

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

PALOMA SALAZAR DE OLIVEIRA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PLANOS CONSIDERANDO
UM MODELO SIMPLIFICADO DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

São Leopoldo

2021

PALOMA SALAZAR DE OLIVEIRA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PLANOS CONSIDERANDO
UM MODELO SIMPLIFICADO DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, pelo Curso de
Engenharia Civil da Universidade do Vale
do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Me. Diego Schneider

São Leopoldo

2021

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pelo dom da vida e por me possibilitar cursar o ensino superior, iluminando meu caminho durante toda graduação.

Agradeço aos meus pais, Dirceu e Leila, por sempre priorizarem meu estudo e da minha irmã, fazendo o possível para proporcionar conforto e cuidado. Obrigada por não me deixarem desistir, mesmo vindo de perto as dificuldades em conciliar trabalho e estudos. Agradeço também à minha irmã, Maria Vitória, por todas as vezes que me ajudou, cozinhando e lavando minhas roupas quando eu não tinha tempo, além de sempre alegrar meus dias.

Minha gratidão também vai aos colegas de curso, pela parceria nas aulas e fora delas, em especial à Cristhiana Albert e ao Gabriel Matielo, que sempre estiveram ao meu lado, dando suporte e apoio, me levantando nos dias difíceis. Agradeço também ao Eduardo Krai, que está nessa jornada comigo desde o primeiro semestre, e à Aline Pereira, que encontrei no meio do caminho e se tornou uma grande amiga.

Ao meu orientador, Prof. Me. Diego Schneider, por ter proposto este tema e acreditado no meu potencial para desenvolvê-lo, além dos conselhos sobre a vida profissional como engenheiro civil.

Por fim, não posso deixar de agradecer às minhas amigas que sempre foram compreensivas quando não pude comparecer à eventos por estar me dedicando aos estudos, obrigada por me apoiarem e torcerem por mim, Eduarda Guimarães, Tainá Ribeiro, Bruna Ferreira, Ana Júlia Trindade, Amanda Signori, Luana Duarte, Fernanda Camargo, Tiessa da Silva e Thaís Carvalho.

RESUMO

A interação solo-estrutura (ISE) busca integrar o comportamento do solo, quando sobrecarregado, ao comportamento da estrutura, quando considerada a deformação do maciço. Tal integração deve ser realizada por projetistas estruturais e de fundações, entretanto, além da comunicação entre eles, é necessário tempo e conhecimento específico do assunto, bem como a utilização de ferramentas adequadas. Neste sentido, este estudo tem como objetivo analisar a influência que a consideração da interação solo-estrutura tem sobre os esforços internos, reações vinculares e deslocamentos da estrutura. Para tanto, comparou-se pórticos planos de 8 e 16 pavimentos utilizando apoios fixos e apoios deslocáveis, de modo a simular a deformabilidade do solo e, conseqüentemente, a reorganização dos esforços ao longo da estrutura. Por meio de métodos abordados na revisão bibliográfica, estimou-se os parâmetros do solo, recalques, tensão admissível, coeficientes de reação vertical e pré-dimensionamento das sapatas. A aplicação da interação solo-estrutura deu-se através de processo iterativo, iniciando por apoios engastados e, na seqüência, substituindo-os por coeficientes elásticos, representando molas lineares. A cada iteração as dimensões das sapatas foram alteradas, conforme novos valores de reações vinculares eram gerados provenientes da substituição dos apoios. Os resultados obtidos mostraram que as diferenças entre a consideração ou a não consideração da ISE são notáveis em ambos os pórticos. Os recalques absolutos foram maiores com a consideração da ISE, entretanto, os recalques diferenciais e distorções angulares foram suavizados. Por conta disso, pode-se perceber com facilidade a redistribuição dos esforços na estrutura, onde o pilar menos carregado tornou-se o pilar com maior transferência de carga, aliviando os pilares mais carregados. A configuração de momentos fletores foi alterada, gerando a reorganização das armaduras dentro das peças estruturais. Percebeu-se que a consideração de apoios deslocáveis levou a valores maiores de deslocamentos horizontais da estrutura, com ênfase no pórtico mais alto. Mesmo de maneira simplificada, este estudo evidenciou a importância da substituição de apoios indeslocáveis por apoios que simulem a deformabilidade do maciço de solo.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura. Fundações superficiais. Análise estrutural. Redistribuição de esforços.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Recalque <i>versus</i> rigidez relativa estrutura-solo.....	21
Figura 2 – Influência dos pavimentos na consideração dos recalques	22
Figura 3 – Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo do meio contínuo: (d) – (e)	22
Figura 4 – Curva tensão <i>versus</i> recalque de ensaio de placa em argila	31
Figura 5 – Curva tensão <i>versus</i> recalque de ensaio de placa em areia	32
Figura 6 – Ruptura geral (a), ruptura local (b) e ruptura por puncionamento (c)	33
Figura 7 – Superfície potencial de ruptura proposta por Terzaghi.....	34
Figura 8 – Fatores de capacidade de carga.....	35
Figura 9 – Fatores μ_0 (b) e μ_1 (a)	41
Figura 10 – Fator de influência.....	42
Figura 11 – Distorções angulares limites	44
Figura 12 – Sistema de referência dos pórticos	47
Figura 13 – Sistema de referência de sapatas, vigas e pilares	48
Figura 14 – Pórtico com 8 pavimentos (a) e 16 pavimentos (b)	49
Figura 15 – Numeração dos apoios	50
Figura 16 – Carregamentos do Pórtico 1 (a) e do Pórtico 2 (b).....	51

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Deslocamentos horizontais.....	56
Gráfico 2 – Deslocamentos verticais.....	58
Gráfico 3 – Reações horizontais.....	59
Gráfico 4 – Reações verticais.....	60
Gráfico 5 – Momentos fletores.....	61
Gráfico 6 – Força normal de vigas entre apoios 1 e 2.....	64
Gráfico 7 – Força normal de vigas entre apoios 2 e 3.....	64
Gráfico 8 – Força normal de vigas entre apoios 3 e 4.....	65
Gráfico 9 – Força cortante de vigas entre apoios 1 e 2.....	66
Gráfico 10 – Força cortante de vigas entre apoios 2 e 3.....	66
Gráfico 11 – Força cortante de vigas entre apoios 3 e 4.....	67
Gráfico 12 – Momento fletor máximo de vigas entre apoios 1 e 2.....	68
Gráfico 13 – Momento fletor máximo de vigas entre apoios 2 e 3.....	69
Gráfico 14 – Momento fletor máximo de vigas entre apoios 3 e 4.....	69
Gráfico 15 – Força normal nos pilares do apoio 1.....	70
Gráfico 16 – Força normal nos pilares do apoio 2.....	71
Gráfico 17 – Força normal nos pilares do apoio 3.....	71
Gráfico 18 – Força normal nos pilares do apoio 4.....	72
Gráfico 19 – Força cortante nos pilares do apoio 1.....	73
Gráfico 20 – Força cortante nos pilares do apoio 2.....	73
Gráfico 21 – Força cortante nos pilares do apoio 3.....	74
Gráfico 22 – Força cortante nos pilares do apoio 4.....	74
Gráfico 23 – Momento fletor nos pilares do apoio 1.....	75
Gráfico 24 – Momento fletor nos pilares do apoio 2.....	76
Gráfico 25 – Momento fletor nos pilares do apoio 3.....	77
Gráfico 26 – Momento fletor nos pilares do apoio 4.....	77

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Deslocamentos horizontais	55
Quadro 2 – Deslocamentos verticais.....	57
Quadro 3 – Reações horizontais	58
Quadro 4 – Reações verticais	59
Quadro 5 – Momento fletor.....	60
Quadro 6 – Deslocamentos verticais nos apoios	62
Quadro 7 – Deslocamentos horizontais nos apoios	62
Quadro 8 – Deslocamentos rotacionais nos apoios	63
Quadro 9 – Força normal de vigas entre apoios 1 e 2	85
Quadro 10 – Força normal de vigas entre apoios 2 e 3	85
Quadro 11 – Força normal de vigas entre apoios 3 e 4	86
Quadro 12 – Força cortante máxima de vigas entre apoios 1 e 2.....	87
Quadro 13 – Força cortante mínima de vigas entre apoios 1 e 2.....	87
Quadro 14 – Força cortante máxima de vigas entre apoios 2 e 3.....	88
Quadro 15 – Força cortante mínima de vigas entre apoios 2 e 3.....	88
Quadro 16 – Força cortante máxima de vigas entre apoios 3 e 4.....	89
Quadro 17 – Força cortante mínima de vigas entre apoios 3 e 4.....	89
Quadro 18 – Momento fletor positivo máximo de vigas entre apoios 1 e 2.....	90
Quadro 19 – Momento fletor negativo máximo de vigas entre apoios 1 e 2.....	91
Quadro 20 – Momento fletor positivo máximo de vigas entre apoios 2 e 3.....	91
Quadro 21 – Momento fletor negativo máximo de vigas entre apoios 2 e 3.....	92
Quadro 22 – Momento fletor positivo máximo de vigas entre apoios 3 e 4.....	92
Quadro 23 – Momento fletor negativo máximo de vigas entre apoios 3 e 4.....	93
Quadro 24 – Força normal nos pilares do apoio 1	94
Quadro 25 – Força normal nos pilares do apoio 2	94
Quadro 26 – Força normal nos pilares do apoio 3	95
Quadro 27 – Força normal nos pilares do apoio 4	95
Quadro 28 – Força cortante nos pilares do apoio 1	96
Quadro 29 – Força cortante nos pilares do apoio 2	96
Quadro 30 – Força cortante nos pilares do apoio 3	97
Quadro 31 – Força cortante nos pilares do apoio 4	97
Quadro 32 – Momento fletor na base dos pilares do apoio 1	98

Quadro 33 – Momento fletor no topo dos pilares do apoio 1.....	99
Quadro 34 – Momento fletor na base dos pilares do apoio 2.....	99
Quadro 35 – Momento fletor no topo dos pilares do apoio 2.....	100
Quadro 36 – Momento fletor na base dos pilares do apoio 3.....	100
Quadro 37 – Momento fletor no topo dos pilares do apoio 3.....	101
Quadro 38 – Momento fletor na base dos pilares do apoio 4.....	102
Quadro 39 – Momento fletor no topo dos pilares do apoio 4.....	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de correlação α	28
Tabela 2 – Coeficiente de correlação K	28
Tabela 3 – Coeficiente de Poisson.....	28
Tabela 4 – Fator de influência.....	29
Tabela 5 – Valores de k_v (kN.m^{-3}) propostos por Moraes (1976)	29
Tabela 6 – Valores de k_v (kN.m^{-3}) propostos por Terzaghi (1955)	30
Tabela 7 – Fatores de segurança global	31
Tabela 8 – Fatores de forma	35
Tabela 9 – Peso específico de solos arenosos	36
Tabela 10 – Peso específico de solos argilosos.....	36
Tabela 11 – Coesão de solos argilosos	36
Tabela 12 – Ângulo de atrito interno de solos arenosos	36
Tabela 13 – Valores de tensões admissíveis típicas.....	43
Tabela 14 – Recalques limites	44

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Ensaio de penetração de cone (<i>Cone Penetration Test</i>)
fck	Resistência característica do concreto à compressão (<i>Feature Compression Know</i>)
ISE	Interação Solo-Estrutura
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
SPT	Sondagem à percussão (<i>Standart Penetration Test</i>)

LISTA DE SÍMBOLOS

K_{SS}	Rigidez relativa estrutura-solo
E_c	Módulo de elasticidade do material da estrutura
I_b	Momento de inércia da viga típica
E_s	Módulo de elasticidade do solo
l	Comprimento do vão entre pilares
k_v	Coefficiente de reação vertical
σ	Tensão média na superfície de contato entre a base e o maciço
ρ	Recalque total ou deslocamento vertical
k_m	Coefficiente de apoio elástico ou coeficiente de mola
A_f	Área de contato entre a fundação e o solo
k_{mv}	Coefficiente de mola para os deslocamentos verticais
k_{mh}	Coefficiente de mola para os deslocamentos horizontais
$k_{m\theta}$	Coefficiente de mola para as rotações
k_h	Coefficiente de reação horizontal
k_θ	Coefficiente de reação rotacional
F	Força vertical
H	Força horizontal
M	Momento
ϑ	Deslocamento horizontal
θ	Rotação
I_f	Momento de inércia a flexão
ν	Coefficiente de Poisson
I_s	Fator de forma
B	Menor dimensão da base da fundação
α	Fator de correlação
K	Coefficiente de correlação
q_c	Resistência de ponta média do ensaio CPT
N_{SPT}	Número médio de golpes do ensaio SPT
q_u	Resistência à compressão não-drenada
σ_{adm}	Tensão admissível
σ_r	Tensão de ruptura ou capacidade de carga

FS	Fator de segurança
c	Coesão do solo
N	Fatores de capacidade de carga
S	Fatores de forma da fundação
q	Sobrecarga na cota de assentamento
γ	Peso específico do solo
h	Altura de embutimento da sapata
φ	Ângulo de atrito interno do solo
ρ_i	Recalque imediato
ρ_a	Recalque por adensamento primário
ρ_s	Recalque por adensamento secundário
μ_0	Coeficiente que relaciona profundidade da superfície do terreno com a largura da base
μ_1	Coeficiente que relaciona a espessura da camada compressível com a largura e comprimento da base
C_1	Coeficiente de embutimento
C_2	Coeficiente de tempo
σ^*	Tensão líquida aplicada pela sapata
I_z	Fator de influência
Δz	Espessura da camada
t	Tempo
β	Distorção angular
δ	Recalque diferencial
H	Altura da sapata
a	Dimensão da sapata na direção analisada
a_p	Dimensão do pilar na direção analisada
A	Área da base da sapata
σ_{min}	Tensão mínima
$\sigma_{máx}$	Tensão máxima
W	Módulo de resistência elástico da base da sapata
b	Dimensão da sapata na direção perpendicular à analisada

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 TEMA	15
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	15
1.3 PROBLEMA	16
1.4 OBJETIVOS	16
1.4.1 Objetivo Geral	16
1.4.2 Objetivos Específicos	16
1.5 JUSTIFICATIVA	17
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	18
2.1.1 Influências na interação solo-estrutura	19
2.1.2 Modelos para representação do solo	22
2.1.3 Coeficiente de apoio elástico	24
2.2 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO.....	30
2.3 PREVISÃO DE RECALQUES	38
2.3.1 Métodos para previsão de recalques	39
2.3.2 Recalque admissível	43
2.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SAPATA	45
3 METODOLOGIA	47
3.1 SISTEMA DE REFERÊNCIA.....	47
3.2 MODELO ESTRUTURAL.....	48
3.3 SOLICITAÇÕES INTERNAS E REAÇÕES DE APOIO.....	52
3.4 ANÁLISE DO SOLO	52
3.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS	53
3.6 COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL.....	53
3.7 COEFICIENTES DE APOIO ELÁSTICO	54
3.8 ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS.....	54
3.9 PROCESSO ITERATIVO	54
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	55
4.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	55
4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS	57
4.3 REAÇÕES DE APOIO.....	58

4.4 DESLOCAMENTOS NOS APOIOS	61
4.5 FORÇA NORMAL NAS VIGAS	63
4.6 FORÇA CORTANTE NAS VIGAS.....	65
4.7 MOMENTO FLETOR NAS VIGAS	67
4.8 FORÇA NORMAL NOS PILARES.....	70
4.9 FORÇA CORTANTE NOS PILARES	72
4.10 MOMENTO FLETOR NOS PILARES.....	75
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	78
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	80
REFERÊNCIAS.....	81
APÊNDICE A – FORÇA NORMAL DE VIGAS	85
APÊNDICE B – FORÇA CORTANTE DE VIGAS	87
APÊNDICE C – MOMENTO FLETOR DE VIGAS.....	90
APÊNDICE D – FORÇA NORMAL DE PILARES	94
APÊNDICE E – FORÇA CORTANTE DE PILARES	96
APÊNDICE F – MOMENTO FLETOR DE PILARES.....	98
ANEXO A – SONDAÇÃO SPT	103

1 INTRODUÇÃO

Sabe-se que, em boa parte dos projetos estruturais, o dimensionamento da estrutura de concreto é desenvolvido por um projetista enquanto as fundações da edificação são projetadas por outro. Por conta da facilidade e agilidade, estes acabam por considerar a estrutura e as fundações trabalhando de forma independente, tratando o solo como uma base rígida e indeslocável (IWAMOTO, 2000) e seus apoios como um engaste perfeito (SILVA, 2015).

Além disso, a complexidade dos projetos estruturais tem aumentado consideravelmente nos últimos anos, o que acarreta uma maior responsabilidade por parte do projetista. Portanto, é de suma importância a análise correta dos critérios a serem considerados no dimensionamento da estrutura, como a interação solo-estrutura (SOUZA; COSTA, 2019).

Segundo Antoniazzi (2011) percebe-se também que ferramentas avançadas têm sido desenvolvidas e aperfeiçoadas a cada ano, mas boa parte delas não são utilizadas de maneira a explorar toda a capacidade do programa. O problema consiste na maneira como o usuário alimenta o *software*, aspecto que exige tempo e conhecimento tanto com relação à ferramenta computacional quanto ao comportamento da estrutura.

Dentre as técnicas avançadas de cálculo estrutural que costumam ser negligenciadas, destaca-se a consideração da interação solo-estrutura (ISE). Nesta abordagem, considera-se a atuação conjunta da superestrutura, infraestrutura e solo. Tal análise integrada é muito importante, pois a superestrutura, composta pelos pilares, vigas e lajes, transmite esforços para a infraestrutura, a fundação, e a mesma, por sua vez, distribui estes esforços para o solo. Sendo assim, o solo é responsável por absorver as cargas provenientes de toda a estrutura, e a análise da interação conjunta destes componentes gera resultados mais próximos ao ideal.

Desta forma, o uso da interação solo-estrutura foi verificado neste trabalho por meio da análise entre pórticos planos, com apoios fixos e elásticos, bem como a variação da quantidade de pavimentos. Para tanto, foi utilizado o *software* Ftool para o cálculo das reações vinculares, esforços internos da estrutura e deslocamentos. Para a realização do processo iterativo foram utilizadas tabelas eletrônicas desenvolvidas no *software* MS Excel.

A validação e comparação dos resultados obtidos nesta pesquisa foi realizada tendo como parâmetro a literatura científica da área.

1.1 TEMA

O tema deste trabalho é o efeito da ISE (interação solo-estrutura) na análise estrutural de uma edificação. O estudo compara pórticos submetidos ao mesmo carregamento, porém com sistema de apoios e quantidade de pavimentos distintos. São propostos quatro pórticos, sendo que dois deles consideram apoios fixos tendo o solo como um meio rígido e, por meio de coeficientes elásticos, outros dois pórticos consideram apoios deslocáveis levando em conta a deformabilidade do maciço. Além disso, a análise contempla os resultados sob a influência da altura total da estrutura, ou seja, o porte da edificação. O intuito é verificar a necessidade e importância da interação solo-estrutura, tendo em vista as dificuldades enfrentadas em tal análise.

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

Este trabalho apresenta a resposta do solo ao ser carregado através de coeficientes elásticos, bem como o comportamento da estrutura ao ser considerado o deslocamento do solo. Para tanto, a revisão bibliográfica aborda sobre métodos práticos, empíricos, semiempíricos e tabelas com valores padronizados para a obtenção dos valores de tensão admissível, recalques e coeficiente de apoio elástico. Entretanto, para obtenção destes valores, a metodologia abordada neste trabalho utiliza métodos semiempíricos que correlacionam o número de golpes obtidos em ensaios SPT (*Standart Penetration Test*) com equações, pois este ensaio é amplamente utilizado no Brasil.

Foram calculados e analisados pórticos planos de 8 e 16 pavimentos, utilizando como apoio fundação do tipo sapata isolada. O concreto armado adotado nos cálculos possui f_{ck} igual a 25 MPa, peso específico de 25 kN/m³ e coeficiente de Poisson igual a 0,2. As cargas consideradas foram arbitradas e o mesmo solo foi considerado para ambos os casos, onde utilizou-se um furo de sondagem para caracterização do maciço. Ressalta-se que não foi analisado o efeito da estabilidade global no modelo.

Este trabalho se limita a determinar e analisar os esforços internos, reações vinculares e deslocamentos, bem como realizar o pré-dimensionamento das sapatas

para aplicação do método de cálculo adotado. As peças estruturais como pilares e vigas tiveram suas dimensões arbitradas apenas para utilização nos cálculos, portanto, não foi verificada a influência da ISE com relação à quantidade de concreto e aço.

1.3 PROBLEMA

Considerar a ISE na rotina de cálculo de projetistas estruturais e de fundações exige comunicação entre eles, domínio de ferramentas computacionais, tempo e conhecimento específico. Conhecimento este que, por vezes, na graduação acaba sendo muito superficial. Por essa razão, a maioria dos profissionais da área optam por não fazer essa análise mais aprofundada do conjunto superestrutura, infraestrutura e solo, como um sistema único e integrado. O problema em não considerar a ISE pode acarretar em estruturas superdimensionadas tornando-as menos econômicas, ou subdimensionadas, desenvolvendo manifestações patológicas ao longo do tempo e até mesmo oferecendo riscos aos usuários.

1.4 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho são divididos em objetivo geral e objetivos específicos, apresentados a seguir.

1.4.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho é comparar pórticos planos com mesmo carregamento e alturas distintas, sendo 8 e 16 pavimentos, verificando as diferenças entre considerar apoios fixos ou incluir a deformabilidade do solo nas análises.

1.4.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) Comparar forças normais, cisalhantes e momentos fletores em pilares e vigas para pórticos com diferentes alturas e apoios rígidos ou elásticos;
- b) Comparar as reações vinculares para pórticos com diferentes alturas e apoios rígidos ou elásticos;

- c) Comparar deslocamentos verticais, horizontais e de rotação nos apoios para pórticos com diferentes alturas e apoios rígidos ou elásticos;
- d) Comparar deslocamentos verticais e horizontais nos nós da estrutura para pórticos com diferentes alturas e apoios rígidos ou elásticos;
- e) Analisar o impacto causado pela não consideração da ISE na análise estrutural da edificação.

1.5 JUSTIFICATIVA

Khouri (2001) comenta que, ao projetar um empreendimento em concreto armado, o modelo estrutural deve ser o mais próximo da realidade possível. Normas têm recomendado a incorporação da ISE na fase de análise da estrutura, como por exemplo, a NBR 6118 (ABNT, 2014, pg. 82), que traz premissas necessárias à análise estrutural, e orienta: “Em casos mais complexos, a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo”.

Pode-se perceber a importância em considerar que a superestrutura, infraestrutura e solo trabalham como um sistema único ou, pelos menos, levar em conta que estes componentes interagem entre si, e que a movimentação de um dos elementos da estrutura influencia os demais.

Portanto, incluir a análise da interação solo-estrutura na rotina de cálculo em projetos estruturais tende a trazer maior segurança à edificação, já que o modelo se torna mais realista. Pode-se reduzir ou até mesmo evitar manifestações patológicas desenvolvidas pelo comportamento divergente ao que se havia previsto em projeto, que comprometem a durabilidade da construção.

Por fim, procura-se também facilitar o entendimento da consideração do solo como um meio semirrígido, bem como estimular os projetistas de estruturas de concreto e fundações a incluírem o estudo da interação solo-estrutura às suas rotinas de cálculos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica, a fim de obter embasamento teórico para compreensão do tema proposto.

2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Para projetar as fundações de um empreendimento, é imprescindível analisar as características do solo adjacente à implantação da edificação, bem como o solo do entorno. Entender como o solo se comporta ao sobrecarregá-lo é de suma importância, pois a deformabilidade exercida por ele influencia no dimensionamento e detalhamento de elementos relevantes da estrutura (ANTONIAZZI, 2011).

Grande parte dos projetistas consideram o solo como sendo um meio rígido, o que dificilmente acontece em campo. Portanto, torna-se necessário quantificar essa deformação do solo através da estimativa de recalques de cada elemento de fundação.

Tendo em vista que a interação solo-estrutura considera a superestrutura, infraestrutura e solo como um sistema que trabalha em conjunto, as alterações ocorridas em um deles influencia no restante, portanto, as cargas tendem a se redistribuírem nos demais componentes da estrutura (CRUZ; GALVÃO, 2018). Ao modificar a distribuição das cargas na estrutura, as solicitações internas são alteradas, sendo necessário recalcular os recalques, tornando assim, um processo iterativo até se estabilizarem os valores de tensão e deformação (COLARES, 2006). Logo, a consideração da ISE nos cálculos contribui para projetos mais eficientes e confiáveis (IWAMOTO, 2000).

Segundo Rosa (2013), a ISE relaciona os sistemas estruturais e os sistemas geotécnicos, resultando em um sistema mecânico integrado, na qual as partes são analisadas separadamente para depois serem unidas por meio de correlações. Analisar o conjunto solo-estrutura como um todo é um processo complexo e necessita desta simplificação.

Conforme observado por Cruz e Galvão (2018), os métodos e teorias desenvolvidos por alguns autores possibilitaram determinar a rigidez do solo através de investigação geotécnica correlacionando com parâmetros do solo e tensões provenientes da estrutura, distribuídas para o solo.

2.1.1 Influências na interação solo-estrutura

Como comentado anteriormente, a consideração da interação solo-estrutura causa a redistribuição dos esforços em toda a estrutura, afetando principalmente os pilares, pois os mais carregados transferem seus esforços para os menos carregados. Este fenômeno pode causar o esmagamento destes componentes se não previsto na etapa de projeto. O mesmo acontece com os recalques, onde os diferenciais são mais sensíveis a tal redistribuição (COLARES, 2006).

Para Colares (2006), alguns fatores podem influenciar na consideração da interação solo-estrutura em diferentes escalas, por isso, é importante analisar a consideração de alguns aspectos, como por exemplo as edificações vizinhas. Neste sentido, quatro tipos de deslocamentos podem ser gerados por conta de edificações no entorno, conforme o período de construção, estudados por Costa Nunes (1956), considerando que os prédios são idênticos.

