



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**LAIO GUIMARÃES OLIVEIRA**

**ANÁLISE DOS IMPACTOS DA CONSIDERAÇÃO DE INTERAÇÃO SOLO-  
ESTRUTURA NA MODELAGEM ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS SOB AÇÃO  
SÍSMICA**

**FORTALEZA - CE**

**2021**

LAIO GUIMARAES OLIVEIRA

ANÁLISE DOS IMPACTOS DA CONSIDERAÇÃO DE INTERAÇÃO SOLO-  
ESTRUTURA NA MODELAGEM ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS SOB AÇÃO SÍSMICA

Trabalho de conclusão de curso apresentado à  
Universidade Federal do Ceará, como requisito para o  
recebimento do Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Alexandre Araújo Bertini

Co-orientador : Cyrille Chazallon

FORTALEZA – CE

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

O48a Oliveira, Laio Guimarães.

Análise dos impactos da consideração de interação solo-estrutura na modelagem de edifícios sob ação sísmica / Laio Guimarães Oliveira. – 2021.  
95 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2021.

Orientação: Prof. Dr. Alexandre Araújo Bertini.

Coorientação: Prof. Dr. Cyrille Chazallon.

1. Solo. 2. Estrutura. 3. Cálculo. 4. Sismo. 5. Fundação. I. Título.

CDD 620

---

LAIO GUIMARAES OLIVEIRA

ANÁLISE DOS IMPACTOS DA CONSIDERAÇÃO DE INTERAÇÃO SOLO-  
ESTRUTURA NA MODELAGEM ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS SOB AÇÃO SÍSMICA

Trabalho de conclusão de curso apresentado à  
Universidade Federal do Ceará, como requisito para o  
recebimento do Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Alexandre Araújo Bertini

Co-orientador : Cyrille Chazallon

Aprovada em: 09 / 11 / 2021.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Alexandre Araújo Bertini (orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof.<sup>a</sup> Dra. Magnólia Maria Campêlo Mota  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof.<sup>a</sup> Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

A Deus.

A minha mãe, Ana Maria.

Referência de mulher, força e coragem.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus, em quem tenho fé e quem me guiou os caminhos para que chegasse até aqui.

Agradeço aos meus professores da Universidade Federal do Ceará (UFC) e do Instituto Nacional de Ciências Aplicadas de Estrasburgo (INSA) por terem contribuído diretamente em minha formação técnica e humana, em especial aos meus orientadores Cyrille Chazallon e Alexandre Bertini por terem me orientado na produção deste Trabalho de Conclusão de Curso.

Agradeço também à toda a equipe EMCI, escritório dentro do qual desenvolvi este projeto, que graças ao seu suporte e prontidão, fizeram do meu último estágio na França uma experiência muito enriquecedora do ponto de vista técnico e humano. Em especial agradeço ao meu tutor Eric Michel, que muito me inspirou não somente por ser um excelente engenheiro, mas também por ser um ser líder admirável.

Agradeço especialmente à minha Mãe, Ana Maria, que nunca mediu esforços para que eu tivesse acesso à educação e fosse em busca de meus projetos pessoais. Aproveito para agradecer ao meu Pai Francisco e aos meus irmãos Rogério, Junior e Karla e à minha sobrinha Juliana pelo suporte e incentivo.

Ademais, agradeço a todos aqueles que, de alguma forma, participaram da minha jornada para a obtenção deste diploma. Em especial, àqueles que acreditaram em meu potencial e que investiram seu tempo e dinheiro para me ajudar a custear meus estudos na França. Meu muito obrigado às minhas tias Jogiana, Maria do Carmo e minha prima Bruna por terem sido meus maiores suportes durante a campanha; à minha professora Suely por tanto ter-me apoiado e por ter motivado outros professores a me apoiarem. Finalmente, em nome de todos os que me fizeram doações, agradeço à família da tia Gorete e do tio Marcos, que me doaram as passagens de avião para que eu pudesse ir pra França. A todos vocês que deram existência à campanha #GoLaio, meu sincero muito obrigado.

“Milagres acontecem quando a gente vai à  
luta.” (O Teatro Mágico)

## RESUMO

Este Trabalho de Conclusão de Curso concentra-se em analisar os efeitos da consideração da Interação Solo-Estrutura (ISE) em modelos estruturais de edifícios submetidos a abalos sísmicos. Geralmente, para simplificar o cálculo estrutural, diversas edificações são dimensionadas desacopladas do solo sobre o qual repousam. A modelagem é feita considerando apoios indeformáveis sem levar em conta os recalques do terreno. Tal hipótese torna o modelo estrutural mais rígido do que a estrutura real, resultando em uma redução no seu período de vibração. Em contrapartida, para levar em conta a ISE, propomos, neste trabalho, realizar a modelagem dos edifícios com apoios deformáveis (análogos à molas amortecidas), o que possivelmente aumentará os períodos de vibração dos modos fundamentais do modelo e poderá levar a uma ação sísmica menos penalizante. Este relatório apresenta, portanto, uma análise bibliográfica que mostra os conceitos e fenômenos relacionados à Interação Solo Estrutura, aos cálculos sísmicos e ao dimensionamento de fundações de acordo com o que é preconizado pelos *Eurocodes*. Em seguida, faremos aplicações práticas da consideração da ISE em um modelo de geometria simplificada com a ajuda do *software Robot*. A consideração da ISE será analisada de diversos pontos de vista, fazendo variar o contexto geotécnico, o módulo de rigidez dos elementos estruturais e a altura do edifício. Finalmente, consideramos a ISE no modelo de um dos edifícios que compõem a expansão do Aeroporto da Ilha da Reunião Roland Garros com o objetivo de verificar as otimizações que podem ser feitas no cálculo das fundações do respectivo edifício. A partir das análises que foram realizadas, concluímos que a aplicação da ISE pode aumentar consideravelmente o período de vibração da estrutura. Também concluímos que, para solos mais compressíveis, como argilas e siltes, não importa o quão alto ou o quão rígidos sejam os elementos do edifício, sempre haverá interesse em aplicar a ISE. Em contrapartida, também verificamos que para solos rígidos como os do tipo A e B (classificação de solos feita pelo Eurocode), a consideração da ISE não apresenta efeito significativo.

**Palavras-chave:** solo, estrutura, cálculo, sismo, fundação, geotecnia



## **ABSTRACT**

This end-of-study project aims to analyze the consideration of the Soil Structure Interaction (SSI) for seismic calculation. Intending to simplify the structural calculation, the civil engineering works are often designed decoupled of the soil sur which it rests. The modeling is made taking into consideration rigid supports without considering soil settlements. This kind of hypothesis makes de structure more rigid than it really is, generating the reduction of its period of vibration. In contrary, to take in account the SSI, we suggest creating the model supported by dumped springs, what probably will increase the period vibration of the model's fundamental modes and conduct to less penalizing seismic loading. Aiming well discuss this subject, this report presents a bibliographic research which shows the concepts and the phenomena related to the SSI, to the seismic and to the foundation calculation. Then, we will perform an application over a model with simplified geometry using the software Robot to well verify the interest and the effects of considering the soil structure interaction. We'll analyze the SSI for a range of geotechnical contexts, buildings heights, building stiffness and structure materials. We will finish the analysis by applying the SSI one of the buildings in the Reunion Airport Roland Garros extension objecting to verify the optimizations that can be made on the foundations. Through the analyzes, it's possible to confirm that the structure's period of vibration is increased by considering the SSI. We noted also that, for the compressible soils, no matter the height, or the stiffness, or the kind of used material there's always the interest of applying SSE. However, for rigid soils like those of type A and B, taking in account the SSE does not present a significant effect.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. Problemas e questões motivadoras .....	3
1.1.1. Problema.....	3
1.1.2. Questões motivadoras.....	3
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivo Geral .....	3
1.2.2. Objetivos Específicos .....	4
1.3. Justificativa .....	4
1.4. Metodologia.....	5
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....</b>	<b>7</b>
2.1. Princípios da Interação Solo-Estrutura .....	7
2.1.1. O teorema de superposição de Kausel.....	9
2.2. Métodos de análise da Interação Solo-Estrutura.....	11
2.2.1. Método direto .....	11
2.2.2. Método de subestruturas.....	12
2.3. Modelagem do comportamento dinâmico do solo.....	13
2.3.1. Generalidades .....	13
2.3.2. Ensaaios de identificação dos solos .....	17
2.3.3. Modo de cisalhamento G.....	20
2.3.4. Cálculo do amortecimento do solo .....	23
2.4. Modelagem da resposta das fundações .....	26
2.4.1. Sapatas isoladas .....	26
2.4.2. Sapatas corridas .....	30
2.4.3. Radier .....	31
2.4.4. Consideração da geometria e da heterogeneidade do solo .....	33
2.5. Cálculo da impedância.....	34
2.5.1. Cálculo da Rigidez dinâmica para fundações superficiais .....	35
2.6. Aplicação prática de Interação Solo-Estrutura .....	36
<b>3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – CÁLCULO SÍSMICO .....</b>	<b>37</b>
3.1. Generalidades do cálculo sísmico.....	37
3.2. Análise modal .....	38
3.3. Definição do espectro de cálculo .....	40
3.3.1. Cálculo de $a_{gr}$ .....	42

3.3.2.	Cálculo do parâmetro S .....	45
3.3.3.	Cálculo dos períodos $T_B$ , $T_C$ , $T_D$ .....	45
3.3.4.	Cálculo do coeficiente de correção do amortecimento $\square$ .....	46
3.4.	Cálculo do esforço sísmico .....	46
3.4.1.	Força cortante na base da estrutura.....	46
3.4.2.	Distribuição das forças sísmicas horizontais .....	47
3.5.	Relação entre interação solo-estrutura e cálculo sísmico .....	47
<b>4.</b>	<b>APLICAÇÃO DA ISE: EDIFICAÇÃO HOSPITALAR .....</b>	<b>49</b>
4.1.	Apresentação do Modelo .....	49
4.2.	Hipóteses de cálculo .....	51
4.2.1.	Carregamento.....	51
4.2.2.	Combinação de cargas .....	51
4.2.3.	Contexto geotécnico .....	52
4.2.4.	Contexto sísmico do terreno .....	53
4.3.	Resultados da modelagem sem ISE .....	53
4.3.1.	Reações sem ISE .....	54
4.3.2.	Análise modal .....	55
4.4.	Dimensionamento das fundações sem ISE .....	56
4.4.1.	Cálculo com combinações no Estado Limite Último .....	56
4.4.2.	Cálculo com combinações no Estado Limite de Serviço .....	57
4.4.3.	Cálculo com combinações acidentais .....	59
4.5.	Cálculo dos parâmetros G e K para aplicação da ISE .....	60
4.5.1.	Cálculo do módulo de cisalhamento G.....	60
4.5.2.	Cálculo da rigidez dinâmica K .....	61
4.6.	Dimensionamento das fundações com ISE.....	61
4.6.1.	Reações nos apoios com ISE .....	62
4.6.2.	Análise modal .....	63
4.7.	Dimensionamento das fundações com ISE.....	63
4.8.	Análise dos resultados e conclusões .....	64
4.8.1.	Evolução do período de vibração .....	64
4.8.2.	Evolução das cargas sísmicas .....	64
4.8.3.	Evolução da geometria das fundações.....	65
<b>5.</b>	<b>ANÁLISE DA ISE EM DIFERENTES CONTEXTOS .....</b>	<b>67</b>
5.1.	Análise da influência do contexto geotécnico .....	67
5.2.	Análise da influência da rigidez da estrutura.....	70

5.3.	Análise da influência do número de andares .....	71
<b>6.</b>	<b>APLICAÇÃO DA ISE: EXTENSÃO DO AEROPORTO .....</b>	<b>72</b>
6.1.	Apresentação do projeto .....	72
6.2.	Hipóteses de cálculo .....	74
6.2.1.	Carregamento.....	74
6.2.2.	Contexto geotécnico .....	75
6.2.3.	Contexto sísmico .....	76
6.3.	Análise dos resultados e conclusões .....	76
6.3.1.	Evolução do período de vibração .....	76
6.3.2.	Evolução dos esforços sísmicos .....	77
6.3.3.	Evolução da geometria .....	78
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>81</b>
7.1.	Limitações da análise e perspectivas .....	83
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>84</b>

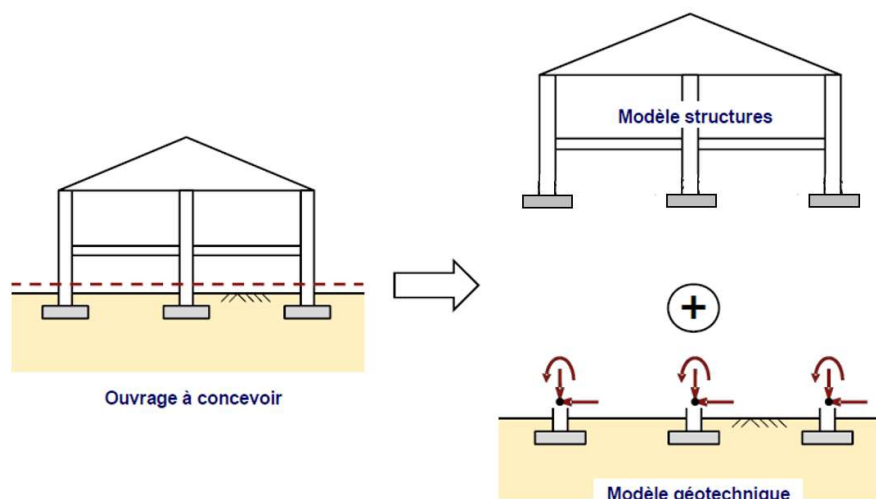
## 1. INTRODUÇÃO

O solo pode ser definido como uma formação superficial resultante da transformação física, química e/ou biológica de uma rocha subjacente. Esta formação é composta por grãos sólidos, água e ar. Aspectos como origem, tamanho, formato dos grãos sólidos e quantidade de vazios determinam como essa formação irá interagir com o ambiente externo, caracterizando principalmente sua capacidade de carga e deformações.

Portanto, um projeto de obras de engenharia civil, especialmente o de fundações, exige um conhecimento sólido do comportamento do solo, sobretudo como ele interage com a estrutura que repousa sobre ele.

Para simplificar o cálculo estrutural, as obras de engenharia civil, em geral, são frequentemente dimensionadas desacopladas do solo sobre o qual repousam, o que é ilustrado na Figura 1. Isto significa que a estrutura é dimensionada sem considerar no modelo estrutural os recalques do terreno, a rigidez de cada fundação e a consequente redistribuição de cargas, uma vez que são frequentemente modeladas em suportes não deformáveis (Davidovici, 2016).

Figura 1: Ilustração do desacoplamento entre o cálculo estrutural e o cálculo geotécnico.



Fonte: Adaptada do livro Prática da Interação Solo-Estrutura sob sismos (Cuira e Brûlé, 2017)

A dinâmica de trabalho de diversos escritórios de cálculo de estrutural é a seguinte: em um primeiro momento o engenheiro estrutural realiza o dimensionamento da estrutura e, em seguida, o engenheiro geotécnico, com base nas reações de apoio e nas

características do solo, realiza o dimensionamento das fundações. Assim, os dois cálculos são realizados isolados um do outro, sem que a rigidez do solo e os consequentes recalques sofridos por este material sejam levados em consideração no dimensionamento da superestrutura (Mota, 2009).

Nota-se, assim, que há uma descontinuidade entre as análises realizadas por esses dois engenheiros. Pode-se dizer que os modelos estruturais gerados por esses profissionais são desacoplados, não sendo totalmente representativos do comportamento real da estrutura.

Nesse sentido, GUTH (2009) afirma que a consideração da interação Solo-Estrutura (ISE) é uma etapa necessária para o desenvolvimento de modelos confiáveis e representativos do comportamento real desta. Segundo o autor, a ISE visa avaliar o comportamento de uma estrutura submetida a qualquer excitação, levando em consideração o acoplamento com o suporte, ou seja, a união fundação-solo.

Isso posto, para discutir amplamente a Interação Solo-Estrutura, este Trabalho de Conclusão de Curso apresenta em seu capítulo inicial uma introdução ao tema expondo os problemas e as questões motivadoras, os objetivos gerais e específicos da realização deste trabalho, bem como a justificativa e a metodologia aplicada.

Em seguida, nos capítulos 2 e 3 trataremos da revisão bibliográfica. A parte de pesquisa bibliográfica deste trabalho foi dividida em duas: interação solo-estrutura (Capítulo 2) e cálculo sísmico (Capítulo 3). Iniciamos os estudos a partir de uma pesquisa detalhada em livros e artigos científicos brasileiros e franceses com o objetivo de adquirir sólidos conhecimentos sobre o tema central aqui tratado: a Interação Solo-Estrutura. Estaremos interessados em entender os métodos de aplicação da ISE, em como modelar um solo sujeito a um carregamento dinâmico e, finalmente, como uma fundação se comporta sob um carregamento dinâmico. Em segundo lugar, apresentaremos os conceitos, tabelas e equações definidas pela norma NF EN 1998 (Eurocódigo 8) para a realização de um cálculo sísmico. Apresentamos o impacto da ISE nos resultados deste cálculo.

Na parte analítica deste Trabalho, aplicamos a ISE e realizamos uma aplicação dos conceitos em modelos de dois edifícios. Nos capítulos 3 e 4 tratamos do primeiro edifício, que se trata de um hospital cuja análise servirá para evidenciar o impacto da variação de determinados parâmetros na resposta dinâmica da edificação. Os parâmetros analisados serão: tipo de solo, rigidez dos pilares e vigas, e altura da edificação. Em seguida, no capítulo 5, aplicaremos a ISE em um modelo que se trata de um dos edifícios da extensão do aeroporto

da Ilha da Reunião. Nesta análise, o objetivo central será estudar os impactos da ISE no cálculo das fundações após a aplicação da interação solo-estrutura.

Finalmente, no capítulo 6, o último, concluímos sobre os resultados obtidos ao longo deste trabalho, bem como realizamos uma análise das limitações do estudo e das possíveis perspectivas deste estudo.

## **1.1. Problemas e questões motivadoras**

### ***1.1.1. Problema***

O solo, quando solicitado, pode se deformar. No entanto, este material, em projetos estruturais, é modelado muitas vezes como sendo indeformável, ou seja, sem levar em conta as interações existentes entre o solo e a estrutura. Esta hipótese de cálculo, segundo DAVIDOVICI, é segura, mas em se tratando de cálculo sísmico não é econômica e pode distanciar o modelo do comportamento real da estrutura. Nesse sentido, o presente estudo é guiado no intuito de responder aos seguintes questionamentos:

### ***1.1.2. Questões motivadoras***

- ✓ Quais as consequências da aplicação da Interação Solo-Estrutura no comportamento dinâmico de edifícios?
- ✓ Há interesse em aplicar Interação Solo-Estrutura para edifícios construídos sobre todos os tipos de terreno?
- ✓ Alterando-se a quantidade de pavimentos de um determinado edifício, permanece o interesse em aplicar Interação Solo-Estrutura?
- ✓ Alterando-se a rigidez dos elementos estruturais, permanece o interesse em aplicar Interação Solo-Estrutura?

## **1.2. Objetivos**

### ***1.2.1. Objetivo Geral***

Avaliar o impacto da consideração da Interação Solo-Estrutura no cálculo estrutural de edifícios submetidos a solicitação sísmica.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- a) Identificar na literatura métodos de análise da interação solo-estrutura;
- b) Caracterizar o comportamento dinâmico dos solos e determinar um conjunto de equações para o cálculo da impedância para sapatas isoladas e corridas, radiers e estacas;
- c) Utilizar software de análise e cálculo estrutural para realizar modelos sísmicos para a aplicação da ISE;
- d) Analisar a influência do tipo de solo, da rigidez do material e da altura da edificação modelada na consideração da ISE;
- e) Dimensionar as fundações dos edifícios com e sem ISE e proceder com a análise comparativa dos resultados obtidos;
- f) Concluir acerca do interesse de aplicação da ISE para os casos estudados.

### **1.3. Justificativa**

Para modelar uma estrutura levando em consideração hipóteses que aproximam o modelo numérico do comportamento real dela, a consideração da ISE é uma etapa essencial. Mostraremos neste estudo que o deslocamento de um terreno durante um abalo sísmico pode impactar o comportamento geral da estrutura. Assim, pode-se afirmar que a suposição de terreno indeformável pode ser, para alguns tipos de solo, pouco representativa da realidade.

Na verdade, a suposição de suportes indeformáveis não leva em consideração a redistribuição de forças nas fundações de acordo com a rigidez desta e torna a estrutura modelada mais rígida do que realmente é. Isto resulta na redução do período de vibração do edifício modelado. Nesse sentido, espera-se que, ao se calcular estruturas levando em conta as deformações no solo (apoios com molas) aumente os períodos de vibração dos modos fundamentais da maquete e isto conduzirá a uma ação sísmica menos penalizante.

O tema estudado justifica-se pois:

- ✓ Modelos estruturais com consideração de Interação Solo-Estrutura são menos aproximativos.
- ✓ A determinação de uma carga sísmica menos penalizante poderá conduzir a uma otimização do volume de fundação do edifício.

