

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FERNANDA GARCIA SILVA

**INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS VIGAS NA INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO
2018

FERNANDA GARCIA SILVA

**INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS VIGAS NA INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Savaris

TOLEDO
2018



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 155

Influência da Rigidez das Vigas na Interação Solo-Estrutura

por

Fernanda Garcia Silva

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 09:10h do dia **13 de novembro de 2018** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Sérgio Antônio Brum Junior
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenadora da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

RESUMO

SILVA, Fernanda Garcia. **Influência da rigidez das vigas na interação solo-estrutura**. 2018. 55 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2018.

O presente trabalho analisa a influência da rigidez da estrutura de um edifício na interação solo-estrutura, abordando a influência do uso de vigas baldrame e a rigidez das vigas dos pavimentos superiores. O edifício padrão é composto por 12 pavimentos em concreto armado apoiado em sapatas isoladas, sendo comparados dois modelos de apoios sobre o solo: fundações engastadas ou apoiadas sobre molas com coeficientes de rigidez calculados com parâmetros de solo encontrados na literatura. Os resultados obtidos demonstraram a transferência de cargas dos pilares centrais para os pilares das extremidades. Já a utilização da viga baldrame resultou em menores impactos na transferência de cargas e nos esforços de momento e cortante da estrutura, demonstrando nesta menor intensidade. Além disso, o aumento da rigidez da viga apresentou que os impactos gerados na estrutura são maiores, em todos os aspectos analisados, do que os apresentados pelo modelo padrão.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura. Viga baldrame. Rigidez da viga.

ABSTRACT

SILVA, Fernanda Garcia. **Influence of beam stiffness on soil structure interaction**. 2018. 55 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2018.

This paper analyzes the influence of the structure stiffness of a building in the soil structure interaction, discussing the influence of using grade beams and the stiffness of the beams of the upper floors. The standard building consists of 12 floors in reinforced concrete supported by shallow foundation, comparing two models of supports on the ground: rigid foundations or supported on springs with stiffness coefficients calculated with soil parameters found in the literature. The results showed that the center pillars transferred their load to the pillars on the sides. The use of the grade beam resulted in smaller impacts on the transfer of loads and on the momentum and shear stresses of the structure, demonstrating on the shear stress lower intensity. The increase in the stiffness of the beam showed that the impacts generated in the structure are larger, in all aspects analyzed, than those presented by the standard model.

Keywords: Soil structure interaction. Grade beam. Beam stiffness.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação do modelo A.....	14
Figura 2 - Representação do modelo B.....	15
Figura 3 – Representação do modelo C.....	15
Figura 4 – Efeitos da interação solo-estrutura.....	16
Figura 5 – Sequência construtiva para análise incremental considerando a ISE.....	19
Figura 6 – Representação (a) Hipótese de Winkler (b) Meio contínuo.....	21
Figura 7 – Deformabilidade do solo pela hipótese de Winkler.....	22
Figura 8 – Resposta dos diferentes modelos.....	25
Figura 9 – Planta de formas estruturais do pavimento-tipo do edifício comercial.....	26
Figura 10 – Modelo do edifício estudado.	28
Figura 11 – Planta de locação das fundações.....	29
Figura 12 – Áreas de influência das vigas V2 e V6.	32
Figura 13 – Reação nos apoios (a) considerando apoios fixos (b) considerando apoios móveis.	33
Figura 14 – Comportamento dos momentos fletores no edifício padrão (valores em kfg.m).	34
Figura 15 – Comportamento da força cortante no edifício padrão (valores em tf). ...	36
Figura 16 – Comportamento dos momentos fletores no edifício padrão.	37
Figura 17 - Comportamento da força cortante no edifício padrão.	39
Figura 18 - Reação nos apoios (a) modelo padrão com ISE (b) modelo sem baldrame com ISE.....	41
Figura 19 - Reação nos apoios modelo com viga 20x 80 (a) sem ISE (b) com ISE. .	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores típicos de E_s	20
Tabela 2 – Valores típicos de ν	20
Tabela 3 – Fatores de forma	23
Tabela 4 – Valores para cálculo das ações atuantes	27
Tabela 5 – Cargas dos pilares e dimensão das sapatas isoladas.....	28
Tabela 6 – Carga nos apoios para o modelo padrão.	32
Tabela 7 – Previsão de recalques no modelo padrão.	34
Tabela 8 – Variação do momento fletor no modelo padrão (em kgf.m).....	35
Tabela 9 - Variação da força cortante no modelo padrão (em tf).	36
Tabela 10 - Variação do momento fletor no modelo padrão (em kgf.m).	38
Tabela 11 - Variação da força cortante no modelo padrão (em tf).	39
Tabela 12 – Carga nos apoios para modelo com viga 20x50 sem baldrame com apoios móveis.	40
Tabela 13 – Previsão de recalques no modelo sem baldrame.....	42
Tabela 14 - Variação do momento fletor no modelo sem viga baldrame com aplicação dos apoios móveis (em kgf.m).	42
Tabela 15 - Variação da força cortante no modelo sem baldrame (em tf).....	43
Tabela 16 - Variação do momento fletor no modelo sem baldrame (em kgf.m).....	44
Tabela 17 - Variação da força cortante no modelo sem baldrame (em tf).....	45
Tabela 18 – Carga nos apoios no edifício com viga 20x80.	46
Tabela 19 – Previsão de recalques no modelo de viga 20x80 cm.	47
Tabela 20 - Variação do momento fletor no modelo de viga 20x80 (em kgf.m).	48
Tabela 21 - Variação da força cortante no modelo de viga 20x80 (em tf).....	49
Tabela 22 - Variação do momento fletor no modelo de viga 20x80 (em kgf.m).	50
Tabela 23 - Variação da força cortante no modelo de viga 20x80 (em tf).	51

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 JUSTIFICATIVA	10
1.2 OBJETIVOS	10
1.2.1 Objetivo geral	10
1.2.2 Objetivos específicos.....	10
1.3 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	11
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE)	12
2.1.1 Metodologias propostas para o estudo da interação solo-estrutura	13
2.1.2 Efeitos da consideração da interação solo-estrutura.....	16
2.1.3 Fatores que influenciam na análise ISE	17
2.2 MODELAGEM DE ESTRUTURAS CONSIDERANDO A ISE.....	19
2.2.1 Propriedades elásticas do solo.....	19
2.2.2 Coeficiente de reação vertical (k_v).....	20
2.2.2.1 Hipótese de Winkler	21
2.2.2.2 Meio contínuo	24
2.2.2.3 Comparação entre os modelos – Hipótese de Winkler x Meio contínuo	24
3 MATERIAIS E MÉTODOS	26
3.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO	26
3.2 ANÁLISE COMPUTACIONAL DO MODELO ESTRUTURAL	27
3.2.1 Parâmetros para cálculo dos coeficientes de mola	29
3.2.2 Análise da interação solo-estrutura nas cargas dos pilares	30
3.2.3 Efeito da rigidez da estrutura.....	30
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	32
4.1 EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO EDIFÍCIO PADRÃO.....	32
4.2 EFEITO DA VIGA BALDRAME	40
4.3 EFEITO DA RIGIDEZ DA VIGA	46
5 CONCLUSÃO	52
REFERÊNCIAS	53

1 INTRODUÇÃO

A concepção dos projetos estruturais é, usualmente, realizada através da suposição simplificada de fundações apoiadas sobre vínculos indeslocáveis. Isto possibilitou significantes avanços na área durante várias décadas, porém durante o processo de execução algumas vezes a consideração simplista não reflete o comportamento real da estrutura.

Apesar dos avanços tecnológicos na área de microcomputadores e a evolução dos métodos de análise estrutural por meio de métodos numéricos, grande parte dos projetistas ainda seguem a hipótese simplista de solo rígido resultando em um inferior aproveitamento das estruturas.

A esse respeito Borges (2015) afirma que:

A condução de uma análise mais ajustada à realidade física, considerando a deformabilidade do solo, tem sido efetuada apenas em escritórios de alto nível e, mesmo nestes casos, as investigações são feitas apenas para os casos julgados especiais. Este tipo de análise recebe o nome de Interação Solo-Estrutura (ISE) e deveria ser realizada mediante parceria dos engenheiros de estruturas com engenheiros de fundações. (BORGES, 2015, p.2)

A compreensão de que o solo se trata de um meio compressível, cujos recalques irão depender diretamente do tipo solo, da disposição das partículas, do carregamento a qual estará sujeito e dos demais parâmetros geotécnicos, torna-se crucial para assimilar a sua conexão com as deformações e deslocamentos apresentados por uma estrutura. Assim, será possível entender que as considerações de apoios indeslocáveis fogem do comportamento real apresentado pela estrutura, justificando a necessidade da representação do solo.

Segundo Souza e Reis (2008), a consideração da interação solo-estrutura resulta na redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, como pilares, e na diminuição dos recalques diferenciais estimados pela hipótese de apoios indeslocáveis. Além disto, ressalta-se a importância da consideração de redistribuição de esforços uma vez que esta pode acarretar em problemas como o aparecimento de fissuras em lajes e vigas e o esmagamento de pilares.

Soares (2004) expressa em seu trabalho que a literatura sobre esse tema é bastante vasta, uma vez que a consideração da interação solo-estrutura é abrangente e está relacionada a diversos problemas de engenharia, porém existem muitos progressos a serem feitos.

Nesse sentido, esse trabalho visa estudar os efeitos da consideração da interação solo-estrutura no dimensionamento estrutural, analisando a diferença nas reações de apoio e momentos apresentados comparados à hipótese de apoios indeslocáveis.

1.1 JUSTIFICATIVA

Na análise estrutural, apesar dos aperfeiçoamentos tecnológicos terem auxiliado no processo de dimensionamento, ainda é negligenciada a interação entre o solo e a estrutura. Essa consideração se torna crucial visto que duas estruturas, submetidas às mesmas ações e carregamentos externos, não poderiam apresentar o mesmo comportamento assentadas sobre maciços de solo diferentes.

Dentre os diversos efeitos da hipótese de apoios indeslocáveis, a flexibilização nos apoios é apresentada como um fator preocupante na prevenção de acidentes e patologias que podem ocorrer durante a construção e utilização da estrutura. Essa flexibilização é observada na variação dos esforços, principalmente nos primeiros pavimentos, de elementos estruturais tais como vigas e pilares.

Dessa forma, a variação da rigidez das vigas na análise da interação solo-estrutura visa refinar e aprimorar o conhecimento do comportamento do modelo buscando reproduzir a realidade da estrutura com maior fidelidade.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho objetiva avaliar a influência da rigidez das vigas nos efeitos da interação solo-estrutura.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Avaliar um modelo de mola para consideração da rigidez e deformabilidade do solo;
- b) Quantificar as variações de esforços na estrutura devido à interação solo-estrutura.

1.3 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

O trabalho propõe a análise da influência da rigidez das vigas na interação solo-estrutura, utilizando análise estática linear em modelos constituídos por pórticos, desconsiderando o efeito da carga acidental de vento, e considerando os apoios no solo como molas com rigidez calculada a partir dos parâmetros do solo encontrados na literatura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE)

O termo interação solo-estrutura compreende um vasto campo de estudo que abrange todos os tipos de estruturas em contato com o solo, como por exemplo, estruturas de prédios, pontes, silos e muros de arrimos (COLARES, 2006).

Mendes (2016) define a ISE como uma análise conjunta da superestrutura, infraestrutura e maciço de solo, sendo observada ainda nas primeiras fases da construção e se prolongando até que as tensões e as deformações se estabilizem na estrutura e no maciço de solo.

Para Aoki (1997) a estrutura de um edifício pode ser subdividida em superestrutura, infraestrutura e subestrutura. A primeira deve suportar as cargas de serviço e é a parte situada acima da superfície do terreno e constituída por elementos como vigas, pilares, lajes, etc. A subestrutura (fundação) possui uma interface comum com o maciço de solos por onde transfere as cargas estruturais. Por último, tem-se a infraestrutura que é uma parte intermediária, nem sempre presente, constituída por blocos sobre estacas, por exemplo.

Entretanto, Iwamoto (2000) ressalta que a infraestrutura (fundação) não subsiste por si só, isto é, ela é sempre a fundação de alguma superestrutura. Neste sentido, o autor afirma que na verdade existe a estrutura e o maciço de solo, pois o elemento estrutural chamado de fundação é parte integrante da estrutura e o comportamento desse conjunto inseparável é que se denomina interação solo-estrutura.

A interação solo-estrutura condiciona a forma como uma estrutura reage às solicitações ao ser submetida a um carregamento externo, apresentando cargas nas fundações em função das condições particulares do solo suporte e do tipo de estrutura (DANZIGER, 2005).

Gusmão Filho (1998) apresenta algumas dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura na superestrutura, infraestrutura e no terreno de fundação. Na superestrutura as dificuldades são relacionadas à sequência de construção, as propriedades reológicas dos materiais e o carregamento externo. O autor cita que para a infraestrutura as dificuldades se referem à transferência de carga ao terreno e aos aspectos de execução, enquanto para o terreno de fundação os inconvenientes

são referentes a heterogeneidade vertical e horizontal, a representatividade da prospecção e ensaios e, por fim, a influência do tempo nos parâmetros geotécnicos.

Segundo Iwamoto (2000), por ser um assunto relativamente complexo que envolve muitas equações e parâmetros, a questão da interação solo-estrutura está intimamente ligada com a utilização dos computadores e programas computacionais, que só assim, possibilitam a sua viabilidade nos projetos de estruturas usais.

2.1.1 Metodologias propostas para o estudo da interação solo-estrutura

A análise da interação solo-estrutura teve como pioneiro o trabalho apresentado por Meyerhof (1953, apud. GONÇALVES, 2004) onde, para a estimativa de recalques totais e diferenciais do elemento isolado de fundação, foram consideradas as características do solo, da infraestrutura e a rigidez da estrutura, demonstrando que a infraestrutura e a superestrutura poderiam ser consideradas como uma unidade integral. O autor concluiu ainda que os recalques totais são poucos afetados pela rigidez estrutural e que os recalques diferenciais dependem de fatores relacionados aos recalques totais, do tipo e da rigidez da estrutura e da variação de compressibilidade do solo.

Segundo Mota (2009), a primeira manifestação sobre o estudo no Brasil foi o trabalho realizado por Chamecki (1954) que elaborou o processo iterativo para convergência na interação solo estrutura a partir do cálculo das reações de apoio da superestrutura considerando os apoios indeslocáveis e, posteriormente, com os coeficientes de transferência de carga. A partir disto são iniciados os processos iterativos considerando a rigidez da estrutura, os quais fornecem, através de expressões estabelecidas, as novas reações de apoio e conseqüentemente novos valores de recalque. Esse processo é repetido até que os valores de reações de apoio e recalques convirjam entre si.

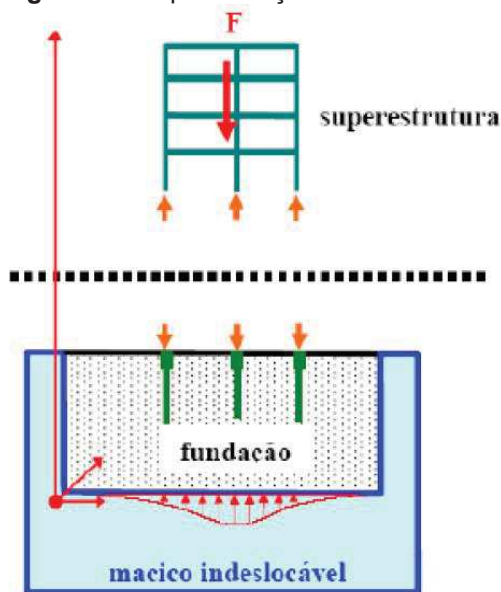
Com este estudo, a autora constatou que a rigidez da estrutura influencia nos valores de recalques diferenciais, tornando-os menos acentuados que os valores apresentados por meio de estimativas convencionais, além aproximarem-se dos recalques medidos.

Mota (2009) apresenta três modelos de análise para consideração da interação solo estrutura, de acordo com estudos de Aoki e Cintra (2004), adotando

como origem dos eixos de referência qualquer ponto sobre a superfície do indeslocável.