No primeiro caso, trata-se de edificações vizinhas construídas ao mesmo tempo, onde as tensões devidas ao carregamento se sobrepõem na região entre os prédios. As tensões se acumulam nessa área, provocando recalques maiores, podendo causar o tombamento dos edifícios em sentidos contrários, ou seja, um contra o outro.

Já o segundo caso, são para as edificações vizinhas construídas em épocas diferentes. O prédio construído primeiro causa o pré adensamento do solo abaixo de sua fundação. O prédio construído depois provoca um aumento de tensões que se sobrepõe às tensões do primeiro prédio, aumentando também os recalques. Como o solo do primeiro edifício já foi devidamente pré adensado, ao se sobreporem as tensões, os recalques no primeiro prédio serão maiores do que segundo, causando assim, o tombamento dos prédios no mesmo sentido.

O terceiro caso dá-se quando uma edificação é construída entre duas já existentes. O prédio que foi construído à posteriori causa o aumento nas tensões, fazendo com que os recalques nos prédios existentes sejam expressivos, provocando o tombamento destes em sentido ao prédio novo.

No quarto e último caso, acontece o contrário ao terceiro caso, ou seja, há um prédio existente e constrói-se duas novas edificações no entorno. O edifício já existente causa o pré adensamento do solo, provocando nos novos prédios o tombamento em sentidos opostos.

É importante ressaltar que a pesquisa realizada por Costa Nunes (1956) apresentou que, quanto mais afastados forem os prédios, menores serão os recalques.

Outro fator que exerce grande influência na análise da ISE é a rigidez relativa estrutura-solo. De acordo com Colares (2006), a união efetiva entre lajes, vigas e pilares incorpora ao prédio uma rigidez expressiva, fazendo com que os recalques sejam menores do que os calculados.

Meyerhof (1953 *apud* REIS, 2000) caracteriza a rigidez relativa como sendo a relação entre a rigidez do maciço e a rigidez da superestrutura. De modo a comprovar essa teoria, Lopes e Gusmão (1991) estudaram o comportamento de um pórtico em concreto armado apoiado sobre meio elástico, definindo a rigidez relativa de forma a analisar a variabilidade dos recalques, conforme equação 1.

$$K_{ss} = \frac{E_c \cdot I_b}{E_s \cdot l^4} \quad (1)$$

Em que,

K_{ss} é a rigidez relativa estrutura-solo;

E_c é o módulo de elasticidade do material da estrutura;

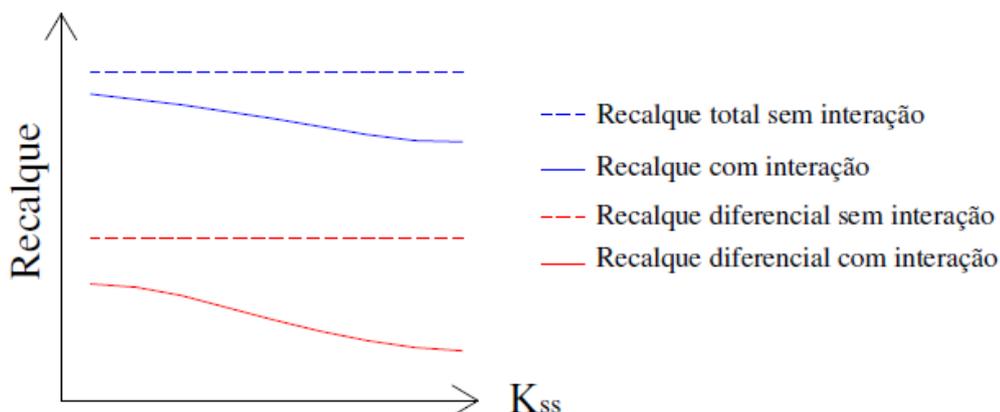
I_b é o momento de inércia da viga típica;

E_s é o módulo de elasticidade do solo;

l é o comprimento do vão entre pilares.

Sendo assim, conclui-se que o aumento na rigidez relativa entre a estrutura e o solo gera uma redução dos valores de recalques, principalmente nos recalques diferenciais, conforme observado na figura 1.

Figura 1 – Recalque versus rigidez relativa estrutura-solo



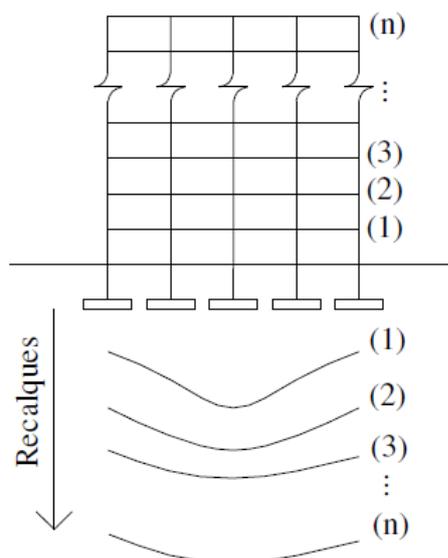
Fonte: Lopes e Gusmão (1991 *apud* COLARES, 2006, pg. 21)

Além disso, o número de pavimentos pode interferir na análise da interação solo-estrutura, pois uma estrutura com múltiplos pavimentos apresenta maior rigidez global, onde a maior parte desta rigidez está concentrada nos primeiros pavimentos da edificação, segundo Lopes e Gusmão (1991). Assim como, as solicitações nos componentes da estrutura são maiores nos primeiros pavimentos e diminuem conforme os pavimentos aumentam (MOURA, 1995).

Em edifícios de médio e alto porte (acima de 8 pavimentos), a rigidez estrutura-solo pode auxiliar na redução de 30% a 60% na estimativa de recalques e distorções angulares (GUSMÃO FILHO, 1998).

Conforme observado por Colares (2006) e Antoniazzi (2011), na análise interação solo-estrutura, é comum considerar os carregamentos atuando na estrutura somente após seu término, o que diverge da realidade. No entanto, como visto anteriormente, a rigidez da estrutura aumenta de acordo com a construção dos pavimentos superiores, portanto, a consideração do processo construtivo na análise a torna mais efetiva. A figura 2 ilustra a uniformização dos recalques conforme aumento dos pavimentos.

Figura 2 – Influência dos pavimentos na consideração dos recalques



Fonte: Gusmão e Gusmão Filho (1994 *apud* COLARES, 2006, pg. 23)

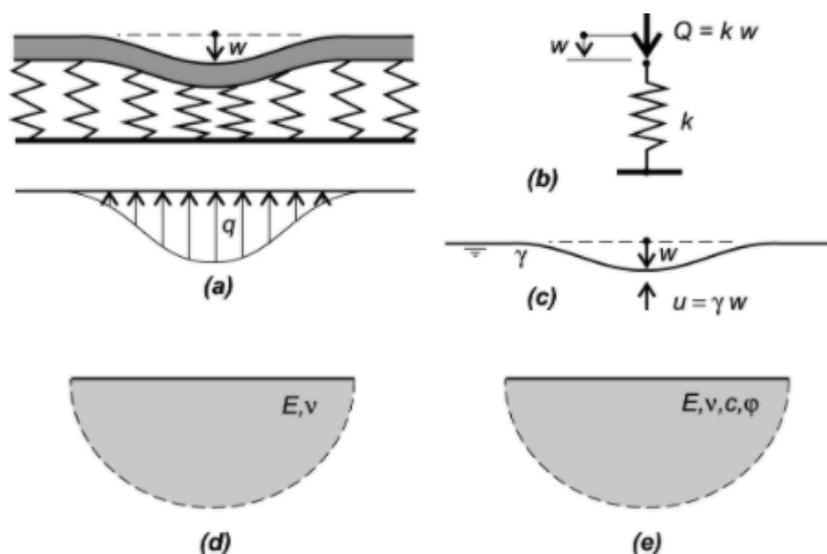
Ainda segundo Antoniazzi (2011), deve-se aplicar o carregamento parcialmente na estrutura, ao passo que os pavimentos são acrescentados, torando a consideração da ISE mais realista.

Outro fator que exerce influência sobre ISE é o tempo. Estruturas em concreto armado, apresentam um comportamento visco-plástico, onde a rigidez está atrelada ao tempo. Se os recalques diferenciais ocorrem imediatamente, a estrutura apresenta comportamento elástico, porém, se a ocorrência dos recalques é demasiadamente devagar, a estrutura possui comportamento viscoso. Isso acontece por conta da fluência do concreto, que redistribui as tensões para elementos menos carregados, atenuando as tensões locais. Evidentemente, no primeiro caso os recalques diferenciais serão menores do que no segundo caso (CHAMECKI, 1969 *apud* ANTONIAZZI, 2011).

2.1.2 Modelos para representação do solo

Dois modelos podem representar o solo na análise da interação solo-estrutura, o modelo de Winkler e o modelo do meio contínuo, conforme figura 3 (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 3 – Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo do meio contínuo: (d) – (e)



Fonte: Velloso e Lopes (2010, pg. 126)

O modelo do meio contínuo pode ser elástico, onde vigas e placas são calculadas através da Teoria da Elasticidade, ou elastoplástico resolvido por meio de métodos numéricos. O modelo de Winkler, como observado na figura 3 (b), apresenta o coeficiente elástico da mola (k) sendo o valor necessário de força (Q) para produzir um deslocamento unitário ($w = 1$) (VELLOSO; LOPES, 2010).

Winkler (1867 *apud* PORTO, 2010) propôs um modelo que caracteriza o solo como um conjunto de molas linearmente elásticas, independentes, discretas e espaçadas.

Ao utilizar este modelo deve-se ter um certo cuidado, pois, conforme Porto (2010), o mesmo apresenta algumas adversidades. O autor comenta que há dificuldade para determinar a rigidez das molas, bem como a área carregada e a profundidade de assentamento da fundação. Também não leva em consideração a distribuição da carga sobre uma área que aumenta com a profundidade, e considera o solo tendo comportamento linear quanto a tensão-deformação. Além disso, considera que as molas não possuem ligação entre elas, ou seja, não representa a ligação entre as partículas que há no solo. Velloso e Lopes (2010) salientam que neste modelo os recalques são considerados apenas abaixo da área da fundação, e que em casos onde a rigidez relativa é nula e infinita, a diferença entre os modelos é expressiva.

2.1.3 Coeficiente de apoio elástico

Por simplificação, este trabalho seguirá a Hipótese de Winkler. Neste modelo, o recalque gerado é proporcional às pressões de contato (VELLOSO; LOPES, 2010), representado pela equação 2.

$$k_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad (2)$$

Em que,

k_v é o coeficiente de reação vertical, em kN/m³,

σ é a tensão média na superfície de contato entre a base e o maciço;

ρ é o deslocamento vertical.

Portanto, k_v torna-se a constante de proporcionalidade entre o deslocamento vertical e as tensões aplicadas. Segundo os autores, o comportamento dessa constante é usual de molas, por isso, pode-se denominar como coeficiente de mola, ou também, coeficiente de reação vertical, coeficiente de recalque ou módulo de reação.

De acordo com Scarlat (1993) a análise da deformação do solo com maior precisão seria através de métodos numéricos, porém, como trata-se de uma técnica complexa, opta-se por fazer essa análise de maneira simplificada. Assim sendo, admite-se um conjunto de molas discretas abaixo da base da fundação, representadas pelo coeficiente de apoio elástico. Este coeficiente é proporcional ao coeficiente de reação vertical e a área de contato entre a fundação e o solo, conforme equação 3.

$$k_m = k_v \cdot A_f \quad (3)$$

Em que,

k_m é o coeficiente de apoio elástico ou coeficiente de mola, em kN/m;

k_v é o coeficiente de reação vertical;

A_f é a área de contato entre a fundação e o solo.

Em caso de solos pouco rígidos, essa metodologia pode apresentar falhas, pois considera molas apenas sob a fundação e desconsidera o entorno (SCARLAT, 1993).

Este modelo pode ser utilizado tanto para carregamentos verticais como para forças horizontais, em cada direção deve ser definido um coeficiente de reação correspondente ao deslocamento gerado naquela direção. Logo, admitindo que a base da fundação continue rígida após a deformação elástica do solo, é possível

substituir o grupo de molas discretas, por três molas globais no centro da fundação (ANTONIAZZI, 2011), em que,

k_{mv} é o coeficiente de mola para os deslocamentos verticais, em kN/m;

k_{mh} é o coeficiente de mola para os deslocamentos horizontais, em kN/m;

$k_{m\theta}$ é o coeficiente de mola para as rotações, em kN.m/rad.

Assim, aplicando o modelo de Winkler, pode-se obter os deslocamentos em todas as direções, conforme apresentado pelas equações 4, 5 e 6.

$$\rho = \frac{F}{k_{mv}} = \frac{F}{k_v \cdot A_f} \quad (4)$$

$$\vartheta = \frac{H}{k_{mh}} = \frac{H}{k_h \cdot A_f} \quad (5)$$

$$\theta = \frac{M}{k_{m\theta}} = \frac{M}{k_\theta \cdot I_f} \quad (6)$$

Em que,

k_v é o coeficiente de reação vertical;

k_h é o coeficiente de reação horizontal;

k_θ é o coeficiente de reação rotacional;

F é a força vertical;

H é a força horizontal;

M é o momento;

ρ é o deslocamento vertical;

ϑ é o deslocamento horizontal;

θ é a rotação;

A_f é a área de contato entre a fundação e o solo na direção da força;

I_f é o momento de inércia a flexão.

Conforme Souza e Reis (2008), utiliza-se os valores de k_v , k_h e k_θ sendo iguais, apesar de que ensaios têm demonstrado que estes coeficientes apresentam valores diferentes. Isso acontece devido ao fato de que o coeficiente de reação depende de alguns fatores como forma e dimensões da fundação, tipo de construção e carregamentos flutuantes.

Desse modo, o coeficiente de reação vertical pode ser obtido diretamente calculando o recalque real da fundação ou indiretamente por meio de ensaio de placa

ou tabelas de valores típicos ou correlações, conforme o tipo de solo (VELLOSO; LOPES, 2010).

De acordo com Medeiros (2013), o ideal para se obter uma análise precisa do comportamento do maciço ao sobrecarregá-lo, seria utilizar um exemplar em escala real, todavia, essa técnica despence de alto custo e tempo. Logo, o uso do ensaio de placa se torna mais adequado, e sua aplicação é regida pela NBR 6489 (ABNT, 2019).

O ensaio de placa pode ser utilizado para obtenção de parâmetros de deformação, parâmetros de resistência, coeficiente de reação vertical e recalque através da extrapolação direta (VELLOSO; LOPES, 2010). Este ensaio consiste na aplicação de carga no solo por meio de uma placa quadrada com dimensão de 30 cm de lado (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011). É possível efetuar a medida dos deslocamentos conforme o aumento do carregamento, pois a carga é aplicada por partes (ANTONIAZZI, 2011).

Ainda, segundo Velloso e Lopes (2010), com relação ao coeficiente de reação, é necessário admitir que a relação entre pressão e recalque é linear, por simplificação, do contrário, ferramentas computacionais avançadas precisam ser utilizadas.

Para utilizar os resultados do ensaio de placa, é preciso corrigir o coeficiente de reação conforme o formato e dimensões da fundação que será empregada. Isso comprova que o coeficiente de reação vertical não é característica do solo, e sim da rigidez relativa estrutura-solo. As correções devem ser realizadas aplicando a equação 7 para solos arenosos, onde o módulo de elasticidade aumenta linearmente de acordo com o aumento da profundidade, e a equação 8 para solos argiloso rijos a muito rijos, onde o módulo de elasticidade é constante (SOUZA; REIS, 2008).

$$(k_v)_{Fundação} = (k_v)_{Placa} \cdot \left(\frac{B_{Fundação} + B_{Placa}}{2 \cdot B_{Fundação}} \right)^2 \quad (7)$$

$$(k_v)_{Fundação} = (k_v)_{Placa} \cdot \left(\frac{A_{Placa}}{A_{Fundação}} \right) \quad (8)$$

Em que,

$(k_v)_{Fundação}$ é o coeficiente de reação vertical da fundação;

$(k_v)_{Placa}$ é o coeficiente de reação vertical obtido no ensaio de placa;

$B_{Fundação}$ é a menor dimensão da base da fundação;

B_{Placa} é a menor dimensão da base da placa;

$A_{Fundação}$ é a área da base da fundação;

A_{Placa} é a área da base da placa;

Pode-se também, correlacionar o coeficiente de reação vertical com as propriedades elásticas do solo, através da equação 9 recomendada por Perloff (1975 *apud* SOUZA; REIS, 2008).

$$k_v = \frac{E_s}{1 - \nu^2} \cdot \frac{1}{I_s} \cdot \frac{1}{B} \quad (9)$$

Em que,

k_v é o coeficiente de reação vertical;

E_s é o módulo de elasticidade do solo;

ν é o coeficiente de Poisson;

I_s é o fator de influência (forma), conforme tabela 4;

B é a menor dimensão da base da fundação.

Teixeira e Godoy (1998) correlacionaram o valor do módulo de deformabilidade com os valores de resistência de ponta do ensaio CPT, equação 10, e com o número de golpes do ensaio de SPT, equação 11.

$$E_s = \alpha \cdot q_c \quad (10)$$

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (11)$$

Em que,

E_s é o módulo de elasticidade do solo, em MPa;

α é o fator de correlação, conforme tabela 1;

K é o coeficiente de correlação, conforme tabela 2;

q_c é a resistência de ponta média do ensaio CPT que corresponde a extensão do bulbo de tensões;

N_{SPT} é o número médio de golpes do ensaio SPT que corresponde a extensão do bulbo de tensões.

A fim de estimar o módulo de elasticidade correlacionando com a resistência de ponta, os autores sugerem utilizar a tabela 1 na falta de dados mais precisos.

Tabela 1 – Fator de correlação α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1998, pg. 253)

Na impossibilidade de realizar ensaios de penetração de cone, pode-se utilizar a tabela 2 para correlacionar o ensaio de CPT com o número de golpes do ensaio de penetração à percussão.

Tabela 2 – Coeficiente de correlação K

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

Fonte: Teixeira e Godoy (1998, pg. 253)

Para o coeficiente de Poisson, adota-se valores típicos conforme tabela 3.

Tabela 3 – Coeficiente de Poisson

Tipo de solo	ν
Areia pouco compacta	0,20
Areia compacta	0,40
Silte	0,30 - 0,50
Argila saturada	0,40 - 0,50
Argila não saturada	0,10 - 0,30

Fonte: Teixeira e Godoy (1998, pg. 254)

O fator de influência pode ser determinado através da tabela 4, de acordo com a forma e rigidez da fundação.

Tabela 4 – Fator de influência

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

Fonte: Perloff e Baron (1976 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, pg. 66)

Na impossibilidade de realizar-se ensaios no solo ou por falta de informações necessárias ao cálculo do coeficiente elástico, a literatura traz tabelas com valores usuais padronizados para o coeficiente de reação vertical. A tabela 5 apresenta os valores recomendados por Moraes (1976) de acordo com o tipo de solo e a tabela 6 apresenta valores propostos por Terzaghi (1955) de acordo com as características do solo.

Tabela 5 – Valores de k_v (kN.m⁻³) propostos por Moraes (1976)

Tipo de solo	k_v
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Fonte: Moraes (1976, pg. 15)

Tabela 6 – Valores de k_v (kN.m^{-3}) propostos por Terzaghi (1955)

Argilas	Rija	Muito rija	Dura
q_u	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Medianamente compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima do NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Fonte: Terzaghi (1955 *apud* SOUZA; REIS, 2008, pg. 163)

Em que,

q_u é a resistência à compressão não-drenada, em MPa.

É importante ressaltar que esses valores são baseados em ensaios de placa quadrada com 30 cm de lado, portanto, é necessário adaptar às condições reais para que o resultado seja o mais preciso possível.

2.2 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

Ao se aplicar uma força vertical de compressão sobre um elemento de fundação, há uma mobilização de tensões resistentes no solo do entorno. Ao aumentar essa força, surge uma superfície de ruptura dentro do maciço, onde, a resistência máxima atingida é na iminência da ruptura. Essa resistência é chamada de capacidade de carga (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011). A tensão admissível do solo é, portanto, a capacidade de carga dividido por um fator de segurança global (equação 12), e, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), deve atender aos estados limites últimos (ELU) e aos estados limites de serviço (ELS). A norma também prevê qual o fator de segurança a ser utilizado, de acordo com a metodologia de cálculo escolhida, conforme tabela 7.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \quad (12)$$

Em que,

σ_{adm} é a tensão admissível;

σ_r é a tensão de ruptura ou capacidade de carga;

FS é o fator de segurança, conforme tabela 7.

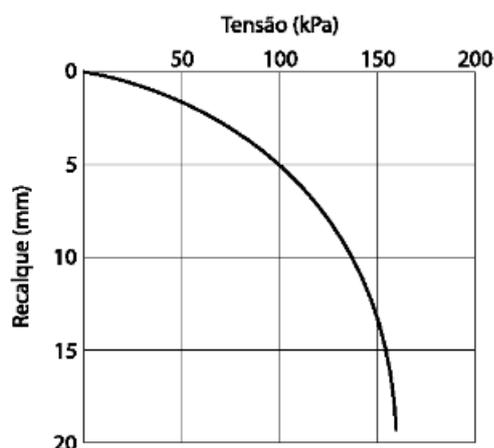
Tabela 7 – Fatores de segurança global

Métodos para determinação da resistência última	Fator de segurança global
Semiempíricos	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos	3,00
Semiempíricos ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	2,00

Fonte: ABNT NBR 6122 (2019, pg. 17)

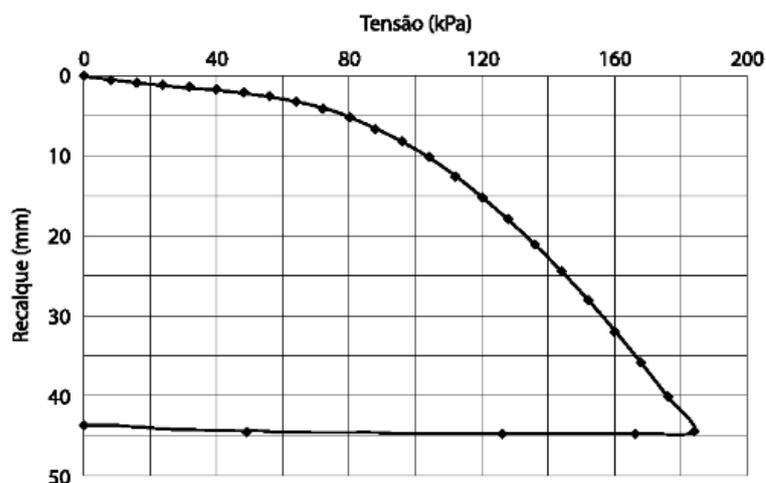
Há três formas de determinar a capacidade de carga de um sistema fundação-solo: prova de carga sobre placa, métodos empíricos ou analíticos e métodos semiempíricos, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019).

Com relação ao ensaio de prova de carga sobre placa, este ensaio já foi apresentado no tópico 2.1.3 deste trabalho e, através dos dados fornecidos por ele é possível gerar o gráfico *tensão x recalque*. A figura 4 apresenta um exemplo de curva característica de solos argiloso, enquanto a figura 5 mostra um exemplo de curva típica de solos arenosos.

Figura 4 – Curva tensão *versus* recalque de ensaio de placa em argila

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011, pg. 42)

Figura 5 – Curva tensão *versus* recalque de ensaio de placa em areia



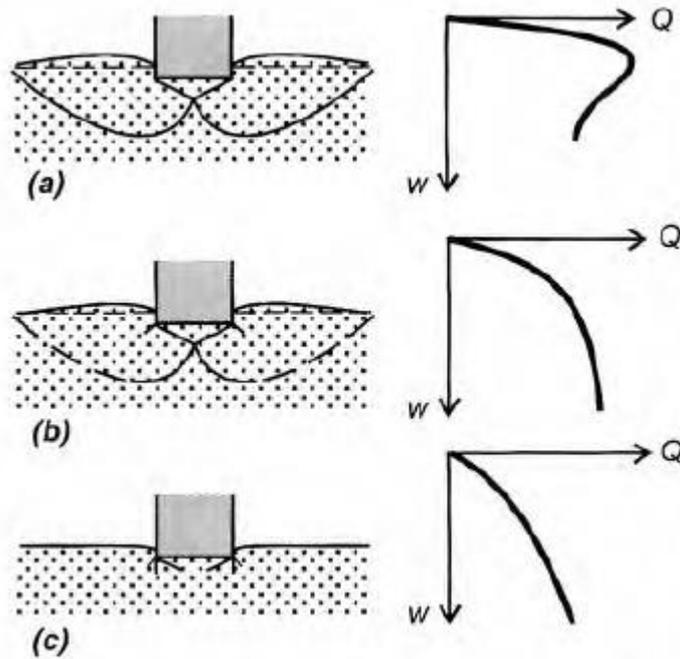
Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011, pg. 42)

É possível observar que, no primeiro gráfico tem-se uma ruptura bem definida do solo. Já no segundo gráfico, o recalque aumenta conforme aumenta a tensão, não chegando a um ponto exato de ruptura. Portanto, deve-se considerar o valor de ruptura como sendo o valor imediatamente antes da curva apresentar comportamento linear (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

A capacidade de carga pode ser determinada também através de métodos empíricos, os quais foram estudados e adaptados por diversos autores, entre eles destacam-se Terzaghi, Vesic, Meyerhoff, Skempton e Hansen. Neste trabalho, será abordada a teoria de Terzaghi.

