



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  

---

Escola Politécnica

## ANÁLISE SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIO CONSIDERANDO INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Helena Maria Reis Fideles

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Silvio de Souza Lima

Rio de Janeiro  
Setembro de 2010

ANÁLISE SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIO CONSIDERANDO  
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Helena Maria Reis Fideles

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO  
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

---

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc.

---

Prof. Silvio de Souza Lima, D. Sc.

---

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL  
SETEMBRO DE 2010

Fideles, Helena Maria Reis

Análise Sísmica de Estruturas de Edifício considerando Interação Solo-Estrutura/ Helena Maria Reis Fideles. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2010.

XI, 37 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos, Silvio de Souza Lima.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2010.

Referencias Bibliográficas: p. 37.

1.Análise Dinâmica. 2.Análise Sísmica. 3. Interação solo-estrutura. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao professor e orientador Sergio Hampshire de Carvalho Santos e ao Co-orientador Silvio de Souza Lima pela atenção, disponibilidade e ensinamentos, durante a graduação e no projeto final.

À minha família, pela paciência, por estar sempre ao meu lado e me dar a base para vida.

Aos meus amigos, de dentro e de fora do mundo da Engenharia, pelo apoio e incentivo.

A Deus, acima de tudo, por me dar luz e sabedoria para compreender e pôr em prática o que aprendo a cada dia.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Análise Sísmica de Estruturas de Edifício considerando Interação Solo-Estrutura

Helena Maria Reis Fideles

Setembro/2010

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos, Silvio de Souza Lima.

Curso: Engenharia Civil

A Análise Sísmica ainda se faz pouco presente no projeto de edificações no Brasil, mas seu estudo está em desenvolvimento, e, apesar das ocorrências de sismos no país serem baixas, não são desprezíveis.

A norma brasileira, NBR 15421:2006, está sendo aprimorada e uma referência já mais consolidada é a norma americana, ASCE. Portanto, neste trabalho as duas normas foram utilizadas.

Os esforços causados por sismos nas estruturas são muito elevados. É possível reduzir os esforços devidos às ações das forças sísmicas a partir de considerações como amortecimento e aumento de período da estrutura, ambas estudadas neste trabalho.

O amortecimento a ser considerado pode ser o que está presente na própria estrutura, e o que é devido à interação solo-estrutura. Pode também ser considerado o aumento do período efetivo da estrutura, considerando-a mais flexível. A redução dos efeitos do sismo na estrutura favorece economicamente o projeto.

No presente trabalho foram estudadas as diferentes considerações abordadas nas normas. O estudo foi feito através do cálculo dos deslocamentos no topo das estruturas, e foi feita a comparação destes deslocamentos com os encontrados na formulação complexa.

*Palavras-chave:* Análise Dinâmica. Análise Sísmica. Interação solo-estrutura.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for degree of Engineer.

## Seismic Analysis of Building Structures Considering Soil-Structure Interaction

Helena Maria Reis Fideles

September/2010

Advisors: Sergio Hampshire de Carvalho Santos, Silvio de Souza Lima.

Course: Civil Engineering

The seismic analysis is still not currently performed in the design of buildings in Brazil, but its study is progressing, although the occurrence of large earthquakes in the country is low, but not negligible.

The Brazilian Standard NBR 15421:2006, is being improved and a more consolidated reference is the American Standard, ASCE-07. Therefore, in this study the two Standards have been used.

The stresses caused by earthquakes in the structures are very high. It is possible to reduce the forces due to the seismic action, considering for instance the damping and the elongation of the period of structure, both studied herein.

The damping to be considered can be the one present in the structure, and the one due to soil-structure interaction. It can also be considered an increase in the effective period of the structure, considering it more flexible. The reduction of the effects of the earthquake in the structure is economically interesting for the project.

In the present study, the several considerations addressed in the standards have been considered. The study has been done by calculating the displacement at the top of the structures, and a comparison of these displacements is done with the ones obtained with the complex formulation.

*Keywords:* Dynamic Analysis, Seismic Analysis, Soil-Structure Interaction.

## ÍNDICE

---

1. Introdução	1
2. Métodos de análise	3
2.1. Análise Modal e da Resposta na Frequência	3
2.1.1. Sem amortecimento	6
2.1.2. Com amortecimento	6
2.1.2.1. NBR 15421	8
2.1.2.2 ASCE 7-05	8
2.1.2.3. ASCE 7-10	11
2.2. Formulação Complexa	13
3. Exemplos	15
3.1. Escolha dos dados (solo e estrutura)	16
3.2. Resultados obtidos	22
3.2.1. Comparação entre as fases	26
4. Conclusões	36
Referências e Bibliografia	37