- Modelo A: Considera a análise da estrutura de forma separada dos recalques, buscando uma situação final de equilíbrio através da compatibilização dos deslocamentos ocorridos na estrutura, considerando o equilíbrio no topo das fundações. A representação desse modelo está na Figura 1.

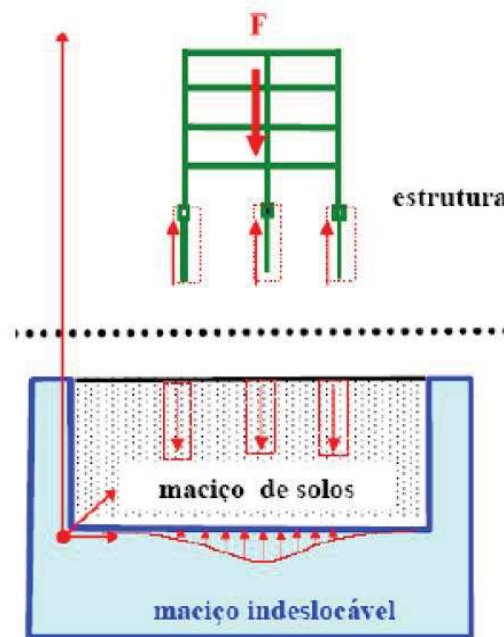
Figura 1 – Representação do modelo A



Fonte: adaptado de MOTA, 2009, p.51.

- Modelo B: Este se baseia no fundamento de que a superestrutura e a estrutura de fundação são integradas e resultam em uma única estrutura que interage com o maciço de solo no contorno dos elementos estruturais de fundação. Portanto, a fundação é discretizada em cada ponto de contato com o solo a partir de molas que representam a deformabilidade do solo. A Figura 2 representa o modelo citado.

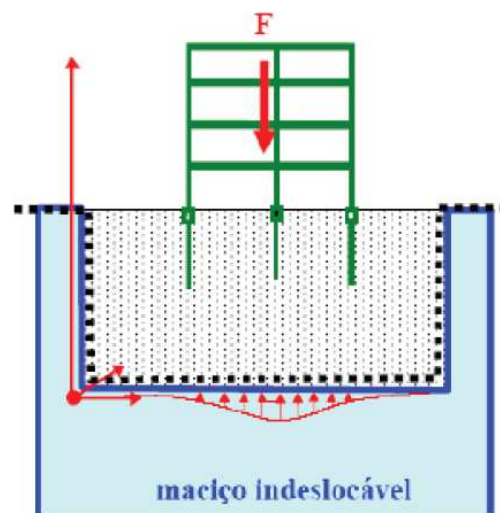
Figura 2 - Representação do modelo B



Fonte: adaptado de MOTA, 2009, p.52.

- Modelo C: Nesse modelo são considerados integrados o maciço de solo, as fundações e a superestrutura, conforme apresenta a Figura 3. Geralmente, são modelados pelo método dos elementos finitos. O sistema gerado envolve um grande número de equações matriciais, o que implica na utilização de computadores com grande capacidade de memória e altas velocidades de processamentos. Este modelo possui pouco uso devido ao grau de complexidade.

Figura 3 – Representação do modelo C



Fonte: adaptado de MOTA, 2009, p.52.

2.1.2 Efeitos da consideração da interação solo-estrutura

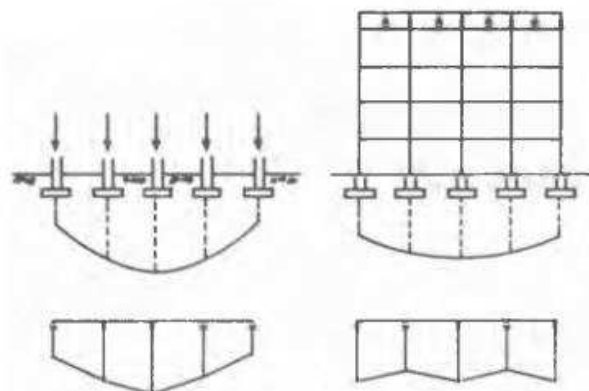
A interação solo estrutura ocasiona efeitos mecânicos na edificação que podem alterar a concepção do dimensionamento realizado por apoios indeslocáveis. Além disto, segundo Testoni e Corrêa (2016), pode ainda viabilizar projetos de fundações que outrora não fossem aceitos em uma análise convencional devido à magnitude dos recalques.

Moura (1999) avaliou tridimensionalmente os efeitos da ISE no comportamento da super e infraestrutura de uma edificação, verificando a ocorrência de transferência de carga dos pilares de maior carregamento para os de menor carregamento e a suavização de deformação dos recalques. Além disso, observou-se a redução dos momentos fletores nas vigas e pilares à medida que o número de pavimentos aumenta.

Segundo Porto (2010), a consideração da ISE, não irá necessariamente resultar em uma estrutura mais econômica e sim em uma estrutura mais realista, pois serão avaliadas as distribuições de tensões considerando a deformabilidade do maciço de solos, necessitando para isso a modelagem numérica com integração entre o engenheiro estrutural e geotécnico.

Gusmão e Gusmão Filho (1994) e Crespo (2004), relatam que a ISE tende a uniformizar os recalques, dependendo da rigidez do conjunto solo-estrutura, conforme apresentado na Figura 4. Isso causa a diminuição das distorções angulares (rotação relativa) devido à diminuição da curvatura da deformada dos recalques, podendo então, evitar o aparecimento de certos danos.

Figura 4 – Efeitos da interação solo-estrutura



Fonte: GUSMÃO, GUSMÃO FILHO, 1994, p.1804.

Colares (2006) afirma que existem diversos fatores que afetam os mecanismos da interação solo-estrutura, seja em maior ou menor intensidade. Alguns desses efeitos, como o processo construtivo, o número de pavimentos, entre outros, serão abordados no item 2.1.3.

2.1.3 Fatores que influenciam na análise ISE

Segundo Antoniazzi (2011), o mecanismo da interação solo-estrutura está associado a fatores como o número de pavimentos da edificação, a influência dos primeiros pavimentos, o processo construtivo, forma em planta da edificação, edificações vizinhas, rigidez relativa estrutura-solo, entre outros.

a. Edificações vizinhas

Costa Nunes (1956) estudou a influência das construções vizinhas na configuração dos recalques e dividiu os movimentos característicos devido aos carregamentos vizinhos em quatro tipos.

O primeiro tipo é de prédios vizinhos construídos simultaneamente e nesse caso ocorre uma superposição de tensões na região entre os prédios, induzidas por seus carregamentos. Esse efeito de superposição gera uma concentração de tensões e maiores recalques, induzindo o tombamento dos prédios em sentidos contrários.

O segundo tipo é de prédios vizinhos construídos em momentos diferentes. Nesse caso o primeiro edifício construído influi no pré-adensamento do solo sob sua base e o edifício construído em sequência gera um acréscimo de tensões no maciço que se superpõe às tensões do primeiro edifício. Assim, são induzidos aumentos dos recalques.

O terceiro tipo é referente à situação de construção de um edifício novo entre dois outros já existentes. Neste caso, o edifício novo resulta em acréscimos de tensões no maciço e recalques nos prédios anteriormente construídos. Além disso, este cenário pode resultar no tombamento desses prédios anteriores em sentidos contrários.

O último tipo se refere à construção de dois novos prédios na vizinhança de outro já existente. O primeiro edifício construído resulta no pré-adensamento do

maciço e os novos prédios ao serem construídos sofrerão tombamento em sentidos contrários enquanto o primeiro não sofrerá desaprumo.

b. Rigidez relativa estrutura-solo

A vinculação física entre lajes, vigas e pilares promove considerável rigidez ao edifício, tornando os recalques diferenciais mais amenos, bem como, sua deformada mais suave (ANTONIAZZI, 2011).

Porto (2010) afirma que a variabilidade do solo, o tipo de fundação e suas dimensões também são fatores que influenciam na interação solo-estrutura, podendo modificar a distribuição de tensões do elemento estrutural de fundação, se comparada com a análise convencional.

Gusmão Filho (1998) cita que na prática a rigidez do conjunto solo-estrutura em edificações de médio a alto porte, isto é, acima de 8 pavimentos, a rigidez solo-estrutura pode contribuir para a redução dos recalques de 30 a 60%.

c. Número de pavimentos

Um estudo realizado por Goshy (1978) observou que um maior número de pavimentos em uma estrutura aumentará a rigidez vertical da mesma. Contudo, esse crescimento não é linear com o número de pavimentos e foi notado que os primeiros pavimentos exercem maior influência na rigidez. O autor atribui isso ao fato de que as estruturas abertas com painéis, nos planos verticais, comportam-se como vigas paredes.

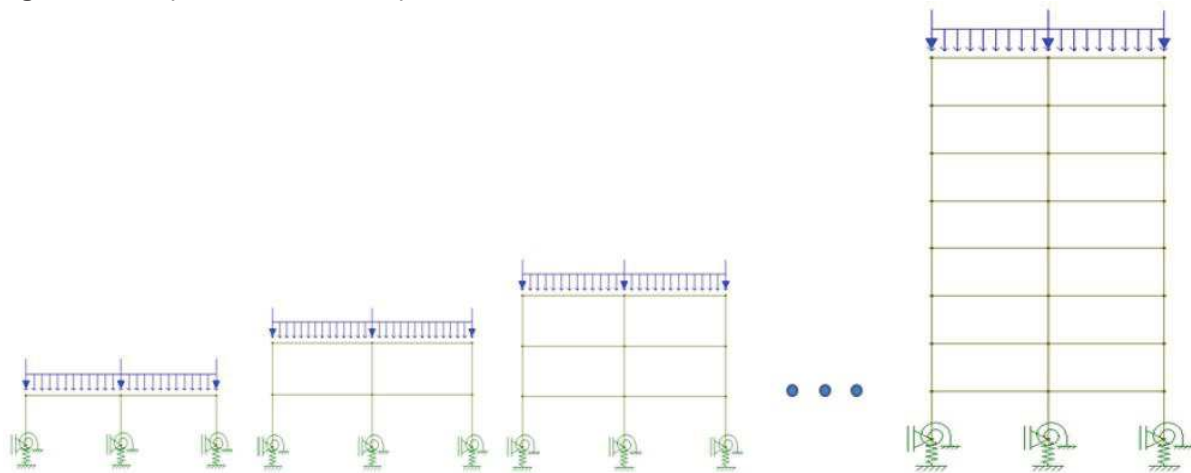
Almeida, Mendonça e Brandão (2014) apresentam um estudo de caso de um edifício de 34 pavimentos e 2 subsolos para estacionamento com fundação composta por sapata e radiers. Nesse estudo os autores corroboraram a suavização das linhas de recalques e as migrações de cargas dos pilares centrais para os de periferia.

d. Processo construtivo

A simplificação de que todo o carregamento atua sobre a estrutura após o término de sua execução é comumente adotada, porém o acréscimo do número de pavimentos aumenta a rigidez da estrutura. Assim, torna-se essencial a consideração do processo construtivo na análise de interação solo-estrutura.

Essa consideração consiste em aplicar as cargas na estrutura de forma gradativa, isto é, os carregamentos são aplicados à medida que cada pavimento é, na prática, estruturado. Isto resultará no somatório de esforços solicitantes à cada etapa adicionada, portanto essa análise se apresenta de forma mais realista do que a convencional.

Figura 5 – Sequência construtiva para análise incremental considerando a ISE



Fonte: ANTONIAZZI, 2011, p.23.

Silva (2006) apresenta o estudo de um edifício de alvenaria estrutural com 12 pavimentos-tipo de 2,80 metros de pé-direito apoiado em uma sapata corrida. No estudo considerou-se o carregamento da estrutura por etapas e concluiu-se que isto levou a obtenção de valores de tensões menores em relação ao modelo que considera o carregamento instantâneo.

2.2 MODELAGEM DE ESTRUTURAS CONSIDERANDO A ISE

2.2.1 Propriedades elásticas do solo

O módulo de elasticidade longitudinal (E_s), o coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de reação vertical (k_v) são as principais propriedades elásticas necessárias para o estudo das propriedades do solo. Esses valores são comumente utilizados no cálculo de estimativas de recalque de fundações (BOWLES, 1988).

Além de ensaios experimentais para obtenção do módulo de elasticidade longitudinal, faixas de valores para esta propriedade também podem ser obtidas na literatura, como apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores típicos de E_s

TIPO DE SOLO	E_s (MPa)
Argila muito mole	2 – 15
Argila mole	5 – 25
Argila média	15 – 50
Argila dura	50 – 100
Argila arenosa	25 – 250
Areia siltosa	5 – 20
Areia fofa	10 – 25
Areia compacta	50 – 81
Areia fofa e pedregulhos	50 – 150
Areia compacta e pedregulhos	100 – 200
Silte	2 – 20

Fonte: BOWLES, 1988, p.125.

O valor do coeficiente de Poisson pode variar de -1 a 0,5, podendo assumir valores negativos quando ocorre contração lateral, segundo Bowles (1988). Os valores típicos sugeridos pelo autor são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores típicos de ν

TIPO DE SOLO	ν
Argila saturada	0,40 – 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 – 0,30
Argila arenosa	0,20 – 0,30
Silte	0,30 – 0,45
Areia comum	0,30 – 0,40

Fonte: BOWLES, 1988, p.123.

2.2.2 Coeficiente de reação vertical (k_v)

Uma das formas de modelar o solo é o uso de molas que representam a deformabilidade do solo, tornando possível a simulação da interação solo-estrutura. Silva (2006) expressa que o módulo k_v indica a pressão (q) por unidade de área da superfície de contato entre uma viga – ou uma placa carregada – e o solo no qual se apoia para transferir a carga. Portanto, esse módulo depende das propriedades elásticas do solo e das dimensões da área sob a ação da reação do solo.

A partir da estimativa do recalque da fundação, com a suposição de uma fundação rígida submetida a um carregamento vertical, calcula-se o coeficiente de reação por meio da Equação 1:

$$k_v = \frac{\bar{q}}{\bar{w}} \quad (1)$$

onde:

k_v = coeficiente de reação vertical, em kN/m^3 ;

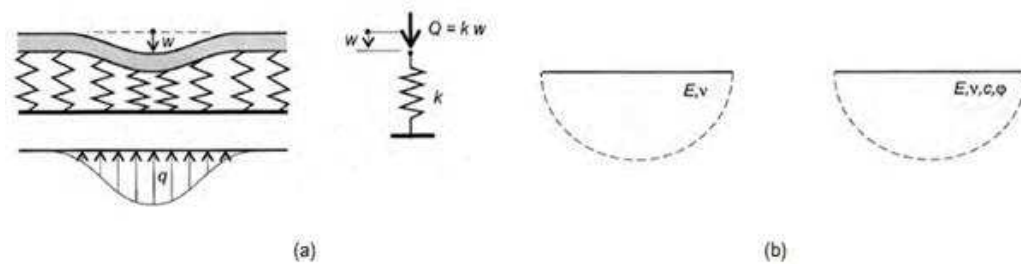
\bar{q} = pressão vertical média obtida pela razão entre a somatória de carga vertical e a área da sapata, em kN/m^2 ;

\bar{w} = previsão média de recalque, em metros.

Scarlat (1993) indica que a metodologia mais precisa para a consideração da deformabilidade do solo é através de uma análise interativa tridimensional a qual modela o solo e a estrutura como um sistema único. Contudo, esse método é muito sofisticado e requer o emprego de métodos numéricos e, por isto, acaba sendo empregada apenas no meio científico.

Segundo Velloso e Lopes (2012), há dois modelos principais para representar o solo numa análise da interação solo-estrutura: Hipótese de Winkler e meio contínuo, ambos exemplificados na Figura 6.

Figura 6 – Representação (a) Hipótese de Winkler (b) Meio contínuo



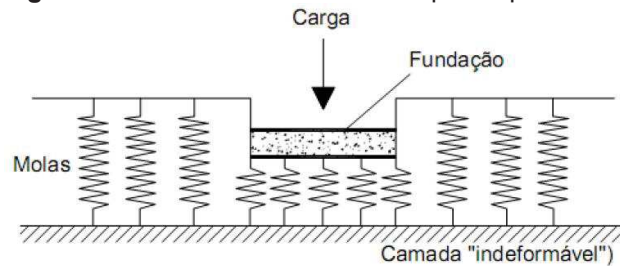
Fonte: adaptado de Velloso e Lopes, 2012, p. 126.