Para utilização das fórmulas e tabelas a seguir, é necessário entender os mecanismos de ruptura do solo. Conforme abordado por Cintra, Aoki e Albiero (2011), para fundações diretas, o solo pode se romper de três formas diferentes: a primeira caracterizada pela ruptura geral, que ocorre em solos rígidos de maneira frágil, onde há o tombamento da sapata; a segunda sendo a ruptura por punção, que acontece de modo dúctil em solos compressíveis, com deslocamentos verticais permanentes; e a terceira, chamada de ruptura local, que incide sobre solos intermediários. A figura 6 mostra o modo em que o solo se comporta para cada tipo de ruptura, bem como o gráfico de carga aplicada *versus* recalque obtido de cada uma.

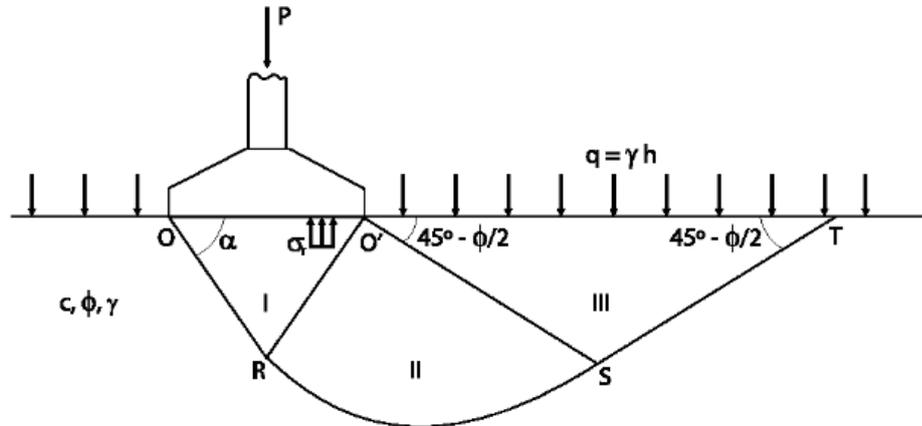
Figura 6 – Ruptura geral (a), ruptura local (b) e ruptura por punçãoamento (c)



Fonte: Velloso e Lopes (2010, pg. 56)

O modelo estudado por Terzaghi (1943) para fundações diretas, leva em consideração que se trata de uma sapata corrida, com carga centrada, sem a presença de lençol freático, com embutimento inferior a largura da sapata e que o solo abaixo da base é rígido, caracterizado pela ruptura geral. Assim sendo, Terzaghi propõe três regiões ao longo da superfície de ruptura, conforme observado na figura 7. Ao aplicar a carga P sobre a cabeça da sapata, a região I se desloca para baixo, ao passo que, na região II se move para o lado, transmitindo os esforços para a região III, cisalhando o solo ao longo da superfície de ruptura (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Figura 7 – Superfície potencial de ruptura proposta por Terzaghi



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011, pg. 27)

Através deste modelo, adaptou-se as formulações para o caso de sapatas isoladas, com formatos diversos e para compressibilidades diferentes, chegando à equação 13, para solos com ruptura geral (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (13)$$

Em que,

σ_r é a tensão de ruptura ou capacidade de carga do solo;

c é a coesão do solo, conforme tabela 11;

N são os fatores de capacidade de carga, conforme figura 8;

S são os fatores de forma da fundação, conforme tabela 8;

q é a sobrecarga na cota de assentamento ($q = \gamma \cdot h$);

γ é o peso específico do solo;

B é a menor dimensão da base da sapata;

h é a altura de embutimento da sapata.

Para solos com ruptura por puncionamento, Terzaghi propõe uma redução no valor de coesão do solo e no ângulo de atrito interno, conforme equações 14 e 15. Os fatores de capacidade de carga são obtidos em função do ângulo de atrito interno do solo, portanto, tem-se fatores diferentes para solos com ruptura por puncionamento, ou seja, N'_c , N'_q e N'_γ (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

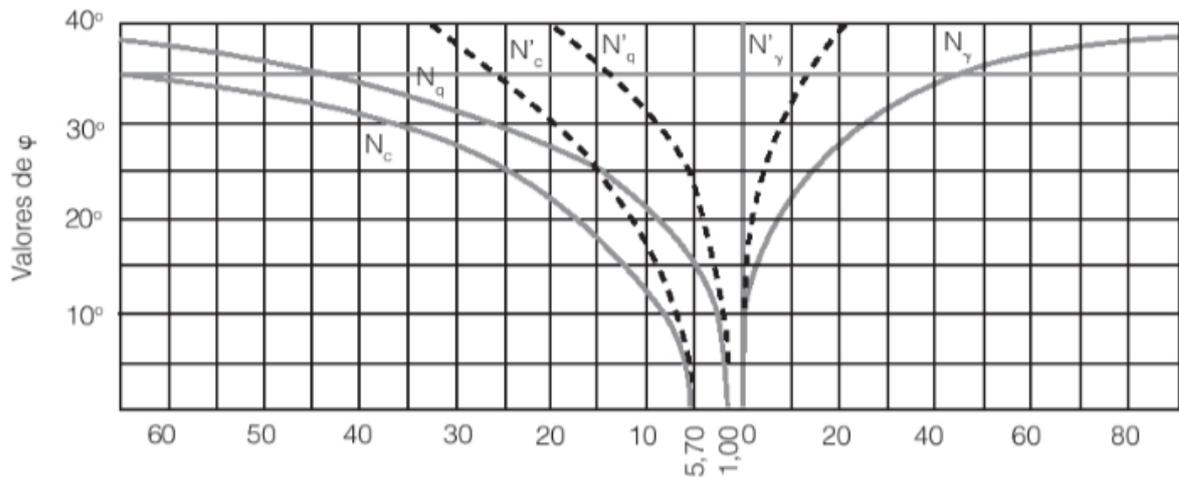
$$c^* = \frac{2}{3} \cdot c \quad (14)$$

$$\operatorname{tg}\varphi^* = \frac{2}{3} \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad (15)$$

Em que,

φ é o ângulo de atrito interno do solo.

Figura 8 – Fatores de capacidade de carga



Fonte: Alonso (2019, pg. 70)

Tabela 8 – Fatores de forma

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada (B = L)	1,2	1	0,8
Circular (B = diâmetro)	1,2	1	0,6

Fonte: Terzaghi e Peck (1967 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, pg. 31)

O ideal para se caracterizar um maciço de solo é através de ensaios laboratoriais, mas, na impossibilidade, pode-se utilizar valores de parâmetros de solos com propriedades semelhantes. A tabela 9 apresenta o peso específico de solos arenosos, enquanto a tabela 10 mostra o peso específico de solos argilosos, correlacionados com o número de golpes do ensaio SPT.

Tabela 9 – Peso específico de solos arenosos

N (SPT)	Compacidade	Peso específico (kN/m ³)		
		Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1972 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, pg. 46)

Tabela 10 – Peso específico de solos argilosos

N (SPT)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, pg. 45)

Alonso (2019b) traz tabelas de correlações para valores de coesão nas argilas (tabela 11) e de ângulo de atrito interno nas areias (tabela 12).

Tabela 11 – Coesão de solos argilosos

N (SPT)	Consistência	Coesão (kPa)
< 2	Muito mole	<10
2 - 4	Mole	10 a 25
4 - 8	Média	25 a 50
8 - 15	Rija	50 a 100
15 - 30	Muito rija	100 a 200
> 30	Dura	> 200

Fonte: Alonso (2019b, pg. 101)

Tabela 12 – Ângulo de atrito interno de solos arenosos

N (SPT)	Compacidade	Coesão (kPa)
< 4	Fofa	< 30
4 - 10	Pouco compacta	30 a 35
10 - 30	Medianamente compacta	35 a 40
30 - 50	Compacta	40 a 45
> 50	Muito compacta	> 45

Fonte: Alonso (2019b, pg. 101)

Para estimar diretamente o valor da tensão admissível, pode-se utilizar métodos semiempíricos que usam correlações com ensaios a percussão (SPT), como na equação 16. Essas correlações são utilizadas somente para solos onde o valor de N_{SPT} é maior ou igual a 5, pois abaixo disso o solo é fofo ou mole, onde não é recomendado o uso de sapatas. Com N_{SPT} acima de 20 também não deve-se utilizar este método, visto que o limite máximo de tensão admissível aceito por ele é de 0,4 MPa (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} \quad (16)$$

Em que,

σ_{adm} é a tensão admissível, em MPa;

N_{SPT} é a média do número de golpes abaixo da cota de assentamento da fundação e até a profundidade que corresponde à extensão do bulbo de tensões (TEIXEIRA; GODOY, 1998), sendo duas vezes a largura da base para sapatas circulares ou quadradas, três vezes a largura da base da sapata para sapatas retangulares e quatro vezes a largura da base da sapata para sapatas corridas (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Através de correlações com o ensaio de penetração de cone (CPT) também é possível estimar a tensão admissível, utilizando a resistência de ponta fornecida pelo ensaio. A equação 17 se aplica a solos argilosos, enquanto a equação 18 é utilizada em solos arenosos. É importante ressaltar que essas equações devem ser empregadas em valores de resistência de ponta superiores a 1,5 MPa e a tensão admissível deve ser igual ou superior a 4 MPa (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

$$\sigma_{adm} = \frac{qc}{10} \quad (17)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{qc}{15} \quad (18)$$

Em que,

σ_{adm} é a tensão admissível, em MPa;

qc é a resistência de ponta média abaixo da cota de assentamento da fundação e até a profundidade que corresponde à extensão do bulbo de tensões.

2.3 PREVISÃO DE RECALQUES

Ao aplicar carga em uma fundação, a mesma se movimenta verticalmente para baixo e mobiliza o solo no entorno da fundação e abaixo dela. Essa movimentação na estrutura trata-se do recalque. Segundo Medeiros (2013), analisar os recalques consiste em conhecer a influência do carregamento nas camadas do maciço de solo afetadas por ele. O cálculo para a estimativa dos recalques, por mais aprimorado que seja, trata-se de uma previsão, pois é uma das áreas mais complexas estudadas pela geotecnia (VELLOSO; LOPES, 2010).

Conforme observado por Fernandes (2014), para a previsão das cargas a serem aplicadas sobre o terreno através das fundações é utilizado o estado limite de serviço (ELS), calculando as ações e suas combinações por meios de hipóteses, com coeficientes de segurança majorando e/ou minorando os valores, a fim de aproximar ao máximo a situação real. Porém, por se tratar de valores teóricos, essa diferença entre o que é calculado e o que acontece na execução pode interferir na análise dos recalques. Alonso (2019) ainda comenta que os valores dos recalques e das cargas reais que estão atuando nas fundações devem ser controlados na fase de execução das mesmas, mas que isso tem sido negligenciado na grande maioria das obras.

O recalque pode ser classificado em: recalque absoluto, recalque diferencial e distorção angular. O primeiro trata-se do deslocamento sofrido por apenas um elemento da fundação, já o segundo significa a diferença de recalque entre dois componentes da fundação. O terceiro refere-se a razão entre o recalque diferencial e a distância entre os elementos da fundação (ANTONIAZZI, 2011).

O recalque total de um elemento de fundação é composto pela soma de três tipos de recalque, sendo eles, recalque imediato, recalque por adensamento primário e recalque por adensamento secundário ou fluência, conforme equação 19 (SOUZA; REIS, 2008).

$$\rho = \rho_i + \rho_a + \rho_s \quad (19)$$

Em que,

ρ é o recalque total;

ρ_i é o recalque imediato: há mudança de forma mas não há mudança de volume (índice de vazios não se altera) quando aplicada a carga, podendo ser calculada pela

teoria da elasticidade (ALONSO, 2019a). Este tipo de recalque é típico de solos não coesivos (SOUZA; REIS, 2008);

ρ_a é o recalque por adensamento primário: há redução de volume provocado pela expulsão da água, ocorrendo a diminuição do índice de vazios. É calculado através da teoria do adensamento de Terzaghi, onde o tempo necessário para ocorrer esse recalque é inversamente proporcional à permeabilidade do solo. Este tipo de recalque é típico de solos de baixa permeabilidade, ou seja, argilas saturadas (ALONSO, 2019a);

ρ_s é o recalque por adensamento secundário: Todas as pressões neutras já se dissiparam, porém o solo continua a se deformar (ALONSO, 2019a). Esse tipo de recalque é proveniente do fenômeno de fluência ou deformação lenta do solo (SOUZA; REIS, 2008).

É importante ressaltar que, no recalque por adensamento o tempo tem grande influência nas deformações. Ao se estimar o tempo necessário para que todos os recalques aconteçam percebe-se que pode levar de minutos a anos. A composição da camada de solo, fatores como alta ou baixa permeabilidade da água, distância até meios drenantes e probabilidade de fluência determinam o tempo em que os recalques cessam (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.3.1 Métodos para previsão de recalques

De acordo com Velloso e Lopes (2010), há muitos métodos para a estimativa recalques em fundações superficiais. Para tanto, é necessário conhecer os parâmetros de deformabilidade do solo, os quais podem ser obtidos através de ensaios laboratoriais, como o ensaio de compressão triaxial convencional, onde a tensão confinante é constante, ou o ensaio triaxial especial tipo K constante, em que a tensão confinante varia de acordo com a tensão vertical. Há também o ensaio oedométrico, utilizado para previsão de recalques em argilas. Na impossibilidade de se realizar esses ensaios, pode-se obter os parâmetros de deformabilidade do solo através de correlações com ensaios mais usuais, como o SPT e CPT, já comentado anteriormente (VELLOSO; LOPES, 2010).

Para solos argilosos, pode-se prever recalques imediatos através de equações baseadas na Teoria da Elasticidade ou por métodos numéricos (VELLOSO; LOPES, 2010). A equação 20 considera sapatas apoiadas sobre um meio elástico homogêneo

semi-infinito, ou seja, o módulo de elasticidade é constante conforme a profundidade. Essa formulação leva em conta a forma e rigidez do elemento de fundação através do fator de forma (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

$$\rho_i = \sigma \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_s} \cdot I_s \quad (20)$$

Em que,

ρ_i é o recalque imediato;

σ é a tensão média na superfície de contato entre a base e o maciço;

B é a menor dimensão da base da fundação;

E_s é o módulo de elasticidade do solo;

ν é o coeficiente de Poisson;

I_s é o fator de forma, conforme tabela 4;

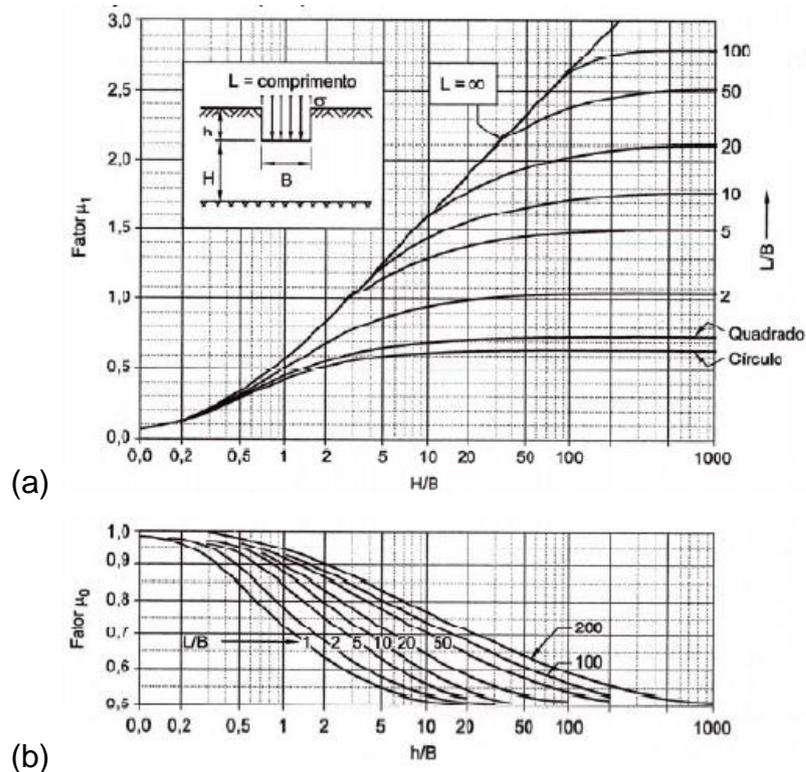
Quando a camada de argila deformável for finita, apoiada em sobre uma camada considerada rígida, deve-se utilizar a equação 21 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

$$\rho_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\sigma \cdot B}{E_s} \quad (21)$$

Em que,

μ_0 é o coeficiente que relaciona profundidade da superfície do terreno com a largura da base, conforme figura 9 (b);

μ_1 é o coeficiente que relaciona a espessura da camada compressível com a largura e comprimento da base, conforme figura 9 (a).

Figura 9 – Fatores μ_0 (b) e μ_1 (a)

Fonte: Janbu et al. (1956 *apud* ANTONIAZZI, 2011, pg. 46)

Para solos arenosos, Schmertmann (1970) propôs um método para a estimativa do recalque em sapatas apoiadas sobre um meio elástico não homogêneo, onde o módulo de deformabilidade aumenta conforme a profundidade. Portanto, para aplicação desse método, é estritamente necessário que o solo seja dividido em subcamadas.

O recalque, assim sendo, pode ser obtido através da equação 22. Deve-se calcular o deslocamento até a profundidade de duas vezes a largura da sapata, onde as deformações são mínimas (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

$$\rho = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \cdot \Delta z \right) \quad (22)$$

Em que,

ρ é o recalque;

C_1 é o coeficiente de embutimento, conforme equação 23;

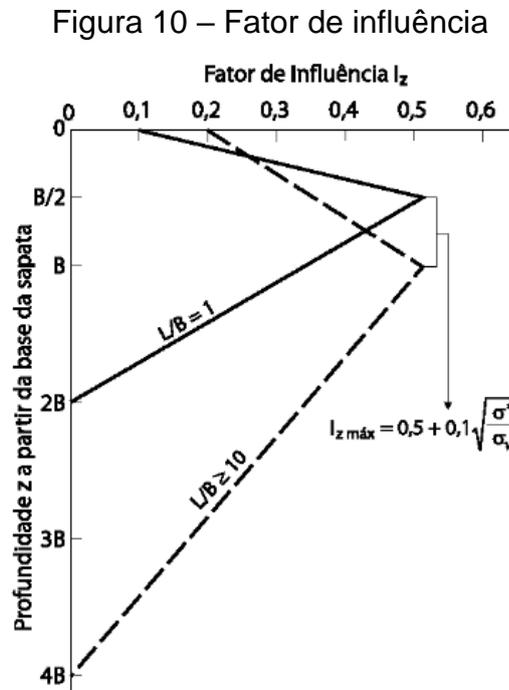
C_2 é o coeficiente de tempo, conforme equação 24;

σ^* é a tensão líquida aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$);

E_s é o módulo de deformabilidade da camada;

I_z é o fator de influência na deformação na metade da altura da camada, conforme figura 10.

Δz é a espessura da camada.



Fonte: Schmertmann (1978 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, pg. 77)

Schmertmann (1970) sugere um fator de correção (equação 23) com relação ao embutimento da sapata, já que, aumentando o embutimento pode-se diminuir o recalque em até 50% (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \quad (23)$$

Em que,

C_1 é o coeficiente de embutimento ($\geq 0,5$);

q é a sobrecarga ($q = \gamma \cdot z$);

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

Para incluir a parcela de recalque que ocorre com o tempo, Schmertmann (1970) propõe outro fator de correção (equação 24).

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (24)$$

Em que,

C_2 é o coeficiente de tempo;

t é o tempo, em anos.

De acordo com o que já foi comentado no item 2.1.3, o módulo de elasticidade pode ser obtido correlacionando os resultados dos ensaios de SPT ou CPT com equações e tabelas. Neste caso, é necessário calcular o módulo de deformabilidade a cada camada de solo.

Além dos métodos anteriores, conhecendo as características do solo analisado, pode-se utilizar de tabelas com valores típicos de tensões admissíveis facilmente encontradas em literaturas, como por exemplo a tabela 13 disponibilizada por Vargas (1955 *apud* TEIXEIRA; GODOY, 1998). É importante ressaltar que, não há tabelas que mostrem diretamente o valor de recalque para o tipo de solo desejado, tem-se valores de tensões admissíveis ou tensões básicas que, apesar de conservadoras, se relacionam a recalques habitualmente aceitos (VELLOSO; LOPES, 2010).

Tabela 13 – Valores de tensões admissíveis típicas

Tipo de solo	Tensão admissível (MPa)
Rocha, conforme sua natureza geológica, sua textura e seu estado	20 - 100
Alteração de rocha de qualquer espécie (mantendo ainda a estrutura da rocha-mãe necessitando martelo pneumático ou pequenas cargas de dinamite para desmonte)	4 - 20
Alteração de rocha eruptiva ou metamórfica (necessitando, quando muito, picareta para escavação)	< 4
Pedregulho ou areia grossa compacta (necessitando picareta para escavação), argila dura (que não pode ser moldada nos dedos)	4 - 6
Argila de consistência rija (difícilmente moldada nos dedos)	2 - 4
Areia grossa de compactação média, areia fina compacta	2 - 3
Areias fofas, argila mole (escavação a pá)	< 1

Fonte: Vargas (1955 *apud* TEIXEIRA; GODOY, 1998, pg. 238)

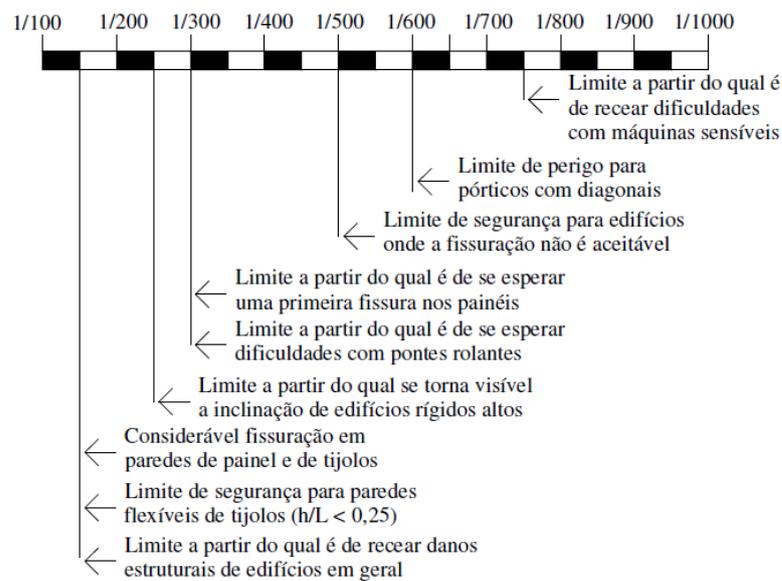
2.3.2 Recalque admissível

Após a previsão dos recalques absolutos (ρ), realiza-se a análise da interação solo-estrutura, obtendo os valores finais de distorção angular (β) e recalque diferencial

(δ). É importante observar se estes resultados são valores aceitáveis, ou seja, que não tem potencial de causar danos à estrutura.

Tendo em vista que, a distorção angular é a razão entre o recalque diferencial entre dois pilares e a distância entre eles, Skempton e MacDonald (1956 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011) propuseram valores limites para a distorção angular, conforme figura 11.

Figura 11 – Distorções angulares limites



Fonte: Skempton e MacDonald (1956 *apud* COLARES, 2006, pg. 17)

Os autores ainda recomendam, para estruturas de concreto armado, valores limites de recalques absolutos e recalques diferenciais, conforme tabela 14.

Tabela 14 – Recalques limites

Areias	$\delta = 25 \text{ mm}$
	$\rho = 40 \text{ mm}$ para sapatas isoladas
	$\rho = 40 \text{ a } 65 \text{ mm}$ para radies
Argilas	$\delta = 40 \text{ mm}$
	$\rho = 65 \text{ mm}$ para sapatas isoladas
	$\rho = 65 \text{ a } 100 \text{ mm}$ para radies

Fonte: Skempton e MacDonald (1956 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, pg. 90)

2.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SAPATA

Uma sapata é classificada como rígida quando a distribuição das tensões pode ser considerada uniforme ao longo da base, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). Ainda segundo a norma, o mais comum é dimensionar as sapatas com altura suficiente para ser considerada como rígida, pois as sapatas flexíveis são utilizadas para baixas cargas e em solos com menor resistência.

A sapata é considerada rígida quando atende a equação 25.

$$H \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (25)$$

Em que,

H é a altura da sapata;

a é a dimensão da sapata na direção analisada;

a_p é a dimensão do pilar na direção analisada.

Como a tensão é a razão entre a força sobre a área, para se obter a área necessária da sapata isolada considerando carga vertical centrada, pode-se utilizar a equação 26 (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

$$A = \frac{F}{\sigma} \quad (26)$$

Em que,

A é a área da base da sapata;

F é a força vertical aplicada pela estrutura através do pilar;

σ é a tensão média na superfície de contato entre a base e o maciço.

Segundo os autores, além da força vertical na base do pilar, muitas vezes, há a presença de momento proveniente de cargas verticais excêntricas ao eixo da sapata, ou por efeito de pórtico em estruturas hiperestáticas ou por forças horizontais. Por isso, deve-se utilizar a equação 27, a fim de calcular a tensão mínima e a equação 28 para calcular a tensão máxima.

$$\sigma_{min} = \frac{F}{A} - \frac{M}{W} \quad (27)$$

$$\sigma_{máx} = \frac{F}{A} + \frac{M}{W} \quad (28)$$

Em que,

A é a área da base da sapata;

F é a força vertical;

σ_{min} é a tensão mínima;

$\sigma_{máx}$ é a tensão máxima;

M é o momento;

W é o módulo de resistência elástico da base da sapata, conforme equação 29.

$$W = \frac{b \cdot a^2}{6} \quad (29)$$

Em que,

a é a dimensão da sapata na direção analisada.

b é a dimensão da sapata na direção perpendicular à analisada;

Portanto, a tensão máxima deve ser menor do que a tensão admissível do solo.

