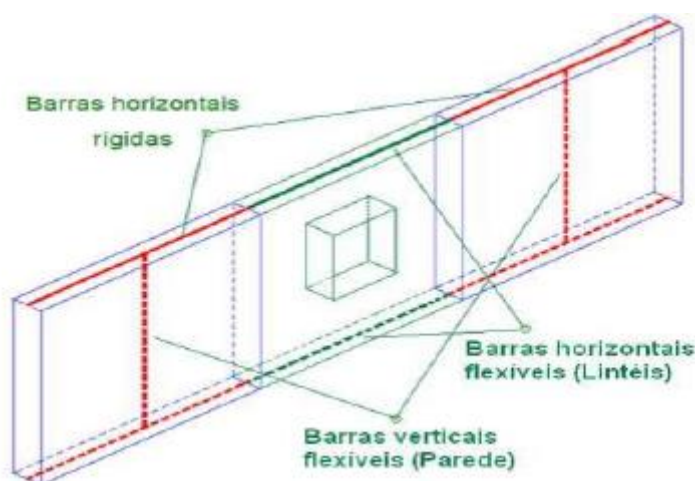
Figura 8 – Representação das barras no modelo de pórtico tridimensional.



Fonte: Nascimento Neto (1999).

Segundo Nascimento Neto (1999), também verificado por Nunes (2011) no caso de edifícios de parede de concreto, para a representação das faixas de paredes acima e abaixo de portas e janelas são utilizados os lintéis, discretizados como barras horizontais flexíveis, conforme representado na Figura 9. As extremidades das barras rígidas que se interceptem com esses lintéis não podem ser articuladas, caso contrário a efetiva contribuição dos mesmos não seria levada em consideração no modelo. De acordo com Corrêa (1991, apud Nunes, 2011), as barras rígidas horizontais, referidas em seu trabalho como “elementos de grande rigidez”, devem ser atribuídas com a rigidez equivalente à de uma parede da edificação, ou seja, com dimensões de seção iguais à espessura e ao pé-direito.

Figura 9 – Representação das barras no modelo de pórtico tridimensional em uma parede com abertura.



Fonte: Nunes (2011).

Quanto à modelagem da laje, a mesma é idealizada como um diafragma rígido em seu plano, o que possibilita a utilização do recurso do nó mestre para a compatibilização dos deslocamentos ao nível dos pavimentos. Esses deslocamentos são associados às duas translações independentes no plano do pavimento e uma rotação em torno do eixo normal a esse plano.

Entre os modelos que avaliam numericamente a interação entre paredes de alvenaria e suas estruturas de suporte via métodos aproximados, utilizando a discretização da parede em elementos bidimensionais do tipo casca e/ou chapa, destacam-se os trabalhos de: Papia (1988), que propôs uma abordagem numérica para a análise de sistemas parede-viga na fase elástica, dividindo a viga em elementos

finitos (unidimensionais), utilizando o Método de Elementos de Contorno para a parede, e fazendo comparações com casos experimentais; Barbosa (2000), que discretizou a parede em elementos de chapa ou sólido e a viga em elementos de barra, chapa ou sólido, considerando, em alguns casos, a não-linearidade de contato, ou seja, a separação e o deslizamento que tendem a ocorrer na interface parede-viga por ocasião da interação; Silva (2005), que apresentou um procedimento numérico baseado no Método dos Elementos Finitos, com as paredes modeladas com elementos de membrana e as cargas atuando no topo das mesmas, concluindo a necessidade do uso de modelos de cálculo mais elaborados que permitam uma análise menos simplista; e Paes (2008), com um procedimento numérico baseado no Método dos Elementos Finitos para avaliar a importância das ações horizontais na análise da interação entre a alvenaria estrutural e sua estrutura de apoio em concreto armado, considerando o efeito arco com atuação das cargas verticais e ações horizontais.

Testoni (2013) comenta que a discretização total da estrutura em elementos finitos planos, como elementos de placa, membrana ou casca não se mostra de grande interesse prático, a não ser que se trate de estruturas especiais. Isso se dá por ser um modelo numérico elaborado, que permite considerar várias características do comportamento das paredes na análise estrutural, gerando muitas incógnitas, e fazendo com que os vários parâmetros de modelagem computacional se tornem bastante refinados e numerosos, bem como os resultados obtidos, exigindo conhecimentos específicos por parte do usuário. Deste modo, percebe-se que, geralmente, há a preferência pelo uso de programas que realizam análises estruturais simplificadas, visto que geram resultados mais objetivos.

São vários os estudos e pesquisas realizados com a finalidade de criar modelos adequados para o dimensionamento de vigas considerando corretamente a interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. Uma variação da modelagem em elementos finitos consiste em discretizar tanto a parede quanto a viga de suporte em elementos reticulados do tipo barra. Modelos dessa natureza se tornam uma alternativa quando se trata da discretização de estruturas de transição, pois além de vencer as limitações dos modelos matemáticos simplificados, exigem menor esforço computacional que os modelos numéricos em elementos finitos de casca.

Seguindo essa linha, um novo modelo computacional com capacidade de prever os efeitos da interação parede-viga de forma consistente foi idealizado e proposto por Nascimento Neto et al. (2014). O modelo consiste em constituir um pórtico equivalente capaz de representar o comportamento da interação parede-viga discretizando tanto a alvenaria quanto a estrutura de suporte utilizando elementos do tipo barra. Os autores comprovaram sua eficiência, comparando seus resultados aos obtidos por modelagem com elementos finitos do tipo casca, avaliando situações nas quais não é possível o emprego de modelos simplificados.

Medeiros et al. (2014) avaliaram a influência da disposição e do tipo de discretização realizada no apoio das vigas de suporte utilizando o modelo desenvolvido por Nascimento Neto et al. (2014). As vigas foram representadas por elementos barra, e os apoios foram simulados por simples vínculos nodais e também com os pilares discretizados com elementos finitos de casca. Os resultados indicaram que tanto a forma como os apoios das vigas de suporte considerados no modelo podem influenciar significativamente a distribuição de esforços nas vigas.

O novo modelo foi avaliado por Quim et al. (2014), que abordou situações de um projeto real em alvenaria, analisando diversas configurações de paredes sobre vigas com um ou mais vãos. Os painéis foram discretizados no programa TQS® e, novamente, os resultados foram comparados com os obtidos por modelagem em elementos finitos do tipo casca. A partir da análise dos resultados os autores concluíram que: em uma viga menos rígida houve maiores deslocamentos, maiores esforços na parede, conseqüentemente maior força normal na viga, caracterizando a formação do tirante com o efeito arco; o efeito arco pode influenciar a força cortante na viga; os momentos na viga podem ser aliviados, ou podem aumentar, a depender da disposição e dos vãos das vigas e das aberturas nas paredes.

Em seu estudo, Medeiros (2015) ratificou o novo modelo de pórtico equivalente. A validação foi realizada sob dois aspectos: primeiro, através do estudo de diversos painéis planos genéricos, comparando os resultados do modelo de pórtico equivalente com os de um modelo que utiliza elementos finitos de casca na discretização das paredes e, numa segunda etapa, a comparação foi com os resultados do modelo experimental de Rosenhaupt. Foram avaliados, a partir de modelagem plana e tridimensional de algumas paredes de um projeto real, aspectos importantes da interação parede-viga: aberturas de portas e de janelas, centradas ou excêntricas;

condições de apoio e vinculação das vigas; interferências das amarrações entre paredes; ação do vento. Os resultados alcançados evidenciaram a eficiência da modelagem proposta.

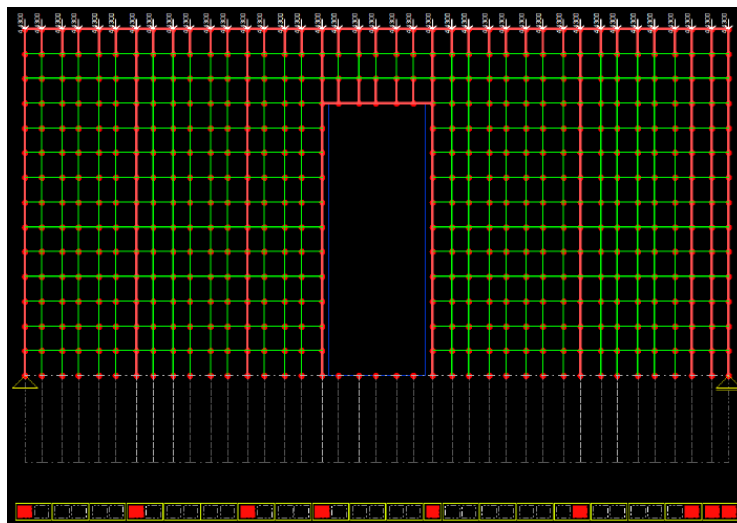
O modelo de pórtico equivalente apresentado por Medeiros (2015), referência para o presente estudo, possui as características do modelo em elementos finitos descrito por Nascimento Neto et al. (2014), consistindo na discretização da parede utilizando elementos de barra para simular a rigidez do painel de alvenaria em seu próprio plano. A discretização consiste na disposição de barras verticais espaçadas a cada 15cm e barras horizontais a cada 20cm. Essa disposição das barras foi escolhida de modo a se aproximar o máximo possível da discretização com elementos finitos de casca – modelo mais refinado – pela coincidência de cada uma das barras com as faces desses elementos. Os valores adotados para as propriedades físico-mecânicas estão indicados na Tabela 1. Os módulos de deformação longitudinal e transversal do concreto e da alvenaria foram determinados com base nas prescrições da NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e NBR 15961-1:2011 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, para um concreto com $f_{ck} = 25\text{MPa}$ e blocos de concreto com $f_{bk} = 16\text{MPa}$.

Tabela 1 – Propriedades físicas dos materiais utilizados por Medeiros (2015).

Material	Peso específico γ (kN/m ³)	Módulo de deformação (MPa)	
		Longitudinal	Transversal
Concreto da viga	25	23.800	9.917
Alvenaria grauteada	22	16.320	8.160
Alvenaria não-grauteada	14	9.600	4.800

Fonte: Medeiros (2015).

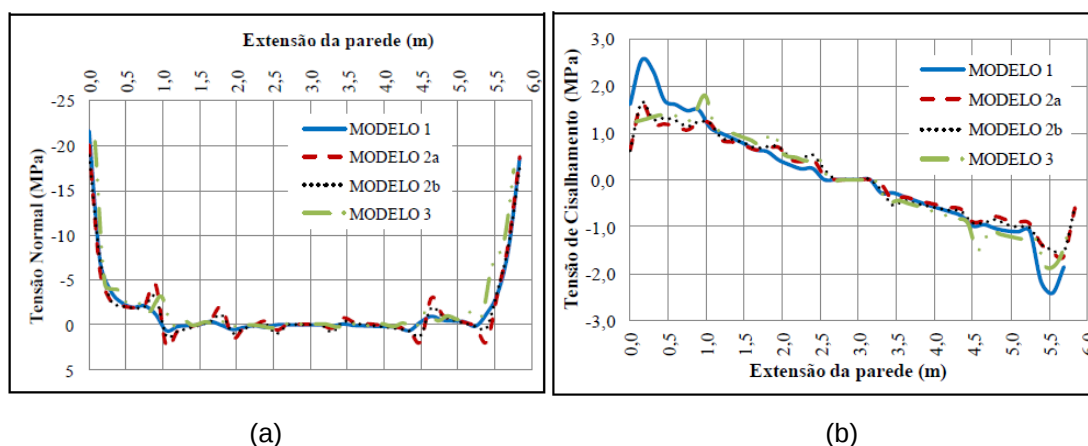
Figura 10 – Painel genérico estudado por Medeiros (2015) discretizado com o modelo de pórtico equivalente.



Fonte: Medeiros (2015).

Os resultados evidenciam o fenômeno do efeito arco com o encaminhamento de tensões para a região dos apoios. Além disso, é importante destacar a proximidade dos resultados entre o modelo que discretiza a parede em elementos finitos do tipo casca (modelo 1, utilizado como referência), e os que discretizam a parede em elementos de barra (modelos 2a, 2b e 3).

Figura 11 – Resultados de Medeiros (2015): base da parede. (a) Tensão normal; (b) Tensão de cisalhamento.

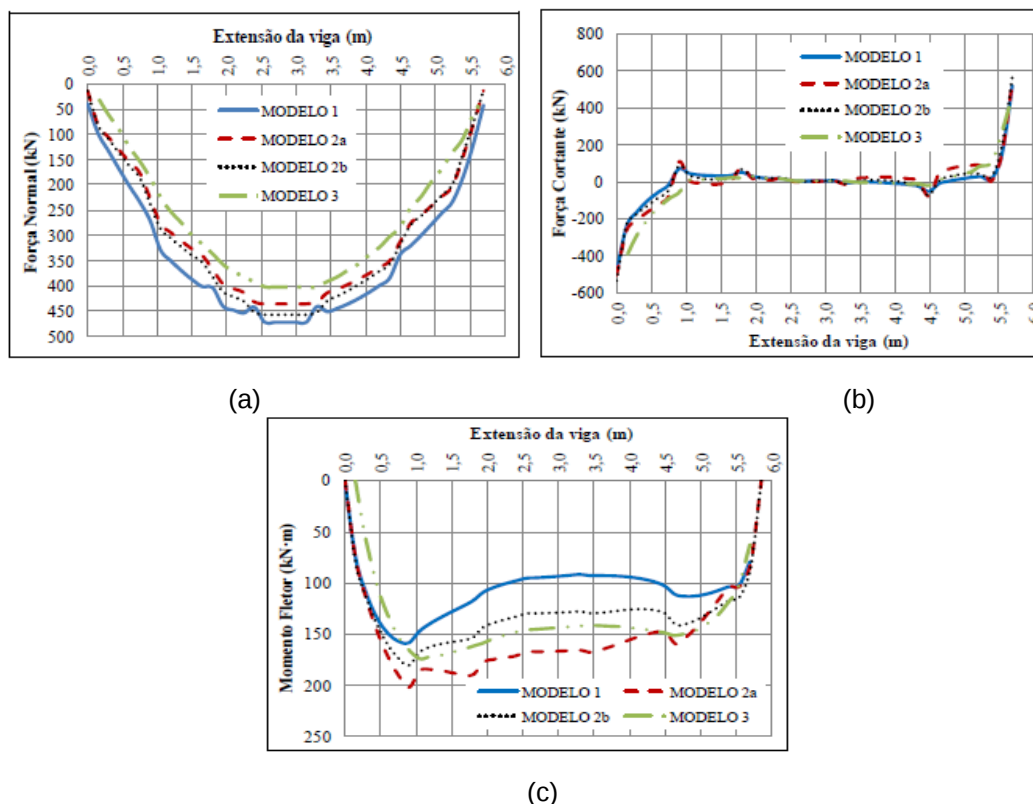


(a)

(b)

Fonte: Medeiros (2015).

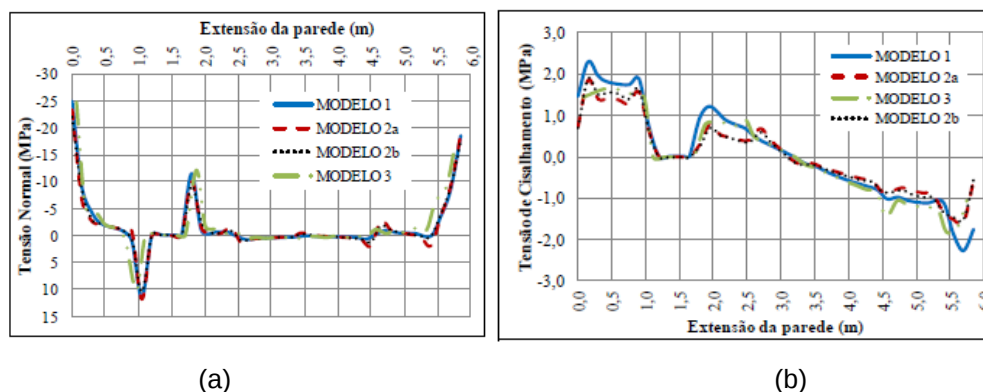
Figura 12 – Resultados de Medeiros (2015): viga de suporte. (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor.



Fonte: Medeiros (2015).

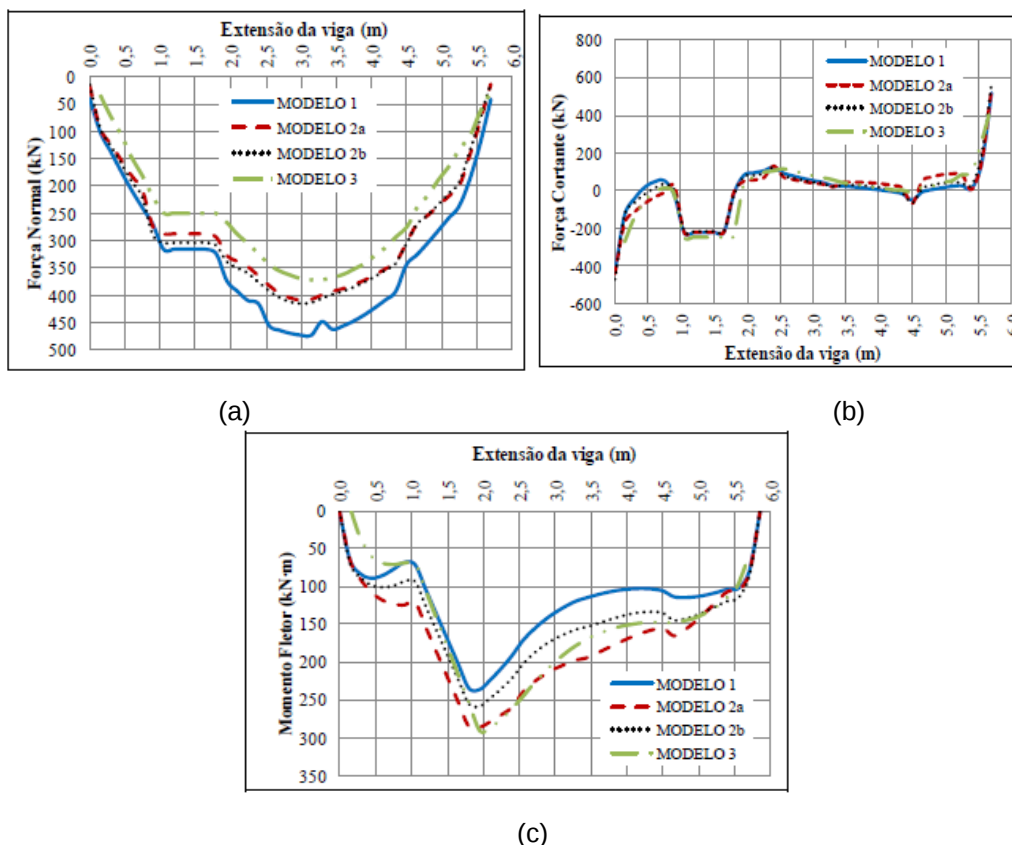
Medeiros (2015) também mostra em seu estudo a importância de uma modelagem computacional adequada, uma vez que modelos simplificados não captam determinados efeitos, como por exemplo, tensões de tração na extremidade de aberturas descentralizadas. As Figuras 13 e 14 ilustram as tensões na base da parede e os esforços na viga de suporte em um painel com porta excêntrica, estudado pelo autor.

Figura 13 – Resultados de Medeiros (2015) para um painel de porta excêntrica: base da parede. (a) Tensão normal; (b) Tensão de cisalhamento.



Fonte: Medeiros (2015).

Figura 14 – Resultados de Medeiros (2015) para um painel de porta excêntrica: viga de suporte. (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor.



Fonte: Medeiros (2015).

Posteriormente, Lopes (2016) realizou ajustes no modelo ratificado por Medeiros (2015) sob três aspectos: inicialmente, nas áreas e rigidezes utilizadas; em seguida, na consideração da fissuração entre parede e viga de suporte, que foi incorporada ao modelo pela simples remoção das barras do pórtico equivalente nas quais ocorriam força normal de tração, o que resultou, como era de se esperar, em redistribuição interna de rigidez e de esforços. Por último, na consideração da possível excentricidade do sistema parede-viga. Vale salientar que tal excentricidade é comum, principalmente em paredes de fachada, as quais a largura das paredes de alvenaria não é igual a espessura da viga de suporte, que por questões arquitetônicas, tais paredes sejam posicionadas no limite da viga. Essa excentricidade entre o eixo da parede e o eixo da viga gera um momento de torção que deve ser adequadamente avaliado. O estudo do efeito da torção na viga de suporte, iniciado por Lopes (2016), se deu de maneira simplista, utilizando apenas modelos bidimensionais e apontando a necessidade de avanços na pesquisa.

O ajuste das áreas e rigidezes dos elementos proposto por Lopes (2016) será também considerado no presente trabalho. Em seu estudo, após avaliar as variações apresentadas na Tabela 2, percebeu-se que uma análise mais adequada das tensões é feita utilizando a área líquida dos elementos, e o modelo 3 pode ser considerado como mais adequado. Apesar disso, a autora também verificou que o modelo 2, que trata os elementos na área bruta das seções, conduz a resultados muito próximos daqueles do modelo 3. Além disso, a modelagem assim realizada se torna mais simples pois todos os elementos de barra, grauteados ou não, apresentam a largura/espessura.

Tabela 2 – Variações para o modelo de pórtico equivalente.

Modelos	Módulo de Elasticidade (MPa)		Espessura do elemento (cm)		
	Alvenaria Grauteada	Alvenaria Não-grauteada		Grauteado	Não Grauteado
		Longitudinal	Transversal		
Referência	16320	9600	4800	28	14
1	9600	9600	4800	1,7x14	14
2	16320	9600	4800	14	14
3	16320	19200	9600	14	7

Fonte: Lopes (2016).

Isto posto, é indiscutível o fato de que os modelos numéricos computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) tomam a frente dos estudos mais recentes sobre as estruturas de transição. Assim sendo, este trabalho se aprofundará no estudo dos modelos numéricos, com enfoque naquele proposto por Nascimento Neto et al. (2014), por ter se mostrado um trabalho pioneiro e de alta potencialidade.

2.2 Interação solo-estrutura

Há várias décadas, o cálculo dos edifícios considera a hipótese simplificada de que as fundações estão apoiadas sobre vínculos indeslocáveis, tais como rótulas ou engastes. No passado, se a deformabilidade do solo fosse levada em conta para o dimensionamento dos elementos estruturais de uma edificação, um volume considerável de cálculos teria que ser efetuado, de forma que seria impossível conduzi-los manualmente. Com o desenvolvimento e a popularização dos microcomputadores, esse panorama poderia ter mudado significativamente, no entanto, a estratégia de uma modelagem mais ajustada à realidade física,

considerando a deformabilidade do solo, que recebe o nome de Interação Solo-Estrutura (ISE), ainda não é usual na prática de projetos estruturais. Apesar dos recursos existentes nos principais softwares comerciais para a análise estrutural com ISE, a aplicação do modelo que envolve duas áreas do conhecimento requer maior nível de integração e especialização dos projetistas com diferentes especialidades, neste caso, estruturas e geotecnia.

Diversas pesquisas vêm demonstrado que a adoção de apoios elásticos (hipótese de solo deformável) utilizando a ISE conduz a esforços totalmente diferentes daqueles calculados considerando a fundação sobre apoios fixos (hipótese de solo rígido).

Por meio da análise de um edifício de 15 pavimentos sobre fundação profunda, solicitado por carregamento vertical e ações do vento, Iwamoto (2000) concluiu que os recalques são menores quando se considera a ISE. Também se observou ampliações e reduções nos momentos fletores dos pilares do edifício.

Conforme executado por Mota (2009), a incorporação da ISE na análise de estruturas deve partir de um modelo calibrado com resultados obtidos através do monitoramento em campo, visto que a estratégia de modelagem pode influenciar os resultados. Seu código computacional foi validado tanto através da comparação com resultados obtidos por outras metodologias disponíveis na literatura, quanto com o monitoramento de recalques por nivelamento ótico de precisão e a medida de deformações por meio de extensômetro mecânico removível instalado em pilares sobre fundações em hélice contínua de um edifício de 26 pavimentos.

Fonte et. al. (1994), ao modelar um pórtico em concreto armado de 14 andares sobre fundações superficiais utilizando um programa que faz uso do método dos elementos finitos, além da consideração da ISE também incorporaram nas análises o efeito construtivo da estrutura, concluíram que a consideração simultânea desses dois aspectos leva a resultados mais realistas de recalques diferenciais, pois a consideração da ISE com a aplicação instantânea do carregamento na estrutura subestima os recalques medidos ao superestimar a rigidez da superestrutura.

Ao modelar edifícios em alvenaria estrutural considerando a ISE e a sequência construtiva, porém, sobre apoios contínuos e sem considerar a atuação de ações horizontais, Silva (2006) concluiu que há redução das tensões máximas na ordem de 5% a 10%. Afirmou que estas tensões são menores que as obtidas quando se

considera a aplicação instantânea de carregamento. Segundo este pesquisador, a análise da ISE incorporando a sequência construtiva conduz a especificações mais econômicas para o projeto.

Testoni (2013) modelou uma edificação em paredes de concreto moldada no local, considerando a ISE e a aplicação instantânea de carregamento vertical. Firmando a restrição imposta no item 11.5 da ABNT NBR 16055:2012, concluiu que a alteração do fluxo de tensões causada pela interação solo-estrutura gera mudanças bastante significativas no esforço normal das paredes nos primeiros pavimentos e das reações verticais nos apoios do edifício, sendo estas diferenças significativas o suficiente para modificarem o resultado do dimensionamento dos elementos estruturais.

Santos (2016) realizou análises estruturais de edifícios de paredes de concreto moldadas no local e de alvenaria estrutural, sem considerar as ações horizontais advindas do vento. O autor considerou a interação solo-estrutura discretizando o maciço de solo em elementos finitos sólidos isoparamétricos, e a sequência construtiva através de um módulo do programa computacional DIANA. Segundo o autor, o efeito da interação com o solo, na alteração do fluxo de tensões, é mais significativo em estruturas mais rígidas. Além disso, mostrou que a consideração da interação solo-estrutura na análise estrutural de edifícios de parede, admitindo-se o aumento gradativo de cargas e rigidez, é um método de análise mais realista que aquele que considera apenas a interação com o solo.

Freitas (2018) realizou um estudo analítico e numérico dos deslocamentos e dos momentos fletores nas fundações e nos pilares de pontes retas ortogonais em concreto armado, considerando a ISE. Os resultados da modelagem numérica realizada através do programa computacional SAP 2000 foram comparados aos resultados dos modelos analíticos como o de Matlock e Reese e da Equação Diferencial em Base Elástica utilizando a série de Fourier. Os resultados mostraram que um coeficiente de reação horizontal obtido experimentalmente através de provas de carga conduz a resultados de deslocamentos horizontais e momentos fletores inferiores aos modelos em que este coeficiente é obtido através de propriedades do solo. De maneira geral, a análise considerando a interação solo-estruturas (ISE) se mostrou relevante para os modelos analisados por haver uma relação direta entre os deslocamentos e esforços internos com a magnitude das cargas horizontais aplicadas.

Para a análise da interação solo-estrutura é importante conhecer o comportamento mecânico dos solos em análise, sendo usual a utilização da teoria da elasticidade, idealizando o comportamento tensão-deformação linear, além de considerar o material isotrópico. No entanto, sabe-se que tais considerações não representam a realidade do comportamento dos solos.

Portanto, pode-se afirmar que a modelagem da superestrutura e dos elementos de fundação é mais simples e direta que a modelagem do maciço de solo, uma vez que este apresenta características como a anisotropia, a heterogeneidade e a não-linearidade da relação tensão-deformação, tornando-o um material de características complexas e de difícil simulação computacional. Estudos em busca de um modelo de cálculo simples para representar o solo conduzem a dois métodos clássicos: o modelo de Winkler e o modelo contínuo, que serão descritos posteriormente neste trabalho.

2.2.1 Influência do tempo e do material da estrutura

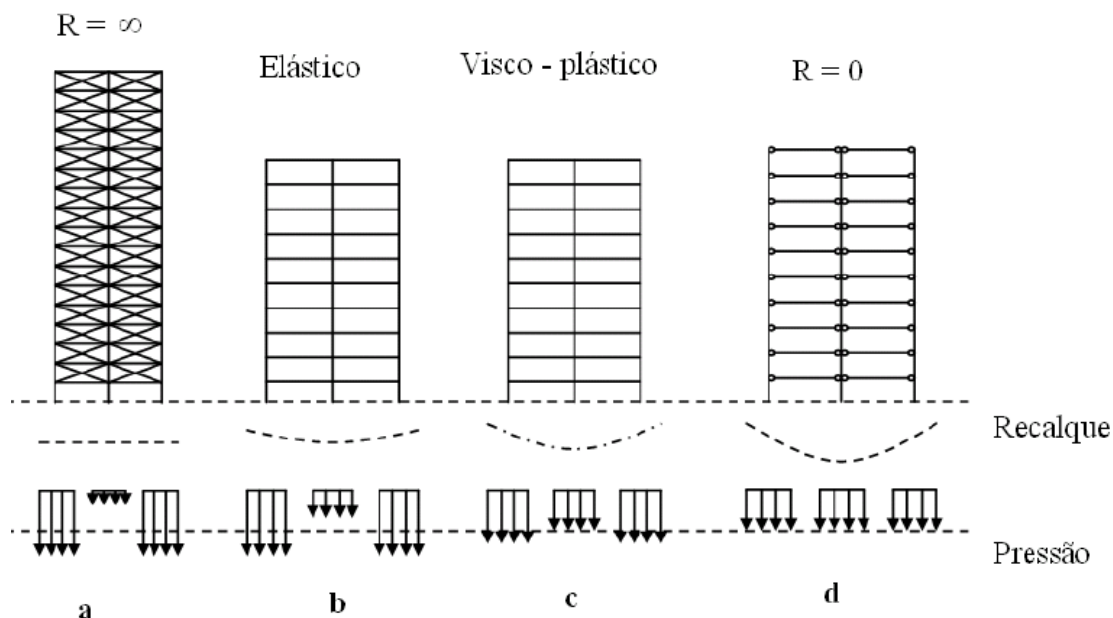
Conforme ilustra a Figura 15, a distribuição das tensões de contato estrutura-solo está diretamente ligada à rigidez da estrutura, e consequentemente, aos recalques sofridos. No caso A, que representa estruturas infinitamente rígidas, como por exemplo edifícios muito altos e com fechamento de paredes resistentes, a distribuição dos recalques tende a ser uniforme. Como a tendência do solo é se deformar mais no centro do que na periferia, as tensões de contato nos apoios são menores no centro e maiores nas extremidades.

No caso B, que representa estruturas perfeitamente elásticas, os recalques diferenciais serão menores que os das estruturas do caso D (rigidez nula), e a distribuição de tensões de contato variam muito menos durante o processo de recalque. Estruturas de aço são as que mais se aproximam a este comportamento.

O caso C representa estruturas visco-elásticas, nas quais a rigidez depende da velocidade de propagação dos recalques, como é o caso das estruturas em concreto armado. Quando os recalques acontecem de maneira rápida, a estrutura tem comportamento elástico (caso B), porém, se a propagação dos recalques ocorrer de maneira lenta, característica que acontece devido ao fenômeno de fluência do concreto, a estrutura tenderá ao caso D.

Já no caso D, no qual a estrutura apresenta pouca rigidez aos recalques diferenciais, a estrutura se adapta perfeitamente às deformações do maciço de solo, sendo o caso de estruturas isostáticas e edifícios longos no eixo longitudinal.

Figura 15 – Casos de interação solo-estrutura.

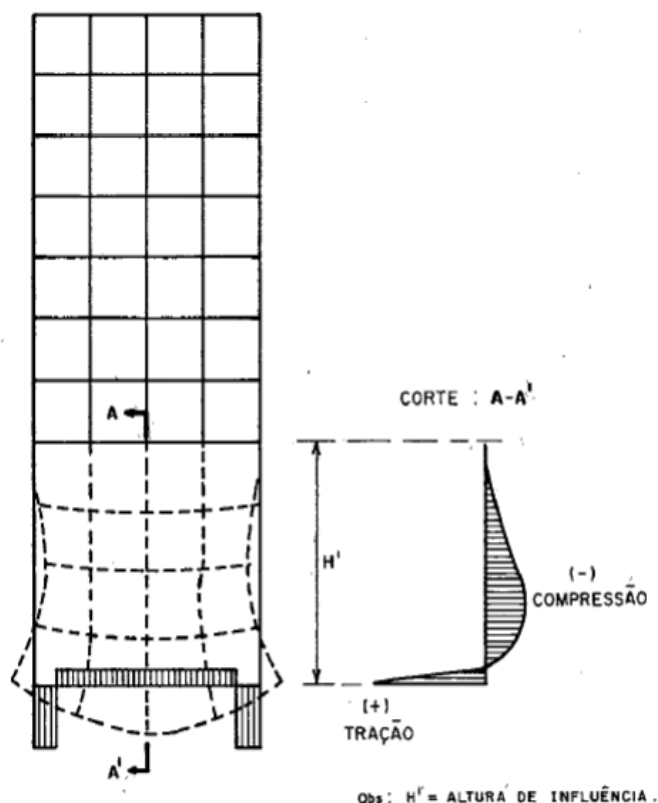


Fonte: Chamecki (1969), *apud* Manual TQS.

2.2.2 Influência do número de pavimentos

Sabe-se que o aumento do número de pavimentos diminui o recalque diferencial, uma vez que a rigidez da estrutura aumenta. No entanto, é importante enfatizar que essa não é uma relação linear. Utilizando analogia de vigas parede ilustrada na Figura 16, Goshy (1978, *apud* Gusmão, 1990), mostrou que há uma maior influência dos primeiros pavimentos na uniformização dos recalques. O autor afirma que após a construção dos primeiros pavimentos, há uma rigidez limite a partir da qual a distribuição de recalques passa a ser função apenas do carregamento.

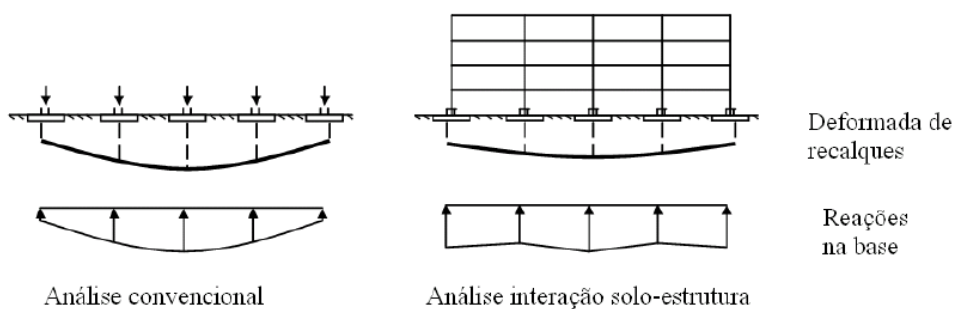
Figura 16 – Modelo de analogia de viga-parede.



Fonte: GOSHY (1978), *apud* GUSMÃO (1990).

Gusmão e Gusmão Filho (1994) apresenta dois parâmetros para fins comparativos entre considerar ou não a interação solo-estrutura: fator de recalque absoluto e fator de recalque diferencial. Comparando os resultados estimados convencionalmente (sem a consideração da rigidez da estrutura) com os resultados medidos em campo utilizando os dois parâmetros, para três casos reais de edifícios, o autor prova que o efeito da interação solo-estrutura realmente tende a uniformizar os recalques da edificação.

Figura 17 – Efeito de interação.



Fonte: Gusmão e Gusmão Filho (1994).

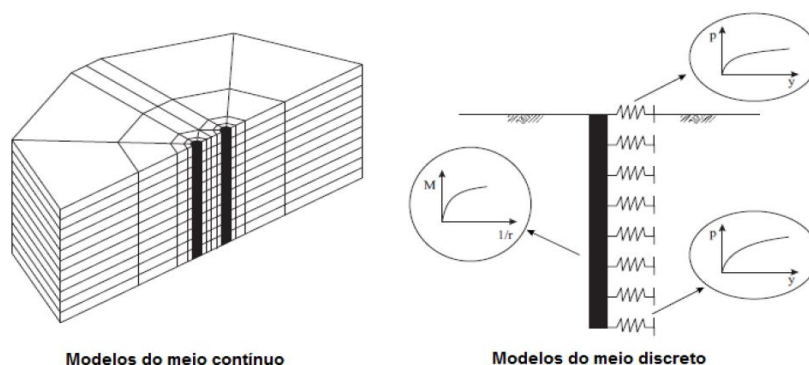
2.2.3 Principais características das estacas

A NBR-6122:2010 – Projeto e execução de fundações, define estaca como um elemento de fundação profunda, executado inteiramente com o auxílio de equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, ocorra a descida de pessoas. Os materiais empregados mais comuns são: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado “in-loco” ou sistemas mistos, com a combinação dos anteriores. Esse elemento estrutural pode ser implementado por cravação, escavação, prensagem, vibração, ou pela combinação de mais de um desses processos.

As estacas têm como função principal transferir o carregamento vertical da estrutura para as camadas do maciço de solo. Na maioria dos casos, a transferência de carga vertical para o solo resulta na mobilização de um atrito lateral no fuste da estaca, e de uma resistência de ponta.

Vários métodos de cálculo para análise da interação solo-estrutura foram desenvolvidos, sendo a estaca, normalmente, uma peça linear caracterizada por uma rigidez à flexão (EI). A principal diferença entre os métodos encontra-se na modelagem do solo, que pode ser agrupada basicamente em dois tipos de modelos, de acordo com Santos (2008): modelos do meio contínuo, no qual o solo é considerado como um meio elástico contínuo, sendo possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo; e modelos do meio discreto, no qual o solo é assimilado a uma série de molas independentes com comportamento elástico linear, modelo de Winkler, ou elástico não-linear, representado pelas curvas p - y . Os demais modelos podem ser considerados variantes destes dois modelos básicos.

Figura 18 – Modelos de interação solo-estaca.



Fonte: Gomes & Santos (1994), *apud* Santos (2008).

2.2.4 Capacidade de carga em estacas isoladas

A NBR 6122:2010 define carga admissível sobre uma estaca como a força aplicada sobre ela, provocando apenas recalques que a construção pode suportar, oferecendo também segurança satisfatória contra a ruptura do solo ou do elemento de fundação.

Como explicado por Christan (2012), para a determinação da capacidade de carga em estacas isoladas, os métodos mais comuns utilizados, são: métodos dinâmicos, prova de carga ou métodos estáticos.

Para os métodos dinâmicos, que estimam a capacidade de carga através da previsão e/ou verificação do comportamento de estacas submetidas a carregamento dinâmico, pode ser usado o ensaio de carregamento dinâmico definido na NBR 13208 – Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de Ensaio, que utiliza uma instrumentação fundamentada na aplicação da equação da onda (NBR 6122:2010).

Os ensaios de provas de cargas são executados conforme as exigências da NBR 12131 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio. A carga admissível obtida através deste método deve ser dividida por um fator de segurança igual a 2 (NBR 6122:2010).

Os métodos estáticos podem ser teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com a teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos, ou semi-empíricos, quando são usadas correlações com ensaios “in-loco”, como resultados de ensaios CPT e SPT (NBR 6122:2010).

2.2.4.1 Método semi-empírico de Aoki-Velloso

O método de Aoki-Velloso foi inicialmente concebido com base em ensaios de penetração estática CPT, porém, através de correlações, podem ser utilizados os dados do índice de penetração dinâmica SPT. Este método parte da ideia de que a capacidade de carga de uma estaca é resistida por duas parcelas: resistência de ponta e atrito lateral.

$$R_{rup} = R_L + R_p \quad (\text{Eq. 1})$$

Em que R_{rup} é a carga de ruptura da estaca, R_L a resistência lateral, e R_p a resistência de ponta.

A resistência lateral e de ponta são dadas, respectivamente, por:

$$R_L = U \sum (r_l \Delta_l) \quad (\text{Eq. 2})$$

$$R_p = r_p A_p \quad (\text{Eq. 3})$$

Sendo: U o perímetro da seção transversal do fuste da estaca; r_l a tensão cisalhante no fuste; r_p a tensão normal na base; Δ_l a espessura da camada; e A_p a área da seção transversal da ponta da estaca.

Os parâmetros r_l e r_p são correlacionados ao CPT por meio de valores de resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s):

$$r_p = \frac{q_c}{F1} = \frac{K_p N_{SPT}}{F1} \quad (\text{Eq. 4})$$

$$r_l = \frac{f_s}{F2} = \frac{\alpha K_p N_{SPT}}{F2} \quad (\text{Eq. 5})$$

Os valores de $F1$ e $F2$, da razão de atrito (α) e do coeficiente K_p , que depende do tipo de solo, encontram-se nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3 – Fatores de correção F1 e F2.

Tipo de estaca	<i>F1</i>	<i>F2</i>
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada	1,75	3,50

Fonte: Cintra & Aoki, 2010.

Tabela 4 – Coeficiente Kp e razão de atrito (α).

Solo		<i>K_p</i> (MPa)	α (%)
Areia	Areia	1,00	1,4
	Areia siltosa	0,80	2,0
	Areia silto-argilosa	0,70	2,4
	Areia argilosa	0,60	3,0
	Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	Silte	0,40	3,0
	Silte arenoso	0,55	2,2
	Silte areno-argiloso	0,45	2,8
	Silte argiloso	0,23	3,4
	Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	Argila	0,20	6,0
	Argila arenosa	0,35	2,8
	Argila areno-siltosa	0,30	2,8
	Argila siltosa	0,22	4,0
	Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Cintra & Aoki, 2010.

Para o cálculo da carga admissível, deve-se utilizar um coeficiente de segurança de no mínimo 2:

$$P_{adm} = \frac{R_{rup}}{2} \quad (\text{Eq. 6})$$

2.2.4.2 Método semi-empírico de Décourt-Quaresma

Ao contrário do método Aoki-Velloso, este método parte diretamente de ensaios SPT. Sabendo que a resistência lateral e de ponta, respectivamente, são expressas por:

$$R_L = r_l U L \quad (\text{Eq. 7})$$

$$R_p = r_p A_p \quad (\text{Eq. 8})$$

A estimativa do atrito lateral (r_l) é feita através do valor médio do SPT ao longo do fuste (N_L), devendo esse valor médio estar compreendido entre 3 e 50.

$$r_l = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \text{ (kPa)} \quad (\text{Eq. 9})$$

Para a determinar a capacidade de carga na base da estaca (r_p), utiliza-se o valor médio do SPT na ponta da estaca (N_p), obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta da estaca, o imediatamente abaixo e o imediatamente acima. Além disso, se faz necessário considerar também o coeficiente característico do solo (C), apresentado na Tabela 5.

$$r_p = C N_p \quad (\text{Eq. 10})$$

Tabela 5 – Coeficiente característico do solo (C).

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso *	200
Silte arenoso *	250
Areia	400

* alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Cintra & Aoki, 2010.

Décourt (1996) introduziu fatores α e β , apresentados na Tabela 6, em função do tipo de estaca e tipo de solo, de modo que a capacidade de carga pode ser obtida a partir de:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L \quad (\text{Eq. 11})$$

Tabela 6 – Valores de α e β .

Tipo de solo	Escavada a seco	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Injetadas (raiz)	Injetadas (sob pressão)
Valores típicos de α					
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Siltes**	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*
Valores típicos de β					
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Siltes**	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

* Valores sugeridos diante do reduzido número de dados disponíveis;

** Pode ser considerado também como solos intermediários.

Fonte: Cintra & Aoki, 2010.

Os coeficientes de segurança devem atender aos valores de 1,3 e 4,0 para as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta, respectivamente. Assim, a carga admissível deve atender simultaneamente a:

$$P_{adm} = \frac{\beta R_L}{1,3} + \frac{\alpha R_P}{4,0} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$P_{adm} = \frac{R_{rup}}{2} \quad (\text{Eq. 13})$$

Devendo-se escolher, portanto, o menor entre os dois resultados.

2.2.5 Previsão de recalques em estacas

Existem basicamente três métodos para determinar a previsão de recalques nas fundações: métodos racionais, métodos semi-empíricos e métodos empíricos.

Nos métodos racionais, os parâmetros de deformabilidade determinados “in-loco” ou em laboratórios, são combinados a modelos teóricos de previsão de recalques. Este método pode ser realizado através de soluções analíticas a partir da teoria da elasticidade e por métodos numéricos como o método dos elementos finitos e métodos dos elementos de contorno (Christan, 2012).

Nos modelos semi-empíricos, os parâmetros de deformabilidade, obtidos por correlação com ensaios “in-loco” de penetração são combinados a modelos teóricos de previsão de recalques. Já nos modelos empíricos, são adotadas tabelas com valores típicos de tensões admissíveis para os diferentes tipos de solo, sendo essas tensões associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

2.2.5.1 Método de Cintra e Aoki (2010)

- Encurtamento elástico

Para o encurtamento elástico, leva-se em consideração a capacidade de carga admissível e o esforço normal da estaca, que corresponde à resultante devido ao carregamento aplicado, levando em consideração duas hipóteses:

- a. A carga vertical aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral e menor que a capacidade de carga, para que todo o atrito lateral seja mobilizado e haja o acionamento da resistência de ponta;
- b. A reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças, isto é, a soma entre a reação de ponta da estaca e seu atrito lateral deve ser de mesmo valor que a carga vertical aplicada no topo da estaca.

Uma vez atribuído o valor do esforço normal da estaca, aplicando-se a Lei de Hooke, o encurtamento elástico da estaca pode ser obtido por:

$$\rho_e = \frac{1}{A E_c} \sum (P_i L_i) \quad (\text{Eq. 14})$$

Sendo:

ρ_e – Encurtamento elástico da estaca

A – Área da seção transversal do fuste

E_c – Módulo de deformabilidade do concreto

P_i – Esforço normal médio na camada “i”

L_i – Comprimento da camada “i”

- Recalque do solo

Segundo Cintra e Aoki (2010), a estaca aplica cargas ao solo, ao longo do contato com o fuste e transmite a carga ao solo situado na ponta da estaca.

Neste método, a parcela de recalque de uma estaca devido à carga de ponta é calculada considerando a força devido a reação de ponta, vertical e para baixo e que a aplicação dessa força gerará tensões nas camadas subjacentes.

Admitindo que essa camada subjacente possua espessura “H” e que a distância vertical entre o ponto de aplicação da carga até o topo dessa camada seja “h” e, supondo que a propagação de tensões ocorra na proporção 1:2 (horizontal e vertical, respectivamente), o acréscimo de tensões pode ser obtido a partir de:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (\text{Eq. 15})$$

Sendo:

$\Delta\sigma_p$ – Acréscimo de tensões

D – Diâmetro da base da estaca

P_p – Reação de ponta

A parcela de recalque devido à reação às cargas laterais é calculada de maneira semelhante a anterior, isto é, considera-se que as reações às parcelas de resistência lateral também produzem uma tensão adicional na camada de solo subjacente.

Dessa forma, tem-se que o acréscimo de tensões devido às reações às parcelas de resistência lateral pode ser determinado a partir de:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 R_{Li}}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (\text{Eq. 16})$$

Sendo:

$\Delta\sigma_i$ – Acréscimo de tensões

D – Diâmetro do fuste da estaca

R_{Li} – Resistência de atrito lateral

Finalmente, o recalque do solo (ρ_s) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade (Cintra e Aoki, 2010), admitindo variação de tensões com as deformações de forma linear:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad (\text{Eq. 17})$$

Em que:

$\Delta\sigma$ – Soma de todas as tensões devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta

E_s – Módulo de deformabilidade do solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n \quad (\text{Eq. 18})$$

Sendo:

E_o – Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca

σ_o – Tensão geostática no centro da camada

n – Expoente que depende da natureza do solo: $n = 0,5$ para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas (em areias, temos o aumento do módulo de deformabilidade em função do acréscimo de tensões, o que não ocorre para as argilas).

Para avaliação de E_o , Aoki (1984, apud Cintra e Aoki, 2010) considera:

$E_o = 6 K N_{SPT}$ para estacas cravadas

$E_o = 4 K N_{SPT}$ para estacas hélice contínua

$E_o = 3 K N_{SPT}$ para estacas escavadas

Em que K é o coeficiente empírico do método de Aoki-Velloso, função do tipo de solo.

2.2.6 Modelos do meio contínuo

Este método é uma aproximação conceitual da representação física do solo infinito, tendo mais informações de tensões e deformações da massa de solo que o modelo proposto por Winkler. A modelagem no meio contínuo considera o deslocamento em pontos distintos de aplicação de carga, considerando assim o efeito da continuidade do meio, que é desprezada pelos modelos de meio discreto.

A modelagem por meio de elementos finitos sólidos é bastante utilizada na simulação de problemas de interação solo-estrutura, sendo uma alternativa de modelagem que agrega refinamentos aos modelos. Se comparado aos métodos discretos simplificados, a modelagem do maciço do solo por meio de elementos finitos sólidos aumenta consideravelmente o custo computacional. Nesse modelo elástico contínuo existe a importante vantagem da simplicidade dos parâmetros de entrada, porém, tais parâmetros possuem alta sensibilidade nos resultados, exigindo experiência do usuário.

Souza (2010) demonstrou a eficiência do elemento finito sólido CTE30, disponível na biblioteca do DIANA®, para a modelagem numérica do maciço estratificado com módulo de elasticidade crescendo linearmente com a profundidade. Esta validação se deu através de teste de refinamento na modelagem de um problema proposto pelo comitê técnico TC-18 da International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), analisado por vários autores do mundo por meio de diferentes softwares baseados em elementos finitos e em métodos híbridos.

2.2.7 Modelos do meio discreto

Nos modelos do meio discreto, o solo é simulado por um conjunto de elementos isolados, as denominadas molas independentes. Essas molas podem ter comportamento elástico linear a partir da utilização do modelo de Winkler, ou comportamento elástico não-linear, ao empregar curvas p-y.

2.2.7.1 Modelo de Winkler

Consagrado entre os modelos discretos disponíveis para a representação da ISE, proposto em 1867, baseado no conceito de coeficiente de reação de uma mola

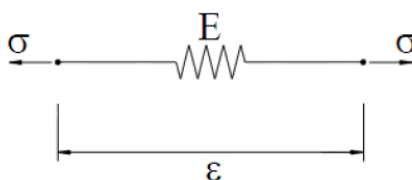
uniaxial, o modelo de Winkler, apesar de criticado por alguns pesquisadores devido à sua simplicidade, é amplamente utilizado na prática de projetos que contemplam a análise da interação solo-estrutura, e vem sendo objeto de sucessivos refinamentos de natureza empírica. O principal problema deste modelo é determinar a rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo.

Como explicado por Christan (2012), esse modelo indica que a resposta do solo em um determinado ponto não é dependente do deslocamento da estaca em outros pontos. Deste modo, a resposta do solo é caracterizada por um conjunto de mecanismos discretos independentes entre si, o que não caracteriza perfeitamente o contínuo.

O modelo de Winkler considera comportamento elástico-linear para o solo. Silva (2014) comenta a razoabilidade em se considerar o sistema solo-fundação com comportamento elástico-linear, uma vez que os sistemas de fundações são concebidos de maneira a garantir o mínimo possível de recalques, evitando problemas estruturais posteriores. Nesse sentido, o sistema solo-fundação deve obrigatoriamente trabalhar no campo dos pequenos deslocamentos e das pequenas deformações.