2.2.2.1 Hipótese de Winkler

O modelo do meio discreto baseado no conceito do coeficiente de reação foi proposto por Winkler (1867). Neste modelo o solo é assimilado por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear (SANTOS, 2008).

O método considera o solo, segundo Antoniazzi (2011), como um sistema de molas lineares e independentes entre si. Ou seja, são consideradas as deformações que ocorrem apenas na região das fundações e não as deformações provenientes do efeito de carregamentos no entorno da estrutura. A Figura 7 ilustra a consideração de deformabilidade pela hipótese de Winkler.

Figura 7 – Deformabilidade do solo pela hipótese de Winkler



Fonte: Antoniazzi, 2011, p.61.

Essa hipótese é aplicável para carregamentos verticais (radiers, sapatas, vigas de fundação) e para ações horizontais (escoramento de escavações, estacas sob forças horizontais). Além disto, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos.

Porto (2010) relata que esse modelo é o mais utilizado nos escritórios de projeto para o estudo da interação solo-estrutura, porém são encontrados transtornos na determinação da rigidez das molas elásticas aplicadas na representação do solo abaixo da fundação. O autor relata ainda que esse modelo apresenta a problemática de não considerar a dispersão da carga sobre uma área de influência crescente com o aumento da profundidade e, também, por considerar o solo com comportamento tensão-deformação linear. Além dos problemas apresentados, o modelo considera as molas como independentes, ou seja, não há ligação coesiva entre as partículas no meio do solo.

Assim, é necessário estimar o recalque para determinar o coeficiente de reação vertical que melhor representa o maciço de solo. Este pode ser obtido através de métodos como o ensaio de placa, recalque vertical estimado, correlações e valores padronizados. O ensaio de placa, segundo Décourt e Quaresma Filho (1996), é o melhor método de obtenção das características carga-recalque das fundações. Contudo, o ensaio não é muito utilizado por apresentar alto custo e tempo de execução elevado. Ou seja, o ensaio limita as repetições e fica atrelado a números estatisticamente não significativos.

Outra forma de estimar o recalque da fundação por meio teórico é a aplicação da Teoria da Elasticidade. Segundo Antoniazzi (2011), o recalque imediato estimado pela teoria da elasticidade considera a forma, a rigidez e a largura das sapatas, considerando-as apoiadas sobre uma camada argilosa semi-infinita, homogênea, com módulo de elasticidade constante com a profundidade.

Segundo Velloso e Lopes (2012), existem soluções da teoria da elasticidade que permitem o cálculo de recalques para um número de casos. O recalque de uma sapata sob carga centrada pode ser previsto pela Equação 2:

$$w = q \times B \times \left[\frac{1 - \nu^2}{E} \right] \times I_s \times I_d \times I_h \quad (2)$$

onde:

w = recalque imediato, em metros;

q = pressão média aplicada, em N/m²;

B = menor dimensão da sapata, em metros;

ν = coeficiente de Poisson do solo;

E = módulo de elasticidade do solo, em N/m²;

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

I_d = fator de profundidade/embutimento;

I_h = fator de espessura de camada compressível.

O fator I_s é apresentado na Tabela 3, sugerida por Velloso e Lopes (2012):

Tabela 3 – Fatores de forma

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	

Fonte: adaptado Velloso e Lopes, 2012, p.44

Os valores apresentados na Tabela 3 são para carregamentos na superfície, ou seja, $I_d = 1,0$, e de um meio de espessura infinita, $I_h = 1,0$. Velloso e Lopes afirmam que os fatores de embutimento devem ser usados com restrição, dessa forma é recomendável desprezar esse fator.

Considerando um solo de camada semi-infinita e homogênea, o coeficiente de reação vertical é dado por:

$$k_v = \frac{E}{(1 - \nu^2) \times B \times I_s} \quad (3)$$

Observa-se que, segundo a equação apresentada, há uma relação inversamente proporcional entre a forma da sapata e o coeficiente de reação. Além disso, quanto mais retangular for a forma da sapata menor será o coeficiente k_v .

É notável então que a rigidez da placa e o tipo de solo influenciam a forma de distribuição das tensões desenvolvidas entre uma placa uniformemente carregada e o solo (ANTONIAZZI, 2011).

2.2.2.2 Meio contínuo

Segundo Porto (2010), a representação do maciço por meio contínuo se torna necessária em situações em que se pretende analisar a distribuição de tensões ao longo do sistema geotécnico ou os recalques das diversas camadas, pois nesse caso a hipótese de Winkler é insatisfatória.

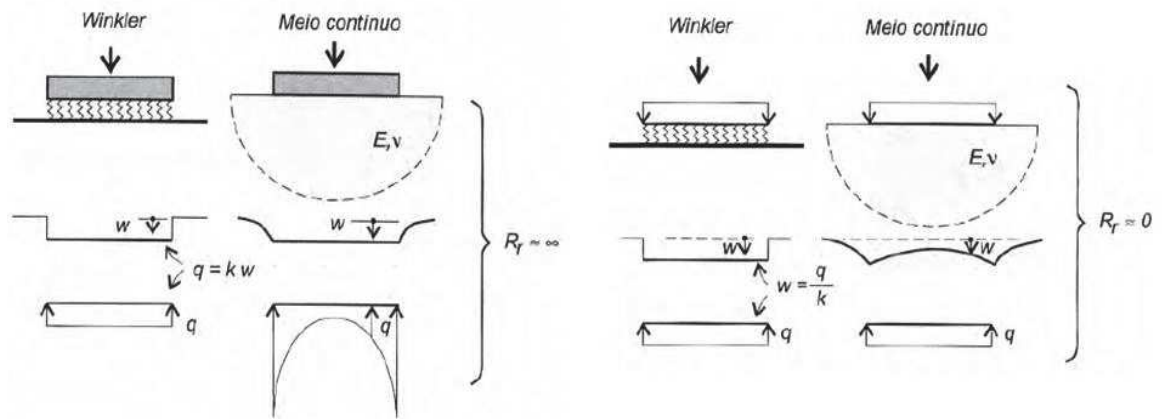
Assim, Netto (2014) afirma que este modelo é a maneira mais real de representar o solo, pois permite a avaliação das tensões ao longo do solo de forma contínua. Contudo, o autor ressalta a desvantagem do uso desse método, uma vez que a imprecisão dos resultados obtidos aumenta conforme se aproxima da borda do maciço de solo.

O meio contínuo pode ser elástico ou elastoplástico. No primeiro caso, há algumas soluções para vigas e placas pela teoria da elasticidade. No segundo caso, com aplicação dificilmente justificada em projetos correntes, é requerida solução numérica (BARBOSA, 2017).

2.2.2.3 Comparação entre os modelos – Hipótese de Winkler x Meio contínuo

Velloso e Lopes (2012) analisam a resposta dos diferentes modelos em casos extremos, isto é, quando a rigidez relativa é nula e infinita. Como apresentado na Figura 8, para fundações rígidas, a diferença é notável nas pressões de contato e, para fundações muito flexíveis, nota-se diferença nos recalques. Além disso, como já mencionado, a hipótese de Winkler apresenta recalques apenas sob a fundação, sendo incoerente com a prática observada.

Figura 8 – Resposta dos diferentes modelos



Fonte: Velloso e Lopes, 2012, p. 127.

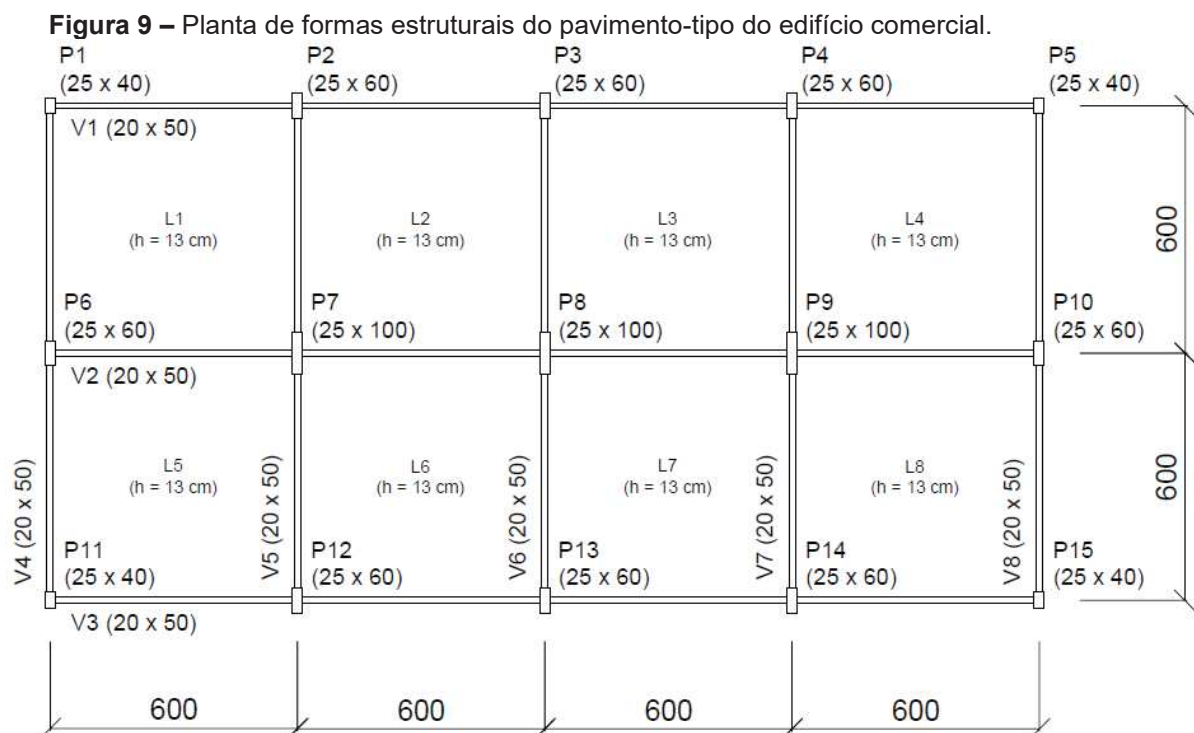
3 MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho fundamenta-se na análise numérica da interação solo-estrutura utilizando o programa computacional AltoQi Eberick V7 Gold para modelagem de um edifício de 12 pavimentos, sendo comparados os resultados obtidos considerando os apoios como indeslocáveis e apoios constituídos por molas.

3.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO

O estudo baseou-se em um modelo espacial de um edifício comercial composto por 12 pavimentos em concreto armado, incluindo a cobertura, apoiado em sapatas isoladas, apresentado por Antoniazzi (2011).

A planta baixa dos pavimentos-tipo apresenta área de 288 m² e a estrutura é composta por oito lajes com espessura de 13 cm, 8 vigas de 20 x 50 cm e 15 pilares, sendo 4 pilares de canto de 25 x 40 cm, 3 pilares centrais de 25 x 100 cm e 8 pilares nas bordas de 25 x 60 cm, conforme apresentado na Figura 9.



Fonte: ANTONIAZZI, 2011, p. 69.

O pavimento térreo possui 340 cm de pé direito enquanto os demais pavimentos possuem 290 cm. Além disso, foi adotada uma viga baldrame, localizada

a 150 cm acima do nó do engaste, com dimensões iguais às das vigas dos andares superiores. Todos os pilares foram, inicialmente, engastados nas fundações.

Como ações verticais permanentes foram considerados o peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos e como ação variável a sobrecarga de utilização. As ações horizontais como a carga de vento, não foram consideradas para o estudo, visto que se buscou analisar o comportamento exclusivo da estrutura. Os valores adotados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores para cálculo das ações atuantes

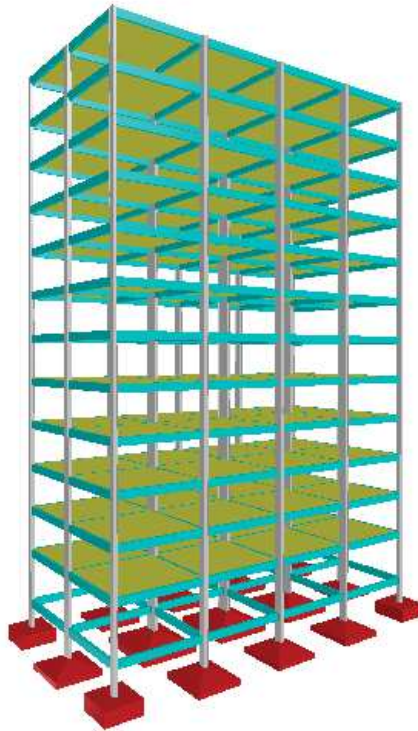
Peso específico do concreto	25 kN/m ³
Peso próprio de revestimento e piso	1,0 kN/m ²
Peso próprio da alvenaria	13 kN/m ³
Sobrecarga de utilização (pavimento)	2,0 kN/m ²
Sobrecarga de utilização (cobertura)	0,5 kN/m ²

Fonte: NBR 6120:1980.

3.2 ANÁLISE COMPUTACIONAL DO MODELO ESTRUTURAL

O edifício com 12 pavimentos foi modelado computacionalmente (Figura 10) considerando os pilares sobre apoios rígidos, impedindo os deslocamentos e as rotações dos apoios nas 3 direções, obtendo-se assim as cargas máximas no modelo com apoios indeslocáveis, para dimensionamento das fundações como realizado frequentemente em escritórios de projetos estruturais.

Para que o Eberick[®] pudesse dimensionar as fundações foi considerado um solo argiloso com tensão admissível de 300 kPa. Além disso, para o dimensionamento foi necessário limitar os lados da sapata a 550 cm. Adotou-se, ainda, um concreto com resistência característica igual a 30 MPa e módulo de elasticidade igual a 31 GPa, considerando o uso de agregado graúdo de origem granítica.

Figura 10 – Modelo do edifício estudado.

Fonte: autoria própria.

A partir das cargas máximas obtidas foram dimensionadas as sapatas isoladas, resultando nos valores apresentados na Tabela 5.

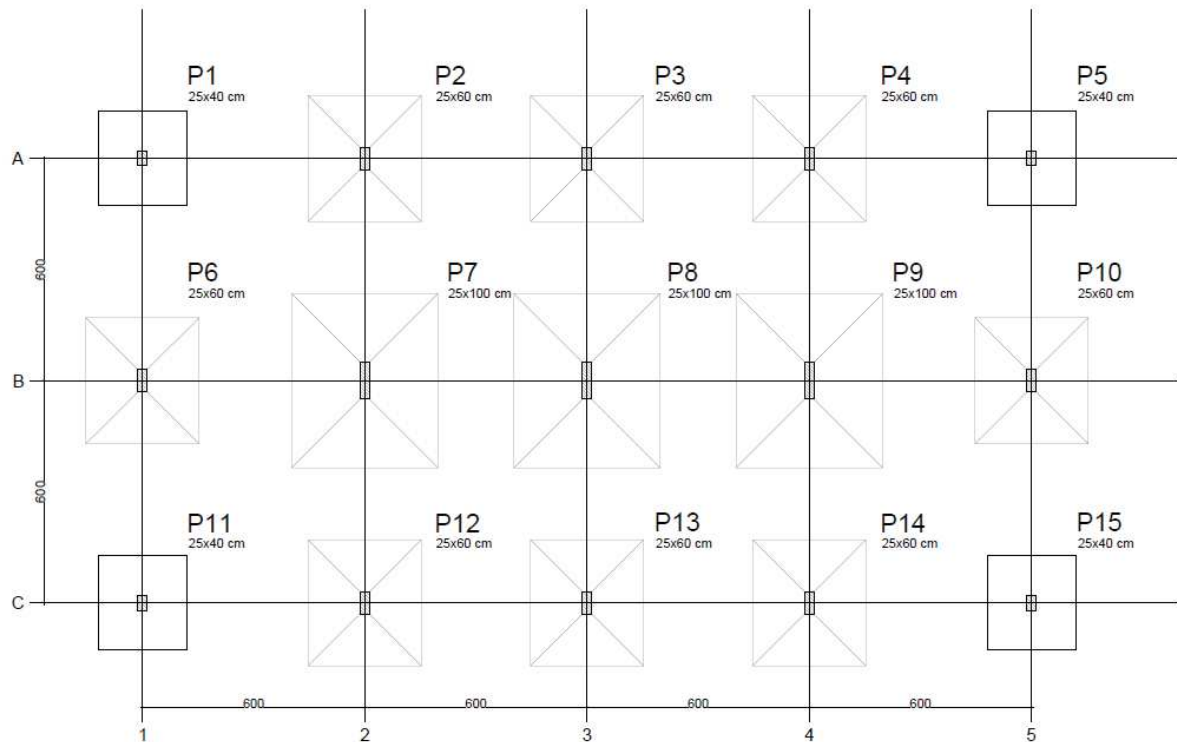
Tabela 5 – Cargas dos pilares e dimensão das sapatas isoladas.