Já a tensão mínima é utilizada para verificação de tensões de tração. Além disso, é importante ressaltar que, quando houver dupla excentricidade, os cálculos anteriores devem ser realizados com relação aos dois eixos (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

3 METODOLOGIA

A fim de atingir os objetivos propostos por este estudo, a seguir será descrito o método de pesquisa realizado.

Quatro pórticos serão analisados nesta pesquisa, são eles:

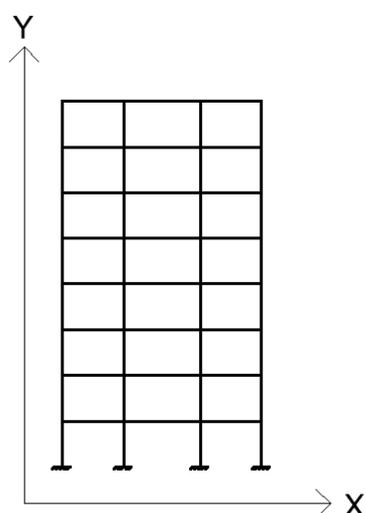
- a) Pórtico plano de 8 pavimentos com apoios fixos, denominado de “Pórtico 1 – S/ ISE”;
- b) Pórtico plano de 8 pavimentos com apoios elásticos, denominado de “Pórtico 1 – C/ ISE”;
- c) Pórtico plano de 16 pavimentos com apoios fixos, denominado de “Pórtico 2 – S/ ISE”;
- d) Pórtico plano de 16 pavimentos apoiado apoios elásticos, denominado de “Pórtico 2 – C/ ISE”.

O intuito é comparar resultados de solicitações internas, momentos fletores e deslocamentos em pórticos de alturas diferentes, considerando e desconsiderando a interação solo-estrutura.

3.1 SISTEMA DE REFERÊNCIA

Para compreensão dos cálculos a serem feitos, é necessário estipular qual a convenção de eixos será utilizada. Como tratam-se de pórticos planos, optou-se por utilizar os eixos X e Y, conforme a figura 12.

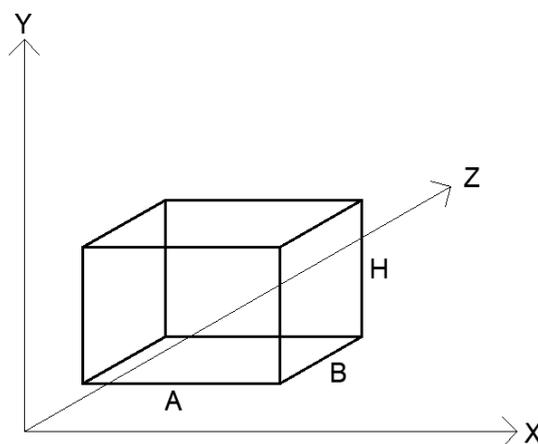
Figura 12 – Sistema de referência dos pórticos



Fonte: elaborada pela autora.

Porém, como há estruturas tridimensionais que compõem o pórtico, como as sapatas, vigas e pilares, para estes elementos, adotou-se os eixos X, Y e Z, conforme figura 13.

Figura 13 – Sistema de referência de sapatas, vigas e pilares

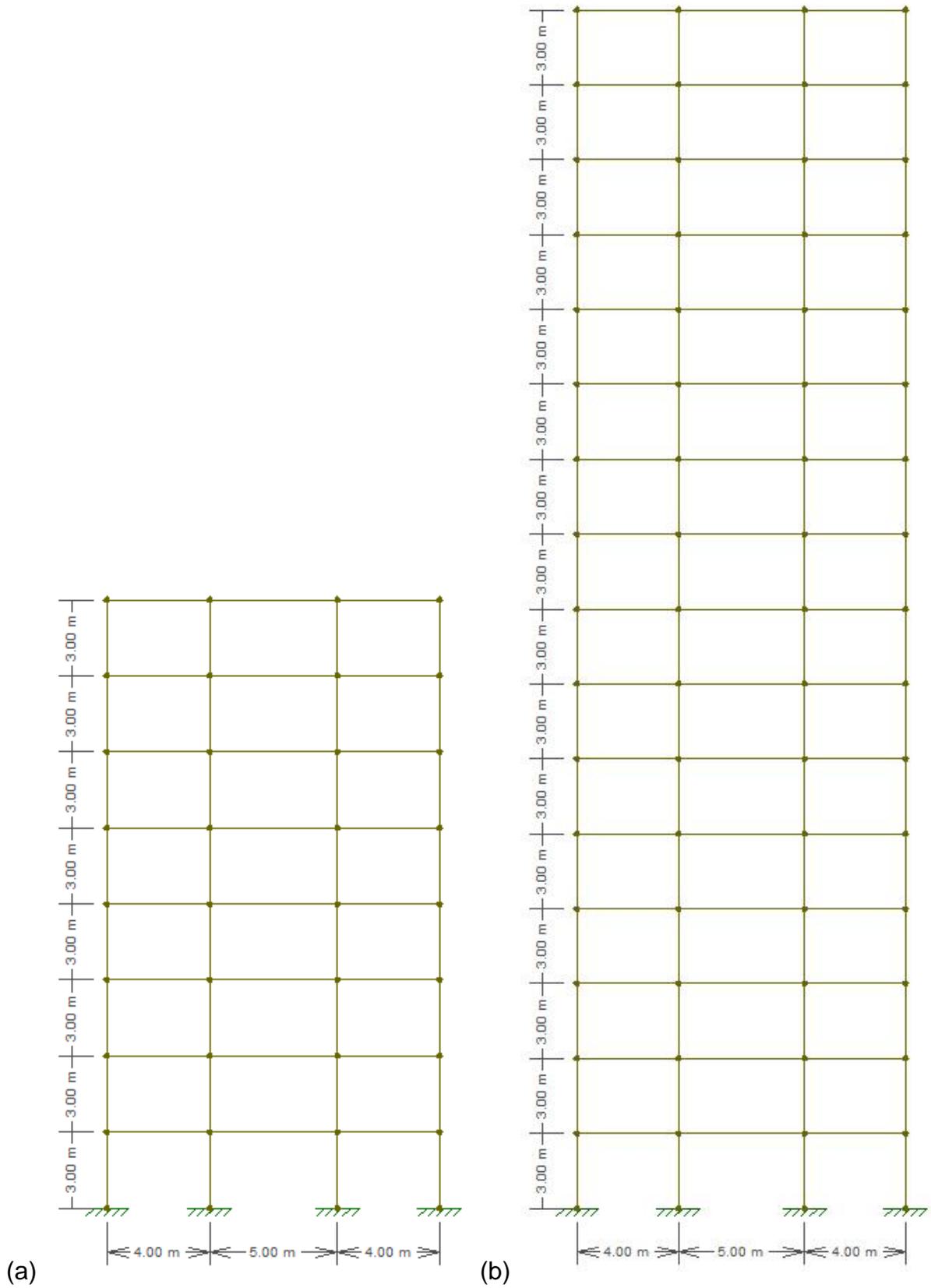


Fonte: elaborada pela autora.

3.2 MODELO ESTRUTURAL

O concreto das vigas, pilares e sapatas terá f_{ck} de 25 MPa e coeficiente de Poisson de 0,2. As vigas terão seção transversal com dimensões de 25x70 cm e os pilares terão seção transversal de 25x50 cm. O pórtico com 8 pavimentos, denominado de Pórtico 1, terá altura total de 24 metros com seus pilares distanciados conforme figura 14 (a), enquanto o pórtico com 16 pavimentos, denominado de Pórtico 2, terá altura de 48 metros conforme figura 14 (b). Os elementos estão distanciados de eixo a eixo.

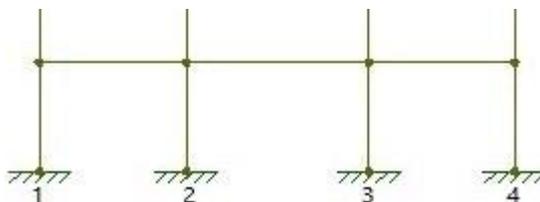
Figura 14 – Pórtico com 8 pavimentos (a) e 16 pavimentos (b)



Fonte: elaborado pela autora através do *software* Ftool.

Os apoios da estrutura foram enumerados da esquerda para a direita, conforme demonstrado pela figura 15.

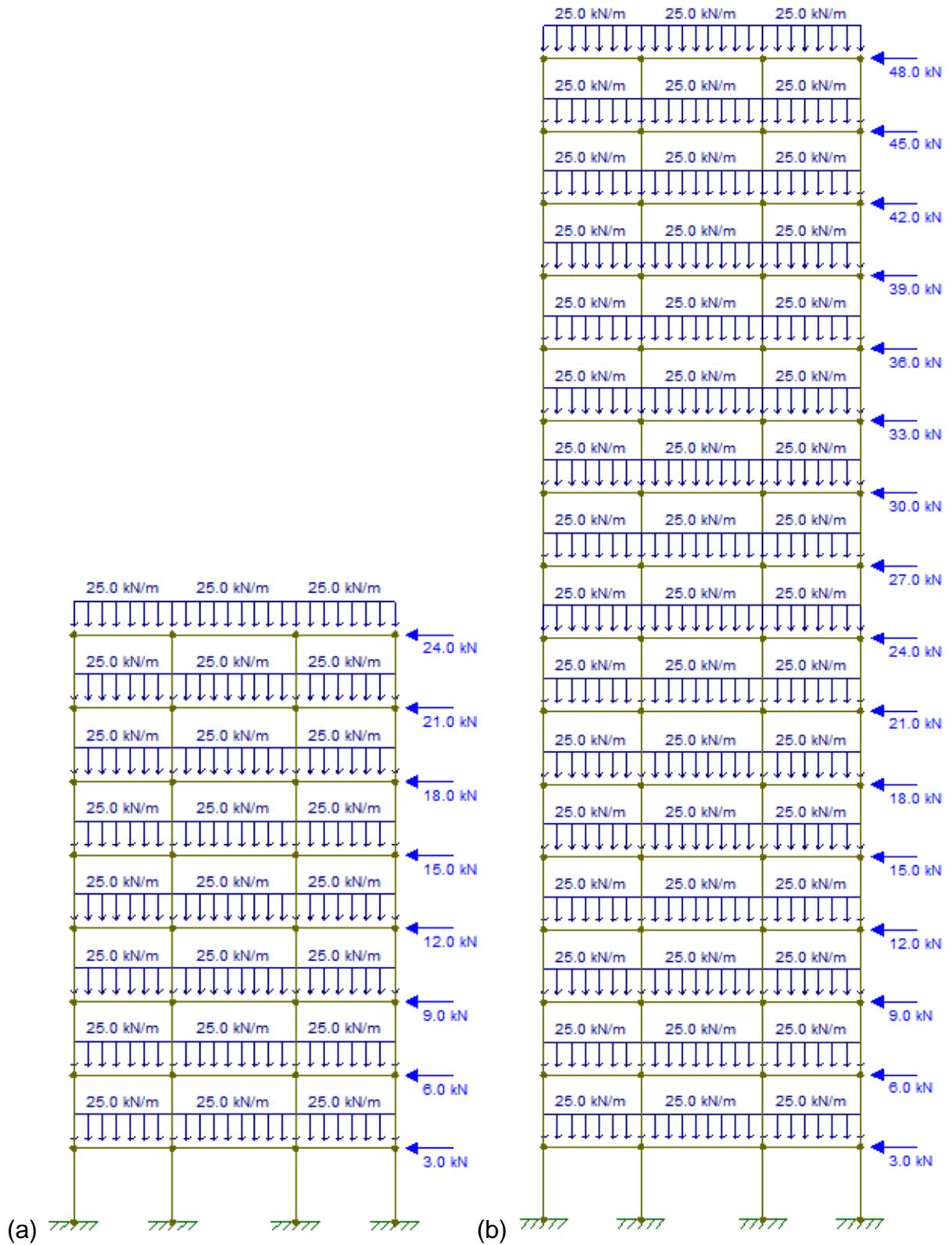
Figura 15 – Numeração dos apoios



Fonte: elaborada pela autora.

Sabe-se que é necessário, além do peso próprio da estrutura, considerar cargas acidentais e permanentes, combinando as ações nos estados-limites últimos e estados-limites de serviço, conforme prevê a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NBR 6120 (ABNT, 2019c). Porém, como não faz parte do escopo deste trabalho, optou-se por realizar uma simplificação considerando cargas fictícias. Portanto, a carga vertical linearmente distribuída nas vigas, foi arbitrada em 25 kN/m. Referente a ação do vento, foi aplicada uma carga horizontal pontual nos nós da estrutura em um dos lados do pórtico, de baixo para cima, iniciando em 0 e aumentando gradativamente a cada pavimento em 3 kN. Considera-se que essas cargas já estão com coeficiente de segurança e ressalta-se que não foram levados em consideração os efeitos globais de segunda ordem. É importante ressaltar que tratam-se de cargas fictícias para efeito de comparação entre os pórticos no que tange à interação solo-estrutura. A figura 16 apresenta os carregamentos considerados para o Pórtico 1 (a) e para o Pórtico 2 (b).

Figura 16 – Carregamentos do Pórtico 1 (a) e do Pórtico 2 (b)



Fonte: elaborado pela autora através do *software* Ftool.

3.3 SOLICITAÇÕES INTERNAS E REAÇÕES DE APOIO

Primeiramente, é necessário calcular as solicitações internas e reações de apoio considerando que a estrutura é apoiada em um meio rígido, onde não há possibilidade de movimento em nenhum sentido. Este processo será realizado utilizando o *software* Ftool para processar a estrutura.

3.4 ANÁLISE DO SOLO

Para decidir qual tipo de fundação será utilizada, é imprescindível conhecer o solo sobre o qual o empreendimento será implantado. Neste caso, o estudo abrange um pórtico plano apoiado sobre fundações do tipo sapatas isoladas, cuja investigação do terreno se dará através de um furo de sondagem SPT, cujo laudo é cortesia da MDC Projetos, conforme anexo A.

Verificando o relatório de sondagem pode-se perceber que nos primeiros 30 cm de profundidade há aterro de caliça e nos próximos 60 cm encontra-se argila siltosa rija. Nos próximos 12 m de profundidade há a presença de areia siltosa, compacta à muito compacta. Após 12,90 m de profundidade da superfície a sondagem acaba, provavelmente por chegar ao impenetrável. Foi constatado também no ensaio, após 24 horas, a presença de nível d'água a 10,90 m de profundidade.

Portanto, decidiu-se que a cota de assentamento da sapata será a 2 m da superfície do terreno, pois a partir desta profundidade a resistência do solo apresenta-se maior.

Abaixo da cota de assentamento da fundação há apenas uma camada de solo antes do impenetrável, caracterizada por areia siltosa, compacta a muito compacta. Através da tabela 9 é possível estimar o peso específico de solos arenosos, considerando que o solo é arenoso e medianamente compacto, o peso específico deste solo seco fica em torno de 18 kN/m³, úmido aproximadamente 20 kN/m³ e saturado em torno de 21 kN/m³. O ângulo de atrito interno estimou-se em aproximadamente 45°.

Utilizando a equação 11 é possível calcular o módulo de elasticidade correlacionando com o número de golpes do ensaio SPT. O valor de N_{SPT} deve ser o valor médio representativo da profundidade do bulbo de tensões, a fim de estimar apenas um módulo de elasticidade para a camada de solo em questão, e utilizá-los

no cálculo de todas as sapatas, fez-se a média de três medidas de golpes abaixo da cota de assentamento, resultando no valor de 21,67. Sendo o fator de correção α para areia de 3, conforme tabela 1, coeficiente de correlação K para areia siltosa de 0,7 MPa, conforme tabela 2, o módulo de elasticidade estimado é de 45,5 MPa.

Por fim, por meio da tabela 3 pode-se adotar o valor do coeficiente de Poisson de 0,40 para areia compacta.

3.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

Como o solo em questão tem resistência consideravelmente boa, as sapatas terão altura suficiente para serem classificadas como rígidas, conforme equação 25.

Para dimensionamento da base das sapatas, é necessário calcular a tensão admissível do solo, a qual pode-se obter por método semiempírico correlacionando com os valores obtidos no ensaio de sondagem. Porém, como o valor de N_{SPT} fica acima de 20, optou-se por utilizar o valor máximo de tensão admissível permitido para este método, de 400 kN/m².

De posse da tensão admissível para a camada de solo a qual a fundação irá se apoiar, é possível calcular a área da base da sapata. Para tanto, deve-se calcular as tensões exercidas sobre o solo, provenientes da estrutura. Com as reações de apoio expostas no quadro 1, usa-se as equações 27, 28 e 29 para se obter as tensões máximas e mínimas. É importante ressaltar que, na força vertical, além da reação vertical R_y , ainda foi incluído o peso próprio da sapata, calculando o volume da mesma e multiplicando pelo peso específico do concreto armado, de 25 kN/m³. O peso do solo acima da sapata não foi adicionado aos cálculos. Além disso, o momento considerado nas fórmulas foi o momento obtido nos apoios, acrescido do momento gerado pela excentricidade da força horizontal, multiplicando a força horizontal pela altura da sapata.

3.6 COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL

Utilizando o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson comentados no item 3.4, bem como as dimensões das sapatas calculadas anteriormente, aplica-se a equação 9 para estimativa do coeficiente de reação vertical de cada elemento de fundação.

3.7 COEFICIENTES DE APOIO ELÁSTICO

Conforme a equação 3, o coeficiente de mola para deslocamentos verticais é obtido multiplicando o coeficiente de reação vertical pela área de contato entre a fundação e o solo na direção da força. Entretanto, para calcular o coeficiente de mola para deslocamentos horizontais e rotações, é necessário estimar os coeficientes de reação horizontal e de rotação, respectivamente. Conforme comentado no item 2.1.3, costuma-se utilizar estes os valores de coeficientes de reação horizontal e rotação iguais ao coeficiente de reação vertical, na falta de ensaios para obtenção mais precisa destes fatores.

3.8 ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS

Há muitos métodos para a estimativa dos deslocamentos, neste trabalho, serão utilizados os coeficientes de apoio elástico e as reações de apoio para obtenção dos mesmos, utilizando as equações 4, 5 e 6, para deslocamento vertical, deslocamento horizontal e rotação, nessa ordem.

3.9 PROCESSO ITERATIVO

Com os coeficientes de apoio elástico estimados anteriormente, retorna-se ao Ftool para reprocessar a estrutura, de maneira a substituir os apoios que previamente eram fixos, por estes coeficientes que simulam molas.

Desse modo, as cargas tendem a se redistribuírem e gerarem novos valores de solicitações internas e momentos fletores, bem como novos valores de reações de apoio, sendo necessário fazer todo o procedimento descrito até aqui, novamente.

Neste processo, verifica-se a necessidade de alteração nas dimensões das sapatas, assim, alterando os coeficientes de mola estimados inicialmente, sendo necessário repetir todo o procedimento, tanto quanto necessitar, até que os valores das dimensões das fundações se estabilizem.

Para o pórtico de 8 pavimentos foram necessárias três iterações, já no pórtico de 16 pavimentos, os valores se estabilizaram após quatro iterações.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A fim de comparar os efeitos causados pela consideração da interação solo-estrutura, analisou-se as solicitações nas barras, deslocamentos e reações de apoio, com dados fornecidos pelo software *Ftool*. A fim de facilitar o entendimento no que tange à redistribuição de esforços, para as forças normais e cortantes considerou-se valores positivos e negativos. Portanto, quando diz-se que o valor ficou maior, significa que o mesmo é mais positivo.

Ressalta-se que, para os deslocamentos horizontais e verticais de cada pavimento, apesar das diferenças serem mínimas entre os nós de um mesmo pavimento, considerou-se o maior valor entre eles, representando a situação mais crítica.

4.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

O quadro 1 apresenta os deslocamentos horizontais de cada pavimento do Pórtico 1 e do Pórtico 2, comparando a estrutura de apoios fixos e a estrutura que considera a ISE.

Quadro 1 – Deslocamentos horizontais

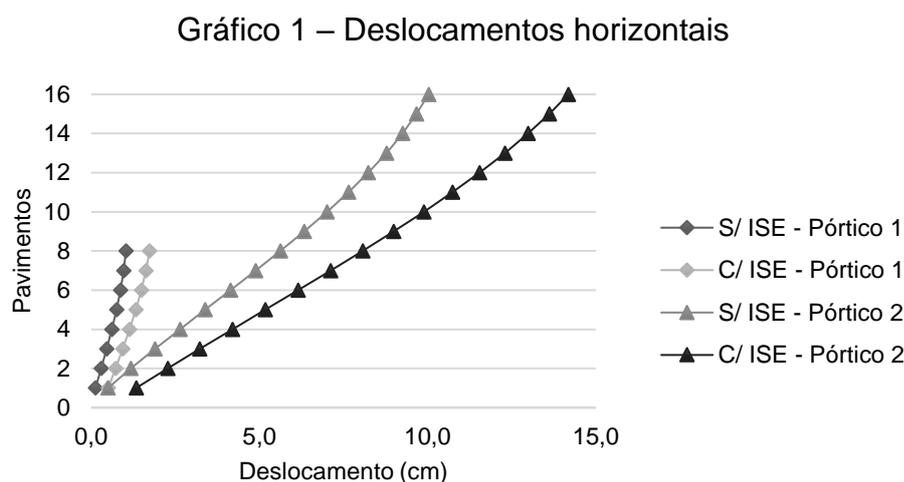
Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (cm)	C/ ISE (cm)	%	S/ ISE (cm)	C/ ISE (cm)	%
1	0,131	0,506	286,26	0,504	1,339	165,67
2	0,297	0,731	146,13	1,180	2,274	92,71
3	0,462	0,943	104,11	1,897	3,226	70,06
4	0,617	1,144	85,41	2,637	4,196	59,12
5	0,757	1,328	75,43	3,390	5,173	52,60
6	0,876	1,491	70,21	4,144	6,150	48,41
7	0,967	1,626	68,15	4,892	7,117	45,48
8	1,034	1,737	67,99	5,625	8,068	43,43
9	-	-	-	6,333	8,993	42,00
10	-	-	-	7,010	9,885	41,01
11	-	-	-	7,648	10,737	40,39
12	-	-	-	8,239	11,542	40,09
13	-	-	-	8,777	12,294	40,07
14	-	-	-	9,257	12,986	40,28
15	-	-	-	9,671	13,613	40,76
16	-	-	-	10,028	14,183	41,43

Fonte: elaborada pela autora.

Percebe-se que, em ambos os pórticos a consideração da interação solo-estrutura apresentou maiores deslocamentos, sendo a maior diferença percentual no primeiro pavimento. No pórtico de menor altura essa diferença foi mais expressiva, chegando a aproximadamente 286%.

A pesquisa realizada por Antoniazzi (2011) também demonstrou este comportamento ao analisar um pórtico plano, com relação aos deslocamentos horizontais. Iwamoto (2000) explica que, ao se considerar uma edificação apoiada sobre uma base fixa, o deslocamento obtido é proveniente da deformação dos componentes da estrutura, entretanto, ao se considerar apoios deslocáveis, por conta dos recalques admitidos, o deslocamento torna-se maior.

O gráfico 1, apresenta o comportamento dos deslocamentos ao longo da altura dos pórticos.



Fonte: elaborado pela autora.

Os trajetos assemelham-se a retas, onde nota-se que a reta representada pelo “Pórtico 2 - C/ ISE” possui inclinação menor que a reta representada pelo “Pórtico 1 – C/ ISE”. Sabe-se que os deslocamentos não são proporcionais à altura, por isso, levando em consideração o parâmetro da inclinação, o Pórtico 2 apresenta valores de deslocamentos expressivos se comparados aos valores do Pórtico 1, o que torna importante a análise da interação solo-estrutura em casos de edifícios com maior altura. Ao comparar edifícios com diferentes alturas, Silva (2019) constatou que, quanto maior a altura da edificação, maiores são as variações nos esforços e deslocamentos.

4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

O quadro 2 apresenta os deslocamentos verticais de cada pavimento do Pórtico 1 e do Pórtico 2, comparando a estrutura de apoios fixos e a estrutura que considera a ISE.

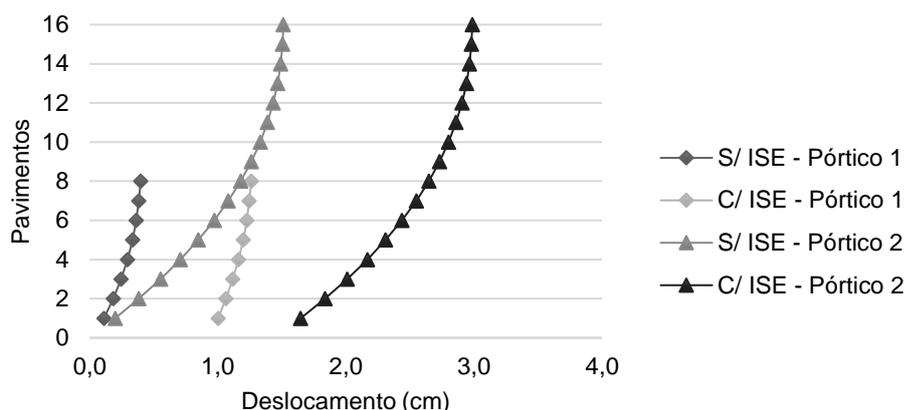
Quadro 2 – Deslocamentos verticais

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (cm)	C/ ISE (cm)	%	S/ ISE (cm)	C/ ISE (cm)	%
1	0,112	1,003	795,54	0,200	1,648	724,00
2	0,185	1,065	475,68	0,384	1,837	378,39
3	0,246	1,118	354,47	0,554	2,010	262,82
4	0,295	1,163	294,24	0,708	2,168	206,21
5	0,335	1,199	257,91	0,848	2,310	172,41
6	0,364	1,227	237,09	0,973	2,437	150,46
7	0,384	1,246	224,48	1,083	2,550	135,46
8	0,399	1,263	216,54	1,180	2,648	124,41
9	-	-	-	1,262	2,732	116,48
10	-	-	-	1,332	2,803	110,44
11	-	-	-	1,389	2,861	105,98
12	-	-	-	1,434	2,907	102,72
13	-	-	-	1,468	2,942	100,41
14	-	-	-	1,492	2,966	98,79
15	-	-	-	1,506	2,981	97,94
16	-	-	-	1,512	2,987	97,55

Fonte: elaborada pela autora.