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1.1 – Histórico de ocorrência de sismos no Brasil [5] .	1
Figura 2.1 – (a) Modelo usual – prédio com base fixa; (b) Modelo considerando a interação solo-estrutura – prédio com mola e amortecedor associados à base.	3
Figura 2.2 – (a) Pórtico plano com 3 andares; (b) Diagrama de corpo livre da massa $m_1$	4
Figura 2.3 – Prédio do tipo “shear-building”: (a) originalmente; (b) deformado a partir de cargas horizontais aplicadas nos níveis dos andares.	6
Figura 2.4 – Fator de amortecimento da fundação – ASCE 7-05 [7] .	10
Figura 2.5 – Redução do espectro de resposta [4] .	11
Figura 2.6 – Fator de amortecimento da fundação – ASCE 7-10 [8] .	13
Figura 2.7 – Sistema massa-mola-amortecedor.	14
Figura 3.1 – (a) Movimentação da base do pórtico plano com 3 andares; (b) Diagrama de corpo livre da massa $m_1$ [1] .	15
Figura 3.2 – Esquema em planta dos prédios.	16
Figura 3.3 – Mapeamento de aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da Classe B (“Rocha”) [6] , com a indicação da cidade de Rio Branco.	17
Figura 3.4 – Espectro de resposta.	20
Figura 3.5 – Fundação direta retangular [2] .	20
Figura 3.6 – Prédio com 3 andares.	26
Figura 3.7 – Prédio com 3 andares – detalhe da primeira frequência.	27
Figura 3.8 – Prédio com 5 andares.	28
Figura 3.9 – Prédio com 5 andares – detalhe da primeira frequência.	29
Figura 3.10 – Prédio com 7 andares.	30



Figura 3.11 – Prédio com 7 andares – detalhe da primeira frequência. _____	31
Figura 3.12 – Prédio com 18 andares. _____	32
Figura 3.13 – Prédio com 18 andares – detalhe da primeira frequência. _____	33
Figura 3.14 – Prédio com 3 andares, comparando as duas versões da ASCE. _____	34
Figura 3.15 – Prédio com 7 andares, comparando as duas versões da ASCE. _____	35

## ÍNDICE DE TABELAS

---

Tabela 2.1 – Valores de $G/G_0$ e $v/v_0$ – ASCE 7-05 [7] .	9
Tabela 2.2 – Valores de $G/G_0$ e $v/v_0$ – ASCE 7-10 [8] .	12
Tabela 3.1 – Definições das zonas sísmicas [6] .	17
Tabela 3.2 – Definição da classe do terreno [6] .	18
Tabela 3.3 – Definição dos fatores $C_a$ e $C_v$ , de amplificação sísmica no solo [6] .	19
Tabela 3.4 – Dados da fundação.	21
Tabela 3.5 – Dados dos prédios.	21
Tabela 3.6 – Dados da fundação para formulação complexa.	22
Tabela 3.7 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 3 andares com base fixa.	22
Tabela 3.8 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 5 andares com base fixa.	22
Tabela 3.9 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 7 andares com base fixa.	23
Tabela 3.10 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 18 andares com base fixa.	23
Tabela 3.11 – Cálculo do período efetivo.	23
Tabela 3.12 – Cálculo do fator do amortecimento efetivo para o sistema fundação-estrutura, segundo a ASCE 7-05.	24
Tabela 3.13 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 3 andares com base com mola horizontal.	24
Tabela 3.14 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 5 andares com base com mola horizontal.	24

Tabela 3.15 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 7 andares com base com mola horizontal. _____	24
Tabela 3.16 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 18 andares com base com mola horizontal. _____	24
Tabela 3.17 – Relação entre o período efetivo e o período da estrutura com base com mola horizontal. _____	25
Tabela 3.18 –Cálculo do fator do amortecimento efetivo para o sistema fundação-estrutura, segundo a ASCE 7-10. _____	25
Tabela 3.19 – Máximos deslocamentos para o prédio de 3 andares, com consideração de amortecimento. _____	28
Tabela 3.20 – Máximos deslocamentos para o prédio de 5 andares, com consideração de amortecimento. _____	29
Tabela 3.21 – Máximos deslocamentos para o prédio de 7 andares, com consideração de amortecimento. _____	31
Tabela 3.22 – Máximos deslocamentos para o prédio de 18 andares, com consideração de amortecimento. _____	33
Tabela 3.23 – Máximos deslocamentos para o prédio com 3 andares, com consideração de amortecimento das duas versões da ASCE. _____	34
Tabela 3.24 – Máximos deslocamentos para o prédio com 7 andares, com consideração de amortecimento das duas versões da ASCE. _____	35

## 1. Introdução

A maior parte do território do Brasil não apresenta um histórico de muitas ocorrências de sismos. Conforme pode ser visto na Figura 1.1, a área onde a atividade sísmica acontece de forma mais significativa é na região próxima ao Estado do Acre.