Pilar	Seção (cm)	Carga máxima (tf)	Sapata	B (cm)	H (cm)
P1	25x40	141,0	S1	240	255
P2	25x60	245,0	S2	305	340
P3	25x60	242,8	S3	305	340
P4	25x60	245,0	S4	305	340
P5	25x40	140,9	S5	240	255
P6	25x60	246,3	S6	305	340
P7	25x100	431,0	S7	395	470
P8	25x100	426,9	S8	390	465
P9	25x100	431,0	S9	395	470
P10	25x60	246,4	S10	305	340
P11	25x40	141,0	S11	240	255
P12	25x60	245,0	S12	305	340
P13	25x60	242,8	S13	305	340
P14	25x60	245,0	S14	305	340
P15	25x40	140,9	S15	240	255

Fonte: autoria própria.

Na Figura 11 é apresentada a planta de locação das fundações, onde observa-se que não houve sobreposição das sapatas.

Figura 11 – Planta de locação das fundações.



Fonte: autoria própria.

3.2.1 Parâmetros para cálculo dos coeficientes de mola

O coeficiente de mola foi determinado através da hipótese de Winkler considerando a teoria da elasticidade. Com as dimensões da sapata e adotando o coeficiente de Poisson como 0,3 foi possível determinar os coeficientes de mola vertical a partir da Equação 3. Salienta-se que a determinação dos fatores de forma das sapatas se deu através do método de interpolação com base na Tabela 3.

Em seguida, determinaram-se os coeficientes de mola à translação e à rotação em torno do eixo x e y através das propriedades geométricas das sapatas, utilizando as Equações 4 a 6.

$$k_z = k_v \times A_{base} \quad (4)$$

onde:

k_z = coeficiente de mola à translação no eixo z, em kgf/m;

k_v = coeficiente de mola vertical, em kgf/m³;

A_{base} = área da base da sapata; em m².

Souza e Reis (2008) indicam que normalmente é assumido para os coeficientes de mola de rotação em torno dos eixos x e y, k_{rx} e k_{ry} , respectivamente, o mesmo calculado para k_z .

$$k_{rx} = k_v \times I_x \quad (5)$$

onde:

k_{rx} = coeficiente de mola à rotação em torno do eixo x, em kgf.m/rad;

k_v = coeficiente de mola vertical, em kgf/m³;

I_x = inércia da sapata em relação ao eixo x; em m⁴.

$$k_{ry} = k_v \times I_y \quad (6)$$

onde:

k_{ry} = coeficiente de mola à rotação em torno do eixo x, em kgf.m/rad;

k_v = coeficiente de mola vertical, em kgf/m³;

I_y = inércia da sapata em relação ao eixo x; em m⁴.

3.2.2 Análise da interação solo-estrutura nas cargas dos pilares

Com os coeficientes de mola determinados, estes foram aplicados nas fundações do modelo, permitindo a análise do comportamento da estrutura com apoios deslocáveis e a comparação dos efeitos de cargas nos apoios, momentos fletores nas vigas e o esforço cortante. Este modelo foi denominado como modelo padrão.

3.2.3 Efeito da rigidez da estrutura

A influência da rigidez da estrutura na interação solo estrutura foi avaliada alterando as dimensões das vigas para 20x80 cm sendo mantidas as vigas baldrame com a mesma dimensão da nova aplicação. Em todos os modelos foram observados então o comportamento das cargas nos apoios, nos momentos fletores e no esforço cortante das vigas.

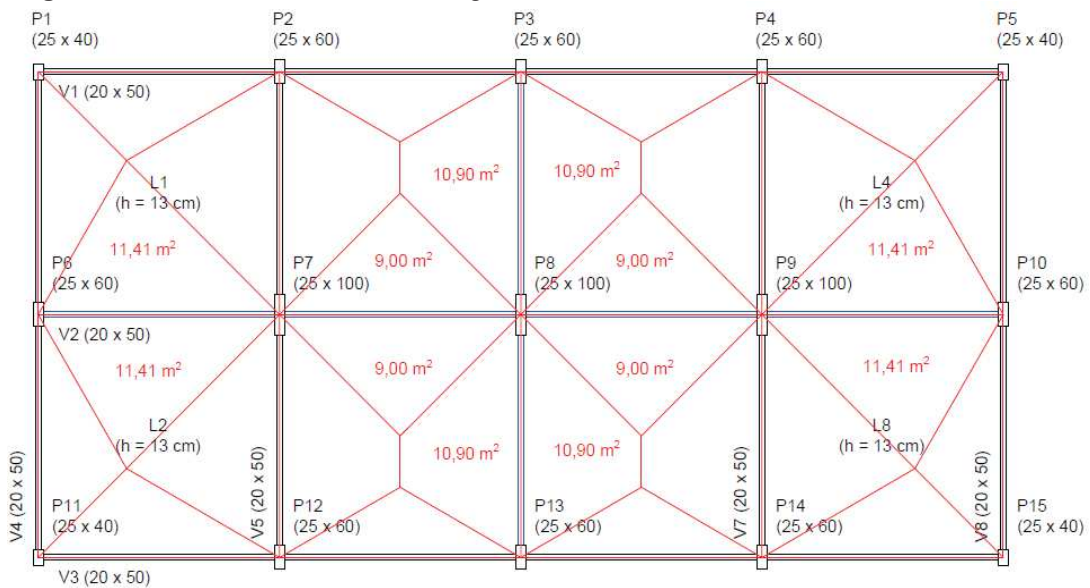
A influência da viga baldrame também foi avaliada comparando a estrutura inicial com esta viga e um edifício sem a utilização de vigas baldrame interligando os

pilares, muito comum em edifícios onde o pavimento térreo é projetado para garagens ou para salas comerciais.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a análise dos resultados foram selecionados os pórticos formados pelos pilares P3, P8 e P13 e pelos pilares P6, P7, P8, P9 e P10 devido a sua posição central receber maior influência da estrutura. Esses pórticos recebem as cargas das vigas V6 e V2, respectivamente. As áreas de influência de cada viga são apresentadas na Figura 12.

Figura 12 – Áreas de influência das vigas V2 e V6.



Fonte: autoria própria.

4.1 EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO EDIFÍCIO PADRÃO

A Tabela 6 apresenta a carga nos apoios para o modelo padrão com apoios fixos e móveis.

Tabela 6 – Carga nos apoios para o modelo padrão.

(continua)

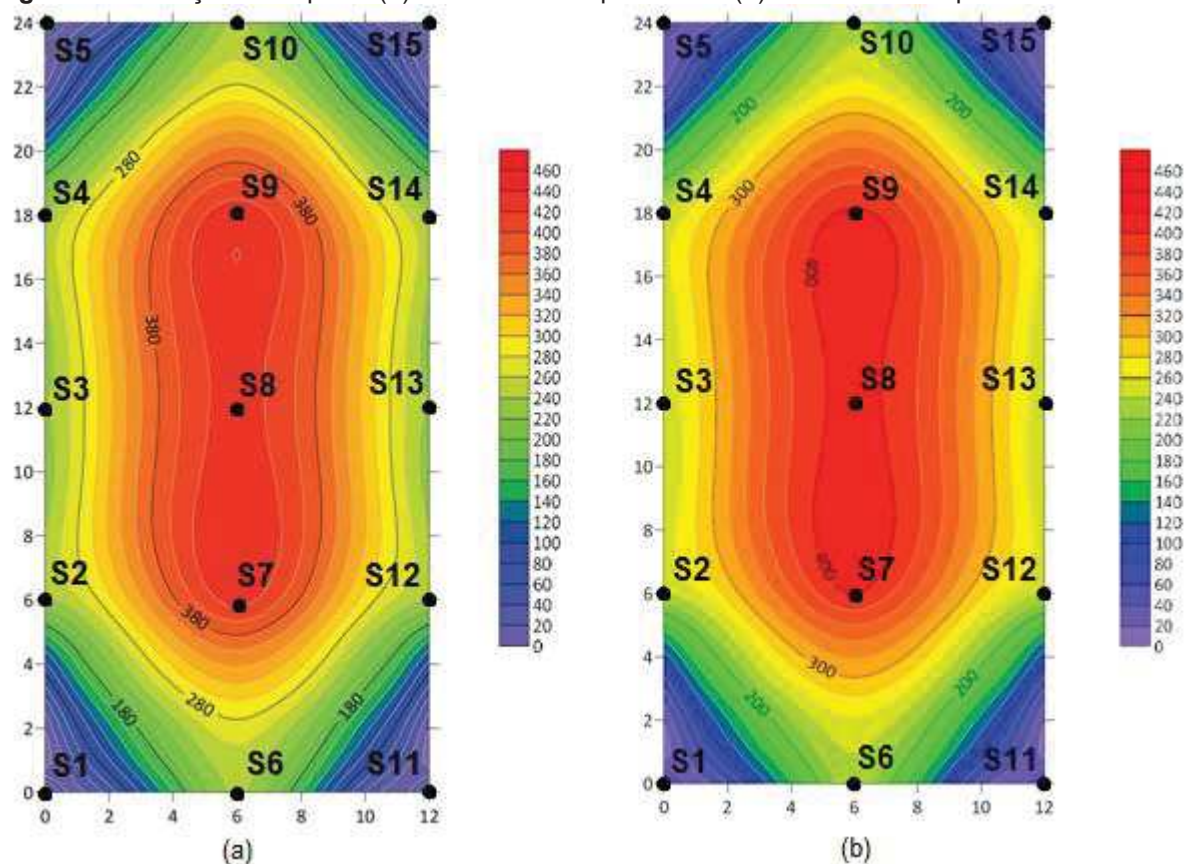
SAPATAS	MODELO SEM ISE (tf)	MODELO COM ISE (tf)	DIFERENÇA
S1	140,96	151,75	7,65%
S2	244,99	248,90	1,60%
S3	242,74	252,38	3,97%
S4	244,99	248,90	1,60%
S5	140,96	151,75	7,65%
S6	246,36	241,26	-2,07%
S7	430,91	406,19	-5,74%
S8	426,87	408,50	-4,30%
S9	430,91	406,19	-5,74%
S10	246,36	241,26	-2,07%
S11	140,99	151,75	7,63%

Tabela 6 – Carga nos apoios para o modelo padrão.

SAPATAS	MODELO SEM ISE (tf)	MODELO COM ISE (tf)	DIFERENÇA
S12	244,99	248,90	1,60%
S13	242,75	252,38	3,97%
S14	244,99	248,90	1,60%
S15	140,99	151,75	7,63%

(conclusão)

A Figura 13 apresenta as curvas de iso-cargas nos apoios para o modelo padrão com apoios fixos e móveis.

Figura 13 – Reação nos apoios (a) considerando apoios fixos (b) considerando apoios móveis.

Fonte: autoria própria.

Observa-se na Figura 13 que houve alívio de carga na região central dos pórticos e a sobrecarga nas demais regiões. Na Tabela 6 verifica-se que o alívio de carga para o pilar P8 foi de 4,3% enquanto a sobrecarga dos pilares P3 e P13 foi de aproximadamente 4%. Além disso, observa-se que houve alívio em todos os pilares do pórtico P6, P7, P8, P9 e P10 sendo o maior alívio de carga observado para o pilar P7 e P9 (5,74%).

A Tabela 7 apresenta a previsão de recalque diferencial dos apoios utilizando a teoria da elasticidade, para previsão do modelo com os apoios

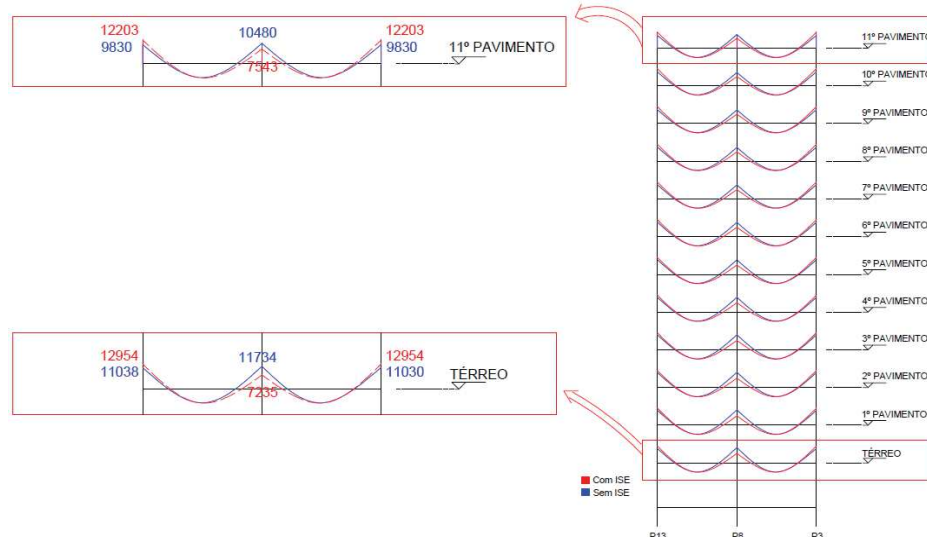
indeslocáveis e a equação da constante elástica para o modelo com apoios deslocáveis. Nesta é possível notar que os recalques previstos seguem o mesmo comportamento visto para as cargas os apoios, ou seja, a região central diminui os recalques enquanto a demais regiões aumentam. Nota-se ainda a suavização dos recalques como, por exemplo, no pórtico P3, P8 e P13 que a diferença de recalque entre o apoio central e os laterais diminui de 9,63 mm para 7,23 mm.

Tabela 7 – Previsão de recalques no modelo padrão.

SAPATAS	MODELO SEM ISE (mm)	MODELO COM ISE (mm)	DIFERENÇA
S1	18,94	20,79	9,74%
S2	25,91	26,83	3,56%
S3	25,67	27,21	5,99%
S4	25,91	26,83	3,56%
S5	18,94	20,79	9,74%
S6	26,05	26,01	-0,17%
S7	35,18	33,81	-3,91%
S8	35,30	34,44	-2,45%
S9	35,18	33,81	-3,91%
S10	26,05	26,01	-0,17%
S11	18,95	20,79	9,72%
S12	25,91	26,83	3,56%
S13	25,67	27,21	5,98%
S14	25,91	26,83	3,56%
S15	18,95	20,79	9,72%

A Figura 14 apresenta o comportamento dos momentos fletores no pórtico P3, P8, P13 quando aplicados apoios fixos e móveis. Observa-se que ocorre uma redução do momento fletor negativo no pilar central (P8) e o aumento deste momento nos pilares de extremidade.

Figura 14 – Comportamento dos momentos fletores no edifício padrão (valores em kfg.m).



Fonte: autoria própria.