Assim como os deslocamentos horizontais, os deslocamentos verticais apresentaram valores maiores com a consideração da ISE. Entretanto, em termos percentuais, a diferença em ambos os pórticos foi semelhante e expressiva, atingindo aproximadamente 796% no Pórtico 1. O gráfico 2, apresenta o comportamento dos deslocamentos ao longo da altura dos pórticos.

Gráfico 2 – Deslocamentos verticais



Fonte: elaborado pela autora.

Apesar da grande diferença apresentada pela consideração da ISE, pode-se perceber que essa diferença não é relevante levando em consideração o parâmetro da altura. Em termos práticos, também não apresenta valores de deslocamentos expressivos como no caso dos deslocamentos horizontais, tornando a análise dos deslocamentos verticais um parâmetro com menor impacto prático.

4.3 REAÇÕES DE APOIO

O quadro 3 apresenta as reações horizontais de cada apoio do Pórtico 1 e do Pórtico 2, comparando a estrutura de apoios fixos e a estrutura de apoios deslocáveis. Ao final da tabela, observa-se a soma das reações dos quatro apoios de cada pórtico, onde os valores devem ser iguais, comprovando a redistribuição dos esforços. Os valores ficaram aproximados por conta de arredondamentos.

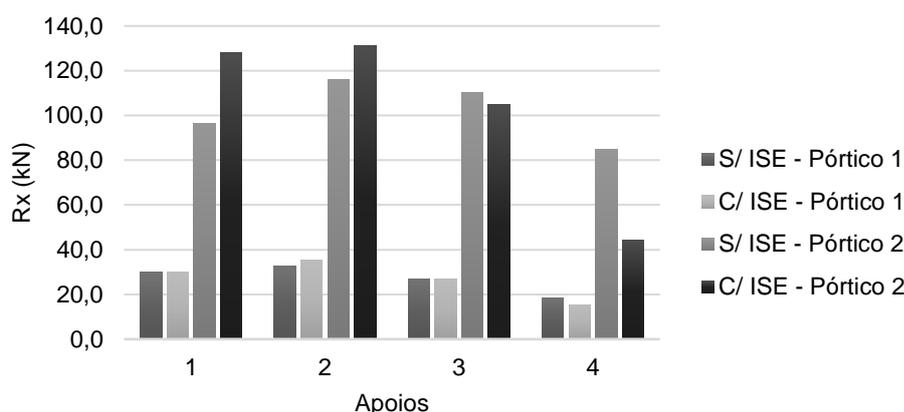
Quadro 3 – Reações horizontais

Apoio	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
	Rx (kN)	Rx (kN)		Rx (kN)	Rx (kN)	
1	29,8	30,0	0,67	96,6	127,9	32,40
2	32,7	35,5	8,56	116,1	131,1	12,92
3	27,0	27,1	0,37	110,2	104,7	4,99
4	18,5	15,5	16,22	85,0	44,4	47,76
Total	108,0	108,1		407,9	408,1	

Fonte: elaborada pela autora.

Observando a tabela, é nítida a redistribuição dos esforços. No Pórtico 1, os três primeiros apoios apresentaram valores maiores com a utilização da ISE, aliviando o apoio quatro em aproximadamente 16%. Já no Pórtico 2, a redistribuição sobrecarregou os dois primeiros apoios, chegando a mais de 32% no primeiro apoio. Isso ocasionou o alívio nos apoios três e quatro, sendo mais expressivo no quarto apoio, com aproximadamente 48% de diferença. O gráfico 3 ilustra essas diferenças.

Gráfico 3 – Reações horizontais



Fonte: elaborado pela autora.

Visualmente torna-se fácil identificar o quarto apoio sendo aliviado nos dois casos. Por meio do gráfico, pode-se notar que a consideração de apoios deslocáveis em estruturas de grande porte torna-se imprescindível.

Com relação às reações verticais, através do quadro 4, observa-se novamente que a maior diferença se encontra no apoio quatro.

Quadro 4 – Reações verticais

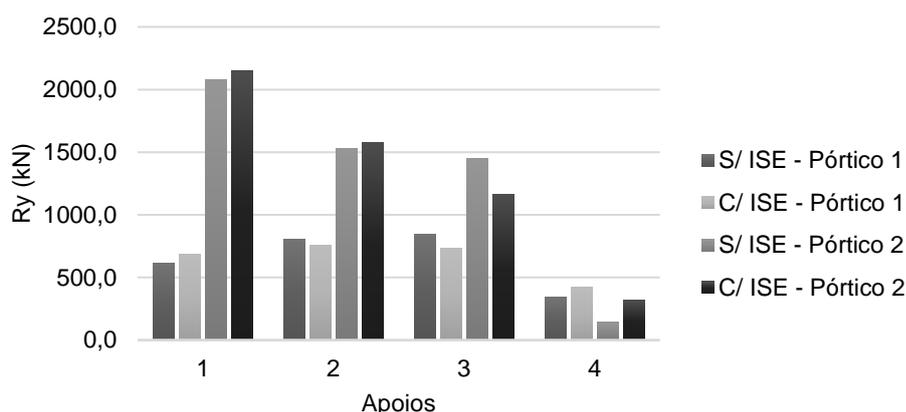
Apoio	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
	Ry (kN)	Ry (kN)		Ry (kN)	Ry (kN)	
1	610,4	686,2	12,42	2078,7	2147,2	3,30
2	803,9	757,3	5,80	1526,5	1575,6	3,22
3	845,7	730,6	13,61	1450,9	1160,0	20,05
4	340,0	426,0	25,29	143,9	317,2	120,43
Total	2600,0	2600,1		5200,0	5200,0	

Fonte: elaborada pela autora.

Neste caso, ao considerar a deformabilidade do solo, no Pórtico 1, há a transferência de carga para os apoios da extremidade, em até 25%, enquanto os

apoios internos aliviam em até 14%. O Pórtico 2, por sua vez, apresentou diminuição apenas no apoio 3, de 20%, os demais sofreram aumento, sendo o apoio 4 o mais afetado, com mais de 120%. No próximo item, percebe-se que este apoio também foi o que apresentou menor recalque absoluto. O gráfico 4 possibilita a visualização da redistribuição das reações verticais nos apoios.

Gráfico 4 – Reações verticais



Fonte: elaborado pela autora.

O quadro 5 apresenta os momentos fletores de cada apoio do Pórtico 1 e do Pórtico 2, comparando a estrutura de apoios fixos e a estrutura de apoios deslocáveis.

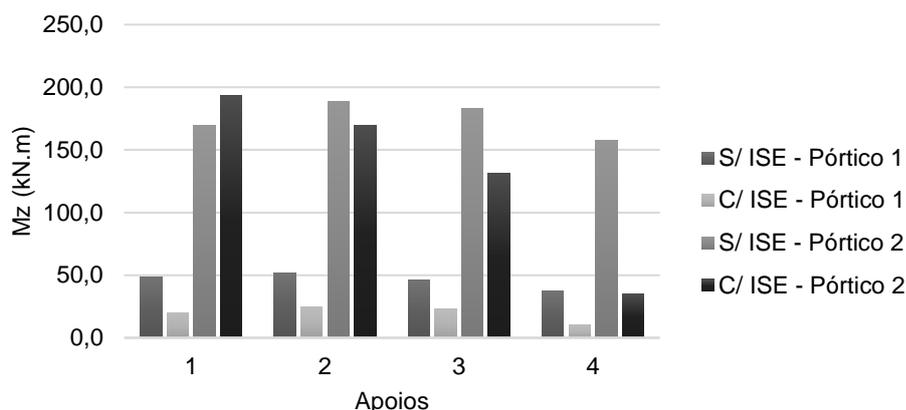
Quadro 5 – Momento fletor

Apoio	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
	Mz (kN.m)	Mz (kN.m)		Mz (kN.m)	Mz (kN.m)	
1	48,7	20,1	58,73	169,4	193,4	14,17
2	51,5	25,0	51,46	189,0	169,7	10,21
3	45,8	22,8	50,22	183,0	131,4	28,20
4	37,1	10,1	72,78	157,5	35,2	77,65

Fonte: elaborada pela autora.

Pode-se observar que, considerando a ISE, no pórtico de menor altura houve a diminuição de momento fletor em todos os apoios, sendo no último de quase 73%. No pórtico mais alto, ocorreu aumento de 14% no primeiro apoio, entretanto, nos demais notou-se a diminuição, chegando a aproximadamente 78% no apoio 4. O gráfico 5 apresenta visualmente estes percentuais.

Gráfico 5 – Momentos fletores



Fonte: elaborado pela autora.

Somando-se os momentos fletores de todos os apoios, no Pórtico 1 houve a diminuição de 105,1 kN.m, o que representa 57%. No Pórtico 2, o momento fletor total diminuiu em 24%, com diferença de 169,2 kN.m. Em ambos os casos, foi possível perceber a importância de tornar a estrutura mais realista, considerando a deformabilidade do solo, pois houve relevante diminuição nos momentos fletores nos apoios dos pórticos, principalmente no pórtico de menor altura.

4.4 DESLOCAMENTOS NOS APOIOS

O quadro 6 apresenta os recalques estimados para o Pórtico 1 e o Pórtico 2, desconsiderando e considerando, respectivamente, a análise da interação solo-estrutura. Por meio dos percentuais apresentados, é possível perceber que houve diminuição e aumento dos recalques nos apoios, sendo o último mais afetado. O valor mais expressivo ocorreu no pórtico de 16 pavimentos com aumento de aproximadamente 173% na consideração de apoios deslocáveis.

De modo geral, com a consideração do efeito da rigidez da superestrutura os recalques absolutos foram maiores, entretanto, o recalque diferencial diminuiu em aproximadamente 24% em ambos os pórticos. Essa diminuição nos recalques diferenciais também foi observada por Iwamoto (2000) em seu experimento com um edifício de 15 pavimentos assentado sobre estacas.

De maneira análoga, a distorção angular também apresentou diminuição em ambos os pórticos, reduzindo mais de 27% no Pórtico 1 e 26% no Pórtico 2.

Quadro 6 – Deslocamentos verticais nos apoios

Apoio	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
	ρ (mm)	ρ (mm)		ρ (mm)	ρ (mm)	
1	7,51	8,74	16,29	14,48	14,41	0,46
2	8,99	9,02	0,28	11,50	11,87	3,22
3	9,18	8,70	5,25	11,16	9,96	10,75
4	5,02	6,84	36,19	1,71	4,68	173,33

Fonte: elaborada pela autora.

Na análise de deslocamentos horizontais nos apoios, para o pórtico de 8 pavimentos, houve aumento em todos os apoios, variando de 8% a 26%. Já no Pórtico 2, ocorreu aumento nos dois primeiros apoios, e diminuição nos dois últimos, com uma variação de 5% a 35%. Pode-se considerar, neste caso, que os deslocamentos horizontais nos apoios não tiveram grande interferência por apresentarem valores baixos. O quadro 7 mostra os valores obtidos, bem como os percentuais de aumento ou diminuição.

Quadro 7 – Deslocamentos horizontais nos apoios

Apoio	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
	ϑ (mm)	ϑ (mm)		ϑ (mm)	ϑ (mm)	
1	1,10	1,38	25,84	2,23	2,62	17,69
2	1,21	1,31	8,56	2,68	3,03	12,92
3	1,00	1,25	25,46	2,91	2,76	4,99
4	0,85	0,95	11,71	3,14	2,05	34,71

Fonte: elaborada pela autora.

Com relação às rotações nos apoios, no quadro 8, nota-se que, levando em conta a deformabilidade do solo, no Pórtico 1 houve a diminuição considerável em todos os apoios, sendo mais intensa no último apoio, com 65%. Entretanto, no Pórtico 2 observou-se um pequeno aumento no apoio 1 e a constância no apoio 3, o apoio 2 houve diminuição em torno de 10%, e no último apoio a diminuição foi mais expressiva, de mais de 57%.

Quadro 8 – Deslocamentos rotacionais nos apoios

Apoio	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
	θ (rad)	θ (rad)		θ (rad)	θ (rad)	
1	3,20E-03	1,46E-03	54,31	2,02E-03	2,06E-03	2,16
2	2,54E-03	1,49E-03	41,44	2,85E-03	2,56E-03	10,21
3	2,07E-03	1,36E-03	34,32	2,93E-03	2,93E-03	0,12
4	4,21E-03	1,47E-03	65,04	9,37E-03	3,99E-03	57,39

Fonte: elaborada pela autora.

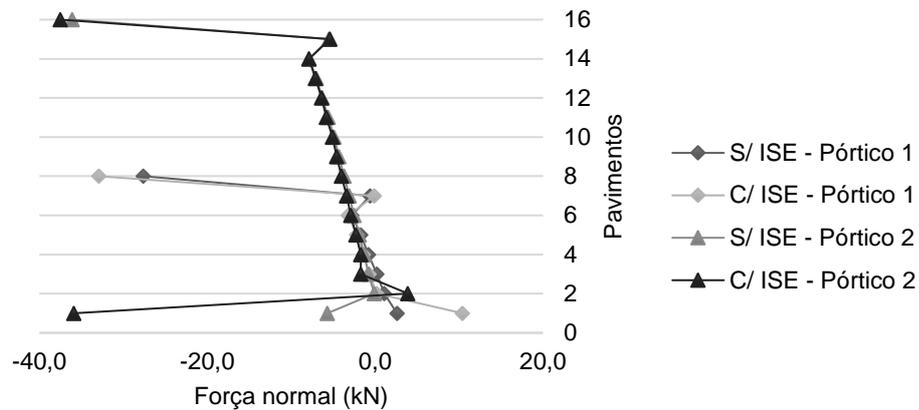
4.5 FORÇA NORMAL NAS VIGAS

Analisou-se a força normal atuante em todas as vigas de todos os pavimentos, dos Pórticos 1 e 2, comparando entre a utilização de apoios indeslocáveis e apoios elásticos. O apêndice A apresenta os quadros com as análises realizadas.

De modo geral, através dos gráficos, percebeu-se comportamentos semelhantes nos pavimentos intermediários e superiores, entretanto, comportamentos distintos foram verificados nos primeiros pavimentos, de modo acentuado no pórtico de maior altura. Silva (2019) justifica as alterações sendo maiores nos elementos próximos à fundação devido ao aumento da rigidez da estrutura com o acréscimo da quantidade de pavimentos.

Nas vigas periféricas entre os apoios 1 e 2, os primeiros pavimentos apresentaram altos percentuais de diferença, de modo que, ao longo da altura os percentuais representam menor impacto se comparados aos primeiros. No Pórtico 1, o maior valor de diferença apresentado foi no terceiro pavimento com 450%, ao passo que, no Pórtico 2, o maior valor encontrou-se no segundo pavimento, com 4000%. Apesar desta diferença percentual, no gráfico 6, nota-se que a maior diferença nos valores de força normal entre pórticos com a ISE e pórticos sem a ISE está no primeiro pavimento, sendo maior no pórtico mais alto.

Gráfico 6 – Força normal de vigas entre apoios 1 e 2

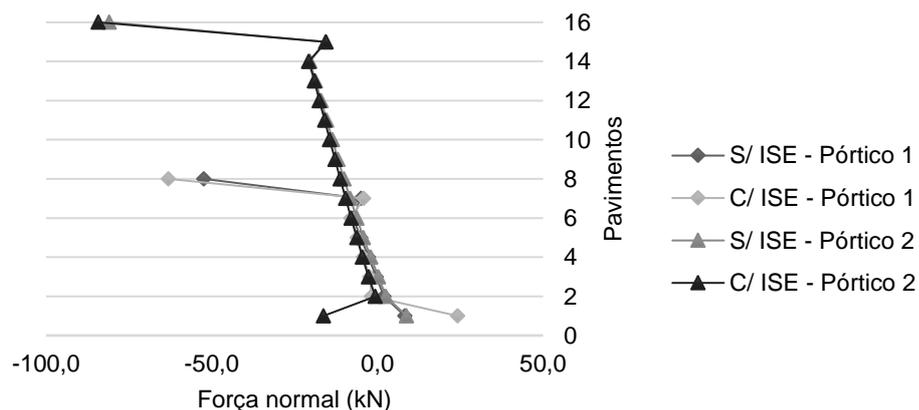


Fonte: elaborado pela autora.

Com relação a força normal nas vigas entre os apoios 2 e 3, em ambos os pórticos, a maior diferença em termos percentuais se localizou no terceiro pavimento, com 475% no Pórtico 1 e 1000% no Pórtico 2.

O fenômeno anterior acontece também nas vigas centrais dos pórticos, conforme observado no gráfico 7, porém, as diferenças em valores de força no primeiro pavimento são relativamente menores, principalmente no pórtico de grande porte.

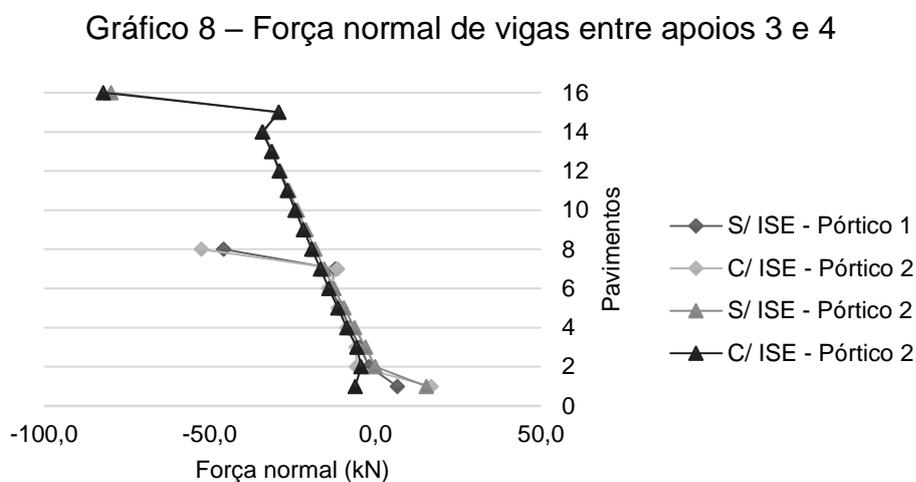
Gráfico 7 – Força normal de vigas entre apoios 2 e 3



Fonte: elaborado pela autora.

Por fim, nas vigas externas localizadas entre os apoios 3 e 4, para ambos os pórticos, as maiores diferenças percentuais são encontradas no segundo pavimento, com 200% no Pórtico 1 e 4200% no Pórtico 2. Assim como nos casos anteriores, os valores de força que apresentam diferenças expressivas estão localizados também

no primeiro pavimento, mas ainda são menores do que as já vistas. Esse comportamento pode ser percebido no gráfico 8.



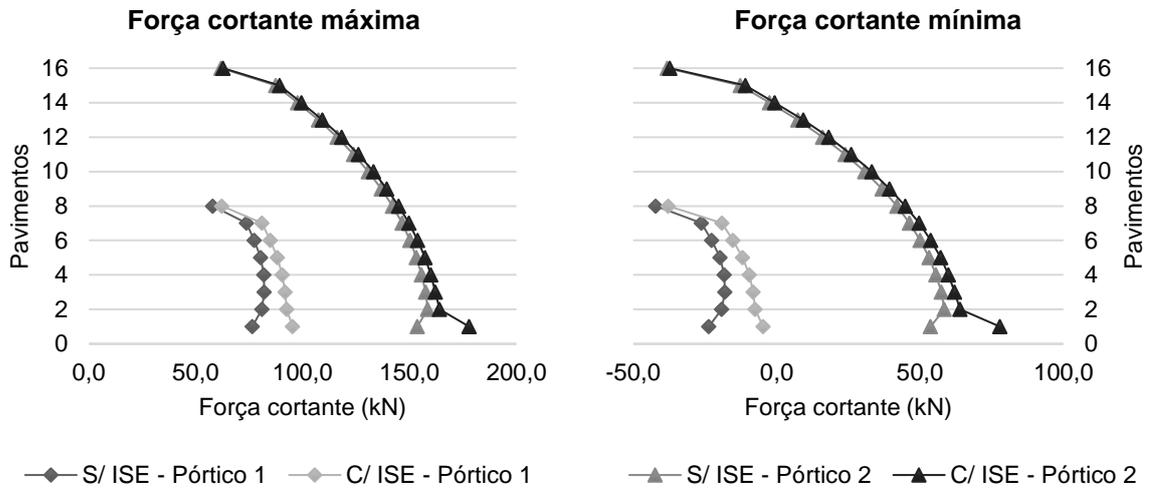
Fonte: elaborado pela autora.

4.6 FORÇA CORTANTE NAS VIGAS

Verificou-se também a força cortante máxima e mínima atuante em todas as vigas de todos os pavimentos, dos Pórticos 1 e 2, comparando entre a utilização de apoios indeslocáveis e apoios elásticos. A partir dos gráficos, pode-se perceber que a força máxima e a força mínima apresentam comportamentos semelhantes, portanto, as diferenças encontradas em sistemas que utilizam a ISE e sistemas que não utilizam a ISE foram análogas. Os quadros com os valores de força cortante se encontram no apêndice B.

Com relação às vigas externas localizadas entre os apoios 1 e 2, o gráfico 9 ilustra o comportamento da força cortante máxima e mínima ao longo da altura. No pórtico de 8 pavimentos, notou-se diferenças mais acentuadas se comparadas ao pórtico de 16 pavimentos. Para os dois pórticos a maior diferença nos valores pode ser encontrada no primeiro pavimento, sendo que, tanto a força máxima, quanto a força mínima, apresentaram valores maiores com a consideração da ISE.

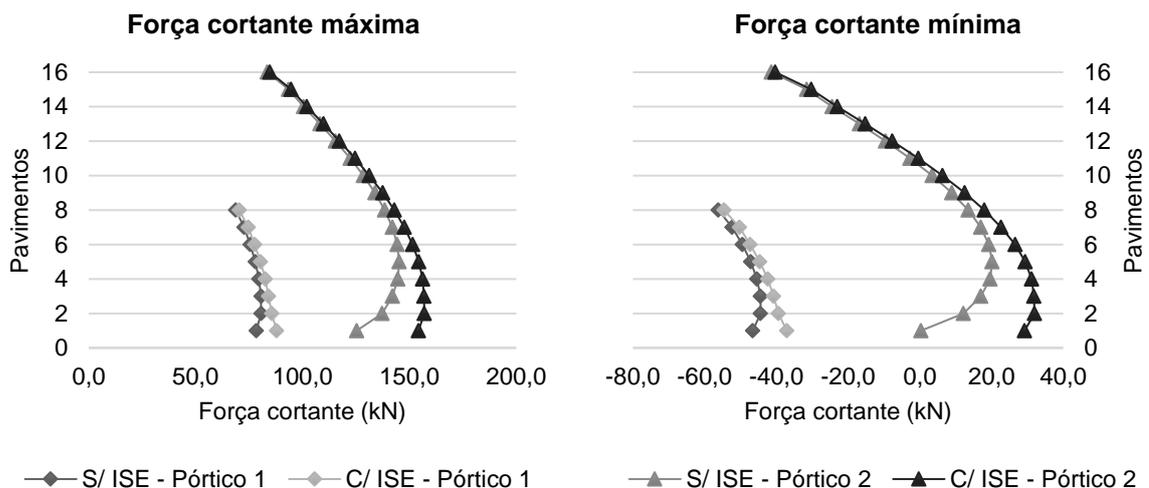
Gráfico 9 – Força cortante de vigas entre apoios 1 e 2



Fonte: elaborado pela autora.

Para as vigas centrais, conforme gráfico 10, o Pórtico 1 apresentou pouca diferença ao longo do comprimento, obtendo a maior diferença de valores no primeiro pavimento. Já no Pórtico 2, percebeu-se que essa diferença foi sendo diminuída conforme a altura, sendo as maiores diferenças encontradas partindo do primeiro pavimento até aproximadamente o oitavo pavimento. Os pórticos que incluíram a interação solo-estrutura obtiveram maiores valores de força.

Gráfico 10 – Força cortante de vigas entre apoios 2 e 3

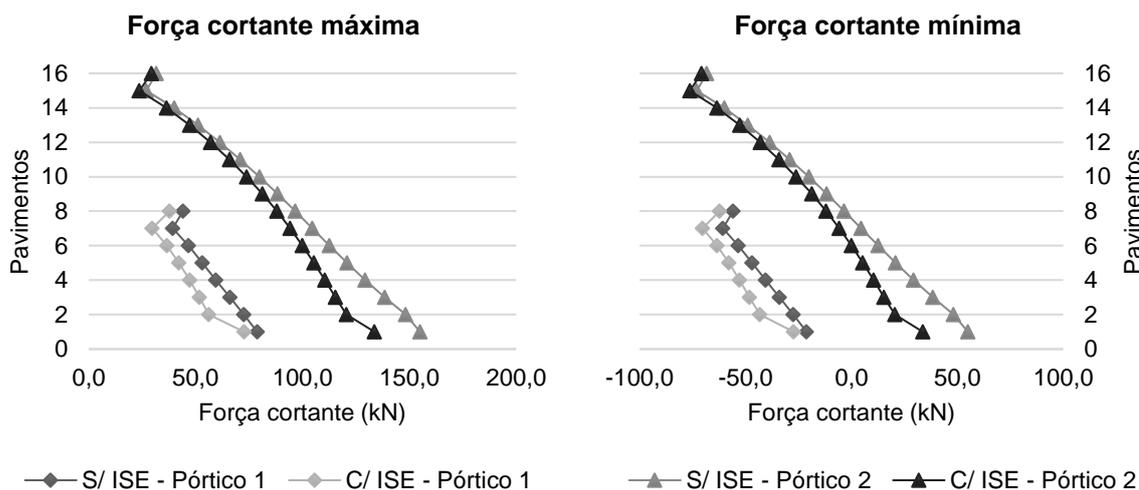


Fonte: elaborado pela autora.