Ainda segundo Silva (2014), na tentativa de propor metodologias que considerem o solo como meio contínuo, diversos pesquisadores fizeram uso das hipóteses advindas da Teoria da Elasticidade. Mesmo o solo não sendo um material elástico, tais estudos têm demonstrado a validade da aplicação da Teoria da Elasticidade para sua análise, desde que as propriedades elásticas, como por exemplo, o valor do módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson sejam convenientemente escolhidos em função das propriedades mecânicas do solo.

Figura 19 – Modelo elástico-linear.



Fonte: Paccola (2004)

Na mecânica dos solos, a rigidez dessa mola linear é denominada coeficiente de reação horizontal ou vertical, normalmente representadas na literatura por k_h e k_v ,

respectivamente. Um dos problemas desse modelo é considerar que as molas sejam independentes, o que quer dizer a não existência de nenhuma ligação coesiva, ou mesmo desenvolvimento de atrito entre as partículas contidas no meio solo. A tensão no modelo elástico-linear é proporcional à deformação do elemento e, portanto, a relação constitutiva é dada através da Lei de Hooke:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (\text{Eq. 19})$$

Sendo C_{ijkl} a matriz constitutiva elástica do material, com σ_{ij} e ε_{kl} representando, respectivamente, as tensões e as deformações.

O modelo elástico-linear é bastante difundido e consagrado entre os projetistas de estruturas que consideram a ISE simulando o solo com um modelo discreto de molas. Assim, nestes casos, a rigidez do solo é representada pelo coeficiente de reação vertical k_v .

Para fundações profundas, casos de sistemas submetidos a ações horizontais, a abordagem do modelo de Winkler é elástica não linear, com o emprego das curvas p-y. O parâmetro geotécnico que alimenta o modelo é o coeficiente de reação horizontal k_h , que pode ser obtido por meio de prova de carga sobre estaca em escala natural, ensaios de placas difundidos por Terzaghi desde 1955, ou por meio de correlações empíricas com outras propriedades do solo.

A simulação do material solo com o modelo de Winkler é o que tem sido mais utilizado, mesmo não representando a realidade física do problema de interação estaca-solo, dada a quantidade de trabalhos publicados no estudo de estacas carregadas transversalmente.

2.2.7.2 Curvas p-y

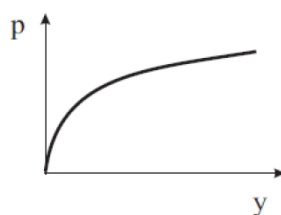
De acordo com Araújo (2013), atualmente existe a tendência do uso das denominadas curvas p-y para projetos de estacas carregadas lateralmente. Essas curvas descrevem a relação não linear entre a resistência do solo atuando contra o fuste da estaca, p, e o deslocamento lateral da estaca, y. O autor lembra ainda a importância de diferenciar o conceito entre a resistência do solo, p, e a capacidade de carga do solo, p_u . A primeira é dada como a força de reação por unidade de

comprimento atuando na estaca até atingir a capacidade de carga do solo; a segunda trata-se da capacidade de carga do solo, dada como o limite máximo da resistência do solo.

As curvas p - y representam de forma mais real o comportamento dos diferentes tipos de solos, e os resultados das análises efetuadas são próximos dos resultados das provas de carga. A dificuldade deste método é o grande tempo exigido para a preparação dos dados de entrada para a realização dos cálculos. Segundo Velloso & Lopes (2002), a plena aplicação deste método nem sempre é justificada e necessária.

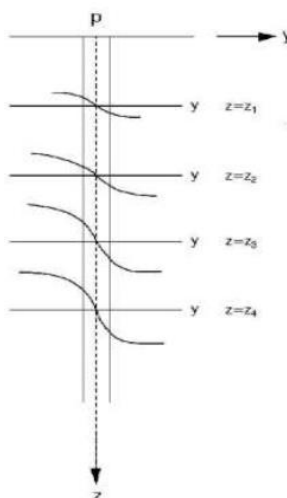
A partir de solicitações laterais na estaca, o comportamento do sistema é representado por uma série de curvas p - y em diferentes posições ao longo do fuste da estaca (Araújo, 2013). A partir das curvas p - y , pode ser estimada a capacidade de carga lateral do sistema solo-estaca.

Figura 20 – Curva p - y para modelar o comportamento não-linear do solo.



Fonte: Santos (2008).

Figura 21 – Curvas p - y para diferentes profundidades para areias e argilas normalmente adensadas.



Fonte: Almeida (2008), *apud* Araújo (2013).

2.2.8 Coeficiente de reação vertical do solo

O coeficiente de reação vertical (k_s) pode ser interpretado como uma rigidez de contato entre a estaca e o solo, sendo definido por Terzaghi (1955) como a razão entre a pressão atuante na área da superfície de contato (pr) e o deslocamento vertical sofrido (w) devido à carga aplicada.

$$k_s = \frac{pr}{w} \quad (\text{Eq. 20})$$

O coeficiente de reação vertical do fuste na profundidade j da estaca i pode ser dado por:

$$\frac{k_{s,estaca\ i}}{\sum_{j=1}^m pr_{fuste\ j,i} + pr_{ponta\ i}} = \frac{k_{s,fuste\ j,i}}{pr_{fuste\ j,i}},$$

Logo: $k_{s,fuste\ j,i} = \frac{k_{s,estaca\ i} pr_{fuste\ j,i}}{\sum_{j=1}^m pr_{fuste\ j,i} + pr_{ponta\ i}} \quad (\text{Eq. 21})$

E, para a ponta da estaca i , temos:

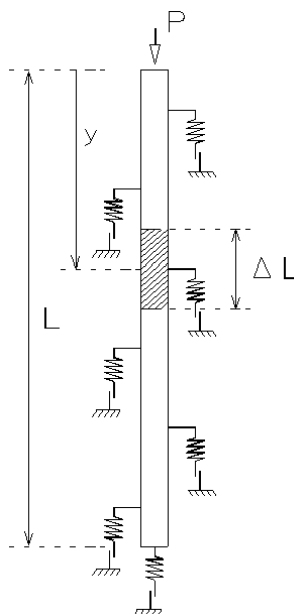
$$k_{s,ponta\ i} = \frac{k_{s,estaca\ i} pr_{ponta\ i}}{\sum_{j=1}^m pr_{fuste\ j,i} + pr_{ponta\ i}},$$

Ou seja: $k_{s,ponta\ i} = \frac{pr_{ponta\ i}}{w} \quad (\text{Eq. 22})$

A somatória dos coeficientes de reações verticais do fuste e da ponta deve resultar no coeficiente de reação vertical da estaca i .

Assim, pode-se entender fisicamente as expressões acima como um conjunto de molas distribuídas no fuste e na ponta da estaca, que representam proporcionalmente as rigidezes do contato estaca-solo. O valor de k_s depende das dimensões da área de reação do solo, bem como das propriedades elásticas do solo, sendo, portanto, uma avaliação com incertezas.

Figura 22 – Coeficientes de reação vertical - Estacas.



Fonte: Manual TQS.

2.2.9 Coeficiente e módulo de reação horizontal do solo

O coeficiente de reação horizontal (k_h) do solo também pode ser entendido como uma rigidez de contato estaca-solo, porém, desta vez, na direção horizontal. De acordo com Terzaghi (1955), este coeficiente é dado pela razão entre a pressão (p_r) e o seu respectivo deslocamento horizontal (y).

$$k_h = \frac{p_r}{y} \quad (\text{Eq. 23})$$

A determinação dos esforços e deslocamentos das estacas sujeitas a carregamentos horizontais e momentos fletores é feita pela teoria de reação horizontal do solo, que é baseada no problema de viga sobre apoio elástico, sendo o solo simulado por molas idênticas e igualmente espaçadas, independentes umas das outras (Cintra, 2002). Porém, diferentemente das vigas, as estacas podem atravessar camadas de solos diversos, e as características elásticas desses solos podem variar sensivelmente com a profundidade.

Para o cálculo da reação horizontal do solo é necessário a conversão da unidade de pressão para carga por unidade de comprimento, conforme ilustra a Figura 23. Sendo assim, surgiu a definição de módulo de reação horizontal do solo, sendo dada

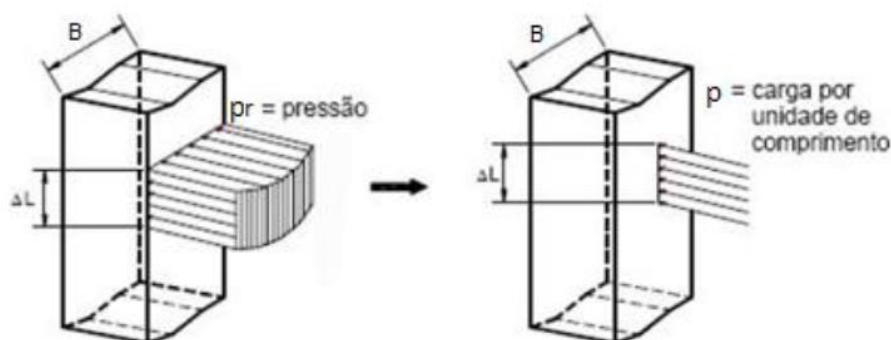
pela razão entre a reação do solo (p), em unidade de força por comprimento, e o respectivo deslocamento (y).

$$K = \frac{p}{y} \quad (\text{Eq. 24})$$

Sendo assim, a pressão deve ser multiplicada pelo diâmetro da estaca (B), ficando a relação entre o coeficiente e o módulo de reação horizontal dada por:

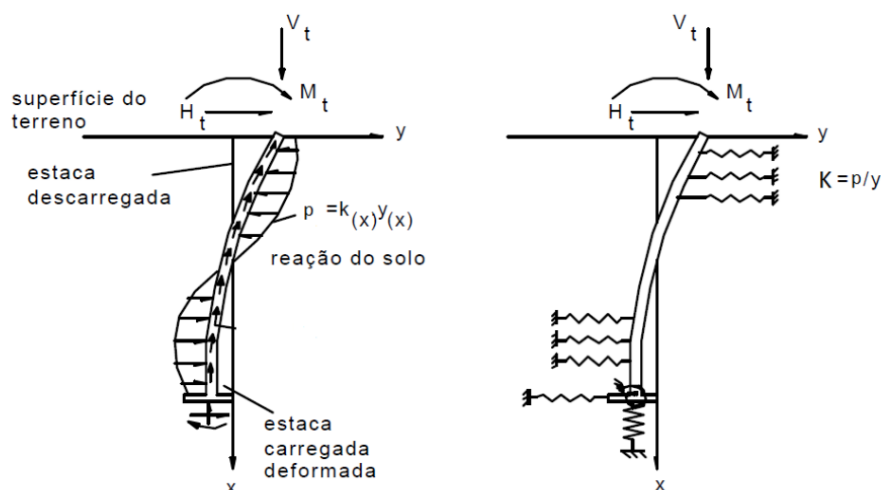
$$K = k_h B \quad (\text{Eq. 25})$$

Figura 23 – Conversão de pressão em carga distribuída.



Fonte: Christan, 2012.

Figura 24 – Discretização do Modelo de Winkler.



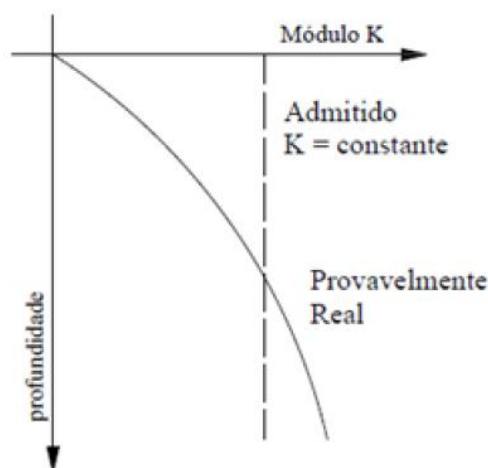
Fonte: Christan, 2012.

O valor de K é de natureza complexa devido à sua variação ao longo da profundidade e da sua determinação experimental. Para a maioria dos autores, seu valor é constante para as argilas pré-adensadas, e variável linearmente para as areias (Cintra, 2002), conforme mostram as Figuras 25 e 26. Assim, para o caso das areias, a variação de K pode ser escrita como:

$$K = n_h z \quad (\text{Eq. 26})$$

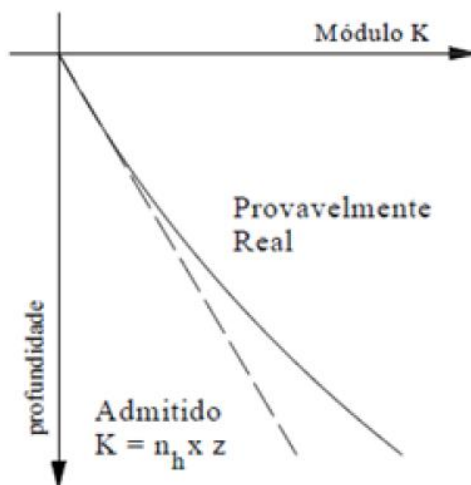
Sendo n_h a constante de reação horizontal do solo, e z a profundidade.

Figura 25 – Solos coesivos pré-adensados.



Fonte: Cintra, 2002.

Figura 26 – Areias, siltes e argilas normalmente adensadas.



Fonte: Cintra, 2002.

A determinação do módulo de reação horizontal do solo pode ser feita através de prova de carga em placa, de correlações empíricas com outros parâmetros do solo e de prova de carga estática lateral em estaca (Araújo, 2013).

Poulos e Davis (1980) criticam a obtenção de K através de provas de carga em placa, uma vez que é preciso proceder uma extrapolação do comportamento de uma placa para o de uma estaca. Segundo os autores, o método mais preciso seria o de provas de carga com carregamento lateral em estaca instrumentada, pois as reações do solo e os deslocamentos ao longo da estaca seriam medidos diretamente no ensaio.

Décourt (1991) sugere as seguintes correlações entre o valor da resistência à penetração medida no ensaio SPT (N) e a constante de reação horizontal, n_h , para areias submersas e secas, respectivamente.

$$n_h = N \quad (\text{MN}/\text{m}^3) \quad (\text{Eq. 27})$$

$$n_h = 1,6 N \quad (\text{MN}/\text{m}^3) \quad (\text{Eq. 28})$$

A Tabela 7 mostra os valores típicos de n_h para areias sugeridos por Décourt (1991).

Tabela 7 – Valores da constante de reação horizontal para areias.

Areia	n_h (kN/m ³)	
	Seca	Saturada
Fofa	2600	1500
Média	8000	5000
Compacta	20000	12500

Fonte: Décourt (1991).

Lopes et al. (1994, apud Araújo 2013) sugerem uma correlação para solo arenoso através do ensaio SPT:

$$n_h \cong \frac{2N}{D} \quad (\text{Eq. 29})$$

Sendo D o diâmetro da estaca.

Terzaghi (1955) apresentou valores estimados de n_h – Tabela 8 – para estacas de 30 cm de diâmetro assentadas em solo arenoso.

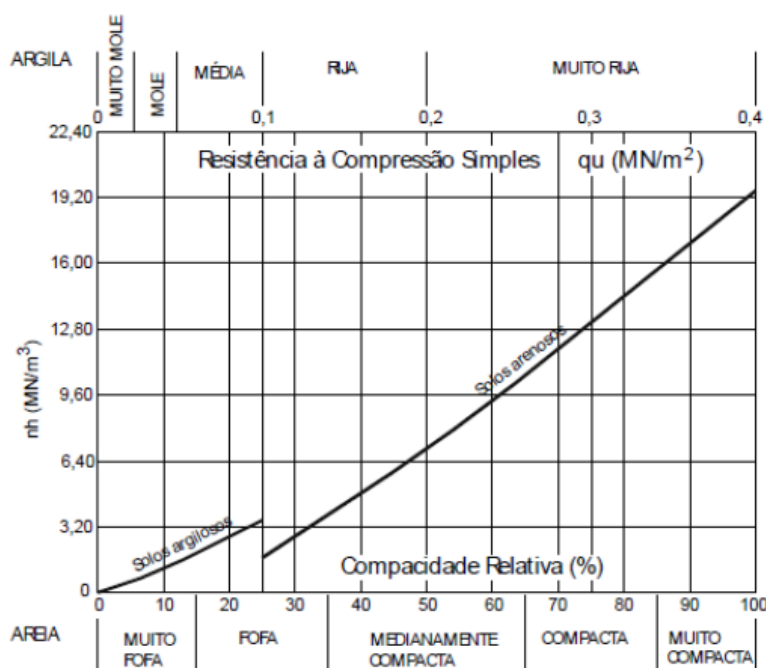
Tabela 8 – Valores da constante de reação horizontal para areias (kN/m^3).

Compacidade Relativa	Areia Seca ou Úmida	Areia Submersa
Fofa	2500	1500
Medianamente Compacta	7000	4500
Compacta	18000	11000

Fonte: Terzaghi (1955).

O ábaco da Figura 27 (Miguel, 1996 apud Araújo, 2013), fornece valores de n_h para areias e argilas moles, em função da compacidade relativa da areia ou da resistência à compressão simples da argila.

Figura 27 – Valores da constante de reação horizontal para areias e argilas moles.



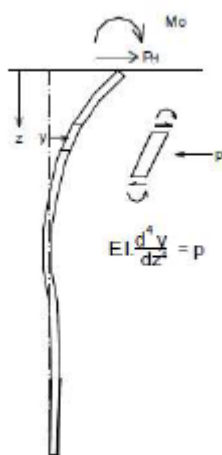
Fonte: Miguel (1996) apud Araújo (2013).

Além dos métodos citados, o módulo de reação horizontal do solo para certo nível de mobilização de resistência pode ser avaliado através da construção de curvas p-y dos resultados de provas de carga e, a partir delas, obter o módulo secante no nível de mobilização esperado ou em níveis de deslocamentos horizontais admissíveis (Araújo, 2013).

2.2.9.1 Equacionamento do problema de estacas carregadas horizontalmente

A equação diferencial de estacas carregadas lateralmente parte do princípio que este comportamento se assemelha ao de uma viga apoiada em base elástica. A Figura 28 ilustra uma estaca com eixo longitudinal coincidindo com o eixo z, lateralmente carregada, com os deslocamentos horizontais no eixo y e EI sendo a rigidez a flexão da estaca.

Figura 28 – Comportamento de uma estaca carregada lateralmente.



Fonte: Cintra (1981).

Os esforços internos e deslocamentos são obtidos através das seguintes equações diferenciais:

$$S = \frac{dy}{dx} \text{ (rotação)} \quad (\text{Eq. 30})$$

$$M = \frac{d^2y}{dx^2} EI \text{ (momento fletor)} \quad (\text{Eq. 31})$$

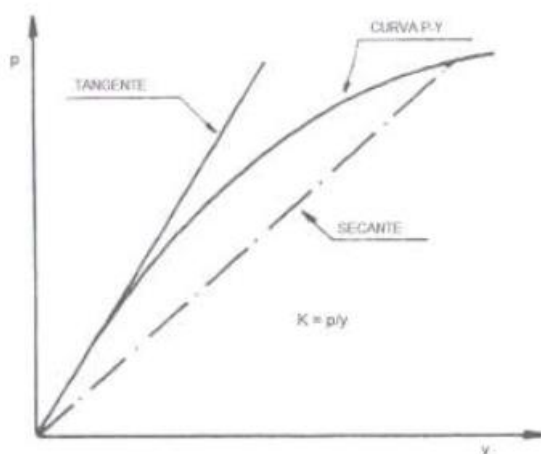
$$Q = \frac{d^3y}{dx^3} EI \text{ (esforço cortante)} \quad (\text{Eq. 32})$$

$$p = \frac{d^4y}{dx^4} EI \text{ (reação do solo sobre a viga)} \quad (\text{Eq. 33})$$

Integrando-se sucessivas vezes a equação diferencial da reação do solo sobre a viga, obtêm-se o esforço cortante, o momento fletor, a rotação e o deslocamento horizontal para qualquer seção.

A resolução desse equacionamento, devido à quantidade de variáveis, torna-se complexa. Por isso, utiliza-se a Hipótese de Winkler, que considera a reação do solo proporcional ao deslocamento horizontal. Assim, por simplificação, o módulo de reação horizontal, K , é a inclinação de uma reta secante, passando pela origem e por algum ponto da curva, como mostra a Figura 29.

Figura 29 – Reação do solo versus deslocamento.



Fonte: Cintra (1981).

Dessa maneira, a equação diferencial do problema incorporando-se a Hipótese de Winkler é dada por:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K_h y = 0 \quad (\text{Eq. 34})$$

2.2.9.2 Classificação das estacas em função do comprimento

Utilizando parâmetros do solo e da estaca, é possível definir uma constante que expressa uma relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca. Dessa forma, pode ser obtido um fator de rigidez relativa estaca-solo, que depende da forma da variação do módulo de reação com a profundidade.

Para o caso de argilas pré-adensadas, considerando valor constante para K com a profundidade, tem-se:

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad (\text{Eq. 35})$$

Sendo:

R – Fator de rigidez estaca-solo [L]

EI – Módulo de rigidez a flexão da estaca [FL²]

K – Módulo de reação horizontal do solo [FL⁻²]

Para o caso de solos granulares e argilas normalmente adensadas, considerando variação linear para o valor de K com a profundidade, tem-se:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (\text{Eq. 36})$$

Sendo:

T – Fator de rigidez estaca-solo [L]

EI – Rigidez flexional da estaca [FL²]

n_h – Constante de reação horizontal do solo [FL⁻³]

Como a rigidez influencia diretamente no comportamento da estaca – uma estaca rígida tem os deslocamentos devidos a uma rotação do corpo rígido, já uma estaca flexível tem os deslocamentos devidos à flexão –, existe uma classificação para se verificar o mecanismo de ruptura das estacas carregadas lateralmente. As estacas são classificadas como rígidas (curtas), ou flexíveis (longas) em função do comprimento adimensional L/T ou L/R. De acordo com Davisson (1970) e Matlock & Reese (1960), temos a classificação apresentada na Tabela 9.

Tabela 9 – Classificação para estacas submetidas a carregamentos laterais em função da rigidez estaca.

Classificação	Condição
Flexível	$L/T \geq 4$ ou $L/R \geq 4$
Intermediária	$2 < L/T < 4$ ou $2 < L/R < 4$
Rígida	$L/T \leq 2$ ou $L/R \leq 2$

Fonte: Davisson (1970).

2.2.9.3 Método de Matlock e Reese

Matlock e Reese (1961) fornecem um método simples, através de coeficientes adimensionais, para calcular o deslocamento horizontal, o momento fletor, o esforço cortante, a rotação e a reação do solo para uma estaca solicitada no topo por uma força horizontal e um momento. Este método considera que o módulo de reação horizontal K varia linearmente com a profundidade, e que a estaca é flexível ($L/T > 4$). Além disso, o método não considera o possível comportamento não linear do sistema estaca – solo. Como explicado por Araújo (2013), a não linearidade é provocada pelo eventual descolamento do solo ao longo da porção superior da estaca e, principalmente, pelo comportamento tensão – deformação não linear do solo.

Neste método, o deslocamento y é dependente dos seguintes parâmetros:

$$y = f(z, T, L, K, EI, H, M)$$

Sendo:

z – Profundidade de uma seção qualquer da estaca [L];

T – Fator de rigidez relativa estaca-solo para solos não coesivos [L];

L – Comprimento da estaca [L];

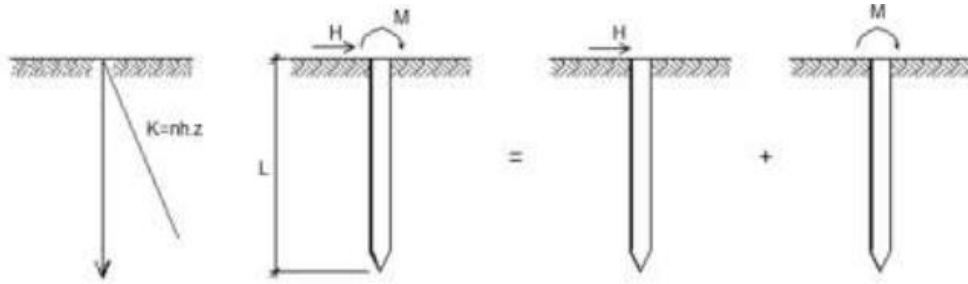
EI – Rigidez a flexão da estaca [FL²];

H – Força horizontal aplicada no topo da estaca [F];

M – Momento aplicado no topo da estaca [FL].

Este método considera válido o Princípio da Superposição de Efeitos, uma vez que os efeitos de H e M podem ser calculados separadamente e depois, sobrepostos.

Figura 30 – Princípio da Superposição dos Efeitos de Matlock e Reese.



Fonte: Cintra (1981).

Assim, se y_h é o deslocamento horizontal devido a força aplicada H e y_M é o deslocamento horizontal devido ao momento M , o deslocamento total é dado por:

$$y_{tot} = y_h + y_M \quad (\text{Eq. 37})$$

Aplicando os princípios da análise dimensional, obtém-se a solução do deslocamento horizontal da estaca a uma profundidade z :

$$y = \frac{HT^3}{EI} C_H^y + \frac{MT^2}{EI} C_M^y \quad (\text{Eq. 38})$$

Em que C_H^y e C_M^y são coeficientes adimensionais para os deslocamentos horizontais na estaca devido à força horizontal e ao momento aplicado, respectivamente; e T é o fator de rigidez relativa estaca-solo.

De maneira análoga, são obtidas as equações para rotação (S), momento fletor (M), esforço cortante (Q) e reação do solo na estaca (P). O símbolo sobrescrito em cada coeficiente adimensional refere-se ao esforço ou deslocamento que se pretende obter.

$$S = S_H + S_M = \frac{HT^2}{EI} C_H^S + \frac{MT}{EI} C_M^S \quad (\text{Eq. 39})$$

$$M = M_H + M_M = HT C_H^M + M C_M^M \quad (\text{Eq. 40})$$

$$Q = Q_H + Q_M = H C_H^Q + \frac{M}{T} C_M^Q \quad (\text{Eq. 41})$$

$$P = P_H + P_M = \frac{H}{T} C_H^P + \frac{M}{T^2} C_M^P \quad (\text{Eq. 42})$$

A Tabela 10 apresenta os coeficientes adimensionais, considerando uma estaca flexível e variação linear do coeficiente de reação horizontal do solo com a profundidade.

Tabela 10 – Classificação para estacas submetidas a carregamentos laterais em função da rigidez estaca.

$Z=z/T$	C_H^y	C_H^s	C_H^M	C_H^Q	C_H^P	C_M^y	C_M^s	C_M^M	C_M^Q	C_M^P
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,935	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,668	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,443	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,039	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

Fonte: Matlock e Reese (1961).

É importante destacar que, utilizando a expressão de Matlock e Reese (1961), Alizadeh e Davisson (1970) chegaram a uma relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo, n_h , e o deslocamento horizontal da estaca na superfície do solo, y_0 . Sabendo-se que o coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal na estaca devido à força lateral é $C_H^y = 2,435$, tem-se:

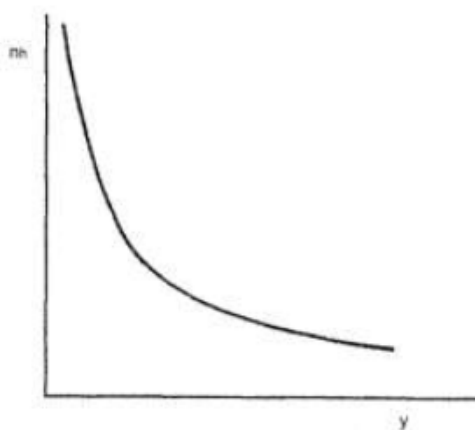
$$y_0 = 2,435H \frac{T^3}{EI} \quad (\text{Eq. 43})$$

Lembrando que $T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$ e substituindo-o na equação, temos o n_h sendo dado por:

$$n_h = \frac{4,42 (H)^{\frac{5}{3}}}{(y_0)^{\frac{5}{3}} (EI)^{\frac{2}{3}}} \quad (\text{Eq. 44})$$

Dessa forma, pode-se determinar o valor de n_h a partir de resultados de provas de carga em estacas submetidas a carregamento lateral, a partir dos valores de y_0 e H . A Figura 31 ilustra o comportamento típico da curva $n_h \times y_0$, na qual observa-se que n_h diminui significativamente com o aumento de y_0 , tendendo à estabilização com a continuidade do deslocamento.

Figura 31 – Relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo e o deslocamento horizontal.



Fonte: Araújo (2013).

2.2.9.4 Determinação do coeficiente de reação horizontal a partir de correlações com as propriedades do solo

- Solos arenosos

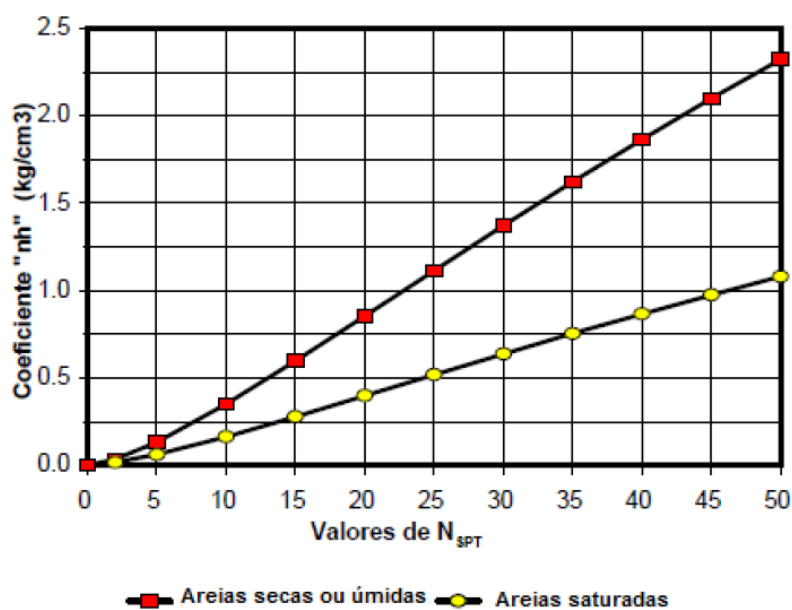
Para estes casos, o módulo de elasticidade do solo (E_s) aumenta com a profundidade, de acordo com a pressão efetiva de confinamento. O valor do coeficiente de reação do solo (k_h) é dado por:

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (\text{Eq. 45})$$

Sendo z a profundidade e B o diâmetro da estaca.

O gráfico abaixo relaciona os valores de n_h com os valores do NSPT, diferenciando-os para areias secas ou úmidas, de areias saturadas.

Figura 32 – Estimativa dos valores de n_h para solos arenosos, em função NSPT.



Fonte: Christan (2012).

As curvas mostradas no gráfico acima podem ser interpretadas da seguinte forma:

Para areias secas e úmidas (kgf/cm³):

$$n_h = \left(\frac{N_{SPT}}{N_{SPT} 0,18 + 22} \right)^{1,5} + 0,08 \quad (\text{Eq. 46})$$

Para areias saturadas (kgf/cm³):

$$n_h = \left(\frac{N_{SPT}}{N_{SPT} 0,36 + 32} \right)^{1,7} + 0,03 \quad (\text{Eq. 47})$$

- Solos coesivos (argilas pré-adensadas)

Para solos coesivos, o módulo de elasticidade do solo (E_s) é constante na profundidade da estaca. O valor do coeficiente de reação do solo (k_h) é dado por:

$$k_h = \frac{E_s}{B} \quad (\text{Eq. 48})$$

A equação abaixo, proposta por Vesic (1961, apud Christan 2012), possibilita relacionar o coeficiente de reação do solo com os parâmetros elásticos do solo (E_s e ν). Esse método foi feito para o caso de uma viga de comprimento infinito apoiada num meio isotrópico, elástico e contínuo.

Analisando o caso de uma estaca suficientemente longa de diâmetro (B) e rigidez à flexão (EI) em um solo homogêneo e isotrópico, definido por um módulo de elasticidade (E_s) e um coeficiente de Poisson (ν), definiu-se a seguinte equação para o coeficiente de reação horizontal (k_h):

$$k_h = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}} \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)} \quad (\text{Eq. 49})$$

Na equação sugerida por Vesic (1961, apud Christan 2012), a consideração da influência do solo está somente em uma parte da estaca. Uma forma simples de corrigir, para considerar a influência do solo em volta de toda a estaca, é considerar aproximadamente igual a duas vezes o valor do coeficiente de reação do solo (Santos, 2008).

2.2.9.5 Araújo (2013)

O autor avaliou o comportamento de estacas escavadas do tipo hélice contínua e estacas cravadas metálicas, executadas em depósitos de areia pura, através de provas de carga estática com carregamento lateral. Dessa forma, foram obtidas curvas carga x deslocamento horizontal do sistema a partir das provas de carga, e

curvas p-y ao longo da profundidade pelos métodos de Reese et al (1974) e American Petroleum Institute (1993).

O autor determinou assim, coeficientes de reação horizontal do solo (n_h) através das provas de carga pelo método de Matlock e Reese (1961); por retroanálise das curvas p-y construídas pelos métodos de Reese et al. (1974) e American Petroleum Institute (1993) e por correlações obtidas através de sondagens SPT realizadas no local.

Os valores de n_h foram obtidos para $y_0 = 6$ e 12 mm, deslocamentos que representam os limites inferior e superior da faixa comumente utilizada para a determinação de n_h . Em complementação, também foi determinado n_h para o deslocamento médio de 9 mm, sendo este valor considerado como representativo para a estaca correspondente nas análises.

Ao final de seu trabalho, concluiu que não houve concordância entre as curvas obtidas por Matlock e Reese (1961) e as teóricas. Os métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) forneceram valores de reação muito inferiores aos obtidos por Matlock e Reese (1961), para um mesmo nível de deslocamento. Para todas as estacas, as curvas p-y teóricas apresentam valores de reação lateral do solo 70% a 90% menores em comparação aos das curvas obtidas por Matlock e Reese (1961).

Toda a parte experimental do seu estudo foi desenvolvida no terreno de uma obra localizado no Bairro de Lagoa Nova da Cidade de Natal – RN, em duas regiões distintas, denominadas Região A e Região B. Foram obtidos valores de n_h variando entre $13,7$ e $52,8$ MN/m³ para a Região A e entre $37,7$ e $105,9$ MN/m³ para a Região B. O estudo de Araújo (2013) é de suma importância para esta pesquisa, uma vez que todos os dados geotécnicos do terreno, além dos valores de n_h obtidos através dos resultados experimentais de provas de carga, foram utilizados no desenvolvimento deste trabalho.

2.2.10 Blocos sobre estacas

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 22.7 conceitua blocos como estruturas que transmitem as estacas e aos tubulões as cargas de fundação, sendo definidos como rígidos ou flexíveis por critério análogo ao de sapatas. De maneira geral, os blocos

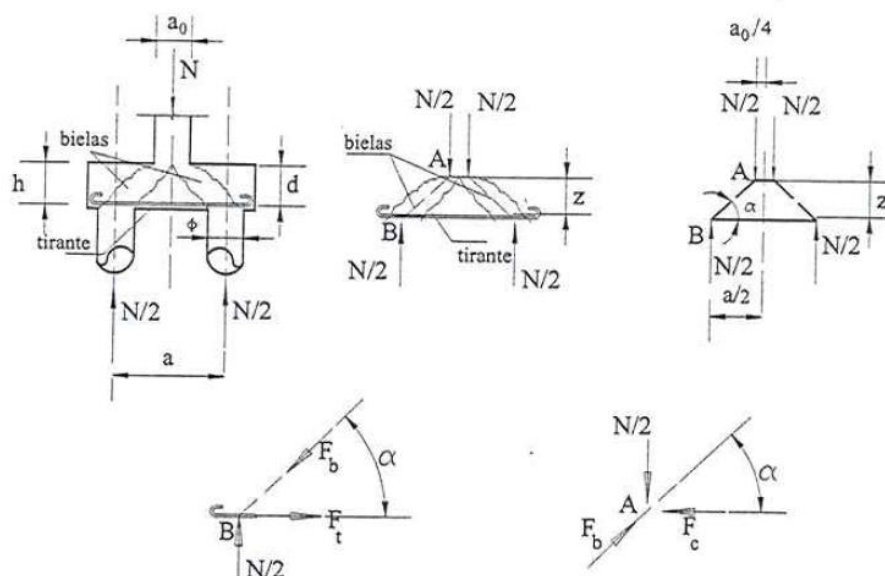
envolvem tanto o pilar como o as estacas respeitando distâncias mínimas entre elas, e visando além de uma boa execução, a adequada transmissão de esforços laterais. A literatura recomenda que a distância entre as estacas moldadas no local, de eixo a eixo, seja de três vezes o seu diâmetro, podendo variar conforme o tipo de execução. Além disso, é recomendável a altura mínima de 30 cm, e que a distância entre as faces da estaca e do bloco seja de no mínimo 10 cm.

Para blocos rígidos de até 6 estacas, é possível admitir que todas recebem a mesma carga. Ainda no item 22.7, a NBR 6118:2014 recomenda que para o cálculo e o dimensionamento de blocos sejam utilizados modelos tridimensionais lineares ou não, e modelos biela-tirante tridimensionais. Para isso, é necessário que os critérios estruturais para blocos rígidos estabelecidos no item 22.7.2.1 sejam respeitados, sendo eles: trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro); forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão; trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

O modelo de bielas e tirantes consiste em admitir que no interior do bloco haja uma treliça espacial constituída de barras tracionadas (tirantes), e barras comprimidas e inclinadas (bielas). É importante destacar que esses conceitos e modelos são baseados em uma série de ensaios. Dos ensaios dos pesquisadores Blévyot e Frémy resultou um processo de cálculo que pode ser entendido como biela-tirante, uma vez que consiste no cálculo das armaduras tracionadas (tirantes) e verificação das tensões nas bielas de compressão, que deve ser feita junto à base do pilar e junto à cabeça da estaca, devendo ser, dessa forma, inferiores a um valor de tensão limite.

A Figura 33 ilustra um esquema de um bloco rígido sobre duas estacas pela teoria de Blévyot e Frémy. O ângulo α deve estar compreendido entre 45° e 55° . Dessa forma, a verificação da tensão nas bielas junto ao pilar (ponto A) e junto à estaca (ponto B), e também o cálculo da armadura principal de tração ocorrem por equilíbrio simples de forças. Para blocos rígidos sobre mais de duas estacas, a mesma teoria é válida.

Figura 33 – Esquema para cálculo de bloco rígido sobre duas estacas pela teoria de Blévyot e Frémy.

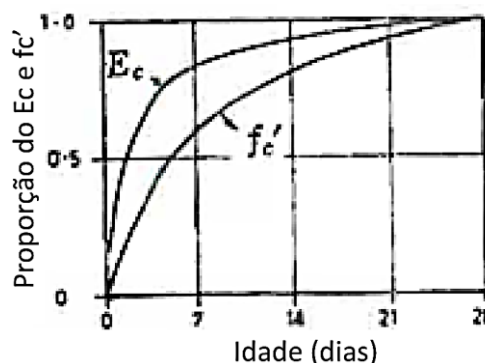


Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013).

2.3 Efeito construtivo

Convencionalmente, a análise das estruturas considera a atuação final das cargas e o concreto com idade de referência para o f_{ck} atingido. Entretanto, as análises considerando as etapas construtivas, ou seja, levando em consideração a evolução das cargas e a idade do concreto, tendem a fornecer resultados consideravelmente diferentes. Os elementos estruturais de concreto armado e alvenaria são submetidos a carregamentos graduais inerentes as etapas de construção antes de serem submetidos a todas as ações referentes a estrutura pronta. Tais carregamentos advêm de ações permanentes como o peso próprio, revestimento e alvenaria, além de peso de operários sobre os pavimentos. Além disso, a retirada do escoramento e consequente aplicação de carga nos elementos em idades iniciais traz a importância de verificação do atendimento não só ao Estado Limite Último, mas também aos Estados Limites de Serviço que podem ser consideravelmente influenciados devido à fissuração e deformação dos elementos em suas idades iniciais. As primeiras discussões a respeito do tema surgiram na década de 60, com as contribuições de Grundy e Kabaila (1963), que apresentaram uma estimativa de como o módulo de elasticidade e a resistência característica do concreto podem variar de acordo com a idade.

Figura 34 – Desenvolvimento de E_c e de f_c' com a idade.



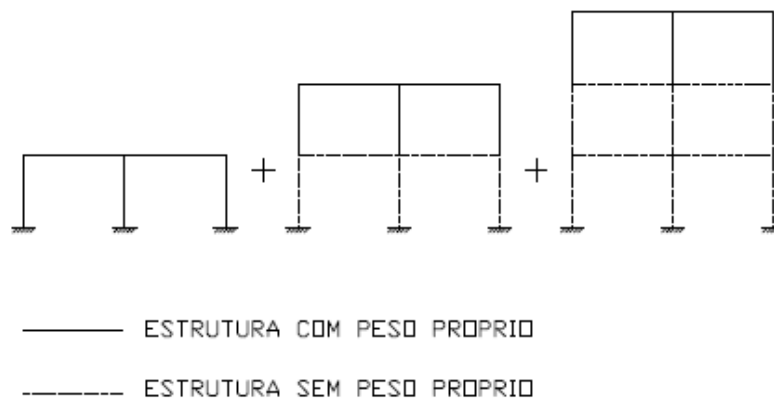
Fonte: Adaptado de Grundy e Kabaila (1963).

Os mecanismos que resultam nestas diferenças são de grande complexidade e envolvem o crescimento da resistência com o tempo, as diferenças entre modelo e situação real nas condições de contorno, o acréscimo de carga gradual e as correções de deformações inerentes ao processo construtivo.

Posteriormente, o método apresentado por Grundy e Kabaila (1963) foi aperfeiçoado por Prado (1999), que modificou algumas das hipóteses adotadas no método. Este autor explica que em projetos de edifícios, normalmente, as tensões nos pilares, provenientes das cargas verticais, e consequentemente as deformações axiais ao nível de cada pavimento são diferenciadas. Sendo assim, a análise convencional da estrutura considerando todo o edifício construído de maneira instantânea acumula nos andares superiores deslocamentos verticais inexistentes. Ao longo da altura da edificação, há um aumento dos deslocamentos diferenciais entre pilares de um mesmo pavimento, os quais atingem valores máximos no topo. Esse efeito leva a valores incorretos de momentos fletores em vigas e lajes ligadas aos pilares.

Prado (1999) explica, ainda, que não é coerente admitir esforços em um elemento que ainda não exista. Ou seja, a ação do peso próprio de um pavimento não pode interferir nos esforços solicitantes de um pavimento superior ainda não construído, como é ilustrado na Figura 35, considerando a superposição de esforços.

Figura 35 – Análise sequencial da estrutura de um edifício.

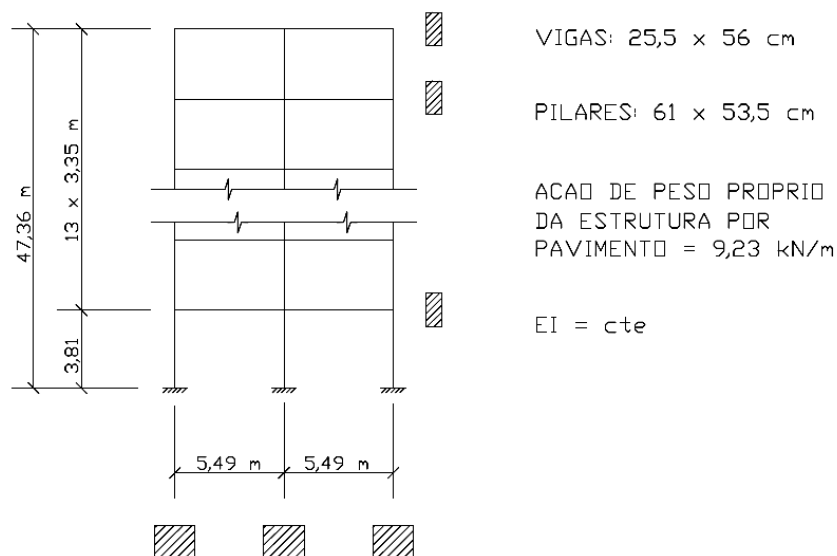


Fonte: Prado (1999).

Entretanto, é correto afirmar que a parcela de deformação lenta ocorrida num determinado pavimento influencia nos esforços solicitantes de um pavimento superior tendo em vista que este já foi construído.

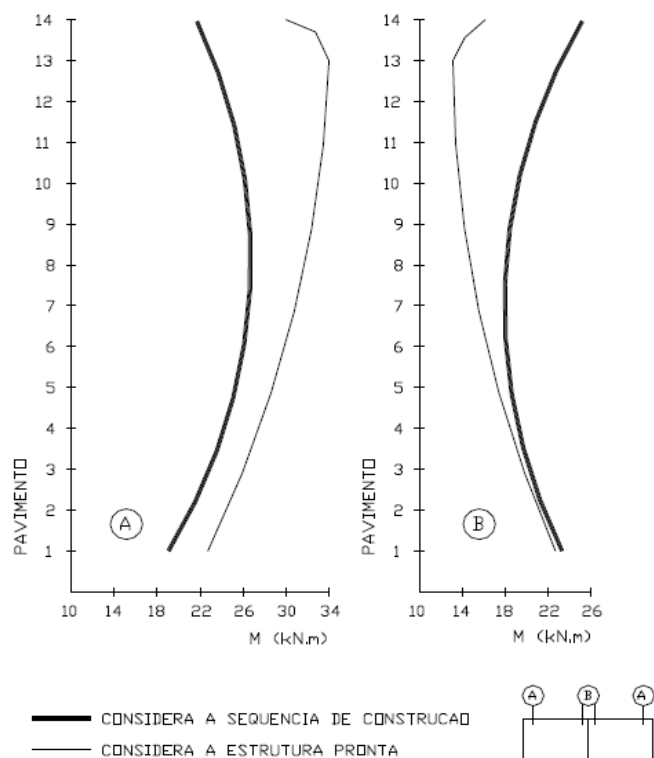
Desse modo, o autor analisou uma estrutura de um pórtico plano com 14 pavimentos, a partir da qual se percebe a diferença na intensidade dos momentos fletores das vigas ao se considerar os efeitos construtivos na análise, especialmente nos pavimentos superiores.

Figura 36 – Pórtico plano modelado por Prado (1999).



Fonte: Prado (1999).

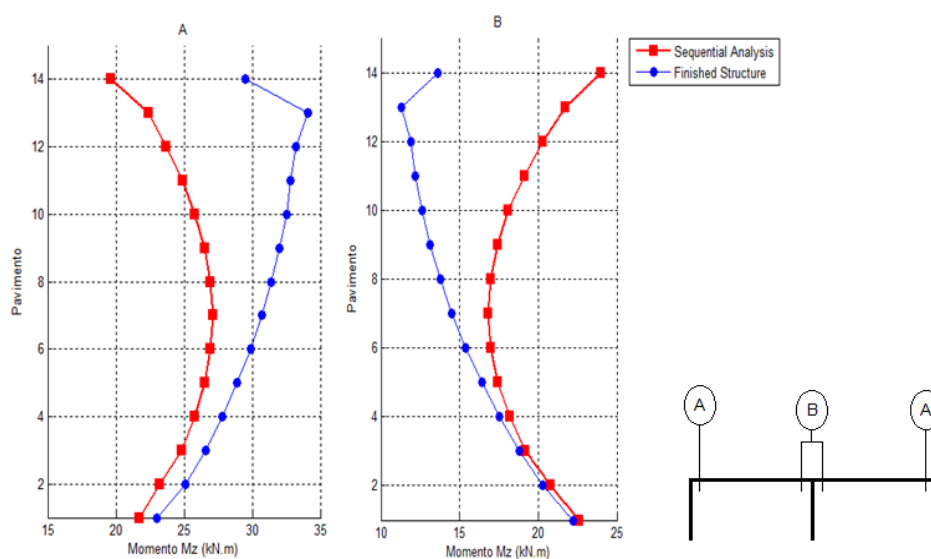
Figura 37 – Momentos fletores nas vigas do pórtico modelado por Prado (1999).



Fonte: Prado (1999).

Alguns softwares de análise estrutural consagrados realizam estas análises, além das convencionais. Santos (2016) confirmou por meio do software DIANA® os resultados de Prado (1999):

Figura 38 – Verificação dos resultados obtidos por Prado (1999).

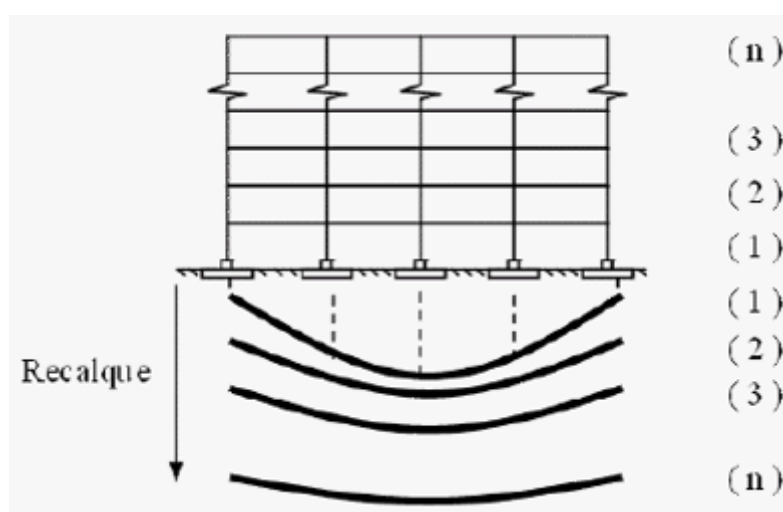


Fonte: Santos (2016).

É importante enfatizar que uma das dificuldades encontradas para este tipo de análise, é determinar as ações horizontais ao longo dos estágios de construção. Para isso, seria necessário que a cada estágio de construção admitido, o valor do fator S_2 , que leva em consideração a altura sobre o terreno, utilizado para determinação da velocidade característica do vento (V_k), fosse modificado, assim como os coeficientes de arrasto nas duas direções de análise, uma vez que há o aumento gradativo da altura da edificação. Assim, para cada novo pavimento considerado na análise, novas forças de vento em todo o edifício devem ser modificadas. Santos (2016) comenta que a natureza accidental do vento promove complexidade no método de consideração das ações horizontais no modelo. Em seu trabalho, o autor – que não considerou a ação do vento – verificou que em termos de reações verticais nos pilares, os valores tendem a ser menores considerando a análise sequencial; já em relação aos esforços normais na alvenaria, a análise do efeito construtivo apresenta influência significativa apenas no primeiro pavimento.

De acordo com Gusmão e Gusmão Filho (1994), durante o processo de construção, ao passo que os pavimentos vão sendo incorporados, há uma tendência à uniformização dos recalques, tendo em vista o aumento da rigidez da estrutura, conforme ilustra a Figura 39.

Figura 39 – Efeito da sequência construtiva na evolução dos recalques.



Fonte: Gusmão e Gusmão Filho (1994).