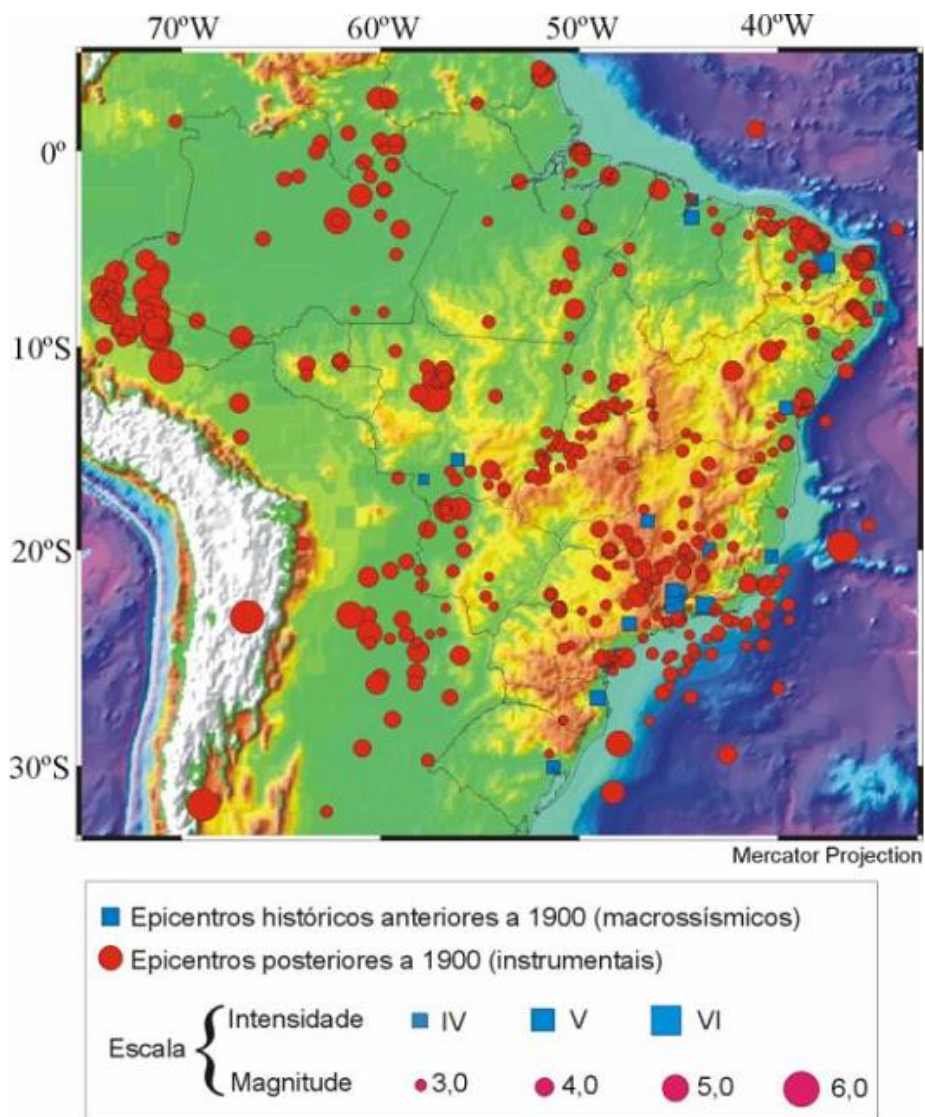


Figura 1.1 – Histórico de ocorrência de sismos no Brasil [5].

O estudo sísmico é recente no Brasil e ainda está em desenvolvimento, inclusive através de um conjunto de Normas de Projeto, relativas à resistência sísmica das estruturas de edifícios.

Os esforços causados por sismos nas estruturas são muito elevados, e não é economicamente viável projetar estas estruturas considerando os mesmos critérios utilizados para os carregamentos usuais. Para reduzir os esforços devidos às ações das

forças sísmicas, pode-se levar em consideração o fator de amortecimento decorrente da interação entre solo e estrutura. É também considerada a capacidade de deformação elastoplástica da estrutura antes da ruptura.

A abordagem do amortecimento na norma brasileira NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento [6] , é diferente da norma americana ASCE 7 – American Society of Civil Engineers [7] [8] .

Na norma brasileira, os esforços decorrentes das forças sísmicas atuantes no sistema estrutural são determinados através da consideração somente do amortecimento devido à própria estrutura, chamado de amortecimento de histerese. Na norma americana, é também permitida uma redução adicional devida à consideração da interação solo-estrutura. Esta interação gera também alongamento do período natural da estrutura, aumentando a sua flexibilidade, reduzindo assim as forças sísmicas a serem consideradas.

Através do uso das duas normas citadas, tem-se a redução das forças sísmicas atuantes no sistema estrutural, e, conseqüentemente, maior economia no projeto.

O presente trabalho estuda as diferenças entre as considerações do amortecimento das diferentes normas, através dos cálculos dos deslocamentos no topo das estruturas, e, além disso, compara estes deslocamentos com os encontrados na formulação complexa.

Os exemplos estudados foram de prédios do tipo “shear-building”, com diferentes números de pavimentos, localizados em uma região do Brasil onde a ocorrência dos sismos é significativa. Os cálculos foram desenvolvidos com o auxílio do programa “Mathcad” [3] .