Com relação às vigas periféricas entre os apoios 3 e 4, nitidamente percebe-se a redistribuição dos esforços, pois os valores de força cortante com a ISE eram

maiores nas vigas anteriores e são menores nessas. Para o pórtico de 16 pavimentos houve alívio de quase 253% no oitavo pavimento. Através do gráfico 11, nota-se que a maior diferença em termos de valores, para ambos os pórticos, foi no segundo pavimento.

Gráfico 11 – Força cortante de vigas entre apoios 3 e 4



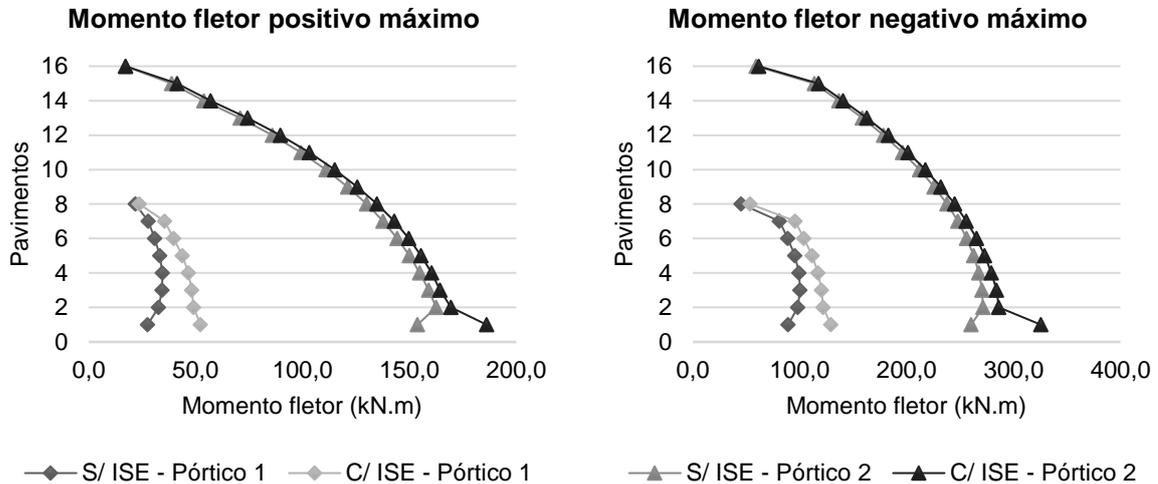
4.7 MOMENTO FLETOR NAS VIGAS

Além das forças cortantes e normais, analisou-se também os momentos fletores máximos positivos e negativos em todas as vigas, dos pórticos com apoios fixos e dos pórticos com apoios elásticos. No apêndice C pode-se visualizar os quadros com as análises realizadas.

Assim como na força cortante, as vigas localizadas entre os apoios 1 e 2, para ambos os pórticos, apresentam a maior diferença em valores de momento no primeiro pavimento. Entretanto, por meio do gráfico 12, nota-se comportamentos distintos entre o pórtico de médio e o de grande porte. Ao longo da altura, o pórtico de 16 pavimentos possui pequenas diferenças entre a consideração ou não da ISE, enquanto o pórtico de 8 pavimentos apresenta diferenças percentuais consideráveis, variando de 9% para momentos positivos e 18% para momentos negativos no último pavimento, até 90% para momentos positivos e 45% para momentos negativos no primeiro pavimento. Esse comportamento pode-se justificar pelo fato de que aumentando a quantidade de pavimentos, aumenta-se também a rigidez global da estrutura (GUSMÃO, 1990).

Com a consideração da interação solo-estrutura os valores de momento fletor nas vigas entre os apoios 1 e 2 foram maiores.

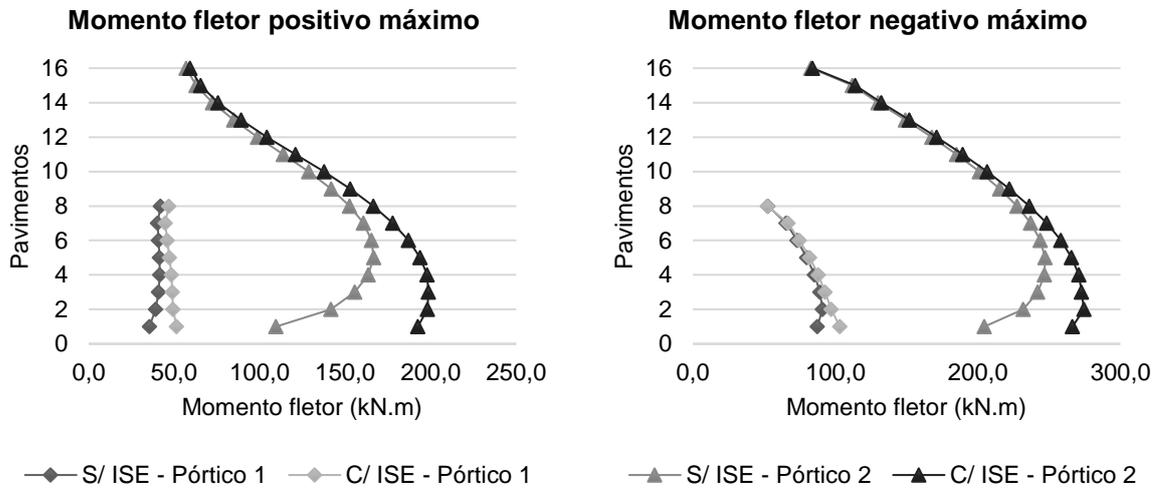
Gráfico 12 – Momento fletor máximo de vigas entre apoios 1 e 2



Fonte: elaborado pela autora.

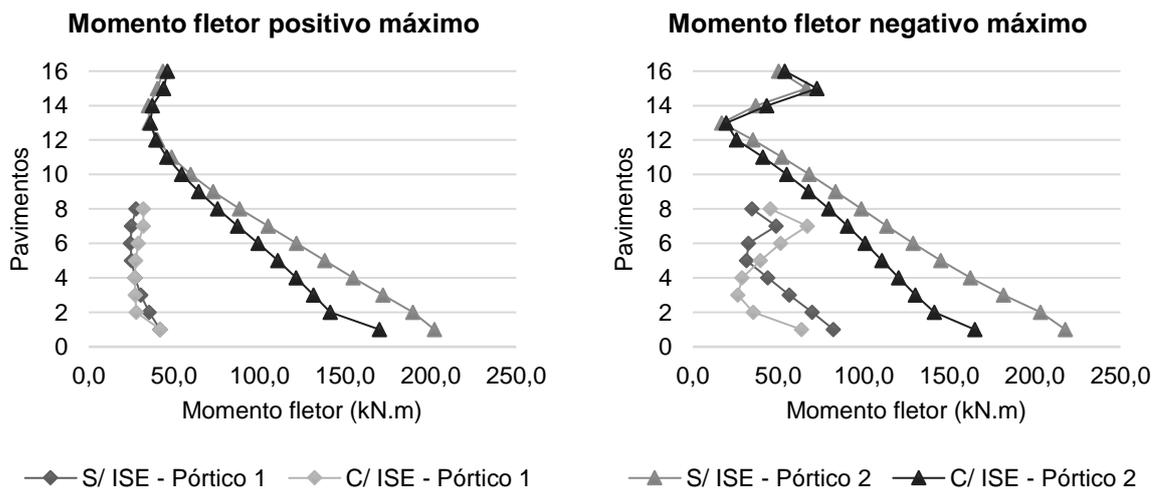
Nas vigas centrais localizadas entre os apoios 2 e 3, conforme gráfico 13, também notou-se comportamento semelhante à força cortante máxima e mínima nas mesmas vigas. As maiores diferenças são percebidas no Pórtico 2, principalmente nos momentos máximos positivos, que vão de 4% no último pavimento até aproximadamente 76% no primeiro pavimento. Para todos os pórticos a maior diferença em termos percentuais e de valor de momento foi no primeiro pavimento, sendo que, nos pórticos que consideraram a ISE os valores foram maiores.

Gráfico 13 – Momento fletor máximo de vigas entre apoios 2 e 3



Com relação às vigas externas entre os apoios 3 e 4, pode-se perceber, por meio do gráfico 14, que no Pórtico 1 a consideração da ISE leva a valores menores de momento fletor até o quarto pavimento, após, a situação inverte, e a não consideração da ISE apresenta os menores valores. Para o Pórtico 2 o mesmo cenário se repete, porém, a inversão acontece no 12^o pavimento.

Gráfico 14 – Momento fletor máximo de vigas entre apoios 3 e 4



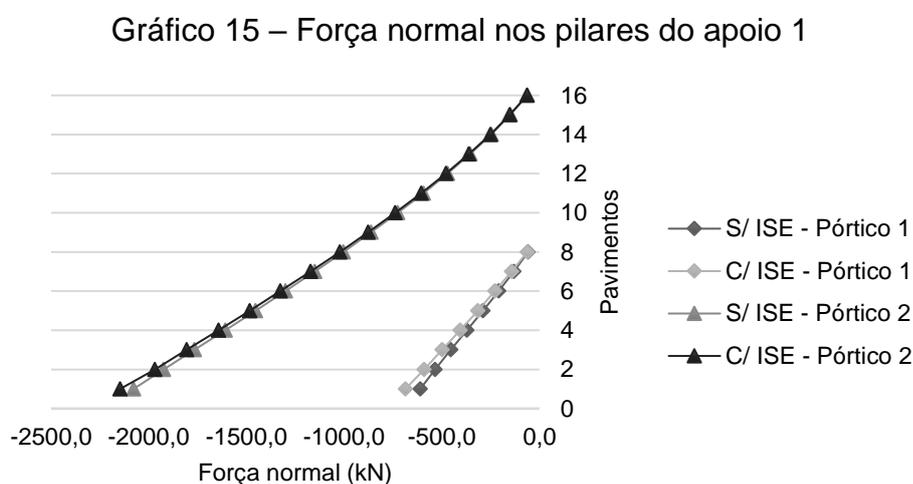
De modo geral, para todos os pórticos a consideração de apoios deslocáveis trouxe valores maiores de momento fletor nas vigas, apresentando aumento de quase 21% no Pórtico 1 para momentos máximos positivos e mais de 8% para momentos

máximos negativos. No Pórtico 2, a diferença total foi menor, sendo de aproximadamente 4% para momentos máximos positivos e de menos de 1% para momentos máximos negativos. É importante salientar que, mesmo as diferenças globais sendo baixas, com a redistribuição dos momentos fletores ao longo das vigas, em alguns casos, os locais onde os momentos eram negativos passam a apresentar momentos positivos. Na prática, essa alteração na configuração dos momentos modifica a localização da armadura, o que pode levar ao rompimento das peças estruturais.

4.8 FORÇA NORMAL NOS PILARES

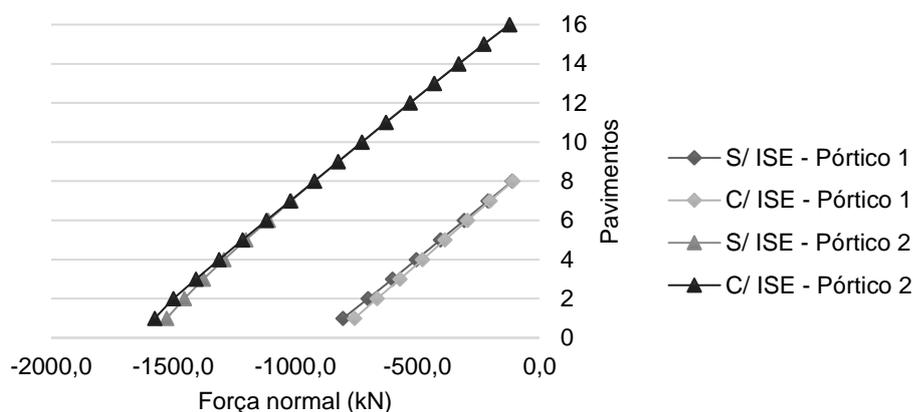
Foi analisada a força normal atuante em todos os pavimentos, de todos os pórticos, considerando e desconsiderando a interação solo-estrutura. Os quadros contendo os valores de força normal estão disponibilizadas no apêndice D.

Averiguando os gráficos 15 e 16, pode-se perceber que os pilares dos apoios 1 e 2 não sofrem grandes alterações incluindo a ISE, a redistribuição dos esforços se concentra principalmente nos pilares dos apoios 3 e 4.



Fonte: elaborado pela autora.

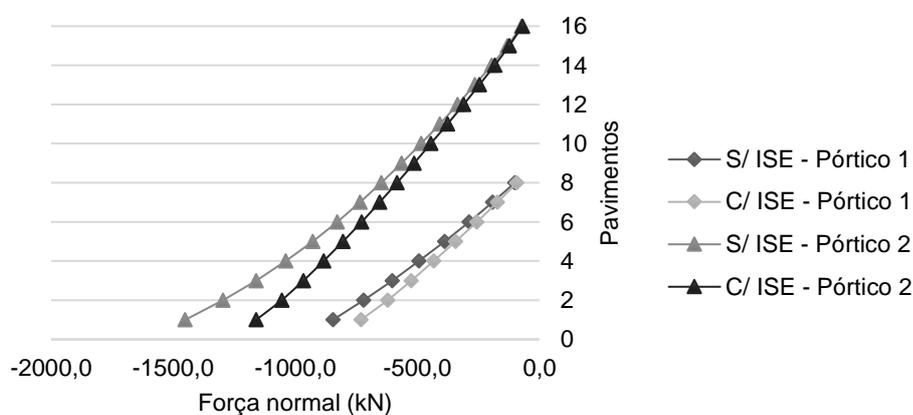
Gráfico 16 – Força normal nos pilares do apoio 2



Fonte: elaborado pela autora.

Para ambos os pórticos, tanto nos pilares do apoio 3 (gráfico 17) quanto nos pilares do apoio 4 (gráfico 18), constata-se que as maiores diferenças entre um sistema e outro é encontrada no primeiro pavimento, diminuindo gradativamente até a maior altura. Para os pilares do apoio 3, em todos os pavimentos a consideração da deformabilidade do solo levou a maiores valores de força normal.

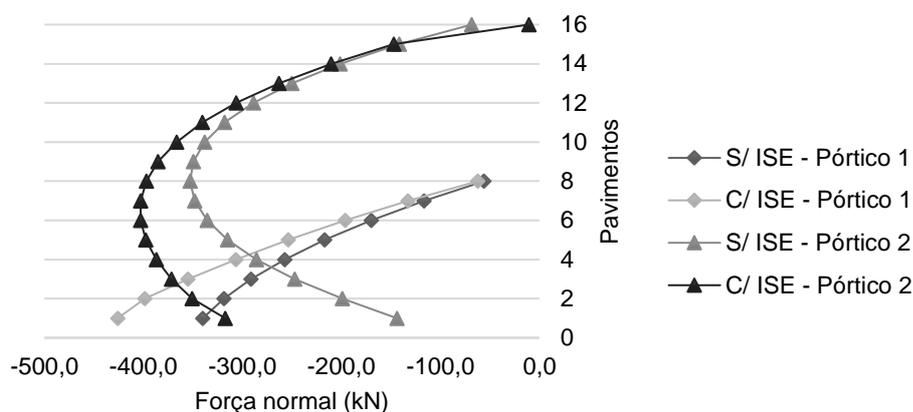
Gráfico 17 – Força normal nos pilares do apoio 3



Fonte: elaborado pela autora.

Para os pilares do apoio 4, em ambos os pórticos, com exceção do último pavimento do Pórtico 2, todos os pavimentos obtiveram valores de força normal menores nos pórticos que consideraram a interação solo-estrutura. Por isso, pode-se perceber a redistribuição dos esforços, pois nos dois primeiros pilares não houveram grandes alterações, no terceiro as alterações foram maiores e no último as alterações foram menores, mantendo o equilíbrio da estrutura.

Gráfico 18 – Força normal nos pilares do apoio 4



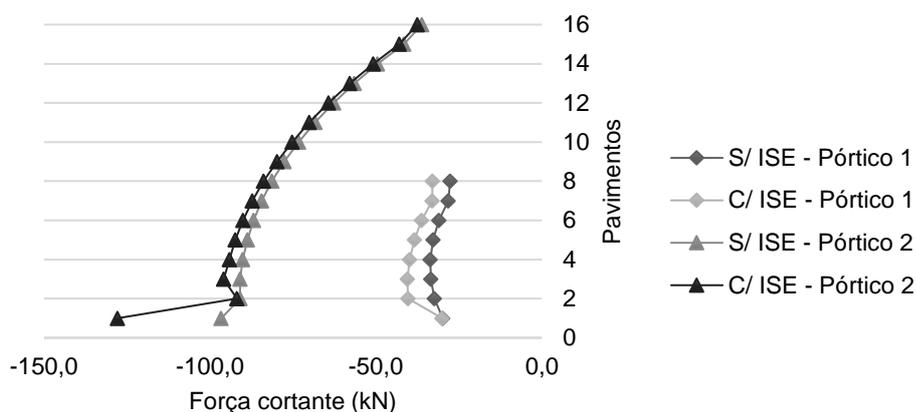
Fonte: elaborado pela autora.

4.9 FORÇA CORTANTE NOS PILARES

Além da força normal nos pilares, analisou-se também o comportamento da força cortante sob a influência da interação solo-estrutura ao longo do comprimento de todos os pilares de todos os pavimentos, dos pórticos 1 e 2. Os quadros com as análises realizadas podem ser consultados no apêndice E.

A força cortante apresentou menores valores com a consideração da ISE em ambos os pórticos nos pilares do apoio 1, conforme observado no gráfico 19. No Pórtico 2 a maior diferença pode ser percebida no primeiro pavimento, com 31%, enquanto no Pórtico 1 a maior diferença localizou-se no segundo pavimento, com mais de 24%. No entanto, o pórtico mais alto apresentou discrepância maior no primeiro pavimento e pequenas diferenças ao longo da altura, ao passo que, o pórtico de menor porte apresentou comportamento contrário, tendo uma pequena variação no primeiro pavimento e nos demais diferenças mais expressivas.

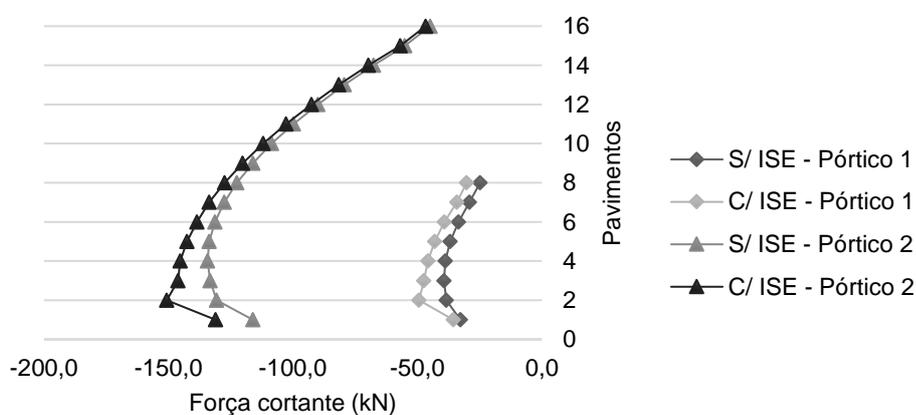
Gráfico 19 – Força cortante nos pilares do apoio 1



Fonte: elaborado pela autora.

Nos pilares do apoio 2, o Pórtico 1 apresenta comportamento semelhante ao anterior, porém, o Pórtico 2 possui diferenças expressivas nos primeiros pavimentos e reduz gradativamente ao longo da altura até o último pavimento. A força cortante também apresentou valores menores para a consideração da ISE, como pode-se observar no gráfico 20.

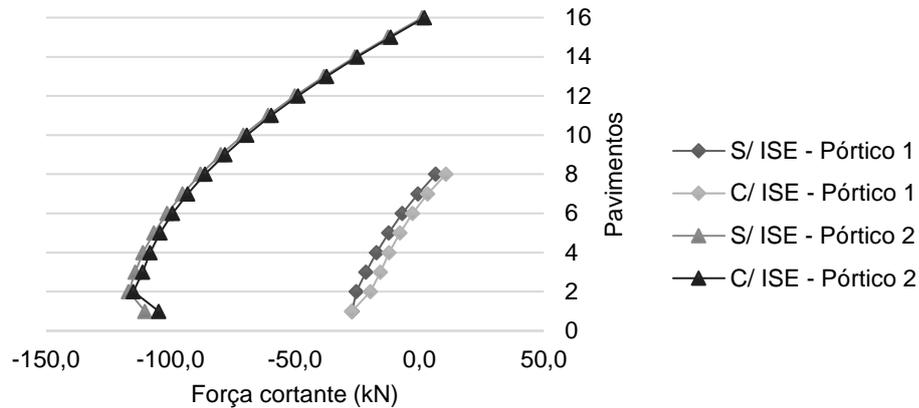
Gráfico 20 – Força cortante nos pilares do apoio 2



Fonte: elaborado pela autora.

Em termos de valores de força cortante, os pilares do apoio 3, em ambos os pórticos, apresentaram pequenas diferenças, sendo a máxima diferença de 5,8 kN no terceiro pavimento do Pórtico 1, e 5,5 kN no primeiro pavimento do Pórtico 2. Esse fenômeno também pode ser percebido no gráfico 21. De maneira contrária aos pilares anteriores, a consideração da ISE levou a valores maiores de força cortante.

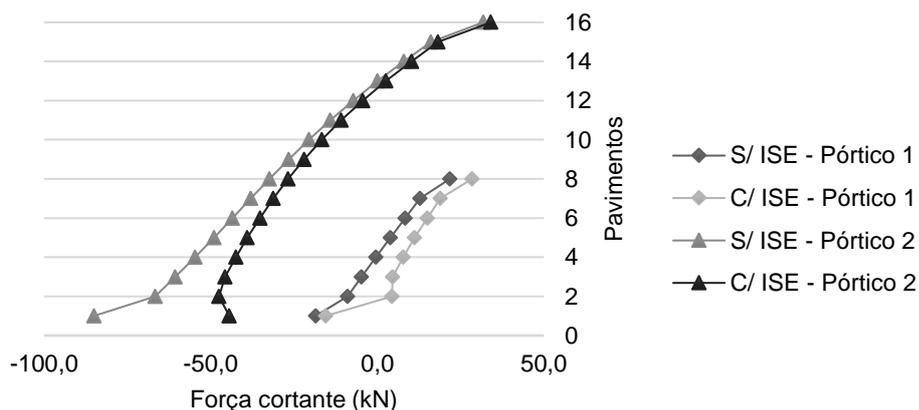
Gráfico 21 – Força cortante nos pilares do apoio 3



Fonte: elaborado pela autora.

De modo a compensar a redistribuição dos esforços cortantes que houve nos pilares anteriores, os pilares do apoio 4 apresentaram diferenças consideráveis entre o sistema que considera a deformabilidade do solo e o sistema que tem o solo como um meio rígido. Portanto, como era esperado, os pórticos que consideraram a ISE manifestaram valores maiores de força cortante. Através do gráfico 22, nota-se que no primeiro pavimento do Pórtico 2 ocorreu a maior diferença, enquanto no primeiro pavimento do Pórtico 1 ocorreu a menor diferença nos valores de força.

Gráfico 22 – Força cortante nos pilares do apoio 4



Fonte: elaborado pela autora.

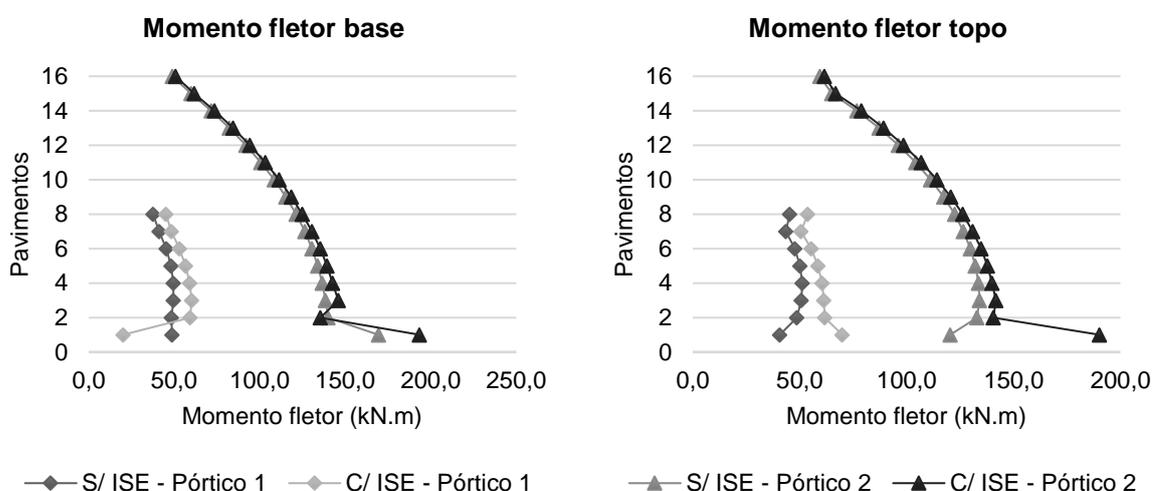
4.10 MOMENTO FLETOR NOS PILARES

Por fim, verificou-se as alterações nos momentos fletores presentes em todos os pilares dos pórticos 1 e 2. Os quadros com as análises realizadas podem ser consultadas no apêndice F.