2.3.1 Propriedades mecânicas do concreto com a evolução da idade

A variação das propriedades mecânicas do concreto também interfere na análise estrutural em que se considera o sequenciamento da construção. A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 12.3.3 prescreve acerca da resistência à compressão do concreto a ser adotada em data inferior aos 28 dias ($j < 28$ dias):

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Eq. 50})$$

Sendo β_1 a relação entre $\frac{f_{ckj}}{f_{ck}}$ dada por:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (\text{Eq. 51})$$

Sendo:

$S = 0,38$ para concreto de cimento CPM e IV;

$S = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$S = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t = idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Em seu item 8.2.8, a ABNT NBR 6118:2014 prescreve que a deformação elástica do concreto depende da composição de seu traço, especialmente, da natureza dos agregados. Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante E_{cs} . Em idade inferior a 28 dias, pode-se avaliar o módulo de elasticidade inicial pela expressão a seguir, substituindo f_{ck} por f_{cj} .

Para os concretos com f_{ck} de 20 MPa a 45 MPa:

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (\text{Eq. 52})$$

Em que $E_{ci}(t)$ é a estimativa do módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 dias e 28 dias; e $f_c(t)$ é a resistência à compressão do concreto na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade, em (MPa).

Para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa, quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial por:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq. 53})$$

Em que:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto de diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

O módulo de deformação secante pode ser obtido segundo a expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (\text{Eq. 54})$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (\text{Eq. 55})$$

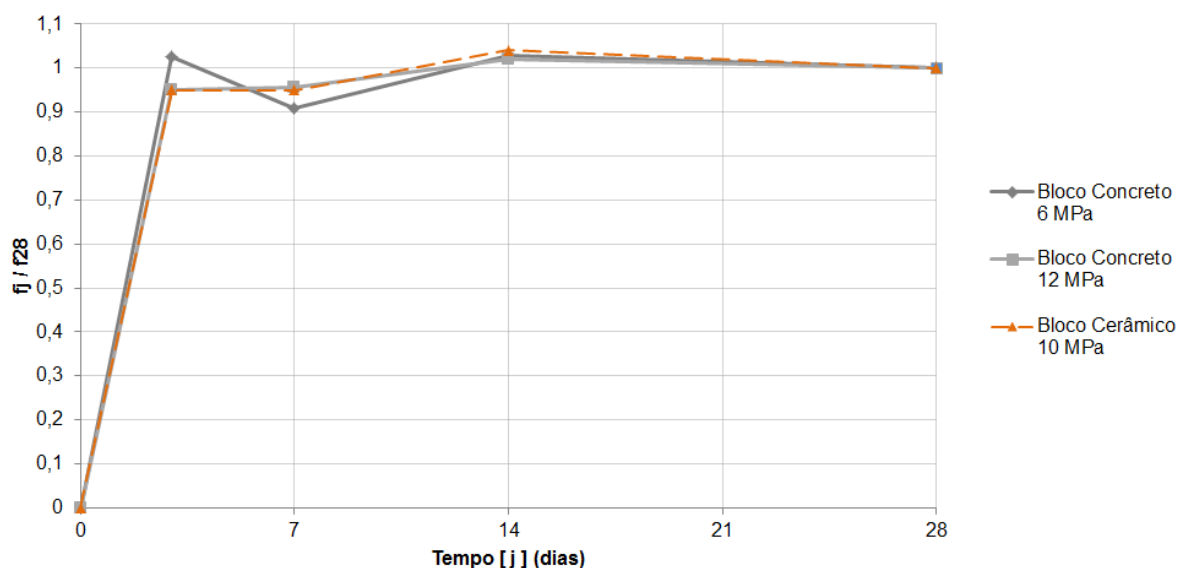
Além disso, o item 8.2.9 da mesma norma prescreve que “para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2 e o módulo de elasticidade transversal G_c igual a $E_{cs}/2,4$.”

2.3.2 Propriedades mecânicas da alvenaria com a evolução da idade

Para painéis de alvenaria estrutural, ao contrário das estruturas em concreto, a variação das propriedades mecânicas com a idade pode ser desprezada, a depender da análise. Parsekian & Franco (2006) realizaram ensaios de prismas de três blocos para várias idades com blocos de concreto e cerâmico, e constataram que para idades maiores que três dias, os prismas apresentam resistências praticamente idênticas às resistências características. Assim, pode-se dizer que $f_{pj} \approx f_{p28}$ ($j > 3$ dias).

Fortes et al. (2015) realizaram estudo semelhante com blocos de 16 a 30 MPa, rompendo prismas de dois blocos sob compressão simples. Os resultados indicaram que, em geral, não há crescimento significativo de resistência entre 14 e 28 dias de idade do corpo de prova.

Figura 40 – Evolução da resistência de prisma com o tempo.



Fonte: Adaptado de Parsekian & Franco (2006).

CAPÍTULO 3

Modelos de análise

Esta pesquisa propôs-se a estudar os efeitos da interação solo-estrutura e da sequência construtiva mediante modelagem computacional de dois edifícios: um de geometria quadrada (edifício 1) e outro de geometria alongada (edifício 2), conforme prática construtiva brasileira de edifícios em alvenaria estrutural, ambos sobre estrutura de transição em concreto armado. Para efeito de análises preliminares e definição de parâmetros de modelagem, foram desenvolvidos modelos planos de 3 paredes do edifício 1. Posteriormente, foram modelados os edifícios 1 e 2 tridimensionalmente, com 21 e 20 pavimentos de alvenaria, respectivamente. Desse modo, foi possível também realizar uma análise comparativa entre a modelagem plana e tridimensional, uma vez que, para o edifício 1, foram analisadas também as mesmas paredes já modeladas na forma 2D.

Todos os modelos e consequentes análises foram divididos em 4 etapas: edifício sobre apoios rígidos e aplicação de ações instantâneas, ou seja, modelo clássico conforme prática usual em projetos estruturais; discretização das fundações para consideração da ISE, mas ainda com aplicação de ações instantâneas; estrutura sobre apoios rígidos, com análise do efeito construtivo apenas; e, por fim, modelo mais refinado, que considera tanto a ISE com fundações discretizadas, como a análise de ações evolutivas provenientes da construção. A apresentação de cada modelo ocorrerá no decorrer das análises.

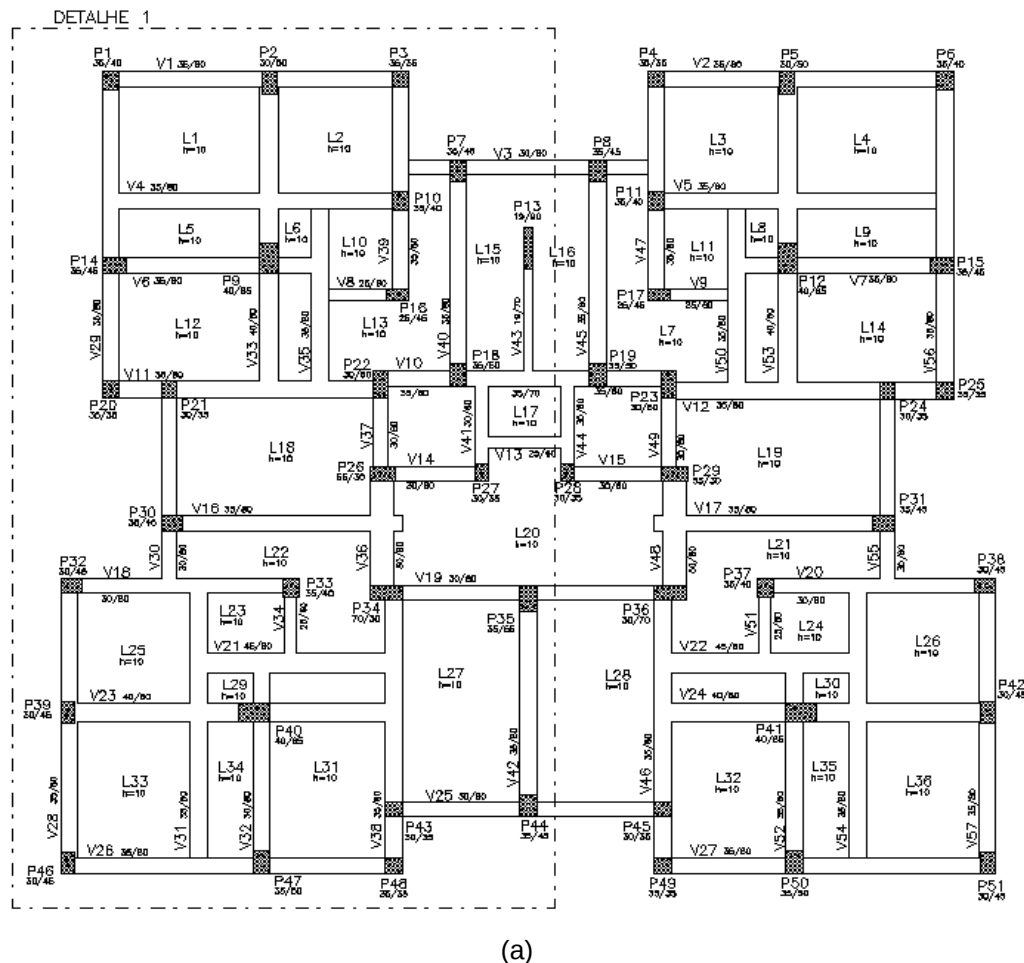
3.1 Apresentação dos edifícios exemplos

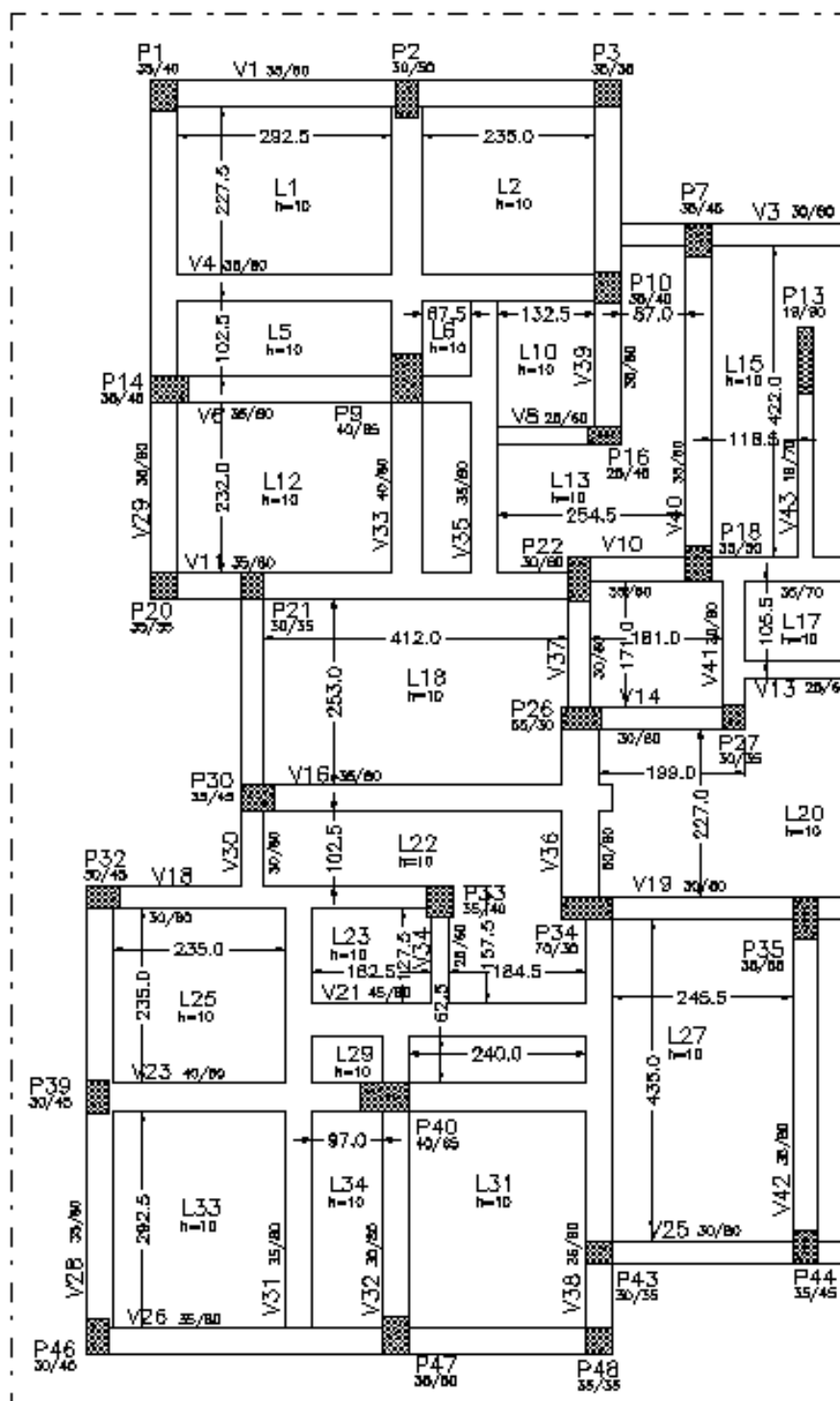
A seguir, serão apresentados para os dois edifícios exemplos: planta de fôrmas da estrutura de transição, primeira fiada de alvenaria (com destaque das paredes adotadas nas análises), planta de fundações e discretização no SAP2000. O critério de escolha das paredes a serem analisadas se deu em função da existência de

aberturas variadas, de vigas de transição com mais de um vão, da intensidade das cargas verticais atuantes nas paredes, da importância da parede para o sistema de contraventamento do edifício, e das condições de apoio das vigas. As estacas das fundações dos edifícios são do tipo hélice contínua, e foram dimensionadas com base nas reações dos apoios obtidas pelo modelo clássico de referência (apoios rígidos e ações instantâneas). É importante destacar que para este dimensionamento, as normais nos pilares – e consequentes cargas das fundações – foram divididas por intervalos de valores. Foi considerado o método de Aoki-Velloso para o cálculo da capacidade de carga, o método de Cintra e Aoki para o cálculo dos recalques, e o método de Blévyot e Frémy para o dimensionamento dos blocos. Vale ressaltar que o escopo da pesquisa estará restrito a análise estrutural e, portanto, não será tratado o dimensionamento dos elementos detalhadamente.

3.1.1 Edifício exemplo 1

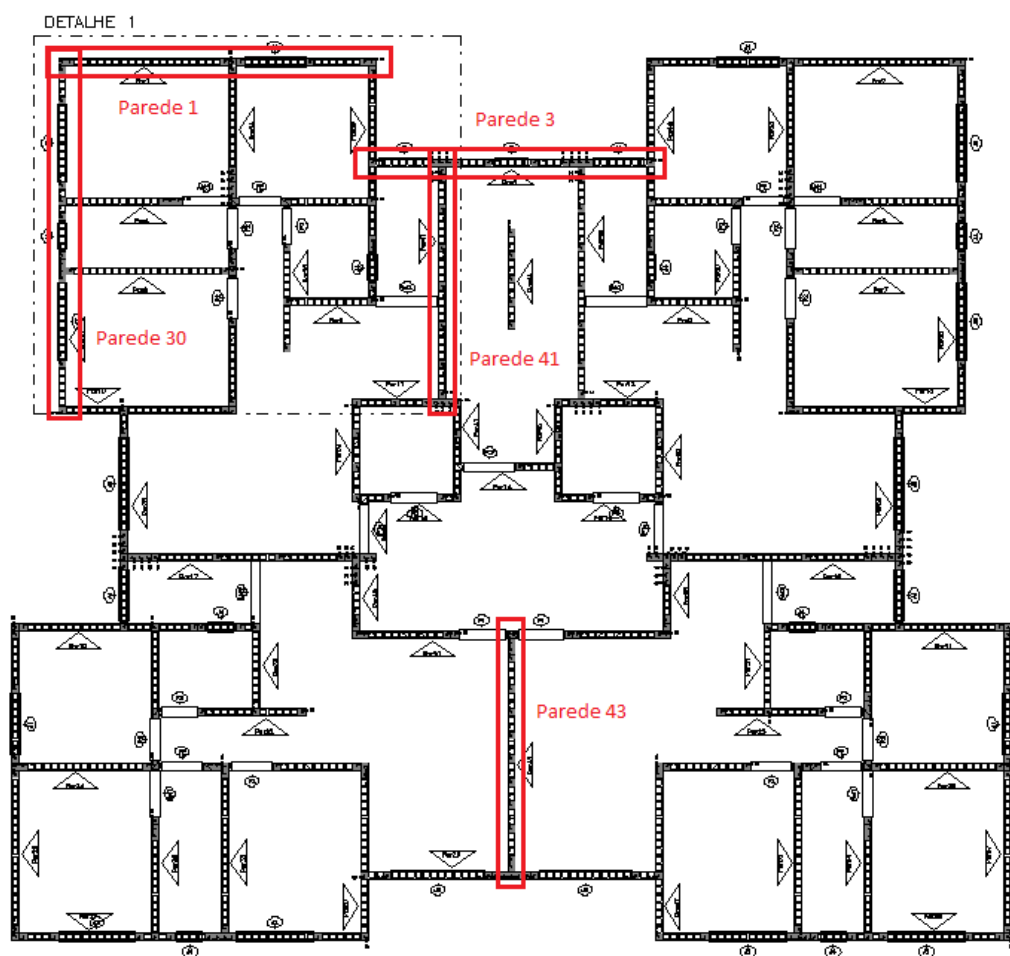
Figura 41 – (a) Planta de fôrmas da estrutura de transição em concreto armado do Edifício 1; (b) Detalhe 1.



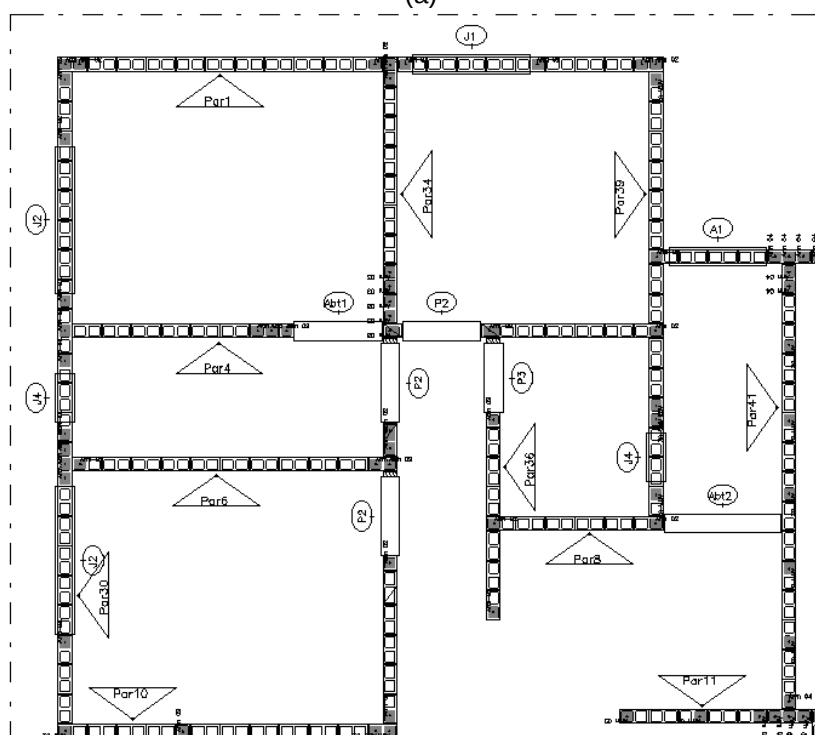


Fonte: Autor (2019).

Figura 42 – (a) Primeira fiada de alvenaria do Edifício 1; (b) Detalhe 1.



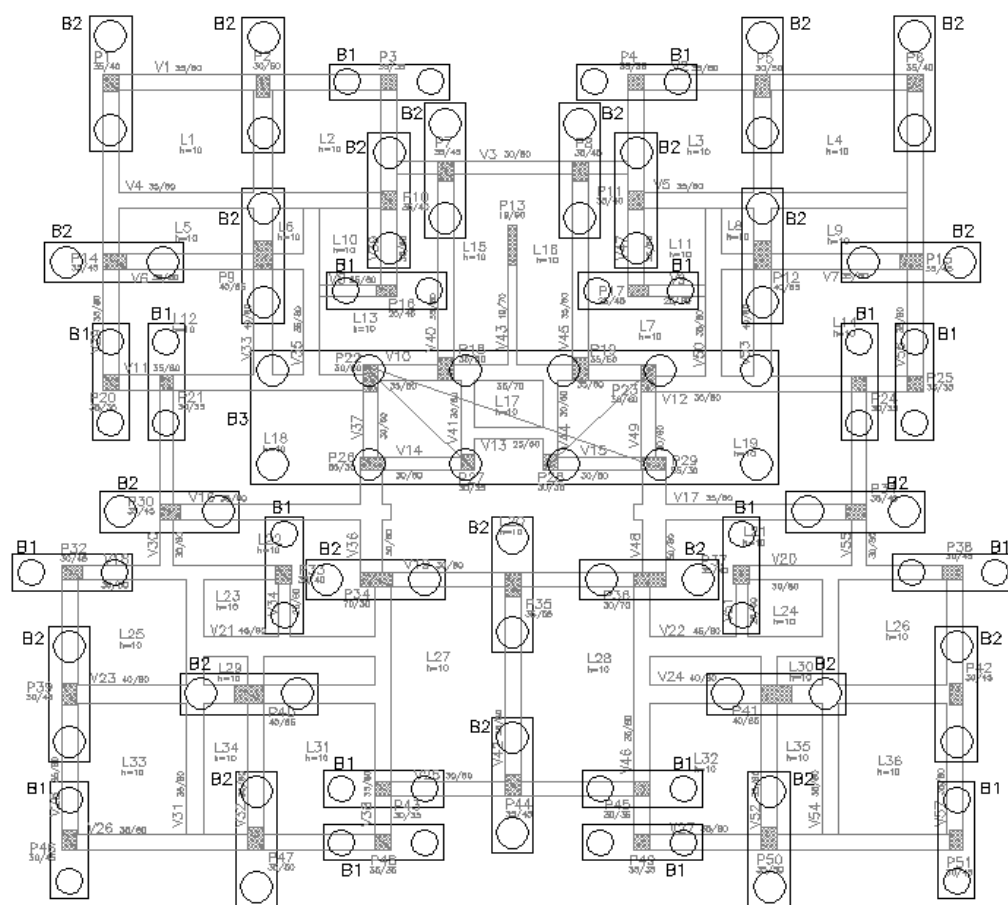
(a)



(b)

Fonte: Autor (2019).

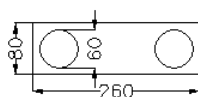
Figura 43 – Fundações do Edifício 1: (a) Planta baixa; (b) Detalhes dos blocos e estacas por intervalos de carga.



(a)

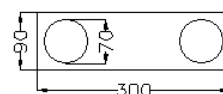
BLOCO 1 – B1

Dimensões do bloco: 260x80x100 (cm)
Faixa de carga: 1500 a 2100 kN
Fundação: 2 estacas, d=60cm L=10m



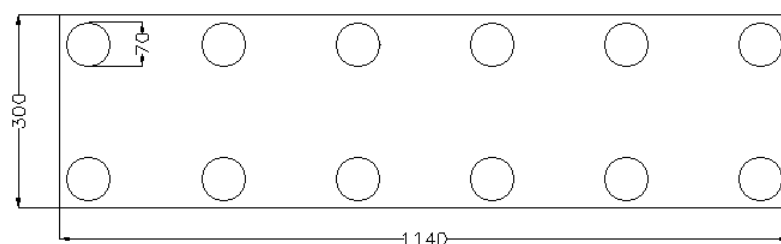
BLOCO 2 – B2

Dimensões do bloco: 300x90x150 (cm)
Faixa de carga: 2100 a 2900 kN
Fundação: 2 estacas, d=70cm L=11m
Faixa de carga: 2900 a 3900 kN
Fundação: 2 estacas d=70cm L=15m



BLOCO 3 – B3

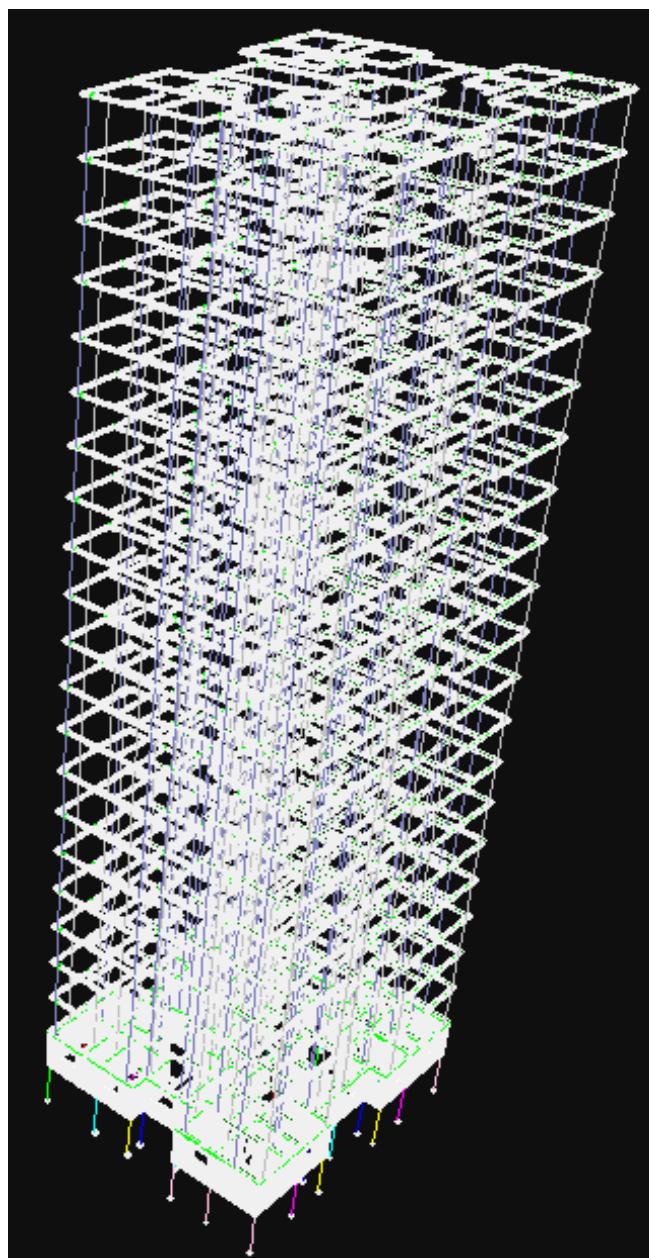
Dimensões do bloco: 1140x300x250 (cm)
Carga: 23600 kN (8 pilares)
Fundação: 12 estacas, d=70cm L=15m



(b)

Fonte: Autor (2019).

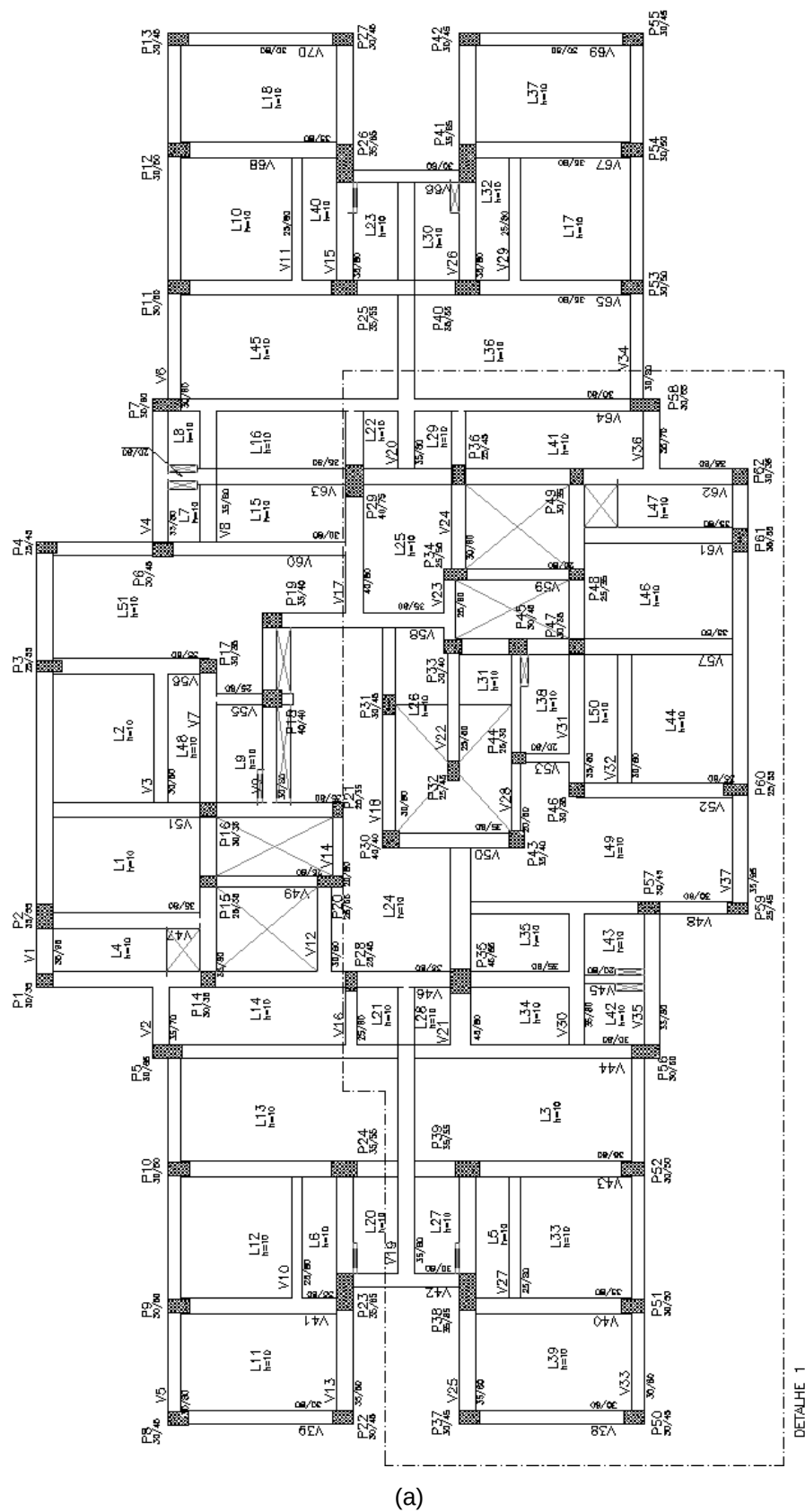
Figura 44 – Edifício 1 discretizado no SAP2000 (modelo com apoios rígidos).

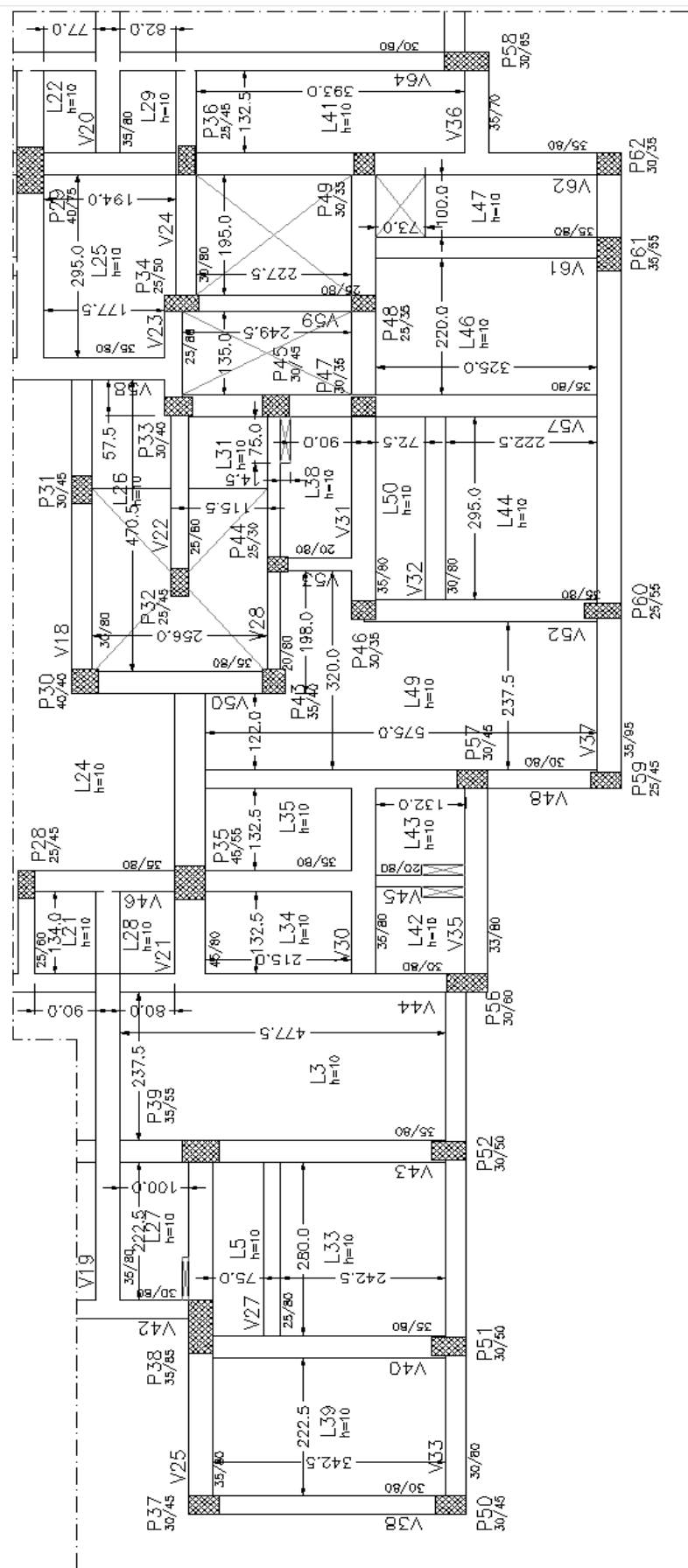


Fonte: Autor (2019).

3.1.2 Edifício exemplo 2

Figura 45 – (a) Planta de fôrmas da estrutura de transição em concreto armado do Edifício 2; (b) Detalhe 1.

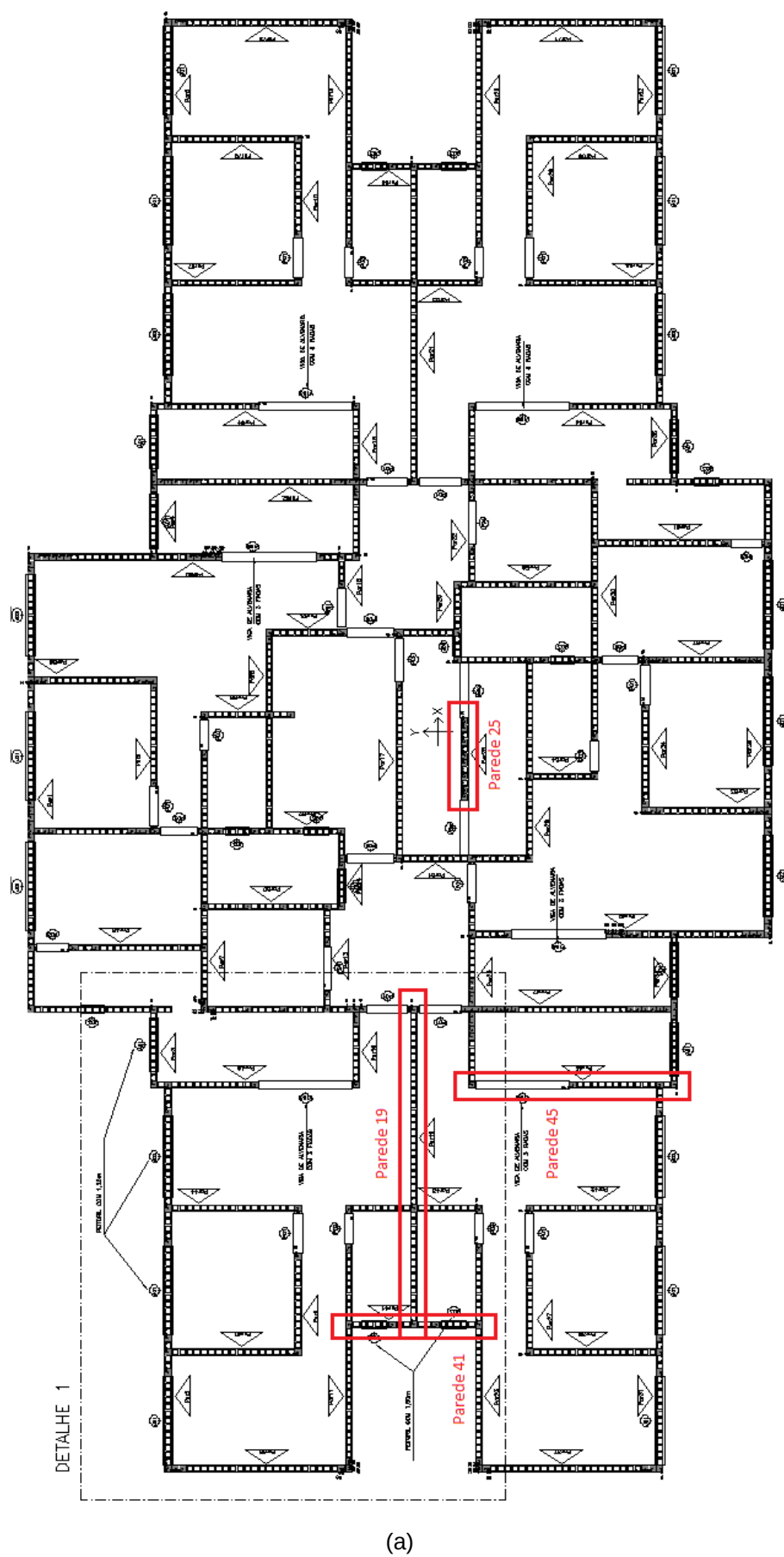


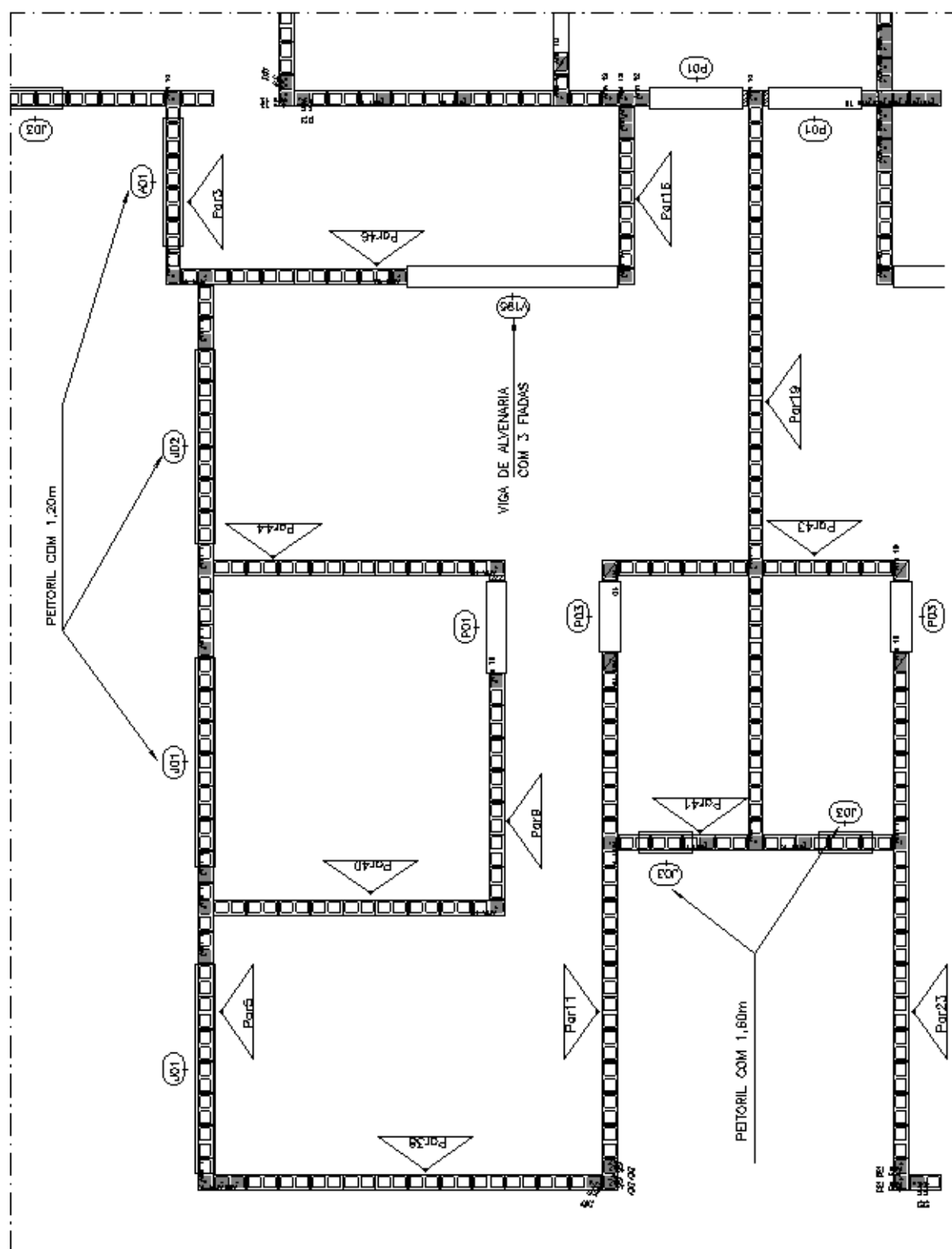


(b)

Fonte: Autor (2019).

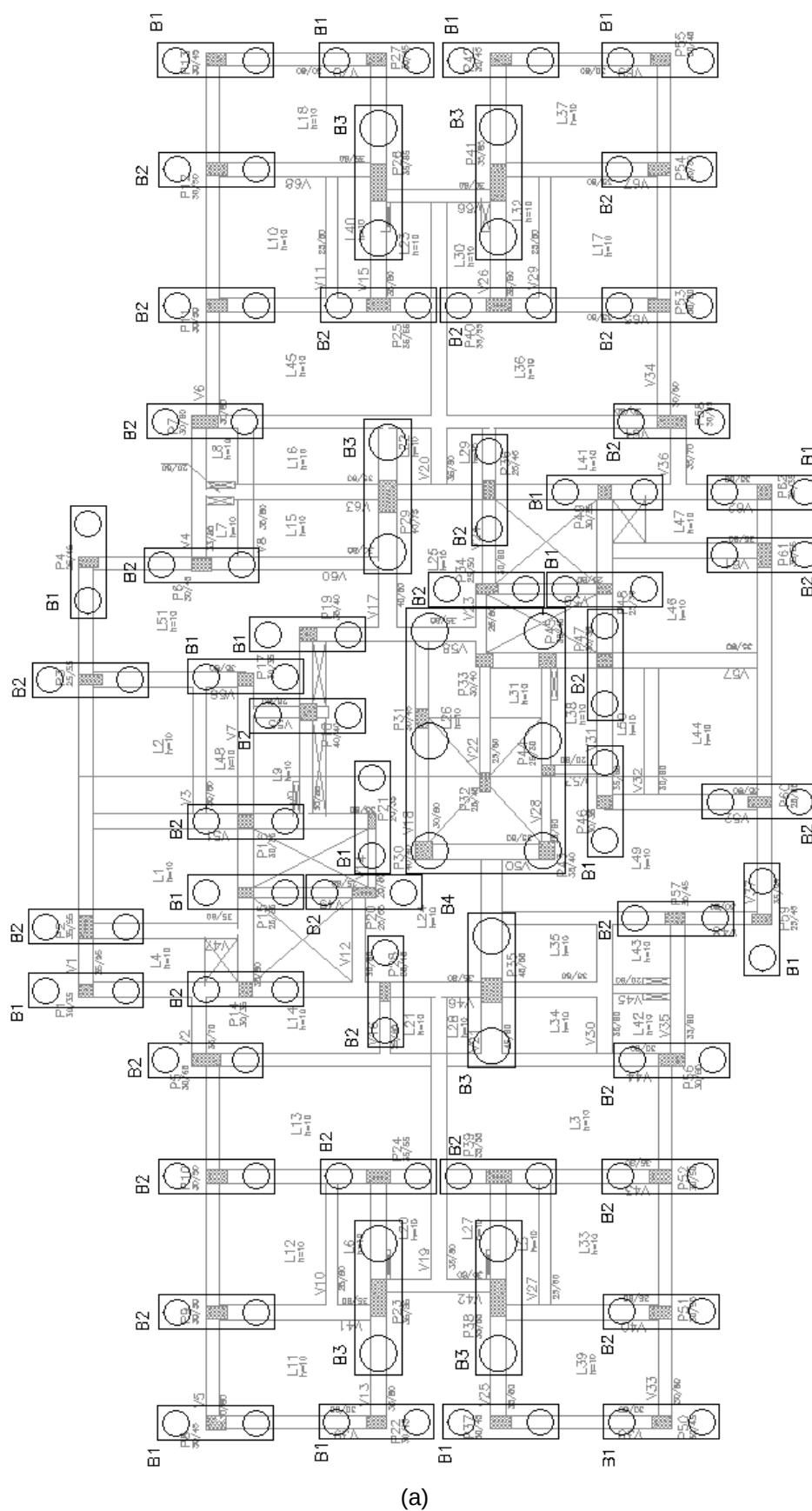
Figura 46 – (a) Primeira fiada de alvenaria do Edifício 2; (b) Detalhe 1.



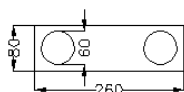


(b)
Fonte: Autor (2019).

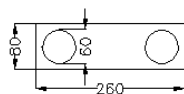
Figura 47 – Fundações do Edifício 2: (a) Planta baixa; (b) Detalhes dos blocos e estacas por intervalos de carga.



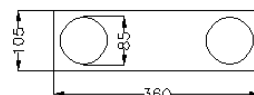
BLOCO 1 – B1
 Dimensões do bloco: 260x80x100 (cm)
 Faixa de carga: 1500 a 2100 kN
 Fundação: 2 estacas, d=60cm L=10m
 Faixa de carga: 2100 a 2500 kN
 Fundação: 2 estacas, d=60cm L=12m



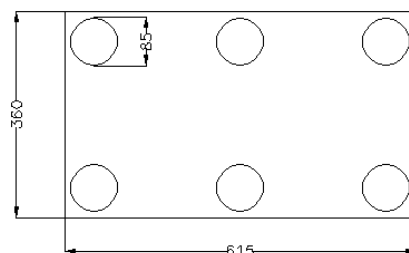
BLOCO 2 – B2
 Dimensões do bloco: 260x80x130 (cm)
 Faixa de carga: 2500 a 3100 kN
 Fundação: 2 estacas, d=60cm L=15m



BLOCO 3 – B3
 Dimensões do bloco: 360x105x200 (cm)
 Faixa de carga: 4500 a 5800 kN
 Fundação: 2 estacas, d=85cm L=15m



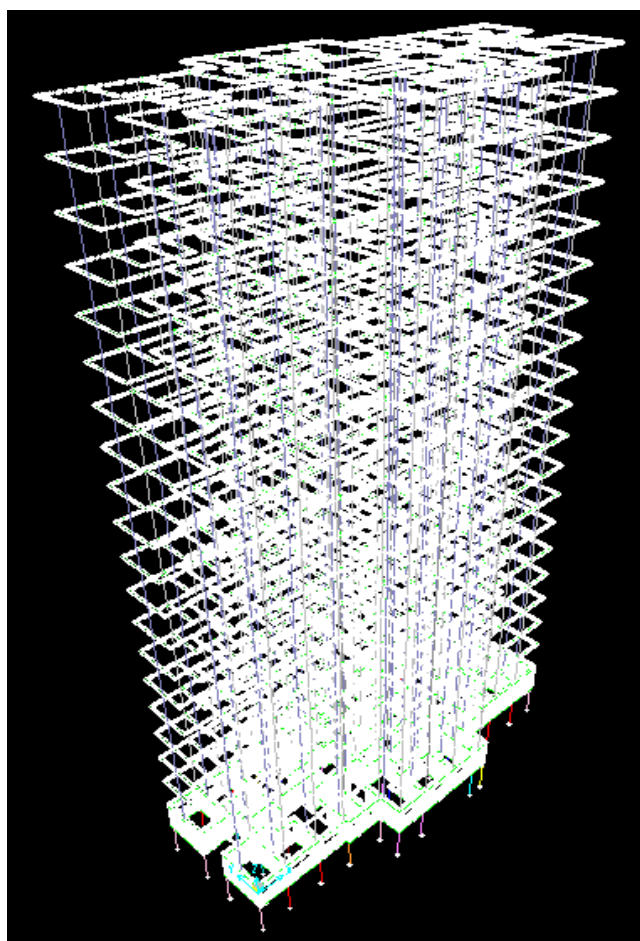
BLOCO 4 – B4
 Dimensões do bloco: 615x360x300 (cm)
 Carga: 17900 kN (7 pilares)
 Fundação: 6 estacas, d=85cm L=15m



(b)

Fonte: Autor (2019).

Figura 48 – Edifício 2 discretizado no SAP2000 (modelo com apoios rígidos).



Fonte: Autor (2019).

3.2 Descrição do modelo computacional

Todos os modelos computacionais desta pesquisa foram desenvolvidos utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, com o programa computacional SAP2000 v.14.0.0. O primeiro pavimento de alvenaria e a estrutura de transição em concreto armado foram discretizados utilizando-se o modelo de pórtico equivalente desenvolvido por Nascimento Neto et al (2014), aqui renomeado para modelo de barras equivalentes; os demais pavimentos em alvenaria dos edifícios utilizaram-se do modelo de pórtico tridimensional apresentado em Nascimento Neto (1999), no intuito de reduzir o esforço e tempo computacional.

Desse modo, todos os elementos dos modelos utilizaram-se do elemento finito tipo barra, inclusive as fundações em estacas, quando discretizadas. Os elementos de barra (frame) possuem 2 nós, com 6 graus de liberdade em cada nó, transmitindo assim 3 deslocamentos e 3 rotações, um em cada eixo de referência. Estes nós, além de limitarem o início e o fim dos elementos de barra, recebem os apoios elásticos (molas de Winkler) nas três direções do sistema de coordenadas locais, representando, portanto, a reação do solo na estaca. Mais informações sobre os elementos de barra do software podem ser vistas no Anexo A.

3.2.1 Propriedades dos materiais e dos elementos

Para o modelo de barras equivalentes utilizado no primeiro pavimento e estrutura de transição foi utilizada a malha ótima proposta por Medeiros (2015). A discretização consistiu na disposição de barras verticais espaçadas a cada 15 cm e barras horizontais a cada 20 cm, com seções transversais de 14 x 15 cm² e 14 x 20 cm², respectivamente. Todos os painéis possuem 14 fiadas (2,80 m) compostas por blocos de modulação M15 (14x29x19 cm) contendo cintas de respaldo, vergas e contravergas. Para a viga de suporte, foram utilizados elementos de barra com comprimento igual a 15 cm para cada trecho, e altura variável de acordo com o projeto. O pilotis possui altura de 3,2 m nos dois edifícios, sendo, por tanto, a altura dos pilares da estrutura de transição.