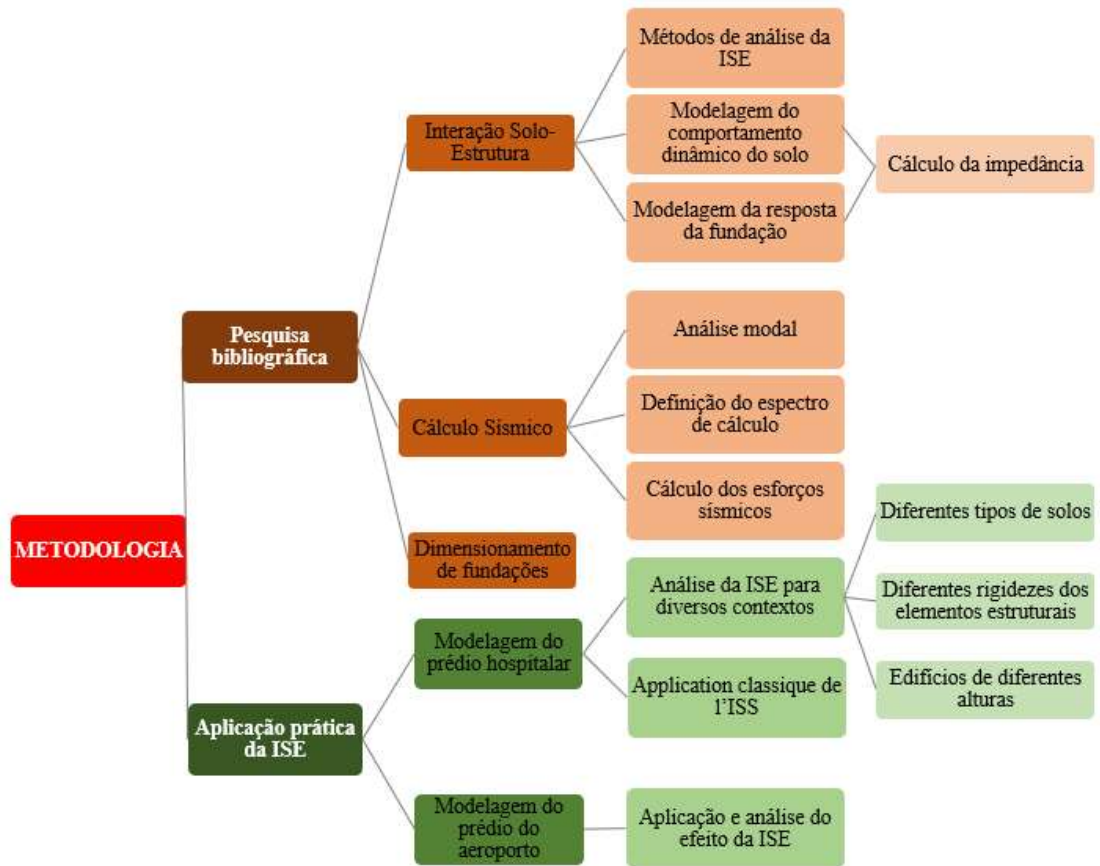


Assim, como o escritório de cálculo estrutural EMCI (situado na Ilha da Reunião), ainda não considerava em seus projetos o acoplamento solo-estrutura, propôs, por meio de uma parceria com o Instituto Nacional de Ciências Aplicadas de Strasbourg, a realização de um tal estudo a fim de produzir conhecimento suficiente para que a ISE fosse aplicada em seus futuros projetos.

#### **1.4. Metodologia**

Este Trabalho de Conclusão de Curso apresenta caráter é exploratório e analítico. Na parte exploratória, faremos uma análise bibliográfica que nos permitirá conhecer os conceitos e fenômenos relacionados à Interação Solo-Estrutura, além de um estudo da norma francesa para a realização de cálculo sísmico (Eurocode 8) e justificativa das fundações (Eurocode 7). A parte analítica também nos permitirá aplicar os conceitos previamente estudados na sessão de pesquisa bibliográfica. O diagrama abaixo mostra todas as etapas metodológicas que devem ser seguidas ao longo do projeto para que se atinjam os objetivos desejados.

Figura 2 : etapas metodológicas aplicadas no projeto



Fonte: O autor

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

### 2.1.Princípios da Interação Solo-Estrutura

Quando ocorre um terremoto, ondas sísmicas se propagam pelo solo e colocam as bases das edificações em movimento. A forma como a estrutura e o solo irão reagir ao movimento gerado pela propagação de tais ondas depende da natureza do terramoto, mas também das características e propriedades dinâmicas da estrutura e do solo. (Davidovici 2016)

Neste contexto, considerar a interação solo-estrutura em um modelo significa realizar todas as análises e dimensionamentos considerando os efeitos do movimento do solo nas interações cinemáticas e inerciais. Definiremos posteriormente estes dois tipos de interação.

GUTH (2009) afirma que para levar em conta a ISE, consideramos:

- ✓ O movimento do solo induzido pelo terremoto;
- ✓ O balanço e o deslizamento do edifício;
- ✓ Forças internas nas fundações resultantes de deslocamentos do solo.

Do ponto de vista regulamentar, a consideração da ISE não é obrigatória para todos os tipos de projetos. De acordo com a norma NF EN 1998\_1 (Eurocódigo 8), os efeitos da ISE devem ser estudados em determinados tipos de estruturas. A saber:

- ✓ Estruturas para as quais os efeitos de 2ª ordem desempenham um papel significativo;
- ✓ Estruturas com fundações superficiais ou profundas, como pilares de pontes, caixotões e silos offshore;
- ✓ Estruturas altas e delgadas, como torres e chaminés;
- ✓ Estruturas suportadas em solos muito moles, com velocidade média de propagação das ondas inferior a 100 m / s.

A Figura 3 mostra alguns exemplos de obras para as quais a norma europeia recomenda a consideração da ISE. Podemos perceber, nesse sentido, que todas essas construções têm os seguintes pontos em comum: são obras com dimensões muito grandes e exigem um alto nível de detalhamento em seus modelos.

Figura 3 : exemplos de obras as quais o Eurocode 8 obriga a consideração dos efeitos de Interação Solo-Estrutura no dimensionamento estrutural.



Fonte: Wikipédia

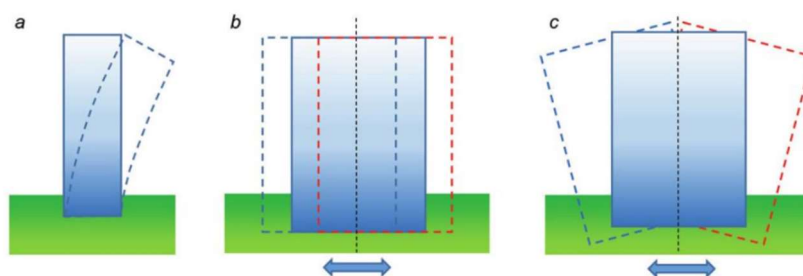
Para outros tipos de estruturas, como para edificações mais simples, a consideração da ISE serve para aproximar o modelo de seu comportamento real, torná-lo menos rígido e por consequência, reduzir os esforços na estrutura provenientes do carregamento sísmico. O Eurocode 8 afirma que os efeitos da interação solo-estrutura tendem a ser benéficos (redução de esforços). No entanto, para as estruturas mencionadas acima, esses efeitos podem ser prejudiciais.

De acordo com GUTH (2009), a consideração da ISE resultará em:

- ✓ A modificação do movimento do solo próximo à estrutura em relação ao movimento em campo livre, na ausência de estrutura;
- ✓ Um movimento da estrutura diferente daquele de uma hipótese de terreno infinitamente rígido.

A Figura 10 mostra três diagramas que ilustram o movimento de um edifício durante um terremoto.

Figura 4 : movimento de um edifício em 3 situações distintas.



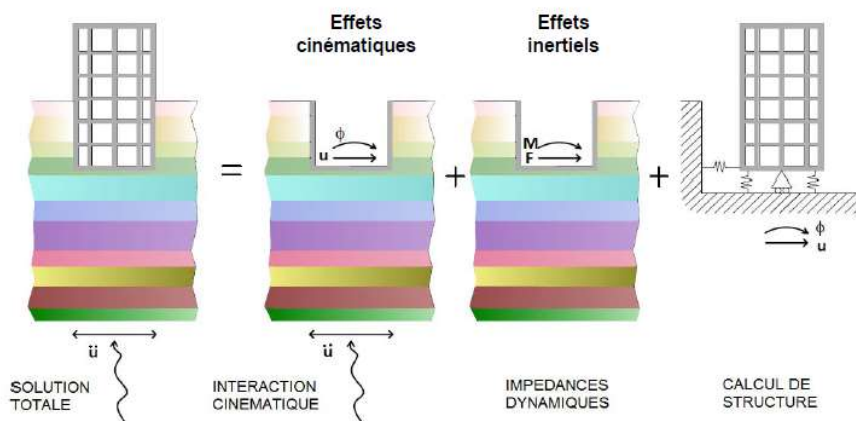
Fonte: Livro Prática da Interação Solo-Estrutura sob sismos (Cuira e Brûlé, 2017)

Nas figuras (a) e (b) não há consideração da ISE. No caso (a) o edifício é flexível e o terreno é muito rígido; no caso (b), a construção é muito rígida e o terreno tem uma resistência mecânica muito boa. O caso (c) apresenta a consideração do ISS em que o edifício é rígido e deforma-se apresentando uma interação com o suporte.

### 2.1.1. O teorema de superposição de Kausel

O Teorema da Superposição de Kausel (KAUSEL e ROESSET, 1974) afirma que a resposta sísmica de um sistema completo pode ser discretizada em dois estágios, ou dois efeitos, a saber: o efeito cinemático e o efeito inercial, conforme mostrado na Figura 5.

Figura 5 : Teorema de superposição de Kausel



Fonte: Livro Prática da Interação Solo-Estrutura sob sismos (Cuir e Brûlé, 2017)

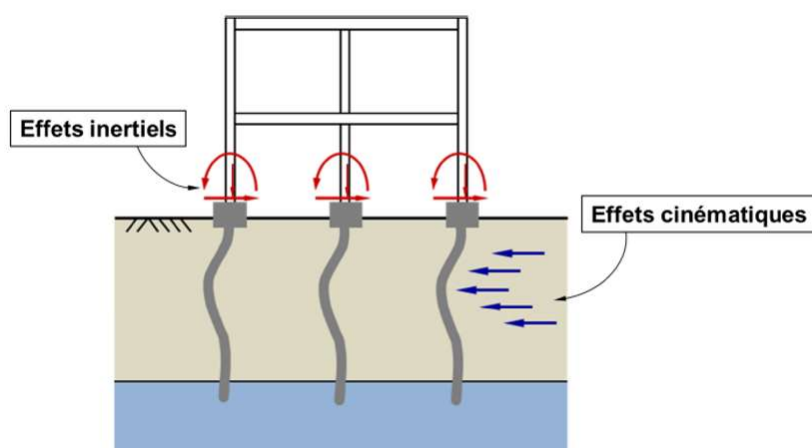
O efeito cinemático é caracterizado pela propagação de ondas sísmicas no solo na presença de fundações e a consequente geração de uma aceleração na base do edifício (BOU MEHDI, 2015). CUIRA e BRULÉ (2018) afirmam que esse efeito pode ser simulado por um deslocamento do solo modelado como apoio deformável.

Com efeito, a execução da escavação e a implantação das fundações no terreno alteram o movimento em campo livre, que é o movimento sísmico na ausência das fundações. As ondas sísmicas se propagam no solo e são refletidas e difratadas pelos suportes do edifício. Como o terreno é flexível, haverá deslocamentos adicionais na base, que se refletirão na geração de forças inerciais.

O efeito inercial, por sua vez, é um efeito decorrente do efeito apresentado anteriormente e é caracterizado pela geração de um momento e uma força de cisalhamento na base da fundação (BOU MEHDI, 2015). Por meio de um modelo análogo adotado (associação de molas e amortecedores), este efeito caracteriza bem a ligação entre o solo e a fundação, isto pode ser feito a partir da implementação das funções de impedância.

A Figura 6 mostra esquematicamente a ocorrência desses dois efeitos e ilustra como eles atuam na estrutura. Pode-se observar que o efeito cinemático está ligado à incidência de ondas sísmicas na fundação e que o efeito inercial está ligado ao aparecimento de forças na base do edifício.

Figura 6 : exemplificação de como atuam os efeitos inerciais e cinemáticos em uma estrutura.



Fonte: (CUIRA et SIMON, 2016)

## 2.2. Métodos de análise da Interação Solo-Estrutura

Para realizar a consideração dos efeitos da interação solo-estrutura em um projeto, é possível conduzir o estudo com três métodos diferentes: método direto, método de subestrutura e método híbrido. Nesta parte da apresentação da bibliografia, apresentaremos as duas primeiras. O método da subestrutura será tratado com um pouco mais de detalhe porque será o método utilizado para realizar nossas análises subsequentes.

### 2.2.1. Método direto

A partir do método direto, também chamado de método global, podemos realizar a análise da ISE com um único modelo de elementos finitos (acoplamento solo-estrutura) em uma única etapa. Este método leva em consideração os efeitos da ISE na radiação e dissipação de energia. Portanto, realizar o cálculo do modelo levando em consideração a ISE equivale a resolver a Equação (1), que é a equação do movimento para uma estrutura qualquer. Para resolvê-lo, recorre-se a métodos numéricos, como o método dos elementos finitos. A resolução manual seria muito complicada.

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad (1)$$

A saber :

M : matriz de massa ;

C : matriz de amortecedores ;

K : matriz de rigidez;

U : deslocamento e as respectivas derivadas.

F : vetor de força resultante

Ao usar este método para aplicar a ISE, a modelagem deve levar em consideração todas as características do maciço e da edificação que influenciam os resultados produzidos pelo modelo. Assim, cada camada de solo deve ser introduzida com um valor característico de Módulo de Young E, coeficiente de Poisson  $\nu$  e um valor de amortecimento do material  $\xi$ .

BOU MEHDI (2015) realizou uma análise deste método e conseguiu elencar as vantagens e desvantagens da sua aplicação, a saber:

#### VANTAGES

#### DESVANTAGENS

- ✓ Modelagem precisa da ISE ;
- ✓ Necessidade de precisar as leis de comportamento de contato nas fronteiras do modelo.
- ✓ Consideração do comportamento não-linear do solo.
- ✓ Quantidade considerável de nós, o que resulta em muito tempo para processamento dos cálculos;

### 2.2.2. Método de subestruturas

Para aplicar este método, raciocinamos dividindo todo o fenômeno da ISE em várias etapas que são mais fáceis de analisar isoladamente do que o problema como um todo. Solucionados cada sistema isolado, aplicamos uma condição de compatibilidade, que garantirá a conformidade do modelo. Este método recorre ao Teorema da Superposição de Kausel (cf. 2.1.1), que discretiza a resposta sísmica em efeito cinemático e inercial.

CUIRA e BRULE (2018) propõem a discretização do modelo em 3 subsistemas (vide Figura 5). No primeiro subsistema, é determinado o movimento sísmico a ser aplicado à base da estrutura, que corresponde ao efeito cinemático. No segundo subsistema, calculamos as matrizes de impedância da fundação (sem massa), que corresponde ao efeito inercial. Finalmente, é determinada a resposta sísmica da estrutura, que é baseada em um sistema de amortecedores deduzido das matrizes obtidas no segundo sistema.

Assim, resolveremos estas três etapas e teremos como resultado as reações nos apoios do edifício que levam em consideração o efeito da interação solo-estrutura.

BOU MEHDI (2015) realizou uma análise deste método e conseguiu elencar as vantagens e desvantagens da sua aplicação, a saber:

#### VANTAGENS

- ✓ Utiliza funções de impedância para caracterizar o solo;
- ✓ Tempo reduzido de cálculo ;
- ✓ Método com hipóteses de cálculo simplificadas.

#### DESVANTAGENS

- ✓ Hipótese de solo com comportamento linear.



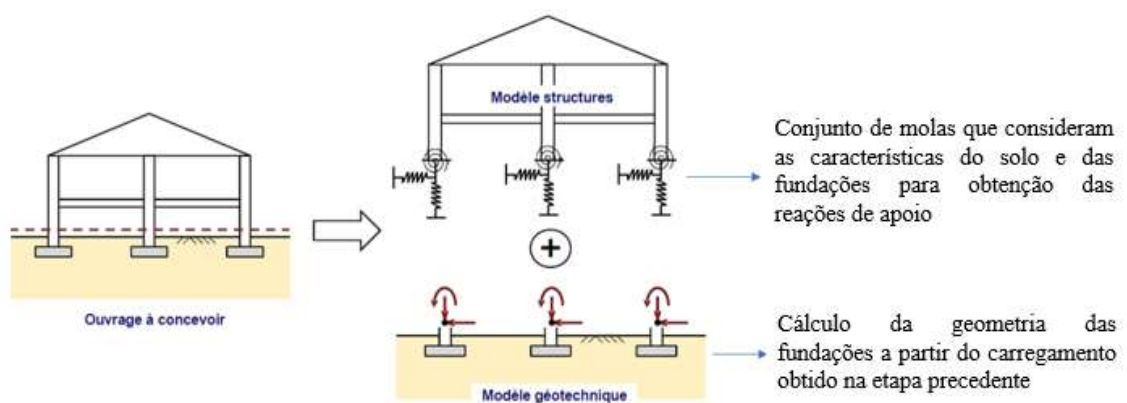
## 2.3. Modelagem do comportamento dinâmico do solo

### 2.3.1. Generalidades

Para determinar o modelo de uma dada estrutura levando em consideração as interações existentes entre o solo e a estrutura, é necessário primeiro definir a fronteira entre o modelo geotécnico e o modelo estrutural. Normalmente, o limite do modelo é colocado na base da superestrutura. Assim, as características dos apoios do modelo integram os parâmetros do solo e das fundações. (CUIRA e BRULE, 2018).

Ao implementar este tipo de raciocínio, saímos de um modelo sem ISS como o mostrado esquematicamente na Figura 1 e obtemos um modelo que é semelhante ao mostrado na Figura 7.

Figura 7 : ilustração de um modelo estrutural e geotécnico acoplado



Fonte: (CUIRA et SIMON, 2016) - adaptado

Segundo CUIRA e BRULE (2018), uma das maiores dificuldades em definir um modelo como o apresentado na Figura 7 é escolher uma rigidez que consiga integrar os efeitos das não linearidades intrínsecas e aparentes do solo e fundações como:

- ✓ Degradação do módulo de deformação;
- ✓ Plastificação ;
- ✓ Tensões iniciais ;
- ✓ Interação com as construções vizinhas;






Neste contexto, a maioria dos modelos com ISE assume que a estrutura repousa sobre um solo homogêneo com propriedades mecânicas conhecidas e constantes durante todo o terremoto. Além disso, acredita-se também que a excitação da estrutura é feita por ondas de volume que se propagam verticalmente em um substrato horizontal. Supõe-se, além disso, que o sólido elástico apresenta o mesmo módulo de deformação na tração e na compressão e supõe-se uma rigidez constante em toda a base da fundação.

Porém, na realidade, as camadas do solo podem às vezes apresentar declives, o maciço é heterogêneo e as características dinâmicas podem variar durante um terremoto. Além disso, as características de tração e compressão de um solo não são as mesmas e o valor do módulo de deformação na borda e no centro não é o mesmo, especialmente para radiers. (DAVIDOVICI, 2016).

Então, quando analisamos todas essas incertezas, vemos que o cálculo com a ISE ainda é muito aproximado, o que requer um certo cuidado na hora de usar os dados obtidos e realizar o cálculo das fundações. Assim, trabalhamos sempre considerando envelopes de resultados, o que nos posiciona do lado da segurança.

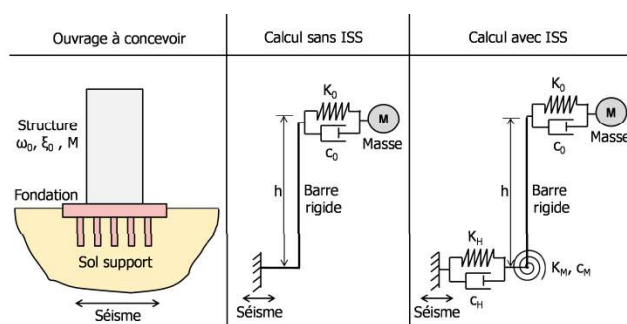
Tudo isso nos mostra que o comportamento do solo é muito complexo, não linear e não elástico. No entanto, pode-se usar modelos análogos para tentar representar bem esse comportamento. A Tabela 1 mostra uma lista de vários modelos análogos.

Tabela 1 : modelos análogos elementares e compostos.