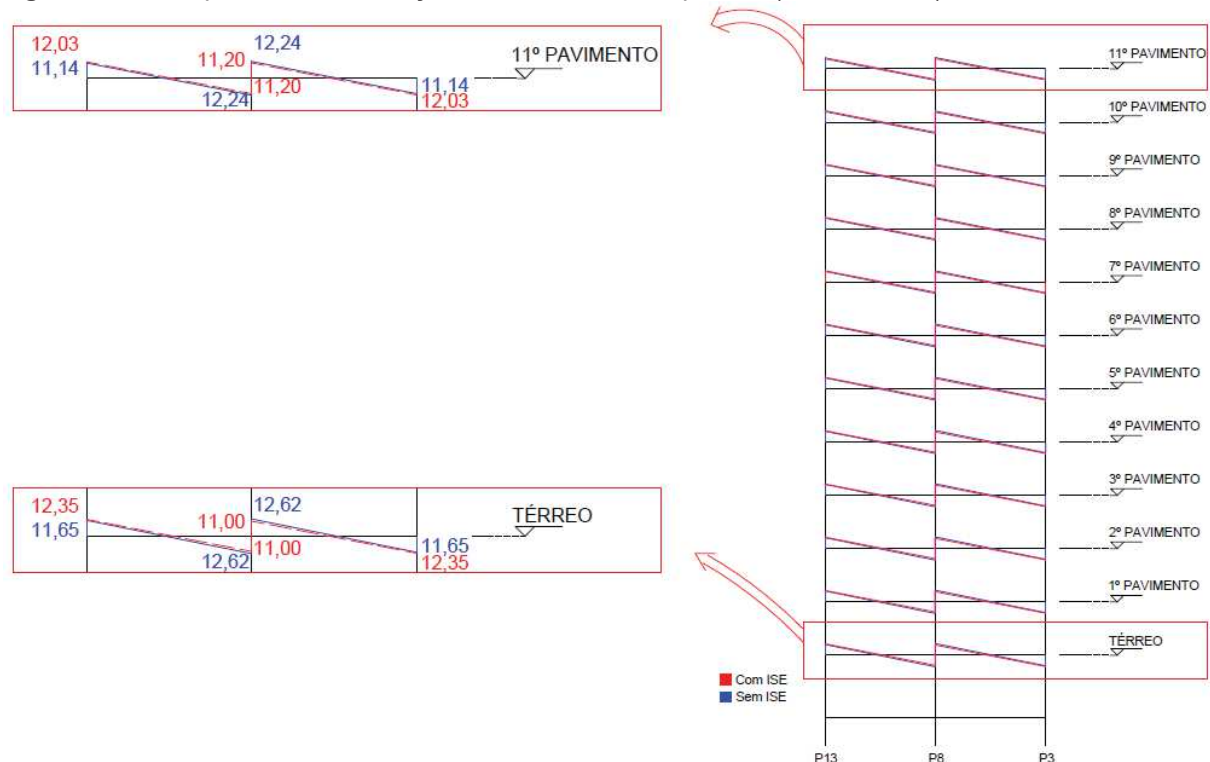
Conforme apresenta a Tabela 8, é possível observar que o momento fletor no pilar central diminuiu entre 28 a 39%. Já nos pilares adjacentes o mesmo aumentou de 14 a 24%, ressaltando-se que os maiores valores foram observados nos pavimentos superiores. Essa variação no momento fletor é considerável visto que o concreto apresenta baixa resistência à torção, portanto o aumento do momento pode acarretar em maior área de aço necessária, por exemplo.

Tabela 8 – Variação do momento fletor no modelo padrão (em kgf.m).

PAVIMENTO		P13	P8	P3
Térreo	S/ ISE	11038	11734	11030
	C/ ISE	12954	7235	12954
	Variação	17,36%	-38,34%	17,44%
Tipo 1	S/ ISE	11463	11768	11460
	C/ ISE	13128	7168	13128
	Variação	14,52%	-39,09%	14,55%
Tipo 2	S/ ISE	11476	11727	11474
	C/ ISE	13075	7197	13075
	Variação	13,93%	-38,63%	13,95%
Tipo 3	S/ ISE	11442	11570	11442
	C/ ISE	13079	7199	13079
	Variação	14,31%	-37,78%	14,31%
Tipo 4	S/ ISE	11341	11378	11341
	C/ ISE	13070	7207	13070
	Variação	15,25%	-36,66%	15,25%
Tipo 5	S/ ISE	11218	11171	11218
	C/ ISE	13064	7213	13064
	Variação	16,46%	-35,43%	16,46%
Tipo 6	S/ ISE	11085	10965	11085
	C/ ISE	13061	7217	13061
	Variação	17,83%	-34,18%	17,83%
Tipo 7	S/ ISE	10947	10771	10947
	C/ ISE	13053	7223	13053
	Variação	19,24%	-32,94%	19,24%
Tipo 8	S/ ISE	10829	10587	10829
	C/ ISE	13066	7218	13066
	Variação	20,66%	-31,82%	20,66%
Tipo 9	S/ ISE	10661	10451	10661
	C/ ISE	13004	7247	13004
	Variação	21,98%	-30,66%	21,98%
Tipo 10	S/ ISE	10749	10238	10749
	C/ ISE	13240	7141	13240
	Variação	23,17%	-30,25%	23,17%
Tipo 11	S/ ISE	9830	10480	9830
	C/ ISE	12203	7543	12203
	Variação	24,14%	-28,02%	24,14%

A Figura 15 apresenta o comportamento da estrutura com relação à força cortante. Observa-se que os esforços corroboram o apresentado pelo gráfico de momento fletor.

Figura 15 – Comportamento da força cortante no edifício padrão (valores em tf).



Fonte: autoria própria.

A Tabela 9 apresenta os esforços de cortante no decorrer dos pavimentos. Através desta é possível notar, que apesar do comportamento ser semelhante ao apresentado pelos momentos fletores, a diferença percentual é significativamente menor, uma vez que o acréscimo de esforço ficou em torno de 5 a 8% e de alívio ficou de 8 a 13%. Essas variações não acarretam necessariamente no comprometimento da estrutura visto que o concreto apresenta boa resistência ao cisalhamento.

Tabela 9 - Variação da força cortante no modelo padrão (em tf).
(continua)

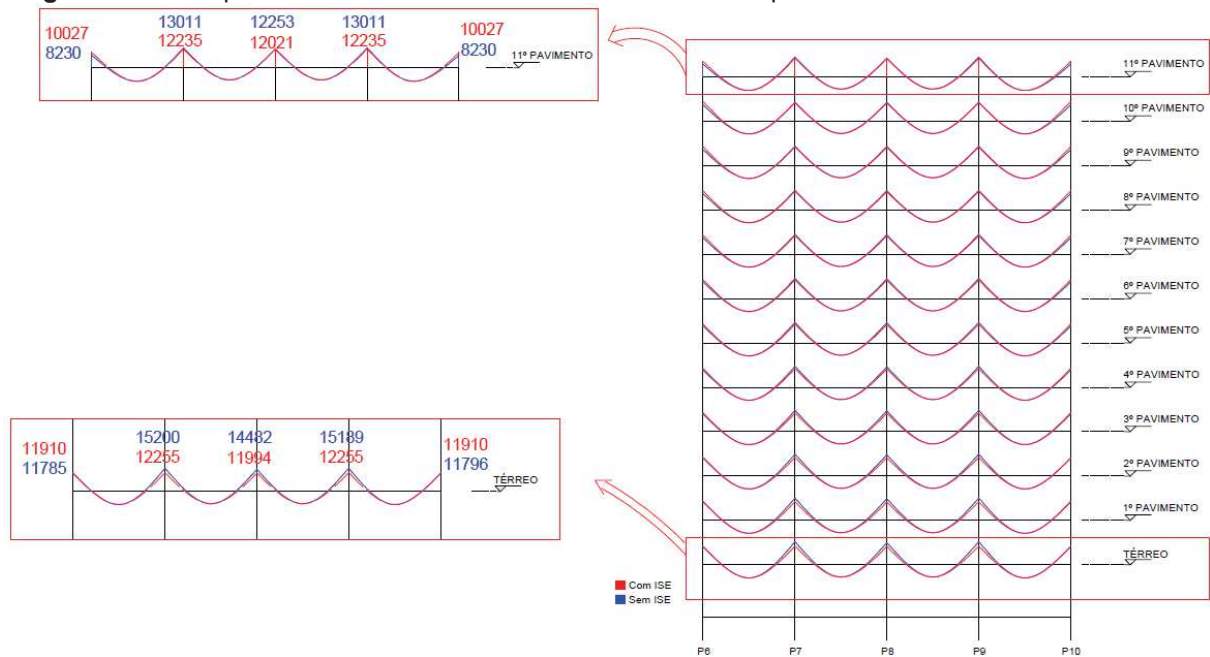
PAVIMENTO		P13	P8	P8	P3
Térreo	S/ ISE	11,65	-12,62	12,62	-11,65
	C/ ISE	12,35	-11,00	11,00	-12,35
	Variação	6,01%	-12,84%	-12,84%	6,01%
Tipo 1	S/ ISE	11,80	-12,62	12,62	-11,80
	C/ ISE	12,40	-10,95	10,95	-12,40
	Variação	5,08%	-13,23%	-13,23%	5,08%
Tipo 2	S/ ISE	11,81	-12,61	12,61	-11,81
	C/ ISE	12,39	-10,97	10,97	-12,39
	Variação	4,91%	-13,01%	-13,01%	4,91%
Tipo 3	S/ ISE	11,79	-12,55	12,55	-11,79
	C/ ISE	12,39	-10,97	10,97	-12,39
	Variação	5,09%	-12,59%	-12,59%	5,09%

Tabela 9 – Variação da força cortante no modelo padrão (em tf).
(conclusão)

Tipo 4	S/ ISE	11,75	-12,48	12,48	-11,75
	C/ ISE	12,38	-10,97	10,97	-12,38
	Variação	5,36%	-12,10%	-12,10%	5,36%
Tipo 5	S/ ISE	11,71	-12,40	12,40	-11,71
	C/ ISE	12,38	-10,97	10,97	-12,38
	Variação	5,72%	-11,53%	-11,53%	5,72%
Tipo 6	S/ ISE	11,66	-12,33	12,33	-11,66
	C/ ISE	12,38	-10,97	10,97	-12,38
	Variação	6,17%	-11,03%	-11,03%	6,17%
Tipo 7	S/ ISE	11,61	-12,26	12,26	-11,61
	C/ ISE	12,38	-10,98	10,98	-12,38
	Variação	6,63%	-10,44%	-10,44%	6,63%
Tipo 8	S/ ISE	11,56	-12,19	12,19	-11,56
	C/ ISE	12,38	-10,97	10,97	-12,38
	Variação	7,09%	-10,01%	-10,01%	7,09%
Tipo 9	S/ ISE	11,50	-12,15	12,15	-11,50
	C/ ISE	12,36	-10,99	10,99	-12,36
	Variação	7,48%	-9,55%	-9,55%	7,48%
Tipo 10	S/ ISE	11,52	-12,05	12,05	-11,52
	C/ ISE	12,43	-10,93	10,93	-12,43
	Variação	7,90%	-9,29%	-9,29%	7,90%
Tipo 11	S/ ISE	11,14	-12,24	12,24	-11,14
	C/ ISE	12,03	-11,20	11,20	-12,03
	Variação	7,99%	-8,50%	-8,50%	7,99%

A Figura 16 apresenta o comportamento dos momentos fletores no pórtico P6, P7, P8, P9 e P10 quando aplicados apoios fixos e móveis.

Figura 16 – Comportamento dos momentos fletores no edifício padrão.



Fonte: autoria própria.

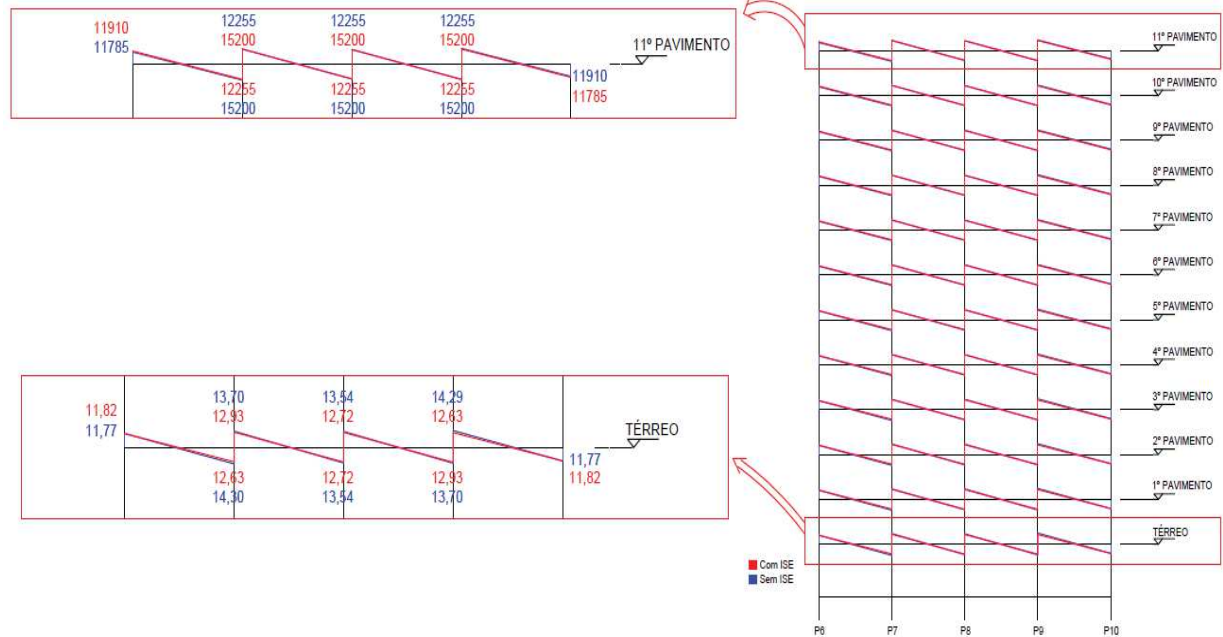
Conforme apresenta a Tabela 10, os pilares P7, P8 e P9 apresentaram momento fletor de menor magnitude comparado ao apoio fixo enquanto os pilares P6 e P10 aumentaram o valor dos momentos. O comportamento dos pilares P7, P8 e P9 é inverso ao dos pilares P6 e P10, com relação ao avanço dos pavimentos. Isto é, os pilares P7, P8 e P9 nos pavimentos inferiores sofrem mais alívio comparado aos superiores enquanto os demais pilares sofrem maior sobrecarga nos pilares superiores. Nota-se ainda que o impacto neste pórtico é menor do que o esforço apresentado pelo pórtico anterior.

Tabela 10 - Variação do momento fletor no modelo padrão (em kgf.m).

PAVIMENTO		P6	P7	P8	P9	P10
Térreo	S/ ISE	11785	15200	14482	15189	11796
	C/ ISE	11910	12255	11994	12255	11910
	Variação	1,06%	-19,38%	-17,18%	-19,32%	0,97%
Tipo 1	S/ ISE	12064	14665	14223	14665	12064
	C/ ISE	12495	12224	12002	12224	12495
	Variação	3,57%	-16,65%	-15,62%	-16,65%	3,57%
Tipo 2	S/ ISE	11705	14360	13940	14360	11705
	C/ ISE	12399	12237	11995	12237	12399
	Variação	5,93%	-14,78%	-13,95%	-14,78%	5,93%
Tipo 3	S/ ISE	11482	14036	13679	14036	11482
	C/ ISE	12436	12235	11994	12235	12436
	Variação	8,31%	-12,83%	-12,32%	-12,83%	8,31%
Tipo 4	S/ ISE	11258	13750	13441	13750	11257
	C/ ISE	12443	12237	11992	12237	12443
	Variação	10,53%	-11,00%	-10,78%	-11,00%	10,54%
Tipo 5	S/ ISE	11060	13493	13227	13493	11060
	C/ ISE	12455	12237	11991	12237	12455
	Variação	12,61%	-9,31%	-9,34%	-9,31%	12,61%
Tipo 6	S/ ISE	10881	13264	13034	13264	10881
	C/ ISE	12466	12238	11989	12238	12466
	Variação	14,57%	-7,74%	-8,02%	-7,74%	14,57%
Tipo 7	S/ ISE	10713	13059	12858	13059	10713
	C/ ISE	12469	12239	11988	12239	12469
	Variação	16,39%	-6,28%	-6,77%	-6,28%	16,39%
Tipo 8	S/ ISE	10581	12871	12701	12871	10581
	C/ ISE	12498	12236	11989	12236	12498
	Variação	18,12%	-4,93%	-5,61%	-4,93%	18,12%
Tipo 9	S/ ISE	10355	12729	12548	12730	10354
	C/ ISE	12394	12247	11984	12247	12394
	Variação	19,69%	-3,79%	-4,49%	-3,79%	19,70%
Tipo 10	S/ ISE	10649	12456	12448	12456	10649
	C/ ISE	12936	12224	11994	12224	12936
	Variação	21,48%	-1,86%	-3,65%	-1,86%	21,48%
Tipo 11	S/ ISE	8230	13011	12253	13011	8230
	C/ ISE	10027	12235	12021	12235	10027
	Variação	21,83%	-5,96%	-1,89%	-5,96%	21,83%

A Figura 17 apresenta o comportamento da estrutura com relação a força cortante.