No caso do pavimento pilotis e do primeiro de alvenaria estrutural, os módulos de deformação longitudinal e transversal do concreto e da alvenaria foram determinados

com base nas prescrições da NBR 6118:2014 e NBR 15961-1:2011, para um concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e blocos de concreto com $f_{bk} = 22$ MPa. Além disso, foi adotada uma relação entre as resistências características à compressão simples do prisma e do bloco (f_{pk}/f_{bk}) igual a 65% e uma relação entre as resistências de prisma grauteado e prisma oco igual a 1,85. É importante destacar que foi utilizada a proposta de revisão da norma de alvenaria, que define o cálculo do módulo de deformação longitudinal através das seguintes equações:

$$E_g = 800f_{pk} \text{ (para } f_{bk} \leq 16\text{MPa)} \quad (\text{Eq. 56})$$

$$E_g = 650f_{pk} \text{ (para } f_{bk} > 16\text{MPa)} \quad (\text{Eq. 57})$$

Para os demais pavimentos de alvenaria, discretizados com o modelo de pórtico tridimensional descrito por Nascimento Neto (1999), o módulo de deformação longitudinal seguiu a evolução dos valores de f_{pk} para cada pavimento na definição das propriedades das barras flexíveis, conforme apresenta a Tabela 12. Já para as barras rígidas, foram atribuídas as mesmas propriedades da alvenaria grauteada do 1º pavimento.

Seguindo a recomendação da NBR 6118:2014, item 15.7.3, para a análise não linear dos efeitos de 2º ordem, deve-se considerar a não linearidade física dos materiais de maneira aproximada, reduzindo a rigidez dos elementos estruturais segundo a equação 58 para vigas, e 59 para pilares e paredes:

$$(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c \text{ (para } A_s' \neq A_s) \quad (\text{Eq. 58})$$

$$(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c \quad (\text{Eq. 59})$$

A Tabela 11 resume as propriedades dos materiais para a estrutura de transição em concreto armado e o primeiro pavimento em alvenaria, discretizados segundo o modelo de barras equivalentes.

Tabela 11 – Propriedades dos materiais: modelo de barras equivalentes (1º pavimento e transição).

Material	Peso específico (kN/m ³)	Módulo de deformação	
		Longitudinal (MPa)	Transversal (MPa)
Concreto (vigas)	25	9660	4025
Concreto (pilares)	25	19320	8050
Alvenaria não-grauteada	14	9295	4648
Alvenaria grauteada	22	17196	8598

Fonte: Autor (2019).

Tabela 12 – Módulo de deformação longitudinal das barras flexíveis por pavimento.

Pavimento	Edifício 1		Edifício 2	
	f_{pk} (MPa)	Módulo de deformação longitudinal E_g (MPa)	f_{pk} (MPa)	Módulo de deformação longitudinal E_g (MPa)
2	14.3	7436	14.3	7436
3	14.3	7436	14.3	7436
4	13.0	6760	13.0	6760
5	13.0	6760	13.0	6760
6	13.0	6760	13.0	6760
7	11.7	6084	11.7	6084
8	11.7	6084	11.7	6084
9	10.4	6656	10.4	6656
10	10.4	6656	10.4	6656
11	9.1	5824	9.1	5824
12	9.1	5824	9.1	5824
13	7.8	4992	7.5	4800
14	7.8	4992	7.5	4800
15	6.5	4160	8.0	5120
16	6.5	4160	8.0	5120
17	5.2	3328	6.4	4096
18	5.2	3328	6.4	4096
19	3.9	2496	4.8	3072
20	3.9	2496	4.8	3072
21	2.6	1664	-	-

Fonte: Autor (2019).

3.2.1.1 Considerações sobre o efeito construtivo

Nas análises sequenciais com estágios construtivos, o comportamento do concreto segue as especificações normativas apresentadas no item 2.3.1; já para a alvenaria estrutural, a evolução da resistência com o passar do tempo é desprezada, devido ao comportamento explicado no item 2.3.2.

A sequência construtiva foi introduzida utilizando o módulo de análise não-linear por estágio construtivo do programa SAP2000 v.14.0.0. Cada estágio de carregamento está associado a construção de um novo pavimento (incluindo as fundações, quando discretizadas), considerando que o tempo de execução de um pavimento de alvenaria é 7 dias. A cada semana, as propriedades mecânicas da estrutura em concreto armado são modificadas até os 28 dias. Vale salientar que o peso próprio dos pavimentos já construídos é zerado a cada novo estágio, de acordo com a teoria de Prado (1999). Além disso, a consideração do vento se deu de maneira simplificada, de modo que o fator S2 e o coeficiente de arrasto foram calculados uma única vez, com base na altura total dos edifícios. Como exemplo, as vigas da estrutura de transição, que possuem $f_{ck} = 25$ MPa, têm suas propriedades mecânicas calculadas da seguinte forma:

Considerando $t = 7$ dias:

Substituindo $s = 0,38$ referente ao concreto de cimento CPIII e IV na equação 51:

$$\beta_1 = \exp \left\{ 0,38 \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^{1/2} \right] \right\} \therefore \beta_1 \cong 0,684$$

Pela equação 50:

$$\beta_1 = \frac{f_{ck7}}{f_{ck}} \therefore f_{ck7} = 0,684 \times 25 \therefore f_{ck7} \cong 17,097 \text{ MPa}$$

Considerando $\alpha_E = 1,0$ para granito na equação 53, temos:

$$E_{ci} = 1,0 \times 5600\sqrt{25} \therefore E_{ci} = 28000 \text{ MPa (28 dias)}$$

De acordo com a equação 52:

$$E_{ci}(7) = \left[\frac{f_c(7)}{f_c} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \therefore E_{ci}(7) = \left[\frac{17,097}{25} \right]^{0,5} \times 28000 \therefore E_{ci}(7) \cong 23155,17 \text{ MPa}$$

Pela equação 55:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{25}{80} \leq 1,0 \therefore \alpha_i = 0,8625$$

Dessa forma, conforme a equação 54, temos o módulo de deformação longitudinal aos 7 dias:

$$E_{cs}(7) = 0,8625 \times E_{ci}(7) \therefore E_{cs}(7) = 0,8625 \times 23155,17 \therefore E_{cs}(7) \cong 19971,33 \text{ MPa}$$

Por fim, considerando a redução de rigidez dos elementos devido aos efeitos de segunda ordem, conforme a equação 58 para vigas, temos:

$$E_{cs}(7) = 0,4 \times 19971,33 \therefore E_{cs}(7) = 7988,53 \text{ MPa}$$

Analogamente, para os pilares ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$), estacas ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$) e blocos ($f_{ck} = 45 \text{ MPa}$), temos o módulo de elasticidade conforme evolução da idade:

Tabela 13 – Evolução dos módulos de deformação longitudinal dos elementos em concreto armado com a idade.

Idade (dias)	Vigas	Pilares	Estacas	Blocos
	$E_{cs}(i) \text{ (MPa)}$	$E_{cs}(i) \text{ (MPa)}$	$E_{cs}(i) \text{ (MPa)}$	$E_{cs}(i) \text{ (MPa)}$
7	7988.43	15976.85	17603.78	28347.27
14	8928.90	17857.80	19676.27	31684.58
21	9380.19	18760.39	20670.77	33286.02
28	9660.00	19320.00	21287.37	34278.92

Fonte: Autor (2019).

3.2.2 Ações atuantes

Os carregamentos verticais aplicados no topo das paredes e as forças horizontais equivalentes ao vento aplicadas no centro de gravidade de cada pavimento são oriundos da análise estrutural do edifício e subdivididos em quatro tipos: carga permanente (G), carga accidental (Q), vento na direção X em planta (Vx) e vento na direção Y em planta (Vy).

Todos os parâmetros de cálculo foram definidos de acordo com as prescrições das normas ABNT NBR 8681:2004 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, e ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. A verificação da segurança em relação aos estados limites de serviço não é contemplada neste trabalho. Já a verificação em relação aos estados limites últimos foi feita em função das combinações últimas normais, com o vento atuando como variável secundária,

sendo a configuração mais desfavorável para essa situação, como afirma Carvalho e Pinheiro (2013).

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (\text{Eq. 60})$$

Em que:

γ_{gi} é o valor do coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

γ_q é o valor do coeficiente de ponderação das ações diretas variáveis;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

O software SAP2000 utilizado na modelagem considera as combinações como dados de entrada e nos fornece os resultados máximos de esforços, tensões e deslocamentos na estrutura a partir da análise da envoltória dessas combinações.

Os coeficientes de ponderação (γ_g e γ_q) não são considerados no programa, tendo assim resultados em função das ações características, e não de cálculo. Neste trabalho, os resultados e análises consideram a envoltória entre a situação de cálculo com carga vertical apenas, e as seguintes combinações (com coeficientes de ponderação definidos de acordo com tabelas normativas):

Combinação 1: $F_d = G + [Q + 0,6 \cdot Vx]$

Combinação 2: $F_d = G + [Q + 0,6 \cdot Vy]$

Além das considerações apresentadas, destaca-se também:

- O vento incide paralelamente as direções X e Y, no sentido positivo;
- Peso total por pavimento:

Edifício 1: 2620,6 kN;

Edifício 2: 3603 kN;

- Dimensões da planta:

Edifício 1: 17,10 m x 19,35 m;

Edifício 2: 15,45m x 34,75 m;

- Velocidade básica do vento igual a 30 m/s;

- Terreno aberto com poucos obstáculos.

3.2.3 Considerações sobre a interação solo-estrutura

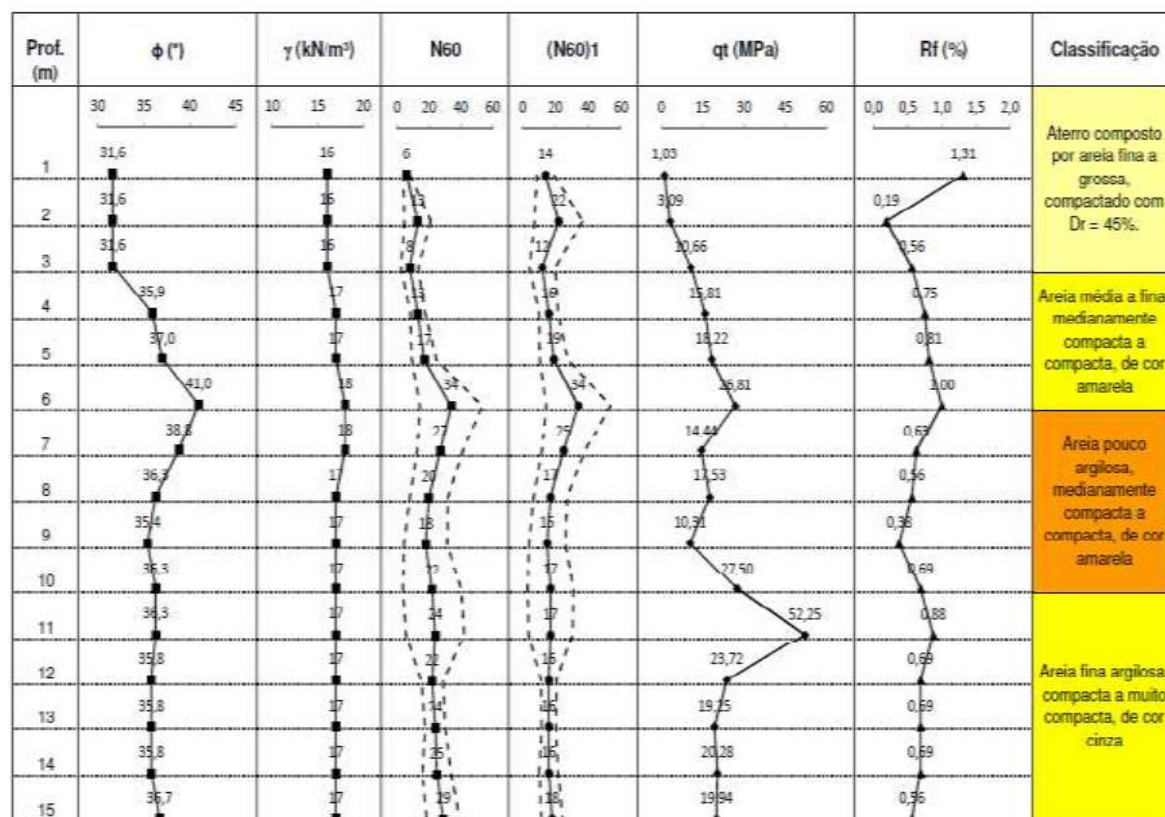
3.2.3.1 Locação

Nesta pesquisa foram utilizados os dados de sondagem e ensaios de prova de carga lateral realizados por Araújo (2013) em um terreno de uma obra localizada no Bairro de Lagoa Nova da cidade de Natal – RN, próximo à Avenida Prudente de Moraes.

3.2.3.2 Descrição das sondagens

Araújo (2013) executou ensaios de sondagens SPT em duas regiões de estudo. Na Região A foram executados 4 furos de sondagens, enquanto na Região B foram executados 10 furos. Nesta pesquisa, foi considerado que os edifícios estavam situados na Região A, com perfil típico de subsolo apresentado na Figura 49, predominantemente arenoso.

Figura 49 – Perfil típico do subsolo da Região A.



Obs.: Linhas cheias - valores médios; linhas tracejadas - desvio padrão.

Fonte: Araújo (2013).

Como explicado por Araújo (2013), os resultados de uma sondagem SPT podem ser influenciados por uma série de fatores não relacionados às características do solo, como aqueles inerentes ao equipamento, aos processos executivos e à equipe executora. A prática internacional sugere normalizar, através de uma relação linear, o valor da resistência à penetração com base no padrão americano, sendo a energia liberada da queda do martelo referida a 60% da energia teórica (Schnaid, 2000).

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{Energia aplicada}}{0,60} \quad (\text{Eq. 61})$$

Para tornar possível a correção dos valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens, o autor realizou a medição de eficiência das duas equipes: Equipe X, que executou as sondagens na Região A, e Equipe Y na Região B. Foram verificadas eficiências médias iguais a 84% e 74% para as equipes X e Y, respectivamente.

3.2.3.3 Determinação dos coeficientes de reação do solo

O solo foi representado como um sistema independente, com molas linearmente elásticas horizontais e verticais, de acordo com o Modelo de Winkler, espaçadas entre si a cada 1 m. Os coeficientes de molas verticais foram calculados de acordo com o exposto no item 2.2.8.

A Tabela 14 mostra a obtenção dos coeficientes de reação vertical, calculados para estacas dimensionadas para receber um carregamento de 1500 a 2100 kN, com 10 m de comprimento e 60 cm de diâmetro. Utilizou-se o método de Cintra e Aoki para o cálculo do recalque, e o método de Aoki-Velloso para o cálculo das resistências laterais para cada faixa de 1 m do fuste da estaca (com área de contato igual ao diâmetro da fundação multiplicado pela faixa de influência de 1 m), e da resistência de ponta (com área de contato igual a $\pi * D^2/4$). Dessa forma, os coeficientes de reação vertical são obtidos dividindo-se as respectivas resistências mobilizadas pelo recalque da fundação.

Tabela 14 – Coeficientes de reação vertical do solo.

Coeficientes de reação vertical do solo (kN/m)									
Intervalo de carga (kN)	Recalque (m)	Diâmetro (m)	Profundidade (m)	R _i por área de influência de 1 m (kN)	Área de contato fuste (m ²)	k _s fuste (kN/m)	R _p (kN)	Área de contato ponta (m ²)	k _s ponta (kN/m)
1500-2100	0.01606	0.6	1	13.2	0.6	821.61	636.18	0.28	39612.4
			2	29.69		1848.69			
			3	16.5		1027.09			
			4	29.69		1848.69			
			5	39.59		2464.82			
			6	101.79		6338.11			
			7	80.58		5017.43			
			8	59.38		3697.07			
			9	50.9		3169.05			
			10	63.62		3961.08			

Fonte: Autor (2019).

No caso dos coeficientes de molas horizontais, foram adotados os valores de n_h obtidos através dos resultados de provas de carga de Araújo (2013).

Figura 50 – Curvas y_0 versus n_h das estacas hélice contínua da Região A.

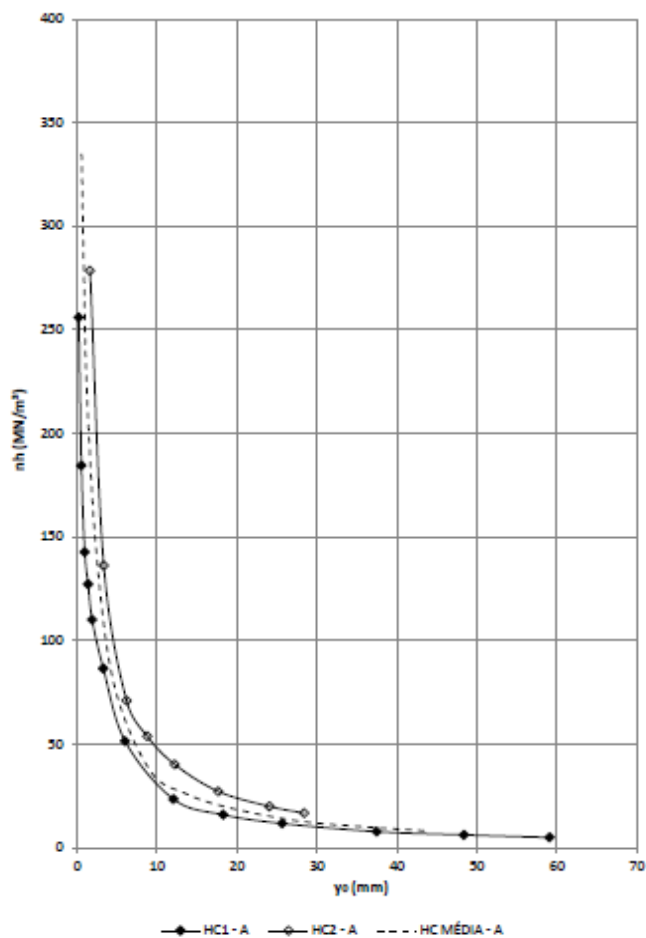


Tabela 15 – Valores de n_h determinados para as estacas da Região A.

Estaca	n_h (MN/m ²)		
	$y_0 = 6$ mm	$y_0 = 9$ mm	$y_0 = 12$ mm
HC1	51,4	34,9	23,4
HC – Média	61,8	37,2	28,5
HC2	74,2	52,8	40,9
EM1-EM2 - Base	21,9	17,7	14,4
EM1-EM2 - Topo	16,6	13,7	11,8
EM3-EM4 – Base	27,4	22,3	19,4
EM3-EM4 – Topo	20,1	17,3	15,4

Fonte: Araújo (2013).

Foi admitido o valor de $n_h = 37,2 \text{ MN/m}^3$ da estaca HC - Média para o deslocamento de 9 mm, pois entende-se que é o valor médio representativo do respectivo solo. Além disso, foi adotado também o ajuste proposto por Araújo (2013) para a equação de Décourt (1991) (equação 28), que obteve uma nova constante para o solo local, sendo $n_h = 2,65 * N_{SPT}$ para HC - Média.

Dessa forma, os coeficientes de reação horizontal do solo foram calculados conforme segue no item 2.2.9. A Tabela 16 mostra estes coeficientes horizontais calculados para estacas dimensionadas para receber um carregamento de 1500 a 2100 kN, com 10 m de comprimento e 60 cm de diâmetro. O valor do coeficiente de reação horizontal é obtido, em kN/m², multiplicando o valor de n_h pela profundidade z ; em kN/m³, ao dividir pelo diâmetro da estaca; e finalmente, em kN/m, ao multiplicar pela área de contato, por sua vez, dada pelo diâmetro da fundação multiplicado pela faixa de influência de 1 m.

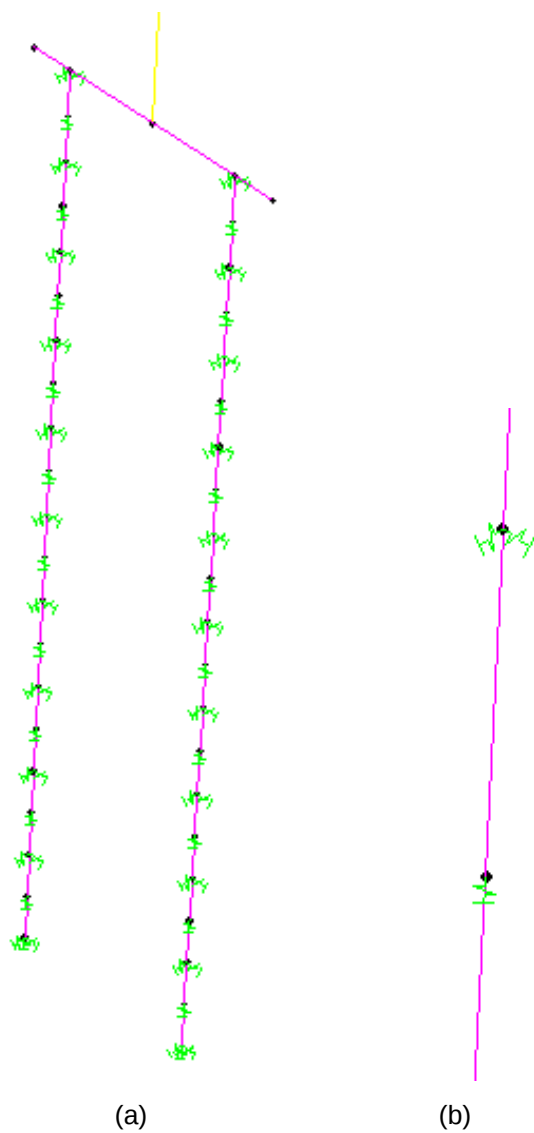
Tabela 16 – Coeficientes de reação horizontal do solo.

Intervalo de carga (kN)	Camada	N _{SPT}	Profundidade z (m)	n _h (kN/m ³)	K (kN/m ²)	Diâmetro (m)	k _h (kN/m ³)	Área de contato (m ²)	k _h (kN/m)
1500-2100	Topo	-	-	37200	37200	0.6	62000	0.6	37200
	1	4	1	10600	10600		17666.67		10600
	2	9	2	23850	47700		79500		47700
	3	5	3	13250	39750		66250		39750
	4	9	4	23850	95400		159000		95400
	5	12	5	31800	159000		265000		159000
	6	24	6	63600	381600		636000		381600
	7	19	7	50350	352450		587416.67		352450
	8	14	8	37100	296800		494666.67		296800
	9	12	9	31800	286200		477000		286200
	10	15	10	39750	397500		662500		397500

Fonte: Autor (2019).

Após o cálculo dos valores de rigidez, as molas lineares, por meio dos correspondentes coeficientes na unidade kN/m, foram introduzidas em seus respectivos nós. Considerando camadas de solo de 1 m, as molas horizontais foram consideradas a partir do topo da estaca, sendo as molas verticais dispostas no meio de cada camada, conforme ilustra a Figura 51.

Figura 51 – Interação solo estrutura: (a) Visão 3D de um bloco sobre duas estacas; (b) Detalhe das molas horizontais e verticais aplicadas nos nós.



Fonte: Autor (2019).

CAPÍTULO 4

Análise dos resultados

4.1 Modelagem preliminar 2D

4.1.1 Modelos adotados nas análises

Inicialmente, foram desenvolvidos modelos preliminares com painéis planos de alvenaria sobre estrutura de transição. Objetiva-se, neste item, verificar a influência do módulo de reação horizontal na distribuição de esforços na estrutura e a influência da rigidez das fundações, ora dimensionadas para intervalos de carga, ora para carga exata atuante em cada estaca. Para isso, foram desenvolvidos dois grandes grupos de modelos:

- Modelo A: fundações dimensionadas considerando intervalos de carga. Nesse caso tem-se fundações mais rígidas, de forma que se supõe uma menor sensibilidade da ISE;

- Modelo B: fundações dimensionadas considerando a carga exata atuante em cada estaca, ou seja, nessa situação tem-se estacas menores e em menor número, o que reflete, possivelmente, em uma maior sensibilidade da estrutura à ISE devido a maior flexibilidade da fundação.

Para o grupo de modelos A foram feitas seis variações:

- Modelo A-1: modelo usual de projeto, tomado como o de referência, considerando pilares com base engastada e aplicação de ações instantâneas. É importante destacar que esse modelo foi considerado como o de referência não por representar o melhor entre os modelos definidos, mas por ser aquele utilizado usualmente na elaboração dos projetos de edifícios;

- Modelo A-2a: ISE com utilização de molas verticais apenas, e aplicação de ações instantâneas;

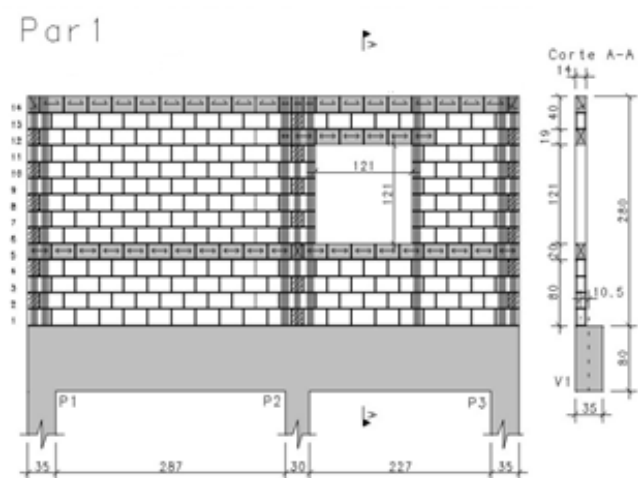
- Modelo A-2b: ISE com utilização de molas verticais e horizontais, e aplicação de ações instantâneas;

- Modelo A-3: pilares com base engastada e consideração do efeito construtivo apenas;
- Modelo A-4a: ISE com utilização de molas verticais apenas, e consideração do efeito construtivo;
- Modelo A-4b: modelo mais completo, com a consideração da ISE com molas verticais e horizontais, e com o efeito construtivo.

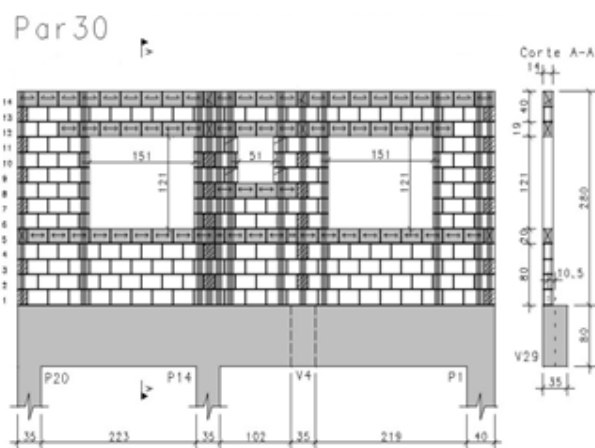
Já para os modelos B, só existem as variações que consideram a ISE e o efeito construtivo em conjunto com a ISE, uma vez que as outras duas situações seriam idênticas as encontradas no modelo A. Dessa forma, analogamente aos modelos do grupo A, temos para o grupo B: modelos B-2a, B-2b, B-4a, e B-4b.

Todos os modelos apresentados foram desenvolvidos para três paredes do edifício exemplo 1: paredes 1, 30 e 41, que podem ser vistas na Figura 42. A escolha dessas paredes se deu de forma a abarcar situações diferentes de abertura nos painéis de alvenaria estrutural. Como se sabe, a presença de aberturas tais como janelas e portas pode modificar a interação entre parede e viga de concreto, sobretudo no caso em que se tem aberturas excêntricas ao centro do vão. Além disso, considerou-se que as paredes 1 e 30 encontram-se sobre vigas de transição com mais de um vão, enquanto que a parede 41, apesar de apoiar-se em uma viga de apenas um vão, é um painel de importância no sistema de contraventamento do edifício. A Figura 52 ilustra as vistas das elevações das paredes analisadas, a partir da qual se identifica as dimensões das paredes e das vigas de apoio, e a Figura 53 ilustra a discretização destas paredes no SAP2000.

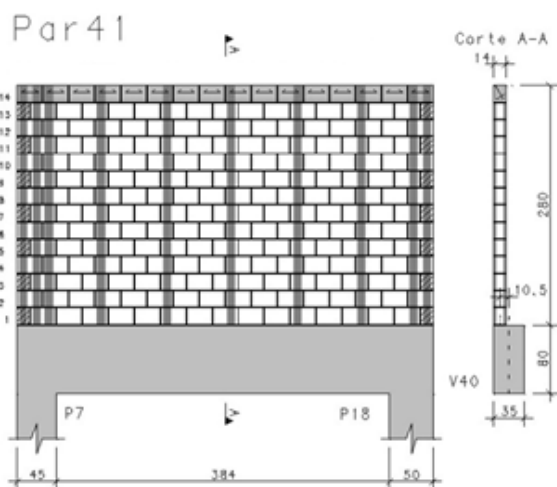
Figura 52 – Elevação das paredes: (a) Parede 1; (b) Parede 30; (c) Parede 41.



(a)



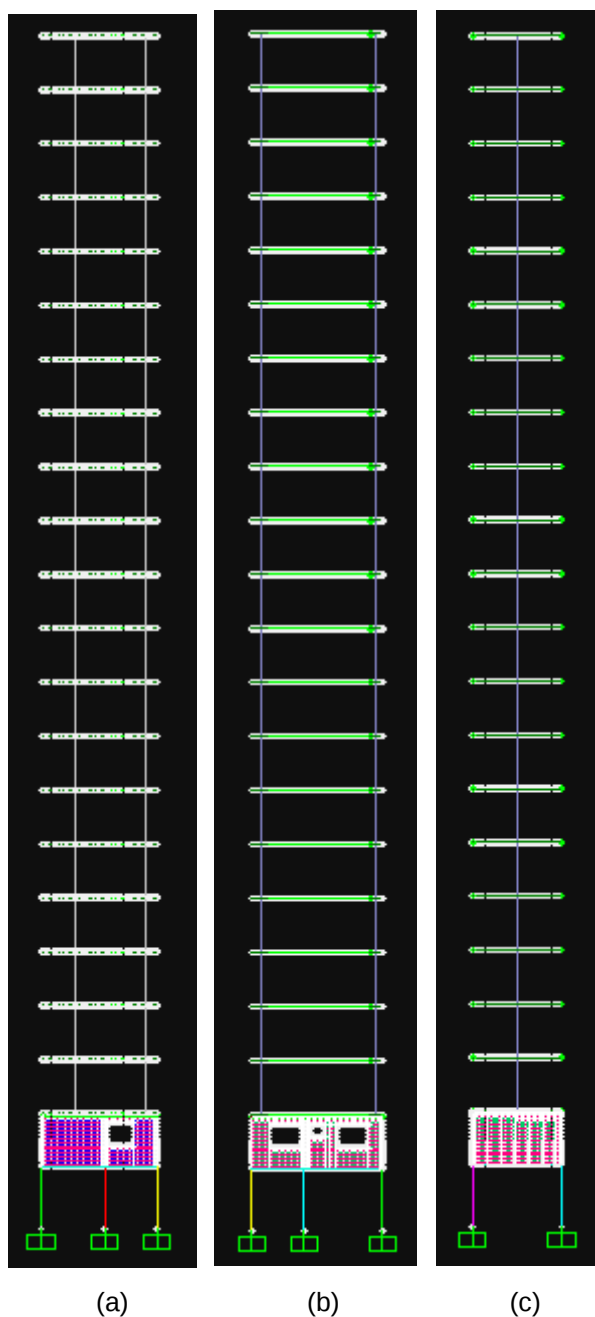
(b)



(c)

Fonte: Autor (2019).

Figura 53 – Modelo 1 discretizado no SAP: (a) Parede 1; (b) Parede 30; (c) Parede 41.



Fonte: Autor (2019).

Para se entender os efeitos da ISE é preciso ter em mente que a consideração da deformabilidade do solo passa a impor na estrutura condições de contorno em que os apoios deixam de ser infinitamente rígidos. Sua representação pode se dar por meio de molas elásticas, por se tratar de uma modelagem discreta linear elástica. Mais importante do que a rigidez finita do apoio, tem-se o fato de que os apoios não

possuem a mesma rigidez, e essa diferença faz com que os processos de redistribuição de esforços ocorram de maneira mais evidente.

Assim sendo, coube a determinação de uma rigidez para os apoios, considerando o conjunto formado pelos pilares, bloco de coroamento e estacas. Para a determinação da rigidez – lê-se, a força necessária para proporcionar uma deformação unitária – foram aplicadas cargas diretamente nos pilares e extraídos dos modelos os respectivos deslocamentos no topo destes pilares. A relação entre força e deslocamento é a rigidez do elemento. Os resultados obtidos foram apresentados nos subitens a seguir, de maneira a contribuir para as análises dos resultados.

4.1.2 Análises e discussões

Para fins de avaliação dos resultados, utilizou-se a mesma interpretação subjetiva adotada por Testoni (2013) e Santos (2016), baseada na ABNT NBR 8681:2004, que em seu item 4.2.3.1 preconiza: “quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação Ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por γ_{f2}). O coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado.”.

Sabendo, portanto, que $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$, a equação 60 pode ser escrita da seguinte forma:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}) \cdot F_{Gi,k} + (\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}) \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right]$$

Como exposto no item 3.2.2 deste trabalho, as combinações de ações foram inseridas no SAP2000 da seguinte maneira: $F_d = G + [Q + 0,6 \cdot Vx]$; $F_d = G + [Q + 0,6 \cdot Vy]$. Dessa forma, o $\Psi_0 = 0,6$ já é considerado na modelagem. Uma vez que os coeficientes de ponderação (γ_g e γ_q) não são considerados no programa, e os resultados são obtidos em função das ações características, as ações de cálculo são obtidas multiplicando os valores característicos resultantes pelo coeficiente de ponderação $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$.

Como explicado por Santos (2016), a partir do coeficiente γ_f para as combinações normais igual a 1,4, e admitindo-se que $\gamma_{f1} = \gamma_{f3}$, tem-se que γ_{f3} é a raiz quadrada de γ_f , avaliado em 1,18. Com base nessas considerações, pressupõe-se que variações de até 18% estão cobertas pelos coeficientes de segurança das normas de projeto, correspondendo a deficiências do método de cálculo empregado.

Neste trabalho foram admitidas, para fins de análise qualitativa, as mesmas faixas de variações para as diferenças relativas utilizadas por Santos (2016): variações inferiores a 5% como de boa ou ótima aproximação; variações entre 5% e 18% como variações regulares, e acima de 18% como diferenças não cobertas pelos coeficientes de segurança, como apresenta a Tabela 17.

Tabela 17 – Faixas de diferenças para o modelo clássico de referência.

Faixa	Qualidade da diferença
$5\% \leq \text{DIF} \leq 5\%$	Boa/ótima
$5\% < \text{DIF} \leq 18\%$ ou $-18\% \leq \text{DIF} < -5\%$	Regular
$\text{DIF} < -18\%$ ou $\text{DIF} > 18\%$	Ruim/Péssima

Fonte: Adaptado de Santos (2016).

4.1.2.1 Parede 1

Conforme comentado anteriormente, a Tabela 18 contém os resultados obtidos para a rigidez de cada apoio, sendo este o conjunto formado pelos pilares, pelo bloco de coroamento e pelas estacas. A partir desta tabela, percebe-se que o apoio correspondente ao pilar 2 apresentou rigidez um pouco maior que o apoio associado ao pilar 1 e significativamente maior que aquela do pilar 3.

Tabela 18 – Rigidez dos apoios da Parede 1 no Modelo A.

Modelo A		
Parede 1		
Apoio	Kv (kN/m)	Kh (kN/m)
Pilar 1	91158	2501
Pilar 2	91743	3600
Pilar 3	72307	1623

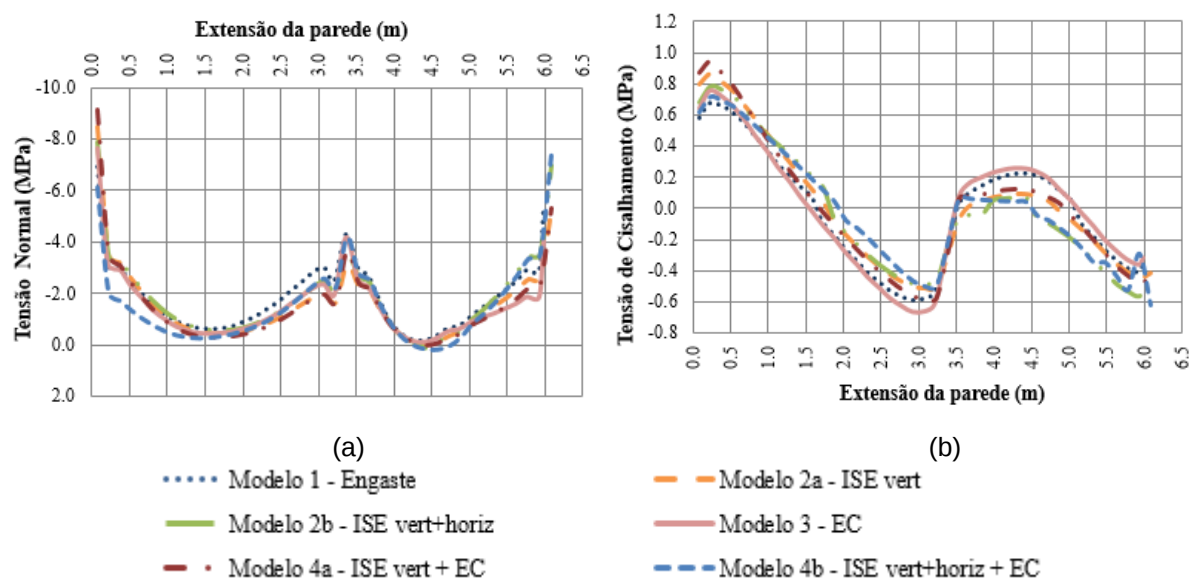
Fonte: Autor (2019).

A Figura 54 ilustra a distribuição de tensões na base da Parede 1 para os seis modelos de análise. Em seguida, as Tabelas 19 e 20 mostram os valores das tensões em cada região de pico – sendo, portanto, as regiões dos apoios –, e as comparações dos resultados de cada modelo em relação ao modelo clássico de referência (modelo 1).

Com relação às tensões normais na base da parede (Figura 54a), percebe-se que os modelos que consideram a deformabilidade horizontal do solo (modelos 2b e 4b) tendem a reduzir as diferenças associadas aos modelos que consideram apenas a deslocabilidade vertical. No caso dos picos nas regiões dos apoios P1 e P2, por exemplo, as diferenças se alteram de 22% para 14% e de -27% para -18% quando se compara o modelo 2a com o 2b, e de 32% para -12% e de -15% para -4%, no caso dos modelos 4a e 4b. Em ambos os casos, as diferenças saem de variações não cobertas pelo coeficiente de segurança para intervalos de variações regulares. Já no caso da região do apoio P3 – menos rígido dos três –, as diferenças passam de valores bons/ótimos para ruins/péssimos. Dessa forma, percebe-se que os modelos que consideram a deformação dos apoios de maneira mais completa (2b e 4b) proporcionam um maior acréscimo de tensões na região do apoio menos rígido, ao passo que o modelo que considera apenas a evolução gradativa do carregamento (modelo 3) promove um maior alívio de tensões nessa mesma região. Tal fato chama a atenção para a importância da consideração da ISE nos modelos, uma vez que o apoio menos rígido se desloca mais, induzindo o surgimento de tensões na base da parede com maiores intensidades nesta região.

As tensões de cisalhamento, ilustradas pela Figura 54(b), também se aproximaram mais do modelo 1 quando se consideraram as molas horizontais, com exceção das tensões que se concentram próximas ao apoio relativo ao pilar P3, menos rígido, que apresentou comportamento inverso, como mostra a Tabela 20.

Figura 54 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 19 – Tensões normais máximas da Parede 1 no Modelo A.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P2	Δ modelo1	Região P3	Δ modelo1
Modelo 1	-6.93	-	-4.32	-	-5.41	-
Modelo 2a	-8.48	22%	-3.15	-27%	-5.28	-2%
Modelo 2b	-7.88	14%	-3.55	-18%	-6.96	29%
Modelo 3	-7.66	10%	-4.20	-3%	-4.06	-25%
Modelo 4a	-9.14	32%	-3.66	-15%	-5.31	-2%
Modelo 4b	-6.10	-12%	-4.14	-4%	-7.37	36%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 20 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 1 no Modelo A.

Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P2	Δ modelo1	Região P3	Δ modelo1
Modelo 1	0.67	-	-0.54	-	-0.41	-
Modelo 2a	0.87	29%	-0.50	-6%	-0.44	8%
Modelo 2b	0.79	17%	-0.47	-13%	-0.56	37%
Modelo 3	0.76	12%	-0.61	13%	-0.36	-13%
Modelo 4a	0.94	40%	-0.58	7%	-0.48	17%
Modelo 4b	0.72	7%	-0.50	-7%	-0.62	51%

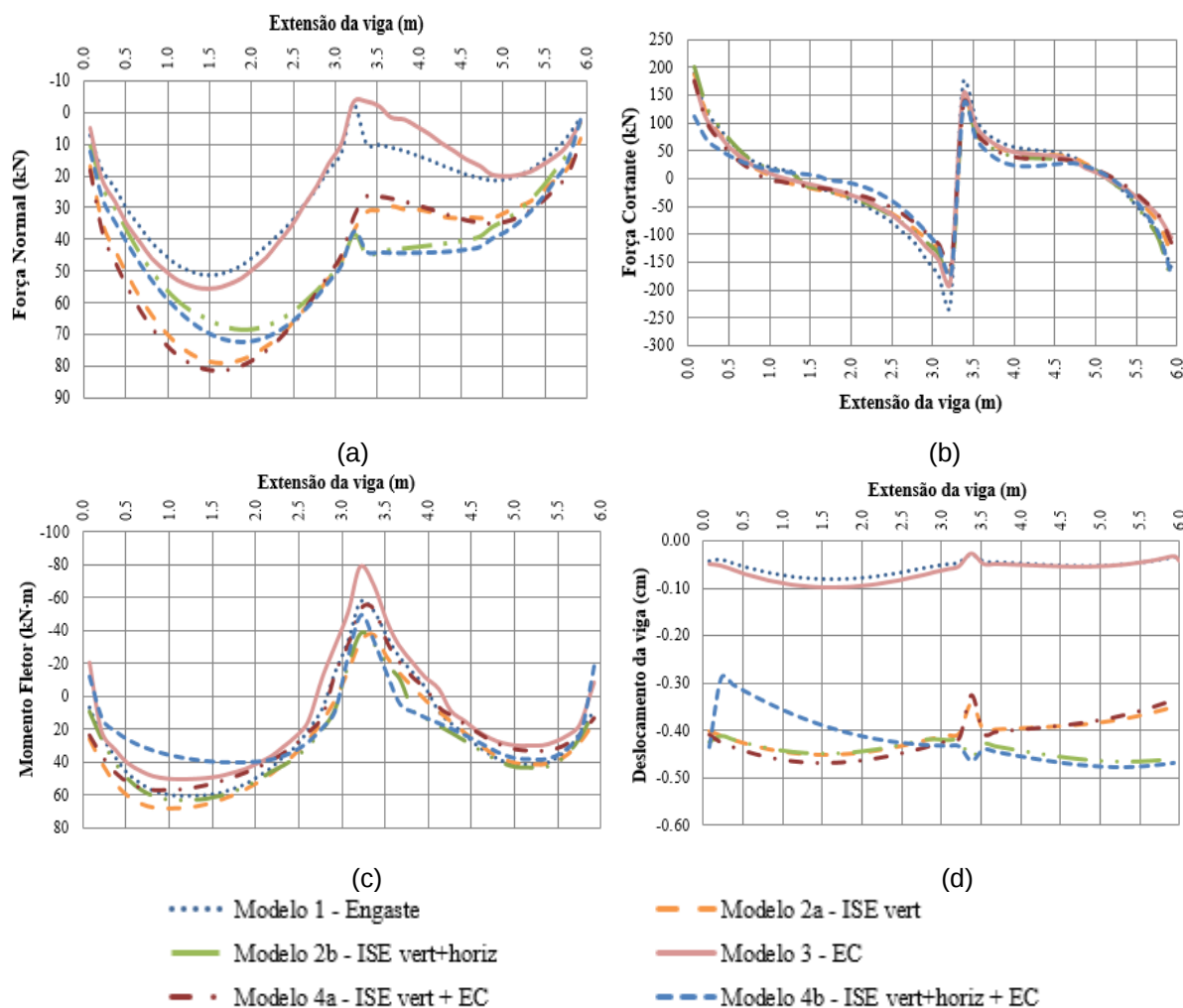
Fonte: Autor (2019).

Já com relação aos esforços na viga de suporte em concreto armado, a Figura 55 ilustra os resultados obtidos para os esforços internos e deslocamentos verticais, e a Tabela 21 contém os valores máximos dos esforços.

No que se refere à força normal na viga, percebe-se que o modelo 3, que considera o efeito construtivo apenas, é o que mais se aproxima do modelo 1. Os demais modelos que consideram a deformabilidade dos apoios, apresentaram maiores diferenças em relação ao que não considera, além de deixarem a viga totalmente tracionada. Com relação à força cortante, percebe-se que as diferenças entre os modelos são pequenas, com ênfase apenas para os modelos que consideram tanto a ISE como o efeito construtivo (4a e 4b), que se mostram com variações fora da faixa coberta pelo coeficiente de segurança. Os momentos fletores negativos foram intensificados no modelo 3, e aliviados nos demais. Além disso, a Tabela 21 mostra que apenas o modelo 3 apresenta momento fletor máximo positivo que ultrapassa a faixa de cobertura do coeficiente de segurança de 1,18. Os deslocamentos absolutos da viga de suporte crescem exorbitantemente em termos percentuais ao considerar a ISE nos modelos. Porém, destaca-se que os valores absolutos são muito pequenos, estando distante de Estado Limite de Serviço da estrutura, que de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 é de $L/250$ para uma aceitabilidade sensorial e visual, sendo L o comprimento do vão.

É importante destacar também que, de modo geral, ao se considerar a deformabilidade horizontal do solo (modelos 2b e 4b), as diferenças em relação ao modelo de referência são reduzidas. Quando isso não se verifica, as variações ocorrem a favor da segurança, como é o caso da redução do momento fletor máximo do modelo 4a para o 4b, de -6% para -18%.

Figura 55 – Esforços na viga de suporte da Parede 1: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 21 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 1 no Modelo A.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	50.93	-	228.73	-	60.47	-	0.08	-
Modelo 2a	79.00	55%	188.21	-18%	67.81	12%	0.45	457%
Modelo 2b	68.56	35%	201.74	-12%	62.80	4%	0.46	473%
Modelo 3	55.62	9%	189.01	-17%	78.57	30%	0.10	20%
Modelo 4a	81.13	59%	174.48	-24%	56.99	-6%	0.47	479%
Modelo 4b	72.19	42%	173.75	-24%	49.38	-18%	0.48	490%

Fonte: Autor (2019).

No que diz respeito às forças normais nos pilares, as variações seguiram a mesma lógica das tensões na base da parede. Considerando que o modelo 4b é o mais

completo, é importante destacar que foi o que resultou diferenças não cobertas pelo coeficiente de segurança. Porém, no caso dos apoios P1 e P2, a segurança da edificação não estaria comprometida, uma vez que as variações são negativas. Apenas o apoio P3, menos rígido, necessitaria de uma reavaliação das fundações.

Tabela 22 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 1 no Modelo A.

Modelo	Esforço normal nos pilares da Parede 01 (kN)					
	Pilar 01	Δ modelo1	Pilar 02	Δ modelo1	Pilar 03	Δ modelo1
Modelo 1	-334.54	-	-489.77	-	-274.26	-
Modelo 2a	-366.31	9%	-367.62	-25%	-246.61	-10%
Modelo 2b	-367.14	10%	-388.02	-21%	-329.13	20%
Modelo 3	-338.29	1%	-427.16	-13%	-191.26	-30%
Modelo 4a	-363.35	9%	-366.42	-25%	-226.94	-17%
Modelo 4b	-239.30	-28%	-388.81	-21%	-328.60	20%

Fonte: Autor (2019).

Todas essas análises foram repetidas para o modelo B que, conforme citado anteriormente, considera as fundações dimensionadas para a carga exata atuante, não mais por intervalos de carga como seria feito em um projeto real de fundações. Com estacas menores e em menor número, analisou-se a sensibilidade da estrutura à ISE devido a maior flexibilidade da fundação. A Tabela 23 contém os novos valores de rigidez para essa condição de dimensionamento.

Tabela 23 – Rigidez dos apoios da Parede 1 no Modelo B.

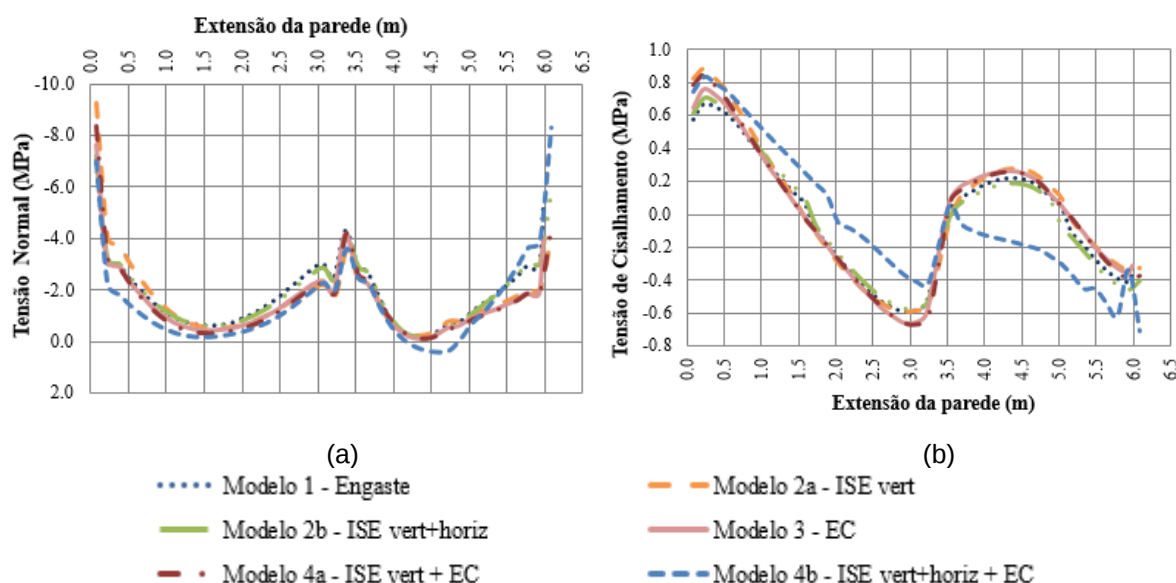
Modelo B		
Parede 1		
Apoio	Kv (kN/m)	Kh (kN/m)
Pilar 1	59844	1096
Pilar 2	68776	1258
Pilar 3	32154	620

Fonte: Autor (2019).

Como a diferença entre os modelos A e B consiste no dimensionamento das fundações, os resultados se alteram nos modelos 2a, 2b, 4a e 4b. Assim sendo, com relação a distribuição de tensões na base da parede, ilustrada pela Figura 56, é possível perceber que as diferenças de resultados entre os modelos A e B são baixas. Em termos percentuais, algumas diferenças são significativas, como por exemplo a tensão normal máxima na região de P3 no caso do modelo 4b, que passa de 36% no

modelo A para 53% no modelo B. Porém, é importante destacar que em ambos os modelos as diferenças obtidas já estariam fora da faixa aceitável coberta pelo coeficiente de segurança. Além disso, em termos de valores absolutos, a maioria das variações de tensões normais e de cisalhamento máximas entre os modelos A e B são menores do que 1 MPa, ou ultrapassam este valor por pouco, como se pode verificar nas Tabelas 24 e 25, quando comparadas às Tabelas 19 e 20.