O Capítulo 2 apresenta os métodos de análise que foram usados no desenvolvimento do trabalho, a Análise Modal e da Resposta na Frequência e a Formulação Complexa, descrevendo as características de cada um deles. As considerações dos amortecimentos sugeridos pela norma brasileira e pela norma americana também estão descritas neste capítulo.

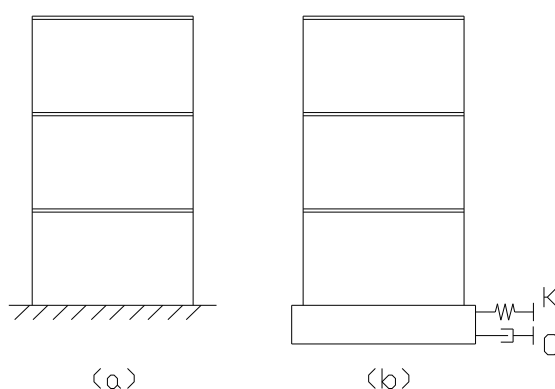
O Capítulo 3 define os dados utilizados para os exemplos estudados, tanto os relativos ao solo quanto os das próprias estruturas, e apresenta os resultados obtidos a partir dos métodos anteriormente descritos, através de planilhas e gráficos com as devidas comparações.

As conclusões retiradas dos resultados ilustrados no Capítulo 3 são apresentadas no Capítulo 4.

## 2. Métodos de análise

O modelo mais usual para se representar um prédio é com sua base fixa, o que não representa uma situação real. Para se levar em consideração a redução dos esforços devida ao amortecimento da própria estrutura e à interação solo-estrutura, têm-se as formulações da NBR 15421:2006 e da ASCE, respectivamente. Outra forma de se analisar a estrutura considerando sua interação com o solo é através da formulação complexa, onde o amortecimento de histerese é considerado através dos módulos de deformação complexos.

A interação solo-estrutura é considerada no modelo através da associação de molas e amortecedores à base, conforme a Figura 2.1.



**Figura 2.1 – (a) Modelo usual – prédio com base fixa; (b) Modelo considerando a interação solo-estrutura – prédio com mola e amortecedor associados à base.**

No presente trabalho, foram feitas as seguintes análises:

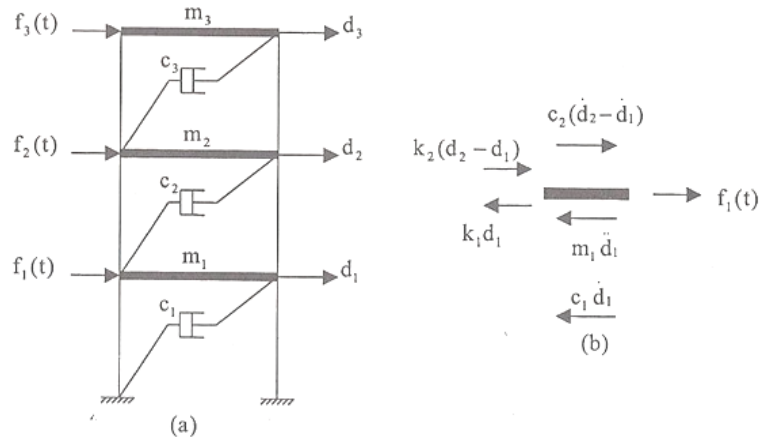
- Análise da Resposta na Frequência;
- Formulação Complexa.

Nos tópicos seguintes, serão abordadas as particularidades de cada uma delas.

### 2.1. Análise Modal e da Resposta na Frequência

O estudo do sistema de equações de um pórtico com múltiplos graus de liberdade é desenvolvido a partir da Figura 2.2, que representa um pórtico de 3 andares, sujeito a forças aplicadas externamente ao nível dos andares ( $f_1(t)$ ,  $f_2(t)$ ,  $f_3(t)$ ), que

apresentam variações dos deslocamentos no tempo ( $d_1(t)$ ,  $d_2(t)$ ,  $d_3(t)$ ). Considera-se que as vigas e colunas não possuem deformação axial, que as vigas têm inércia à flexão infinita e as massas da estrutura são aplicadas no nível dos andares ( $m_1$ ,  $m_2$ ,  $m_3$ ).



**Figura 2.2 – (a) Pórtico plano com 3 andares; (b) Diagrama de corpo livre da massa  $m_1$  [1].**

A partir das equações de equilíbrio dinâmico para as massas do pórtico, chega-se ao sistema de equações seguinte.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{d}_1 \\ \ddot{d}_2 \\ \ddot{d}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{d}_1 \\ \dot{d}_2 \\ \dot{d}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \\ f_3(t) \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

O sistema acima é resumido na expressão abaixo.

$$\vec{M}\ddot{\vec{d}} + \vec{C}\dot{\vec{d}} + \vec{K}\vec{d} = \vec{f}(t) \quad (2.2)$$

Onde:

$\vec{M}$  = matriz de massa;

$\vec{d}$  = vetor de acelerações;

$\vec{C}$  = matriz de amortecimento;

$\vec{d}$  = vetor de velocidades;  
 $\vec{K}$  = matriz de rigidez;  
 $\vec{d}$  = vetor de deslocamentos;  
 $\vec{f}(t)$  = vetor de forças aplicadas.