	Modèle	Schéma	Éléments constitutifs	Loi de comportement
Modèles élémentaires	Ressort		Solide hookéen	Élastique linéaire $F = K.u$
	Amortisseur		Fluide Newtonien	Visqueux $F = C.\dot{u}$
	Patin (ou fusible)		Solide de St Venant	Plastique $\begin{cases} u^p = 0 & \text{si } F < F^p \\ u^p > 0 & \text{si } F = F^p \end{cases}$
Modèles composés	Modèle de Maxwell		Solide hookéen et fluide Newtonien	Visco-élastique $\frac{\dot{F}}{K} + \frac{F}{C} = \dot{u}$
	Modèle de Kelvin-Voigt		Solide hookéen et fluide Newtonien	Visco-élastique $K.u + C.\dot{u} = F$

A ligação entre o solo e a fundação pode ser representada por modelos análogos (molas, amortecedores etc.). Cada modelo pode ser mais ou menos adequado dependendo das circunstâncias em que ocorre o movimento da estrutura. Para uma determinada frequência, a interação inercial permite simular, através das funções de impedância, a modificação dos períodos e amortecimentos aparentes da montagem solo-estrutura e a ISE pode ser modelada pela implementação do modelo Composto Kelvin-Voigt, conforme mostrado na Figura 15.

Figura 8 : comparação de modelos estruturais sem e com a consideração da ISE



Fonte: Livro Prática da Interação Solo-Estrutura – 2018 (CUIRA et BRULÉ)

Para determinar tal modelo, é necessário primeiro, por meio de análises e levantamentos, definir algumas características do solo, a saber:

- ✓ Módulo de Young  $E$
- ✓ Módulo de Cisalhamento  $G$
- ✓ Coeficiente de poisson  $\nu$
- ✓ Massa específica  $\rho$
- ✓ Amortecimento interno  $\xi$
- ✓ Perfil geotécnico

DAVIDOCI, CUIRA e GUTH concordam no que tange à definição do modelo reológico aplicado para modelar o comportamento do solo sob ação sísmica: o modelo Kelvin Voigt (associação de mola e amortecedor). DAVIDOVIC (2016) argumenta que a ISE causa um significativo amortecimento do solo e que não considerar isso leva a superestimar a resposta. Por fim, GUTH (2009) afirma que o solo submetido a cargas sísmicas nunca pode ser representado por um modelo puramente elástico.

### 2.3.2. Ensaios de identificação dos solos

Atualmente o mercado dispõe de diversos meios para a realização de ensaios laboratoriais ou *in situ* que nos permitem caracterizar o comportamento sísmico dos solos.

Entre os ensaios *in situ*, podemos citar:

- ✓ Ensaio geofísico do tipo *crosshole*;
- ✓ Ensaio geofísico em superfície do tipo não invasivo;
- ✓ Ensaio de penetração dinâmica SPT;

Entre os ensaios de laboratório, podemos citar:

- ✓ Ensaios triaxiais do tipo Cu+u;
- ✓ Ensaio triaxial cíclico;
- ✓ Ensaio à coluna de ressonância.

Dentre todos esses testes, aquele que nos permitirá identificar o módulo máximo de cisalhamento do solo  $G_{max}$  é o teste geofísico em sondagens do tipo *crosshole*. Este teste mede o tempo que uma onda sísmica leva para percorrer entre a fonte e o receptor. Este teste é feito a partir de dois furos localizados o mais próximo possível um do outro. Conhecendo o caminho e a distância, obtém-se a velocidade de propagação das ondas no solo  $V_s$ . Este parâmetro será utilizado posteriormente para calcular o módulo de cisalhamento máximo  $G_{max}$ , aquele que é produzido a partir das pequenas deformações. Este parâmetro pode ser calculado a partir da equação (2).

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

A saber :

$\rho$ : massa volumétrica do solo;

$V_s$  : velocidade de propagação das ondas no solo determinada pelo ensaio de cross-hole.

A diferença entre os valores de  $V_s$  em deformações baixas e os valores que correspondem aos níveis de deformação induzidos por um terremoto é levada em consideração pelo Eurocódigo 8 na Tabela 4.1 (Tabela 2 neste texto). Esta tabela indica de fato a relação entre  $G / G_{max}$ . Para determiná-lo, precisamos saber a razão de aceleração do solo  $\alpha * S$ .

Onde :

$\alpha$  : relação entre aceleração de cálculo  $a_g$  do solo e a aceleração da gravidade  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

S : coeficiente do solo

A determinação dos parâmetros tais como  $\alpha$  e S será mais bem detalhada no capítulo 4 deste trabalho.

Tabela 2 : coeficientes de amortecimento do solo e determinação de G.

Rapport d'accélération du sol, $\alpha \cdot S$	Coefficient d'amortissement max.	$\frac{V_s}{V_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90 ( $\pm 0,07$ )	0,80 ( $\pm 0,10$ )
0,20	0,06	0,70 ( $\pm 0,15$ )	0,50 ( $\pm 0,20$ )
0,30	0,10	0,60 ( $\pm 0,15$ )	0,36 ( $\pm 0,20$ )

Fonte: (Eurocode 8-5, Tabela 4.1)

O ensaio *cross-hole* também pode ser usado para identificar a classificação sísmica de solos de acordo com os parâmetros preconizados pelo eurocode. Para fazer tal classificação, também podemos usar o valor de NSPT e a coesão de  $C_u$  do sólido.

O parâmetro  $V_{s,30}$  corresponde à velocidade média de propagação das ondas em um total de N camadas nos 30 m superiores do terreno. Como o teste de *cross-hole* fornece a velocidade de propagação das ondas em cada camada, é necessário calcular o valor de  $V_{s, 30}$ . Esta equação foi retirada do Eurocódigo 8 -1.

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_1^N \frac{h_i}{V_i}} \quad (3)$$

Em posse do valor de  $V_{s,30}$ , somos capazes de classificar o solo à partir da tabela 3.1 do Eurocode - Tabela 3 deste relatório.

Tabela 3 : classificação dos solos segundo o Eurocode 8

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (coups/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	—	—
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $v_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ( $PI > 40$ ) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
$S_2$	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou $S_1$ .			

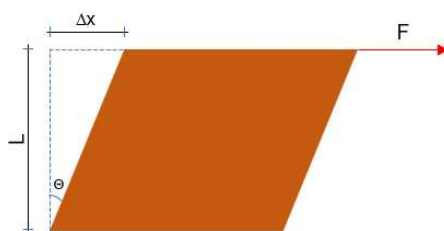
Fonte: Eurocode 8 – 1 Tabela 3.1

### 2.3.3. Modo de cisalhamento $G$

Conforme mencionado anteriormente, para modelar adequadamente o comportamento dinâmico do solo, são utilizados parâmetros como módulo  $E$  de Young, coeficiente de Poisson  $\nu$ , densidade, entre outros. Nesta parte da pesquisa bibliográfica, estamos interessados em analisar o Módulo de cisalhamento  $G$  do solo. Este parâmetro é inerente a cada material (no nosso estudo de caso, o solo) e é uma grandeza física que serve para caracterizar as deformações geradas pelos esforços de cisalhamento. Seu valor pode ser medido como a inclinação da linha do diagrama tensão-deformação (HIBBELER, 2009) (cf. Figura 17).

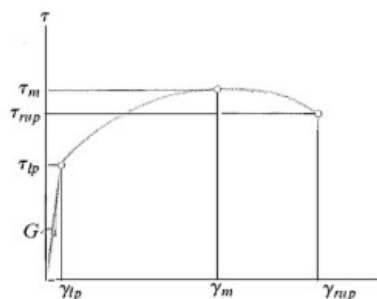
A Figura 9 mostra uma partícula de solo submetida a uma tensão de cisalhamento e a Figura 10 mostra a curva tensão-deformação para qualquer material.

Figura 9 : cisalhamento de uma partícula de solo



Fonte: O Autor

Figura 10 : diagrama tensão – deformação par um material qualquer



Fonte: HIBBELER, 2009



Assim, por definição, temos:

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xy}} = \frac{\frac{F}{A}}{\frac{\Delta x}{L}} = \frac{FL}{A\Delta x} \quad (4)$$

Onde :

$\tau$  : tensão de cisalhamento

$\gamma$  : deformação angular

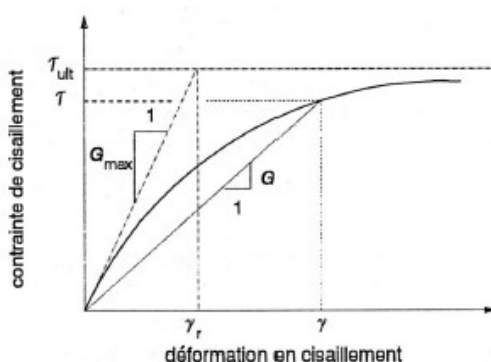
A : área de aplicação da força

Podemos igualmente definir o módulo de cisalhamento por meio da equação seguinte:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5)$$

O comportamento do solo real nem sempre é linear. Segundo GUTH (2009), o comportamento de um tal material sujeito a grandes deformações não é linear nem elástico. Na verdade, o valor do módulo de cisalhamento  $G$  depende da amplitude da distorção. Assim, introduz-se o conceito de faixa de distorção, pois o valor do módulo pode variar de  $G$  até seu valor máximo  $G_{\text{máx}}$ , que varia de acordo com a carga aplicada, conforme mostrado na Figura 11.

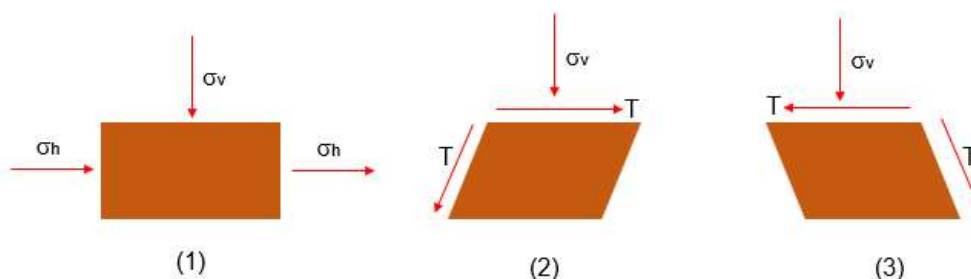
Figura 11 : variação de  $G$  em função do cisalhamento



Fonte: Eurocode 8

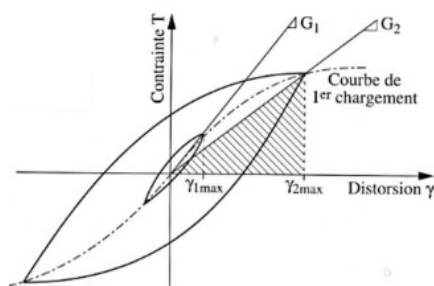
O diagrama desenhado na Figura 11 mostra a curva de evolução da tensão de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento. Vemos, portanto, que a inclinação desta curva não é constante, o que nos leva a concluir que o valor  $G$  pode variar com a amplitude de deformação. Assim, se um corpo de prova de solo for submetido a carregamento cíclico como na Figura 12, um diagrama de carregamento-descarregamento como o da Figura 11 ocorrerá.

Figura 12 : ilustração de um ensaio de carregamento cíclico em cisalhamento de um corpo de prova de solo



Fonte: O Autor

Figura 13 : curva de tensão-deformação cíclica



Fonte: Guth, 2009

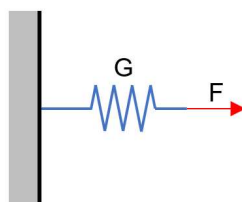
A partir da análise da Figura 13, podemos ainda ver que a superfície do ciclo e a inclinação da curva dependem da distorção máxima. Isso significa que quanto mais a área do loop aumentar, mais ele será inclinado em comparação com a horizontal.

A importância de conhecer bem este parâmetro do solo reside no fato de que para modelar a ISE, é necessário levar em consideração a diminuição do módulo de deformação com o aumento do nível de deformação. De fato, os testes realizados *in situ* para medir o módulo de cisalhamento produzem distorções consideravelmente menores no solo do que aquelas produzidas por terremotos.

#### 2.3.4. Cálculo do amortecimento do solo

No domínio elástico, ou seja, no caso de vibrações decorrentes de terremotos de baixa amplitude, o comportamento do solo permanece elástico e linear, ou com amortecimento muito leve. Assim, o modelo análogo de uma mola simples pode representar bem o comportamento do solo, conforme mostrado na Figura 14 (GUTH, 2009).

Figura 14 : modelo análogos do solo no domínio elástico.



Fonte: O autor.

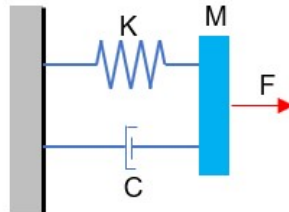
Porém, ao analisarmos o comportamento de fundações submetidas a maiores cargas sísmicas, levando a deformações médias, é possível observar, segundo CUIRA e BRULE, 2018:

- Efeito da massa do solo que modifica a rigidez aparente em função da frequência;
- Defasagem entre o carregamento e a deformação, o que indica a existência de amortecimento. (CUIRA et BRULE, 2018)

O termo de amortecimento pode assim ser discretizado em amortecimento do material (amortecimento interno ou próprio representativo do solo) e dissipação radiativa (amortecimento geométrico, ligado à dimensão das fundações e ao volume de solo solicitado). Na verdade, esta segunda parte do amortecimento resulta do transporte para o infinito por refração de parte da energia de deformação que tensionou a estrutura.

Neste contexto, para representar tal fenômeno, o modelo Kelvin-Voigt, associação mola-amortecedor (vide Figura 15) é mais representativo do comportamento real do solo. Assim, adicionamos ao modelo uma parte que corresponde à dissipação de energia no sistema: o amortecedor.

Figura 15 : modelo análogo do solo no domínio viscoelástico.



Fonte: O Autor.

De acordo com BOYERE (2011), o valor do amortecimento C pode ser calculado por meio da seguinte equação:

$$\xi = \frac{C}{C_{crit.}} = \frac{C}{2 * M * \omega} \quad (6)$$

Assim, tem-se :

$$C = 2 * M * \xi * \omega \quad (7)$$

A saber :

C : amortecimento do solo

K : rigidez do solo

$\omega$  : pulsation

$\xi$  : taxa de amortecimento

A taxa de amortecimento total pode ser calculada como a soma entre taxa de amortecimento interna e taxa de amortecimento geométrica, como mostra a equação seguinte.

$$\xi_T = \xi_i + \xi_g \quad (8)$$

A taxa de amortecimento interna é uma característica intrínseca do solo e pode ser determinada a partir da Tabela 4.1 do Eurocódigo (Tabela 2 deste relatório). Ao ler esta tabela, verificamos que a taxa de amortecimento está ligada à relação  $G / G_{\max}$ .

A segunda parte do amortecimento, o amortecimento geométrico ( $\xi_g$ ), pode ser calculado a partir das seguintes equações:

$$\xi_{gv} = \frac{c_v a_0}{2k_v} \quad (9)$$

$$\xi_{gh} = \frac{c_h a_0}{2k_h} \quad (10)$$

$$\xi_{gm} = \frac{c_m a_0}{2k_r} \quad (11)$$

$$a_0 = \frac{B\omega_0}{2V_s} \quad (12)$$

Se o valor de  $a_0$  permanece do intervalo  $0 \leq a_0 \leq 2$  podemos aplicar as relações seguintes :

$$\begin{cases} k_v \approx 1 - 0,17a_0^2 \\ k_h \approx 1 - 0,04a_0^2 \\ k_r \approx 1 - 0,2a_0 \end{cases} \quad (13)$$

$$\begin{cases} c_v \approx 0,8 \\ c_h \approx 0,55 \\ c_r \approx 0,1 \ln(1 + 2a_0^2) \end{cases} \quad (14)$$

Em posse dos valores de amortecimento, num segundo momento iremos integrá-los às rigidezes estáticas para calcular a impedância do contacto solo-estrutura.

Verificamos, assim que para pequenos valores de taxa de amortecimento, o período de vibração da estrutura não muda substancialmente. A mudança ocorrerá de forma significativa à partir de uma taxa de amortecimento de 60%.

## 2.4. Modelagem da resposta das fundações

Para realizar o dimensionamento de uma fundação, é necessário que seja determinado um modelo geotécnico que descreve as propriedades físicas e mecânicas do solo. Esta caracterização também tem impacto na determinação dos efeitos cinemáticos e inerciais da estrutura.

Nesse contexto, busca-se determinar os parâmetros adequados para fazer tal modelagem. Nesta parte deste trabalho, estamos interessados em estudar a rigidez estática das fundações. Para transformá-la em rigidez dinâmica, será aplicado um coeficiente modificador da rigidez.

### 2.4.1. Sapatas isoladas

Se considerarmos uma sapata superficial circular de diâmetro  $B$  que repousa sobre um solo homogêneo sob carga sísmica, este solo pode ser caracterizado por:

$G$  : módulo de cisalhamento do solo;

$\nu$  : coeficiente de poisson do solo

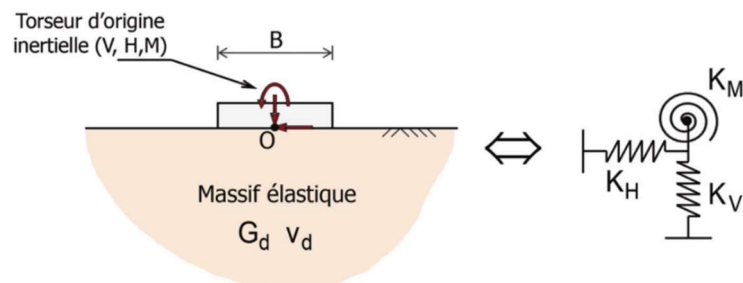
O comportamento de uma sapata sob carregamento sísmico de origem inercial poderá ser representado por um modelo análogo do tipo mola com três componentes.

$K_v$  : mola de translação vertical ;

$K_H$  : mola de translação horizontal ;

$K_M$  : mola de rotação.

Figura 16 : representação da resposta dinâmica de uma sapata.



Fonte: Livro Prática da Interação Solo-Estrutura sob sismos (Cuira e Brûlé, 2017)

Assim, a partir da bibliografia analisada, pudemos identificar 3 métodos diferentes para a realização de tal cálculo. As premissas de cálculo e as equações de cada método são apresentadas a seguir.

#### ❖ MÉTODO 1 - Brûlé et Cuira

O método a seguir foi proposto no livro "Prática da interação solo-estrutura sob sismos" pelos autores Stéphane Brûlé e Fahd Cuira.

Hipóteses:

- ✓ Fundação circular ;
- ✓ Solo homogêneo.

Tabela 4 : cálculo das rigidezes estáticas de uma sapata isolada à partir do método definido por CUIRA e BRULE (2018).

Grau de Liberdade	Equação de K
Vertical	$K_V = \frac{2B}{1 - \nu_d} G$
Horizontal	$K_H = \frac{4B}{2 - \nu_d} G$
Rotação	$K_M = \frac{B^3}{3(1 - \nu_d)} G$

Fonte: Livro Prática da Interação Solo-Estrutura sob sismos (Cuira e Brûlé, 2017)

Essas equações são definidas para sapatas circulares. Assim, o autor propõe a aplicação de um coeficiente modificador da resposta para poder calcular a rigidez estática de sapatas retangulares.

$$K_{retangular} = K_{circular} * c_f \quad (15)$$

$$c_f = k_1 \frac{L}{B} + k_2 \left( \frac{L}{B} \right)^k \quad (16)$$

Onde :

B: Base da sapata retangular ou diâmetro da sapata circular;

L: Comprimento da sapata retangular ( $B < L$ )

$k_1$ ,  $k_2$  et  $k$  : coeficientes empíricos dados na tabela abaixo

Tabela 5 : tabela com coeficientes para cálculo da correção da rigidez

	Símbolo	$k_1$	$k_2$	$k$
Rigidez vertical	$K_V$	0,37	0,77	0,25
Rigidez horizontal em B	$K_{HB}$	0,50	0,63	0,15

Fonte: Livro Prática da Interação Solo-Estrutura sob sismos (Cuira e Brûlé, 2017)

## ❖ MÉTODO 2 - Méthode de calcul de Newmark-Rosenblueth

O seguinte método foi proposto no livro « Prática do cálculo sísmico » de Victor Davidovici.

### Hypotheses :

- ✓ Fundação circular ;
- ✓ Solo homogêneo.



Tabela 6 : cálculo das rigidezes estáticas de sapatas isoladas à partir do método de Newmark-Rosenblueth (DAVIDOVICI, 2016)

Grau de liberdade	Equação de K
Vertical	$K_V = \frac{4 * G * r}{1 - \nu}$
Horizontal	$K_H = \frac{32(1 - \nu)G * r}{7 - 8 * \nu}$
Rotação	$K_M = \frac{8 * G * r^3}{3(1 - \nu)}$

Fonte: Livro Prática do cálculo sísmico, Davidovici 2016

Para poder usar estas equações, vamos determinar um raio equivalente para as sapatas estudadas, a partir do qual obteremos um círculo com a mesma superfície da sapata retangular.