Figura 56 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 24 – Tensões normais máximas da Parede 1 no Modelo B.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P2	Δ modelo1	Região P3	Δ modelo1
Modelo 1	-6.93	-	-4.32	-	-5.41	-
Modelo 2a	-9.23	33%	-3.53	-18%	-4.04	-25%
Modelo 2b	-7.25	5%	-4.13	-4%	-5.87	8%
Modelo 3	-7.66	10%	-4.20	-3%	-4.06	-25%
Modelo 4a	-8.37	21%	-4.21	-2%	-4.41	-19%
Modelo 4b	-7.02	1%	-3.61	-16%	-8.30	53%

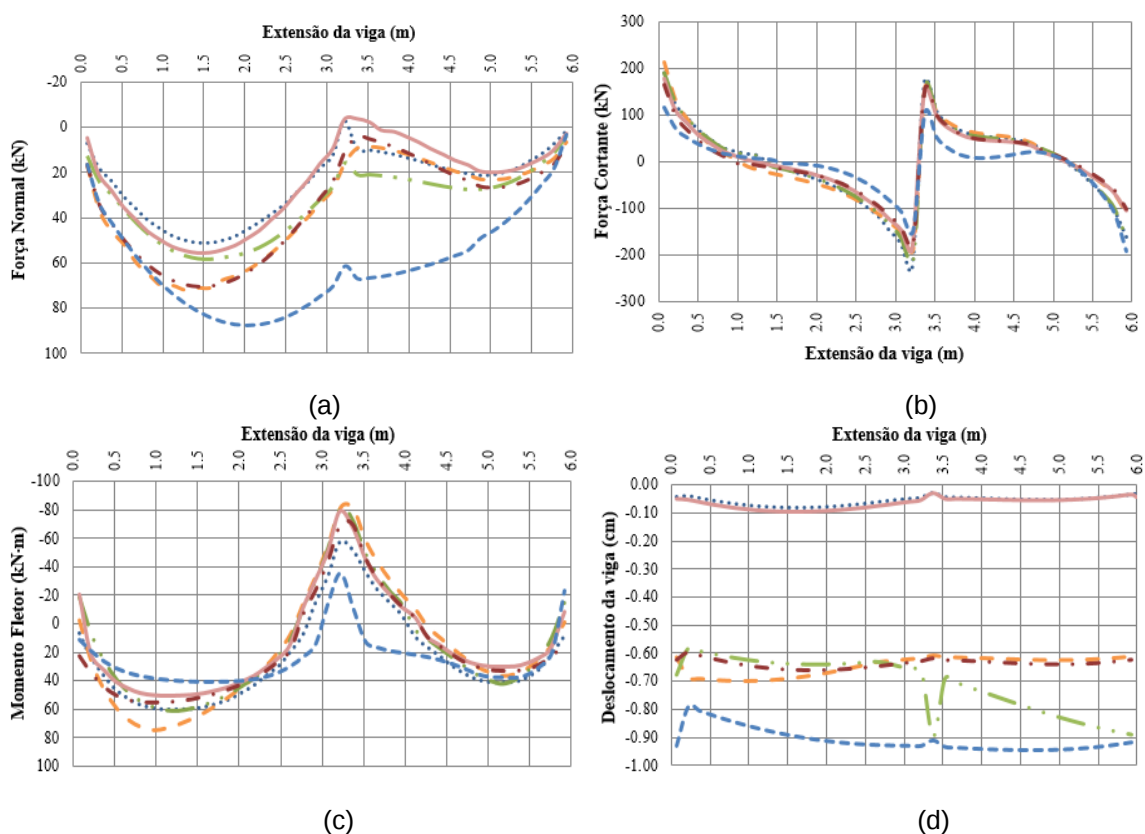
Fonte: Autor (2019).

Tabela 25 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 1 no Modelo B.

Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P2	Δ modelo1	Região P3	Δ modelo1
Modelo 1	0.67	-	-0.54	-	-0.41	-
Modelo 2a	0.89	32%	-0.56	4%	-0.34	-17%
Modelo 2b	0.71	6%	-0.53	-1%	-0.46	11%
Modelo 3	0.76	12%	-0.61	13%	-0.36	-13%
Modelo 4a	0.85	26%	-0.64	19%	-0.40	-3%
Modelo 4b	0.83	24%	-0.43	-21%	-0.71	72%

Fonte: Autor (2019).

Já em termos dos esforços na viga de suporte, percebe-se que a tendência de comportamento se manteve a mesma quando comparados os modelos A e B. No entanto, é válido destacar que, de maneira geral, os esforços máximos dos modelos que compõem o grupo B foram maiores em relação aos do grupo A. No entanto, o modelo 4b, considerado o mais completo neste trabalho, foi o único que apresentou valores máximos de força normal e momento fletor menores no grupo B, conforme mostra a Tabela 26.

Figura 57 – Esforços na viga de suporte da Parede 1: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 26 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 1 no Modelo B.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	50.93	-	228.73	-	60.47	-	0.08	-
Modelo 2a	72.00	41%	214.06	-6%	81.38	35%	0.70	765%
Modelo 2b	58.46	15%	214.29	-6%	81.10	34%	0.90	1005%
Modelo 3	55.62	9%	189.01	-17%	78.57	30%	0.10	20%
Modelo 4a	70.34	38%	179.18	-22%	70.25	16%	0.66	714%
Modelo 4b	87.83	72%	190.76	-17%	40.79	-33%	0.00	-100%

Fonte: Autor (2019).

No caso das forças normais nos três pilares, os modelos A e B apresentaram as mesmas tendências de acréscimo e redução. Tal resultado indica que a tendência da redistribuição de tensões pode ser melhor associada à diferença de rigidez entre os apoios do que a rigidez propriamente dita.

Tabela 27 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 1 no Modelo B.

Modelo	Esforço normal nos pilares da Parede 01 (kN)					
	Pilar 01	Δ modelo1	Pilar 02	Δ modelo1	Pilar 03	Δ modelo1
Modelo 1	-334.54	-	-489.77	-	-274.26	-
Modelo 2a	-407.93	22%	-421.01	-14%	-194.74	-29%
Modelo 2b	-341.79	2%	-464.19	-5%	-287.90	5%
Modelo 3	-338.29	1%	-427.16	-13%	-191.26	-30%
Modelo 4a	-340.21	2%	-422.67	-14%	-193.83	-29%
Modelo 4b	-263.29	-21%	-328.34	-33%	-365.08	33%

Fonte: Autor (2019).

4.1.2.2 Parede 30

A Tabela 28 contém os valores das rigidezes associadas aos apoios da Parede 1, a partir dos quais se percebem menores diferenças.

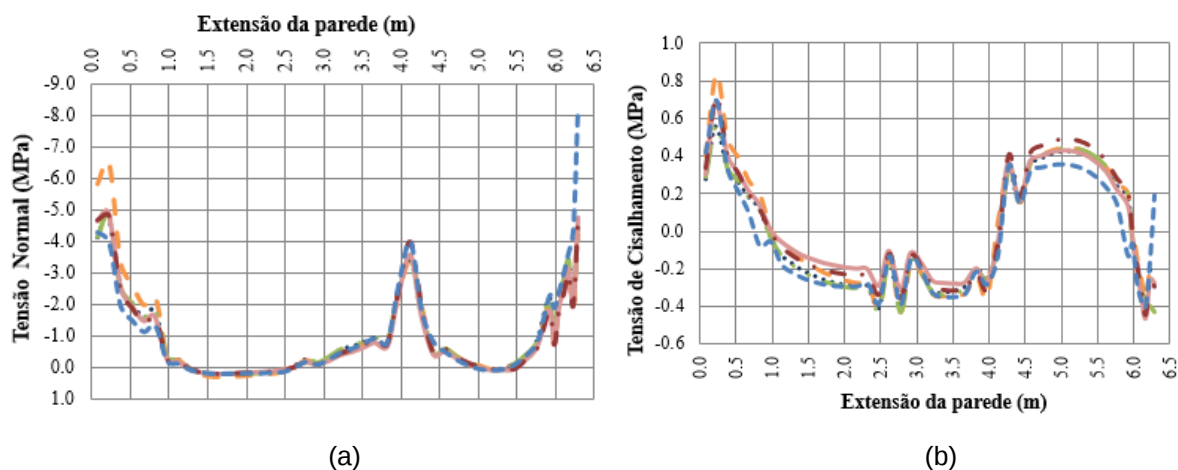
Tabela 28 – Rigidez dos apoios da Parede 30 no Modelo A.

Modelo A		
Parede 30		
Apoio	Kv (kN/m)	Kh (kN/m)
Pilar 1	218818	2143
Pilar 14	223214	1693
Pilar 20	212314	1623

Fonte: Autor (2019).

A Figura 58 apresenta a distribuição das tensões normais e de cisalhamento na base da Parede 30. É notória a semelhança entre as curvas para os seis modelos analisados. Para as tensões normais, observam-se diferenças significativas apenas no modelo 2a, na região do apoio P1, e no modelo 4b, na região do apoio P20, em que neste último caso, a tensão chega a quase dobrar em relação ao modelo de referência. As outras variações entre os modelos não ultrapassam o limite máximo definido para a faixa regular.

Já no caso das tensões de cisalhamento, as diferenças percentuais são significativas em vários trechos, nos quais o limite de cobertura do coeficiente de segurança não é atendido, como mostra a Tabela 30. Porém, vale destacar que de acordo com a ABNT NBR 15961-1:2011, considerando uma junta de argamassa com resistência média a compressão de 3,5 a 7,0 MPa, a resistência ao cisalhamento suportada é de até 1,4 MPa. Portanto, os valores absolutos são de baixa intensidade, não atingindo tal limite.

Figura 58 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 29 – Tensões normais máximas da Parede 30 no Modelo A.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P14	Δ modelo1	Região P20	Δ modelo1
Modelo 1	-4.84	-	-3.40	-	-4.56	-
Modelo 2a	-6.49	34%	-3.39	0%	-4.25	-7%
Modelo 2b	-4.81	-1%	-3.49	3%	-4.48	-2%
Modelo 3	-4.95	2%	-3.59	5%	-4.78	5%
Modelo 4a	-4.81	-1%	-3.98	17%	-4.67	2%
Modelo 4b	-3.99	-18%	-4.00	18%	-8.20	80%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 30 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 30 no Modelo A.

Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P14	Δ modelo1	Região P20	Δ modelo1
Modelo 1	0.56	-	-0.25	-	-0.21	-
Modelo 2a	0.84	50%	-0.35	41%	-0.24	10%
Modelo 2b	0.56	1%	-0.26	4%	-0.43	99%
Modelo 3	0.69	23%	-0.28	12%	-0.28	28%
Modelo 4a	0.71	27%	-0.31	27%	-0.29	37%
Modelo 4b	0.69	24%	-0.29	16%	-0.16	-26%

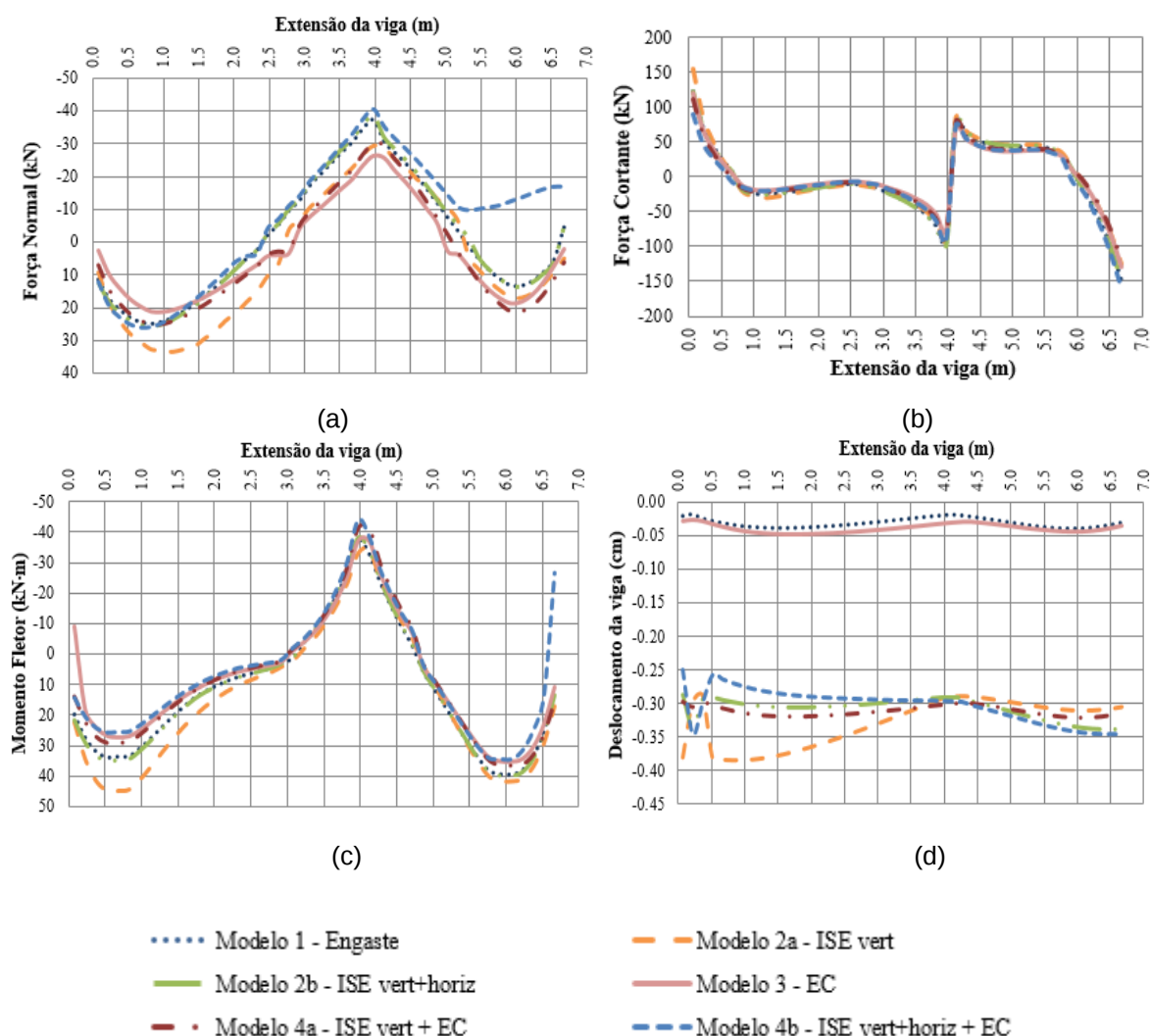
Fonte: Autor (2019).

Os diagramas de esforços na viga de suporte são ilustrados pela Figura 59. Da mesma maneira que as tensões na base da parede, os esforços máximos na viga também variaram predominantemente dentro da faixa de segurança, conforme se verifica a partir da Tabela 31. A força normal é o esforço com maiores diferenças entre os modelos, destacando-se o modelo 4b na região de P20, que difere dos demais modelos por apresentar esforço de compressão. A força cortante apresentou diferenças pouco significativas entre os modelos, ao passo que o momento fletor negativo, no caso específico do modelo 4b na região do apoio em P20, apresentou intensidade significativamente maior que os demais modelos, uma vez que o pico de tensão normal na parede nesta região também é acentuado. Com relação aos

deslocamentos, analogamente à Parede 1, os modelos que consideram a deformabilidade do solo apresentaram valores superiores aos que não consideram (modelos 1 e 3), porém, em ambos os casos, os valores de deslocamentos são baixos e não atingem o Estado Limite de Serviço.

De maneira geral, em termos de esforços máximos da estrutura de transição, considerando que o modelo 4b é o mais completo de análise, as diferenças deste em relação ao modelo 1 estão cobertas pelo coeficiente de segurança. Além disso, percebe-se que os modelos 2b e 4b, que utilizam molas verticais e horizontais, tendem a reduzir as diferenças obtidas com análises que consideram molas verticais apenas.

Figura 59 – Esforços na viga de suporte da Parede 30: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 31 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 30 no Modelo A.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	37.41	-	149.65	-	39.65	-	0.04	-
Modelo 2a	33.50	-10%	126.12	-16%	44.31	12%	0.38	894%
Modelo 2b	38.65	3%	148.70	-1%	39.84	0%	0.34	775%
Modelo 3	26.26	-30%	129.48	-13%	37.32	-6%	0.05	25%
Modelo 4a	30.20	-19%	119.94	-20%	41.56	5%	0.32	728%
Modelo 4b	40.64	9%	160.17	7%	44.13	11%	0.35	792%

Fonte: Autor (2019).

Assim como a distribuição de tensões na base da parede, os esforços nos pilares também pouco variaram entre os modelos. O modelo 2b, que considera a molas horizontais e verticais foi o que mais se aproximou ao modelo 1. Porém, quando o efeito do acréscimo gradativo de carregamento é incorporado (modelo 4b), a diferença na região do P1 passa de -1% para -14%. Por outro lado, ao considerar apenas o efeito construtivo no modelo 3, há uma redução de 10% no esforço normal do pilar central, que é reduzida para -1% ao incorporar o efeito da ISE no modelo 4b. Dessa forma, percebe-se que o efeito conjunto da ISE com o efeito construtivo é de complexa análise, e não representa a sobreposição dos dois efeitos separadamente, ou seja, o modelo 4b não consiste na sobreposição dos modelos 2b e 3.

Tabela 32 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 30 no Modelo A.

Modelo	Esforço normal nos pilares da Parede 30 (kN)					
	Pilar 01	Δ modelo1	Pilar 14	Δ modelo1	Pilar 20	Δ modelo1
Modelo 1	-210.57	-	-210.01	-	-245.36	-
Modelo 2a	-277.63	32%	-211.94	1%	-215.45	-12%
Modelo 2b	-208.73	-1%	-214.95	2%	-242.73	-1%
Modelo 3	-217.84	3%	-188.12	-10%	-229.80	-6%
Modelo 4a	-209.95	0%	-207.83	-1%	-217.98	-11%
Modelo 4b	-180.85	-14%	-208.63	-1%	-246.28	0%

Fonte: Autor (2019).

As análises foram desenvolvidas também para o grupo B dos modelos, com as fundações redimensionadas para carga exata atuante em cada estaca. Os novos valores de rigidez são apresentados na Tabela 33.

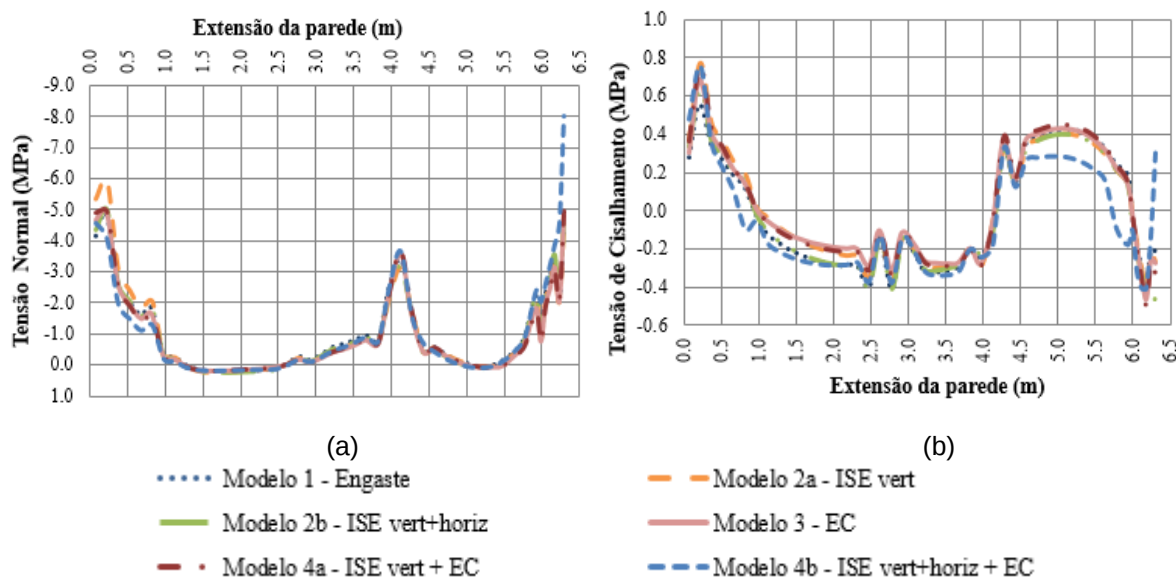
Tabela 33 – Rigidez dos apoios da Parede 30 no Modelo B.

Modelo B		
Parede 30		
Apoio	Kv (kN/m)	Kh (kN/m)
Pilar 1	31756	683
Pilar 14	31857	661
Pilar 20	39793	938

Fonte: Autor (2019).

Nesta situação, notou-se que tanto para as tensões na base da parede quanto para os esforços na viga de suporte, houve uma tendência similar entre os grupos de modelos A e B. No caso das tensões normais na base da parede, as faixas de variação continuaram dentro dos limites aceitáveis, e nos casos específicos do modelo 2a na região P1 e do modelo 4b na região P20, as tensões foram amenizadas quando comparadas aos resultados do modelo A. As tensões de cisalhamento continuaram com variações percentuais altas, no entanto, com valores absolutos baixos.

Figura 60 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 34 – Tensões normais máximas da Parede 30 no Modelo B.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P14	Δ modelo1	Região P20	Δ modelo1
Modelo 1	-4.84	-	-3.40	-	-4.56	-
Modelo 2a	-5.92	22%	-3.11	-8%	-4.55	0%
Modelo 2b	-4.96	2%	-3.17	-7%	-4.69	3%
Modelo 3	-4.95	2%	-3.59	5%	-4.78	5%
Modelo 4a	-4.95	2%	-3.68	8%	-4.96	9%
Modelo 4b	-4.06	-16%	-3.67	8%	-8.02	76%

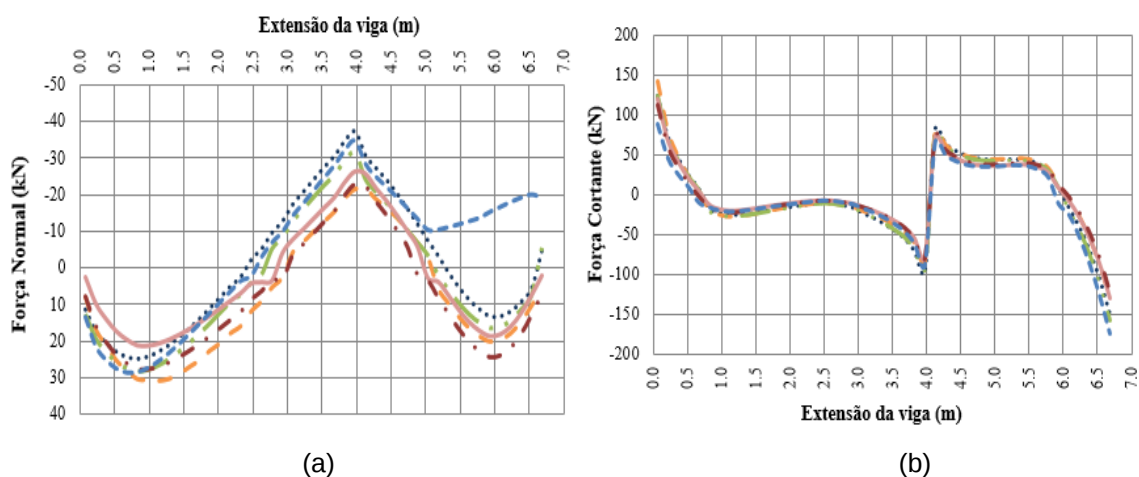
Fonte: Autor (2019).

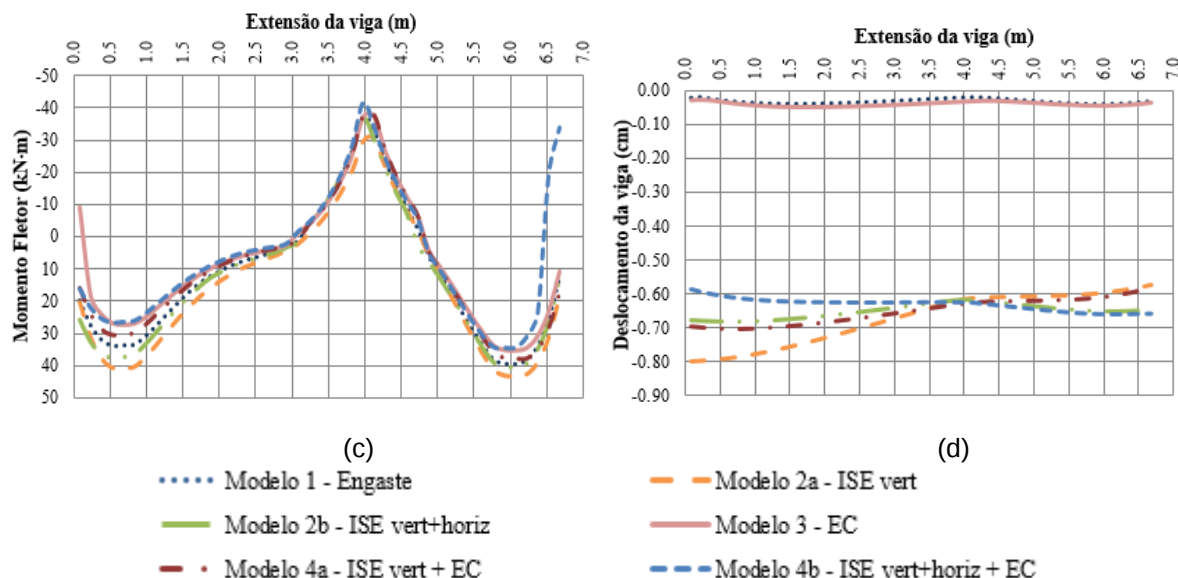
Tabela 35 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 30 no Modelo B.

Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P14	Δ modelo1	Região P20	Δ modelo1
Modelo 1	0.56	-	-0.25	-	-0.21	-
Modelo 2a	0.77	38%	-0.29	16%	-0.27	25%
Modelo 2b	0.64	14%	-0.23	-8%	-0.47	118%
Modelo 3	0.69	23%	-0.28	12%	-0.28	28%
Modelo 4a	0.76	36%	-0.29	16%	-0.33	54%
Modelo 4b	0.76	36%	-0.24	-2%	-0.13	-39%

Fonte: Autor (2019).

Para a viga de suporte, assim como no grupo A, as maiores variações ocorreram para a força normal, conforme ilustra a Figura 61. Quanto ao esforço normal nos pilares, as Tabelas 32 e 37 mostram que as diferenças entre os modelos dos grupos A e B em termos de valores absolutos não são significativas.

Figura 61 – Esforços na viga de suporte da Parede 30: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 36 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 30 no Modelo B.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	37.41	-	149.65	-	39.65	-	0.04	-
Modelo 2a	30.88	-17%	130.03	-13%	43.12	9%	0.78	1923%
Modelo 2b	31.29	-16%	157.45	5%	40.59	2%	0.68	1659%
Modelo 3	26.26	-30%	129.48	-13%	37.32	-6%	0.05	25%
Modelo 4a	27.62	-26%	122.65	-18%	38.03	-4%	0.70	1713%
Modelo 4b	34.56	-8%	173.42	16%	41.49	5%	0.66	1601%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 37 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 30 no Modelo B.

Modelo	Esforço normal nos pilares da Parede 30 (kN)					
	Pilar 01	Δ modelo1	Pilar 14	Δ modelo1	Pilar 20	Δ modelo1
Modelo 1	-210.57	-	-210.01	-	-245.36	-
Modelo 2a	-253.48	20%	-195.18	-7%	-225.64	-8%
Modelo 2b	-214.85	2%	-196.45	-6%	-255.98	4%
Modelo 3	-217.84	3%	-188.12	-10%	-229.8	-6%
Modelo 4a	-215.78	2%	-193.07	-8%	-226.9	-8%
Modelo 4b	-185.37	-12%	-192.78	-8%	-257.61	5%

Fonte: Autor (2019).

4.1.2.3 Parede 41

Na Tabela 38 são apresentadas as rigidezes dos apoios da Parede 41, sendo o apoio referente ao pilar P18 de rigidez pouco superior ao do pilar P7.

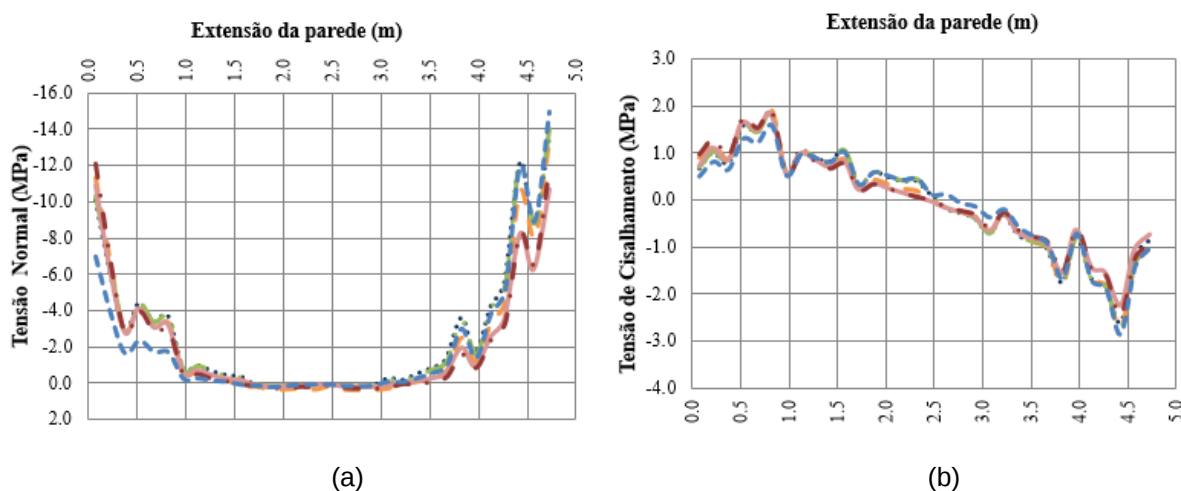
Tabela 38 – Rigidez dos apoios da Parede 41 no Modelo A.

Modelo A		
Parede 41		
Apoio	Kv (kN/m)	Kh (kN/m)
Pilar 18	85470	4440
Pilar 7	84890	3532

Fonte: Autor (2019).

Analogamente a Parede 1, a consideração da deformabilidade do solo acarretou em uma distribuição de tensões na base da parede de alívio os apoios de maior rigidez e acréscimos nos apoios de menor rigidez, como observa-se no caso do modelo 4b na Figura 62(a). Além disso, quando não se considera a ISE, apenas o efeito da construção (modelo 3), ocorre o inverso: apoios menos rígidos são aliviados. A mesma tendência é observada para as tensões de cisalhamento. Além disso, chama-se a atenção para as diferenças entre os modelos que consideram a deformação horizontal do solo e os que consideram apenas a vertical, em que o comportamento do modelo 4a se assemelha ao modelo 3, no entanto, seus efeitos se invertem ao considerar as molas horizontais no modelo 4b, como mostra as Tabelas 39 e 40.

Figura 62 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.





Fonte: Autor (2019).

Tabela 39 – Tensões normais máximas da Parede 41 no Modelo A.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos			
	Região P18	Δ modelo1	Região P7	Δ modelo1
Modelo 1	-10.11	-	-13.65	-
Modelo 2a	-11.34	12%	-13.47	-1%
Modelo 2b	-10.33	2%	-14.07	3%
Modelo 3	-10.93	8%	-10.70	-22%
Modelo 4a	-12.11	20%	-11.86	-13%
Modelo 4b	-6.98	-31%	-14.94	9%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 40 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 41 no Modelo A.

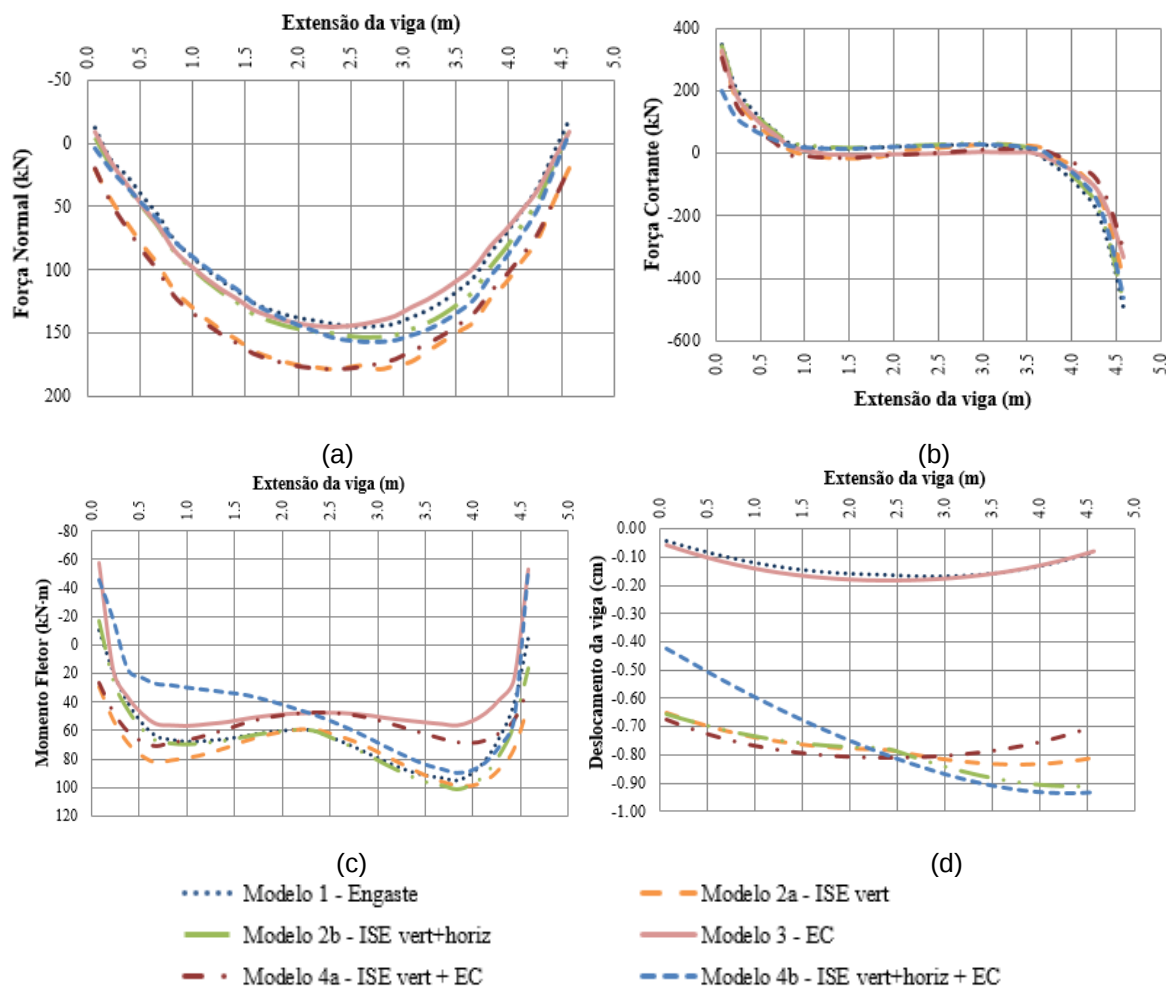
Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos			
	Região P18	Δ modelo1	Região P7	Δ modelo1
Modelo 1	1.01	-	-1.24	-
Modelo 2a	1.20	18%	-1.35	9%
Modelo 2b	1.04	3%	-1.31	6%
Modelo 3	1.12	10%	-1.08	-13%
Modelo 4a	1.29	28%	-1.24	0%
Modelo 4b	0.81	-20%	-1.42	15%

Fonte: Autor (2019).

No caso da viga de suporte, percebeu-se que as maiores diferenças de esforços máximos (normal, cortante e momento fletor) em relação ao modelo de referência ocorrem nos modelos 3 e 4a, como mostra a Tabela 41. Todavia, estas diferenças são atenuadas ao incorporar a deslocabilidade horizontal do solo, o que conduz estes valores para faixas de aceitação regulares.

Quando se considera a ISE, os deslocamentos da viga são maiores na região do apoio P7, o que pode ser explicado pela menor rigidez. Analogamente ao apresentado para as paredes anteriores, a incorporação da ISE faz com que os deslocamentos da viga sejam maiores frente aos modelos com base engastada.

Figura 63 – Esforços na viga de suporte da Parede 41: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 41 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 41 no Modelo A.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	145.08	-	492.29	-	94.80	-	0.17	-
Modelo 2a	179.00	23%	400.48	-19%	99.15	5%	0.84	397%
Modelo 2b	153.27	6%	477.07	-3%	101.01	7%	0.91	443%
Modelo 3	145.27	0%	333.91	-32%	57.99	-39%	0.18	9%
Modelo 4a	178.79	23%	309.79	-37%	70.75	-25%	0.81	382%
Modelo 4b	156.59	8%	458.96	-7%	89.31	-6%	0.94	457%

Fonte: Autor (2019).

Na Parede 41, os esforços normais nos pilares sofreram poucas alterações, sendo o modelo 4b o que apresenta as maiores diferenças. Vale salientar que as variações

entre os modelos ocorrem a favor da segurança, uma vez que os esforços são reduzidos, como mostra a Tabela 42.

Tabela 42 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 30 no Modelo A.

Modelo	Esforço normal nos pilares da Parede 41 (kN)			
	Pilar 18	Δ modelo1	Pilar 07	Δ modelo1
Modelo 1	-560.60	-	-778.93	-
Modelo 2a	-560.27	0%	-683.30	-12%
Modelo 2b	-560.67	0%	-772.47	-1%
Modelo 3	-560.51	0%	-558.58	-28%
Modelo 4a	-560.34	0%	-558.75	-28%
Modelo 4b	-347.83	-38%	-772.69	-1%

Fonte: Autor (2019).

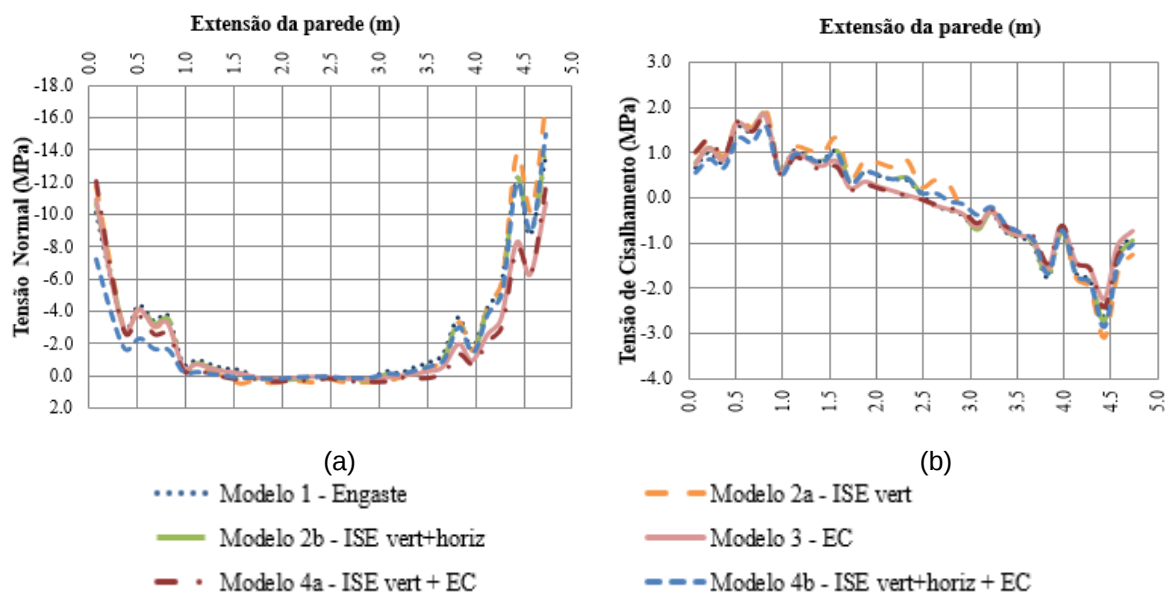
As mesmas análises foram desenvolvidas para o grupo de modelos B, com fundações redimensionadas. Observou-se que tanto a distribuição de tensões na base da parede quanto os esforços na viga e nos pilares, a Parede 41 foi, entre as três analisadas, a que resultou em menores diferenças entre os grupos A e B. Com exceção do modelo 2a que possui diferenças maiores, os outros modelos de análise se assemelham em todas as situações. O fato de esta parede possuir apenas dois apoios e não apresentar aberturas em seu painel contribuem para a simplicidade da análise. Mais uma vez, atenta-se para o fato de que a distribuição das rigidezes nos apoios é mais importante do que o valor da rigidez propriamente dito. A seguir são apresentados os gráficos e tabelas desta parede para o grupo B.

Tabela 43 – Rigidez dos apoios da Parede 41 no Modelo B.

Modelo B		
Parede 41		
Apoio	Kv (kN/m)	Kh (kN/m)
Pilar 18	43103	1677
Pilar 7	54318	2091

Fonte: Autor (2019).

Figura 64 – Distribuição de tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 44 – Tensões normais máximas da Parede 41 no Modelo B.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos			
	Região P18	Δ modelo1	Região P7	Δ modelo1
Modelo 1	-10.11	-	-13.65	-
Modelo 2a	-11.76	16%	-16.86	24%
Modelo 2b	-10.65	5%	-14.10	3%
Modelo 3	-10.93	8%	-10.70	-22%
Modelo 4a	-12.02	19%	-11.70	-14%
Modelo 4b	-7.22	-29%	-14.98	10%

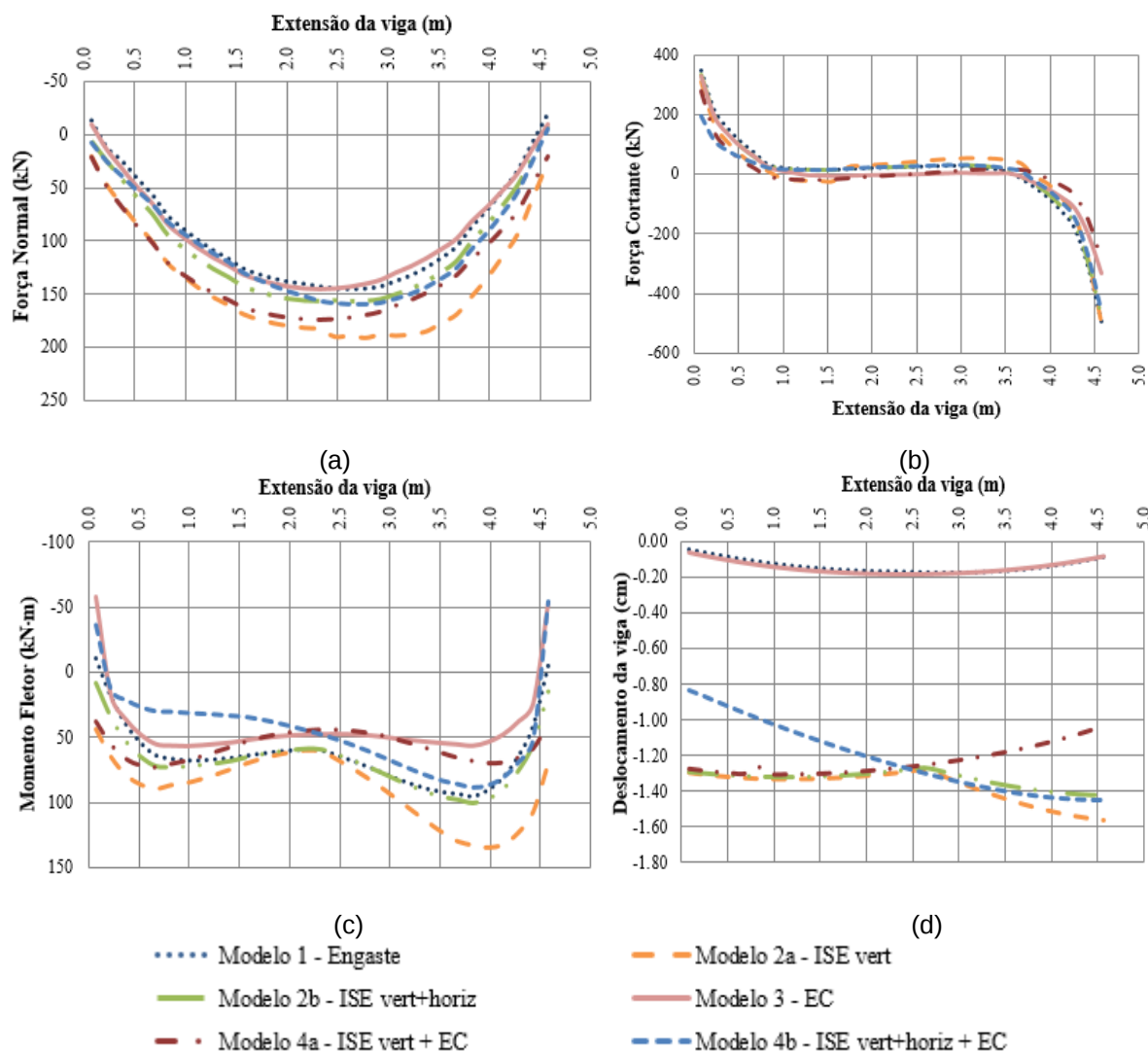
Fonte: Autor (2019).

Tabela 45 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 41 no Modelo B.

Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos			
	Região P18	Δ modelo1	Região P7	Δ modelo1
Modelo 1	1.01	-	-1.24	-
Modelo 2a	1.27	25%	-1.58	28%
Modelo 2b	1.10	8%	-1.31	6%
Modelo 3	1.12	10%	-1.08	-13%
Modelo 4a	1.31	30%	-1.25	1%
Modelo 4b	0.85	-16%	-1.42	15%

Fonte: Autor (2019).

Figura 65 – Esforços na viga de suporte da Parede 41: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 46 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 41 no Modelo B.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	145.08	-	492.29	-	94.80	-	0.17	-
Modelo 2a	191.00	32%	498.09	1%	134.91	42%	1.56	829%
Modelo 2b	157.19	8%	479.05	-3%	100.95	6%	1.43	748%
Modelo 3	145.27	0%	333.91	-32%	57.99	-39%	0.18	9%
Modelo 4a	174.17	20%	287.18	-42%	72.68	-23%	1.31	676%
Modelo 4b	159.79	10%	460.45	-6%	89.03	-6%	1.45	763%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 47 – Esforços normais máximos nos pilares da Parede 30 no Modelo B.

Modelo	Esforço normal nos pilares da Parede 41 (kN)			
	Pilar 18	Δ modelo1	Pilar 07	Δ modelo1
Modelo 1	-560.60	-	-778.93	-
Modelo 2a	-559.54	0%	-852.20	9%
Modelo 2b	-557.73	-1%	-775.08	0%
Modelo 3	-560.51	0%	-558.58	-28%
Modelo 4a	-532.90	-5%	-532.90	-32%
Modelo 4b	-345.44	-38%	-775.09	0%

Fonte: Autor (2019).

4.1.3 Comentários

As análises prévias dos modelos que consideram o efeito da deformação dos apoios da estrutura de transição devido a consideração da deformação das fundações e o efeito construtivo, ou seja, da inserção de estados de tensões em etapas diferentes de maturação da estrutura de concreto, onde suas propriedades mecânicas como a resistência à compressão e módulo de elasticidade são inferiores aos valores de projeto (referenciados como sendo o valor da resistência aos 28 dias) remeteram a conclusões importantes para a continuação da pesquisa:

- A influência da deformabilidade horizontal do solo é importante em todas as análises. De maneira geral, esse efeito minimiza as diferenças entre os modelos que consideram apenas molas verticais ou apenas o efeito construtivo em relação ao modelo clássico de referência;

- O redimensionamento das fundações para cargas exatas atuantes não trazem alterações significativas para a estrutura, e mesmo nos casos que as diferenças percentuais se alteram de forma mais expressiva, a tendência de comportamento se mantém a mesma para os grupos de modelos A e B. Isso revela que o fato das fundações terem ficado mais flexíveis em si não altera o efeito da deformação do solo na interação entre a parede e a estrutura de transição. Tal fato, como indicado anteriormente, aponta para a maior importância da diferença de rigidez entre os apoios do que do valor da rigidez propriamente dita;

- Mesmo os deslocamentos da viga de suporte crescendo consideravelmente em termos percentuais quando incorpora-se a ISE nos modelos, esses valores não atingem o Estado Limite de Serviço da estrutura.

- O efeito conjunto da ISE com o efeito construtivo (modelo 4b) é de complexa análise, e não consiste na sobreposição desses dois efeitos separadamente. Tendo em vista que este é o modelo mais completo de análise, é importante que a atenção aos limites das faixas de segurança esteja voltada principalmente a ele, pois nem sempre tais limites ficaram atendidos.

4.2 Edifício exemplo 1

4.2.1 Modelos adotados nas análises

A partir da constatação no exemplo preliminar de que não ficou caracterizada modificação na distribuição de tensões no sistema parede-viga, ao se adotar o procedimento de agrupamento de estacas por intervalos de carregamento para o dimensionamento das fundações, esse procedimento foi realizado, também, para as fundações dos exemplos 1 e 2.

Uma vez constatado que fundações mais flexíveis não tendem a alterar o encaminhamento de tensões no sistema parede-viga, o dimensionamento das fundações dos edifícios exemplos 1 e 2 foi feito por intervalos de carga dos esforços normais nos pilares, de acordo com a prática usual em projetos, utilizando os critérios já expostos no item 3.1 deste trabalho.

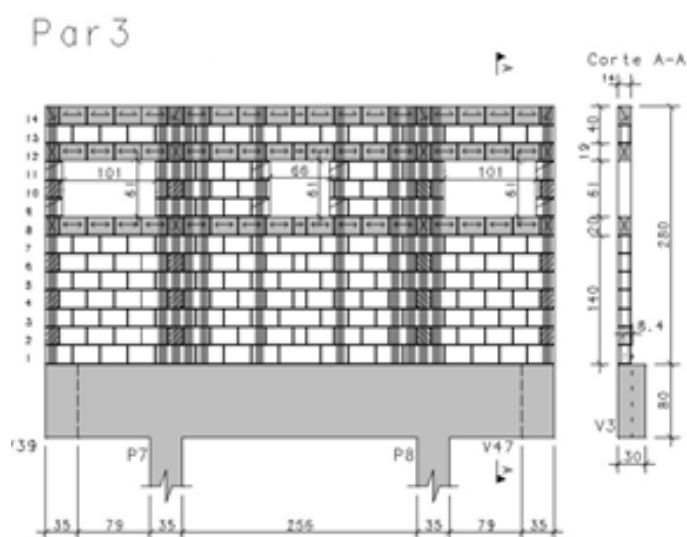
Para o primeiro edifício, foram escolhidas cinco paredes para análises: paredes 1, 30, 41, 3 e 43, cujas disposições na planta do edifício estão indicadas na Figura 42. As paredes 1, 30 e 41, avaliadas no exemplo preliminar, foram novamente escolhidas para fins de comparação entre modelagem plana e tridimensional. Ademais, as paredes 1 e 30 possuem número e disposição de aberturas de janelas que as diferenciam e enriquecem o estudo, e as paredes 41 e 43 pertencem aos grupos de paredes¹ com maior carga vertical do edifício. Além destas, a parede 3 também foi

¹ Define-se grupo de parede como sendo o conjunto de paredes que apresentam amarração entre si por meio do intertravamento das fiadas de blocos, cujos limites são definidos pelas aberturas de porta ou de janela.