Figura 17 - Comportamento da força cortante no edifício padrão.



Fonte: autoria própria.

Analisando a Tabela 11, percebe-se que a estrutura apresentou o mesmo comportamento observado anteriormente de alívio e sobrecarga, porém com variações baixas, sendo o maior alívio observado no pavimento térreo no pilar P8 (13,54%) e a maior sobrecarga observada no pavimento 10 (6,8%).

Tabela 11 - Variação da força cortante no modelo padrão (em tf).

(continua)

PAVIMENTO		P6	P7	P7	P8	P8	P9	P9	P10
Térreo	S/ ISE	11,77	-14,30	13,70	-13,54	13,54	-13,70	14,29	-11,77
	C/ ISE	11,82	-12,63	12,93	-12,72	12,72	-12,93	12,63	-11,82
	Variação	0,42%	-11,68%	-5,62%	-6,06%	-6,06%	-5,62%	-11,62%	0,42%
Tipo 1	S/ ISE	11,83	-14,05	13,59	-13,46	13,46	-13,59	14,05	-11,83
	C/ ISE	11,98	-12,50	12,92	-12,74	12,74	-12,92	12,50	-11,98
	Variação	1,27%	-11,03%	-4,93%	-5,35%	-5,35%	-4,93%	-11,03%	1,27%
Tipo 2	S/ ISE	11,72	-13,96	13,49	-13,36	13,36	-13,49	13,96	-11,72
	C/ ISE	11,96	-12,52	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,52	-11,96
	Variação	2,05%	-10,32%	-4,23%	-4,72%	-4,72%	-4,23%	-10,32%	2,05%
Tipo 3	S/ ISE	11,65	-13,85	13,39	-13,28	13,28	-13,39	13,85	-11,65
	C/ ISE	11,97	-12,51	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,51	-11,97
	Variação	2,75%	-9,68%	-3,51%	-4,14%	-4,14%	-3,51%	-9,68%	2,75%
Tipo 4	S/ ISE	11,57	-13,75	13,31	-13,20	13,20	-13,31	13,75	-11,57
	C/ ISE	11,98	-12,50	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,50	-11,98
	Variação	3,54%	-9,09%	-2,93%	-3,56%	-3,56%	-2,93%	-9,09%	3,54%
Tipo 5	S/ ISE	11,50	-13,67	13,23	-13,12	13,12	-13,23	13,67	-11,5
	C/ ISE	11,98	-12,50	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,50	-11,98
	Variação	4,17%	-8,56%	-2,34%	-2,97%	-2,97%	-2,34%	-8,56%	4,17%
Tipo 6	S/ ISE	11,44	-13,59	13,16	-13,06	13,06	-13,16	13,59	-11,44
	C/ ISE	11,98	-12,50	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,50	-11,98
	Variação	4,72%	-8,02%	-1,82%	-2,53%	-2,53%	-1,82%	-8,02%	4,72%

Tabela 11 - Variação da força cortante no modelo padrão (em tf).

(conclusão)

Tipo 7	S/ ISE	11,39	-13,52	13,10	-13,00	13,00	-13,10	13,52	-11,39
	C/ ISE	11,99	-12,49	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,49	-11,99
	Variação	5,27%	-7,62%	-1,37%	-2,08%	-2,08%	-1,37%	-7,62%	5,27%
Tipo 8	S/ ISE	11,34	-13,45	13,04	-12,95	12,95	-13,04	13,45	-11,34
	C/ ISE	11,99	-12,49	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,49	-11,99
	Variação	5,73%	-7,14%	-0,92%	-1,70%	-1,70%	-0,92%	-7,14%	5,73%
Tipo 9	S/ ISE	11,28	-13,41	13,00	-12,89	12,89	-13,00	13,42	-11,28
	C/ ISE	11,97	-12,51	12,93	-12,73	12,73	-12,93	12,51	-11,97
	Variação	6,12%	-6,71%	-0,54%	-1,24%	-1,24%	-0,54%	-6,78%	6,12%
Tipo 10	S/ ISE	11,33	-13,27	12,94	-12,87	12,87	-12,94	13,27	-11,33
	C/ ISE	12,10	-12,38	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,38	-12,10
	Variação	6,80%	-6,71%	-0,15%	-1,09%	-1,09%	-0,15%	-6,71%	6,80%
Tipo 11	S/ ISE	10,55	-13,71	13,03	-12,72	12,72	-13,03	13,71	-10,55
	C/ ISE	11,18	-13,03	12,99	-12,68	12,68	-12,99	13,03	-11,18
	Variação	5,97%	-4,96%	-0,31%	-0,31%	-0,31%	-0,31%	-4,96%	5,97%

4.2 EFEITO DA VIGA BALDRAME

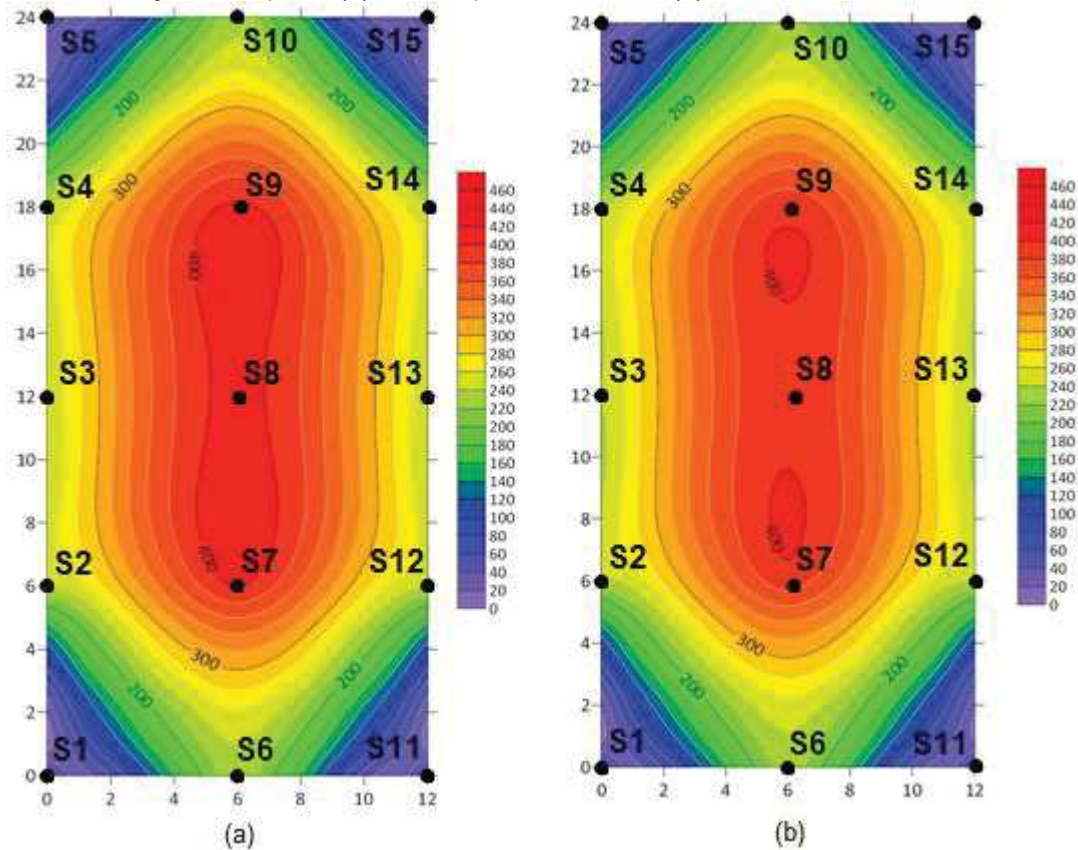
A influência da utilização de viga baldrame no pavimento térreo pode ser avaliada comparando o modelo padrão com um modelo sem a viga baldrame, ambos com aplicação de apoios móveis. A Tabela 12 apresenta a variação de carga nos apoios sem a viga baldrame.

Tabela 12 – Carga nos apoios para modelo com viga 20x50 sem baldrame com apoios móveis.

SAPATAS	MODELO COM VIGA BALDRAME (tf)	MODELO SEM VIGA BALDRAME (tf)	DIFERENÇA
S1	151,75	146,85	-3,23%
S2	248,90	240,67	-3,31%
S3	252,38	244,09	-3,28%
S4	248,90	240,67	-3,31%
S5	151,75	146,85	-3,23%
S6	241,26	235,20	-2,51%
S7	406,19	392,95	-3,26%
S8	408,50	396,88	-2,84%
S9	406,19	392,95	-3,26%
S10	241,26	235,20	-2,51%
S11	151,75	146,85	-3,23%
S12	248,90	240,67	-3,31%
S13	252,38	244,09	-3,28%
S14	248,90	240,67	-3,31%
S15	151,75	146,85	-3,23%

A Figura 18 apresenta as curvas de iso-cargas nos pilares para os dois modelos apoiados sobre molas.

Figura 18 - Reação nos apoios (a) modelo padrão com ISE (b) modelo sem baldrame com ISE.



Fonte: autoria própria.

Nota-se, através da Figura 18, que as cargas nos apoios são aliviadas em todos os pilares. Porém as variações são pequenas, visto que o maior alívio observado, ocorrendo no pilar central, é de 3,31%.

A Tabela 13 apresenta o recalque previsto para o modelo sem o uso de viga baldrame comparado ao modelo com viga baldrame, ambos com o uso de apoios móveis. Nela é possível perceber que o modelo sem viga baldrame apresenta valores aproximadamente 3% menores em todos os apoios. Contudo, estes resultados não podem ser atribuídos apenas à aplicação dos coeficientes de mola uma vez que a retirada da viga baldrame também implica em menor peso próprio da estrutura.

Tabela 13 – Previsão de recalques no modelo sem baldrame.

SAPATAS	MODELO COM VIGA BALDRAME (mm)	MODELO SEM VIGA BALDRAME (mm)	DIFERENÇA
S1	20,79	20,12	-3,24%
S2	26,83	25,94	-3,31%
S3	27,21	26,31	-3,30%
S4	26,83	25,94	-3,31%
S5	20,79	20,12	-3,24%
S6	26,01	25,35	-2,52%
S7	33,81	32,71	-3,26%
S8	34,44	33,46	-2,85%
S9	33,81	32,71	-3,26%
S10	26,01	25,35	-2,52%
S11	20,79	20,12	-3,24%
S12	26,83	25,94	-3,31%
S13	27,21	26,31	-3,30%
S14	26,83	25,94	-3,31%
S15	20,79	20,12	-3,24%

A Tabela 14 apresenta a variação dos momentos fletores no modelo sem viga baldrame. A análise permite notar que há o aumento dos esforços de momento fletor em todos os pilares dos pavimentos, principalmente nos pilares dos pavimentos inferiores, onde o aumento é superior a 20% no pilar central.

Tabela 14 - Variação do momento fletor no modelo sem viga baldrame com aplicação dos apoios móveis (em kgf.m).

(continua)

PAVIMENTO		P13	P8	P3
Térreo	C/ VB	12954	7235	12954
	S/ VB	14489	8916	14489
	Variação	11,85%	23,23%	11,85%
Tipo 1	C/ VB	13128	7168	13128
	S/ VB	14846	8808	14846
	Variação	13,09%	22,88%	13,09%
Tipo 2	C/ VB	13075	7197	13075
	S/ VB	14685	8782	14685
	Variação	12,31%	22,02%	12,31%
Tipo 3	C/ VB	13079	7199	13079
	S/ VB	14569	8644	14569
	Variação	11,39%	20,07%	11,39%
Tipo 4	C/ VB	13070	7207	13070
	S/ VB	14368	8488	14396
	Variação	9,93%	17,77%	10,15%
Tipo 5	C/ VB	13064	7213	13064
	S/ VB	14219	8317	14219
	Variação	8,84%	15,31%	8,84%
Tipo 6	C/ VB	13061	7217	13061
	S/ VB	14041	8144	14041
	Variação	7,50%	12,84%	7,50%
Tipo 7	C/ VB	13053	7223	13053
	S/ VB	13867	7979	13867
	Variação	6,24%	10,47%	6,24%

Tabela 14 - Variação do momento fletor no modelo sem viga baldrame com aplicação dos apoios móveis (em kgf.m).

(conclusão)

Tipo 8	C/ VB	13066	7218	13066
	S/ VB	13721	7819	13721
	Variação	5,01%	8,33%	5,01%
Tipo 9	C/ VB	13004	7247	13004
	S/ VB	13534	7702	13534
	Variação	4,08%	6,28%	4,08%
Tipo 10	C/ VB	13240	7141	13240
	S/ VB	13608	7506	13608
	Variação	2,78%	5,11%	2,78%
Tipo 11	C/ VB	12203	7543	12203
	S/ VB	12728	7751	12728
	Variação	4,30%	2,76%	4,30%

A Tabela 15 apresenta a variação da força cortante da estrutura sem baldrame e nesta identifica-se que, comparando à estrutura com baldrame, o comportamento apresentado é similar, visto que as diferenças dos esforços são de até 5,5% aproximadamente.

Tabela 15 - Variação da força cortante no modelo sem baldrame (em tf).

(continua)

PAVIMENTO		P13	P8	P8	P3
Térreo	C/ VB	12,35	-11,00	11,00	-12,35
	S/ VB	12,94	-11,60	11,60	-12,94
	Variação	4,78%	5,45%	5,45%	4,78%
Tipo 1	C/ VB	12,40	-10,95	10,95	-12,40
	S/ VB	13,05	-11,52	11,52	-13,05
	Variação	5,24%	5,21%	5,21%	5,24%
Tipo 2	C/ VB	12,39	-10,97	10,97	-12,39
	S/ VB	13,00	-11,52	11,52	-13,00
	Variação	4,92%	5,01%	5,01%	4,92%
Tipo 3	C/ VB	12,39	-10,97	10,97	-12,39
	S/ VB	12,95	-11,47	11,47	-12,95
	Variação	4,52%	4,56%	4,56%	4,52%
Tipo 4	C/ VB	12,38	-10,97	10,97	-12,38
	S/ VB	12,89	-11,41	11,41	-12,89
	Variação	4,12%	4,01%	4,01%	4,12%
Tipo 5	C/ VB	12,38	-10,97	10,97	-12,38
	S/ VB	12,82	-11,35	11,35	-12,82
	Variação	3,55%	3,46%	3,46%	3,55%
Tipo 6	C/ VB	12,38	-10,97	10,97	-12,38
	S/ VB	12,76	-11,29	11,29	-12,76
	Variação	3,07%	2,92%	2,92%	3,07%
Tipo 7	C/ VB	12,38	-10,98	10,98	-12,38
	S/ VB	12,70	-11,23	11,23	-12,70
	Variação	2,58%	2,28%	2,28%	2,58%
Tipo 8	C/ VB	12,38	-10,97	10,97	-12,38
	S/ VB	12,64	-11,17	11,17	-12,64
	Variação	2,10%	1,82%	1,82%	2,10%
Tipo 9	C/ VB	12,36	-10,99	10,99	-12,36
	S/ VB	12,58	-11,13	11,13	-12,58
	Variação	1,78%	1,27%	1,27%	1,78%

Tabela 15 - Variação da força cortante no modelo sem baldrame (em tf).
(conclusão)

Tipo 10	C/ VB	12,43	-10,93	10,93	-12,43
	S/ VB	12,59	-11,04	11,04	-12,59
	Variação	1,29%	1,01%	1,01%	1,29%
Tipo 11	C/ VB	12,03	-11,20	11,20	-12,03
	S/ VB	12,25	-11,23	11,23	-12,25
	Variação	1,83%	0,27%	0,27%	1,83%

A Tabela 16 apresenta o comportamento dos momentos fletores no pórtico P6, P7, P8, P9 e P10 sem baldrame quando aplicados apoios móveis. Através desta é possível perceber que os esforços são aumentados em até 28% no pilar central. Nota-se ainda que os pavimentos inferiores sofrem os principais impactos, uma vez que a partir do quinto pavimento a variação de esforço é inferior a 10% no pilar central.