Observa-se que as grandes alterações nos valores de momento fletor entre os pórticos que consideram apoios fixos e os pórticos que consideram apoios deslocáveis são encontradas no primeiro pavimento, evento que tem-se notado em boa parte dos resultados e que pode-se justificar pelos elementos estruturais serem mais próximos ao solo, absorvendo os maiores impactos devido ao deslocamento do maciço e, conseqüentemente, da estrutura. Gusmão (1990) comenta que, a partir de um determinado limite a ISE não exerce influência considerável sobre o cálculo da estrutura.

Por meio do gráfico 23, observa-se o comportamento do momento fletor na base e no topo dos pilares do apoio 1. Para o Pórtico 1, as diferenças foram expressivas ao longo da altura, com ênfase no primeiro pavimento onde a diferença foi maior tanto no topo quanto na base. A consideração da ISE levou a maiores valores de momento fletor em ambos os pórticos, com exceção do momento fletor na base do primeiro pavimento do Pórtico 1, e no topo do pilar do segundo pavimento do Pórtico 2, onde os valores foram menores.

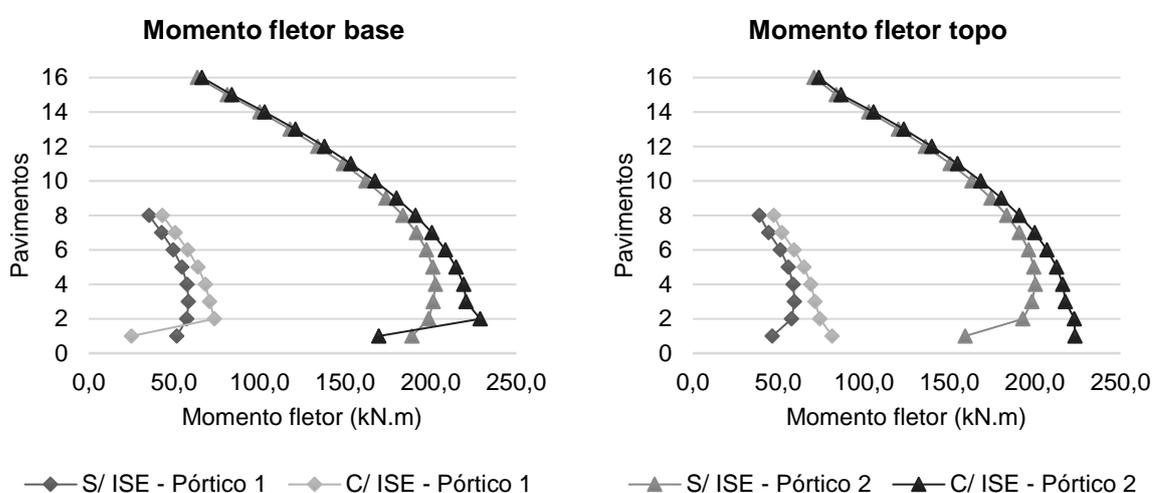
Gráfico 23 – Momento fletor nos pilares do apoio 1



Fonte: elaborado pela autora.

Com relação aos pilares do apoio 2, na base nota-se que no primeiro pavimento de ambos os pórticos, a consideração da ISE apresenta valor menor de momento fletor, e nos demais pavimentos os valores se mostram maiores. Já no topo dos pilares, a consideração da deformabilidade do solo leva a maiores valores em todos os pavimentos. O gráfico 24 apresenta estes comportamentos. Nos dois pórticos nota-se que as diferenças vão diminuindo ao longo da altura, comportamento que também foi percebido por Iwamoto (2000) em seus resultados.

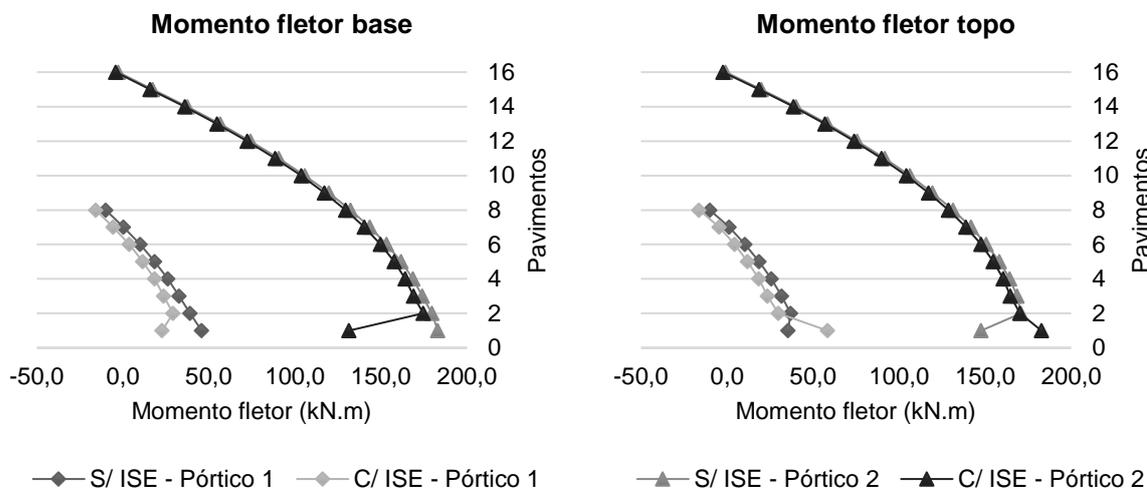
Gráfico 24 – Momento fletor nos pilares do apoio 2



Fonte: elaborado pela autora.

No gráfico 25 observa-se que, para os pilares do apoio 3, a diferença ao longo da altura é relativamente pequena, entretanto, no primeiro pavimento as diferenças são notáveis. Na base dos pilares do primeiro pavimento dos pórticos com a consideração da ISE os momentos fletores foram menores em todos os pavimentos, já no topo dos pilares, a consideração da ISE levou a valores maiores no primeiro pavimento e menores nos demais.

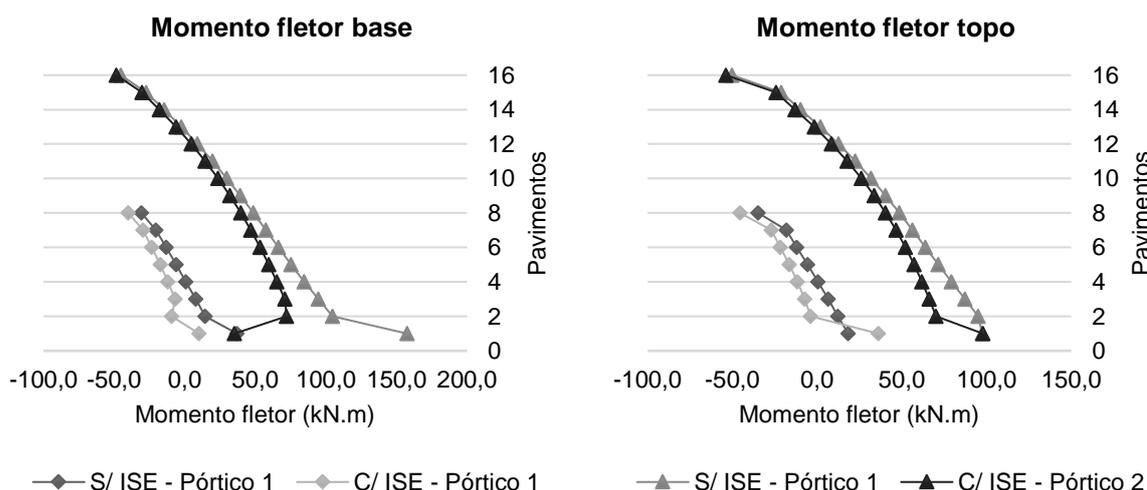
Gráfico 25 – Momento fletor nos pilares do apoio 3



Fonte: elaborado pela autora.

Nos pilares do apoio 4 (gráfico 26), as maiores diferenças também são encontradas nos primeiros pavimentos, diminuindo gradativamente até o último pavimento, com exceção do momento fletor no topo do primeiro pavimento do Pórtico 2, cuja diferença é mínima. De maneira totalmente oposta, na base do primeiro pavimento do Pórtico 2, percebe-se uma diferença considerável de 122 kN.m.

Gráfico 26 – Momento fletor nos pilares do apoio 4



Fonte: elaborado pela autora.

De maneira geral, em ambos os pórticos, os momentos fletores diminuíram na base e aumentaram no topo, compensando os valores. No Pórtico 1 percebeu-se essa variação em torno de 12%, e no Pórtico 2 a variação foi menor, próximo a 3%.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta pesquisa acadêmica analisou-se o comportamento de pórticos planos sob a influência da interação solo-estrutura, tendo como parâmetro de comparação a altura da edificação. Para tanto, simulou-se a deformabilidade do solo por meio de molas lineares nas direções dos deslocamentos, utilizando o método iterativo simplificado onde variou-se as dimensões das sapatas até a convergência dos valores de reações de apoio e coeficientes de reação vertical.

Os resultados obtidos no estudo evidenciaram principalmente a redução dos recalques diferenciais que gerou a redistribuição dos esforços nos elementos da estrutura. Portanto, através dos gráficos e tabelas comparativas, com a consideração da interação solo-estrutura, concluiu-se que:

- a) Os deslocamentos encontrados na análise estrutural convencional são provenientes apenas das deformações da estrutura por conta das cargas. Por isso, ao incluir a deformação do solo através da ISE, os deslocamentos apresentam-se superiores. Neste caso, os deslocamentos horizontais manifestaram diferenças consideráveis, excepcionalmente no pórtico mais alto.
- b) O momento fletor nos apoios diminuiu, principalmente no pórtico de 8 pavimentos, onde essa redução foi de 57%. No pórtico mais alto a redução foi de 24%.
- c) Os recalques absolutos foram maiores, entretanto, os recalques diferenciais e distorções angulares foram suavizados. O recalque diferencial total diminuiu em aproximadamente 24% em ambos os pórticos, enquanto a distorção angular total apresentou diminuição em torno de 26%.
- d) A rigidez da estrutura aumenta com o número de pavimentos, desse modo, as maiores diferenças foram encontradas nos elementos dos primeiros pavimentos. Esse fato justifica também o comportamento observado no pórtico de menor altura, onde os percentuais de diferença ao longo da altura foram maiores do que no pórtico mais alto.
- e) Os pilares que sofreram maiores diferenças foram os pilares menos carregados, ou seja, os pilares do apoio 4. De modo geral, a

redistribuição dos esforços aliviou os pilares mais carregados transferindo parte da carga para os pilares menos carregados.

- f) Os momentos fletores máximos nas vigas aumentaram, em torno de 21% para os momentos positivos e 8% para os momentos negativos no pórtico de menor altura, ao passo que, no pórtico mais alto esse aumento significou 4% para os momentos positivos e menos de 1% para os momentos negativos. Esses aumentos levaram à mudança na configuração de momentos positivos e negativos, alterando a posição das armaduras.
- g) Os momentos fletores na base dos pilares foram menores, mas compensaram no topo dos mesmos, onde os momentos fletores foram maiores. Essa variação foi em torno de 12% no pórtico de 8 pavimentos e de 3% no pórtico de 16 pavimentos.

De modo prático, empregar essa rotina de cálculo é um tanto complexa, pois exige dos projetistas a troca de informações para que o processo iterativo ocorra. É necessário que o profissional encarregado por fazer o projeto da superestrutura inicie com apoios engastados e forneça as reações vinculares da estrutura para o projetista de fundações. Este, por sua vez, dimensiona as fundações e os coeficientes elásticos, retornando para o projetista estrutural, que substitui os apoios engastados pelos coeficientes de mola e reprocessa a estrutura. Novas reações vinculares são geradas e passadas ao projetista de fundações. Todo processo se repete até os valores estabilizarem. As dificuldades em utilizar essa técnica consistem na comunicação entre os projetistas, no tempo empregado, no conhecimento específico e na utilização de ferramentas adequadas.

É importante salientar que, utilizou-se o ensaio SPT para determinação dos parâmetros do solo, entretanto, este ensaio não fornece a precisão necessária para estimativa do módulo de elasticidade do maciço, sendo essencial a realização de métodos práticos que fornecem resultados confiáveis para aplicação no coeficiente de reação vertical.

Portanto, através de uma abordagem simplificada, este estudo buscou facilitar o entendimento com relação ao comportamento do conjunto superestrutura, infraestrutura e solo agindo de maneira integrada. Desse modo, foi possível compreender que as diferenças entre considerar ou não a ISE são notáveis e podem trazer alterações importantes no dimensionamento dos elementos estruturais, tanto

para edificações de médio porte quanto para as de grande porte. Entretanto, em alguns parâmetros como o deslocamento horizontal da estrutura, quanto maior a altura, mais acentuados são os deslocamentos.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho acadêmico, notou-se a necessidade de expandir os estudos. Portanto, para trabalhos futuros sugere-se que as análises sejam feitas em pórticos espaciais, a fim de comparar os esforços nos três sentidos. Além disso, pode-se realizar o estudo da interação solo-estrutura comparando solos com diferentes módulos de elasticidade, avaliando o impacto causado pela variação do coeficiente de mola nos resultados. Aconselha-se também a incluir a consideração das etapas construtivas, realizando os procedimentos de cálculos pavimento por pavimento. Por fim, sugere-se fazer o levantamento de quantitativos de concreto e aço, a fim de mensurar as diferenças monetárias.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**: uma introdução ao controle da qualidade em fundações. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019a. *E-book*. Disponível em:
<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/177656/pdf/0?code=CDPcE2JLVVmt1g45xj1PnkXFj/AniU5tlpOP3zGJvIIaOaSjLkwk4esi6FIAqHulsYPx0guqO1mzf/mSEeWPiQ==>. Acesso em: 05 set. 2020.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019b. *E-book*. Disponível em:
<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/169963/pdf/0?code=Bg5mOytg9hQaNhApm2alqnRJ8tKhM17nFn0YfAOR8tVLXQny7yJjVktw7TOIxQM5UodMh4daY7Fs+NXGmJnb/Q==>. Acesso em: 10 out. 2020.
- ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011. Disponível em:
<https://repositorio.ufsm.br/bitstream/handle/1/7763/ANTONIAZZI%2C%20JULIANA%20PIPII.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 29 set. 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. Documento em PDF.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6489**: solo - prova de carga estatística em fundação direta. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. Documento em PDF.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. Documento em PDF.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. Documento em PDF.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. *E-book*. Disponível em:
<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/38868/pdf/0?code=tb4C7L/Gkmuas1Pur7SiRe6ehGyFatT7o4ByPLQrYId0L+d5ed54yC8NK1b6zUeoxelcrOXrU3UiwTB5PvCZVw==>. Acesso em: 24 out. 2020.
- COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, [s.l.] Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. Disponível em:
http://web.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2006ME_GeorgeMouraColares.pdf. Acesso em: 05 set. 2020.

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

CRUZ, Vitor Moraes da; GALVÃO, Alexandre da Silva. Influência da interação solo-estrutura na redistribuição de esforços internos em pórticos tridimensionais utilizando software computacional. **XIII SIMMEC**: Simpósio de Mecânica Computacional, Vitória, 8, 1. ed. 2018. Disponível em: <https://doity.com.br/media/doity/submissoes/artigo-e1bfda5a7f9ec0ec0dd5c8918d76e3439394a2e1-arquivo.pdf>. Acesso em: 06 set. 2020.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos**: introdução à engenharia geotécnica. 2v. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/170580/epub/0?code=MIZO50kttBCvpV5RgVJUeStjBextE5YcH7Z2PTggDQJYQBhurlmruaYhountnt2YHvl5fh7SIUrys aZStpPmow==>. Acesso em: 13 nov. 2020.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influencia em recalques de edificações**. 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990. Disponível em: <https://pantheon.ufrj.br/bitstream/11422/3934/1/172278.pdf>. Acesso em: 06 set. 2020.

GUSMÃO FILHO, Jaime de Azevedo. **Fundações**: do conhecimento geológico à prática da engenharia. Recife: Editora Universitária - UFPE, 1998.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. Disponível em: <https://pdfs.semanticscholar.org/3426/80eacaf62dcd1b3de7c49a165c6544b96649.pdf>. Acesso em: 11 out. 2020.

KHOURI, Magid Elie. **Contribuição ao projeto de pilares de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura**. 2001. Dissertação (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001. Disponível em: http://web.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2001DO_MagidElieKhouri.pdf. Acesso em: 24 nov. 2020.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. **ECSMFE**, Firenze, 10, v. 2, p. 475-478, 1991.

MEDEIROS, Paloma Moreira de. **Avaliação da previsão do comportamento geotécnico de fundações superficiais assentes em subsolos arenosos de baixa compacidade em Fortaleza a partir de ensaios de placa**. 2013. Dissertação

(Mestrado em Engenharia Civil) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013. Disponível em: http://repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/7666/1/2013_dis_pmmedeiros.pdf. Acesso em: 28 nov. 2020.

MORAES, Marcello da Cunha. **Estruturas de Fundações**. 3. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

MOURA, A. R. L. U. **Interação solo-estrutura em edifícios**. 1995. Tese (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.

PORTO, Thiago Bomjardim. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/PASA-875JDA/1/231.pdf>. Acesso em: 24 nov. 2020.

REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. Disponível em: <https://pdfs.semanticscholar.org/3ae4/85b16a94c55898704e283ca5b9dc428e3ac4.pdf>. Acesso em: 11 out. 2020.

ROSA, Alessandra Kiyoko da. **Estudo comparativo de formulações do MEC para análise da interação estaca-solo**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-04122013-144002/publico/2013ME_AlessandraKiyokodaRosa.pdf. Acesso em: 24 nov. 2020.

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

SCHMERTMANN, John H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**. Nova York, v. 96, p. 1011–1035, 1970.

SILVA, Juliano Nunes Barbosa da. **Interação solo-estrutura em edifícios sobre fundações superficiais**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2019. Disponível em: <http://www.repositorio.ufal.br/bitstream/riufal/6341/1/Intera%C3%A7%C3%A3o%20solo-estrutura%20em%20edif%C3%ADcios%20sobre%20funda%C3%A7%C3%B5es%20superficiais.pdf>. Acesso em: 30 maio 2021.

SILVA, Henrique Nogueira. **Análise estrutural de uma edificação de médio porte**

considerando um modelo simplificado de interação solo estrutura. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Estruturas de Concreto e Fundações) - Programa de Pós-Graduação em Estruturas de Concreto e Fundações, Universidade da Cidade de São Paulo, Fortaleza, 2015. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/301552723_ANALISE_ESTRUTURAL_DE_UMA_EDIFICACAO_DE_MEDIO_PORTE_CONSIDERANDO_UM_MODELO_SIMPLIFICADO_DE_INTERACAO_SOLO_ESTRUTURA. Acesso em: 06 set. 2020.

SOUZA, Adriano Corrêa de; COSTA, Fernanda Verzbickas da. **Análise do impacto da interação solo-estrutura, por meio de coeficientes de mola em pórticos estruturais de edifícios.** 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2019. Disponível em: <https://riuni.unisul.br/bitstream/handle/12345/7530/TCC%20-%20Adriano%20Corr%C3%AAA%20de%20Souza%20e%20Fernanda%20Verzbickas.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 27 set. 2020.

SOUZA, Rafael Alves de; REIS, Jeselay Hemetério Cordeiros dos. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Scientiarum - Technology**, v. 30, n. 2, p. 161–171, 2008. Disponível em: <https://periodicos.uem.br/ojs/index.php/ActaSciTechnol/article/view/5467/5467>. Acesso em: 05 set. 2020.

TEIXEIRA, Alberto Henrique; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. *In*: HACHICH et. al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 227–264.

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

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/181502/epub/0?code=DCL7dC++SJ//RQuirOdR8FiBc+7Cw0RiXEpvJiRwvHskDI1soUz2mZW1WoOuHWZxCW0AbJ1yV7gx4Eb/toJU+w==>. Acesso em 13 set. 2020.

APÊNDICE A – FORÇA NORMAL DE VIGAS

Quadro 9 – Força normal de vigas entre apoios 1 e 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	2,6	10,4	300,00	-5,7	-35,9	529,82
2	1,1	0,2	81,82	-0,1	3,9	4000
3	0,2	-0,7	450,00	-0,8	-1,7	112,50
4	-0,8	-1,4	75,00	-1,3	-1,7	30,77
5	-1,7	-2,2	29,41	-1,9	-2,3	21,05
6	-2,8	-3,2	14,29	-2,5	-2,9	16,00
7	-0,6	-0,1	83,33	-3,1	-3,4	9,68
8	-27,6	-32,9	19,20	-3,7	-4,0	8,11
9	-	-	-	-4,3	-4,6	6,98
10	-	-	-	-4,9	-5,1	4,08
11	-	-	-	-5,6	-5,8	3,57
12	-	-	-	-6,3	-6,4	1,59
13	-	-	-	-7,0	-7,1	1,43
14	-	-	-	-7,9	-7,9	0,00
15	-	-	-	-5,5	-5,4	1,82
16	-	-	-	-36,1	-37,5	3,88

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 10 – Força normal de vigas entre apoios 2 e 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	8,3	24,2	191,57	8,8	-16,3	285,23
2	2,0	-1,8	190,00	2,6	-0,6	123,08
3	-0,4	-2,3	475,00	0,3	-2,7	1000,00
4	-2,7	-4,2	55,56	-2,0	-4,5	125,00
5	-5,0	-6,1	22,00	-4,2	-6,2	47,62
6	-7,3	-8,0	9,59	-6,2	-7,9	27,42
7	-4,9	-4,1	16,33	-8,2	-9,6	17,07
8	-52,4	-63,1	20,42	-10,1	-11,2	10,89
9	-	-	-	-11,9	-12,8	7,56
10	-	-	-	-13,6	-14,4	5,88
11	-	-	-	-15,3	-15,9	3,92
12	-	-	-	-17,0	-17,5	2,94
13	-	-	-	-18,7	-19,0	1,60
14	-	-	-	-20,4	-20,7	1,47
15	-	-	-	-15,7	-15,5	1,27
16	-	-	-	-80,9	-84,2	4,08

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 11 – Força normal de vigas entre apoios 3 e 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	6,6	16,8	154,55	15,4	-6,1	139,61
2	-1,9	-5,7	200,00	-0,1	-4,3	4200,00
3	-4,6	-5,8	26,09	-3,0	-5,6	86,67
4	-7,6	-8,6	13,16	-6,3	-8,6	36,51
5	-10,5	-11,2	6,67	-9,5	-11,3	18,95
6	-13,6	-14,1	3,68	-12,5	-14,0	12,00
7	-12,1	-11,4	5,79	-15,4	-16,6	7,79
8	-45,8	-52,5	14,63	-18,2	-19,2	5,49
9	-	-	-	-20,9	-21,7	3,83
10	-	-	-	-23,6	-24,2	2,54
11	-	-	-	-26,1	-26,6	1,92
12	-	-	-	-28,7	-29,0	1,05
13	-	-	-	-31,1	-31,3	0,64
14	-	-	-	-33,9	-34,1	0,59
15	-	-	-	-29,3	-29,1	0,68
16	-	-	-	-79,8	-82,1	2,88

Fonte: elaborada pela autora.