Pré-multiplicando os termos da equação anterior por  $\vec{\Phi}^T$ , e assumindo que os deslocamentos da estrutura possam ser representados por seus modos de vibração na forma:

$$\vec{d} = \vec{\Phi}\vec{q}(t) \quad (2.3)$$

Tem-se:

$$\vec{\Phi}^T \vec{M} \vec{\Phi} \vec{\ddot{q}}(t) + \vec{\Phi}^T \vec{C} \vec{\Phi} \vec{\dot{q}}(t) + \vec{\Phi}^T \vec{K} \vec{\Phi} \vec{q}(t) = \vec{P}(t) \quad (2.4)$$

Sendo:

$\vec{\Phi}$  = matriz modal do sistema sem a consideração do amortecimento;  
 $\vec{q}(t)$  = coordenadas modais.

O vetor de forças modais é igual a:

$$\vec{P}(t) = \vec{\Phi}^T \vec{f}(t) \quad (2.5)$$

Tem-se para equação modal de ordem j:

$$\ddot{q}_j(t) + 2\xi_j \omega_{n_j} \dot{q}_j(t) + \omega_{n_j}^2 q_j(t) = P_j(t) \quad (2.6)$$

Onde:

$\xi$  = fator de amortecimento;  
 $\omega_n$  = frequência natural.

A equação acima representa o movimento de um sistema de um grau de liberdade, na coordenada modal j, em vibração forçada.

Retorna-se às coordenadas geométricas através de:

$$d_i = \sum_{j=1}^N \phi_{i,j} q_j(t) \quad (2.7)$$

Onde:

$N$  = número de graus de liberdade;

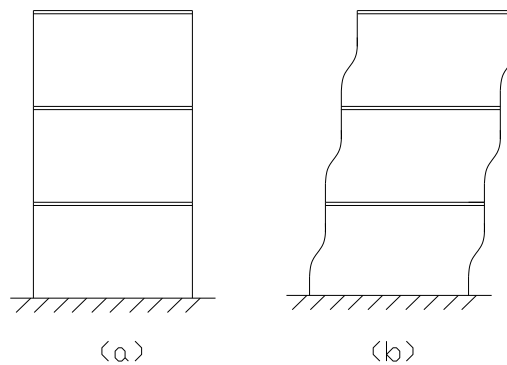


$\phi$  = modo de vibração natural.

Os deslocamentos do sistema podem ser obtidos pela combinação linear dos modos de vibração ou autovetores. Esta propriedade é usada na análise modal, sendo restrita a estruturas com comportamento linear, por se basear no princípio da superposição dos efeitos.

### 2.1.1. Sem amortecimento

Neste trabalho, os prédios analisados foram do tipo “shear-building” – as vigas e colunas não têm deformação axial, as vigas possuem inércia à flexão infinita e a massa da estrutura é considerada posicionada no nível dos andares, conforme a Figura 2.3.



**Figura 2.3 – Prédio do tipo “shear-building”: (a) originalmente; (b) deformado a partir de cargas horizontais aplicadas nos níveis dos andares.**

O número de graus de liberdade é igual ao número de andares do “shear-building”, assim como o número de frequências naturais e de modos de vibração.

Sendo nulo o amortecimento e no caso em que a frequência de excitação se iguala a uma das frequências naturais, ocorre ressonância, e os deslocamentos tendem ao infinito.

### 2.1.2. Com amortecimento

A força de amortecimento está associada à perda de energia do sistema. Os dois tipos de amortecimento citados neste trabalho são:

- Amortecimento viscoso;
- Amortecimento de histerese.

No primeiro, a força de amortecimento é proporcional à velocidade e acontece, por exemplo, quando da movimentação de um corpo em um meio fluido, por exemplo. Esse amortecimento também ocorre no solo por propagação de ondas.

O segundo acontece devido ao fato de que quando os materiais são submetidos a tensões cíclicas, a relação tensão-deformação, quando dos ciclos de carregamento e descarregamento, segue caminhos diferentes. Esse amortecimento é o que ocorre na estrutura.

Verifica-se pela Equação 2.6 que a cada modo de vibração corresponde um amortecimento. De forma a garantir o desacoplamento das equações modais amortecidas foi usada a formulação de Caughey para a matriz de amortecimento, com fixação de amortecimento para todos os modos de vibração.