Tabela 16 - Variação do momento fletor no modelo sem baldrame (em kgf.m).
(continua)

PAVIMENTO		P6	P7	P8	P9	P10
Térreo	C/ VB	11910	12255	11994	12255	11910
	S/ VB	15417	15402	15386	15402	15417
	Variação	29,45%	25,68%	28,28%	25,68%	29,45%
Tipo 1	C/ VB	12495	12224	12002	12224	12495
	S/ VB	15461	14456	14364	14456	15461
	Variação	23,74%	18,26%	19,68%	18,26%	23,74%
Tipo 2	C/ VB	12399	12237	11995	12237	12399
	S/ VB	14801	14028	13925	14028	14801
	Variação	19,37%	14,64%	16,09%	14,64%	19,37%
Tipo 3	C/ VB	12436	12235	11994	12235	12436
	S/ VB	14535	13719	13611	13719	14535
	Variação	16,88%	12,13%	13,48%	12,13%	16,88%
Tipo 4	C/ VB	12443	12237	11992	12237	12443
	S/ VB	14276	13476	13358	13476	14276
	Variação	14,73%	10,13%	11,39%	10,13%	14,73%
Tipo 5	C/ VB	12455	12237	11991	12237	12455
	S/ VB	14060	13262	13138	13262	14060
	Variação	12,89%	8,38%	9,57%	8,38%	12,89%
Tipo 6	C/ VB	12466	12238	11989	12238	12466
	S/ VB	13865	13070	12941	13070	13865
	Variação	11,22%	6,80%	7,94%	6,80%	11,22%
Tipo 7	C/ VB	12469	12239	11988	12239	12469
	S/ VB	13683	12896	12761	12896	13683
	Variação	9,74%	5,37%	6,45%	5,37%	9,74%
Tipo 8	C/ VB	12498	12236	11989	12236	12498
	S/ VB	13544	12734	12599	12734	13544
	Variação	8,37%	4,07%	5,09%	4,07%	8,37%
Tipo 9	C/ VB	12394	12247	11984	12247	12394
	S/ VB	13287	12593	12446	12593	13287
	Variação	7,21%	2,83%	3,86%	2,83%	7,21%

Tabela 16 - Variação do momento fletor no modelo sem baldrame (em kgf.m).
(conclusão)

Tipo 10	C/ VB	12936	12224	11994	12224	12936
	S/ VB	13657	12457	12319	12457	13657
	Variação	5,57%	1,91%	2,71%	1,91%	5,57%
Tipo 11	C/ VB	10027	12235	12021	12235	10027
	S/ VB	10977	12312	12245	12312	10977
	Variação	9,47%	0,63%	1,86%	0,63%	9,47%

A Tabela 17 apresenta o comportamento da estrutura sem baldrame com relação a força cortante. A análise de esforço cortante demonstrou que o impacto foi relativamente baixo comparado ao apresentado pelo momento fletor visto que as variações não ultrapassaram 15%.

Tabela 17 - Variação da força cortante no modelo sem baldrame (em tf).

PAVIMENTO		P6	P7	P7	P8	P8	P9	P9	P10
Térreo	C/ VB	11,82	-12,63	12,93	-12,72	12,72	-12,93	12,63	-11,82
	S/ VB	13,05	-13,66	13,96	-13,88	13,88	-13,96	13,66	-13,05
	Variação	10,41%	8,16%	7,97%	9,12%	9,12%	7,97%	8,16%	10,41%
Tipo 1	C/ VB	11,98	-12,50	12,92	-12,74	12,74	-12,92	12,50	-11,98
	S/ VB	13,00	-13,04	13,64	-13,54	13,54	-13,64	13,04	-13,00
	Variação	8,51%	4,32%	5,57%	6,28%	6,28%	5,57%	4,32%	8,51%
Tipo 2	C/ VB	11,96	-12,52	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,52	-11,96
	S/ VB	12,80	-12,95	13,50	-13,39	13,39	-13,50	12,95	-12,80
	Variação	7,02%	3,43%	4,49%	5,18%	5,18%	4,49%	3,43%	7,02%
Tipo 3	C/ VB	11,97	-12,51	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,51	-11,97
	S/ VB	12,71	-12,83	13,40	-13,29	13,29	-13,40	12,83	-12,71
	Variação	6,18%	2,56%	3,72%	4,40%	4,40%	3,72%	2,56%	6,18%
Tipo 4	C/ VB	11,98	-12,50	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,50	-11,98
	S/ VB	12,62	-12,74	13,31	-13,20	13,20	-13,31	12,74	-12,62
	Variação	5,34%	1,92%	3,02%	3,69%	3,69%	3,02%	1,92%	5,34%
Tipo 5	C/ VB	11,98	-12,50	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,50	-11,98
	S/ VB	12,55	-12,67	13,24	-13,13	13,13	-13,24	12,67	-12,55
	Variação	4,76%	1,36%	2,48%	3,14%	3,14%	2,48%	1,36%	4,76%
Tipo 6	C/ VB	11,98	-12,50	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,50	-11,98
	S/ VB	12,49	-12,60	13,18	-13,06	13,06	-13,18	12,60	-12,49
	Variação	4,26%	0,80%	2,01%	2,59%	2,59%	2,01%	0,80%	4,26%
Tipo 7	C/ VB	11,99	-12,49	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,49	-11,99
	S/ VB	12,43	-12,54	13,12	-13,00	13,00	-13,12	12,54	-12,43
	Variação	3,67%	0,40%	1,55%	2,12%	2,12%	1,55%	0,40%	3,67%
Tipo 8	C/ VB	11,99	-12,49	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,49	-11,99
	S/ VB	12,38	-12,48	13,07	-12,95	12,95	-13,07	12,48	-12,38
	Variação	3,25%	-0,08%	1,16%	1,73%	1,73%	1,16%	-0,08%	3,25%
Tipo 9	C/ VB	11,97	-12,51	12,93	-12,73	12,73	-12,93	12,51	-11,97
	S/ VB	12,30	-12,45	13,02	-12,90	12,90	-13,02	12,45	-12,30
	Variação	2,76%	-0,48%	0,70%	1,34%	1,34%	0,70%	-0,48%	2,76%
Tipo 10	C/ VB	12,10	-12,38	12,92	-12,73	12,73	-12,92	12,38	-12,10
	S/ VB	12,38	-12,28	12,98	-12,86	12,86	-12,98	12,28	-12,38
	Variação	2,31%	-0,81%	0,46%	1,02%	1,02%	0,46%	-0,81%	2,31%
Tipo 11	C/ VB	11,18	-13,03	12,99	-12,68	12,68	-12,99	13,03	-11,18
	S/ VB	11,51	-12,85	12,98	-12,79	12,79	-12,98	12,85	-11,51
	Variação	2,95%	-1,38%	-0,08%	0,87%	0,87%	-0,08%	-1,38%	2,95%

4.3 EFEITO DA RIGIDEZ DA VIGA

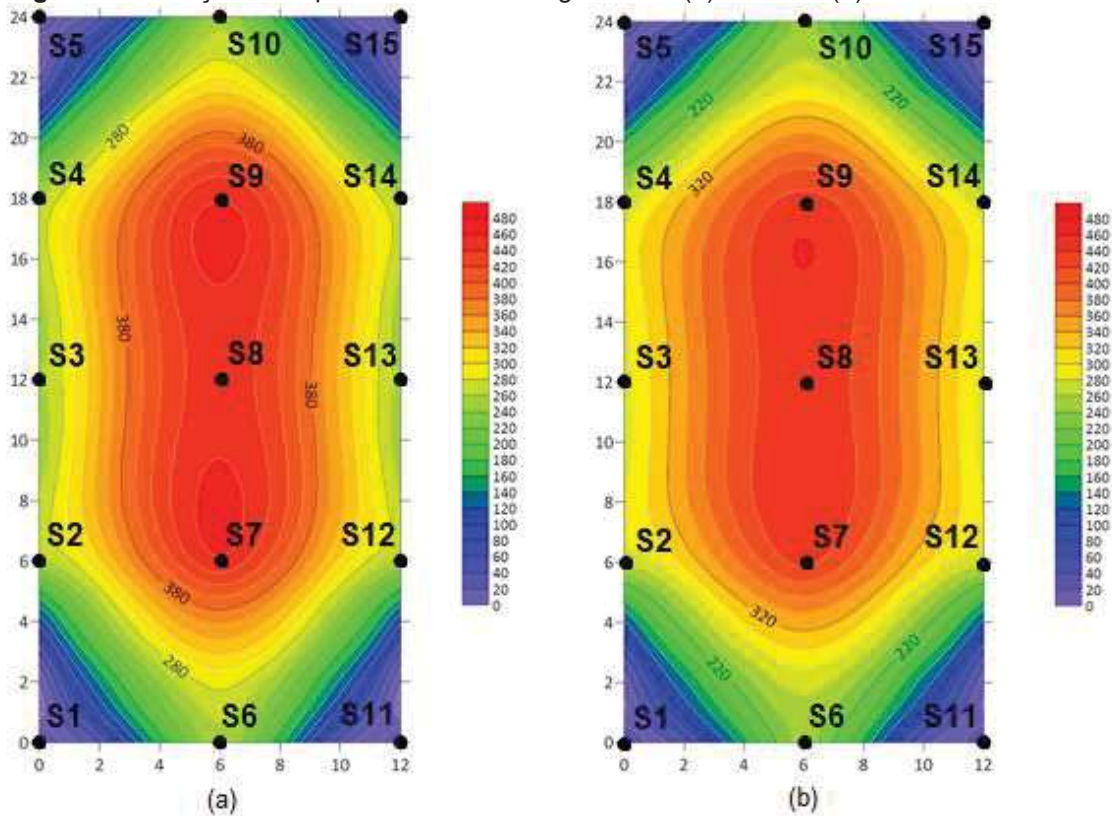
A Tabela 18 apresenta a variação das cargas nos apoios para o modelo com rigidez da viga aumentada comparando a mesma com o modelo padrão.

Tabela 18 – Carga nos apoios no edifício com viga 20x80.

SAPATAS	MODELO SEM ISE (tf)	MODELO COM ISE (tf)	DIFERENÇA
S1	151,06	172,01	13,87%
S2	264,56	271,57	2,65%
S3	261,33	278,75	6,67%
S4	264,56	271,57	2,65%
S5	151,06	172,01	13,87%
S6	260,13	254,13	-2,31%
S7	458,85	409,73	-10,71%
S8	451,68	415,32	-8,05%
S9	458,85	409,73	-10,71%
S10	260,13	254,13	-2,31%
S11	151,06	172,01	13,87%
S12	264,56	271,57	2,65%
S13	261,34	278,75	6,66%
S14	264,56	271,57	2,65%
S15	151,13	172,01	13,82%

A Figura 19 apresenta o comportamento da estrutura com viga baldrame e com aumento da rigidez da viga para 20x80cm com relação a carga nos apoios. É possível notar que há diminuição das cargas na região central, sendo observado um impacto maior nos apoios S7 e S9, e o acréscimo das cargas nos demais pilares, sendo os maiores valores observados nos apoios das extremidades.

Figura 19 - Reação nos apoios modelo com viga 20x 80 (a) sem ISE (b) com ISE.



Fonte: autoria própria.

A Tabela 19 apresenta o recalque previsto para o modelo com rigidez aumentada com apoios indeslocáveis e móveis. Nela é possível observar a diminuição da deformada de recalque na região central e o aumento nas demais regiões. Nota-se ainda que algumas regiões, como os apoios S6 e S10, não apresentaram alto impacto, enquanto a região de extremidade apresentou variação de 16%.

Tabela 19 – Previsão de recalques no modelo de viga 20x80 cm.

SAPATAS	MODELO SEM ISE (mm)	MODELO COM ISE (mm)	DIFERENÇA
S1	20,30	23,56	16,07%
S2	27,98	29,27	4,64%
S3	27,63	30,05	8,73%
S4	27,98	29,27	4,64%
S5	20,30	23,56	16,07%
S6	27,51	27,39	-0,41%
S7	37,47	34,10	-8,98%
S8	37,35	35,01	-6,27%
S9	37,47	34,10	-8,98%
S10	27,51	27,39	-0,41%
S11	20,30	23,56	16,07%
S12	27,98	29,27	4,64%
S13	27,64	30,05	8,73%
S14	27,98	29,27	4,64%
S15	20,31	23,56	16,02%

Comparando o modelo de rigidez aumentada com o modelo padrão é possível perceber que algumas regiões apresentaram uma variação semelhante como é o caso da região composta pelos apoios S2 a S4 e S12 a S14. Os apoios S6 e S10 também foram semelhantes ao modelo padrão, pois o impacto foi inferior a 0,5%. Em contrapartida as demais regiões aumentaram, em média, a diferença percentual em 5%.

A Tabela 20 apresenta o comportamento dos momentos fletores no pórtico P3, P8, P13 com viga baldrame e aumento da rigidez da viga quando aplicados apoios indesejáveis e móveis. Observa-se que o momento fletor no pilar central diminuiu de 38,7 a 63,9%. Já os pilares adjacentes aumentam os momentos fletores de 37 a 48%.

Tabela 20 - Variação do momento fletor no modelo de viga 20x80 (em kgf.m).
(continua)

PAVIMENTO		P13	P8	P13
Térreo	S/ ISE	11207	13234	11197
	C/ ISE	16607	4776	16607
	Variação	48,18%	-63,91%	48,32%
Tipo 1	S/ ISE	11827	12839	11826
	C/ ISE	16824	4859	16824
	Variação	42,25%	-62,15%	42,26%
Tipo 2	S/ ISE	11768	12630	11767
	C/ ISE	16491	5148	16491
	Variação	40,13%	-59,24%	40,15%
Tipo 3	S/ ISE	11796	12360	11796
	C/ ISE	16313	5353	16313
	Variação	38,29%	-56,69%	38,29%
Tipo 4	S/ ISE	11774	12113	11774
	C/ ISE	16135	5541	16135
	Variação	37,04%	-54,26%	37,04%
Tipo 5	S/ ISE	11743	11880	11743
	C/ ISE	15988	5699	15988
	Variação	36,15%	-52,03%	36,15%
Tipo 6	S/ ISE	11699	11664	11699
	C/ ISE	15866	5831	15866
	Variação	35,62%	-50,01%	35,62%
Tipo 7	S/ ISE	11639	11467	11639
	C/ ISE	15760	5940	15760
	Variação	35,41%	-48,20%	35,41%
Tipo 8	S/ ISE	11596	11275	11596
	C/ ISE	15714	6010	15714
	Variação	35,51%	-46,70%	35,51%
Tipo 9	S/ ISE	11421	11154	11421
	C/ ISE	15519	6127	15519
	Variação	35,88%	-45,07%	35,88%

Tabela 20 - Variação do momento fletor no modelo de viga 20x80 (em kgf.m).
(conclusão)

PAVIMENTO		P13	P8	P13
Tipo 10	S/ ISE	11809	10817	11809
	C/ ISE	16120	5896	16120
	Variação	36,51%	-45,49%	36,51%
Tipo 11	S/ ISE	9600	11576	9600
	C/ ISE	13182	7095	13182
	Variação	37,31%	-38,71%	37,31%

Ao comparar o modelo de rigidez aumentada com o modelo padrão é possível observar que os impactos gerados no primeiro modelo são maiores. Além disso, nota-se que os maiores impactos foram gerados nos pavimentos inferiores, sendo este comportamento contrário ao modelo padrão.

A Tabela 21 apresenta o comportamento da estrutura com viga baldrame e com aumento da rigidez da viga com relação a força cortante. A análise permite observar que o comportamento da estrutura é igual ao anteriormente apresentado.