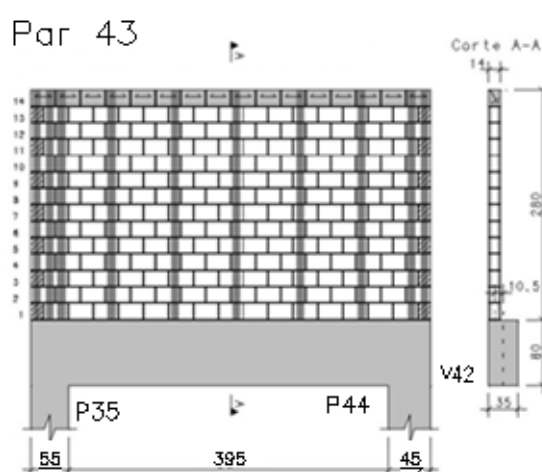
escolhida por possuir amarração com a extremidade da parede 41. Dessa forma, foi possível uma análise do comportamento tridimensional entre paredes que se interceptam.

A elevação das paredes 1, 30 e 41 foram apresentadas nas Figuras 52 e 53. A elevação e a discretização com o modelo de barras equivalentes das paredes 3 e 43 estão ilustradas pelas Figuras 66 e 67. Vale ressaltar que na modelagem tridimensional as forças horizontais em X e em Y foram aplicadas no centro de gravidade de cada pavimento.

Figura 66 – Elevação das paredes: (a) Parede 3; (b) Parede 43.



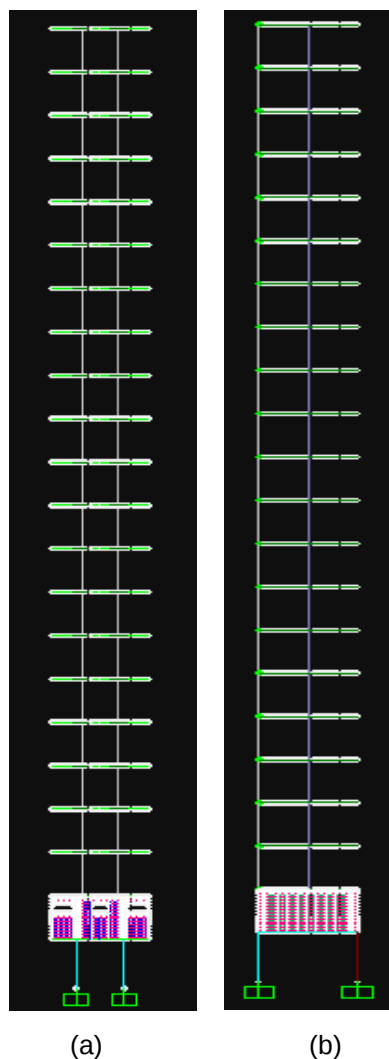
(a)



(b)

Fonte: Autor (2019).

Figura 67 – Discretização no SAP: (a) Parede 3; (b) Parede 43.



(a) (b)
Fonte: Autor (2019).

A partir da verificação no exemplo preliminar da importância da consideração da deformabilidade horizontal do solo no comportamento da estrutura, foram definidos os seguintes tipos de modelagem:

- Modelo 1: modelo usual de projeto, tomado como o de referência, considerando pilares com base engastada e aplicação de ações instantâneas. É importante destacar que esse modelo foi considerado como o de referência não por representar o melhor entre os modelos definidos, mas por ser aquele utilizado usualmente na elaboração dos projetos de edifícios;
- Modelo 2: consideração da ISE com utilização de molas verticais e horizontais, e aplicação de ações instantâneas;
- Modelo 3: pilares com base engastada e consideração do efeito construtivo apenas;

- Modelo 4: modelo mais completo, com a consideração da ISE com molas verticais e horizontais, e com o efeito construtivo.

A rigidez dos apoios foi determinada novamente, de maneira a contribuir com o entendimento do estudo. Vale lembrar que tais apoios foram definidos como sendo o conjunto formado pelos pilares, blocos e estacas. A Tabela 48 mostra a rigidez vertical (K_v) e horizontal em cada direção (K_{hx} e K_{hy}) dos apoios do edifício, nomeados por seus respectivos pilares. Como este edifício possui um eixo de simetria vertical, apenas os apoios do lado esquerdo em planta são apresentados.

Tabela 48 – Rigidez dos apoios do Edifício 1.

Rigidez dos apoios							
Apoio	K_v (kN/m)	K_{hx} (kN/m)	K_{hy} (kN/m)	Apoio	K_v (kN/m)	K_{hx} (kN/m)	K_{hy} (kN/m)
P1	92968.13	2417.38	3226.64	P27	53779.09	1382.85	1870.37
P2	93330.23	1921.61	5326.59	P30	93546.11	4558.16	2707.54
P3	118270.03	2163.84	2081.75	P32	119227.25	3878.20	1705.66
P7	93546.11	2707.54	4558.16	P33	119524.99	2362.02	3200.75
P9	199791.88	5568.00	15195.21	P34	197623.03	14200.84	2660.23
P10	92968.13	2417.38	3226.64	P35	94084.88	3280.24	8154.79
P14	93546.11	4558.16	2707.54	P39	92750.42	1734.34	3916.28
P16	117239.27	3244.74	1006.55	P40	199791.88	15195.21	5568.00
P18	55560.03	3125.95	6229.02	P43	116274.45	1372.48	1797.39
P20	118270.03	2081.75	2163.84	P44	93546.11	2707.54	4558.16
P21	116274.45	1338.99	1858.26	P46	119227.25	1705.66	3878.20
P22	59962.87	2367.71	9095.94	P47	194168.69	2995.15	6249.57
P26	60102.18	2172.33	7073.80	P48	118270.03	2163.84	2081.75

Fonte: Autor (2019).

4.2.2 Análises e discussões

4.2.2.1 Parede 1

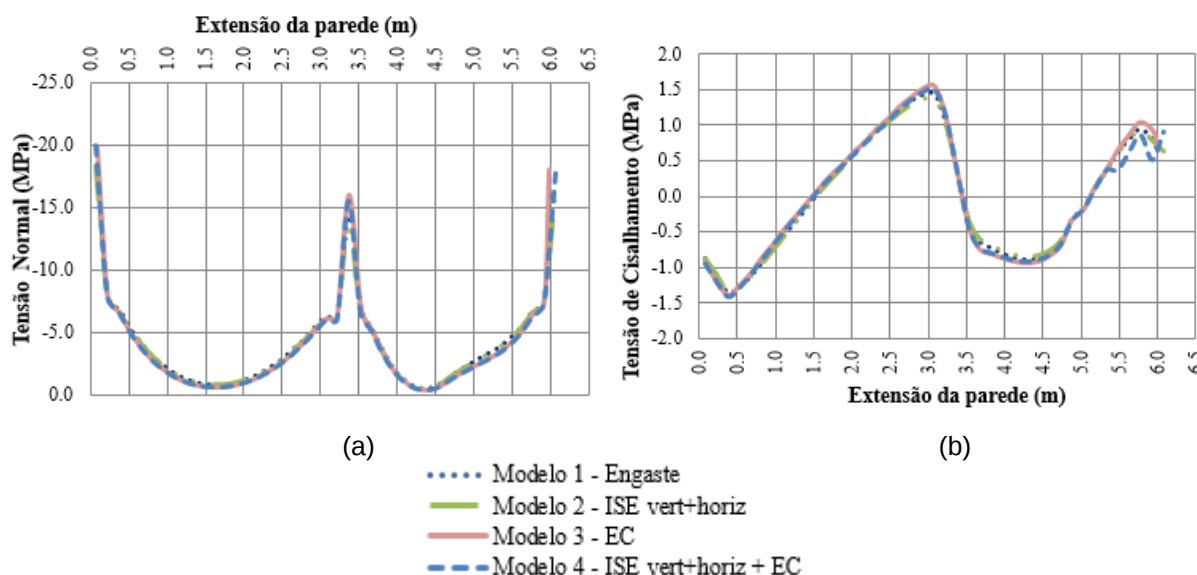
A Figura 68 ilustra a distribuição de tensões normais e de cisalhamento na base da Parede 1 para os quatro modelos analisados, sendo possível perceber a semelhança de comportamento entre eles. As Tabelas 49 e 50 trazem os valores de tensões nas regiões dos picos, na qual nota-se que todas as variações em relação ao modelo de referência encontram-se cobertas pelo coeficiente de segurança, segundo o critério de Santos (2016). É importante destacar que a consideração apenas da ISE (modelo 2) provocou redução de tensões normais e de cisalhamento na base da

Parede 1, enquanto que a incorporação do efeito construtivo nos modelos 3 e 4 provocou acréscimos dessas tensões.

A modelagem tridimensional trouxe um acréscimo de tensões na parede da ordem de 2,5 a 3 vezes superior às obtidas utilizando o modelo plano: no caso do modelo 1, por exemplo, a modelagem 2D provocou picos de tensões normais de 6,93, 4,32 e 5,41 MPa nas regiões dos apoios (como mostra a Tabela 19), ao passo que o modelo tridimensional acarretou em picos de 18,22, 14,37 e 16,52 MPa nessas mesmas regiões, como mostra a Tabela 49.

Além disso, percebeu-se que a modelagem plana da parede possui maior sensibilidade às variações de modelagem, ou seja, maiores diferenças percentuais que ultrapassaram os limites aceitáveis, como é o caso das tensões normais e de cisalhamento na região do apoio P3, que no caso do modelo 4, chegam a ser 36% e 51% superiores ao modelo 1, enquanto que na modelagem tridimensional, essas diferenças foram reduzidas para 7% e -4%, respectivamente.

Figura 68 – Distribuição de tensões na base da Parede 1: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 49 – Tensões normais máximas da Parede 1.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P2	Δ modelo1	Região P3	Δ modelo1
Modelo 1	-18.22	-	-14.37	-	-16.52	-
Modelo 2	-18.31	0%	-13.78	-4%	-16.27	-2%

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos – Continuação					
	Região P1	Δ modelo1	Região P2	Δ modelo1	Região P3	Δ modelo1
Modelo 3	-19.82	9%	-15.99	11%	-18.01	9%
Modelo 4	-19.98	10%	-15.52	8%	-17.74	7%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 50 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 1.

Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos					
	Região P1	Δ modelo1	Região P2	Δ modelo1	Região P3	Δ modelo1
Modelo 1	-1.09	-	1.06	-	0.95	-
Modelo 2	-1.10	0%	1.02	-4%	0.94	-1%
Modelo 3	-1.19	9%	1.15	9%	1.04	10%
Modelo 4	-1.20	9%	1.12	6%	0.91	-4%

Fonte: Autor (2019).

Com relação a viga de suporte, as diferenças entre os modelos também ocorreram de forma suave. Os valores máximos dos esforços encontram-se na Tabela 51. De maneira geral, assim como na distribuição de tensões na base da parede, a consideração apenas da ISE (modelo 2) trouxe alterações pouco significativas aos esforços máximos, tornando-se mais consideráveis ao introduzir o efeito construtivo (modelos 3 e 4). As diferenças mais significativas ocorreram nos deslocamentos da viga, porém, os valores absolutos são de baixa magnitude. Considerando o modelo 4 como o mais completo, destaca-se que ele apresenta as maiores reduções de esforço cortante e momento fletor máximo quando comparado ao modelo 1.

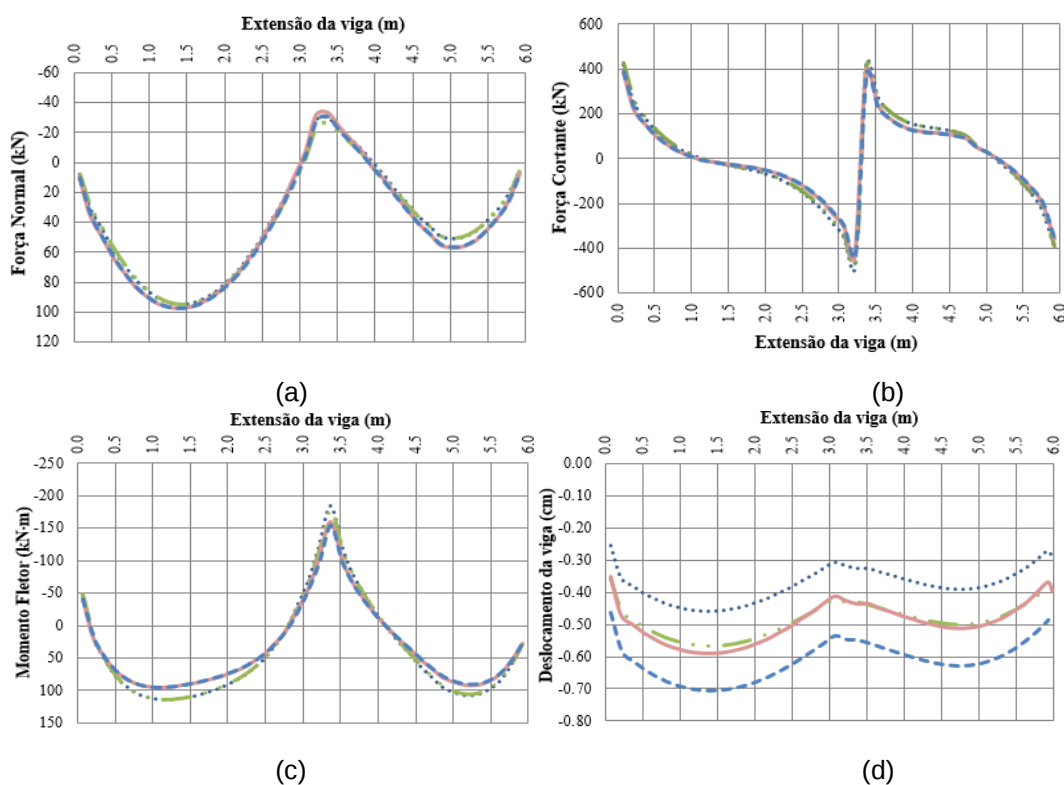
Neste instante, é importante se estabelecer a correlação que existe entre as tensões na base da parede os diagramas de esforços da viga. Tanto a tensão normal como a de cisalhamento podem ser interpretadas como o carregamento atuante na viga, de modo que os diagramas de força cortante e momento fletor se correlacionam com as tensões normais, enquanto que o diagrama de força normal se correlaciona com as tensões de cisalhamento.

No caso específico da Parede 1, verifica-se que as tensões de cisalhamento na base têm o mesmo sinal com intensidades decrescentes entre as coordenadas de 0 a 1,5 m, ao passo que a força normal de tração tem seu valor aumentado, sendo nula a tensão de cisalhamento e máxima a força normal na coordenada 1,5 m. Na sequência, as tensões de cisalhamento mudam de sinal e apresentam intensidades

crecentes entre as coordenadas 1,5 m e 3,0 m, ao passo que a força normal de tração tem seu valor reduzido, sendo máxima a tensão de cisalhamento e nula a força normal na coordenada 3,0 m. Tomando como referência o intervalo entre as coordenadas 1,5 m e 3,25 m, percebe-se que as tensões de cisalhamento apresentam o mesmo sinal enquanto que a força normal de tração tem sua intensidade diminuída até atuar força de compressão na coordenada 3,25 m. Essa tendência é mantida para os demais trechos da viga e nas demais análises realizadas neste trabalho. Dessa forma, é possível afirmar, como já era de se esperar, que a correlação entre o diagrama de força normal na viga e o diagrama de tensões de cisalhamento horizontal na base da parede, segue o mesmo padrão de uma viga submetida a um carregamento axial.

É importante destacar que a modelagem tridimensional da estrutura resultou em trechos da viga submetidos a forças normais de tração e compressão para os quatro modelos de análise, enquanto que na modelagem 2D todos os modelos que consideram a ISE resultaram em forças de tração, unicamente, conforme ilustrado pela Figura 55. Ademais, a modelagem 3D atenua consideravelmente as diferenças entre os modelos, deixando-os cobertos pelo limite de segurança.

Figura 69 – Esforços na viga de suporte da Parede 1: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



..... Modelo 1 - Engaste
 — Modelo 2 - ISE vert+horiz
 — Modelo 3 - EC
 - - - Modelo 4 - ISE vert+horiz + EC

Fonte: Autor (2019).

Tabela 51 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 1.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	95.17	-	487.57	-	185.28	-	0.46	-
Modelo 2	94.74	0%	472.25	-3%	179.06	-3%	0.57	24%
Modelo 3	97.25	2%	441.80	-9%	160.15	-14%	0.59	28%
Modelo 4	97.17	2%	428.83	-12%	154.85	-16%	0.70	54%

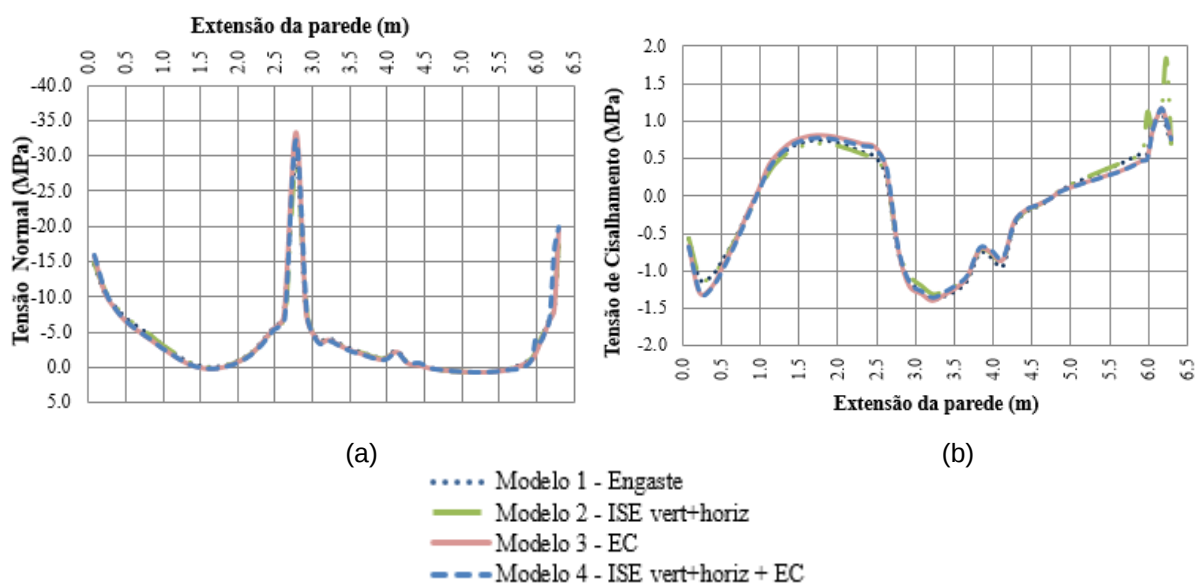
Fonte: Autor (2019).

4.2.2.2 Parede 30

A distribuição de tensões normais e de cisalhamento na base da Parede 30 também apresentou pouca variação entre os quatro modelos. Não há acréscimos de tensões superiores a 18%, com exceção da tensão de cisalhamento na região do apoio P1 para o modelo 2, que aumenta 100%, no entanto, tem esse efeito atenuado ao incorporar o efeito construtivo nas análises.

É importante destacar que o apoio em comum para as paredes 1 e 30 (pilar P1) possui, na modelagem tridimensional, níveis de tensão normal (18,22 MPa no caso do modelo 1, por exemplo) que não representam a soma algébrica dos valores de tensões normais obtidos para as paredes 1 e 30 modeladas separadamente na forma plana (6,93 e 4,84 MPa, respectivamente, também no caso do modelo 1). Dessa forma, constata-se a importância de se considerar todo o edifício para uma análise de resultados mais próxima da realidade, uma vez que modelos 2D não consideram, por exemplo, acréscimos de carga devido a apoios de vigas transversais, ou o efeito de grupo que ocorre nas paredes que se interceptam. É importante enfatizar que o efeito de grupo tem como principal resultado a maior distribuição de tensões entre as paredes, reduzindo as máximas intensidades.

Figura 70 – Distribuição de tensões na base da Parede 30: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 52 – Tensões normais máximas da Parede 30.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos					
	Região P20	Δ modelo1	Região P14	Δ modelo1	Região P1	Δ modelo1
Modelo 1	-14.62	-	-29.85	-	-18.22	-
Modelo 2	-14.79	1%	-28.46	-5%	-18.31	0%
Modelo 3	-15.92	9%	-33.43	12%	-19.82	9%
Modelo 4	-16.01	10%	-32.29	8%	-19.98	10%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 53 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 30.

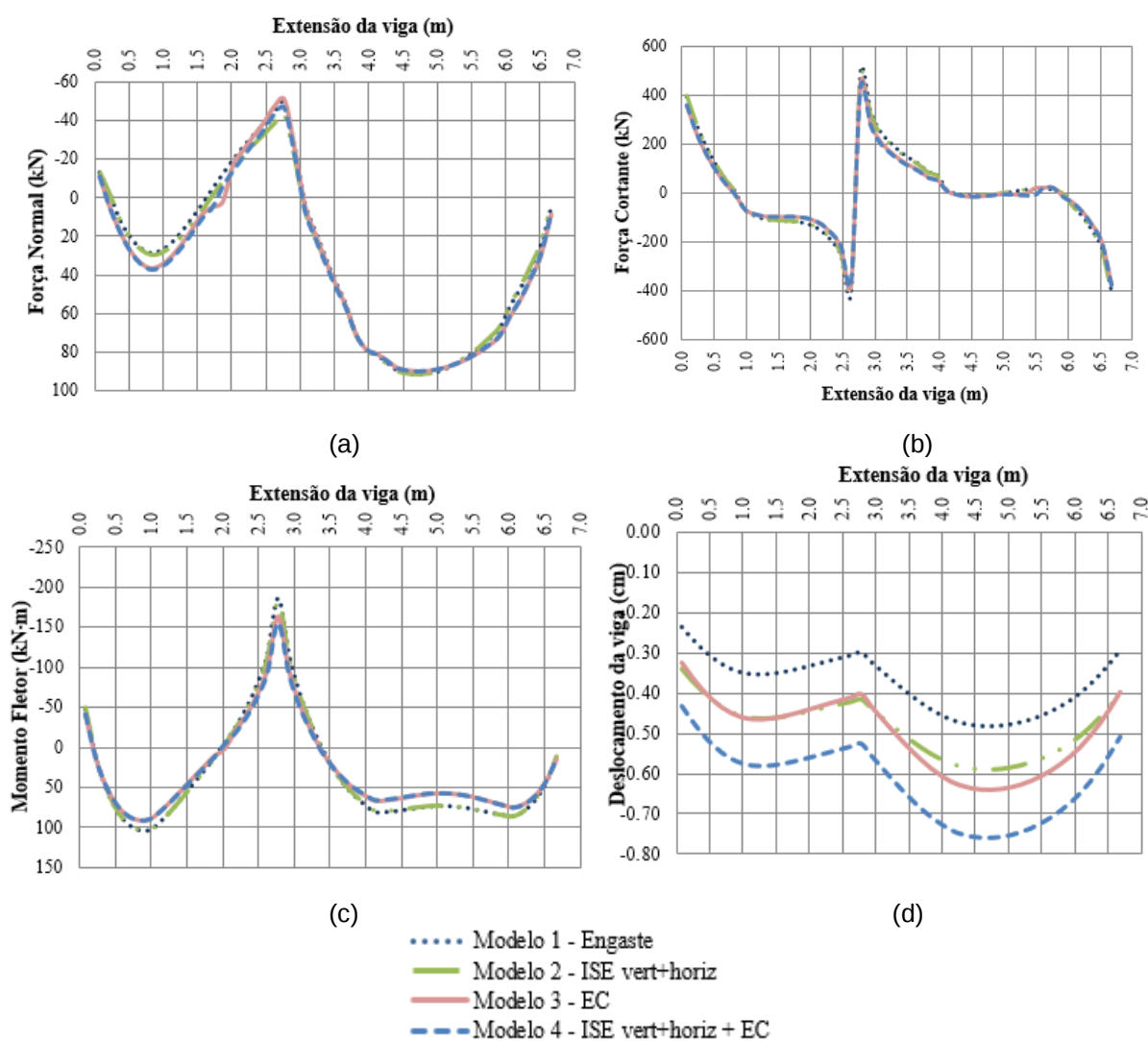
Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos					
	Região P20	Δ modelo1	Região P14	Δ modelo1	Região P1	Δ modelo1
Modelo 1	-1.10	-	-1.12	-	0.92	-
Modelo 2	-1.11	1%	-1.07	-5%	1.84	100%
Modelo 3	-1.30	18%	-1.20	7%	1.01	10%
Modelo 4	-1.31	18%	-1.16	3%	1.01	10%

Fonte: Autor (2019).

Os esforços na viga de suporte da Parede 30 são apresentados a seguir na Figura 71 e na Tabela 54. As forças normal e cortante para os quatro modelos de análise se mantiveram quase constantes, apresentando os modelos 3 e 4 reduções de valores

mais perceptíveis. Para o momento fletor, estes dois modelos que consideram o efeito da evolução do carregamento possuem redução de momentos tanto positivos quanto negativos em relação ao modelo 1 de referência. Percebe-se também que ao considerar apenas a ISE as diferenças em relação ao modelo 1 são menores do que nos outros dois casos, e que nenhuma diferença de esforço resultou superior aos limites aceitáveis.

Figura 71 – Esforços na viga de suporte da Parede 30: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 54 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 30.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	91.91	-	496.92	-	187.19	-	0.48	-
Modelo 2	91.42	-1%	477.43	-4%	181.92	-3%	0.59	22%
Modelo 3	89.92	-2%	451.82	-9%	163.29	-13%	0.64	33%
Modelo 4	89.66	-2%	435.86	-12%	156.59	-16%	0.76	57%

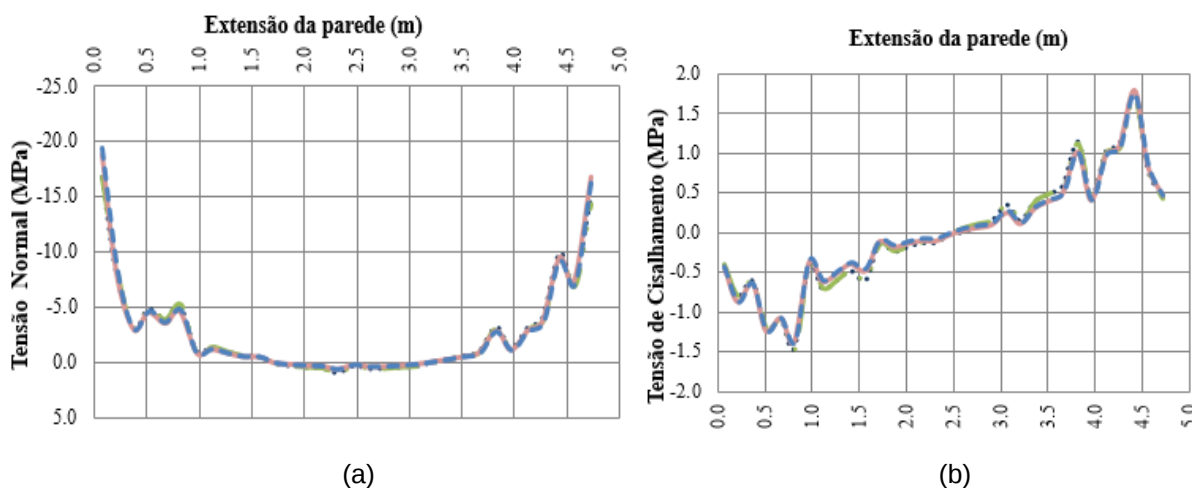
Fonte: Autor (2019).

4.2.2.3 Parede 41

A Figura 72 e as Tabelas 55 e 56 mostram a distribuição e os valores máximos das tensões normais e de cisalhamento na base da Parede 41. A distribuição de tensões normais na base ocorreu de maneira semelhante ao modelo 2D, porém, com o efeito tridimensional, o apoio P18 passou a ser menos rígido que o apoio P7, concentrando maiores tensões – ao contrário do modelo 2D, onde o apoio P7 é menos rígido. Diferentemente da Parede 1, em que os acréscimos de tensões do modelo tridimensional em relação ao modelo plano foram da ordem de 2,5 a 3 vezes, na Parede 41 o único caso dessa magnitude ocorre no apoio P18 para o modelo 4, que no modelo plano apresenta 6,98 MPa, e no tridimensional 19,42 MPa, de acordo com as Tabelas 39 e 55, respectivamente.

As tensões de cisalhamento apresentaram, nas regiões de máxima intensidade, poucas variações em relação ao modelo de referência, como mostra a Tabela 56.

Figura 72 – Distribuição de tensões na base da Parede 41: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



..... Modelo 1 - Engaste
 Modelo 2 - ISE vert+horiz
 Modelo 3 - EC
 Modelo 4 - ISE vert+horiz + EC

Fonte: Autor (2019).

Tabela 55 – Tensões normais máximas da Parede 41.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos			
	Região P18	Δ modelo1	Região P7	Δ modelo1
Modelo 1	-16.77	-	-15.06	-
Modelo 2	-16.78	0%	-14.35	-5%
Modelo 3	-18.86	12%	-16.86	12%
Modelo 4	-19.42	16%	-16.25	8%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 56 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 41.

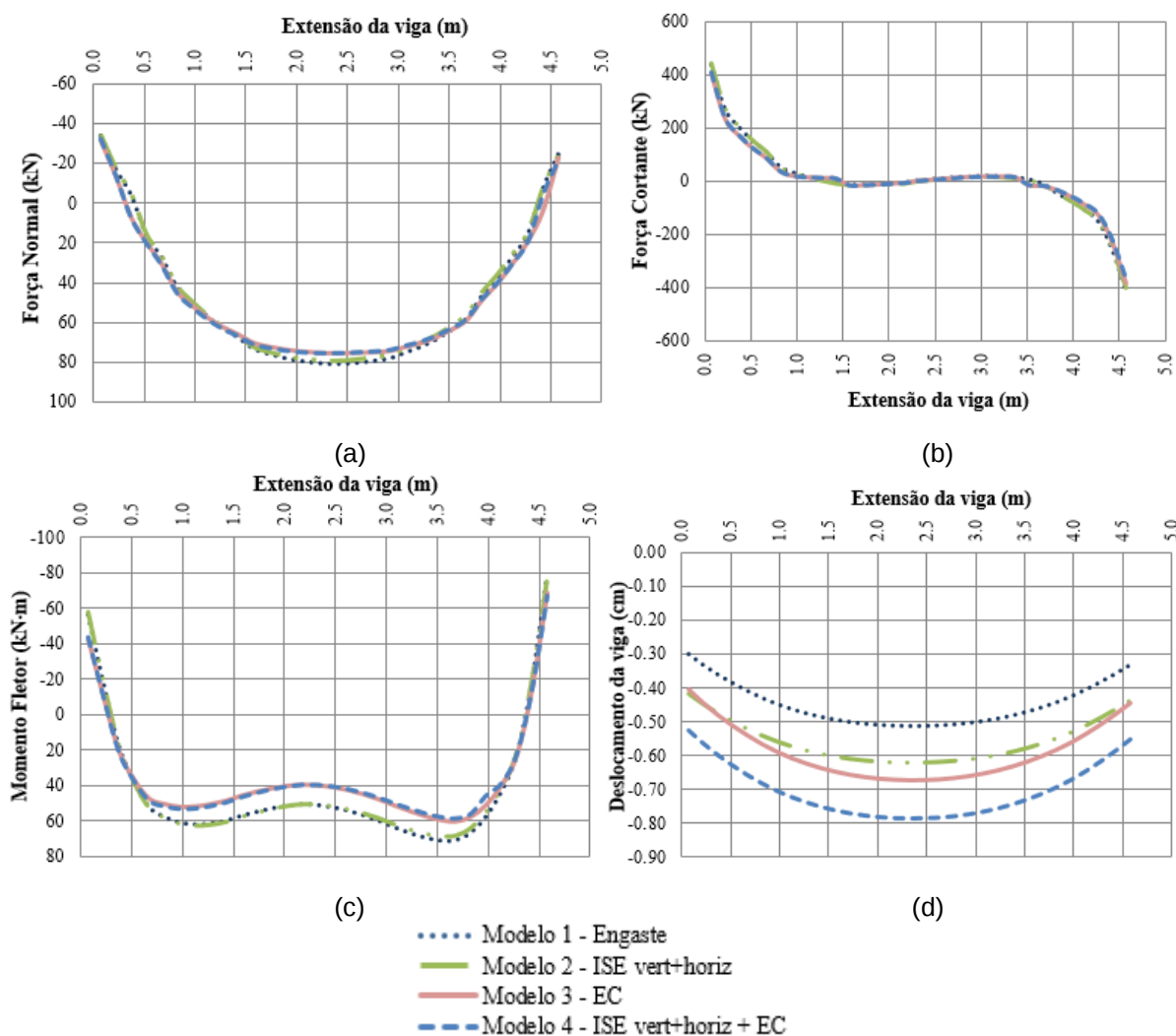
Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos			
	Região P18	Δ modelo1	Região P7	Δ modelo1
Modelo 1	-0.81	-	1.77	-
Modelo 2	-0.81	0%	1.71	-4%
Modelo 3	-0.87	7%	1.80	2%
Modelo 4	-0.88	9%	1.75	-1%

Fonte: Autor (2019).

Com relação a viga de suporte, é possível perceber que os quatro modelos de análise se comportam de maneira semelhante. Os modelos que consideram o efeito construtivo (modelos 3 e 4) resultam em momentos fletores um pouco menores no meio do vão, como mostra a Figura 73(c), o que pode ser justificado por um efeito um pouco mais intenso da interação parede-viga. Ademais, o comportamento entre os modelos não mostrou diferenças de esforços máximos que ultrapassassem os limites cobertos pelo coeficiente de segurança, conforme apresenta a Tabela 57.

É importante salientar que no caso dos deslocamentos, assim como nas outras paredes, os modelos 2, 3 e 4 se distanciam com altos valores percentuais do modelo 1. No entanto, ao avaliar os valores absolutos, pode-se perceber que não atingem o Estado Limite de Serviço, que, como já mencionado neste trabalho, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 é de $L/250$ para uma aceitabilidade sensorial e visual, sendo L o comprimento do vão.

Figura 73 – Esforços na viga de suporte da Parede 41: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 57 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 41.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	80.53	-	438.24	-	79.10	-	0.51	-
Modelo 2	79.23	-2%	443.43	1%	77.14	-2%	0.62	21%
Modelo 3	75.77	-6%	403.50	-8%	69.04	-13%	0.67	32%
Modelo 4	75.21	-7%	412.24	-6%	67.20	-15%	0.79	54%

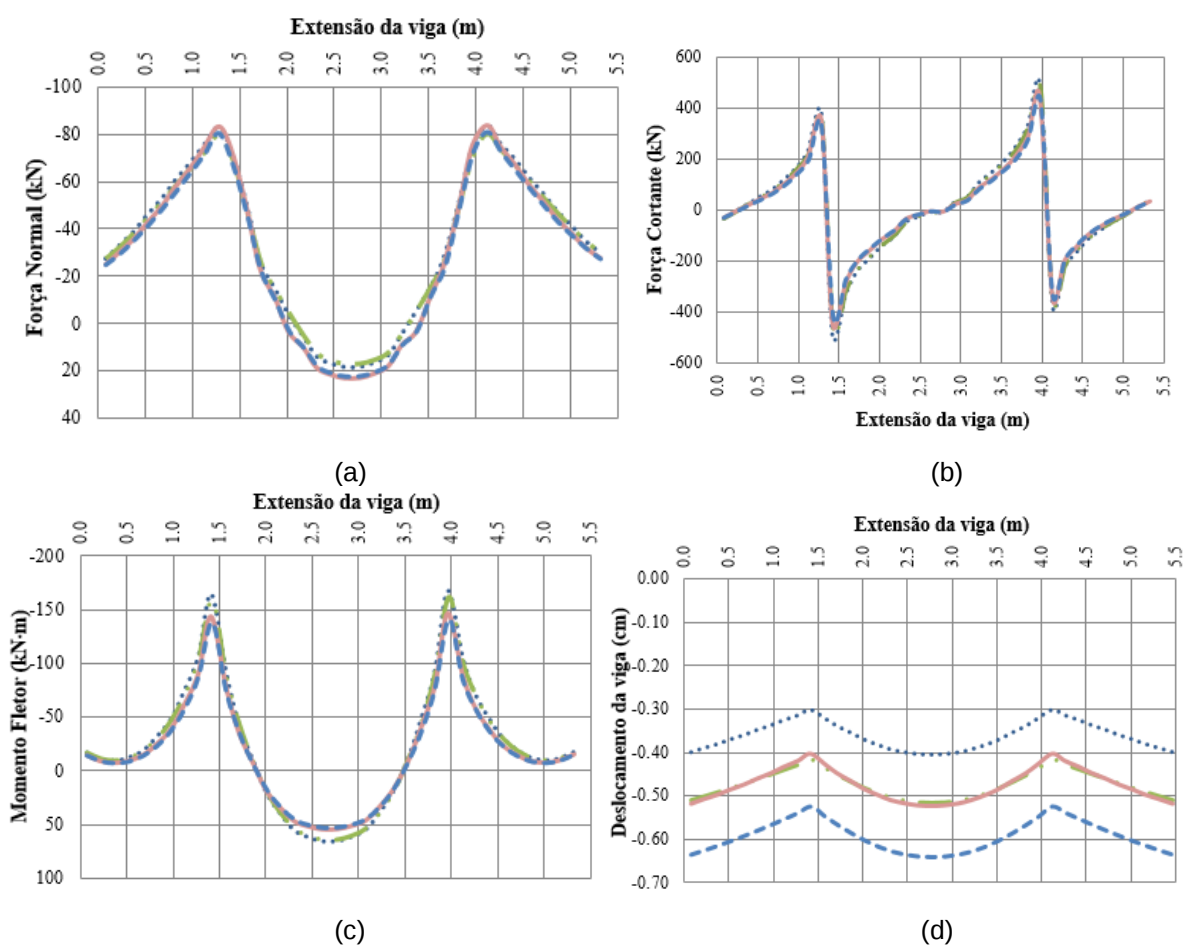
Fonte: Autor (2019).

Tabela 59 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 3.

Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos			
	Região P7	Δ modelo1	Região P8	Δ modelo1
Modelo 1	-1.14	-	-1.16	-
Modelo 2	-1.09	-5%	-1.11	-5%
Modelo 3	-1.20	5%	-1.23	6%
Modelo 4	-1.17	2%	-1.18	2%

Fonte: Autor (2019).

Na viga de suporte, a Figura 75(a) mostra um aumento do esforço normal de tração para os modelos 3 e 4, mesmo que sutil. Os momentos fletores no meio do vão são aliviados nestes mesmos casos (Figura 75c). Em termos de esforços máximos, a Tabela 60 mostra que as análises com a ISE e com o efeito construtivo produzem valores menores quando comparados ao modelo de referência, com exceção dos deslocamentos, que mesmo assim continuam atendendo aos critérios do ELS.

Figura 75 – Esforços na viga de suporte da Parede 3: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.

..... Modelo 1 - Engaste
 — Modelo 2 - ISE vert+horiz
 — Modelo 3 - EC
 - - - Modelo 4 - ISE vert+horiz + EC

Fonte: Autor (2019).

Tabela 60 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 3.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	83.57	-	496.47	-	167.58	-	0.41	-
Modelo 2	80.19	-4%	477.38	-4%	161.25	-4%	0.52	28%
Modelo 3	83.75	0%	447.94	-10%	146.12	-13%	0.52	29%
Modelo 4	80.91	-3%	431.76	-13%	140.73	-16%	0.64	58%

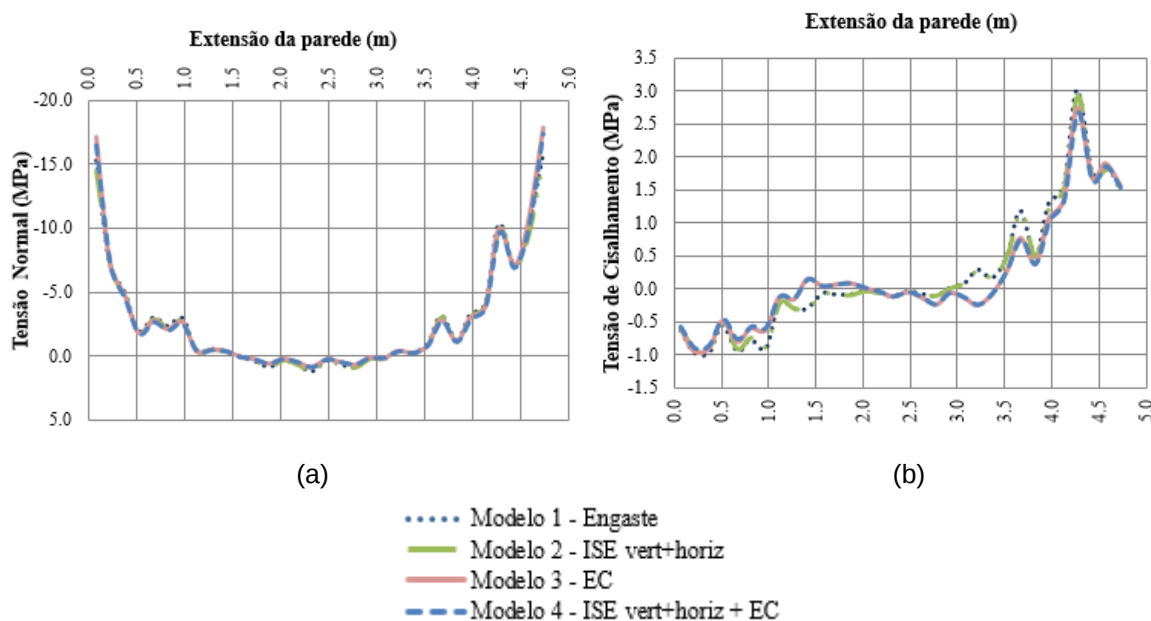
Fonte: Autor (2019).

4.2.2.5 Parede 43

A Figura 76 ilustra a distribuição de tensões normais e de cisalhamento na base da Parede 43, sendo possível constatar a semelhança de comportamento entre as paredes 41 e 43, ambas biapoiadas, sem aberturas de portas ou janelas, e recebem cargas verticais elevadas do edifício 1. As tensões normais na base da parede se distribuem de forma a compor dois picos acentuados nas extremidades dos apoios. Assim como nas outras paredes analisadas, o modelo que considera apenas a ISE possui as menores diferenças em relação ao modelo de referência, que são aumentadas ao considerar o efeito da evolução do carregamento. Além disso, constata-se que o modelo 4, que considera os dois efeitos, reduz as diferenças apresentadas ao utilizar o modelo 3.

No caso das tensões de cisalhamento, a Figura 76(b) mostra que a diferença entre os modelos é pouco significativa. No entanto, conforme mostra a Tabela 62, os valores destas tensões são elevados na região do apoio direito (P35), acarretando em um esforço de compressão mais significativo na viga de suporte nesta região.

Figura 76 – Distribuição de tensões na base da Parede 43: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 61 – Tensões normais máximas da Parede 43.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos			
	Região P44	Δ modelo1	Região P35	Δ modelo1
Modelo 1	-15.29	-	-15.87	-
Modelo 2	-14.46	-5%	-15.25	-4%
Modelo 3	-17.16	12%	-17.88	13%
Modelo 4	-16.47	8%	-17.37	9%

Fonte: Autor (2019).

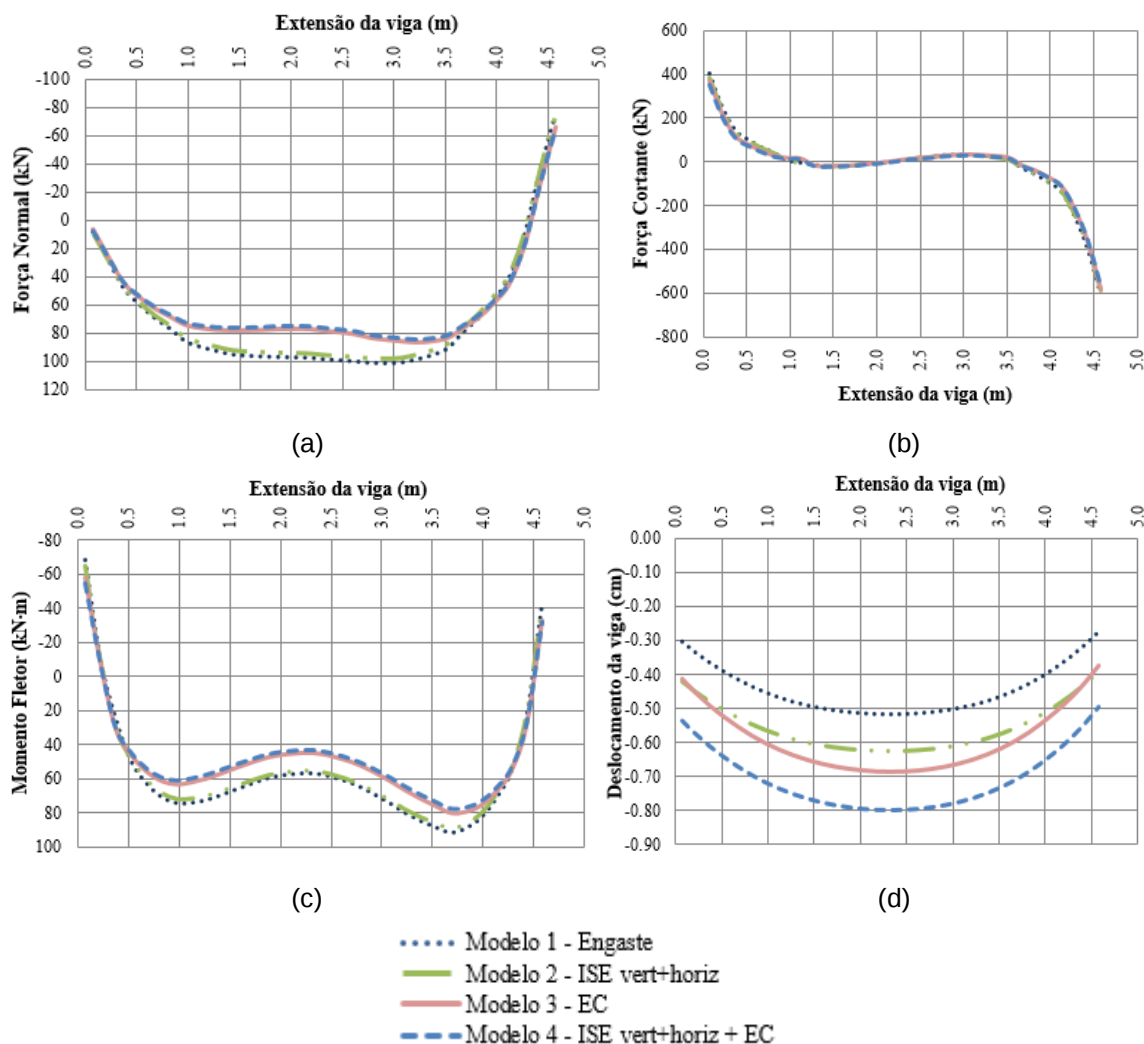
Tabela 62 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 43.

Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos			
	Região P44	Δ modelo1	Região P35	Δ modelo1
Modelo 1	-0.96	-	3.03	-
Modelo 2	-0.91	-5%	2.95	-3%
Modelo 3	-0.95	-2%	2.74	-10%
Modelo 4	-0.91	-6%	2.67	-12%

Fonte: Autor (2019).

Com relação aos esforços na viga de suporte em concreto armado, as mesmas análises da Parede 41 são válidas. É importante destacar que as variações entre os modelos constatarem reduções dos valores máximos, como mostra a Tabela 63.

Figura 77 – Esforços na viga de suporte da Parede 43: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 63 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 43.

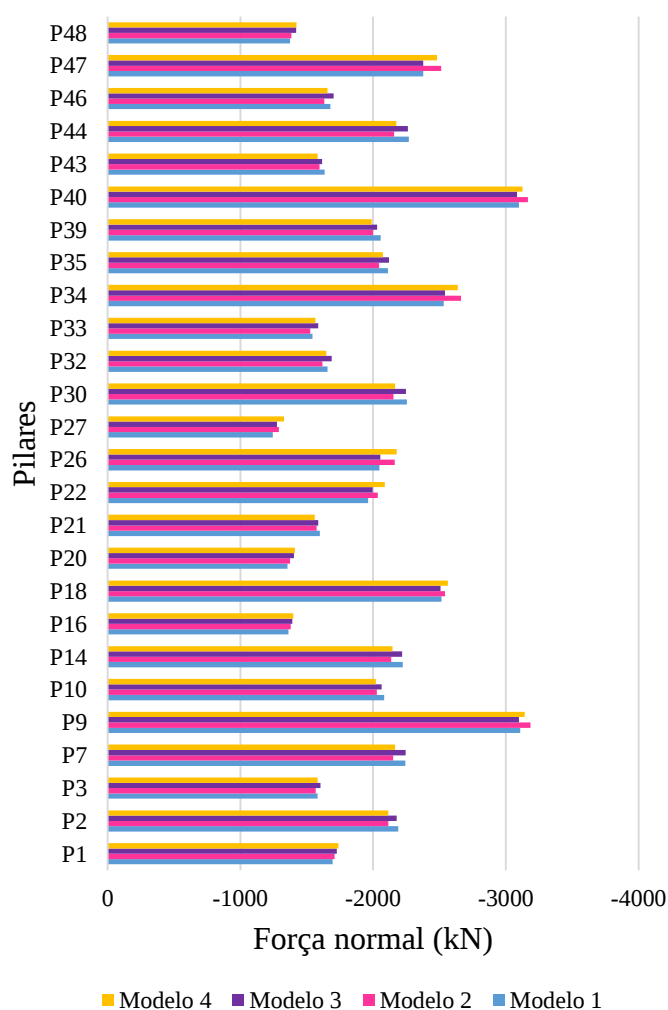
Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	100.89	-	608.84	-	91.85	-	0.52	-
Modelo 2	97.76	-3%	588.44	-3%	89.22	-3%	0.62	20%
Modelo 3	86.82	-14%	582.34	-4%	80.03	-13%	0.69	32%
Modelo 4	84.10	-17%	565.33	-7%	77.70	-15%	0.80	54%

Fonte: Autor (2019).

4.2.2.6 Pilares e recalques

A Figura 78 apresenta os esforços normais máximos nos pilares contidos em um eixo de simetria do edifício 1. Os valores absolutos e as diferenças percentuais entre os modelos encontram-se no Anexo B. Os modelos que consideram a ISE, o efeito construtivo e a junção dos dois efeitos, quando comparados ao modelo 1, resultam em diferenças pouco significativas, na qual a maior delas é de 6,69% do modelo considerado neste trabalho o mais completo (modelo 4) no P27. É importante salientar que estes resultados corroboram com os resultados de Santos (2016), que em seu estudo constatou que, no que tange os esforços normais nos pilares em um prédio de alvenaria estrutural de geometria quadrada como a do edifício 1, as diferenças entre os modelos ficavam cobertas pelo coeficiente de segurança de 1,18.