Onde :

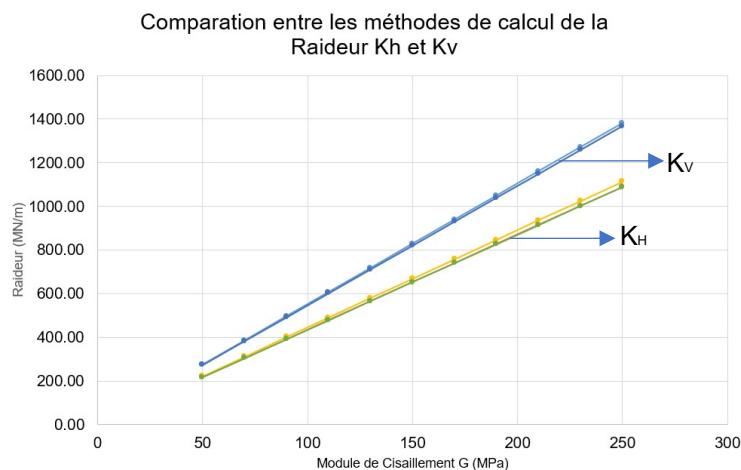
r : raio da fundação;

G : módulo de cisalhamento;

$\nu$  : Coefficient de Poisson

Conforme mostrado neste capítulo, a literatura apresenta diversas equações que nos permitem calcular a rigidez do solo. Apresentou-se o método Cuira e Brûlé e o método Newmark Rosenblueth. Nesse contexto, para poder escolher um dos dois métodos apresentados, realizamos um estudo comparativo entre eles. Calculamos, portanto, a rigidez vertical ( $K_V$ ) e horizontal ( $K_H$ ), fixando uma geometria única e variando o módulo de cisalhamento do solo. O resultado obtido é apresentado na Figura 17. A tabela de cálculo com os valores considerados é apresentada nos anexos.

Figura 17 : diagrama comparativo entre os métodos de cálculo de rigidez



Fonte: O Autor.

A partir da análise desta figura, verificamos que para o cálculo da rigidez horizontal e da rigidez vertical, os dois métodos apresentam resultados muito semelhantes. Portanto, escolheremos o método Newmark Rosenblueth (Davidovici, 2016), por sua simplicidade de aplicação.

#### 2.4.2. Sapatas corridas

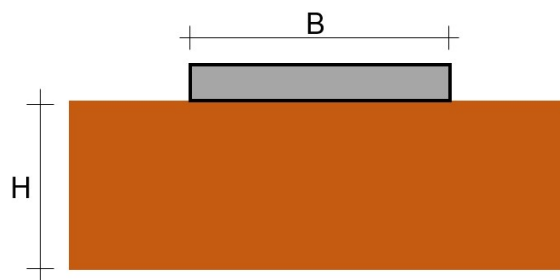
##### ❖ MÉTODO 1 – Método proposto por GAZETAS

O método aqui apresentado é válido para o cálculo da rigidez de sapatas corridas. Estas equações são propostas por Gazetas (1983).

#### Hypothèses :

- ✓ Perfil do solo homogêneo ;
- ✓ Geometria do problema exposta abaixo.

Figura 18 : perfil de solo homogêneo e geometria de sapata corrida.



Fonte: O Autor.

Tabela 7 : cálculo da rigidez estática de sapatas corridas à partir do método proposto por Gazetas (1983)

Grau de liberdade	Equação de K
Vertical	$K_V = \frac{1,23 * G}{1 - \nu} \left( 1 + \frac{1,75B}{H} \right)$
Horizontal	$K_H = \frac{2,1 * G}{2 - \nu} \left( 1 + \frac{B}{H} \right)$
Rotation	$K_M = \frac{\pi * G * B^2}{2(1 - \nu)} \left( 1 + \frac{B}{10H} \right)$

Fonte: Gazetas (1983)

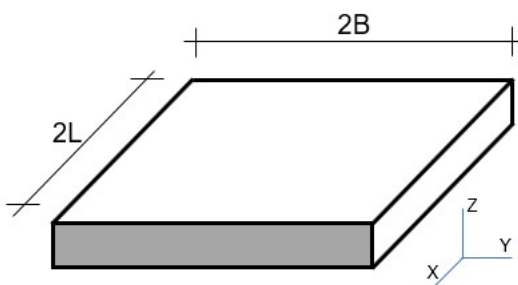
#### 2.4.3. Radier

O método aqui apresentado é válido para o cálculo da rigidez de radiers. Estas equações também foram propostas por Gazetas (1983).

#### Hipóteses :

- ✓ Perfil de solo homogêneo ;
- ✓ Geometria como apresentada abaixo.

Figura 19 : geometria de base para aplicação das equações



Fonte: O Autor.

Tabela 8 : cálculo das rigidezes estáticas para radiers à partir do método proposto por Gazetas (1983)

Grau de liberdade	Equação de K
Vertical	$K_V = \frac{2GL}{1-\nu} [0,73 + 1,54 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,75}]$
Horizontal – suivant Y	$K_{Hy} = \frac{2GL}{2-\nu} [2 + 2,5 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,85}]$
Horizontal – suivant X	$K_{Hx} = K_{Hy} - \frac{0,2GL}{0,75-\nu} \left(1 - \frac{B}{L}\right)$
Rotation – autour Y	$K_{My} = \frac{G}{1-\nu} I_y^{0,75} \left(3 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,15}\right)$
Rotation – autour X	$K_{Mx} = \frac{G}{1-\nu} I_x^{0,75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0,25} \left[2,4 + 0,5 \frac{B}{L}\right]$

Fonte: Gazetas (1983)

#### 2.4.4. Consideração da geometria e da heterogeneidade do solo

##### ❖ GEOMETRIA

As equações de cálculo de rigidez apresentadas acima são estabelecidas para fundações circulares. No entanto, podemos adotar um raio equivalente e também usá-los para fundações retangulares. Portanto, para o cálculo da rigidez em translação, calculamos um raio equivalente de uma fundação circular cuja área é igual à da fundação retangular.

$$r_{eq} = \sqrt{\frac{L * B}{\pi}} \quad (17)$$

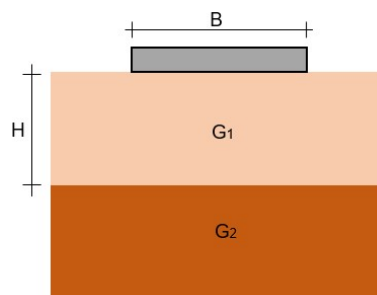
Para as rigidezes em rotação (base de pilares engastados), fazemos a transformação guardando a inércia da peça.

$$r_{eq} = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \quad (18)$$

##### ❖ HETEROGENEIDADE DO SOLO

As hipóteses apresentadas anteriormente não levam em consideração a possibilidade de heterogeneidade do solo. Os modelos apresentados partem do pressuposto de que o solo é homogêneo, o que não ocorre na maioria dos casos estudados. Assim, CUIRA e BRULE (2018) propõem a seguinte equação para levar em consideração a heterogeneidade do maciço.

Figura 20 : perfil de solo heterogêneo



$$K_{bicouche} = \frac{1 + \frac{\lambda B}{2H}}{1 + \lambda \frac{BG_1}{2HG_2}} K_{homog.} \quad (19)$$

Rigidez vertical :  $\lambda = 1,28$  ;

Rigidez horizontal :  $\lambda = 0,50$  ;

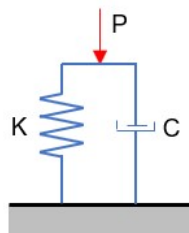
Rigidez em rotação :  $\lambda = 0,17$  ;

## 2.5.Cálculo da impedância

Segundo GUTH (2009), a impedância pode ser definida como a relação que relaciona o deslocamento  $u(t)$  de um sistema à força harmônica da forma  $P(t) = P_0 e^{i\omega t}$  que o solicita. Bou Mehdi (2015), em concordância com GUTH, define este parâmetro como o quociente de uma força aplicada à fundação pelo deslocamento resultante.

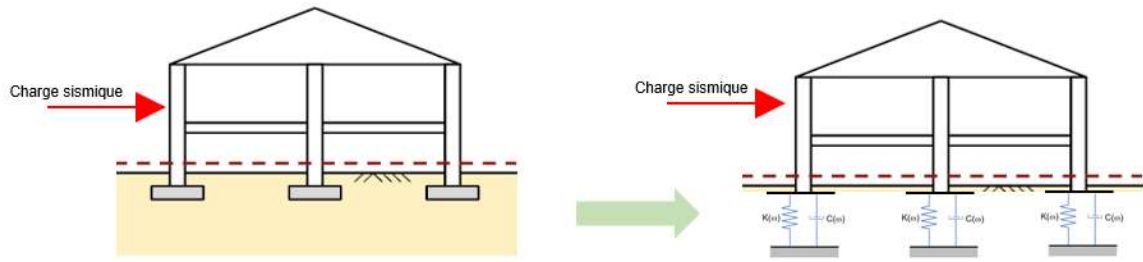
Nesse contexto, quando o sistema solo-fundação é tensionado por uma carga harmônica, como cargas devidas à rotação de uma máquina ou a uma carga sísmica, a tensão e a resposta não estão em fase. Essa mudança de fase indica a existência de dissipação de energia, ou seja, a presença de um amortecedor no modelo, conforme mostrado na Figura 30.

Figura 21 : oscilador simples submetido à função harmônica do tipo  $P = P_0 e^{i\omega t}$



Fonte: O Autor

Figura 22 : ilustração de uma edificação solicitada por carga sísmica



Fonte: O Autor

Assim, como a tensão e a resposta não estão em fase, a impedância é  $Z(\omega)$  um valor complexo definido pela equação (38).

$$Z(\omega) = K(\omega) + i\omega C(\omega) \quad (20)$$

Segundo CUIRA e BRULE (2018), em baixas frequências (quando a pulsação é próxima de zero) o valor da rigidez dinâmica tende para o valor da rigidez estática e a impedância assume a seguinte forma.

$$Z(\omega) = K(k + ia_0c) \quad (21)$$

### 2.5.1. Cálculo da Rigidez dinâmica para fundações superficiais

A metodologia de cálculo de rigidez mostrada anteriormente é útil para o cálculo de rigidez dinâmica em frequência zero, que é chamada de rigidez estática. Porém, para uma análise com o ISS é necessário raciocinar na rigidez dinâmica. CUIRA e BRULE (2018) propõem que a rigidez dinâmica de uma fundação seja calculada usando as seguintes equações:

$$K_{Vd} = K_V * k_v(a_0) \quad (22)$$

$$K_{Hd} = K_H * k_h(a_0) \quad (23)$$

$$K_M = -K_M * k_r(a_0) \quad (24)$$

Lembrete (Equação 18) :  $a_0 = \frac{B\omega_0}{2V_s}$

O valor de k pode ser calculado a partir das seguintes equações :

$$k_v = 1 - 0,17a_0^2 \quad (25)$$

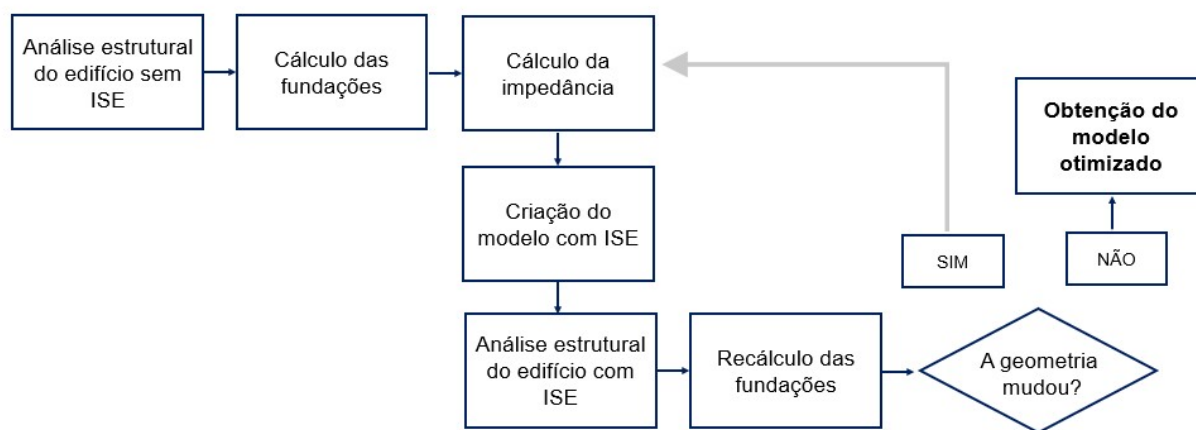
$$k_h = 1 - 0,04a_0^2 \quad (26)$$

$$k_r = 1 - 0,2a_0 \quad (27)$$

## 2.6. Aplicação prática de Interação Solo-Estrutura

Conhecendo todos os conceitos apresentados anteriormente, pode-se estabelecer um método de aplicação da ISE e depois aplicá-lo em um modelo com o auxílio de um software de cálculo adequado. O diagrama apresentado na Figura 23 mostra as etapas seguidas para levar em consideração a interação solo-estrutura.

Figura 23 : método de aplicação da Interação Solo-Estrutura



Fonte: O Autor.

Inicialmente partimos de um modelo pré-definido e fazemos os cálculos dinâmicos / estáticos sem levar em consideração a ISE, ou seja, definindo um modelo com apoios rígidos indeformáveis. Determinamos as reações de apoio e depois dimensionamos as fundações. Com a geometria das fundações inicialmente definida e as características do solo



determinadas, são calculadas as impedâncias dinâmicas características da interface solo-fundação.

Em seguida, no software de cálculo, as características dos apoios são alteradas. Os suportes, que inicialmente eram infinitamente rígidos, agora são deformáveis (analogia de molas). Em seguida, relança-se os cálculos do modelo com os novos suportes. Possivelmente, o período de vibração do novo modelo e as reações de suporte serão diferentes daqueles obtidos com o primeiro cálculo.

Se as reações de apoio mudarem, deve-se refazer o cálculo das fundações. Se a geometria da fundação mudar, vamos refazer o cálculo das rigidezes e reiniciar o cálculo do modelo mais uma vez. Vamos repetir esse processo até que o modelo convirja.

Aoki (1989, 1997) propõe um método de transferência de carga vertical isolada similar a este aqui mencionado. No entanto, em seu método, aquele autor calcula a rigidez da mola por meio da relação carga-deslocamento. No caso do método apresentado neste trabalho, a rigidez da mola é calculada diretamente a partir das equações previamente estabelecidas e, com base neste valor de rigidez, obtemos o seu respectivo deslocamento.

### **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – CÁLCULO SÍSMICO**

Na parte seguinte da revisão bibliográfica, interessamo-nos por apresentar os principais termos e hipóteses aplicados para a realização de um cálculo sísmico de acordo com a normatização francesa. O objetivo deste capítulo não é explicar em detalhes como fazer um cálculo sísmico, mas apenas mostrar os elementos do cálculo de uma forma abrangente.

#### **3.1. Generalidades do cálculo sísmico**

Para tratar um problema de interação solo-estrutura em uma situação sísmica, devemos primeiro definir o risco sísmico ao qual a estrutura estará sujeita.

No Brasil, estruturas resistentes a abalos sísmicos podem ser projetadas sob orientações da norma NBR 15421:2016. Esta Norma estabelece os requisitos de verificação da de estruturas construção civil submetidas às ações de sismos, definindo os critérios de cálculo das ações sísmicas e da resistência da estrutura a ser considerada no projeto de modo que sua concepção seja econômica e, sobretudo, segura. Na França, os parâmetros para o cálculo sísmico são definidos na Norma Francesa NF EN 1998 - Eurocódigo 8 - e seus anexos

nacionais. Uma vez que este estudo foi realizado no âmbito de um escritório de cálculo francês, as análises aqui realizadas são guiadas pelo Eurocódigo 8.

Segundo GUTH (2009), um terremoto pode ser considerado como uma onda de cisalhamento que se propaga verticalmente a partir do substrato. Em geral, a metodologia para realizar um cálculo sísmico passa pelos pontos mostrados no diagrama da Figura 24.

Figura 24 : passo a passo do cálculo sísmico



Fonte: O Autor.

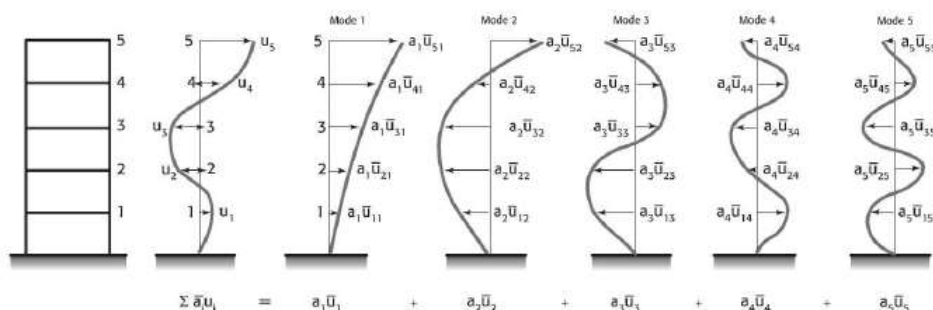
A complexidade deste assunto está em determinar um método confiável para transformar os dados físicos históricos de um terremoto em uma ação sísmica que descreve esse fenômeno. Para fazer isso, fazemos uma série de suposições e simplificações do cálculo. De toda forma, a ação sísmica pode ser representada por uma força lateral capaz de mobilizar as massas da estrutura via aceleração (DAVIDOVICI 2016).

### 3.2. Análise modal

A análise modal é baseada no comportamento da estrutura e na força sísmica descrita na forma de um espectro de resposta. Em geral, a realização de uma análise modal é usada para determinar os modos próprios de vibração de uma estrutura, como mostrado abaixo na Figura 25. Podemos, portanto, entender os modos próprios como sendo a forma pela qual uma estrutura pode oscilar após ter sido excitada. A quantidade de deformadas de uma estrutura será igual à quantidade de graus de liberdade que ela apresenta e o

comportamento dinâmico global de tal sistema pode ser entendido como a superposição de todas as suas deformadas.

Figura 25 : deformadas de uma estrutura submetida a uma carga sísmica



Fonte: Davidovici, 2016

Mesmo que a estrutura tenha uma infinidade de modos próprios, normalmente são os primeiros modos de vibração que apresentam menor valor de período, portanto, este modo dá uma contribuição significativa para a resposta geral da estrutura. Este modo é denominado modo fundamental.

Portanto, não precisamos de todos os modos de vibração para realizar a análise sísmica de uma estrutura. Modos de vibração significativos devem ser selecionados. Assim, cada modo de vibração excita uma parte da massa do edifício e o critério mais utilizado para validar a seleção de um modo é o das massas modais efetivas.

Para que se possa considerar que a decomposição modal está completa, é necessário que a totalidade das massas excitadas acumuladas por cada modo seja superior a 90% da massa total da estrutura. Se alguma vez o modelo digital não permitir a excitação de 90% da massa, também podemos interromper a análise que ultrapassa uma frequência de 33 Hz e 70% da massa cumulativa. (EC8-1 / 4.3.3.3.1 (3)). Aplica-se então o método do modo residual que consiste em aumentar o último modo proporcionalmente à massa modal que falta para completar os 90%.

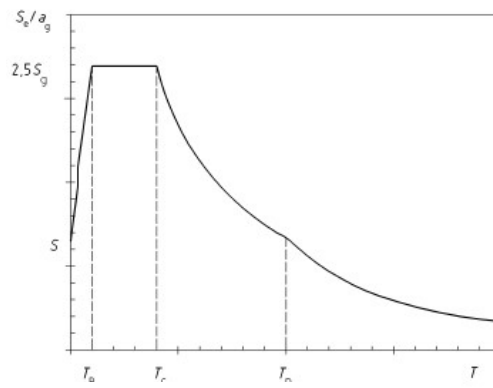
### 3.3. Definição do espectro de cálculo

De acordo com o Eurocódigo 8, o movimento sísmico devido ao terremoto em um local determinado geograficamente é representado por um espectro de resposta, denominado espectro de projeto. Este espectro está associado a um risco sísmico que, de acordo com o Site francês de Prevenção de Risco Sísmico, é um risco natural associado à atividade sísmica e é função de fatores como:

- ✓ Localização geográfica;
- ✓ A vulnerabilidade das pessoas;
- ✓ Bens e tipo de atividade realizada no local.

Além do zoneamento sísmico, o espectro de resposta será definido levando-se em consideração a classe de solo, a categoria de importância de uma edificação e sua ductilidade, refletida pelo coeficiente de comportamento "q". A forma de tal espectro é mostrada na Figura 27. No eixo horizontal, vemos a gama de períodos de vibração da estrutura. No eixo vertical, vemos a relação entre a aceleração aplicada ao edifício e a aceleração projetada para um solo classe A.

Figura 27 : forma geral do espectro de resposta sísmico



Fonte: Eurocode 8-1

Desse modo, o espectro de cálculo para as componentes horizontais da ação sísmica é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g * S * \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (28)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} \quad (29)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g * S * \frac{2,5}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta * a_g \end{cases} \quad (30)$$

$$T_C \leq T \leq 4 \quad S_e(T) = \begin{cases} a_g * S * \frac{2,5}{q} \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \\ \geq \beta * a_g \end{cases} \quad (31)$$

Onde :

$S_d(T)$  : espectro de cálculo ;

$T$  : período de vibração do edifício;

$a_g$  : aceleração de cálculo para um solo de classe A ( $a_g = g * a_{gr}$ ) ;

$T_B$  : limite inferior dos períodos correspondente ao platô de aceleração espectral constante;

$T_C$  : limite superior dos períodos correspondente ao platô de aceleração espectral constante;

$T_D$  : valor que define o começo da zona com deslocamento espectral constante

$S$  : parâmetro do solo ;

$q$  : coeficiente de comportamento. (vide 5.2.2.2 Eurocode 8-1)

### 3.3.1. Cálculo de $a_{gr}$

A aceleração de cálculo de referência para um solo de classe A pode ser calculada pela equação seguinte:

$$a_g = \gamma_1 * a_{gr} \quad (32)$$

A saber :

$\gamma_1$  : cocoeficiente de importância em função da classe do edifício (Tabela 9).