Tabela 21 - Variação da força cortante no modelo de viga 20x80 (em tf).
(continua)

PAVIMENTO		P13	P8	P8	P6
Térreo	S/ ISE	12,18	-12,89	13,07	-12,18
	C/ ISE	14,16	-10,19	10,19	-14,16
	Variação	16,26%	-20,95%	-22,04%	16,26%
Tipo 1	S/ ISE	12,36	-12,89	12,89	-12,36
	C/ ISE	14,19	-10,16	10,16	-14,19
	Variação	14,81%	-21,18%	-21,18%	14,81%
Tipo 2	S/ ISE	12,35	-12,82	12,82	-12,35
	C/ ISE	14,08	-10,27	10,27	-14,08
	Variação	14,01%	-19,89%	-19,89%	14,01%
Tipo 3	S/ ISE	12,36	-12,73	12,73	-12,36
	C/ ISE	14,01	-10,34	10,34	-14,01
	Variação	13,35%	-18,77%	-18,77%	13,35%
Tipo 4	S/ ISE	12,35	-12,65	12,65	-12,35
	C/ ISE	13,95	-10,40	10,40	-13,95
	Variação	12,96%	-17,79%	-17,79%	12,96%
Tipo 5	S/ ISE	12,34	-12,57	12,57	-12,34
	C/ ISE	13,90	-10,46	10,46	-13,90
	Variação	12,64%	-16,79%	-16,79%	12,64%
Tipo 6	S/ ISE	12,33	-12,49	12,49	-12,33
	C/ ISE	13,85	-10,50	10,50	-13,85
	Variação	12,33%	-15,93%	-15,93%	12,33%
Tipo 7	S/ ISE	12,31	-12,42	12,42	-12,31
	C/ ISE	13,81	-10,54	10,54	-13,81
	Variação	12,19%	-15,14%	-15,14%	12,19%
Tipo 8	S/ ISE	12,29	-12,36	12,36	-12,29
	C/ ISE	13,79	-10,56	10,56	-13,79
	Variação	12,21%	-14,56%	-14,56%	12,21%
Tipo 9	S/ ISE	12,24	-12,32	12,32	-12,24
	C/ ISE	13,74	-10,62	10,62	-13,74
	Variação	12,25%	-13,80%	-13,80%	12,25%

Tabela 21 - Variação da força cortante no modelo de viga 20x80 (em tf).
(conclusão)

Tipo 10	S/ ISE	12,33	-12,16	12,16	-12,33
	C/ ISE	13,88	-10,47	10,47	-13,88
	Variação	12,57%	-13,90%	-13,90%	12,57%
Tipo 11	S/ ISE	11,71	-12,65	12,65	-11,71
	C/ ISE	13,09	-11,19	11,19	-13,09
	Variação	11,78%	-11,54%	-11,54%	11,78%

A Tabela 22 apresenta o comportamento dos momentos fletores no pórtico P6, P7, P8, P9 e P10 com viga baldrame e aumento da rigidez das vigas quando aplicados apoios móveis. Nessa análise nota-se que os pilares centrais reduziram os momentos enquanto os pilares laterais aumentaram. Observa-se ainda que o impacto nos pilares laterais os impactos são altos, principalmente a partir do pavimento tipo 6 que supera os 40%.

Tabela 22 - Variação do momento fletor no modelo de viga 20x80 (em kgf.m).
(continua)

PAVIMENTO		P6	P7	P8	P9	P10
Térreo	S/ ISE	9503	16575	14982	16575	9503
	C/ ISE	12315	12648	12160	12648	12315
	Variação	29,59%	-23,69%	-18,84%	-23,69%	29,59%
Tipo 1	S/ ISE	9987	15772	14716	15772	9987
	C/ ISE	13283	12577	12169	12577	13283
	Variação	33,00%	-20,26%	-17,31%	-20,26%	33,00%
Tipo 2	S/ ISE	9774	15396	14545	15396	9774
	C/ ISE	13141	12632	12129	12632	13141
	Variação	34,45%	-17,95%	-16,61%	-17,95%	34,45%
Tipo 3	S/ ISE	9686	15040	14402	15040	9686
	C/ ISE	13144	12650	12107	12650	13144
	Variação	35,70%	-15,89%	-15,94%	-15,89%	35,70%
Tipo 4	S/ ISE	9581	14713	14258	14713	9581
	C/ ISE	13131	12761	12086	12761	13131
	Variação	37,05%	-13,27%	-15,23%	-13,27%	37,05%
Tipo 5	S/ ISE	9476	14411	14116	14411	9476
	C/ ISE	13124	12687	12068	12687	13124
	Variação	38,50%	-11,96%	-14,51%	-11,96%	38,50%
Tipo 6	S/ ISE	9366	14134	13976	14134	9366
	C/ ISE	13119	12700	12054	12700	13119
	Variação	40,07%	-10,15%	-13,75%	-10,15%	40,07%
Tipo 7	S/ ISE	9252	13881	13837	13881	9252
	C/ ISE	13115	12710	12043	12710	13115
	Variação	41,75%	-8,44%	-12,97%	-8,44%	41,75%
Tipo 8	S/ ISE	9142	13651	13701	13651	9142
	C/ ISE	13124	12713	12036	12713	13124
	Variação	43,56%	-6,87%	-12,15%	-6,87%	43,56%
Tipo 9	S/ ISE	8964	13449	13557	13449	8964
	C/ ISE	13047	12734	12025	12734	13047
	Variação	45,55%	-5,32%	-11,30%	-5,32%	45,55%

Tabela 22 - Variação do momento fletor no modelo de viga 20x80 (em kgf.m).
(conclusão)

Tipo 10	S/ ISE	9250	13195	13479	13195	9250
	C/ ISE	13665	12675	12048	12675	13665
	Variação	47,73%	-3,94%	-10,62%	-3,94%	47,73%
Tipo 11	S/ ISE	5858	13851	13084	13851	5858
	C/ ISE	8622	12562	12112	12562	8622
	Variação	47,18%	-9,31%	-7,43%	-9,31%	47,18%

A Tabela 23 apresenta o comportamento da estrutura com viga baldrame e aumento da rigidez da viga com relação ao esforço cortante. A estrutura apresentou comportamento similar aos já apresentados, contudo os impactos foram superiores aos apresentados pelas demais estruturas analisadas, chegando a uma variação superior a 17% com relação ao decréscimo de força cortante.

Tabela 23 - Variação da força cortante no modelo de viga 20x80 (em tf).

PAVIMENTO		P6	P7	P7	P8	P8	P9	P9	P10
Térreo	S/ ISE	11,88	-15,11	14,05	-13,73	13,73	-14,05	15,11	-11,88
	C/ ISE	12,98	-12,47	13,29	-13,01	13,01	-13,29	12,47	-12,98
	Variação	9,26%	-17,47%	-5,41%	-5,24%	-5,24%	-5,41%	-17,47%	9,26%
Tipo 1	S/ ISE	11,96	-14,74	13,85	-13,66	13,66	-13,85	14,74	-11,96
	C/ ISE	13,20	-12,27	13,28	-13,02	13,02	-13,28	12,27	-13,20
	Variação	10,37%	-16,76%	-4,12%	-4,69%	-4,69%	-4,12%	-16,76%	10,37%
Tipo 2	S/ ISE	11,91	-14,63	13,76	-13,61	13,61	-13,76	14,63	-11,91
	C/ ISE	13,16	-12,3	13,29	-13,01	13,01	-13,29	12,30	-13,16
	Variação	10,50%	-15,93%	-3,42%	-4,41%	-4,41%	-3,42%	-15,93%	10,50%
Tipo 3	S/ ISE	11,88	-14,52	13,68	-13,56	13,56	-13,68	14,52	-11,88
	C/ ISE	13,16	-12,30	13,30	-13,00	13,00	-13,30	12,30	-13,16
	Variação	10,77%	-15,29%	-2,78%	-4,13%	-4,13%	-2,78%	-15,29%	10,77%
Tipo 4	S/ ISE	11,85	-14,41	13,60	-13,52	13,52	-13,60	14,41	-11,85
	C/ ISE	13,16	-12,31	13,30	-12,99	12,99	-13,30	12,31	-13,16
	Variação	11,05%	-14,57%	-2,21%	-3,92%	-3,92%	-2,21%	-14,57%	11,05%
Tipo 5	S/ ISE	11,82	-14,31	13,53	-13,48	13,48	-13,53	14,31	-11,82
	C/ ISE	13,15	-12,31	13,31	-12,99	12,99	-13,31	12,31	-13,15
	Variação	11,25%	-13,98%	-1,63%	-3,64%	-3,64%	-1,63%	-13,98%	11,25%
Tipo 6	S/ ISE	11,79	-14,22	13,46	-13,43	13,43	-13,46	14,22	-11,79
	C/ ISE	13,15	-12,31	13,31	-12,98	12,98	-13,31	12,31	-13,15
	Variação	11,54%	-13,43%	-1,11%	-3,35%	-3,35%	-1,11%	-13,43%	11,54%
Tipo 7	S/ ISE	11,76	-14,14	13,4	-13,39	13,39	-13,40	14,14	-11,76
	C/ ISE	13,15	-12,31	13,32	-12,98	12,98	-13,32	12,31	-13,15
	Variação	11,82%	-12,94%	-0,60%	-3,06%	-3,06%	-0,60%	-12,94%	11,82%
Tipo 8	S/ ISE	11,72	-14,06	13,33	-13,34	13,34	-13,33	14,06	-11,72
	C/ ISE	13,15	-12,31	13,32	-12,98	12,98	-13,32	12,31	-13,15
	Variação	12,20%	-12,45%	-0,08%	-2,70%	-2,70%	-0,08%	-12,45%	12,20%
Tipo 9	S/ ISE	11,67	-14,00	13,28	-13,29	13,29	-13,28	14,00	-11,67
	C/ ISE	13,14	-12,33	13,33	-12,97	12,97	-13,33	12,33	-13,14
	Variação	12,60%	-11,93%	0,38%	-2,41%	-2,41%	0,38%	-11,93%	12,60%
Tipo 10	S/ ISE	11,71	-13,86	13,20	-13,28	13,28	-13,20	13,86	-11,71
	C/ ISE	13,27	-12,19	13,31	-12,99	12,99	-13,31	12,19	-13,27
	Variação	13,32%	-12,05%	0,83%	-2,18%	-2,18%	0,83%	-12,05%	13,32%
Tipo 11	S/ ISE	10,94	-14,46	13,32	-13,06	13,06	-13,32	14,46	-10,94
	C/ ISE	12,02	-13,35	13,30	-12,99	12,99	-13,30	13,35	-12,02
	Variação	9,87%	-7,68%	-0,15%	-0,54%	-0,54%	-0,15%	-7,68%	9,87%

5 CONCLUSÃO

O estudo buscou contribuir para o entendimento do comportamento das estruturas. Além disso, a revisão bibliográfica disposta buscou apresentar os efeitos da consideração da interação solo-estrutura e o impacto que esta gerou no uso de viga baldrame e na rigidez das vigas através de análises gráficas e comparações entre os dados obtidos.

As análises corroboraram os estudos já realizados por outros autores, visto que as estruturas apresentaram a redistribuição de esforços nos elementos estruturais, gerando variações de até 60% do observado na hipótese de apoios indeslocáveis. Ou seja, observou-se a tendência ao alívio de cargas nos pilares centrais e o acréscimo nos de periferia.

A partir das análises apresentadas foi possível perceber ainda que a consideração da interação solo-estrutura acarretou na suavização com relação ao recalque, ao momento e à força cortante. Essa consideração se torna importante uma vez que o aumento do momento, por exemplo, pode impactar na armadura aplicada nas estruturas.

O uso da viga baldrame demonstrou que esta pode atenuar os impactos gerados pela consideração de coeficientes de molas nas fundações, visto que houve menor impacto na região das fundações com relação ao acréscimo de carga. Além disso, a variação nos esforços dos pilares foi menor quando comparado à estrutura sem viga baldrame.

O aumento da rigidez da viga acarretou nos pilares centrais na diminuição dos momentos fletores e dos esforços cortantes enquanto nos pilares das extremidades a maior rigidez resultou em aumento dos valores no modelo de menor rigidez. Ressalta-se ainda que os momentos fletores sofreram maior impacto do que os dados de esforço cortante.

Com os itens avaliados, evidencia-se a importância da consideração da redistribuição de esforços na prática dos projetos uma vez que esta pode gerar impactos significativos de redistribuição dos esforços podendo alterar a concepção estrutural do projeto e até mesmo comprometer a estrutura. Contudo, não se afirma que a estrutura está subdimensionada, mas sim com aproveitamento errôneo.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, A. P. R. P. de; MENDONÇA, D. V. C. de; BRANDÃO; E.V. **Interação solo-estrutura e análise de redistribuição de cargas em pilares devido a recalques**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2014.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 138p. Dissertação (mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2011.

BARBOSA, G. R. P. **Análise da influência dos parâmetros de deformabilidade do solo no comportamento estrutural de edificação com fundação tipo radier**. Trabalho de Conclusão de Curso. Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2017.

AOKI, N. **Aspectos geotécnicos da interação estrutura – maciço de solos**. Anais da XXVII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, v.1, p. vii-xx. São Carlos, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and desing**. 5th ed., McGraw-Hill co. New York, 1988.

BORGES, H. D. **Estudo da interação entre estacas**. Revista Especialize On-line, Instituto de Pós Graduação, Goiânia, ed.10, v.1, 2015.

CHAMECKI, S. **Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação**. In: I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v. 1, pp. 35-80. Porto Alegre, 1954.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

COSTA NUNES, A. J. **Curso de mecânica dos solos e fundações**. Editora Globo, 1956.

CRESPO, V. A. de S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. Dissertação (mestrado). Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes, 2004.

DANZIGER, B. R. **Estudo de caso de obra com análise da interação solo estrutura**. Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.

DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R. **Estabelecimento das curvas carga-recalque de fundações através de provas de carga em mini placa.** In: III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 1996.

GONÇALVES, J. C. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício.** Tese (mestrado). Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. **Construction sequency effect on settlements of buildings.** XIII ICSMFE, pp. 1803-1806, Índia. New Delhi, 1994.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações:** do conhecimento geológico à prática da engenharia. Editora Universitária, Universidade Federal de Pernambuco, 1998.

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

MEDEIROS, D. S. **Análise tridimensional da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado pelo método dos elementos finitos.** Dissertação (mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2006.

MENDES, E. J. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura.** 2016. 153p. Departamento de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016.

MEYERHOF, G. G. **Some recente foundation research and its application to design.** Structural Engineering, v. 31, pp. 151-167. Londres, 1953; apud GONÇALVES, 2004.

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

MOURA, A. P. **Fundações e obras de terra – recalques.** Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia, Universidade Federal do Jequitinhonha e Mucuri, 1999.

NETO, L. R. **Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação estaca cravada.** 279p. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005.

NETTO, W. R. L. **Análise de interação solo-estrutura aplicada à galerias de concreto armado.** Trabalho de conclusão de curso. Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2014.

PORTO, T. B. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação.** Dissertação (mestrado). Programa de Pós-Graduação em

Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010.

REIS, J. H. C. dos. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole.** Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2000.

RIBEIRO, C. M. **Estudo numérico do comportamento tensão-deslocamento de fundação do tipo radier.** Dissertação (mestrado). Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2017.

SANTOS, J. A. **Fundações por estacas ações horizontais: elementos teóricos.** Disciplina de Obras Geotécnicas, Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Mestrado em Engenharia Civil, 2008.

SCARLAT, A. S. **Effect of soil deformability on rigidity:** related aspects of multistory buildings analysis. ACI Struct. J., Detroit, v. 90, n. 2, p. 156-162, 1993.

SILVA, N. U. P. da. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura.** Dissertação (mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2006.

SOARES, J. M. **Estudo numérico-experimental da interação solo-estrutura em dois edifícios do Distrito Federal.** Tese (doutorado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília, 2004.

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

TESTONI, E., CORRÊA, M. R. S. **Análise de interação solo estrutura em edifício de paredes de concreto moldadas no local.** Revista Fundações e Obras Geotécnicas, p. 36-46, 2016.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de .R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** Oficina de Textos, volume único, São Paulo, 2012.