Na análise da resposta na frequência, o fator de amplificação dinâmica do sistema é dado pela relação entre o deslocamento máximo dinâmico e o estático de um ponto  $j$  da estrutura, conforme a expressão a seguir.

$$A_D = \frac{\delta_{din,j}}{\delta_{est,j}} \quad (2.8)$$

Onde:

$$\vec{\delta}_{din} = \vec{K}_{eq}^{-1} \vec{F}, \quad \text{onde: } \vec{K}_{eq} = \vec{K} + i\bar{\omega}\vec{C} - \bar{\omega}^2\vec{M} \quad (2.9)$$

$$\vec{\delta}_{est} = \vec{K}^{-1} \vec{F} \quad (2.10)$$

Sendo:

$\delta_{din,j}$  = deslocamento máximo dinâmico no ponto  $j$  da estrutura;

$\delta_{est,j}$  = deslocamento estático no ponto  $j$  da estrutura;

$\bar{\omega}$  = frequência circular de excitação.

### 2.1.2.1. NBR 15421

A norma brasileira, NBR 15421:2006 recomenda o uso de um espectro de projeto com uma fração de amortecimento crítico igual a  $\xi = 5\%$ . Portanto, faz-se o modelo da estrutura considerando sua base fixa e se considera o valor de  $\xi$  no vetor de amortecimento modal.

### 2.1.2.2. ASCE 7-05

A norma americana, ASCE 7-05, propõe que seja feita uma análise prévia do modelo da estrutura considerando sua base fixa e, a partir disso, insere os parâmetros de rigidez do solo para que a interação solo-estrutura seja considerada na análise.

O período efetivo ( $\bar{T}$ ) é determinado conforme a equação seguinte:

$$\bar{T} = T \times \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \times \left(1 + \frac{K_y \times (\bar{h})^2}{K_\theta}\right)} \quad (2.11)$$

Onde:

$T$  = período fundamental da estrutura, encontrado com o modelo de base fixa;

$\bar{k}$  = rigidez da estrutura com o modelo de base fixa;

$$\bar{k} = 4 \times \pi^2 \times \left(\frac{\bar{W}}{g \times T^2}\right) \quad (2.12)$$

$\bar{W}$  = peso efetivo da estrutura, igual a  $0,7 \times W$ , sendo  $W$  o peso total, exceto para estruturas onde o peso efetivo sísmico é concentrado em um único andar, neste caso, o peso efetivo é igual a  $W$ ;

$g$  = aceleração da gravidade;

$\bar{h}$  = altura efetiva da estrutura, igual a  $0,7 \times h$ , sendo  $h$  a altura total, exceto para estruturas onde o centro de gravidade das cargas está concentrado em um único andar, neste caso, a altura efetiva é igual a  $h$ ;

$K_y$  = rigidez translacional da fundação;

$K_\theta$  = rigidez rotacional da fundação;

No caso de fundação em radier pode também ser usada a expressão 19.2-5 da ASCE 7-05.

A relação entre o módulo de cisalhamento do solo em baixa deformação distorcional específica ( $\leq 10^{-4}\%$ ) ( $G_0$ ) e o módulo de cisalhamento do solo ( $G$ ) a ser considerado na análise sísmica está apresentada na Tabela 2.1. A tabela também apresenta os valores correspondentes de  $v$  e  $v_0$  (velocidade de propagação de ondas de cisalhamento).

**Tabela 2.1 – Valores de  $G/G_0$  e  $v/v_0$  – ASCE 7-05 [7].**

	Spectral Response Acceleration, $S_{D1}$			
	$\leq 0.10$	$\leq 0.15$	$\leq 0.20$	$\geq 0.30$
Value of $G/G_0$	0.81	0.64	0.49	0.42
Value of $v_s/v_{s0}$	0.9	0.8	0.7	0.65

O fator de amortecimento efetivo para o sistema fundação-estrutura ( $\bar{\beta}$ ) é determinado conforme a equação a seguir.

$$\bar{\beta} = \beta_0 + \frac{0,05}{\left(\frac{T}{T}\right)^3} \quad (2.13)$$

Onde:

$\beta_0$  = fator de amortecimento especificado na Figura 2.4.