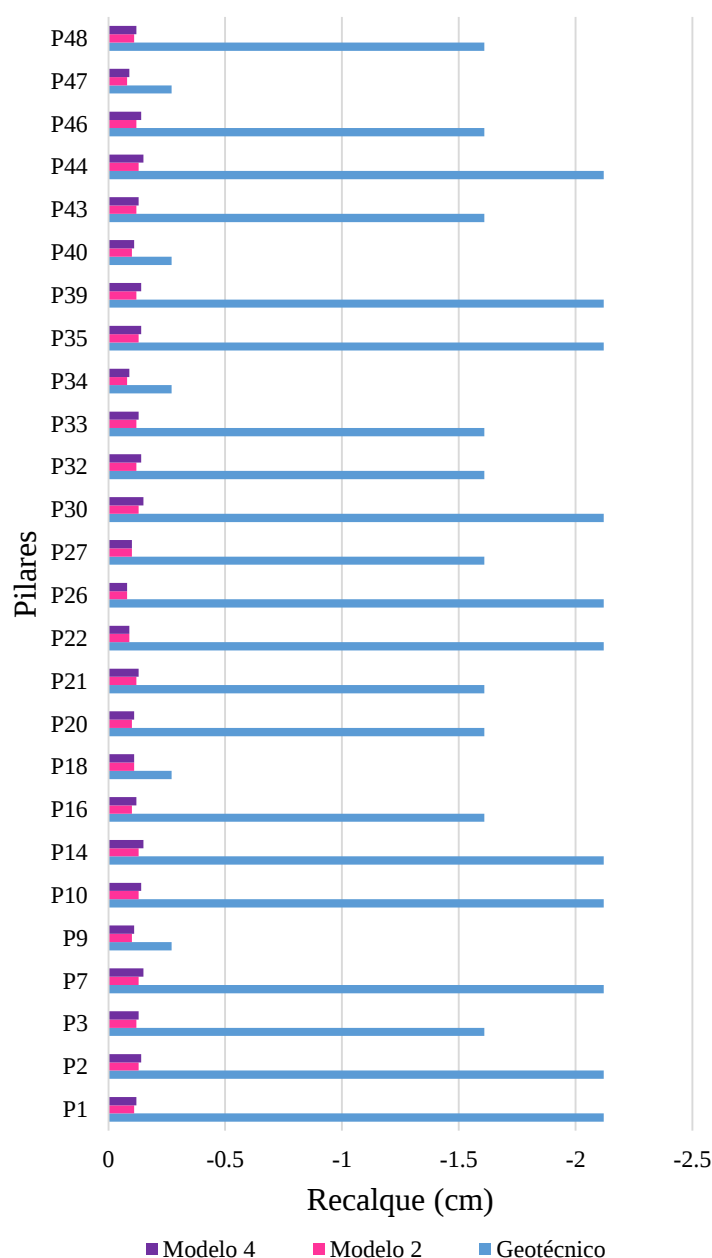
Figura 78 – Esforços normais máximos nos pilares do Edifício 1.



Fonte: Autor (2019).

A Figura 79 mostra os recalques das fundações, estando os valores absolutos e as diferenças percentuais entre os modelos contidos também no Anexo B. O recalque geotécnico, calculado pelo método de Cintra e Aoki para os modelos com base engastada (modelos 1 e 3) são comparados aos recalques medidos no topo das fundações nos modelos que consideram a ISE (modelos 2 e 4). Como apresentado na literatura, a consideração da interação com o solo reduz os recalques dos elementos, e os uniformiza, reduzindo os recalques diferenciais.

Figura 79 – Recalques das fundações do Edifício 1.



Fonte: Autor (2019).

4.2.3 Comentários

As análises das paredes 1, 30, 41, 3 e 43 do edifício 1, de geometria quadrada, nos permitiu observar alguns comportamentos importantes intrínsecos ao fenômeno da interação da estrutura com o solo e do carregamento por fases construtivas:

- A variação do comportamento entre os quatro modelos de análise ocorreu de maneira discreta. Percebeu-se que, de maneira geral, ao comparar com o modelo com base engastada e carregamento instantâneo (modelo 1), o modelo que considera apenas o efeito da interação com o solo (modelo 2) foi o que mais se aproximou em termos de tensões na base das paredes e esforços na viga de concreto armado. Ao incrementar o efeito construtivo nas análises, o modelo 3, com base engastada, apresentou maiores diferenças em relação ao modelo 1, e, na maioria dos casos, esse terceiro modelo apresentou pouca diferença em relação ao modelo que considera a ISE e a evolução construtiva simultaneamente (modelo 4). Assim, notou-se que para essa configuração de edifício, a interação solo-estrutura possui menor influência do que o efeito construtivo.

- De maneira geral, as tensões na base da parede sofrem acréscimos, no entanto, não suficientes a comprometer a segurança da estrutura quando comparado ao coeficiente de segurança de 1,18. No caso da viga de suporte, quando se considera os esforços máximos, o modelo 4 – mais completo – apresenta resultados a favor da segurança, ou seja, menores que os obtidos com o modelo 1. As diferenças mais consideráveis ocorrem nos deslocamentos da viga, porém, os valores absolutos não atingem o ELS.

- A comparação da modelagem plana com a tridimensional das paredes 1, 30 e 41 mostrou que o modelo 3D produz resultados consideravelmente diferentes do 2D. A modelagem plana mostrou-se mais sensível a variações entre os modelos, com diferenças percentuais (em relação ao modelo 1) que passam da cobertura do limite de segurança de maneira pronunciada. Já a modelagem 3D ameniza essas diferenças entre os modelos, trazendo-os para o limite de cobertura. Além disso, as tensões e os esforços nos modelos tridimensionais quando comparados aos planos chegam a ser até três vezes superiores, como é o caso da Parede 1, e a sobreposição de esforços de duas paredes planas não é válida. Assim, enfatiza-se a importância da modelagem de todo o edifício 3D para uma análise mais realista, considerando, por exemplo,

cargas devido a apoios de vigas transversais, e o efeito de grupo nas paredes que se interceptam.

- Com relação aos esforços nos pilares, as diferenças entre as normais máximas de cada modelo são pouco significativas, corroborando com o estudo de Santos (2016) que modelou um edifício de geometria em planta também quadrada. Os recalques dos elementos de fundação seguem o apresentado na literatura, com a ISE reduzindo os recalques e também os recalques diferenciais.

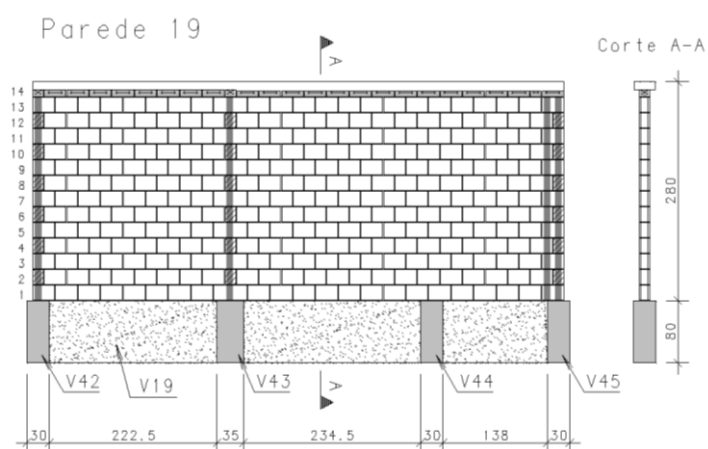
4.3 Edifício exemplo 2

4.3.1 Modelos adotados nas análises

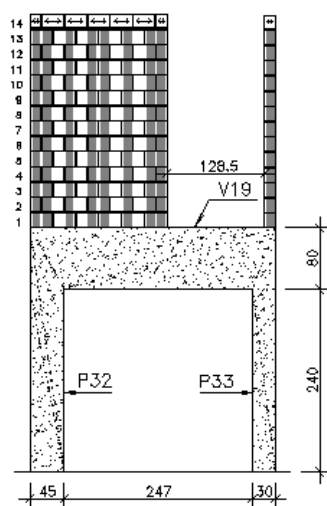
Para o segundo edifício exemplo, modelado com os mesmos parâmetros e considerações do primeiro, foram escolhidas quatro paredes para análises: paredes 19, 25, 41 e 45, ilustradas na Figura 46. Como critério, além das aberturas e das cargas verticais nos painéis, foi considerado também o tipo de apoio. Assim, a parede 19, apesar de ser um painel sem abertura, é apoiado apenas em vigas; a parede 25 possui carga vertical de elevada intensidade e uma de suas extremidades se situa na seção central do vão da viga; a parede 41 contém duas aberturas de janela e tem amarração em uma das extremidades da parede 19; e, por fim, a parede 45 que tem uma de suas extremidades coincidente com um pilar de apoio da viga de transição e a outra em seção intermediária dessa viga que, por sua vez, apresenta vão relativamente grande para esse tipo de estrutura.

A Figura 80 ilustra a elevação das paredes 19, 25, 41 e 45, e a Figura 81 ilustra a discretização com o modelo de barras equivalentes destas quatro paredes analisadas.

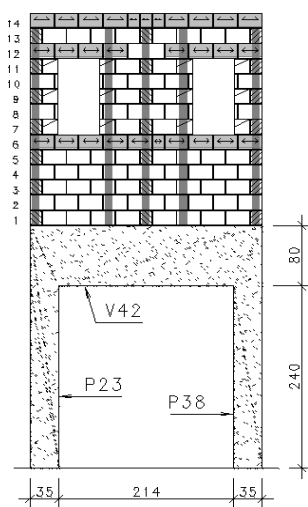
Figura 80 – Elevação das paredes: (a) Parede 19; (b) Parede 25; (c) Parede 41; (d) Parede 45.



(a)
Parede 25

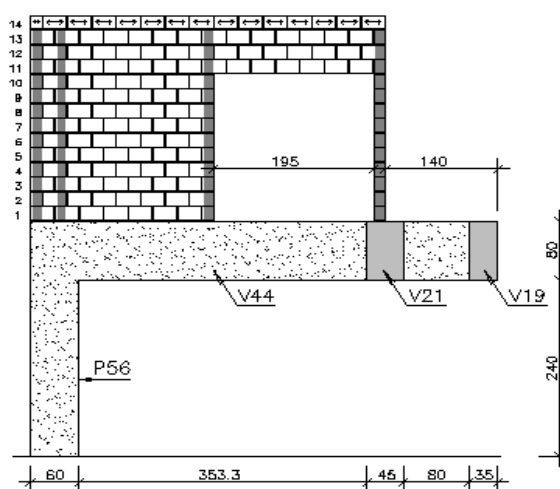


(b)
Parede 41



(c)

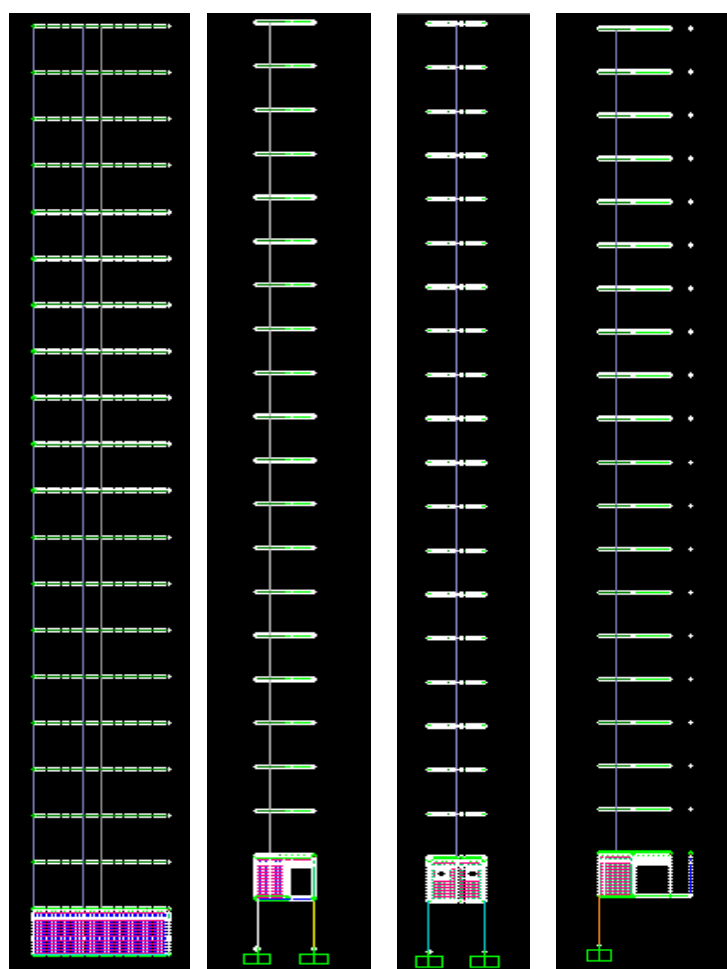
Parede 45



(d)

Fonte: Autor (2019).

Figura 81 – Discretização no SAP: (a) Parede 19; (b) Parede 25; (c) Parede 41; (d) Parede 45.



(a)

(b)

(c)

(d)

Fonte: Autor (2019).

Os modelos adotados nas análises são os mesmos já apresentados no edifício 1, a seguir novamente descritos:

- Modelo 1: modelo usual de projeto, tomado como o de referência, considerando pilares com base engastada e aplicação de ações instantâneas. É importante destacar que esse modelo foi considerado como o de referência não por representar o melhor entre os modelos definidos, mas por ser aquele utilizado usualmente na elaboração dos projetos de edifícios;

- Modelo 2: consideração da ISE com utilização de molas verticais e horizontais, e aplicação de ações instantâneas;

- Modelo 3: pilares com base engastada e consideração do efeito construtivo apenas;

- Modelo 4: modelo mais completo, com a consideração da ISE com molas verticais e horizontais, e com o efeito construtivo.

A Tabela 64 mostra a rigidez vertical (K_v) e horizontal em cada direção (K_{hx} e K_{hy}) dos apoios do edifício, nomeados por seus respectivos pilares. Vale lembrar que tais apoios foram definidos como sendo o conjunto formado pelos pilares, blocos e estacas.

Tabela 64 – Rigidez dos apoios do Edifício 2.

Rigidez dos apoios							
Apoio	K_v (kN/m)	K_{hx} (kN/m)	K_{hy} (kN/m)	Apoio	K_v (kN/m)	K_{hx} (kN/m)	K_{hy} (kN/m)
P1	6164.20	1802.99	1924.69	P32	8856.51	3111.01	1001.07
P2	25342.27	4623.85	3120.73	P33	8957.41	1534.94	2594.91
P3	25591.40	1123.35	5080.29	P34	19491.80	1031.47	4069.85
P4	6183.55	968.35	2495.74	P35	22315.63	9454.95	5417.72
P5	25328.10	2056.34	8691.57	P36	25632.97	3009.31	937.73
P6	25598.48	1517.00	3546.57	P37	6163.34	1513.89	3196.39
P7	25410.38	1927.83	7267.04	P38	22196.12	21557.14	4254.43
P8	6139.25	1513.89	3171.84	P39	25342.27	2580.90	6700.37
P9	25548.81	1658.36	4665.14	P40	25342.27	2580.90	6700.37
P10	25548.81	1658.36	4665.14	P41	22196.12	21557.14	4254.43
P11	25548.81	1658.36	4665.14	P42	6163.34	1513.89	3196.39
P12	25548.81	1658.36	4665.14	P43	8972.28	3066.30	2329.65
P13	6139.25	1513.89	3171.84	P44	8857.08	678.68	960.60
P14	25629.13	1589.13	1328.52	P45	9038.02	2388.08	2990.87
P15	9434.44	743.69	1502.30	P46	6197.56	1272.22	1585.71
P16	25629.13	1219.90	1778.57	P47	25629.13	1328.52	1589.13

Rigidez dos apoios – Continuação							
Apoio	K_v (kN/m)	K_{hx} (kN/m)	K_{hy} (kN/m)	Apoio	K_v (kN/m)	K_{hx} (kN/m)	K_{hy} (kN/m)
P17	6197.56	1217.88	1679.08	P48	9440.70	743.69	1502.30
P18	25507.49	2737.64	3352.85	P49	6211.75	1217.73	1685.87
P19	6154.37	2009.51	2721.61	P50	6139.25	1513.89	3171.84
P20	19480.74	1123.35	5225.37	P51	25548.81	1658.36	4665.14
P21	6252.12	1160.69	395.51	P52	25548.81	1658.36	4665.14
P22	6163.34	1513.89	3196.39	P53	25548.81	1658.36	4665.14
P23	22196.12	21557.14	4254.43	P54	25548.81	1658.36	4665.14
P24	25342.27	2580.90	6700.37	P55	6139.25	1513.89	3171.84
P25	25342.27	2580.90	6700.37	P56	25410.38	1927.83	7267.04
P26	22196.12	21557.14	4254.43	P57	25598.48	1517.00	3546.57
P27	6163.34	1513.89	3196.39	P58	25328.10	2056.34	8691.57
P28	25632.97	3009.31	937.73	P59	6183.55	968.35	2495.74
P29	22189.69	18176.84	5257.15	P60	25591.40	1123.35	5080.29
P30	8953.85	3484.61	3353.55	P61	25342.27	4623.85	3120.73
P31	8928.35	3695.69	1692.94	P62	6164.20	1802.99	1924.69

Fonte: Autor (2019).

4.3.2 Análises e discussões

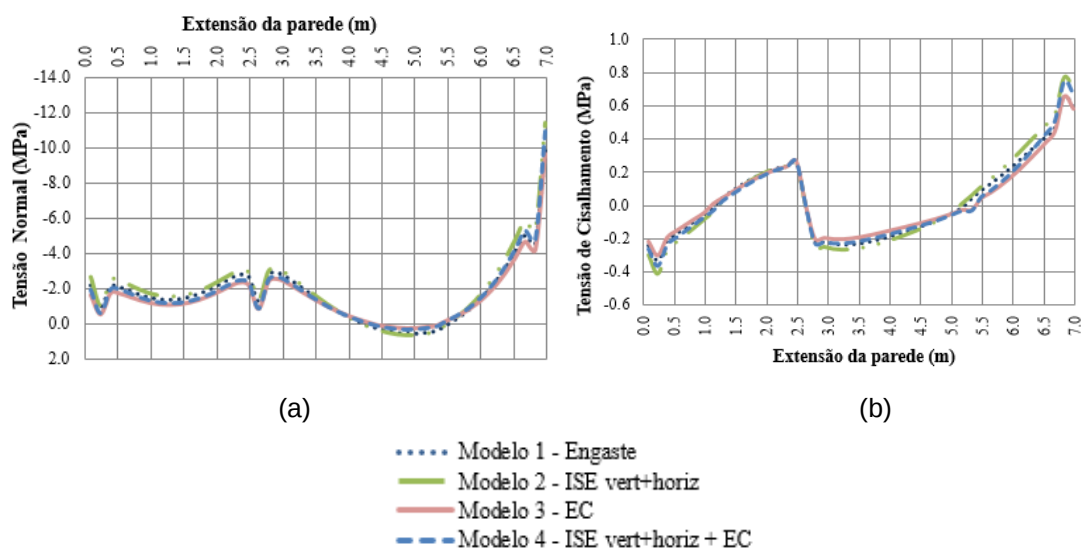
4.3.2.1 Parede 19

A Figura 82 ilustra a distribuição de tensões na base da Parede 19, e posteriormente, as Tabelas 65 e 66 indicam seus valores nas regiões das vigas de apoio das extremidades. É possível perceber que as curvas dos quatro modelos de análise comportam-se de forma semelhante. As tensões normais e de cisalhamento se distribuem de forma a compor picos nas regiões dos apoios, assim como na viga que se encontra a 2,5 m de distância do apoio esquerdo (V42), sendo o pico mais pronunciado no apoio direito (V46). É importante comentar a respeito das diferenças entre as intensidades dos picos. Observando-se a Figura 46, percebe-se que no apoio a esquerda, e na seção distante 2,5 m, há paredes transversais que fazem amarração com a Parede 19. Tal aspecto conduz a uma redistribuição de tensões, aliviando as intensidades na Parede 19 e elevando os picos nas paredes transversais na posição dos apoios das respectivas vigas de transição. Tal aspecto poderá ser avaliado na análise da Parede 41. É importante enfatizar que essa redistribuição de tensões só é possível de ocorrer caso a ligação entre as paredes seja capaz de resistir às tensões de cisalhamento na interface vertical que, por sua vez, apresentarão intensidades também elevadas.

Ao considerar apenas a ISE (modelo 2) ou apenas o efeito construtivo (modelo 3), as tensões normais apresentam maiores variações em relação ao modelo 1. Em contrapartida, ao considerar os dois efeitos simultaneamente no modelo 4, essas diferenças caem para intervalos aceitáveis, ou seja, dentro do limite coberto pelo coeficiente de segurança. Observa-se também na Tabela 65 que o modelo 2, que considera apenas a interação com o solo, é o mais desfavorável quando comparado ao 1, uma vez que apresenta acréscimos de tensões nas duas extremidades.

Com relação as tensões de cisalhamento, o modelo 2 continua sendo o que apresenta maiores diferenças em relação ao 1, enquanto que o modelo 3 quase não difere deste, e o modelo 4 apresenta a situação intermediária, em que há acréscimos de tensão, no entanto, dentro da faixa de cobertura do coeficiente de segurança 1,18.

Figura 82 – Distribuição de tensões na base da Parede 19: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 65 – Tensões normais máximas da Parede 19.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos			
	Região V42	Δ modelo1	Região V46	Δ modelo1
Modelo 1	-2.18	-	-9.80	-
Modelo 2	-2.70	24%	-11.43	17%
Modelo 3	-1.64	-25%	-9.62	-2%
Modelo 4	-1.96	-10%	-10.90	11%

Fonte: Autor (2019).

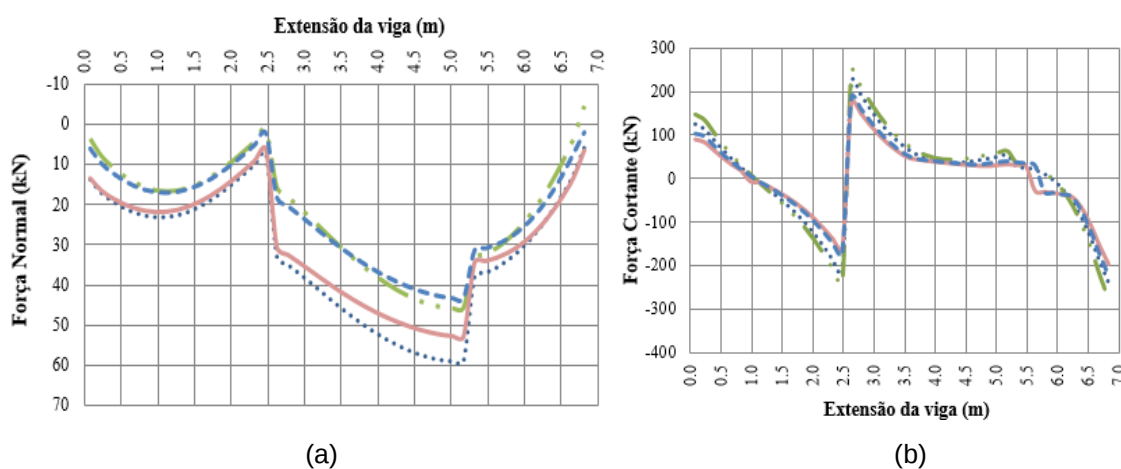
Tabela 66 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 19.

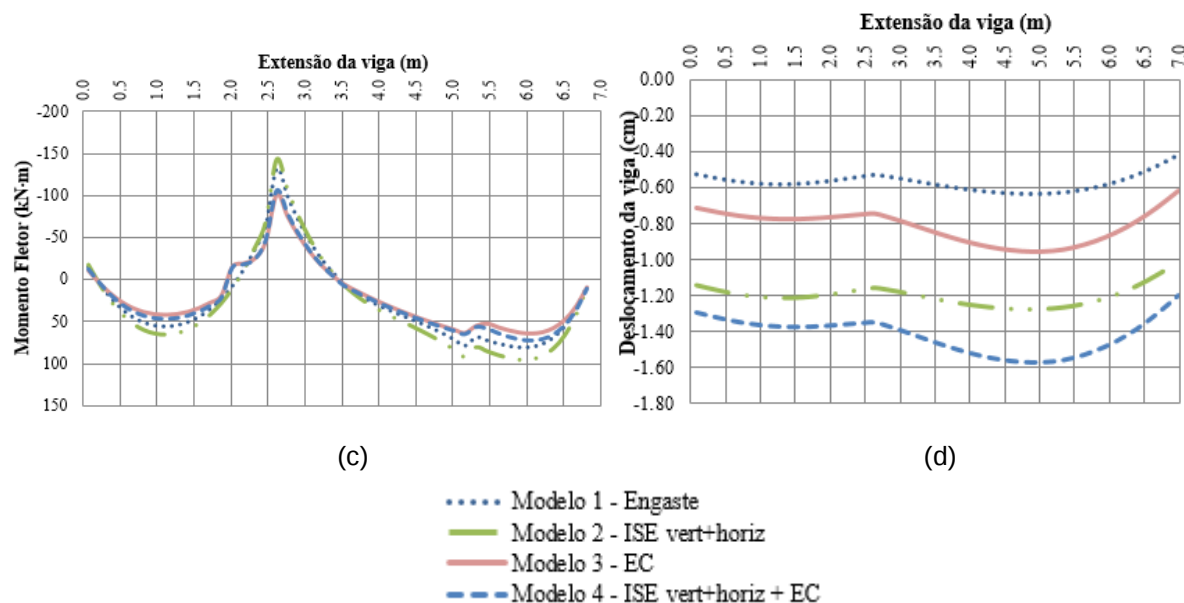
Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos			
	Região V42	Δ modelo1	Região V46	Δ modelo1
Modelo 1	-0.33	-	0.66	-
Modelo 2	-0.41	25%	0.77	17%
Modelo 3	-0.30	-9%	0.66	0%
Modelo 4	-0.36	10%	0.75	14%

Fonte: Autor (2019).

Os esforços na viga de suporte apresentam diferenças mais notórias entre os quatro modelos analisados. Os gráficos da Figura 83 ilustram esse comportamento. Com relação à força normal, apesar das diferenças serem notórias, é importante destacar que a consideração da interação solo-estrutura e do efeito construtivo, separadamente ou simultaneamente, geram esforços menores do que o modelo engastado e com ações instantâneas (modelo 1).

Por outro lado, a consideração apenas da ISE (modelo 2) ocasiona força cortante e momento fletor de intensidades maiores. Já ao introduzir o efeito construtivo, esses mesmos esforços apresentam-se, de maneira geral, com intensidades menores que as do modelo 1, sendo o modelo 4 o que apresenta resultados mais próximos. Os deslocamentos nos dois modelos que consideram a ISE (modelos 2 e 4) mais do que dobraram, no entanto, não ultrapassaram o Estado Limite de Serviço.

Figura 83 – Esforços na viga de suporte da Parede 19: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 67 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 19.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	59.12	-	236.89	-	131.07	-	0.64	-
Modelo 2	45.84	-22%	276.78	17%	142.62	9%	1.27	101%
Modelo 3	52.77	-11%	196.61	-17%	100.68	-23%	0.95	50%
Modelo 4	43.59	-26%	223.07	-6%	106.45	-19%	1.57	147%

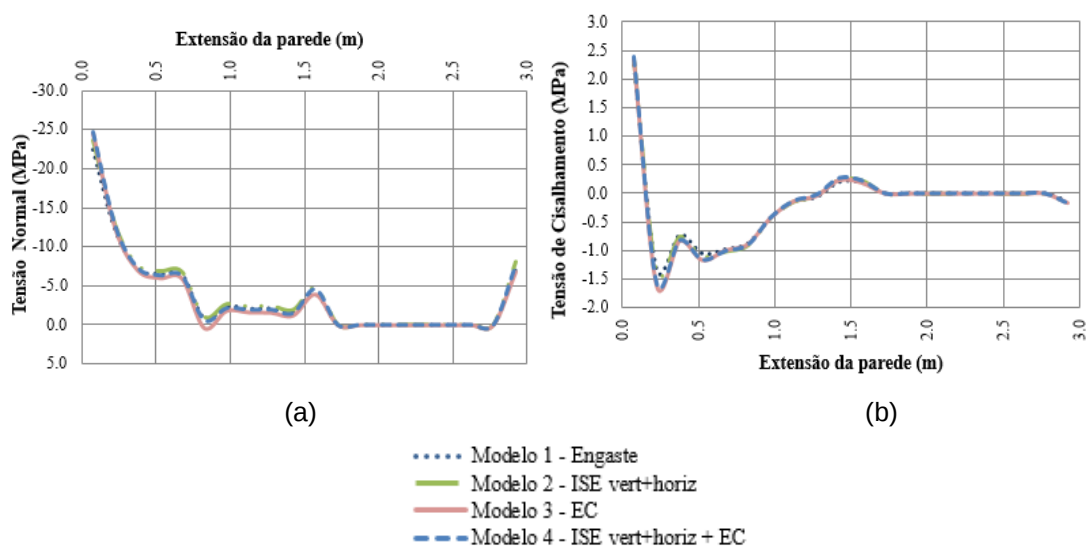
Fonte: Autor (2019).

4.3.2.2 Parede 25

A distribuição de tensões na base da Parede 25 é apresentada na Figura 84, e as Tabelas 68 e 69 mostram os valores das concentrações de tensões na extremidade esquerda (P32) e na região imediatamente anterior a abertura. É possível perceber que a diferença entre as quatro curvas é pequena, e no que diz respeito às tensões normais, as diferenças de tensões máximas não ultrapassam a cobertura do coeficiente de segurança. Apesar das pequenas diferenças observadas, a análise dessa parede revelou uma tendência de comportamento em que a intensidade do pico se mostrou bastante elevada. Tal aspecto pode ser atribuído ao fato dessa parede ter a extremidade esquerda sobre o apoio da correspondente viga e a extremidade direita sobre o vão dessa viga. Desse modo, as tensões tendem a migrar mais intensamente para a esquerda, aumentando demasiadamente o pico de tensões na base da parede.

No caso das tensões de cisalhamento, na região próxima à extremidade direita da parede, ocorreram variações de 23% e 21% para os modelos 2 e 4, respectivamente. No entanto, na região do apoio P32, que é a que possui a maior concentração de tensões, não há alteração significativa ao considerar a interação com o solo e o incremento gradativo de carregamento na estrutura.

Figura 84 – Distribuição de tensões na base da Parede 25: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 68 – Tensões normais máximas da Parede 25.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos			
	Região P32	Δ modelo1	Região Abertura	Δ modelo1
Modelo 1	-22.50	-	-3.99	-
Modelo 2	-23.57	5%	-4.71	18%
Modelo 3	-24.53	9%	-3.92	-2%
Modelo 4	-24.74	10%	-4.57	15%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 69 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 25.

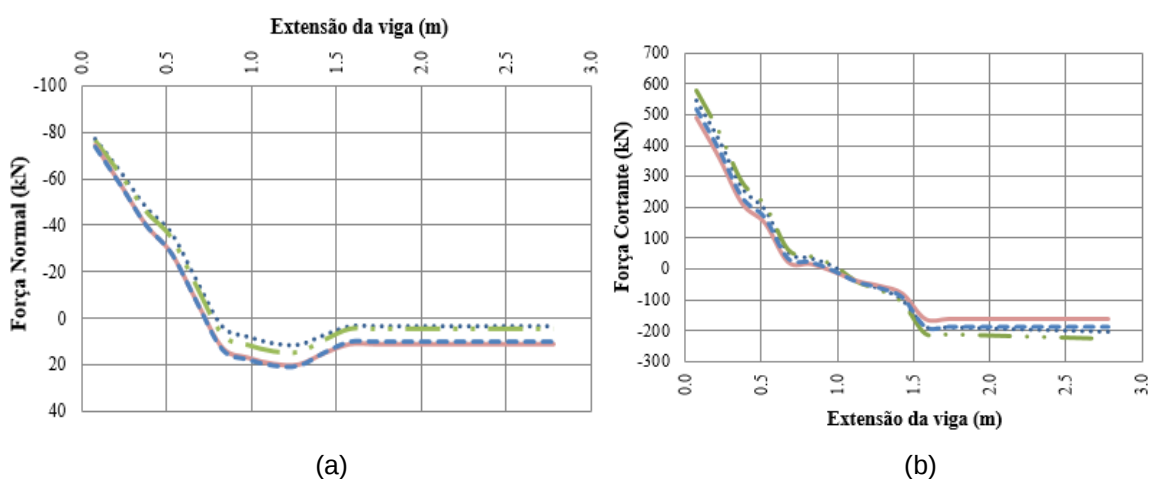
Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos			
	Região P32	Δ modelo1	Região Abertura	Δ modelo1
Modelo 1	2.23	-	0.18	-
Modelo 2	2.34	5%	0.23	23%
Modelo 3	2.34	5%	0.19	2%
Modelo 4	2.38	7%	0.22	21%

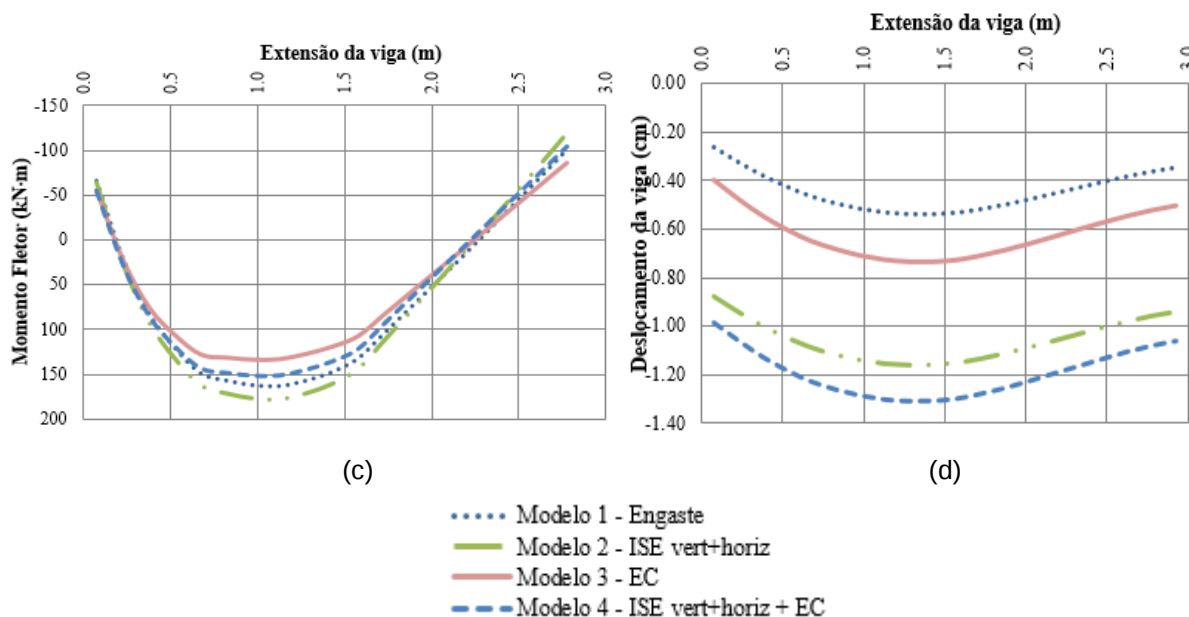
Fonte: Autor (2019).

Na viga de suporte em concreto armado a diferença entre os quatro modelos é mais perceptível, conforme ilustra a Figura 85. No que diz respeito à força normal, a consideração apenas da ISE (modelo 2) praticamente não alterou resultados em comparação ao modelo 1, enquanto que os modelos 3 e 4 apresentaram maiores diferenças, com redução da compressão na região do apoio em P32 e com acréscimo da força normal de tração. É possível perceber também que a força normal apresenta variação de intensidade até a coordenada 1,5 m, que corresponde à extremidade direita da parede, a partir da qual, como era de se esperar, não se observa alteração.

Em contrapartida, a força cortante e o momento fletor positivo apresentaram intensidades maiores ao considerar apenas a interação com o solo no modelo 2, e menores ao considerar o efeito construtivo, tanto isolado como simultaneamente à ISE nos modelos 3 e 4, respectivamente. Mais uma vez, essas reduções de esforços em relação ao modelo 1 foram menores para o modelo mais completo de análise (modelo 4). No caso dos deslocamentos, repete-se a mesma tendência observada para a Parede 19, uma vez que a consideração da deformabilidade do solo nos modelos 2 e 4 mais do que dobraram os deslocamentos absolutos da viga de suporte, no entanto, desta vez esses acréscimos atingiram o limite normativo para o ELS, o que não ocorre no caso do modelo 3, de base engastada.

Figura 85 – Esforços na viga de suporte da Parede 25: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.





Fonte: Autor (2019).

Tabela 70 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 25.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	76.91	-	547.24	-	162.74	-	0.54	-
Modelo 2	76.63	0%	576.36	5%	178.32	10%	1.16	117%
Modelo 3	74.19	-4%	488.79	-11%	133.44	-18%	0.73	37%
Modelo 4	73.82	-4%	519.96	-5%	150.83	-7%	1.31	145%

Fonte: Autor (2019).

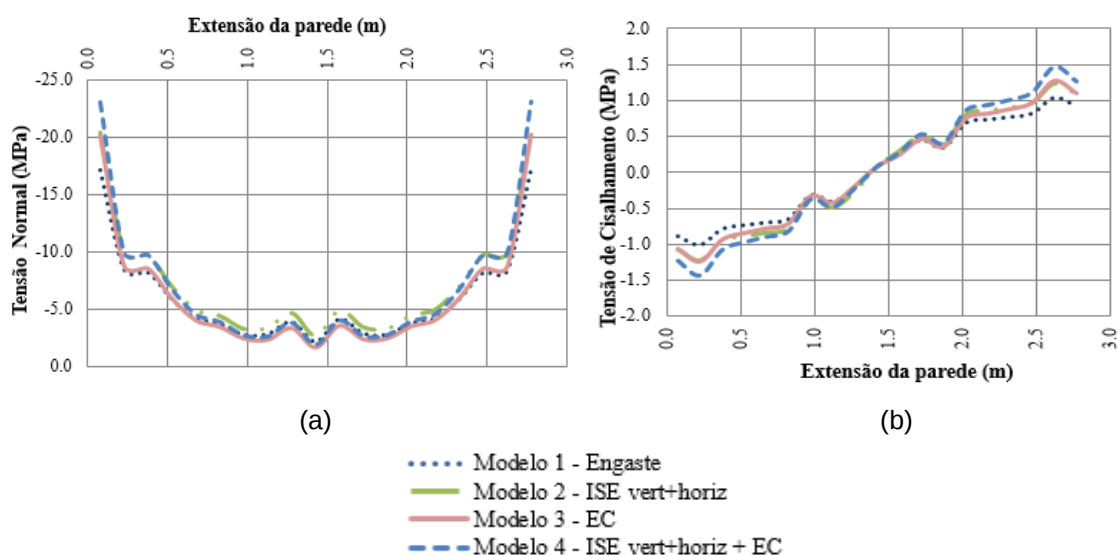
4.3.2.3 Parede 41

No caso da Parede 41, a distribuição de tensões apresentada na Figura 86 indicou variações mais notórias entre os modelos de análise. Observando as curvas da Figura 86(a) e os valores apresentados na Tabela 71, percebe-se que para esta parede, as tensões normais do modelo 2 em relação ao modelo 1 foram maiores nas duas regiões de pico, e também na região central. Ao introduzir o efeito construtivo nas análises, a redistribuição de tensões ocorreu de modo a reduzir as tensões normais na região central, apesar de continuar com valores maiores nas extremidades. Vale salientar que a consideração da ISE junto ao efeito construtivo no modelo 4 intensificou ainda mais os picos de tensão das extremidades. Sobre esses resultados, vale reportar à avaliação da Parede 19 na qual se observou baixa intensidade de tensão normal na

interseção com a Parede 41. Por ser essa interseção um local de apoio para a viga de transição, era de se esperar picos com maior intensidade, o que não ocorreu por ocasião da amarração na interseção. Dessa forma, os prováveis picos na extremidade da Parede 19 foram redistribuídos para as duas extremidades da Parede 41, sendo intensificados ao se considerar o efeito construtivo e a ISE. Mais uma vez, cabe o alerta para que as interfaces verticais na amarração sejam capazes de resistir às tensões de cisalhamento atuantes, caso contrário não há possibilidade de ocorrer a redistribuição mencionada, alterando completamente as tensões nas paredes e, por conseguinte, os esforços internos nas vigas de transição.

Analisando as tensões de cisalhamento, percebe-se que nas duas extremidades os modelos 2, 3 e 4 apresentam intensidades maiores que o modelo 1. As diferenças percentuais são elevadas, sendo a maior do modelo 4.

Figura 86 – Distribuição de tensões na base da Parede 41: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 71 – Tensões normais máximas da Parede 41.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos			
	Região P38	Δ modelo1	Região P23	Δ modelo1
Modelo 1	-17.07	-	-17.18	-
Modelo 2	-20.42	20%	-20.49	19%
Modelo 3	-20.15	18%	-20.23	18%
Modelo 4	-23.08	35%	-23.13	35%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 72 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 41.

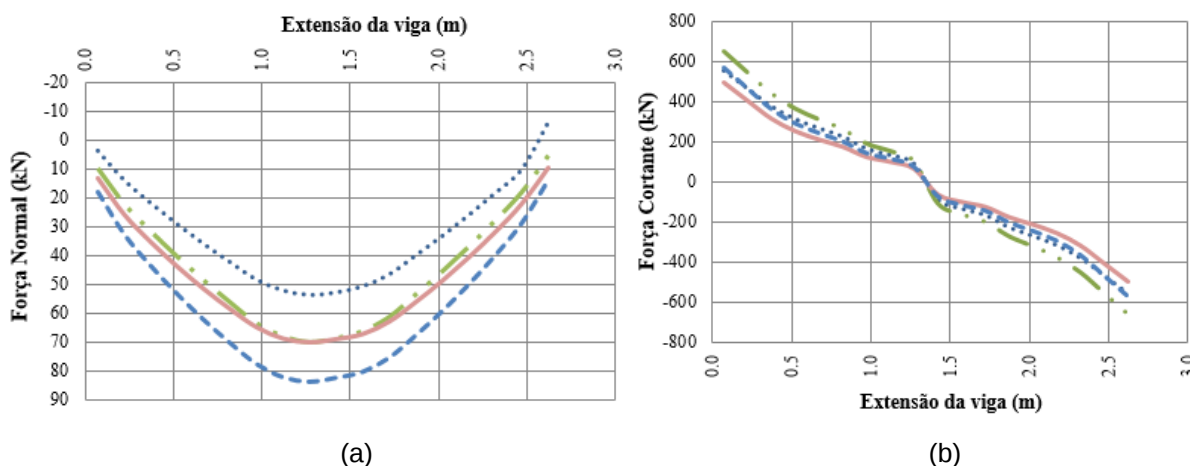
Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos			
	Região P38	Δ modelo1	Região P23	Δ modelo1
Modelo 1	-1.01	-	1.04	-
Modelo 2	-1.22	21%	1.24	20%
Modelo 3	-1.25	23%	1.27	22%
Modelo 4	-1.44	42%	1.46	40%

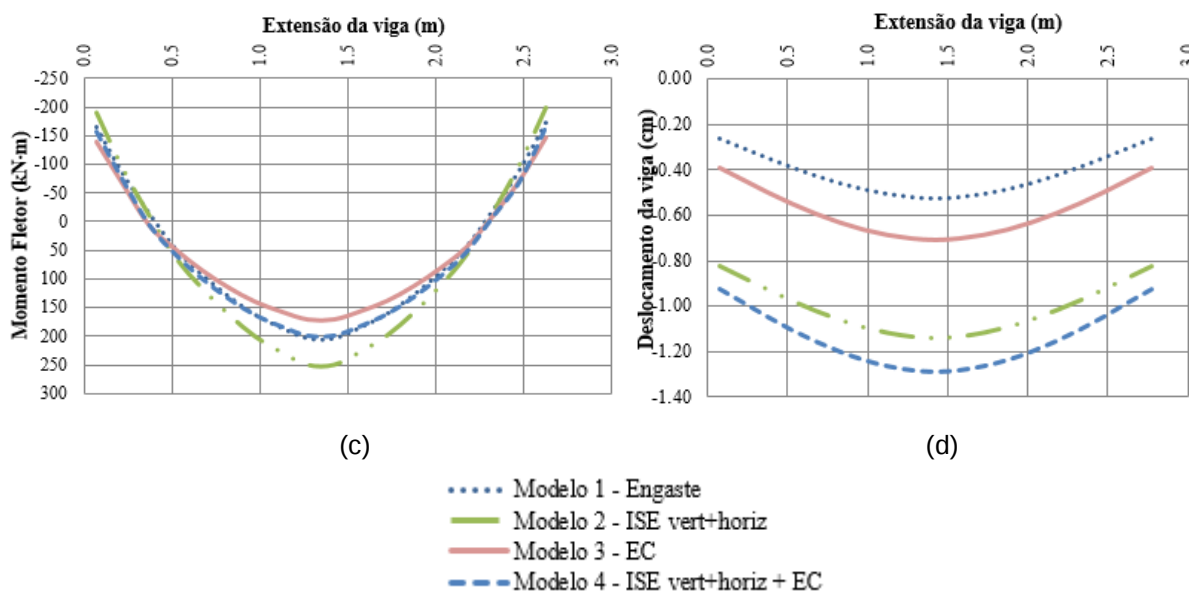
Fonte: Autor (2019).

A Figura 87 ilustra os diagramas de esforços internos da viga de suporte da Parede 41, e a Tabela 73 contém as máximas intensidades obtidas. A força normal na viga apresenta maiores diferenças entre os modelos, em que os modelos 2, 3 e 4 resultaram na ocorrência de forças de tração unicamente e com intensidade maior que no modelo 1 – que por sua vez apresenta um curto trecho submetido à forças de compressão, mesmo que de baixa intensidade, no apoio à direita. Todos os valores, quando comparados ao modelo 1, apresentam variações muito acima da cobertura do coeficiente de segurança.

Já nos casos da força cortante, do momento fletor e dos deslocamentos, as mesmas observações feitas para as Paredes 19 e 25 são válidas, tendo, portanto, o modelo 2 com valores mais elevados da força cortante e do momento fletor, que são amenizados ao considerar as etapas de construção nos modelos 3 e 4. Além disso, os deslocamentos apresentam diferenças percentuais elevadas, principalmente quando se considera a interação com o solo, atingindo o limite normativo de ELS.

Figura 87 – Esforços na viga de suporte da Parede 41: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.





Fonte: Autor (2019).

Tabela 73 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 41.

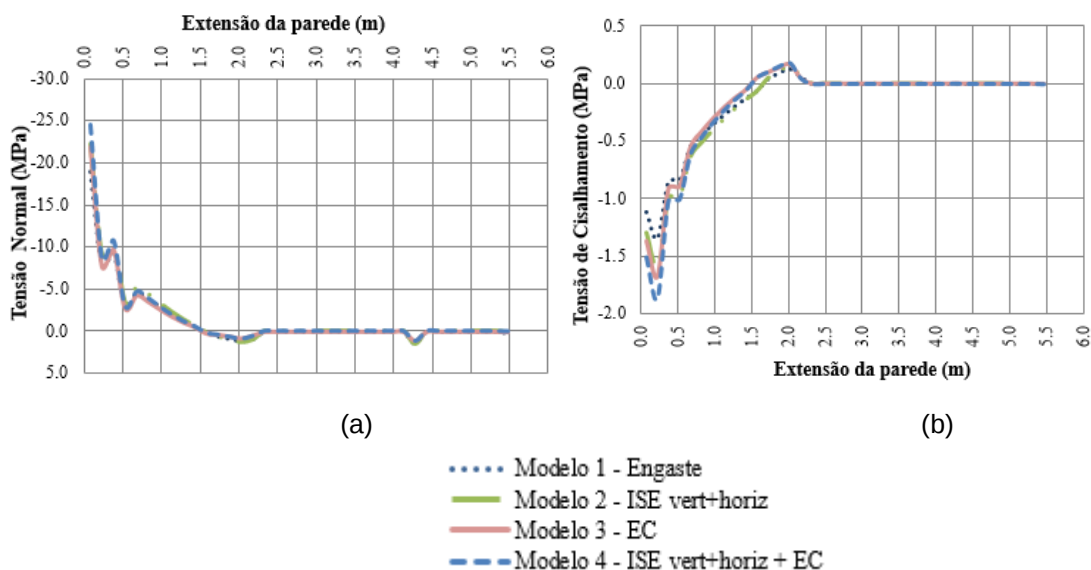
Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	53.48	-	556.19	-	204.82	-	0.52	-
Modelo 2	70.01	31%	659.17	19%	249.37	22%	1.14	118%
Modelo 3	69.82	31%	500.00	-10%	169.78	-17%	0.71	36%
Modelo 4	83.65	56%	572.41	3%	199.57	-3%	1.29	147%

Fonte: Autor (2019).

4.3.2.4 Parede 45

A distribuição de tensões normais e de cisalhamento na base da Parede 45 estão ilustradas pela Figura 88. Neste caso, os quatro modelos comportam-se de maneira semelhante, com os picos ocorrendo apenas na extremidade esquerda, região do pilar P56, e variações discretas ao longo da extensão da parede. É importante comentar que o trecho sem ocorrência de tensões corresponde àquele da viga no qual não há carga vertical de alvenaria estrutural, e que os diagramas estão representados até um pouco à direita do apoio da viga V44 sobre a viga V19. Relativamente à intensidade dos picos de tensões normais e de cisalhamento, a consideração dos efeitos construtivos e da ISE resultaram em acréscimos consideráveis, ultrapassando, inclusive, os limites de cobertura do coeficiente de segurança, semelhantemente ao ocorrido na Parede 41.

Figura 88 – Distribuição de tensões na base da Parede 45: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 74 – Tensões normais máximas da Parede 45.

Modelo	Tensão normal (MPa) - Valores máximos	
	Região P56	Δ_{modelo1}
Modelo 1	-18.91	-
Modelo 2	-22.31	18%
Modelo 3	-21.94	16%
Modelo 4	-24.55	30%

Fonte: Autor (2019).

Tabela 75 – Tensões de cisalhamento máximas da Parede 45.