Tabela 9 : coeficiente de importância  $\gamma_1$

Classe do edifício	Coeficiente de importância $\gamma_1$
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

Fonte: Eurocode 8

Tabela 10 : aceleração de cálculo para um solo do tipo rochoso – classe A ( $a_g$ )

Zones	Catég. I	Catég. II	Catég. III	Catég. IV
1	-	-	-	-
2	-	-	0,84 m/s <sup>2</sup>	0,98 m/s <sup>2</sup>
3	-	1,1 m/s <sup>2</sup>	1,32 m/s <sup>2</sup>	1,54 m/s <sup>2</sup>
4	-	1,6 m/s <sup>2</sup>	1,92 m/s <sup>2</sup>	2,24 m/s <sup>2</sup>
5	-	3,0 m/s <sup>2</sup>	3,6 m/s <sup>2</sup>	4,20 m/s <sup>2</sup>

Fonte: Eurocode 8

Tabela 11 : classificação dos edifícios segundo o Eurocode 8

Catégorie	Description
I	Edifícios em que todas as atividades humanas que requeiram uma longa estada sejam excluídas e não sejam abrangidas pelas outras categorias;
II	Edifícios residenciais individuais; Estabelecimentos públicos de 4ª e 5ª categorias na aceção dos artigos R. 123-2 e R. 123-19 do Código da Construção e da Habitação, com excepção das escolas; Edifícios cuja altura seja menor ou igual a 28 metros; Edifícios de habitação coletiva;
II	Edifícios comerciais ou de escritórios, não classificados como estabelecimentos abertos ao público na aceção do artigo R. 123-2 do Código da Construção e da Habitação, que possam acolher simultaneamente um número máximo de pessoas igual a 300; Edifícios destinados ao exercício de uma actividade industrial que possam acolher simultaneamente um número máximo de 300 pessoas; Edifícios com parques de estacionamento abertos ao público
III	Escolas; Estabelecimentos públicos de 1ª, 2ª e 3ª categorias na aceção dos artigos R. 123-2 e R. 123-19 do Código da Construção e da Habitação; Edifícios com mais de 28 metros de altura: Edifícios de habitação coletiva; Edifícios para uso em escritórios. Os outros edifícios podem acomodar simultaneamente mais de 300 pessoas pertencentes, nomeadamente, aos seguintes tipos: Edifícios comerciais ou de escritórios, não classificados como estabelecimentos abertos ao público na aceção do artigo R. 123-2 do Código

	da Construção e da Habitação; Edifícios destinados ao exercício de uma atividade industrial; Edifícios de estabelecimentos de saúde e sociais, com excepção dos estabelecimentos de saúde que prestem cuidados de curta duração ou relativos a doenças graves durante a sua fase aguda em medicina, cirurgia e obstetrícia e que sejam mencionados na categoria de importância IV abaixo. Edifícios de centros coletivos de produção de energia que atendam a pelo menos um dos três critérios a seguir, independentemente de sua capacidade de acomodação: A produção de eletricidade está acima do limite de 40 MW elétricos; A produção térmica está acima do limite térmico de 20 MW; A vazão de injeção na rede de gás é maior que 2.000 Nm <sup>3</sup> / h.
IV	<p>Edifícios cuja proteção é essencial para as necessidades de segurança civil e defesa nacional, bem como para a manutenção da ordem pública e incluindo, em particular:</p> <p>Edifícios que albergam pessoal e equipamento de emergência e de natureza operacional;</p> <p>Edifícios definidos pelo Ministro da Defesa, que albergem pessoal e equipamento de defesa e de carácter operacional;</p> <p>Edifícios que contribuem para a manutenção das comunicações, incluindo em particular aqueles:</p> <p>Principais centros vitais de redes de telecomunicações abertas ao público;</p> <p>Centros de disseminação e recepção de informação;</p> <p>Torres de microondas estratégicas.</p> <p>Edifícios e todas as suas dependências funcionais que garantam o controlo do tráfego aéreo nos aeródromos classificados nas categorias A, B e C2 de acordo com as Instruções Técnicas para Aeródromos Cíveis (ITAC) emitidas pela Direcção-Geral da Aviação Civil, respectivamente designadas 4 C, 4 D e 4 E de acordo com a Organização da Aviação Civil Internacional (ICAO);</p>
IV	<p>Edifícios de estabelecimentos de saúde que prestam cuidados intensivos ou cuidados para doenças graves durante a sua fase aguda na medicina, cirurgia e obstetrícia;</p> <p>Edifícios de produção ou armazenamento de água potável;</p> <p>Edifícios de centros públicos de distribuição de energia;</p> <p>Os edifícios dos centros meteorológicos.</p>

Fonte: Eurocode 8



### 3.3.2. Cálculo do parâmetro $S$

O parâmetro  $S$  do solo é definido em função da zona de sismicidade e da classe do solo (vide Tabela 3). A Tabela 12 apresenta os valores desse parâmetro.

Tabela 12 : coeficientes do solo  $S$

Classe do solo	$S$ (para zonas de sismicidade 1 à 4)	$S$ (para zonas de sismicidade 1 à 4)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Fonte: Eurocode 8

### 3.3.3. Cálculo dos períodos $T_B$ , $T_C$ , $T_D$

Tabela 13 : valor dos períodos  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  em função da classe do solo

Classe do solp	$S$ (para zonas de sismicidade 1 à 4)			$S$ (para zonas de sismicidade 1 à 4)		
	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2
B	0,05	0,25	2,5	0,15	0,5	2
C	0,06	0,4	2	0,2	0,6	2
D	0,1	0,6	1,5	0,2	0,8	2
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,5	2

Fonte: Eurocode 8

### 3.3.4. Cálculo do coeficiente de correção do amortecimento $\eta$

Para os valores do coeficiente de amortecimento viscoso  $\xi = 5\%$ , assumimos  $\eta = 1$ . No entanto, para outros valores, aplicamos a seguinte equação:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (33)$$

### 3.4.Cálculo do esforço sísmico

Tendo determinado o espectro de resposta, podemos calcular a tensão sísmica no edifício. O método usado pelo software de cálculo e análise da Autodesk *ROBOT* para o cálculo das forças é o Método de Análise de Força Lateral.

O Eurocódigo 8 recomenda que este tipo de análise seja adequado para edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada por contribuições de modos de vibração mais elevados do que o modo fundamental. Assim, o Eurocódigo estabelece o requisito:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2S \end{cases} \quad (34)$$

#### 3.4.1. Força cortante na base da estrutura

O Eurocódigo mostra que a força de cisalhamento sísmica na base do edifício deve ser determinada para cada direção principal em que o edifício é analisado. Devemos, portanto, aplicar a seguinte equação:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (35)$$

A saber :

$S_d(T_1)$  : ordenada do espectro de cálculo para um período dado;

$T_1$  : período de vibração do edifício no sentido analisado;

$m$  : massa total do edifício sem contar com as fundações;

$\lambda$ : coeficiente de correção.  $\lambda = 1$ , mas se  $T_1 \leq 2T_c$ ,  $\lambda = 0,85$

### 3.4.2. Distribuição das forças sísmicas horizontais

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (36)$$

Avec :

$F_i$  : Força horizontal agindo no nível  $i$

$s_i, s_j$  : deslocamento das massas  $m_i, m_j$  no modo fundamental (aquele com menor período de vibração);

$m_i, m_j$  : massa de cada nível.

### 3.5. Relação entre interação solo-estrutura e cálculo sísmico

A partir dos conceitos apresentados acima, observou-se que o carregamento sísmico de uma estrutura está intrinsecamente ligado ao seu período de vibração. Assim, se reduzirmos a rigidez de uma estrutura, normalmente resultamos em aumento dos períodos e redução das forças sísmicas, a menos que ainda permaneçamos no platô do espectro.

Os edifícios podem ser classificados quanto ao seu período natural fundamental, conforme mostra a tabela abaixo.

Tabela 14 : classificação das edificações segundo seu período próprio de vibração

<b>Rígido</b>	$T < 0,3 \text{ s}$
<b>Medianamente rígido</b>	$0,3 < T < 0,7 \text{ s}$
<b>Flexível</b>	$0,7 \leq T < 1,5 \text{ s}$
<b>Estrutura com isolamento sísmico</b>	$2,0 \leq T < 3,0 \text{ s}$

O período de um sistema pode ser calculado pela seguinte

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (37)$$

Onde :

T : período do sistema ;

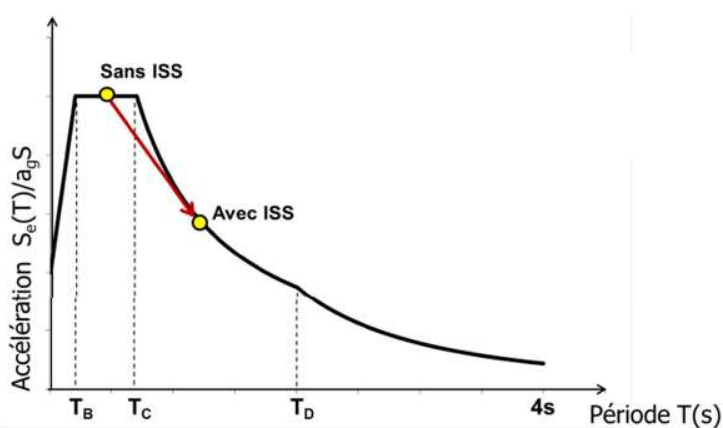
M : massa

K : rigidez

A equação (37) mostra que uma redução na rigidez de uma estrutura resulta também em um aumento em seu período de vibração.

Então, se analisarmos qualquer espectro de resposta sísmica proposto pelo Eurocódigo 8, notamos que uma estrutura mais rígida sofrerá maiores forças sísmicas, pois seu período fundamental é baixo (exceto se  $T < T_B$ ). Porém, com a consideração do ISS e a consequente relaxação da estrutura, este mesmo edifício pode sofrer um aumento do seu período de vibração e consequentemente uma redução das forças sísmicas.

Figura 28 : espectro de resposta – aplicação da ISE



Fonte: livro Prática da Interação Solo-Estrutura sob sismos (Cuira e Brûlé, 2017)

No entanto, como conclusão, DAVIDOCI (2016) faz a seguinte observação:

*“A aplicação da ISE não é uma fórmula mágica para reduzir as forças sísmicas em um edifício. A sua consideração deve ser acompanhada pela definição de boas hipóteses e pelo uso dos parâmetros de cálculo corretos.”*

#### 4. APLICAÇÃO DA ISE: EDIFICAÇÃO HOSPITALAR

Neste capítulo do presente trabalho estaremos preocupados em aplicar os princípios identificados na literatura para realizar a consideração da ISE no cálculo das fundações de uma determinada edificação. Primeiramente, a aplicação da ISE será analisada em um modelo fictício com fundações rasas.

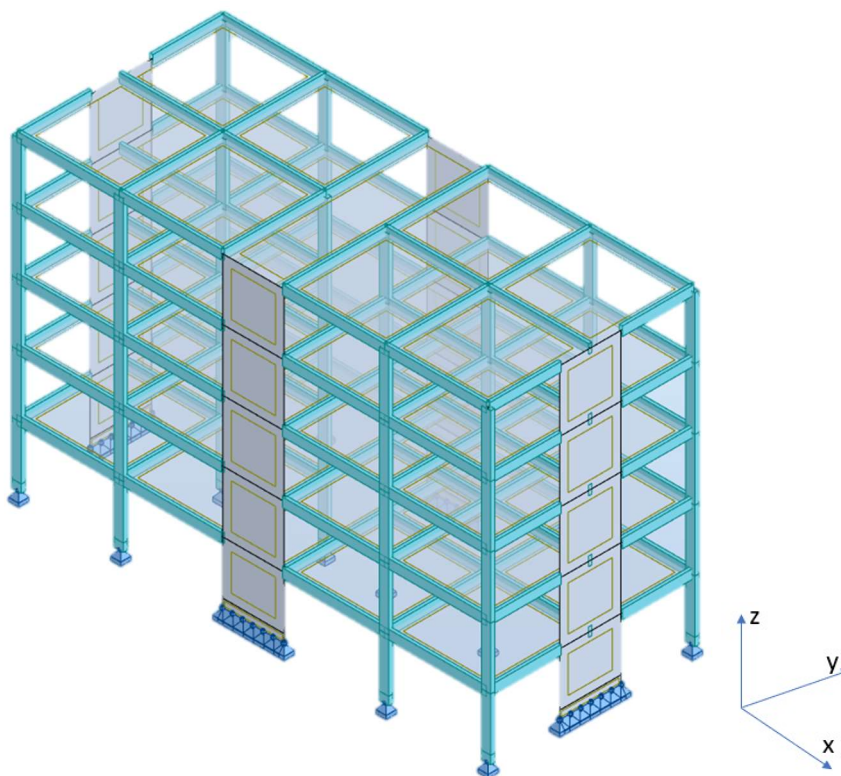
Apresentaremos as hipóteses assumidas para a realização dos cálculos sísmicos e estáticos, o dimensionamento das fundações e a análise dos efeitos da consideração da ISE.

Para realizar toda a análise, aplicaremos o método explicado na Figura 23.

##### 4.1. Apresentação do Modelo

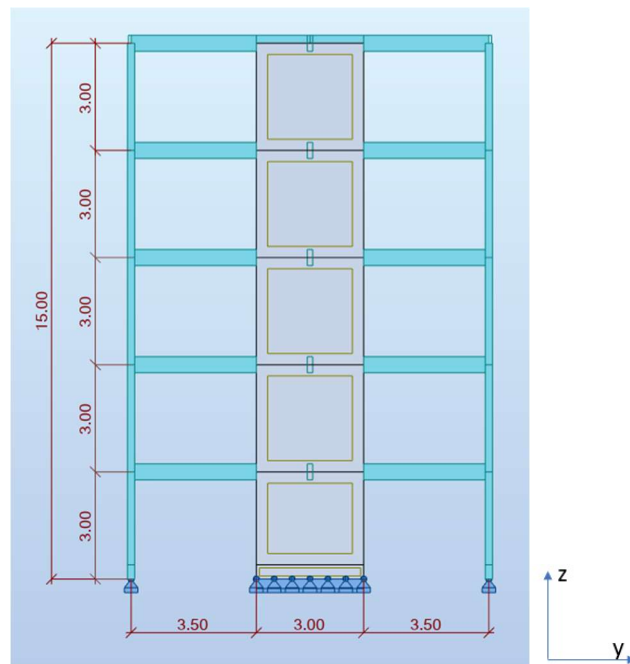
Definimos que o modelo fictício estudado é um edifício hospitalar construído na Ilha da Reunião. Este edifício é composto por 5 pisos. A estrutura é em concreto armado contraventada por pilares-parede. As figuras abaixo mostram o modelo 3D do edifício.

Figura 29 : modelo 3D do edifício estado



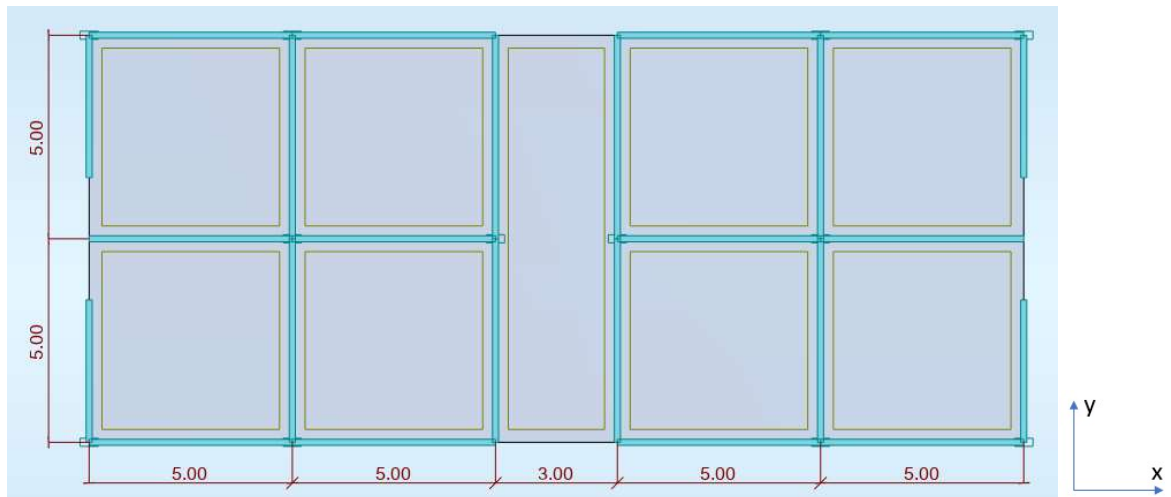
Fonte: O autor, com o software Robot

Figura 30 : vista lateral do edifício



Fonte: O autor, com o software Robot

Figura 31 : planta-baixa do pavimento-tipo do edifício



Fonte: O autor, com o software Robot

## 4.2. Hipóteses de cálculo

### 4.2.1. Carregamento

- ✓ **Peso próprio:** Peso específico do concreto armado  $\gamma = 2,5 \text{ tf/m}^3$  ;
- ✓ **Outras cargas permanentes :** para considerar o revestimento, presença de divisórias e forro, definimos uma carga  $G = 0,2 \text{ tf/m}^2$ ;
- ✓ **Cargas acidentais:** a NF EN 1991-1-1 preconiza que para prédios hospitalares, pode-se adotar uma carga  $Q = 0,4 \text{ tf/m}^2$  (tableau 6.2).

### 4.2.2. Combinação de cargas

**ELS :**

$$G + CP + Q$$

**ELU fundamental :**

$$1,35(G + CP) + 1,5Q$$

**ELU sísmico :**

$$(G + CP) + 0,3 Q + SX + 0,3SY$$

$$(G + CP) + 0,3 Q + SX - 0,3SY$$

$$(G + CP) + 0,3 Q - SX - 0,3SY$$

$$(G + CP) + 0,3 Q - SX + 0,3SY$$

$$(G + CP) + 0,3Q + 0,3SX + SY$$

$$(G + CP) + 0,3Q + 0,3SX - SY$$

$$(G + CP) + 0,3Q - 0,3SX - SY$$

$$(G + CP) + 0,3Q - 0,3SX + SY$$

A saber :

G : peso próprio da estrutura

CP: carga permanente

Q: carga acidental

SX: resultante das forças verticais devido a uma vibração do edifício na direção X

SY: resultante das forças verticais devido a uma vibração do edifício na direção Y

### 4.2.3. Contexto geotécnico

Apresentamos todas as hipóteses geotécnicas utilizadas para realizar a simulação. Os dados apresentados são os estritamente necessários para o dimensionamento das fundações rasas e para o cálculo da ISE.

A **Figura 32** mostra o perfil geotécnico do terreno. Para o estudo deste modelo, levamos em consideração dados geotécnicos reais. Estes dados foram extraídos de um projeto geotécnico realizado para um centro comercial que seria construído na mesma ilha.

Figura 32 : perfil geotécnico do terreno



Fonte: Relatório geotécnico – Centro Comercial Saint Paul

Tabela 15 : Dados geotécnicos do terreno

	$\rho$ (T/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$c$ (T/m <sup>2</sup> )	$\phi$	$V_{s30}$ (m/s <sup>2</sup> )
Aluvião fino arenoso	1,8	0,34	0	30°	336,6
Aluvião granuloso	2,2	0,3			

Fonte: Relatório geotécnico – Centro Comercial Saint Paul

- ❖ **Classe do solo : C**
- ❖ **Tensão admissível do solo ELS : 0,3 MPa ou 30 tf/m<sup>2</sup>**
- ❖ **Tensão admissível do solo ELU : 0,5 MPa 50 tf/m<sup>2</sup>**



#### 4.2.4. Contexto sísmico do terreno

Apresentamos abaixo as hipóteses de base para realizar o cálculo sísmico.

- ❖ **Zona sísmica** : zona 2 - Fraca
- ❖ **Categoria de importância** : Edifício de hospital – categoria IV
- ❖ **Aceleração máxima de referência em uma rocha  $a_{gr}$**  : zona 2 –  $0,7 \text{ m/s}^2$
- ❖ **Coefficiente de importância  $\gamma_1$**  : categoria de importância IV –  $\gamma_1 = 1,4$
- ❖ **Aceleração de cálculo  $a_g$**  :  $0,98 \text{ m/s}^2$
- ❖ **Parâmetro S do solo** : solo tipo C - zona 2 –  $S = 1,5$
- ❖ **Valores  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$**  : solo tipe C - zona 2

$T_B$	0,06
$T_C$	0,4
$T_D$	2

- ❖ **Coefficiente de comportamento**: concreto armado –  $q = 1,5$

De acordo com as recomendações do Eurocódigo 8, para considerar a presença de fissuras no concreto em decorrência do sismo, o cálculo foi efetuado reduzindo a rigidez da estrutura para metade. Para fazer isso, simplesmente dividimos o valor do módulo de elasticidade  $E$  do concreto por dois no software.