APÊNDICE B – FORÇA CORTANTE DE VIGAS

Quadro 12 – Força cortante máxima de vigas entre apoios 1 e 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	76,4	95,3	24,74	153,6	177,9	15,82
2	80,9	92,5	14,34	158,5	164,0	3,47
3	82,0	91,8	11,95	157,5	162,1	2,92
4	81,8	90,5	10,64	155,6	159,9	2,76
5	80,3	88,2	9,84	153,2	157,2	2,61
6	77,4	84,8	9,56	150,1	153,8	2,47
7	73,8	81,0	9,76	146,6	149,7	2,11
8	57,9	62,2	7,43	142,0	144,9	2,04
9	-	-	-	136,8	139,4	1,90
10	-	-	-	130,8	133,2	1,83
11	-	-	-	123,9	126,1	1,78
12	-	-	-	116,1	118,2	1,81
13	-	-	-	107,4	109,3	1,77
14	-	-	-	97,6	99,4	1,84
15	-	-	-	87,4	89,2	2,06
16	-	-	-	61,9	62,8	1,45

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 13 – Força cortante mínima de vigas entre apoios 1 e 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-23,6	-4,7	80,08	53,6	77,9	45,34
2	-19,1	-7,5	60,73	58,5	64,0	9,40
3	-18,0	-8,2	54,44	57,5	62,1	8,00
4	-18,2	-9,5	47,80	55,6	59,9	7,73
5	-19,7	-11,8	40,10	53,2	57,2	7,52
6	-22,6	-15,2	32,74	50,1	53,8	7,39
7	-26,2	-19,0	27,48	46,4	49,7	7,11
8	-42,1	-37,8	10,21	42,0	44,9	6,90
9	-	-	-	36,8	39,4	7,07
10	-	-	-	30,8	33,2	7,79
11	-	-	-	23,9	26,1	9,21
12	-	-	-	16,1	18,2	13,04
13	-	-	-	7,4	9,3	25,68
14	-	-	-	-2,4	-0,6	75,00
15	-	-	-	-12,6	-10,8	14,29
16	-	-	-	-38,1	-37,2	2,36

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 14 – Força cortante máxima de vigas entre apoios 2 e 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	78,4	87,9	12,12	125,3	154,2	23,06
2	80,6	85,6	6,20	137,2	157,0	14,43
3	80,6	84,2	4,47	142,0	156,8	10,42
4	79,6	82,6	3,77	144,6	156,2	8,02
5	77,9	80,4	3,21	145,2	154,4	6,34
6	75,5	77,7	2,91	144,3	151,6	5,06
7	72,7	74,7	2,75	142,0	147,7	4,01
8	68,8	70,4	2,33	138,5	143,0	3,25
9	-	-	-	133,9	137,5	2,69
10	-	-	-	128,5	131,3	2,18
11	-	-	-	122,3	124,6	1,88
12	-	-	-	115,5	117,3	1,56
13	-	-	-	108,2	109,8	1,48
14	-	-	-	100,6	102,0	1,39
15	-	-	-	93,5	94,7	1,28
16	-	-	-	83,6	84,7	1,32

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 15 – Força cortante mínima de vigas entre apoios 2 e 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-46,6	-37,1	20,39	0,3	29,2	9633,33
2	-44,4	-39,4	11,26	12,2	32,0	162,30
3	-44,4	-40,8	8,11	17,0	31,8	87,06
4	-45,4	-42,4	6,61	19,6	31,2	59,18
5	-47,1	-44,6	5,31	20,2	29,4	45,54
6	-49,5	-47,3	4,44	19,3	26,6	37,82
7	-52,3	-50,3	3,82	17,0	22,7	33,53
8	-56,2	-54,6	2,85	13,5	18,0	33,33
9	-	-	-	8,9	12,5	40,45
10	-	-	-	3,5	6,3	80,00
11	-	-	-	-2,7	-0,4	85,19
12	-	-	-	-9,5	-7,7	18,95
13	-	-	-	-16,8	-15,2	9,52
14	-	-	-	-24,4	-23,0	5,74
15	-	-	-	-31,5	-30,3	3,81
16	-	-	-	-41,4	-40,3	2,66

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 16 – Força cortante máxima de vigas entre apoios 3 e 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	78,8	72,7	7,74	155,0	133,7	13,74
2	72,5	56,2	22,48	148,2	120,6	18,62
3	66,0	51,8	21,52	138,5	115,4	16,68
4	59,5	47,2	20,67	129,3	110,5	14,54
5	53,1	42,1	20,72	120,8	105,4	12,75
6	46,6	36,6	21,46	112,6	100,0	11,19
7	39,3	29,7	24,43	104,6	94,2	9,94
8	44,1	37,8	14,29	96,6	88,0	8,90
9	-	-	-	88,4	81,3	8,03
10	-	-	-	79,9	73,9	7,51
11	-	-	-	70,9	65,9	7,05
12	-	-	-	61,4	57,0	7,17
13	-	-	-	51,1	47,3	7,44
14	-	-	-	40,0	36,5	8,75
15	-	-	-	27,0	23,7	12,22
16	-	-	-	31,6	29,3	7,28

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 17 – Força cortante mínima de vigas entre apoios 3 e 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-21,2	-27,3	28,77	55,0	33,7	38,73
2	-27,5	-43,3	57,45	48,2	20,6	57,26
3	-34,0	-48,2	41,76	38,5	15,4	60,00
4	-40,5	-52,8	30,37	29,3	10,5	64,16
5	-46,9	-57,9	23,45	20,8	5,4	74,04
6	-53,4	-63,4	18,73	12,6	0,0	100,00
7	-60,7	-70,3	15,82	4,6	-5,8	226,09
8	-55,9	-62,2	11,27	-3,4	-12,0	252,94
9	-	-	-	-11,6	-18,7	61,21
10	-	-	-	-20,1	-26,1	29,85
11	-	-	-	-29,1	-34,1	17,18
12	-	-	-	-38,6	-43,0	11,40
13	-	-	-	-48,9	-52,7	7,77
14	-	-	-	-60,0	-63,5	5,83
15	-	-	-	-73,0	-76,3	4,52
16	-	-	-	-68,4	-70,7	3,36

Fonte: elaborada pela autora.

APÊNDICE C – MOMENTO FLETOR DE VIGAS

Quadro 18 – Momento fletor positivo máximo de vigas entre apoios 1 e 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	27,5	52,3	90,18	153,8	186,1	21,00
2	32,6	49,0	50,31	162,5	169,5	4,31
3	34,3	48,2	40,52	159,1	164,4	3,33
4	34,5	46,7	35,36	154,8	160,4	3,62
5	33,2	43,8	31,93	150,0	155,5	3,67
6	30,9	39,8	28,80	144,3	149,7	3,74
7	27,9	35,5	27,24	137,7	142,9	3,78
8	21,8	23,7	8,72	130,0	134,9	3,77
9	-	-	-	121,2	125,7	3,71
10	-	-	-	111,0	115,2	3,78
11	-	-	-	99,3	103,2	3,93
12	-	-	-	86,0	89,7	4,30
13	-	-	-	70,9	74,4	4,94
14	-	-	-	53,9	57,1	5,94
15	-	-	-	38,9	41,4	6,43
16	-	-	-	17,1	17,3	1,17

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 19 – Momento fletor negativo máximo de vigas entre apoios 1 e 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	89,1	129,1	44,89	260,4	325,6	25,04
2	98,2	121,9	24,13	271,4	286,4	5,53
3	100,3	120,3	19,94	270,7	284,1	4,95
4	99,3	117,1	17,93	267,6	279,3	4,37
5	95,6	111,7	16,84	262,8	273,1	3,92
6	88,9	103,9	16,87	256,3	265,4	3,55
7	81,1	95,7	18,00	248,0	256,0	3,23
8	45,3	53,7	18,54	237,8	244,9	2,99
9	-	-	-	225,9	232,1	2,74
10	-	-	-	212,1	217,6	2,59
11	-	-	-	196,3	201,3	2,55
12	-	-	-	178,6	183,0	2,46
13	-	-	-	158,7	162,8	2,58
14	-	-	-	136,7	140,5	2,78
15	-	-	-	113,9	117,8	3,42
16	-	-	-	59,4	61,6	3,70

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 20 – Momento fletor positivo máximo de vigas entre apoios 2 e 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	35,5	51,4	44,79	109,5	192,4	75,71
2	39,1	49,3	26,09	141,6	198,0	39,83
3	40,8	48,9	19,85	155,5	198,6	27,72
4	41,5	48,3	16,39	163,5	197,8	20,98
5	41,4	47,3	14,25	166,6	193,8	16,33
6	40,8	45,9	12,50	165,4	187,0	13,06
7	40,2	44,7	11,19	160,6	177,8	10,71
8	42,0	46,9	11,67	152,6	166,4	9,04
9	-	-	-	141,8	152,9	7,83
10	-	-	-	128,7	137,7	6,99
11	-	-	-	113,8	121,0	6,33
12	-	-	-	98,8	104,3	5,57
13	-	-	-	84,9	89,1	4,95
14	-	-	-	72,4	75,7	4,56
15	-	-	-	62,8	65,5	4,30
16	-	-	-	57,0	59,2	3,86

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 21 – Momento fletor negativo máximo de vigas entre apoios 2 e 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	87,5	103,1	17,83	204,5	266,3	30,22
2	90,9	97,2	6,93	231,9	274,4	18,33
3	89,1	92,9	4,26	241,9	272,8	12,77
4	85,4	88,1	3,16	246,8	270,8	9,72
5	80,0	82,0	2,50	247,1	265,8	7,57
6	73,2	74,8	2,19	243,7	258,2	5,95
7	65,6	66,9	1,98	237,0	248,3	4,77
8	52,7	52,3	0,76	227,5	236,2	3,82
9	-	-	-	215,4	222,2	3,16
10	-	-	-	201,2	206,5	2,63
11	-	-	-	185,2	189,4	2,27
12	-	-	-	167,7	171,1	2,03
13	-	-	-	149,3	151,9	1,74
14	-	-	-	130,1	132,4	1,77
15	-	-	-	111,9	114,0	1,88
16	-	-	-	82,9	84,1	1,45

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 22 – Momento fletor positivo máximo de vigas entre apoios 3 e 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	41,8	42,0	0,48	202,2	170,1	15,88
2	35,3	27,8	21,25	189,7	141,3	25,51
3	30,5	27,3	10,49	172,1	131,5	23,59
4	27,1	27,0	0,37	154,7	121,4	21,53
5	25,1	27,4	9,16	138,1	110,7	19,84
6	24,5	29,0	18,37	121,6	99,1	18,50
7	25,1	32,0	27,49	105,0	87,1	17,05
8	27,7	32,0	15,52	88,2	75,4	14,51
9	-	-	-	72,9	64,4	11,66
10	-	-	-	59,6	54,3	8,89
11	-	-	-	48,5	45,7	5,77
12	-	-	-	40,2	39,4	1,99
13	-	-	-	35,3	36,1	2,27
14	-	-	-	35,0	37,3	6,57
15	-	-	-	40,2	43,9	9,20
16	-	-	-	43,4	46,1	6,22

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 23 – Momento fletor negativo máximo de vigas entre apoios 3 e 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	82,3	63,6	22,72	217,8	164,9	24,29
2	69,9	35,4	49,36	203,3	141,2	30,55
3	56,5	26,3	53,45	181,7	130,2	28,34
4	43,8	28,9	34,02	162,4	120,4	25,86
5	31,4	39,6	26,11	145,0	110,7	23,66
6	32,5	51,4	58,15	128,8	100,9	21,66
7	48,7	66,9	37,37	113,5	90,5	20,26
8	34,7	45,4	30,84	98,5	79,6	19,19
9	-	-	-	83,5	67,8	18,80
10	-	-	-	68,2	55,0	19,35
11	-	-	-	52,2	41,1	21,26
12	-	-	-	35,2	25,6	27,27
13	-	-	-	16,9	19,5	15,38
14	-	-	-	36,9	43,3	17,34
15	-	-	-	66,4	72,6	9,34
16	-	-	-	50,2	53,8	7,17

Fonte: elaborada pela autora.

APÊNDICE D – FORÇA NORMAL DE PILARES

Quadro 24 – Força normal nos pilares do apoio 1

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-610,4	-686,2	12,42	-2078,7	-2147,2	3,30
2	-534,0	-590,9	10,66	-1925,2	-1969,3	2,29
3	-453,2	-498,4	9,97	-1766,7	-1805,4	2,19
4	-371,1	-406,7	9,59	-1609,2	-1643,2	2,11
5	-289,3	-316,2	9,30	-1453,6	-1483,3	2,04
6	-209,1	-228,0	9,04	-1300,4	-1326,1	1,98
7	-131,7	-143,2	8,73	-1150,3	-1172,3	1,91
8	-57,9	-62,2	7,43	-1003,9	-1022,6	1,86
9	-	-	-	-861,9	-877,7	1,83
10	-	-	-	-725,1	-738,3	1,82
11	-	-	-	-594,4	-605,1	1,80
12	-	-	-	-470,4	-478,9	1,81
13	-	-	-	-354,3	-360,8	1,83
14	-	-	-	-246,9	-251,4	1,82
15	-	-	-	-149,3	-152,0	1,81
16	-	-	-	-61,9	-62,8	1,45

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 25 – Força normal nos pilares do apoio 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-803,9	-757,3	5,80	-1526,5	-1575,6	3,22
2	-701,8	-664,6	5,30	-1454,7	-1499,3	3,07
3	-602,0	-571,5	5,07	-1376,0	-1406,3	2,20
4	-503,5	-479,1	4,85	-1291,5	-1311,6	1,56
5	-405,6	-387,0	4,59	-1202,6	-1215,3	1,06
6	-307,9	-294,8	4,25	-1110,5	-1118,1	0,68
7	-209,8	-201,9	3,77	-1016,3	-1020,3	0,39
8	-110,9	-108,2	2,43	-920,7	-922,3	0,17
9	-	-	-	-824,2	-824,2	0,00
10	-	-	-	-727,0	-726,2	0,11
11	-	-	-	-629,3	-628,0	0,21
12	-	-	-	-530,9	-529,5	0,26
13	-	-	-	-431,6	-430,4	0,28
14	-	-	-	-330,8	-329,9	0,27
15	-	-	-	-227,8	-227,4	0,18
16	-	-	-	-121,8	-121,8	0,00

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 26 – Força normal nos pilares do apoio 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-845,7	-730,6	13,61	-1450,9	-1160,0	20,05
2	-720,4	-620,8	13,83	-1296,1	-1055,5	18,56
3	-603,5	-525,1	12,99	-1160,1	-966,8	16,66
4	-493,1	-432,6	12,27	-1038,6	-883,1	14,97
5	-388,2	-343,0	11,64	-928,9	-803,9	13,46
6	-288,0	-256,3	11,01	-828,4	-727,9	12,13
7	-191,9	-172,3	10,21	-735,1	-654,5	10,96
8	-100,3	-92,3	7,98	-647,5	-583,0	9,96
9	-	-	-	-564,4	-512,9	9,12
10	-	-	-	-484,9	-444,2	8,39
11	-	-	-	-408,5	-376,6	7,81
12	-	-	-	-334,8	-310,3	7,32
13	-	-	-	-263,8	-245,6	6,90
14	-	-	-	-195,9	-183,1	6,53
15	-	-	-	-131,5	-123,6	6,01
16	-	-	-	-73,0	-69,7	4,52

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 27 – Força normal nos pilares do apoio 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-340,0	-426,0	25,29	-143,9	-317,2	120,43
2	-318,8	-398,7	25,06	-199,0	-350,9	76,33
3	-291,3	-354,9	21,83	-247,2	-371,6	50,32
4	-257,3	-306,7	19,20	-285,7	-387,0	35,46
5	-216,8	-253,8	17,07	-315,0	-397,5	26,19
6	-169,9	-196,0	15,36	-335,7	-402,8	19,99
7	-116,6	-132,6	13,72	-348,3	-402,8	15,65
8	-55,9	-62,2	11,27	-352,9	-397,1	12,52
9	-	-	-	-349,6	-385,1	10,15
10	-	-	-	-338,0	-366,4	8,40
11	-	-	-	-317,9	-340,3	7,05
12	-	-	-	-288,8	-306,2	6,02
13	-	-	-	-250,2	-263,2	5,20
14	-	-	-	-201,4	-210,5	4,52
15	-	-	-	-141,4	-147,0	3,96
16	-	-	-	-68,4	-10,7	84,36

Fonte: elaborada pela autora.

APÊNDICE E – FORÇA CORTANTE DE PILARES

Quadro 28 – Força cortante nos pilares do apoio 1

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-29,8	-30,0	0,67	-96,6	-127,9	32,40
2	-32,4	-40,3	24,38	-90,9	-91,9	1,10
3	-33,4	-40,5	21,26	-90,9	-95,9	5,50
4	-33,6	-39,8	18,45	-90,1	-94,1	4,44
5	-32,8	-38,4	17,07	-88,7	-92,4	4,17
6	-31,0	-36,2	16,77	-86,8	-90,0	3,69
7	-28,2	-33,0	17,02	-84,4	-87,2	3,32
8	-27,6	-32,9	19,20	-81,3	-83,8	3,08
9	-	-	-	-77,6	-79,8	2,84
10	-	-	-	-73,3	-75,2	2,59
11	-	-	-	-68,3	-70,1	2,64
12	-	-	-	-62,7	-64,3	2,55
13	-	-	-	-56,5	-57,9	2,48
14	-	-	-	-49,5	-50,8	2,63
15	-	-	-	-41,6	-42,9	3,12
16	-	-	-	-36,1	-37,5	3,88

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 29 – Força cortante nos pilares do apoio 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-32,7	-35,5	8,56	-116,1	-131,1	12,92
2	-38,4	-49,3	28,39	-130,6	-150,7	15,39
3	-39,3	-47,4	20,61	-133,2	-146,2	9,76
4	-38,7	-45,8	18,35	-134,3	-145,3	8,19
5	-36,8	-43,0	16,85	-133,6	-142,5	6,66
6	-33,5	-39,1	16,72	-131,3	-138,6	5,56
7	-29,1	-34,1	17,18	-127,6	-133,6	4,70
8	-24,8	-30,2	21,77	-122,5	-127,4	4,00
9	-	-	-	-116,1	-120,2	3,53
10	-	-	-	-108,5	-111,9	3,13
11	-	-	-	-99,8	-102,7	2,91
12	-	-	-	-90,0	-92,5	2,78
13	-	-	-	-79,3	-81,5	2,77
14	-	-	-	-67,6	-69,6	2,96
15	-	-	-	-55,0	-56,8	3,27
16	-	-	-	-44,8	-46,7	4,24

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 30 – Força cortante nos pilares do apoio 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-27,0	-27,1	0,37	-110,2	-104,7	4,99
2	-25,3	-19,7	22,13	-116,8	-114,9	1,63
3	-21,5	-15,7	26,98	-114,2	-111,2	2,63
4	-17,2	-12,2	29,07	-111,0	-108,2	2,52
5	-12,3	-7,8	36,59	-106,6	-104,2	2,25
6	-6,8	-2,7	60,29	-101,3	-99,1	2,17
7	-0,5	3,4	780,00	-95,1	-93,1	2,10
8	6,6	10,7	62,12	-87,9	-86,1	2,05
9	-	-	-	-79,7	-78,1	2,01
10	-	-	-	-70,7	-69,3	1,98
11	-	-	-	-60,8	-59,5	2,14
12	-	-	-	-50,0	-48,8	2,40
13	-	-	-	-38,3	-37,2	2,87
14	-	-	-	-25,9	-24,9	3,86
15	-	-	-	-12,5	-11,5	8,00
16	-	-	-	1,1	2,1	90,91

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 31 – Força cortante nos pilares do apoio 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%	S/ ISE (kN)	C/ ISE (kN)	%
1	-18,5	-15,5	16,22	-85,0	-44,4	47,76
2	-8,9	4,4	149,44	-66,6	-47,5	28,68
3	-4,8	4,6	195,83	-60,7	-45,7	24,71
4	-0,4	7,8	2050,00	-54,7	-42,4	22,49
5	3,9	11,2	187,18	-49,0	-39,0	20,41
6	8,4	15,0	78,57	-43,5	-35,2	19,08
7	12,8	18,9	47,66	-38,0	-31,2	17,89
8	21,8	28,5	30,73	-32,4	-26,8	17,28
9	-	-	-	-26,6	-21,9	17,67
10	-	-	-	-20,5	-16,6	19,02
11	-	-	-	-14,1	-10,8	23,40
12	-	-	-	-7,2	-4,4	38,89
13	-	-	-	0,1	2,6	2500,00
14	-	-	-	8,0	10,3	28,75
15	-	-	-	16,1	18,2	13,04
16	-	-	-	31,8	34,1	7,23

Fonte: elaborada pela autora.

APÊNDICE F – MOMENTO FLETOR DE PILARES

Quadro 32 – Momento fletor na base dos pilares do apoio 1

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	48,7	20,1	58,73	169,4	193,4	14,17
2	48,4	59,3	22,52	139,9	135,4	3,22
3	49,5	60,2	21,62	138,5	145,9	5,34
4	49,5	59,0	19,19	136,6	142,5	4,32
5	48,1	56,6	17,67	134,0	139,4	4,03
6	45,4	53,1	16,96	130,6	135,4	3,68
7	41,2	48,4	17,48	126,4	130,6	3,32
8	37,6	45,1	19,95	121,3	125,0	3,05
9	-	-	-	115,4	118,6	2,77
10	-	-	-	108,5	111,4	2,67
11	-	-	-	100,7	103,3	2,58
12	-	-	-	92,0	94,3	2,50
13	-	-	-	82,3	84,5	2,67
14	-	-	-	71,6	73,6	2,79
15	-	-	-	59,8	61,7	3,18
16	-	-	-	48,9	50,8	3,89

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 33 – Momento fletor no topo dos pilares do apoio 1

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	40,7	69,9	71,74	120,4	190,2	57,97
2	48,7	61,7	26,69	132,9	140,5	5,72
3	50,8	61,3	20,67	134,1	141,7	5,67
4	51,2	60,5	18,16	133,6	139,9	4,72
5	50,2	58,5	16,53	132,2	137,8	4,24
6	47,8	55,4	15,90	129,9	134,8	3,77
7	43,5	50,6	16,32	126,6	130,9	3,40
8	45,3	53,7	18,54	122,5	126,3	3,10
9	-	-	-	117,4	120,7	2,81
10	-	-	-	111,3	114,3	2,70
11	-	-	-	104,3	106,9	2,49
12	-	-	-	96,2	98,6	2,49
13	-	-	-	87,1	89,2	2,41
14	-	-	-	76,8	78,8	2,60
15	-	-	-	65,1	66,9	2,76
16	-	-	-	59,4	61,6	3,70

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 34 – Momento fletor na base dos pilares do apoio 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	51,5	25,0	51,46	189,0	169,7	10,21
2	57,4	73,5	28,05	198,9	228,9	15,08
3	58,4	70,7	21,06	201,4	220,7	9,58
4	57,5	68,2	18,61	202,7	219,4	8,24
5	54,5	63,9	17,25	201,3	214,9	6,76
6	49,5	58,0	17,17	197,6	208,7	5,62
7	42,8	50,6	18,22	191,7	200,8	4,75
8	35,3	43,1	22,10	183,7	191,2	4,08
9	-	-	-	173,8	180,1	3,62
10	-	-	-	162,2	167,4	3,21
11	-	-	-	148,9	153,3	2,96
12	-	-	-	134,0	137,8	2,84
13	-	-	-	117,7	121,0	2,80
14	-	-	-	100,0	102,9	2,90
15	-	-	-	81,1	83,7	3,21
16	-	-	-	63,6	66,3	4,25

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 35 – Momento fletor no topo dos pilares do apoio 2

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	46,5	81,5	75,27	159,4	223,4	40,15
2	57,7	74,4	28,94	193,0	223,1	15,60
3	59,4	71,5	20,37	198,3	217,8	9,83
4	58,7	69,1	17,72	200,3	216,4	8,04
5	55,9	65,1	16,46	199,5	212,7	6,62
6	51,1	59,3	16,05	196,4	207,1	5,45
7	44,5	52,1	17,08	191,0	199,9	4,66
8	39,0	47,5	21,79	183,7	191,0	3,97
9	-	-	-	174,4	180,4	3,44
10	-	-	-	163,3	168,4	3,12
11	-	-	-	150,5	154,8	2,86
12	-	-	-	136,1	139,8	2,72
13	-	-	-	120,2	123,4	2,66
14	-	-	-	102,9	105,7	2,72
15	-	-	-	84,0	86,7	3,21
16	-	-	-	70,9	73,8	4,09

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 36 – Momento fletor na base dos pilares do apoio 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	45,8	22,8	50,22	183,0	131,4	28,20
2	39,1	29,2	25,32	179,6	174,5	2,84
3	32,7	23,7	27,52	173,9	168,9	2,88
4	26,1	18,4	29,50	168,6	164,1	2,67
5	18,5	11,5	37,84	161,7	157,7	2,47
6	10,0	3,6	64,00	153,3	149,7	2,35
7	0,4	-5,6	1500,00	143,5	140,3	2,23
8	-10,0	-15,8	58,00	132,3	129,4	2,19
9	-	-	-	119,7	117,2	2,09
10	-	-	-	105,8	103,6	2,08
11	-	-	-	90,6	88,6	2,21
12	-	-	-	74,2	72,3	2,56
13	-	-	-	56,5	54,8	3,01
14	-	-	-	37,6	36,0	4,26
15	-	-	-	17,4	15,9	8,62
16	-	-	-	-2,7	-4,1	51,85

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 37 – Momento fletor no topo dos pilares do apoio 3

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	35,4	58,4	64,97	147,7	182,7	23,70
2	36,9	29,9	18,97	170,9	170,2	0,41
3	31,7	23,5	25,87	168,6	164,7	2,31
4	25,7	18,4	28,40	164,2	160,5	2,25
5	18,6	11,9	36,02	158,2	154,8	2,15
6	10,5	4,4	58,10	150,7	147,6	2,06
7	1,2	-4,6	483,33	141,8	138,9	2,05
8	-10,0	-16,2	62,00	131,3	128,8	1,90
9	-	-	-	119,5	117,2	1,92
10	-	-	-	106,3	104,2	1,98
11	-	-	-	91,7	89,8	2,07
12	-	-	-	75,7	74,0	2,25
13	-	-	-	58,5	56,9	2,74
14	-	-	-	40,2	38,7	3,73
15	-	-	-	20,0	18,6	7,00
16	-	-	-	-0,7	-2,3	228,57

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 38 – Momento fletor na base dos pilares do apoio 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.n)	%
1	37,1	10,1	72,78	157,5	35,2	77,65
2	14,5	-9,2	163,45	104,8	72,2	31,11
3	7,8	-6,7	185,90	94,7	71,0	25,03
4	0,8	-12,0	1600,00	84,7	65,3	22,90
5	-6,1	-17,3	183,61	75,4	59,6	20,95
6	-13,2	-23,3	76,52	66,5	53,5	19,55
7	-20,4	-29,6	45,10	57,6	46,9	18,58
8	-30,6	-39,9	30,39	48,6	39,8	18,11
9	-	-	-	39,4	32,0	18,78
10	-	-	-	29,8	23,6	20,81
11	-	-	-	19,7	14,5	26,40
12	-	-	-	9,0	4,6	48,89
13	-	-	-	-2,3	-6,1	165,22
14	-	-	-	-14,4	-17,9	24,31
15	-	-	-	-27,2	-30,3	11,40
16	-	-	-	-45,2	-48,4	7,08

Fonte: elaborada pela autora.

Quadro 39 – Momento fletor no topo dos pilares do apoio 4

Pvto	Pórtico 1 - 8 pavimentos			Pórtico 2 - 16 pavimentos		
	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%	S/ ISE (kN.m)	C/ ISE (kN.m)	%
1	18,4	36,2	96,74	97,5	97,9	0,41
2	12,4	-3,9	131,45	95,0	70,3	26,00
3	6,6	-7,2	209,09	87,4	66,2	24,26
4	0,5	-11,6	2420,00	79,3	61,8	22,07
5	-5,6	-16,3	191,07	71,6	57,3	19,97
6	-12,0	-21,7	80,83	64,0	52,2	18,44
7	-18,1	-27,0	49,17	56,4	46,7	17,20
8	-34,7	-45,4	30,84	48,6	40,5	16,67
9	-	-	-	40,4	33,7	16,58
10	-	-	-	31,8	26,2	17,61
11	-	-	-	22,6	17,8	21,24
12	-	-	-	12,7	8,6	32,28
13	-	-	-	2,0	-1,6	180,00
14	-	-	-	-9,7	-13,0	34,02
15	-	-	-	-21,2	-24,2	14,15
16	-	-	-	-50,2	-53,8	7,17

Fonte: elaborada pela autora.

ANEXO A – SONDAGEM SPT