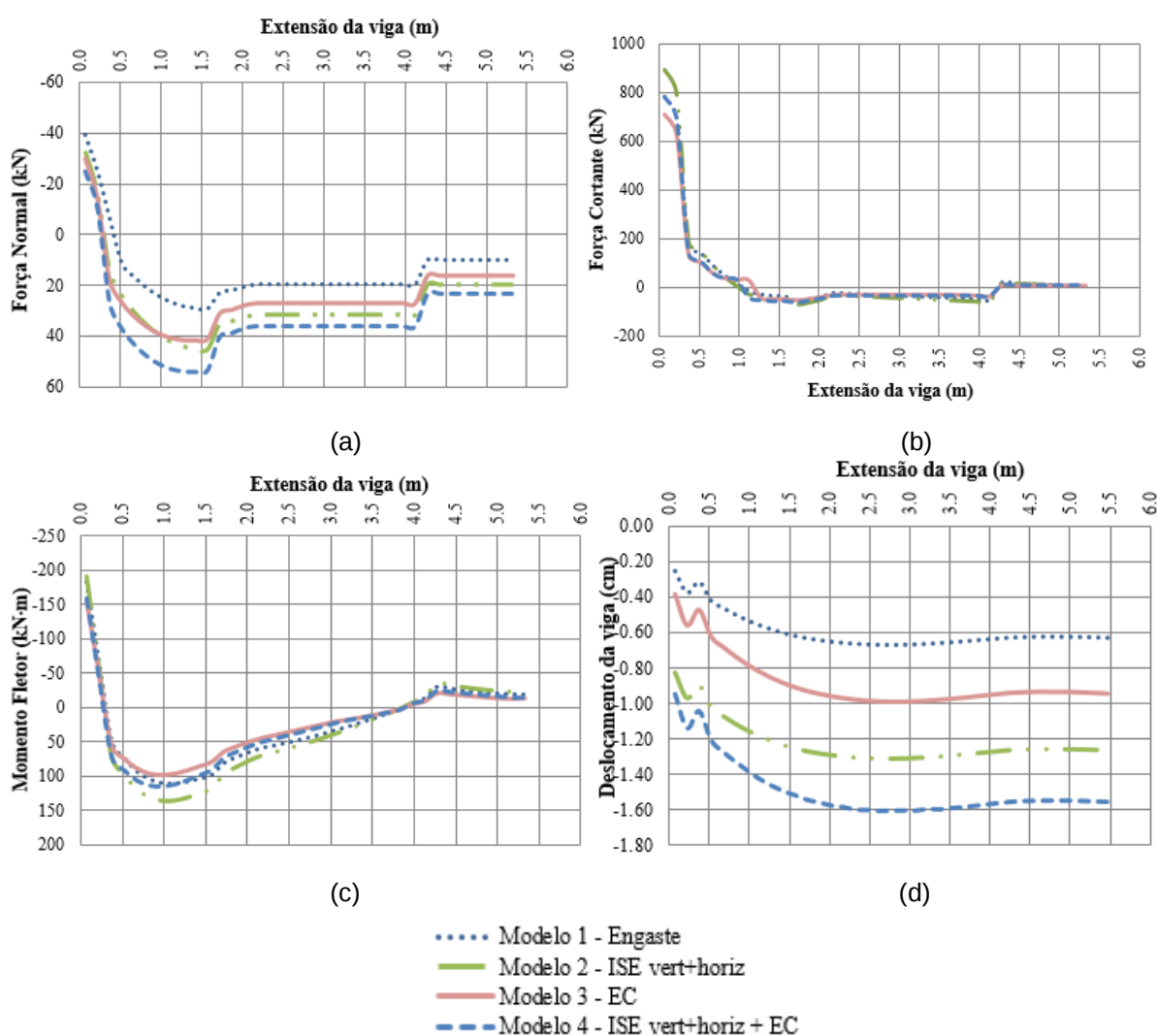
Modelo	Tensão de cisalhamento (MPa) - Valores máximos	
	Região P56	Δ_{modelo1}
Modelo 1	-1.35	-
Modelo 2	-1.59	18%
Modelo 3	-1.67	24%
Modelo 4	-1.86	38%

Fonte: Autor (2019).

Com relação aos esforços na viga de apoio ilustrados pela Figura 89, a força normal apresentou redução da compressão e aumento da tração quando considerados a ISE e o efeito construtivo nos modelos 2, 3 e 4, sendo o modelo 4 que

considera os efeitos simultâneos, o que resultou na maior diferença em relação ao modelo 1. Quanto à força cortante, aos momentos fletores e aos deslocamentos, os mesmos aspectos descritos nas paredes anteriores se repetem: a consideração apenas da ISE apresenta-se como situação mais desfavorável com acréscimo das máximas intensidades, ao passo que a introdução do efeito construtivo leva à redução desses valores, e os modelos 2 e 4 são os mais desfavoráveis em termos de deslocamentos.

Figura 89 – Esforços na viga de suporte da Parede 45: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamentos.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 76 – Esforços máximos na viga de suporte da Parede 45.

Modelo	Normal (kN)		Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)		Deslocamentos (cm)	
	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1	Máximo	Δ modelo1
Modelo 1	39.32	-	783.13	-	183.13	-	0.67	-
Modelo 2	45.27	15%	894.65	14%	191.87	5%	1.31	96%
Modelo 3	41.50	6%	708.27	-10%	155.01	-15%	0.99	48%
Modelo 4	53.72	37%	780.93	-0,3%	158.76	-13%	1.61	141%

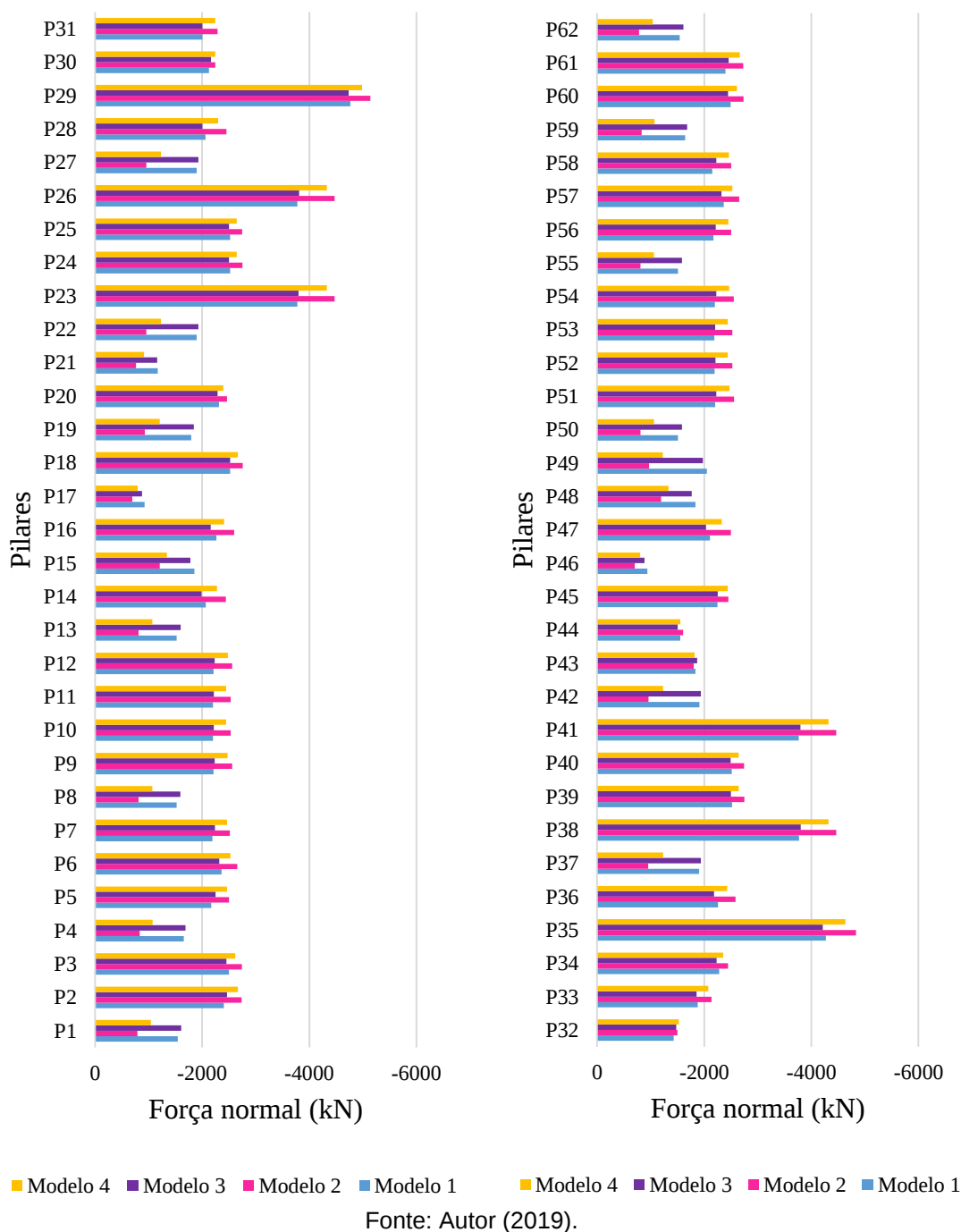
Fonte: Autor (2019).

4.3.2.5 Pilares e recalques

Observando a distribuição das forças normais entre os pilares do edifício 2 quando se considera a interação com o solo e o incremento gradual de carregamento na estrutura, percebe-se que as menores diferenças em relação ao modelo 1 ocorrem com o modelo 3, de base engastada e efeito construtivo apenas. A consideração da deformabilidade do solo nos modelos 2 e 4 acarretam em variações mais pronunciadas, conforme os resultados constantes na Figura 90, e os valores absolutos e as diferenças percentuais entre os modelos que se encontram no Anexo B. Verifica-se ainda que o modelo 4 atenua as variações do modelo 2 em relação ao 1, isto é, promove uma tendência de redistribuição.

Analisando os efeitos da ISE nos modelos 2 e 4, é interessante destacar que para este edifício, os pilares de canto foram os que apresentaram as maiores reduções da força normal em relação ao modelo 1. Assim, pilares como P1, P4, P8, P13, P22, P27, P37, P42, P50, P55, P59 e P62 (ver Figura 45), por exemplo, apresentaram reduções consideráveis, que resultou em acréscimos de esforços em pilares próximos a eles.

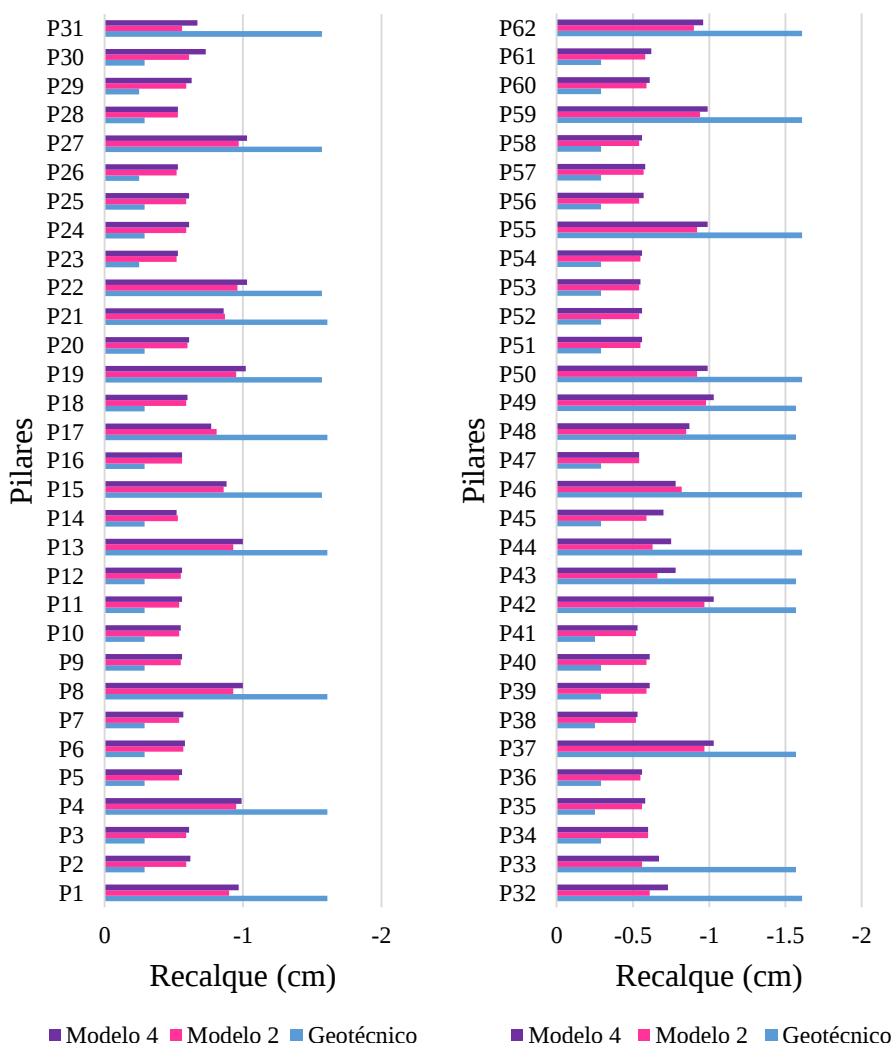
Figura 90 – Esforços normais máximos nos pilares do Edifício 2.



A Figura 91 mostra os recalques das fundações. Os valores absolutos e as diferenças percentuais entre os modelos encontram-se no Anexo B. Como já explicado no edifício 1, o recalque geotécnico refere-se aos recalques nos modelos de base engastada, calculados pelo método de Cintra e Aoki. Diferentemente do edifício 1, os esforços normais nos pilares do edifício 2 sofreram variações consideráveis ao introduzir a interação com o solo (modelos 2 e 4). Como consequência, os recalques obtidos também sofreram variações, seguindo o

comportamento esperado: redução dos recalques nos pilares que tiveram força normal reduzida, e acréscimo de recalques nos pilares que sofreram acréscimo desse esforço. Ainda assim, é possível perceber que a ISE reduziu os recalques diferenciais entre os elementos.

Figura 91 – Recalques das fundações do Edifício 2.



Fonte: Autor (2019).

4.3.3 Comentários

Para o edifício 2, de geometria mais alongada, os resultados analisados e discutidos sobre as paredes 19, 25, 41 e 45 permitiram as seguintes observações:

- Com relação a distribuição de tensões normais e de cisalhamento na base das paredes, as curvas dos modelos distribuíram-se sem muita variação em todas as paredes analisadas. As maiores variações ocorreram nas regiões de pico, onde

percebeu-se que o modelo 4, que considera a interação solo-estrutura e aplicação de cargas gradativas, de maneira geral, apresentou-se como o mais desfavorável – exceto no caso da Parede 19, que o mais desfavorável foi o modelo 2, que considera apenas a ISE.

- O modelo 4, que é considerado neste trabalho o mais completo, apesar de ser o que mais se aproxima (em termos de tensões na base da parede) do modelo 1 na Parede 19, por exemplo, nas outras paredes mostrou-se com variações consideráveis. Por isso, destaca-se que a interação com o solo incorporada nos modelos 2 e 4 é fundamental para a ocorrência de uma redistribuição de esforços na estrutura, e mais uma vez, é importante salientar que o modelo 4 não corresponde a uma simples superposição dos modelos 2 e 3.

- No que diz respeito aos esforços internos nas vigas de suporte em concreto armado, perceberam-se diferenças mais significativas entre os resultados dos modelos. A força normal foi a que apresentou maiores diferenças, não se configurando uma tendência de comportamento. No caso específico da Parede 19, por exemplo, verificou-se redução na intensidade da força de tração ao ser incorporada a ISE e o efeito construtivo, enquanto que na Parede 41 observou-se o acréscimo da força de tração. Tendência completamente diferente ocorreu nas Paredes 25 e 45, nas quais observou-se redução da força normal de compressão e acréscimo da força de tração.

- Em contrapartida, para todas as vigas analisadas percebeu-se que a força cortante e o momento fletor sofreram acréscimos com a consideração apenas da ISE (modelo 2), e ao incorporar o efeito construtivo nos modelos 3 e 4, esses esforços foram reduzidos, tendo os resultados do modelo 4 se aproximado bastante daqueles do modelo 1.

- Via de regra, os deslocamentos absolutos das vigas nos modelos que consideram a interação com o solo (2 e 4) apresentaram-se mais do que duas vezes superiores aos deslocamentos obtidos no modelo 1. É importante destacar que, em algumas das vigas analisadas, estes deslocamentos ultrapassam o limite normativo do Estado Limite de Serviço.

- Quanto às forças normais nos pilares do edifício, destaca-se que os modelos 2 e 4 resultaram em maiores variações. As reduções mais pronunciadas foram compensadas por acréscimos desse esforço em pilares próximos. Essas variações de

esforços nos pilares mais pronunciadas neste edifício do que no edifício 1, acarretaram em variações de recalques também mais pronunciados. Mesmo assim, a ISE reduziu os recalques diferenciais entre os elementos.

CAPÍTULO 5

Conclusões

5.1 Considerações iniciais

O estudo desenvolvido nesta pesquisa avaliou o efeito da deformação dos apoios da estrutura de transição por meio da consideração de molas lineares (ISE) e o efeito incremental do carregamento de acordo com a sequência de construção. Foram realizadas modelagens plana e tridimensional de paredes de edifícios considerando 4 variações de modelagem:

- Modelo 1: estrutura de transição com pilares engastados na base e aplicação de carregamento total na estrutura (modelo básico);
- Modelo 2: estrutura de transição com pilares vinculados à molas horizontais e verticais e aplicação de carregamento total na estrutura;
- Modelo 3: estrutura de transição com pilares engastados na base e aplicação de carregamento incremental conforme as etapas de execução do edifício;
- Modelo 4: estrutura de transição com pilares vinculados à molas horizontais e verticais e aplicação de carregamento incremental conforme as etapas de execução do edifício.

Os modelos foram assim definidos com o intuito de verificar, inicialmente, os efeitos da interação solo-estrutura e das etapas de execução separadamente, sendo em seguida verificada a influência da atuação simultânea dessas duas condições de solicitação da estrutura do edifício. As análises foram conduzidas por meio da verificação das tensões normais e de cisalhamento na base das paredes e dos esforços internos nas vigas de transição. Foi estabelecido também o valor $\gamma_{r3} = 1,18$ para combinações em ELU, o qual é representativo das deficiências do método de cálculo utilizado para obtenção dos esforços na estrutura. Os resultados obtidos possibilitaram estabelecer as conclusões descritas a seguir.

5.2 Modelagem plana e tridimensional

As análises prévias com painéis planos foram muito importantes para a continuidade da pesquisa. Percebeu-se que a deformabilidade horizontal do solo é importante para as análises, uma vez que reduziu as diferenças entre os resultados dos modelos que consideram apenas molas verticais ou apenas o efeito construtivo em relação ao modelo básico, usualmente adotado em projetos. Além disso, os resultados referentes aos modelos com fundações redimensionadas de acordo com a carga exata atuante, ou seja, fundações mais flexíveis, não implicaram em alterações de comportamento em relação aos modelos que consideram o dimensionamento por intervalos de carga.

Dessa forma, os dois edifícios exemplos, um de geometria quadrada e outro de geometria alongada, modelados de acordo com as quatro metodologias de análise, permitiram observar alguns comportamentos inerentes à interação solo-estrutura e ao efeito construtivo.

A comparação dos resultados obtidos com a modelagem plana e a tridimensional das paredes 1, 30 e 41 do edifício 1 ressaltou a importância de uma modelagem de todo o edifício, que considera, por exemplo, cargas devido a apoios de vigas transversais e o efeito de grupo nas paredes que se interceptam, para uma análise mais realista. Pôde-se chegar a esta conclusão, uma vez que a análise dos resultados mostrou que a modelagem plana produz maiores variações entre os modelos, com diferenças que ultrapassam o limite de cobertura do coeficiente de segurança. Essas diferenças passam para limites aceitáveis quando se considera o modelo tridimensional. Além disso, as tensões na base da parede e os esforços na viga de suporte nos modelos tridimensionais chegam a ser até três vezes maiores do que no modelo plano, e a sobreposição dos esforços obtidos com a modelagem de duas paredes planas não é equivalente aos resultados do modelo tridimensional.

5.3 Tensões na base das paredes

Para os dois edifícios estudados, percebeu-se que a tendência de comportamento entre as curvas dos quatro modelos de análise se manteve semelhante, ou seja, a introdução da interação com o solo e do efeito construtivo não alterou o encaminhamento das tensões aos apoios, mas sim, suas intensidades. Entretanto, é

importante esclarecer que não foram realizadas análises do fluxo de tensões ao longo da altura das paredes, mas tão somente verificada a distribuição dessas tensões na base ao longo do seu comprimento.

Com relação as tensões na base das paredes do edifício 1, o modelo 2 foi o que mais se aproximou do modelo básico. Ao adicionar o efeito construtivo nas análises, modelo 3, verificaram-se maiores diferenças que, por sua vez, apresentou resultados semelhantes aos do modelo 4. Dessa maneira, notou-se que para essa configuração de edifício, a interação solo-estrutura resultou em menor influência do que o efeito construtivo. Já no caso do edifício 2, as diferenças entre os resultados dos modelos 2 e 1 foram maiores, assim como as diferenças entre os dos modelos 3 e 4, o que mostra que para essa configuração de edifício, a ISE teve mais relevância nas análises, sendo fundamental para a redistribuição de esforços na estrutura. É importante destacar ainda que os resultados do modelo 4 não se caracterizam como a sobreposição dos modelos 2 e 3.

Ainda no que diz respeito às tensões normais e de cisalhamento na base das paredes, no edifício 1, os acréscimos apresentados com as variações dos modelos não comprometem a segurança da estrutura quando comparados ao coeficiente de segurança de 1,18. Já no caso do edifício 2, os acréscimos ultrapassaram este limite determinado.

5.4 Esforços e deslocamentos das vigas de suporte em concreto armado

As análises dos esforços nas vigas de suporte permitiram concluir que a força normal não segue uma tendência de comportamento pré-determinada. No entanto, a força cortante e o momento fletor, via de regra, sofreram reduções com os modelos 3 e 4 nos dois edifícios analisados, o que configura uma situação a favor da segurança.

Com relação aos deslocamentos das vigas, é importante comentar que no edifício 2, os deslocamentos das vigas nos modelos que consideram a interação com o solo (2 e 4) mais do que dobraram em relação aos deslocamentos obtidos no modelo 1. Já no edifício 1, as diferenças foram menores, com destaque para os resultados do modelo 4, que produziram deslocamentos da ordem de 50% superiores ao modelo 1. É importante destacar também que os valores normativos do Estado Limite de Serviço, para uma aceitação sensorial e visual, não foram atingidos nas vigas

analisadas no edifício 1, contudo, foi atingido em alguns casos do edifício 2. É importante deixar claro que esses resultados se referem aos deslocamentos absolutos, ao se considerarem os deslocamentos relativos os valores atenderam sempre ao ELS.

5.5 Forças normais nos pilares e recalques das fundações

As forças normais nos pilares no edifício 1 apresentaram diferenças pouco significativas entre os modelos, corroborando com o estudo de Santos (2016). Situação diferente ocorreu no caso do edifício 2, em que os resultados dos modelos 2 e 4 resultaram em variações consideráveis em relação aos do modelo 1, com reduções pronunciadas em pilares de canto, que foram compensadas por acréscimos em pilares próximos. É importante destacar que para as duas configurações de edifícios, a ISE reduziu os recalques diferenciais entre os elementos.

5.6 Comentários finais

Diante do exposto, torna-se evidente a importância do estudo da interação de sistemas parede-viga, cada vez mais presente no cotidiano de projetos em alvenaria estrutural. A literatura mostra o avanço das pesquisas nessa linha, mas esses resultados precisam ser incorporados à rotina dos programas de cálculo estrutural e ao escopo das normas vigentes, a fim de dissipar as dúvidas que ainda envolvem esse tema.

O presente estudo incorporou os efeitos da interação solo-estrutura e da sequência construtiva (incremento de rigidez ao longo do tempo de construção) em edifícios de alvenaria estrutural, sendo possível perceber a redistribuição dos esforços na estrutura, de modo a gerar alívio em alguns elementos, e necessidade de reforço em outros. Assim, foi possível realizar uma análise crítica do método de análise convencionalmente utilizado, esperando-se contribuir para a elaboração de projetos mais econômicos e seguros, fundamentados em modelos de cálculo mais realistas.

5.7 Sugestões para trabalhos futuros

Para continuidade da pesquisa, sugere-se que os modelos aqui analisados sejam utilizados para outras situações, tais quais:

- Variações dos tipos de fundações, como sapatas e radier estaqueado;
- Consideração da interação solo-estrutura via modelagem do meio contínuo, com a discretização do solo em elementos finitos;
- Avaliação da interação solo-estrutura em edifícios de alvenaria estrutural localizados em terrenos predominantemente argilosos;
- Análises com edifícios de baixa e média altura.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos**. Rio de Janeiro. 2010. 41 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro. 2011. 42 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16055: Paredes de concreto moldadas no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos**. Rio de Janeiro, 2012. 35 p.

ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. **Lateral Load Tests on Piles**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 96, nº5, 1970. p. 1583-1604.

ARAÚJO, A. G. D. de. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. Dissertação (Mestrado). Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2013. 221 p.

BARBOSA, P. C. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000. 110 p.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Volume 2**. Ed. Pini. São Paulo, 2013.

CHRISTAN, P. de. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. Dissertação (Mestrado). Curitiba:

Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2012. 192 p.

CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral em Estacas**. Oficina de Textos. Departameto de Geotecnia, São Carlos, 2002.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico**. Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

CINTRA, J. C. A. **Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1981. 150p.

DAVISSON, M.T. **Lateral Load Capacity of Piles**. Highway Research Record, nº333. Pile Foundations, National Research, Council. Washington D.C., 1970. p. 104-112.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez**. In: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, v.20. São Paulo, 1996. 10p.

DÉCOURT, L. **Load – Deflection Prediction for Laterally Loaded Piles Based on N-SPT Values**. Proceedings of The 4º International Conference on Piling and Deep Foundations, A.A. Balkema, vol.01, 1991. p. 549-555.

FREITAS, A. A. **Situações críticas no projeto de edifícios de concreto armado submetidos a ações de construção**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004. 103 p.

FREITAS, M. S. **Análise dos deslocamentos e dos momentos fletores nas fundações e nos pilares de pontes retas ortogonais em concreto armado considerando a interação solo-estrutura**. Dissertação (Mestrado). Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018. 202 p.

FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I.; JUCÁ, J. F. T. **Interação solo-estrutura em edifícios altos**. In: X COBRAMSEF, Anais, v.1, p.239-246. Foz do Iguaçu, 1994.

FORTES, E. S. et al. **Time-Dependent strength of concrete block prisms**. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 12. 2015, p. 0 - 1.

GRUNDY, P.; KABAILA, A. **Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings**. Journal of the American Concrete Institute. December, 1963.

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

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações**. In: X COBRAMSEF, Anais, v.1, p.67-74. Foz do Iguaçu, 1994.

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

LOPES, A. C. S. **Aperfeiçoamento de modelagem computacional para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte em concreto armado**. Trabalho de Conclusão de Curso. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN, 2016. 73 p.

MATLOCK, H.; REESE, L.C. **Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divison. ASCE, vol.86, n°SM5, 1960. p. 63-91.

MATLOCK, H.; REESE, L.C. **Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures**. Proc. 5° International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. ICSMFE vol. 2. Paris, France, 1961. p. 91-97.

MEDEIROS, K. A. S. **Modelagem computacional para avaliação da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte em concreto armado**. Dissertação (Mestrado). Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2015. 134 p.

MEDEIROS, K. A. S.; NASCIMENTO NETO, J. A.; QUIM, F. **Influência das condições de apoio na nova modelagem da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte**. In: Anais do 56° Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Natal, 2014. 15 p.

MORAES, R. S.; SERAFIM, J. A.; PARSEKIAN, G. A. **Estudo paramétrico do efeito arco em alvenaria sobre vigas de concreto através de modelagem numérica**. In: Anais do 53° CBC - Congresso Brasileiro do Concreto, Florianópolis, 2011.

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

NASCIMENTO NETO, J. A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999. 127p.

NASCIMENTO NETO, J. A.; MEDEIROS, K. A. S.; QUIM, F. **Nova modelagem para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte**. In: Revista Prisma, 2014. 20 p.

NUNES, V. Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011. 152p.

OLIVEIRA, L. M. F. **Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009. 270 p.

PACCOLA, R. R. **Análise não linear física de placas e cascas anisotrópicas laminadas acopladas ou não com meio contínuo tridimensional visco elástico através da combinação do MEC e o MEF**. Tese (Doutorado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004. 192 p.

PAES, M. S. **Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações horizontais**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2008. 141 p.

PAPIA, M. **An alternative analysis model for composite wall-beam systems**. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Palermo, Viale delle Scienze, Palermo, Italy, 1988. Computers & Structures Vol. 32. No. 1. p. 149-155.

PARSEKIAN, G. A.; FRANCO, L. S. **Time-Dependent Strength and Creep in Masonry**. TMS Journal, Vol. 24, Number 1, pp 83-94.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, Ahmad A.; DRYSDALE, Robert G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Paulo: EdUFSCar, 2012. p. 23-96.

PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção**. Tese (Doutorado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999. 184 p.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile Foundation Analysis e Design**, John Wiley and Sons, New York / USA, 1980. 357p.

QUIM, F.; NASCIMENTO NETO, J. A.; MEDEIROS, K. A. S. **Análise sistemática entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte**. In: Proceedings of the XXXV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE. Fortaleza, 2014. 16 p.

SANTOS, J. A. **Fundações por estacas acções horizontais**. Elementos Teóricos. Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Mestrado em Engenharia Civil. Obras Geotécnicas. Lisboa, 2008.

SANTOS, P. V. S. **Ações evolutivas em edifícios de paredes de concreto e de alvenaria, considerando a interação com o solo**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2016. 174 p.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos. São Paulo, 2000.

SILVA, N. U. P. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura**. Dissertação (Mestrado). Belo Horizonte: Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2006. 123 p.

SILVA, T. F. T. **Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos em concreto armado**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005. 104 p.

SILVA, W. Q. **Sobre análise não linear geométrica de edifícios considerando o empenamento de núcleos estruturais e a interação solo-estrutura**. Tese (Doutorado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2014. 186 p.

SOUZA, R. S. **Análise dos fatores de interação entre estacas em radier estaqueado: comparação entre duas ferramentas numéricas**. Dissertação (Mestrado). Goiânia: Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2010. 205 p.

TERZAGHI, K. **Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction**. Géotechnique, The Institution of Civil Engineers. Londres, v.5, n°4, 1955. p. 297-326.

TESTONI, E. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional sobre apoios elásticos**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2013. 219 p.

TOMAZELA, C.A. **Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995. 249p.

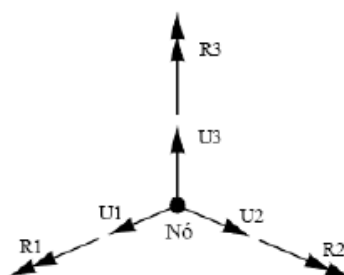
TQS. **Manual teórico SISEs: Sistema de Interação Solo-Estrutura**. 2011. 150 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações Profundas**. Vol. 2. Oficina de Textos. Ed. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

Anexo A – Elemento Barra no software SAP2000

O elemento barra (frame) possui dois nós com seis graus de liberdade cada: 3 translações (U_1 , U_2 e U_3) e 3 rotações (R_1 , R_2 e R_3) no sistema de coordenadas local.

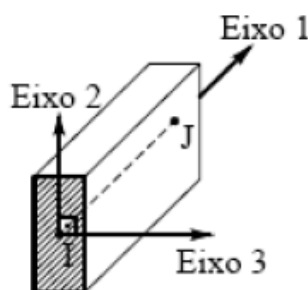
Figura A.1 – Graus de liberdade em um nó de um elemento barra (frame).



Fonte: Almeida (2009, apud Medeiros 2015).

A Figura A.2 ilustra os eixos do sistema local. O eixo 1 é fixo no eixo longitudinal da barra, com o sentido positivo do nó I para o nó J. Já os eixos 2 e 3 situam-se no plano perpendicular, e suas direções e sentidos podem variar de acordo com a regra da mão direita.

Figura A.2 – Eixos do sistema de coordenadas locais.



Fonte: Almeida (2009, apud Medeiros 2015).

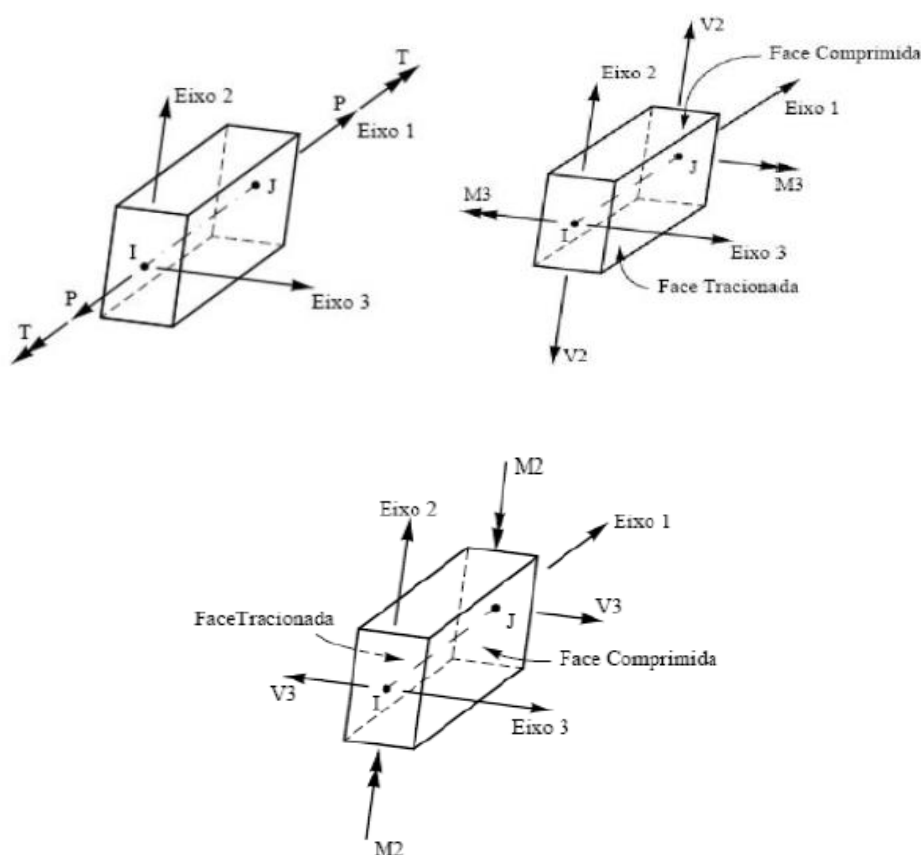
Os esforços internos nas seções transversais elemento barra (frame) são:

- P: força axial;

- V_2 : força cortante no plano 1-2;
- V_3 : força cortante no plano 1-3;
- T : momento de torção;
- M_2 : momento fletor no plano 1-3 (em torno do eixo 2);
- M_3 : momento fletor no plano 1-2 (em torno do eixo 3).

A Figura A.3 mostra as orientações de convenção de sinais para esses esforços.

Figura A.3 – Eixos do sistema de coordenadas locais.



Fonte: Almeida (2009, apud Medeiros 2015).

É importante destacar que o elemento barra (*frame*) é indicado para modelar pórticos planos ou espaciais, grelhas ou vigas, e que no cálculo dos deslocamentos são consideradas as deformações axiais, de flexão, de torção e de cisalhamento.

Anexo B – Força normal nos pilares e recalques das fundações

B.1 Edifício 1

Tabela B.1 – Esforços normais máximos nos pilares do Edifício 1.

Normal (kN)							
Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Δ modelo1	Modelo 3	Δ modelo1	Modelo 4	Δ modelo1
P1	-1694.472	-1710.28	0.93%	-1727.48	1.95%	-1739.84	2.68%
P2	-2189.872	-2115.36	-3.40%	-2178.568	-0.52%	-2116.072	-3.37%
P3	-1582.44	-1566.496	-1.01%	-1603.992	1.36%	-1581.656	-0.05%
P7	-2242.728	-2151.352	-4.07%	-2244.56	0.08%	-2166.848	-3.38%
P9	-3109.616	-3185.192	2.43%	-3097.848	-0.38%	-3141.664	1.03%
P10	-2083.08	-2028.528	-2.62%	-2065.256	-0.86%	-2021.2	-2.97%
P14	-2223.184	-2135.984	-3.92%	-2217.872	-0.24%	-2145.544	-3.49%
P16	-1361.456	-1379.632	1.34%	-1390.488	2.13%	-1399.304	2.78%
P18	-2515.96	-2540.968	0.99%	-2508.888	-0.28%	-2563.672	1.90%
P20	-1355.432	-1375.16	1.46%	-1402.84	3.50%	-1411.8	4.16%
P21	-1598.24	-1574.424	-1.49%	-1586.28	-0.75%	-1560.808	-2.34%
P22	-1962.288	-2036.512	3.78%	-1996.688	1.75%	-2088.032	6.41%
P26	-2048.016	-2162.912	5.61%	-2055.24	0.35%	-2177.672	6.33%
P27	-1245.496	-1290.696	3.63%	-1276.536	2.49%	-1328.84	6.69%
P30	-2255.84	-2154.264	-4.50%	-2247.776	-0.36%	-2166.344	-3.97%
P32	-1655.88	-1617.664	-2.31%	-1687.416	1.90%	-1646.408	-0.57%
P33	-1542.912	-1526.4	-1.07%	-1587.784	2.91%	-1565	1.43%
P34	-2532.888	-2662.088	5.10%	-2542.6	0.38%	-2637.792	4.14%
P35	-2111.976	-2044.608	-3.19%	-2120.584	0.41%	-2074.504	-1.77%
P39	-2056.128	-1999.552	-2.75%	-2031.728	-1.19%	-1989.072	-3.26%
P40	-3099.328	-3166.288	2.16%	-3085.48	-0.45%	-3125.272	0.84%
P43	-1633.92	-1597.36	-2.24%	-1615.968	-1.10%	-1583.136	-3.11%
P44	-2269.544	-2159.296	-4.86%	-2262.688	-0.30%	-2174.296	-4.20%
P46	-1678.608	-1632.144	-2.77%	-1703.176	1.46%	-1656.856	-1.30%
P47	-2376.712	-2513.04	5.74%	-2377.752	0.04%	-2480.792	4.38%
P48	-1374.728	-1384.576	0.72%	-1420.304	3.32%	-1422.664	3.49%

Fonte: Autor (2019).

Tabela B.2 – Recalques das fundações do Edifício 1.

Recalques (cm)					
Pilar	Geotécnico	Modelo 2	Δ modelo1	Modelo 4	Δ modelo1
P1	-2.12	-0.11	-94.93%	-0.12	-94.43%
P2	-2.12	-0.13	-93.82%	-0.14	-93.23%
P3	-1.61	-0.12	-92.65%	-0.13	-91.92%
P7	-2.12	-0.13	-93.72%	-0.15	-93.13%
P9	-0.27	-0.10	-63.05%	-0.11	-58.01%
P10	-2.12	-0.13	-94.06%	-0.14	-93.55%
P14	-2.12	-0.13	-93.76%	-0.15	-93.08%
P16	-1.61	-0.10	-93.48%	-0.12	-92.79%
P18	-0.27	-0.11	-60.45%	-0.11	-58.23%
P20	-1.61	-0.10	-93.51%	-0.11	-92.86%
P21	-1.61	-0.12	-92.62%	-0.13	-91.78%
P22	-2.12	-0.09	-95.69%	-0.09	-95.53%
P26	-2.12	-0.08	-96.10%	-0.08	-96.00%
P27	-1.61	-0.10	-94.08%	-0.10	-93.85%
P30	-2.12	-0.13	-93.71%	-0.15	-92.98%
P32	-1.61	-0.12	-92.42%	-0.14	-91.55%
P33	-1.61	-0.12	-92.82%	-0.13	-91.82%
P34	-0.27	-0.08	-68.94%	-0.09	-65.24%
P35	-2.12	-0.13	-94.00%	-0.14	-93.36%
P39	-2.12	-0.12	-94.14%	-0.14	-93.55%
P40	-0.27	-0.10	-63.26%	-0.11	-57.79%
P43	-1.61	-0.12	-92.52%	-0.13	-91.63%
P44	-2.12	-0.13	-93.70%	-0.15	-93.00%
P46	-1.61	-0.12	-92.37%	-0.14	-91.38%
P47	-0.27	-0.08	-70.64%	-0.09	-67.37%
P48	-1.61	-0.11	-93.46%	-0.12	-92.80%

Fonte: Autor (2019).

B.2 Edifício 2**Tabela B.3 – Esforços normais máximos nos pilares do Edifício 2.**

Normal (kN)							
Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Δ modelo1	Modelo 3	Δ modelo1	Modelo 4	Δ modelo1
P1	-1541.94	-789.96	-48.77%	-1610.58	4.45%	-1041.71	-32.44%
P2	-2403.60	-2734.97	13.79%	-2460.96	2.39%	-2668.03	11.00%

Normal (kN) – Continuação							
Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Δmodelo1	Modelo 3	Δmodelo1	Modelo 4	Δmodelo1
P3	-2502.88	-2740.82	9.51%	-2453.38	-1.98%	-2618.26	4.61%
P4	-1655.93	-834.45	-49.61%	-1690.06	2.06%	-1075.60	-35.05%
P5	-2168.42	-2499.42	15.26%	-2247.12	3.63%	-2464.45	13.65%
P6	-2364.20	-2654.31	12.27%	-2318.94	-1.91%	-2524.91	6.80%
P7	-2190.88	-2518.16	14.94%	-2237.60	2.13%	-2460.83	12.32%
P8	-1521.14	-811.29	-46.67%	-1594.40	4.82%	-1066.47	-29.89%
P9	-2210.67	-2560.51	15.83%	-2234.44	1.08%	-2476.07	12.01%
P10	-2201.08	-2531.97	15.03%	-2216.51	0.70%	-2447.45	11.19%
P11	-2201.04	-2531.72	15.02%	-2217.02	0.73%	-2447.86	11.21%
P12	-2212.32	-2561.27	15.77%	-2235.84	1.06%	-2476.91	11.96%
P13	-1523.72	-812.08	-46.70%	-1596.77	4.79%	-1067.38	-29.95%
P14	-2068.91	-2441.68	18.02%	-1990.17	-3.81%	-2273.58	9.89%
P15	-1851.71	-1207.03	-34.82%	-1777.81	-3.99%	-1339.64	-27.65%
P16	-2262.89	-2594.90	14.67%	-2156.21	-4.71%	-2408.74	6.45%
P17	-925.94	-695.94	-24.84%	-877.15	-5.27%	-797.40	-13.88%
P18	-2519.52	-2757.88	9.46%	-2520.62	0.04%	-2665.23	5.78%
P19	-1797.88	-931.40	-48.19%	-1845.48	2.65%	-1207.96	-32.81%
P20	-2311.44	-2461.04	6.47%	-2288.79	-0.98%	-2393.34	3.54%
P21	-1171.01	-761.79	-34.95%	-1158.40	-1.08%	-915.04	-21.86%
P22	-1898.96	-954.03	-49.76%	-1928.96	1.58%	-1227.45	-35.36%
P23	-3777.90	-4470.00	18.32%	-3797.01	0.51%	-4325.74	14.50%
P24	-2522.64	-2749.81	9.01%	-2498.46	-0.96%	-2645.27	4.86%
P25	-2521.69	-2748.82	9.01%	-2497.95	-0.94%	-2644.75	4.88%
P26	-3779.60	-4470.92	18.29%	-3810.54	0.82%	-4327.46	14.50%
P27	-1898.94	-954.40	-49.74%	-1929.18	1.59%	-1227.94	-35.34%
P28	-2063.53	-2450.77	18.77%	-2003.68	-2.90%	-2296.29	11.28%
P29	-4764.70	-5137.66	7.83%	-4736.07	-0.60%	-4987.99	4.69%
P30	-2125.79	-2244.82	5.60%	-2163.15	1.76%	-2246.53	5.68%
P31	-2005.80	-2289.10	14.12%	-2003.75	-0.10%	-2244.50	11.90%
P32	-1427.09	-1498.34	4.99%	-1478.88	3.63%	-1527.76	7.05%
P33	-1876.45	-2134.04	13.73%	-1858.07	-0.98%	-2078.17	10.75%
P34	-2276.55	-2446.15	7.45%	-2230.03	-2.04%	-2355.32	3.46%
P35	-4272.47	-4833.64	13.13%	-4212.49	-1.40%	-4635.89	8.51%
P36	-2257.11	-2584.81	14.52%	-2181.66	-3.34%	-2426.25	7.49%
P37	-1905.78	-956.23	-49.82%	-1935.66	1.57%	-1230.13	-35.45%
P38	-3769.29	-4464.36	18.44%	-3800.60	0.83%	-4320.74	14.63%
P39	-2521.82	-2749.42	9.02%	-2497.92	-0.95%	-2645.00	4.88%
P40	-2516.48	-2746.08	9.12%	-2492.49	-0.95%	-2641.45	4.97%
P41	-3767.15	-4463.37	18.48%	-3798.49	0.83%	-4319.36	14.66%

Normal (kN) – Continuação							
Pilar	Modelo 1	Modelo 2	Δ modelo1	Modelo 3	Δ modelo1	Modelo 4	Δ modelo1
P42	-1908.00	-956.94	-49.85%	-1937.63	1.55%	-1230.73	-35.50%
P43	-1837.37	-1804.83	-1.77%	-1868.41	1.69%	-1820.22	-0.93%
P44	-1555.00	-1605.26	3.23%	-1502.48	-3.38%	-1553.66	-0.09%
P45	-2247.36	-2449.28	8.98%	-2252.56	0.23%	-2437.89	8.48%
P46	-939.99	-703.40	-25.17%	-885.83	-5.76%	-802.11	-14.67%
P47	-2105.52	-2498.54	18.67%	-2035.44	-3.33%	-2326.37	10.49%
P48	-1833.74	-1194.59	-34.86%	-1764.30	-3.79%	-1332.92	-27.31%
P49	-2051.81	-968.42	-52.80%	-1976.18	-3.69%	-1226.21	-40.24%
P50	-1511.49	-808.13	-46.53%	-1584.91	4.86%	-1062.88	-29.68%
P51	-2203.34	-2555.67	15.99%	-2227.34	1.09%	-2471.21	12.16%
P52	-2191.48	-2525.76	15.25%	-2207.88	0.75%	-2441.76	11.42%
P53	-2189.83	-2523.30	15.23%	-2205.71	0.73%	-2439.10	11.38%
P54	-2199.38	-2553.37	16.10%	-2223.63	1.10%	-2468.78	12.25%
P55	-1510.33	-808.05	-46.50%	-1583.92	4.87%	-1062.69	-29.64%
P56	-2169.70	-2505.46	15.47%	-2217.15	2.19%	-2447.87	12.82%
P57	-2365.20	-2655.38	12.27%	-2319.93	-1.91%	-2525.81	6.79%
P58	-2149.43	-2501.40	16.38%	-2227.95	3.65%	-2461.80	14.53%
P59	-1644.17	-830.94	-49.46%	-1678.90	2.11%	-1071.83	-34.81%
P60	-2493.30	-2735.09	9.70%	-2444.38	-1.96%	-2612.53	4.78%
P61	-2395.23	-2726.95	13.85%	-2453.11	2.42%	-2661.38	11.11%
P62	-1541.24	-785.03	-49.07%	-1609.91	4.46%	-1039.09	-32.58%

Fonte: Autor (2019).

Tabela B.4 – Recalques das fundações do Edifício 2.

Recalques (cm)					
Pilar	Geotécnico	Modelo 2	Δ modelo1	Modelo 4	Δ modelo1
P1	-1.61	-0.90	-43.65%	-0.97	-39.90%
P2	-0.29	-0.59	105.61%	-0.62	116.81%
P3	-0.29	-0.59	105.77%	-0.61	113.40%
P4	-1.61	-0.95	-41.05%	-0.99	-38.12%
P5	-0.29	-0.54	89.01%	-0.56	97.40%
P6	-0.29	-0.57	99.58%	-0.58	104.44%
P7	-0.29	-0.54	90.26%	-0.57	99.50%
P8	-1.61	-0.93	-42.34%	-1.00	-37.98%
P9	-0.29	-0.55	93.11%	-0.56	97.85%
P10	-0.29	-0.54	91.10%	-0.55	94.66%
P11	-0.29	-0.54	91.08%	-0.56	95.17%

Recalques (cm) – Continuação					
Pilar	Geotécnico	Modelo 2	Δ modelo1	Modelo 4	Δ modelo1
P12	-0.29	-0.55	93.17%	-0.56	97.83%
P13	-1.61	-0.93	-42.29%	-1.00	-37.93%
P14	-0.29	-0.53	84.52%	-0.52	83.98%
P15	-1.57	-0.86	-45.29%	-0.88	-44.15%
P16	-0.29	-0.56	95.33%	-0.56	98.11%
P17	-1.61	-0.81	-49.30%	-0.77	-51.95%
P18	-0.29	-0.59	107.04%	-0.60	112.22%
P19	-1.57	-0.95	-39.79%	-1.02	-35.25%
P20	-0.29	-0.60	111.36%	-0.61	114.74%
P21	-1.61	-0.87	-45.53%	-0.86	-46.26%
P22	-1.57	-0.96	-38.58%	-1.03	-34.37%
P23	-0.25	-0.52	105.90%	-0.53	109.31%
P24	-0.29	-0.59	106.60%	-0.61	113.63%
P25	-0.29	-0.59	106.59%	-0.61	113.58%
P26	-0.25	-0.52	105.94%	-0.53	109.68%
P27	-1.57	-0.97	-38.56%	-1.03	-34.38%
P28	-0.29	-0.53	85.20%	-0.53	86.87%
P29	-0.25	-0.59	134.11%	-0.63	146.97%
P30	-0.29	-0.61	113.44%	-0.73	156.75%
P31	-1.57	-0.56	-64.51%	-0.67	-57.09%
P32	-1.61	-0.61	-61.88%	-0.73	-54.32%
P33	-1.57	-0.56	-64.51%	-0.67	-57.22%
P34	-0.29	-0.60	109.89%	-0.60	112.28%
P35	-0.25	-0.56	121.13%	-0.58	129.85%
P36	-0.29	-0.55	94.64%	-0.56	96.80%
P37	-1.57	-0.97	-38.46%	-1.03	-34.41%
P38	-0.25	-0.52	105.33%	-0.53	109.40%
P39	-0.29	-0.59	106.63%	-0.61	113.64%
P40	-0.29	-0.59	106.18%	-0.61	113.20%
P41	-0.25	-0.52	105.62%	-0.53	109.34%
P42	-1.57	-0.97	-38.42%	-1.03	-34.38%
P43	-1.57	-0.66	-58.25%	-0.78	-50.18%
P44	-1.61	-0.63	-60.85%	-0.75	-53.20%
P45	-0.29	-0.59	105.34%	-0.70	146.29%
P46	-1.61	-0.82	-48.93%	-0.78	-51.64%
P47	-0.29	-0.54	88.32%	-0.54	90.44%
P48	-1.57	-0.85	-45.74%	-0.87	-44.59%
P49	-1.57	-0.98	-37.91%	-1.03	-34.20%
P50	-1.61	-0.92	-42.52%	-0.99	-38.17%

Recalques (cm) – Continuação					
Pilar	Geotécnico	Modelo 2	Δmodelo1	Modelo 4	Δmodelo1
P51	-0.29	-0.55	92.77%	-0.56	97.40%
P52	-0.29	-0.54	90.66%	-0.56	94.75%
P53	-0.29	-0.54	90.47%	-0.55	94.54%
P54	-0.29	-0.55	92.58%	-0.56	97.30%
P55	-1.61	-0.92	-42.53%	-0.99	-38.17%
P56	-0.29	-0.54	89.33%	-0.57	98.79%
P57	-0.29	-0.57	99.72%	-0.58	104.39%
P58	-0.29	-0.54	89.15%	-0.56	97.89%
P59	-1.61	-0.94	-41.28%	-0.99	-38.30%
P60	-0.29	-0.59	105.35%	-0.61	113.08%
P61	-0.29	-0.58	104.94%	-0.62	116.62%
P62	-1.61	-0.90	-43.94%	-0.96	-40.02%

Fonte: Autor (2019).