#### 4.3.Resultados da modelagem sem ISE

Conforme mostrado na Figura 33, agrupamos as sapatas do edifício em 3 grupos diferentes para simplificar o dimensionamento. O dimensionamento dos apoios de cada grupo foi realizado considerando o apoio mais carregado de cada grupo.

Onde :

Grupo 01: sapata 20

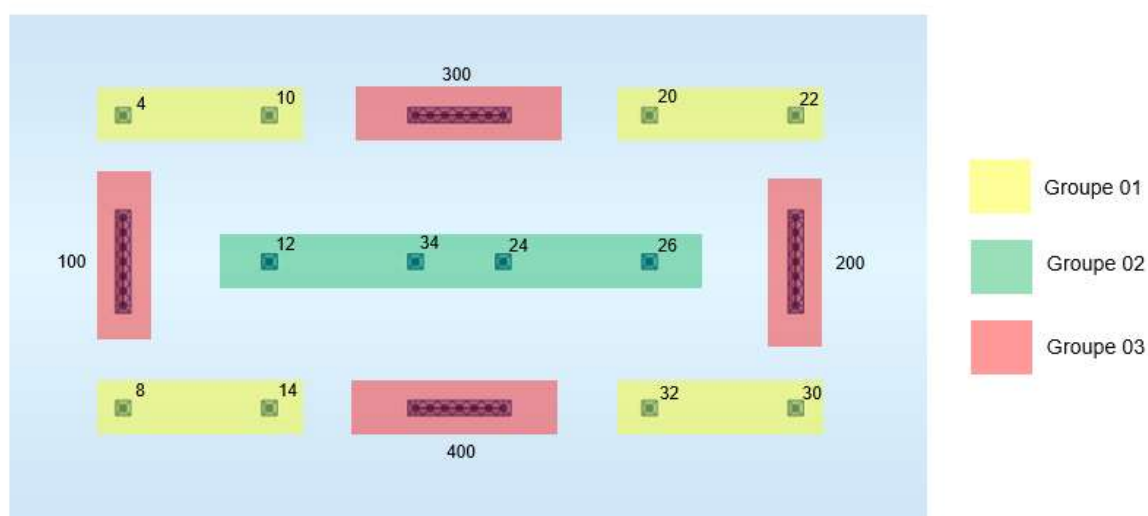
Grupo 02: sapata 12

Grupo 03: sapata 300 (no cálculo sísmico também verificamos a sapata 100)

A estrutura é contraventada pelos pilares-parede que se apoiam nas sapatas 100 a 400. Os pilares são biarticulados de forma a eliminar a rigidez dos pórticos. As forças

horizontais devidas à ação sísmica serão totalmente absorvidas pelas sapatas localizadas sob os pilares de contraventamento. Portanto, dimensionaremos todas as sapatas considerando as combinações no ELS e no ELU fundamental. Somente as sapatas do grupo 3 serão verificadas sob combinação ELU sísmico.

Figura 33 : divisão das sapatas em grupos



Fonte: O autor.

#### 4.3.1. Reações sem ISE

Em relação às combinações no ELS e ELU estáticos, a combinação de carga mais desfavorável é aquela com carga vertical máxima. Para combinações acidentais, o pior caso é aquele que combina carga horizontal máxima, momento máximo e carga vertical mínima. Então nós temos:

Tabela 16 : resultado das reações mais desfavoráveis nos apoios da estrutura no ELU

ELU					
GRUPO	ID SAPATA	COMBINAÇÃO	FX [T]	FY [T]	FZ [T]
1	20	1.35 G+ 1.35 CP + 1.5 Q	0	-0,61	100,27
2	12	1.35 G+ 1.35 CP + 1.5 Q	0,02	0	230,56
3	300	1.35 G+ 1.35 CP + 1.5 Q	-2,07	0	161,24

Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

Tabela 17 : resultado das reações mais desfavoráveis nos apoios da estrutura no ELS

ELS					
GRUPO	ID SAPATA	COMBINAÇÃO	FX [T]	FY [T]	FZ [T]
1	20	G+ CP + Q	0	-0,43	71,07
2	12	G+ CP + Q	0,01	0	162,93
3	300	G+ CP + Q	-0,01	0,63	73,83

Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

Tabela 18 : resultado das reações mais desfavoráveis nos apoios da estrutura no ELU sísmico

ELU SÍSMICO							
GRUPO	ID SAPATA	COMBINAÇÃO	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX	MY
3	100	G + CP + 0.3 SX - SY	-0,9	-26,9	70,3	-165,7	0
3	300	G + CP + SX - 0.3 SY	28,4	-0,6	77,2	0	162,8

Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

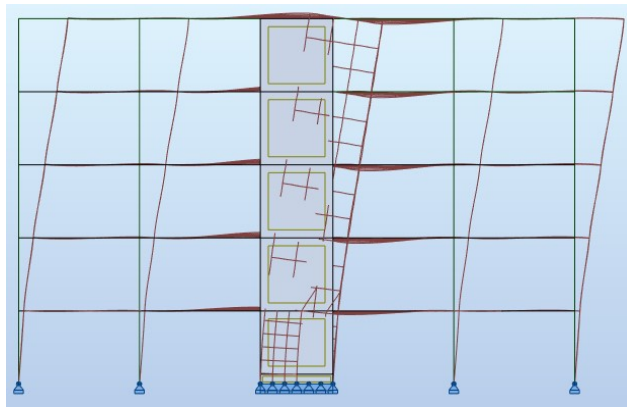
#### 4.3.2. Análise modal

A Tabela 19 apresenta os resultados da análise modal fornecida pelo software *Robot* no caso em que não consideramos a ISE.

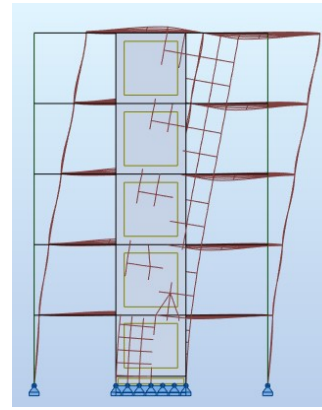
Tabela 19 : Análise modal – modelo sem ISE

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Massa UX (%)	Massa UY (%)
1	1,2	0,84	0	72,16
2	1,31	0,76	73,26	72,16
3	1,89	0,53	73,26	72,16
4	5	0,2	73,26	90,97
5	5,43	0,18	91,26	90,97
6	8,51	0,12	91,26	90,97
7	9,35	0,11	91,26	96,85
8	11,59	0,09	96,68	96,99
9	11,6	0,09	97,21	98,37
10	12,75	0,08	97,21	98,57

Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.



(a)



(b)

#### 4.4. Dimensionamento das fundações sem ISE

Nessa parte do relatório apresentaremos as equações e parâmetros para o dimensionamento das sapatas. As tabelas de cálculo completas e detalhadas serão

Figura 34 : representação dos dois primeiros modos de vibração do edifício (a) vibração do edifício em Y e (b) vibração do edifício em X

Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

$$\sigma = \frac{F_v}{L' * B' * i_d} \leq 50 \text{ T/m}^2$$

Tabela 20 : verificação da punção do solo

Sapata	Geometria	$\sigma$ (T/m <sup>2</sup> )	Verificação
20	1,6 x 1,6 x 0,4	41,5	ok
12	2,5 x 2,4 x 0,4	38,6	ok
300	2,6 x 5,4 x 0,4	13,58	ok

Onde :

$F_v$  : carga vertical total considerando a reação de apoio, o peso próprio da sapata e a carga de solo sobre a sapata ;

$A'B'$  : geometria efetiva da sapata;

$i_d$  : coeficiente que considera a inclinação da carga.

#### ❖ EXCENTRICIDADE

$$e = \left(1 - \frac{2e_b}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$$

Tabela 21 : verificação da excentricidade

Sapata	Geometria	e	Verificação
20	1,6 x 1,6 x 0,4	0,997	ok
12	2,5 x 2,4 x 0,4	1	ok
300	2,6 x 5,4 x 0,4	0,997	ok

## ❖ DESLIZAMENTO

$$R_{h,d} = \frac{V_d * \tan \delta_{a;k}}{\gamma_{R;h} * \gamma_{R;d;h}} \geq F_H$$

Tabela 22 : verificação do deslizamento

Sapata	Geometria	R <sub>hd</sub>	F <sub>H</sub>	Verificação
20	1,6 x 1,6 x 0,4	49,9	0,6	ok
12	2,5 x 2,4 x 0,4	115,1	0	ok
300	2,6 x 5,4 x 0,4	88,5	2,1	ok

## 4.4.2. Cálculo com combinações no Estado Limite de Serviço

## ❖ PUNÇÃO

$$\sigma = \frac{F_V}{L' * B' * i_\delta} \leq 30 \text{ T/m}^2$$

Tabela 23 : verificação da punção do solo

Sapata	Geometria	$\sigma$ (T/m <sup>2</sup> )	Verificação
20	1,6 x 1,6 x 0,4	29,9	ok
12	2,5 x 2,4 x 0,4	27,8	ok

300	2,6 x 5,4 x 0,4	7,10	<b>ok</b>
-----	--------------------	------	-----------

❖ **EXCENTRICIDADE**

$$e = \left(1 - \frac{2e_b}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$$

Tabela 24 : verificação da excentricidade

Sapata	Geometria	e	Verificação
20	1,6 x 1,6 x 0,4	1	<b>ok</b>
12	2,5 x 2,4 x 0,4	1	<b>ok</b>
300	2,6 x 5,4 x 0,4	1	<b>ok</b>

❖ **DESLIZAMENTO**

$$R_{h,d} = \frac{V_d * \tan \delta_{a;k}}{\gamma_{R;h} * \gamma_{R;d;h}} \geq F_H$$

Tabela 25 : verificação do deslizamento

Sapata	Geometria	R <sub>hd</sub>	F <sub>H</sub>	Verificação
20	1,6 x 1,6 x 0,4	36,0	0,43	ok
12	2,5 x 2,4 x 0,4	82,9	0	ok
300	2,6 x 5,4 x 0,4	46,8	0,63	ok

#### 4.4.3. Cálculo com combinações acidentais

##### ❖ PUNÇÃO

$$\sigma = \frac{F_V}{A' * B' * i_\delta} \leq 50 \text{ T/m}^2$$

Tabela 26 : verificação da punção

Sapata	Geometria	$\sigma$ (T/m <sup>2</sup> )	Verificação
100	2,6 x 5,4 x 0,4	45,07	ok
300	2,6 x 5,4 x 0,4	32,86	ok

##### ❖ EXCENTRICIDADE

$$e = \left(1 - \frac{2e_b}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$$

Tabela 27 : verificação da excentricidade

Sapata	Geometria	e	Verificação
100	2,6 x 5,4 x 0,4	0,307	ok
300	2,6 x 5,4 x 0,4	0,446	ok

##### ❖ DESLIZAMENTO

$$R_{h;d} = \frac{V_d * \tan \delta_{a;k}}{\gamma_{R;h} * \gamma_{R;d;h}} \geq F_H$$

Tabela 28 : verificação do deslizamento

Sapata	Geometria	R <sub>hd</sub>	F <sub>H</sub>	Verificação
100	2,6 x 5,4 x 0,4	43,6	26,9	ok
300	2,6 x 5,4 x 0,4	46,8	28,5	ok

Concluimos, portanto, que, sem considerar a Interação Solo-Estrutura, a geometria das sapatas é esta apresentada na tabela abaixo:

Tabela 29 : geometria das sapatas de cada grupo – sem ISE

	B (m)	L (m)	H (m)
Grupo 1	1,6	1,6	0,4
Grupo 2	2,5	2,5	0,4
Grupo 3	2,6	5,4	0,4

Fonte: O Autor.

#### 4.5.Cálculo dos parâmetros G e K para aplicação da ISE

Tendo determinado a geometria inicial das sapatas, podemos proceder com o cálculo das impedâncias. Realizamos o cálculo das rigidezes com o método de Newmark-Rosenblueth.

##### 4.5.1. Cálculo do módulo de cisalhamento G

O método de cálculo de G é bem explicado no parágrafo 2.3.3. Para não sobrecarregar a apresentação, aqui vou apenas apresentar os parâmetros de cálculo e aplicar as equações.

Tabela 30 : cálculo do módulo de cisalhamento G

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$V_{s30}$ (m/s)	S	$a_g$	aS	$G_{max}$ (MPa)	$G/G_{max}$	G (MPa)
1800	336,6	1,5	0,98	0,15	203,94	0,65	132,6

Fonte: Relatório geotécnico – Centro Comercial Saint Paul

Onde :

$\rho$  : peso específico do solo ;

$V_{s30}$  : velocidade de propagação das ondas no solo obtida pelo ensaio cross-hole;

S : parâmetro do solo



$a_g$  :aceleração de cálculo para um solo de classe A ( $a_g = g * a_{gr}$ ) ;

$a$  : razão entre  $a_g$  et a aceleração da gravidade;

$G_{max}$  : módulo de cisalhamento máximo do solo obtido por meio da equação (2) ;

$G/G_{max}$  : relação obtida na Tabela 2.

Obtemos assim o valor de  $G$ :

$$G = 132,6 \text{ MPa}$$

#### 4.5.2. Cálculo da rigidez dinâmica $K$

Tabela 31 : valores das rigidezes dinâmicas

Equação de $K$	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
$K_V = \frac{4 * G * r}{1 - \nu}$	753,14 MN/m	1195,26 MN/m	1794,24 MN/m
$K_H = \frac{32(1 - \nu)G * r}{7 - 8 * \nu}$	600,41 MN/m	945,87 MN/m	1418,91 MN/m

Uma vez que os pilares estão modelizados com articulações na base e no topo no, os respectivos apoios não apresentam rigidez rotacional.

Em seguida, introduzimos no software de modelagem os valores das rigidezes previamente calculadas. A partir de agora, o cálculo sísmico será realizado levando em consideração os efeitos do movimento da massa do solo e da estrutura.

#### 4.6.Dimensionamento das fundações com ISE

Conforme mostrado na Figura 24, o processo de aplicação da ISE é iterativo, pois a mudança na rigidez dos apoios irá gerar uma alteração nas forças sísmicas recebidas pela estrutura do edifício e na distribuição das reações nos apoios. Tendo sido redistribuídos os esforços, as bases podem ser redimensionadas. Assim, obteremos novas rigidezes e,

consequentemente, novos valores de reação de suporte. Vamos repetir este processo e redimensionar as fundações até que a geometria dos apoios não mude mais.

No caso do projeto que estamos analisando neste relatório, o processo iterativo foi repetido 3 vezes até que a geometria convergisse. Apenas os valores da última iteração realizada serão apresentados a seguir.

#### 4.6.1. Reações nos apoios com ISE

Tabela 32 : esforços no ELU

ELU					
GRUPO	ID SAPATA	COMBINAÇÃO	FX [T]	FY [T]	FZ [T]
1	20	1.35 G+ 1.35 CP + 1.5 Q	0	-0,63	99,71
2	12	1.35 G+ 1.35 CP + 1.5 Q	0,1	0	226,02
3	300	1.35 G+ 1.35 CP + 1.5 Q	0	-1,73	172,76

Tabela 33 : esforços no ELS

ELS					
GRUPO	ID SAPATA	COMBINAÇÃO	FX [T]	FY [T]	FZ [T]
1	20	G+ CP + Q	0	-0,45	70,67
2	12	G+ CP + Q	0,1	0	159,73
3	300	G+ CP + Q	0	-1,22	122,85

Tabela 34 : esforços no ELU sísmico

SIS							
GRUPO	ID SAPATA	COMBINAÇÃO	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX	MY
3	100	G + CP + 0.3 SX - SY	0,78	-24,38	68,4	-125,32	-0,33
3	300	G + CP + SX - 0.3 SY	25,86	-0,75	75,59	-0,02	121,11

#### 4.6.2. Análise modal

A Tabela 35 apresenta o resultado da análise modal fornecida pelo software Robot para a última iteração.

Tabela 35 : análise modal da estrutura com ISE

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cum. UX (%)	Masses Cum UY (%)
1	1,06	0,94	0	76,21
2	1,17	0,85	77,34	76,21
3	1,67	0,6	77,34	76,21
4	4,59	0,22	77,34	93,33
5	4,96	0,2	93,54	93,33
6	7,75	0,13	93,54	93,33
7	9,03	0,11	93,54	97,72
8	11,01	0,09	97,98	97,72
9	11,51	0,09	97,98	98,67
10	12,74	0,08	97,98	98,79

Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

#### 4.7. Dimensionamento das fundações com ISE

O procedimento adotado para dimensionar as fundações do edifício sem ISE e com ISE é a mesma. A geometria adotada para cada grupo de sapatas é apresentada na tabela abaixo.

Tabela 36 : geometria das fundações após consideração da Interação Solo Estrutura.

	B (m)	L (m)	H (m)
Grupo 1	1,6	1,6	0,4
Grupo 2	2,5	2,5	0,4
Grupo 3	2,1	4,9	0,4

Notamos que as sapatas dos grupos 1 e 2 (aquelas que apoiam os pilares com geometria corrente) permanecem inalterados em relação à geometria proposta sem ISE. No

entanto, aqueles que absorvem as forças horizontais (pilares-parede) são otimizados com a consideração da ISE.

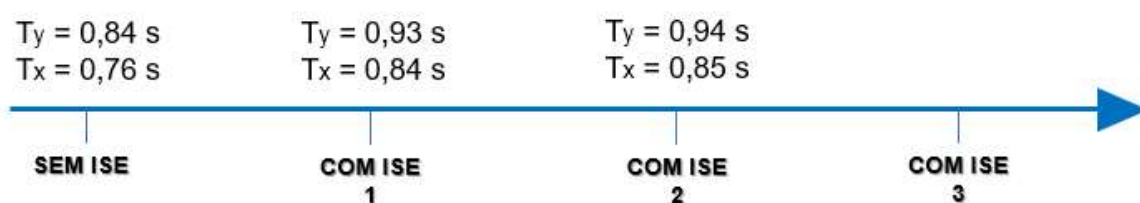
#### 4.8. Análise dos resultados e conclusões

Agora, realizaremos uma análise de como o período, as cargas e a geometria das fundações mudam durante o processo iterativo de aplicação do ISS.

##### 4.8.1. Evolução do período de vibração

Podemos verificar na Figura 36 que ao levar em consideração a ISE o período próprio da estrutura aumentou. Entre a primeira e a segunda iteração observamos que o aumento é de 0,09 s. Entre a segunda e a terceira iteração, esse aumento foi de 0,01 s.

Figura 35 : evolução do período próprio da estrutura

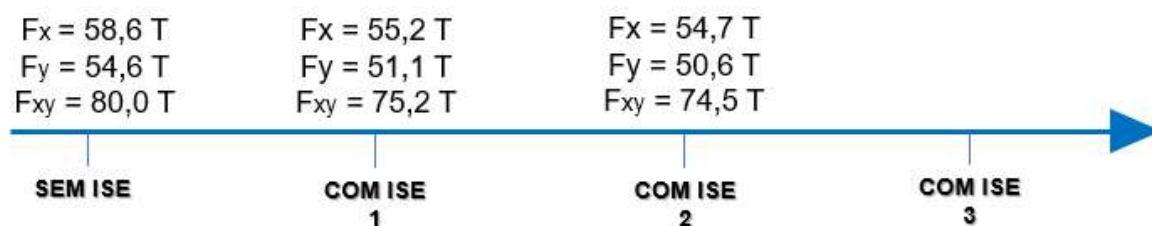


Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

##### 4.8.2. Evolução das cargas sísmicas

A redução das forças sísmicas é consequência do aumento do período de vibração da estrutura. Entre a primeira e a segunda iteração, observamos uma redução de 6% destas cargas. Entre a segunda e a terceira iteração a redução não foi tão significativa (cerca de 1%), o que indica a convergência do modelo.

Figura 36 : evolução dos esforços horizontais na estrutura

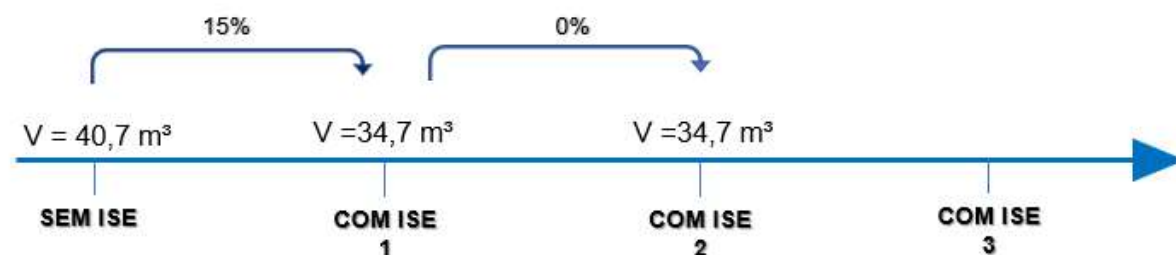


Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

#### 4.8.3. Evolução da geometria das fundações

Finalmente, analisamos como a geometria das fundações evoluiu com as iterações. Se observarmos a evolução dos esforços entre a segunda e a terceira iteração, vemos que a mudança não foi realmente significativa. Isso pode ser confirmado pelo fato de que a redução das forças não foi suficiente para permitir uma redução na geometria das fundações. É por isso que não partimos para uma quarta iteração, pois a rigidez dos apoios na quarta iteração já seria igual à rigidez da terceira.