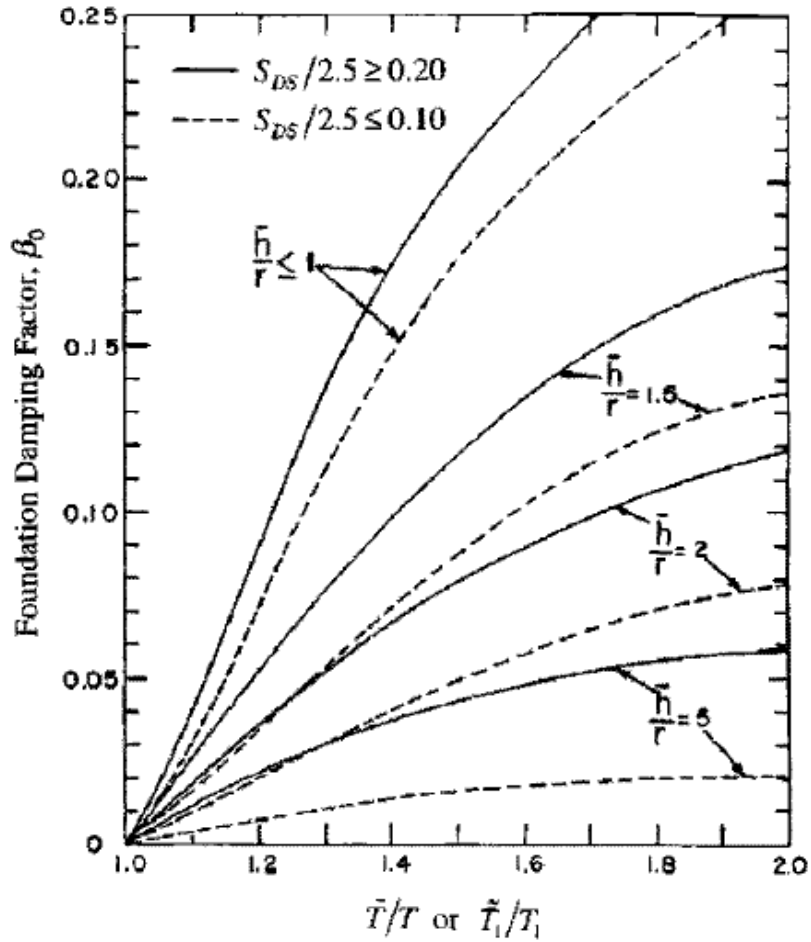


Figura 2.4 – Fator de amortecimento da fundação – ASCE 7-05 [7].

Cada curva da figura anterior é referente a uma relação  $\frac{\bar{h}}{r}$ , onde o denominador  $r$  é o comprimento característico da fundação, e é determinado por:

$$\frac{\bar{h}}{L_0} \leq 0,5, \quad r = r_a \quad (2.14)$$

$$\frac{\bar{h}}{L_0} \geq 1, \quad r = r_m \quad (2.15)$$

Onde:

$L_0$  = o comprimento do lado da fundação na direção analisada;

$$r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \quad (2.16)$$

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4 \times I_0}{\pi}} \quad (2.17)$$

Sendo:

$A_0$  = área da base da fundação;

$I_0$  = momento estático de inércia da área da base da fundação sobre o eixo horizontal do centróide normal à direção na qual a estrutura é analisada;

$r_a$  e  $r_m$  = comprimentos característicos da fundação.

Para valores intermediários de  $\frac{\bar{h}}{L_0}$ , o valor de  $r$  deve ser determinado por interpolação.

Com o alongamento do período e a consideração do amortecimento, encontra-se um valor de aceleração espectral de resposta reduzido, conforme a Figura 2.5, o que gera diminuição nos esforços na estrutura.

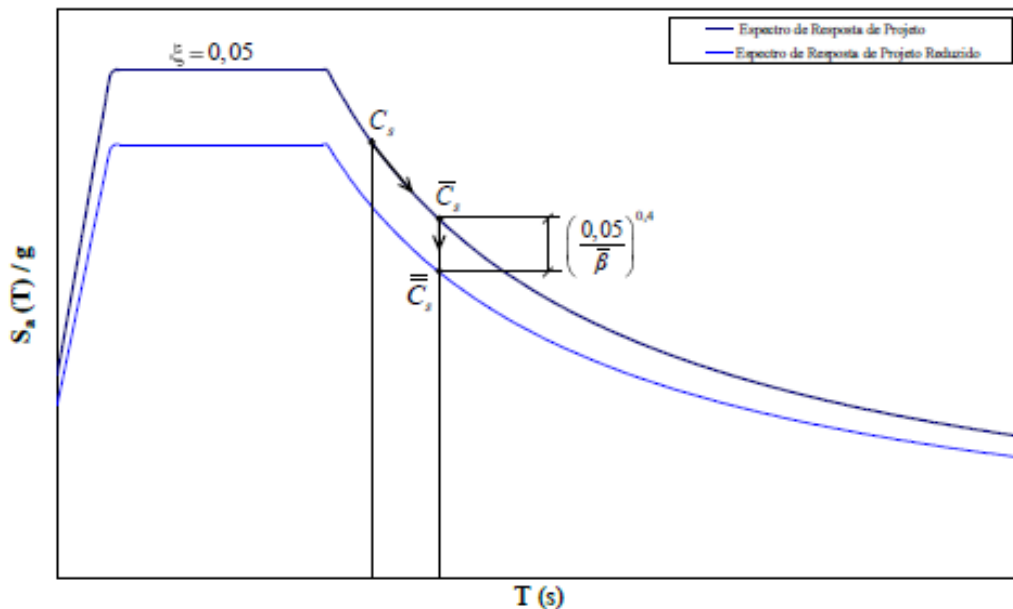


Figura 2.5 – Redução do espectro de resposta [4] .

### 2.1.2.3. ASCE 7-10

Na ASCE 7-10 há algumas alterações em relação à ASCE 7-05, que serão citadas a seguir.

A relação entre o módulo de cisalhamento do solo em baixa deformação distorcional específica ( $\leq 10^{-4}\%$ ) ( $G_0$ ) e o módulo de cisalhamento do solo ( $G$ ) a ser considerado na análise sísmica está apresentada na Tabela 2.2. A tabela também

apresenta os valores correspondentes de  $v$  e  $v_0$  (velocidade de propagação de ondas de cisalhamento).