Figura 37 : evolução da geometria das fundações



Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

Assim, para este estudo de caso isolado, já podemos perceber o benefício de levar em consideração a ISE: a obtenção de um modelo mais representativo da realidade e com custo de construção mais barato. O volume de concreto para as fundações foi reduzido em 15%.

A este nível de estudo, não podemos generalizar partindo do princípio de que o fato de que considerar a ISE pode sempre gerar uma tal redução no volume de fundações. As

generalizações não podem ser feitas porque cada estudo de caso tem suas especificidades: é necessário analisar o contexto estrutural, sísmico e geotécnico do projeto.

O exemplo analisado é muito específico porque estudamos apenas uma estrutura (muito simplificada e simétrica), com um único contexto geotécnico e sísmico. É por isso que, no próximo capítulo, ampliaremos um pouco a análise para verificar as consequências da consideração da ISE considerando diversos contextos geotécnicos e estruturais diferentes.

## 5. ANÁLISE DA ISE EM DIFERENTES CONTEXTOS

Conforme mencionado no final do capítulo anterior, a análise que realizamos na edificação hospitalar fictícia construída na Ilha da Reunião é muito específica e limitada. Assim, pode-se questionar qual seria o resultado das análises feitas em outros contextos geotécnicos, outras soluções estruturais ou com um edifício com mais andares.

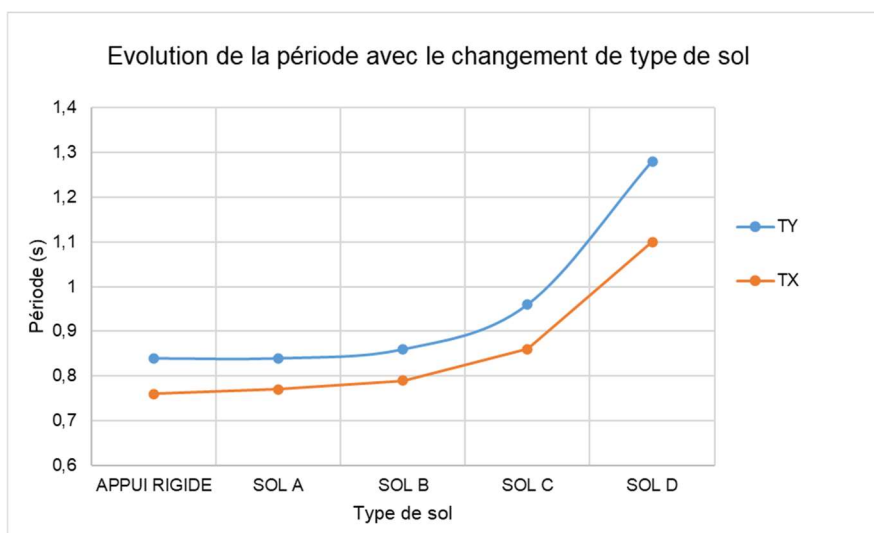
### 5.1. Análise da influência do contexto geotécnico

Primeiramente, vamos analisar a influência que o tipo de solo pode ter na consideração da ISE. A Figura 38 mostra um diagrama cujas abscissas representam as classes de solo e as ordenadas o período da estrutura. Para esta primeira análise, o modelo estrutural utilizado é o do edifício do hospital. Alterou-se somente o contexto geotécnico do modelo, o que gerou mudanças nos parâmetros dos apoios elásticos.

Assumimos, nesse sentido, valores médios de velocidade de propagação das ondas  $V_{s30}$  e densidade  $\rho$  apresentados na literatura para cada tipo de solo.

A partir do exemplo analisado anteriormente, constatamos que se não levarmos em consideração a ISE, ou seja, se realizarmos um modelo com suporte rígido sem considerar os parâmetros do terreno e da geometria desde a fundação, o período fundamental da construção é de 0,84 s. Este valor pode ser encontrado no diagrama abaixo, quando  $T_y$  do edifício é calculado para um suporte rígido (sem ISE).

Figura 38 : evolução do período com a mudança do tipo de solo



Fonte: O Autor.

Em seguida, ainda representado na Figura 38, calculamos os períodos  $T_y$  e  $T_x$  do edifício. Desta vez, levamos em consideração a interação solo-estrutura, mas assumindo que o solo sobre o qual o edifício repousa é do tipo A (solo rochoso). Assim, verificamos que o valor de  $T_y$  e  $T_x$  ainda está em torno de 0,84s mesmo com a ISE. A partir da análise do diagrama, pode-se verificar que no caso em que o terreno é muito rígido, como é o caso de solos rochosos, a consideração da ISE não altera significativamente o comportamento dinâmico da edificação. A rigidez dos apoios com ISE sendo muito elevada, o período natural da construção será quase o mesmo que sem ISE e as forças sísmicas não se alterarão.

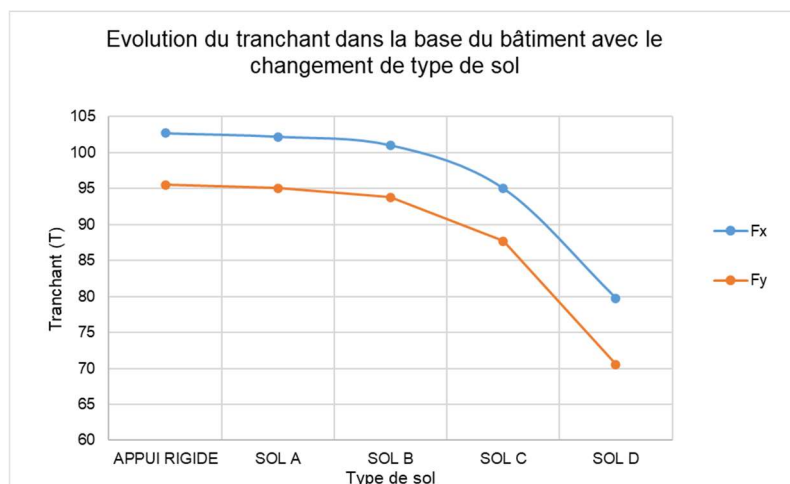
Continuamos a mudar o contexto geotécnico do terreno e a calcular o período próprio do modelo com ISE para um solo do tipo B, C e D. No caso de um solo do tipo B vemos que o período ainda permanece muito próximo daquele sem ISE. Porém, verificamos que no caso de um solo C e D, solos mais deformáveis (como siltes e argilas), a consideração da ISE desempenha um papel muito importante haja vista do considerável aumento do período.

Para interpretar estes valores, podemos fazer a seguinte análise: se, por exemplo, construirmos um prédio em um terreno cujo solo é caracterizado como classe D sem levar em consideração a ISE, teríamos calculado as cargas sísmicas com um período natural de 0,84s quando de fato, com a ISE o período de vibração do mesmo prédio seria de 1,28 s, o que pode representar um carregamento sísmico mais alto do que o real sofrido pela estrutura.

Para melhor "visualizar" o efeito do aumento do período no cálculo sísmico, traçamos os diagramas apresentados na Figura 39 e Figura 40 que mostram a evolução das forças sísmicas (cortante e momento) na base do construção para diferentes contextos geotécnicos.

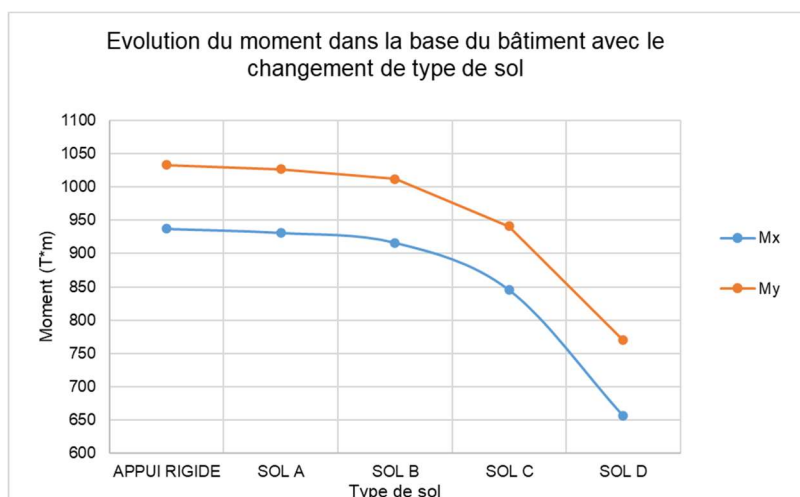


Figura 39 : evolução do esforço cortante na base do edifício com mudança do tipo de solo



Fonte: O Autor.

Figura 40 : evolução do momento na base do edifício com a mudança do tipo de solo.



Fonte: O Autor.

A partir da análise desses diagramas, verificamos que, para dimensionar as fundações de um edifício construído em solo tipo D, sem levar em conta a interação solo-estrutura, teríamos levado em consideração um momento  $M_y$  próximo de 1000 tf m e um cortante próximo a 100 tf. Caso contrário, com a consideração da ISE, essas forças seriam reduzidas em mais ou menos 25%.

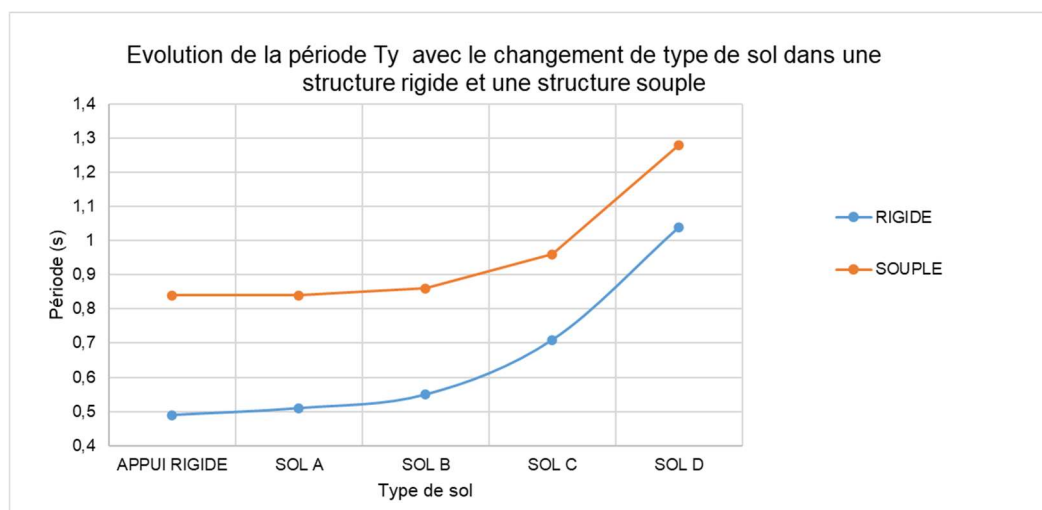
Esta análise nos mostrou, portanto, que para solos mais rígidos (os do tipo A e B) a consideração da ISE não traz uma mudança considerável no comportamento dinâmico da edificação. Porém, para solos do tipo C e D, a redução dos esforços é significativa e a otimização das fundações pode ser de grande interesse para a otimização do projeto.

## 5.2. Análise da influência da rigidez da estrutura

Além do contexto geotécnico (rigidez do solo), uma variável importante pode ser a rigidez dos próprios elementos estruturais. Por exemplo, uma estrutura construída de concreto pode ser mais rígida do que uma estrutura construída de madeira. Ou uma estrutura com seções de coluna consideravelmente robustas será mais rígida do que uma estrutura com colunas muito esbeltas.

Assim, estamos interessados em estudar qual o impacto da consideração da ISE em edifícios de diferentes rigidezes. Para fazer essa verificação, simplesmente multiplicamos o módulo de elasticidade do material por 4 e o resultado da análise é apresentado na abaixo.

Figura 41 : evolução do período  $T_y$  da estrutura com a mudança do tipo de solo para estruturas com diferentes rigidezes.



Fonte: O Autor.

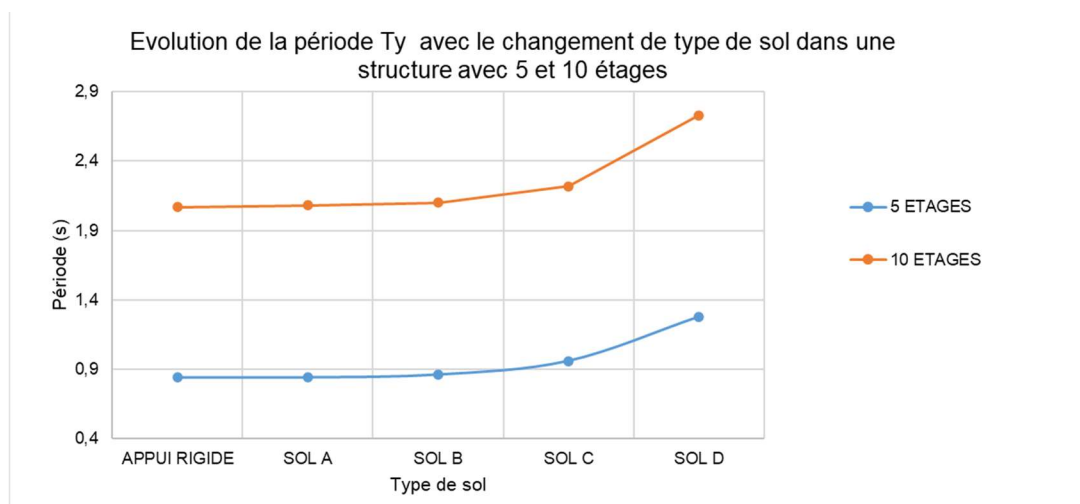
Mesmo que o módulo utilizado não represente o módulo de elasticidade de um material real, podemos verificar que independente da rigidez da estrutura, ainda há a vantagem de levar em consideração a ISE se o solo apresenta alta deformabilidade.

### 5.3. Análise da influência do número de andares

Por fim, estudamos a influência que o número de andares do edifício poderia ter na análise da ISE. Edifícios com rigidez dos elementos idênticas e com maior número de andares são naturalmente menos rígidos que edifícios mais baixos. O diagrama da Figura 51 mostra claramente que um edifício com 10 andares tem um período natural muito maior (quase que o dobro) do que um edifício com 5 andares. Independentemente do número de pisos do edifício.

De toda forma, como na análise anterior, verificamos que se o terreno for de classe C ou D, a consideração da ISE apresentará aumento no período de vibração da

Figura 42 : evolução do período  $T_y$  com a mudança do tipo de solo em uma estrutura com 5 e com 10 andares.



estr  
utur  
a.

Fonte: O Autor.

## 6. APLICAÇÃO DA ISE: EXTENSÃO DO AEROPORTO

Nesta parte do trabalho faremos uma aplicação da ISE em um modelo real que foi desenvolvido no escritório EMCI. Apresentaremos, nesse sentido, as hipóteses assumidas para a realização dos cálculos sísmicos e estáticos, a justificação das fundações e a análise dos efeitos da tomada em consideração da ISE num dos edifícios do prolongamento do Aeroporto da Reunião Roland Garros.

### 6.1. Apresentação do projeto

A maquete estudada corresponde a um dos edifícios que integram as obras gerais de ampliação e reestruturação do terminal de passageiros do aeroporto da Reunião Roland Garros. Especificamente, o estudo da interação solo-estrutura será aplicado na parte sul do edifício da extensão oeste.

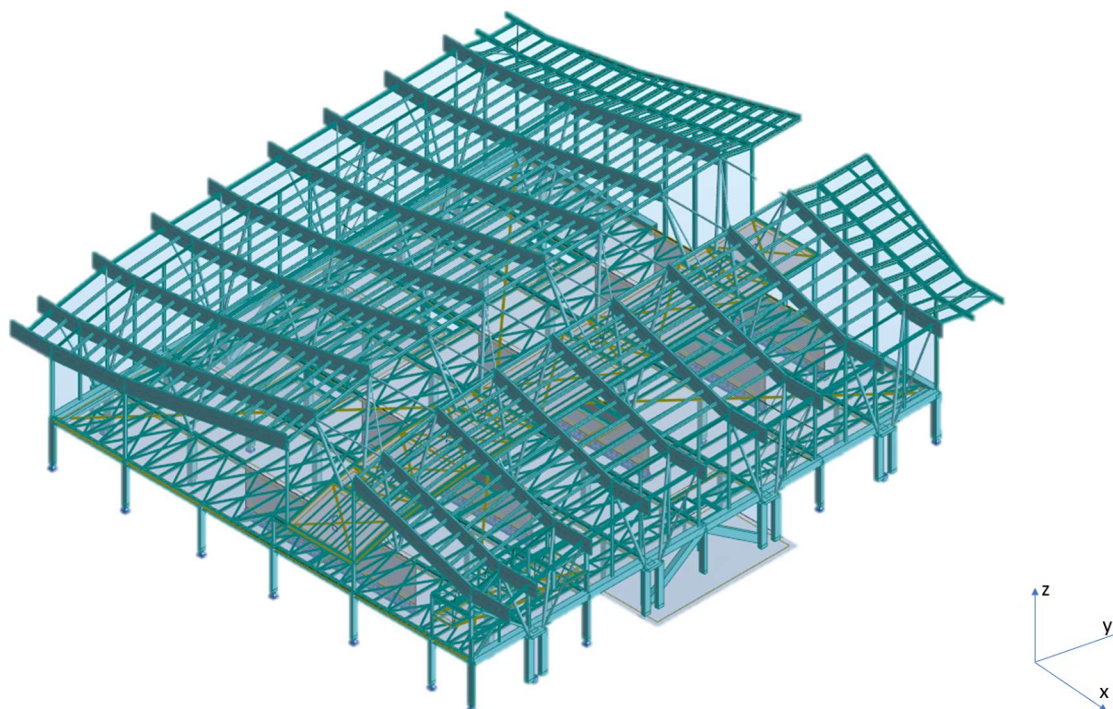
Figura 43 : apresentação do projeto – prédio existente e as extensões



Fonte: dossier geral de apresentação dos projetos de extensão do aeroporto

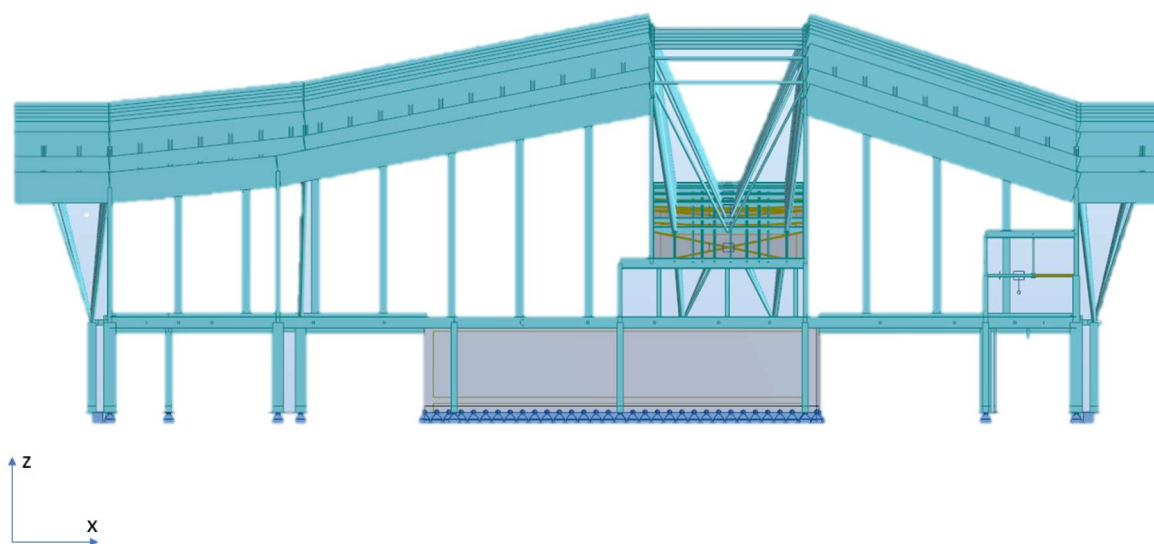
As imagens seguintes apresentam o modelo estrutural do edifício estudado modelado com o software Robot.

Figura 44 : vista 3D do edifício



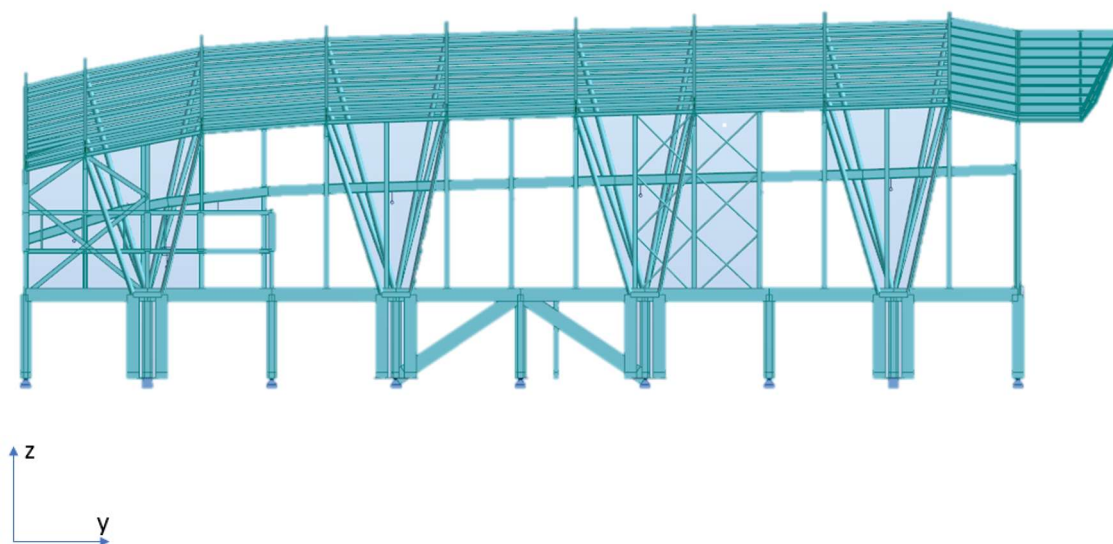
Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

Figura 45 : vista da fachada frontal do edifício



Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

Figura 46 : vista da fachada lateral do edifício



**Fonte:** O autor, com auxílio do software Robot.

## 6.2. Hipóteses de cálculo

### 6.2.1. Carregamento

- ✓ **Peso próprio:** Peso específica do concreto armado  $\gamma = 2,5 \text{ tf/m}^3$  ;
- ✓ **Outras cargas permanentes :** para levar em consideração o revestimento, a presença de divisórias e forros, definimos uma carga  $G = 0,15 \text{ tf/m}^2$
- ✓ **Carga acidental :**  $Q = 0,4 \text{ tf/m}^2$

### 6.2.2. Contexto geotécnico

Apresentamos todas as premissas geotécnicas utilizadas para realizar a modelagem. A Figura 56 mostra o perfil geotécnico do terreno. Os dados geotécnicos foram retirados do Relatório Geotécnico - G2-PRO.

Figura 47 : perfil geotécnico do terreno



Fonte: dossier geotécnico do projeto

Tabela 37 : dados geotécnicos do terreno

	$\rho$ (T/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$c$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\phi$	$E_m$ (MPa)
Aterro	2,0	0,3	2	27°	15
Aluvião	2,0	0,3			9
Aluvião antigo	2,1	0,3	10	33 °	120

Fonte: dossier geotécnico do projeto

- ❖ **Classe do solo : B**
- ❖ **Tensão admissível no solo ELS : 0,3 MPa ou 30 tf/m<sup>2</sup>**
- ❖ **Tensão admissível no solo ELU : 0,5 MPa 50 tf/m<sup>2</sup>**
- ❖  **$G_{max} = 7 \cdot E_m$**

### 6.2.3. Contexto sísmico

Apresentamos abaixo as hipóteses assumidas para a realização do cálculo sísmico.

- ❖ **Zone sísmica** : zona 2 - Fraca
- ❖ **Categoria de importância** : aeroporto - IV
- ❖ **Aceleração máxima de referência em solos rochosos  $a_{gr}$**  : zona 2 – 0,7 m/s<sup>2</sup>
- ❖ **Coefficiente de importância  $\gamma_1$**  : catégoric de importância IV –  $\gamma_1 = 1,4$
- ❖ **Aceleração de cálculo  $a_g$**  : 0,98 m/s<sup>2</sup>
- ❖ **Parâmetro S do solo** : solo classe B - zona 2 – S = 1,35
- ❖ **Valores  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$**  : solo tipe C - zona 2

$T_B$	0,05
$T_C$	0,25
$T_D$	2,5

- ❖ **Coefficiente de comportamento**: concreto armado –  $q = 1,5$

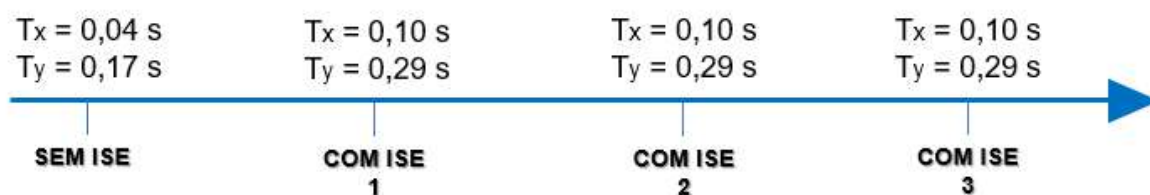
### 6.3. Análise dos resultados e conclusões

Analisaremos agora a evolução do período de vibração, do carregamento das fundações e da geometria das fundações do edifício no processo iterativo de aplicação da ISE. O modelo apresentou convergência na terceira iteração.

#### 6.3.1. Evolução do período de vibração

Podemos verificar por meio da análise da Figura 48 que com a consideração da ISE o período de vibração da estrutura aumentou levemente nos dois sentidos.

Figura 48 : evolução do período próprio da estrutura.



Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.



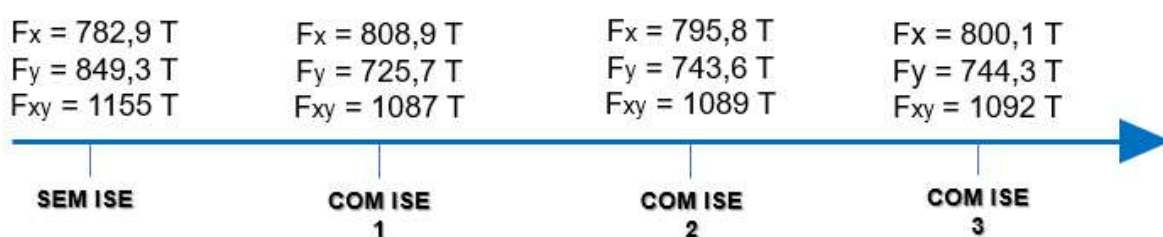
Observamos que entre o ISS 1 e o ISS 3 o período fundamental da edificação não muda mais. No entanto, continuamos com as iterações à medida que a geometria de algumas sapatas continuava mudando. Esta alteração na geometria não foi devido à mudança na força geral aplicada à estrutura, mas provavelmente devido à redistribuição das forças nos apoios.

### 6.3.2. Evolução dos esforços sísmicos

Na Figura 49, notamos a resultante sísmica na base do edifício  $F_x$  entre a fase "SEM ISS" e a fase "COM ISS 1" aumentou, o que é contra-intuitivo quando se fala em ISE, uma vez que se espera uma redução no carregamento da estrutura. O que justifica esse aumento é o fato de o período  $T_x$  passar de  $T_x < T_B$  para  $T_B < T_x < T_C$ . Portanto,  $T_x$  entra no platô do espectro de resposta, o que aumenta a carga sísmica.

Ao contrário, em Y, o período aumenta e obtemos  $T_Y > T_C$ , o que diminui o carregamento sísmico.

Figura 49 : evolução da resultante dos esforços sísmicos na estrutura.

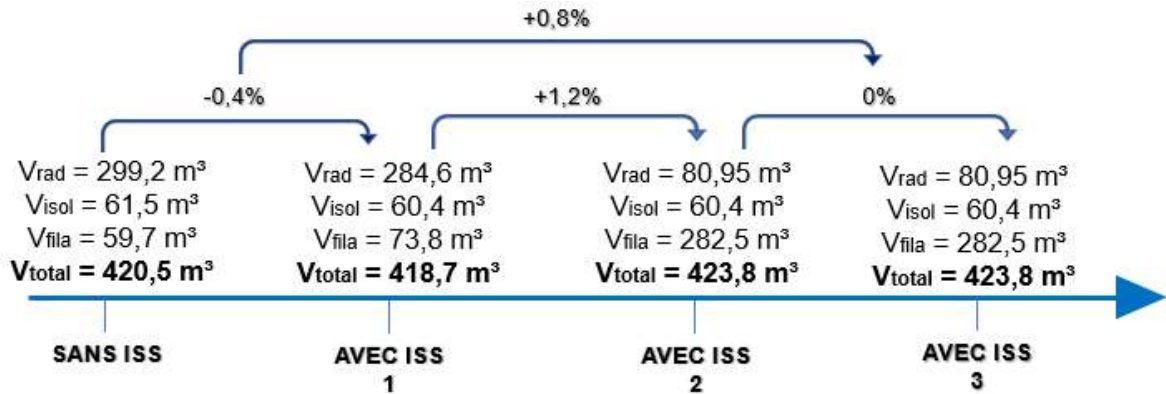


Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

### 6.3.3. Evolução da geometria

Por meio da análise da Figura 50, observamos que o modelo converge entre as fases "COM ISS 2" e "COM ISS 3". Observamos também que o volume das fundações, ao invés de diminuir, aumenta 0,8%.

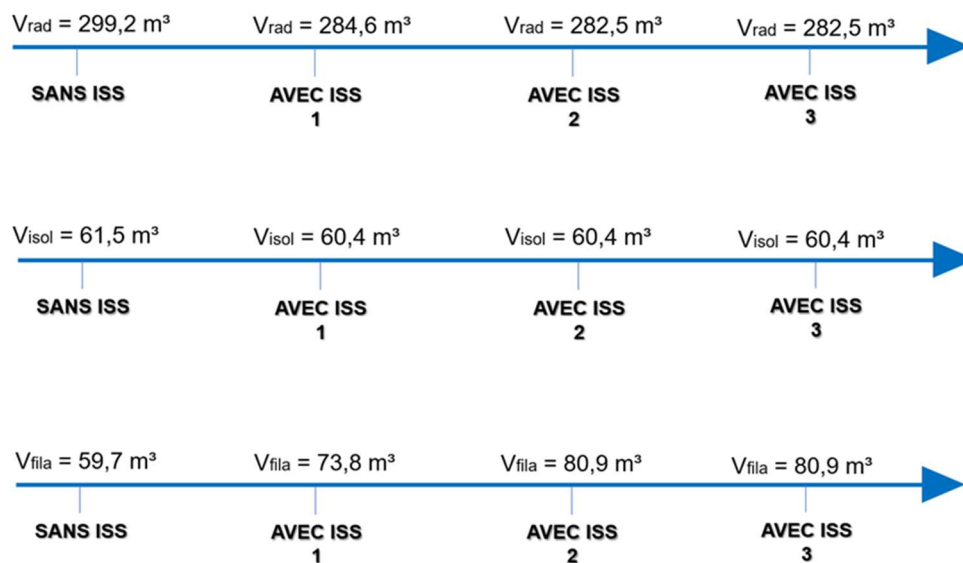
Figura 50 : evolução da geometria das fundações



Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

Para tentar compreender o motivo do aumento do volume, analisamos a evolução dos volumes de cada tipo de fundação do edifício, conforme apresentado na Figura 60.

Figura 51 : evolução do volume de cada tipo de fundação com a aplicação da ISE.



Fonte: O autor, com auxílio do software Robot.

Onde :

$V_{\text{rad}}$  : volume dos radiers

$V_{\text{isol}}$  : volume das sapatas isoladas

$V_{\text{fila}}$  : volume das sapatas corridas

Verifica-se, portanto, que os radiers foram otimizados em 6% e as sapatas isoladas em 1%. No entanto, o volume das sapatas corridas aumentou 35%. Mais precisamente, a sapata que mais aumenta de volume é aquela marcada a preto na Figura 52 (Grupo 07).

Para justificar tal aumento de volume ao nível desta sapata, deve-se entender que quanto mais rígida for uma fundação, mais carga ela irá mobilizar. A Tabela 38 mostra a geometria das sapatas corridas sem levar em consideração o ISS.

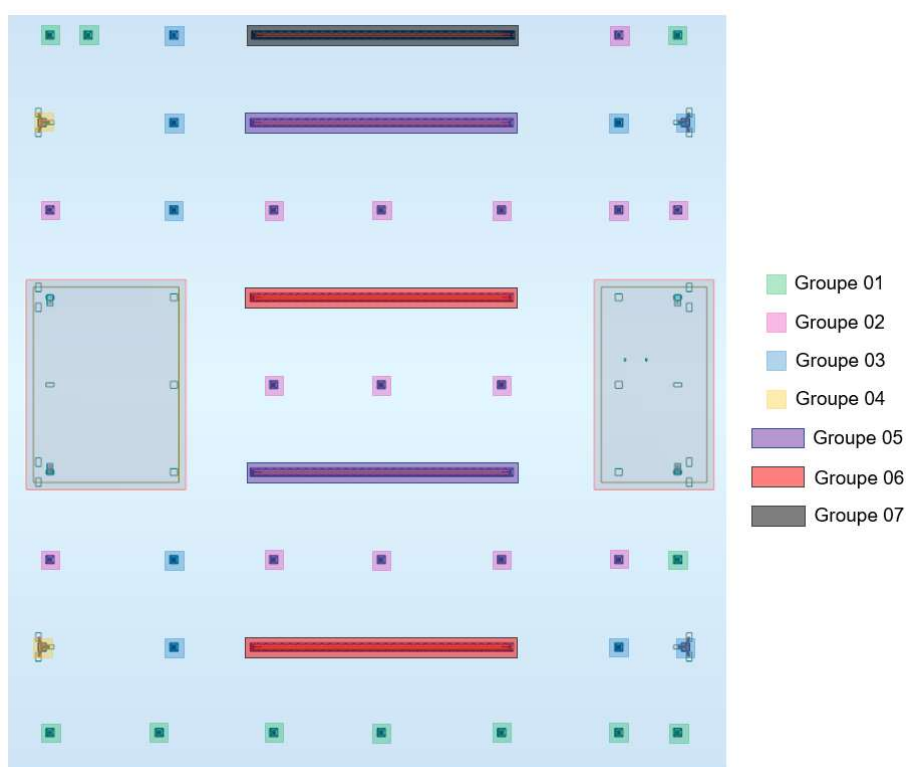
Tabela 38 : geometria das sapatas corridas sem ISE

Grupo	Base de sapata (m)
5	1,20
6	1,30
7	2,50

Fonte: O Autor

Sem considerar a ISE, a sapata do Grupo 07 já tinha uma geometria maior que as dos outros dois grupos. Como resultado, ela apresentava uma rigidez consideravelmente maior que as duas outras. Na primeira iteração com da ISE tivemos redistribuição de carga e essa sapata mobilizou mais esforço lateral, o que fez aumentar ainda mais volume e, conseqüentemente, a rigidez. Durante as outras interações, esta sapata continuou a mobilizar mais e mais carga de até que o modelo convergisse.

Figura 52 : repartição das fundações do modelo em diferentes grupos



Fonte: O Autor.

De toda forma, o resultado obtido confirma que, globalmente, a consideração da ISE para um solo do tipo B pode não ser de relevante interesse econômico, conforme mencionado precedentemente neste trabalho.

## 7. CONCLUSÃO

Neste Trabalho de Conclusão de Curso interessamo-nos em apresentar os impactos da consideração da interação solo-estrutura (ISE) na modelagem de estruturas com foco maior no dimensionamento das fundações.

Como a Ilha da Reunião está localizada em uma zona de baixa atividade sísmica, o estudo dos impactos da ISE limitou-se aos efeitos sobre as fundações, dado que na zona 2 o carregamento sísmico não tem grande interferência nos outros elementos estruturais.

Primeiramente, identificou-se na literatura métodos para levar em consideração a ISE, a saber: método direto e método de subestrutura. As análises feitas neste trabalho foram realizadas com o método da superestrutura, por se adaptar melhor às ferramentas de modelagem disponíveis.

Em um segundo momento, e ainda no contexto da revisão bibliográfica, caracterizou-se o comportamento dinâmico do solo e verificou-se que, segundo vários autores, o modelo reológico que melhor representa o comportamento dinâmico do solo é o modelo Kelvin-Voigt: combinação mola + amortecedor. Apresentou-se assim várias equações para realizar o cálculo das funções de impedância de sapatas isoladas, sapatas corridas, e radieres.

A primeira modelagem realizada foi a de um edifício hospitalar fictício localizado na Ilha da Reunião, território de baixa sismicidade e solo classe C. O objetivo da modelagem foi realizar o dimensionamento das fundações do edifício sem levar em conta as interações solo-estrutura e depois recalculá-las levando em consideração a ISE. Assim, verificou-se que o modelo converge após 3 iterações. O período fundamental de vibração do edifício evoluiu de 0,84 s para 0,94 s. Assim, o volume das fundações foi otimizado de 40,7 m<sup>3</sup> para 34,7 m<sup>3</sup>, ou seja, uma redução de 15%.

Em seguida, foram analisadas as consequências de levar em consideração a ISE em vários contextos diferentes: edifícios de vários andares, diferentes tipos de materiais e diferentes contextos geotécnicos. Nesse sentido, verificou-se que para os solos das classes A e B, levar em consideração a ISE não tem um impacto considerável no modelo. Isso significa que a suposição de suporte rígido para esses tipos de solos é bastante razoável. Por outro lado, para solos do tipo C e D, esta suposição torna-se menos realista, e levar em consideração o ISS é de real interesse.

Ao analisar edifícios com múltiplos andares e diferentes rigidezes, notou-se que o interesse em levar em consideração a ISE não está ligado à superestrutura do edifício, mas

sim à interface solo-estrutura. Portanto, independentemente do número de pisos ou da rigidez dos materiais, a ISE terá um papel significativo, seja o solo da classe C ou D.

Por fim, aplicou-se a ISE na maquete de um dos edifícios que integram as obras de ampliação do Aeroporto Roland Garros na Ilha da Reunião. Conforme apresentado nas hipóteses geotécnicas, o solo do terreno é classe B. Os resultados obtidos mostram que com a aplicação da ISE obtém-se um aumento do período natural da estrutura nas direções X e Y, como era de se esperar para um solo do tipo B, mas não o suficiente para que conseguíssemos realizar otimizações nas fundações.

Embora os resultados apresentados sejam coerentes e satisfatórios para o nível de estudo, o modelo utilizado apresenta algumas limitações como o desprezo das características viscosas do solo. Além disso, em um momento futuro, pode-se estender o estudo para a otimização da estrutura como um todo, bem como a análise sob graus de sismicidade mais elevados.

### 7.1. Limitações da análise e perspectivas

Conforme mencionado anteriormente, as análises realizadas não foram realizadas com software totalmente adaptado para levar em conta a ISE em situação sísmica. Robot, o software de cálculo utilizado no escritório EMCI, não permite que a viscosidade do solo seja levada em consideração nos cálculos. Assim, tivemos que assumir apoios elásticos (o que deveria ser viscoelástico), o que não é totalmente realista. No entanto, de acordo com Davidovici, essa suposição nos coloca do lado da segurança.

O outro "ponto fraco" do método é que dependendo do nível de complexidade e da quantidade de elementos finitos do modelo calculado, a consideração da ISE pode ser muito demorada (o que pode ser penalizante para um escritório de cálculo). Pode acontecer que um cálculo sísmico com o software Robot leve várias horas para ser concluído e, uma vez que o método proposto é um método iterativo, e várias iterações de cálculo às vezes são necessárias. Assim, o desenvolvimento do modelo e a finalização da análise podem, portanto, ser muito trabalhosos.

Além disso, conforme mencionado acima, a análise realizada considerou apenas o efeito da ISE no dimensionamento das fundações de edifícios, não estendendo o estudo ao impacto da consideração da ISE nos outros elementos estruturais.

Assim, colocamos como perspectiva:

- ✓ Considerar a natureza viscosa do solo;
- ✓ Analisar a ISE para fundações profundas ou fundações em solos reforçados
- ✓ Analisar o impacto da ISE na superestrutura (em sismicidade moderada a forte)

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos, 2006.

AOKI, N (1997). Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macço de solos, XXVIII **Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural**, vol. 1, São Carlos, pp. VII – XX.

BOU MEHDI, Amine. **Interaction Dynamique Sol-Structure**. Géotechnique. 2015. Dumas – 016662405

BOYERE, Emmanuel. **Modélisation de l’amortissement dynamique linéaire**. 2011

BRÛLÉ, Stéphane ; CUIRA, Fahd. **Pratique de l'Interaction Sol-Structure sous Séisme** : Application aux fondations et aux soutènements. La Plaine Saint Denis : Afnor, 2017.

CUIRA, Fahd, SIMON Bruno. **Apports de l’interaction sol-structure dans la conception des fondations**. Nancy, 2016.

DAVIDOVICI, Victor. **Pratique du Calcul Sismique** : Guide d'application de l'Eurocode 8. Paris: Eyrolles, 2016.

FIDELES, M. R. Helena. **Análise Sísmica de estruturas de edifícios considerando interação solo-estrutura em solo estratificado**. 2015. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

GUTH, Didier ; Nota de Aula : **Eléments de Dynamique de sol et Interaction Sol Structure**. Schiltigheim : 2009

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

PHILIPPONNAT, Gerard ; HUBERT, Bertrand. **Fondations et ouvrages en Terre**. Paris : Eyrolles, 2007