**Tabela 2.2 – Valores de  $G/G_0$  e  $v/v_0$  – ASCE 7-10 [8].**

Site Class	Value of $v_s/v_{s0}$			Value of $G/G_0$		
	$S_{DS}/2.5$			$S_{DS}/2.5$		
	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	<i>a</i>	0.60	0.05	<i>a</i>
F	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_{DS}/2.5$ .

*a*Should be evaluated from site specific analysis

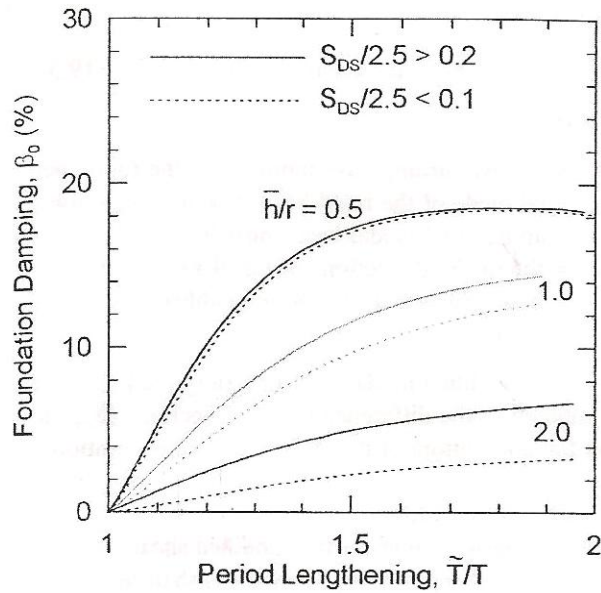
A expressão usada para calcular o fator de amortecimento efetivo para o sistema fundação-estrutura ( $\bar{\beta}$ ) foi alterada, juntamente com as curvas  $\beta_0 \times \left(\frac{\bar{T}}{T}\right)$ , conforme mostrado a seguir.

$$\bar{\beta} = \beta_0 \times \frac{0,05}{\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^3} \quad (2.18)$$

Sendo:

$\beta_0$  = fator de amortecimento especificado na Figura 2.6;

$\bar{T}$  = período efetivo da estrutura, calculado como no item 2.1.2.2.



**Figura 2.6 – Fator de amortecimento da fundação – ASCE 7-10 [8] .**

Cada curva da figura anterior é referente a uma relação  $\frac{\bar{h}}{r}$ , onde o denominador  $r$  é o comprimento característico da fundação, e é determinado pelas mesmas equações apresentadas no tópico 2.1.2.2.

## 2.2. Formulação Complexa

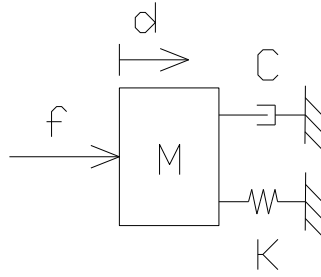
Na formulação complexa, as considerações para a estrutura e para o solo são diferenciadas.

À estrutura, é aplicado um módulo de elasticidade que leva em consideração o amortecimento de histerese, de  $\xi$  (considerado como 5% na norma brasileira), conforme a equação a seguir.

$$E^* = E \times (1 + 2 \times \xi \times i) \quad (2.19)$$

O solo é substituído por uma mola e um amortecedor, como pode ser visto na Figura 2.7.





**Figura 2.7 – Sistema massa-mola-amortecedor.**

Se na equação fundamental da dinâmica, apresentada na Equação 2.2, a força aplicada é igual:

$$\vec{f}(t) = \vec{F}_0 \times e^{i\bar{\omega}t} \quad (2.20)$$

Expressando as respostas harmônicas na forma complexa, tem-se:

$$\vec{d} = \vec{d}_o \times e^{i\bar{\omega}t} \quad (2.21)$$

$$\vec{\dot{d}} = i \times \bar{\omega} \times \vec{d}_o \times e^{i\bar{\omega}t} \quad (2.22)$$

$$\vec{\ddot{d}} = -\bar{\omega}^2 \times \vec{d}_o \times e^{i\bar{\omega}t} \quad (2.23)$$

Substituindo na equação fundamental, chega-se a:

$$(\vec{K} + i\bar{\omega}\vec{C} - \bar{\omega}^2\vec{M})\vec{d}_o e^{i\bar{\omega}t} = \vec{F}_0 e^{i\bar{\omega}t} \quad (2.24)$$

Para o deslocamento tem-se a seguinte expressão:

$$\vec{d}_o = \vec{K}_{eq}^{-1} \vec{F}, \quad \text{onde: } \vec{K}_{eq} = \vec{K} + i\bar{\omega}\vec{C} - \bar{\omega}^2\vec{M} \quad (2.25)$$

### 3. Exemplos

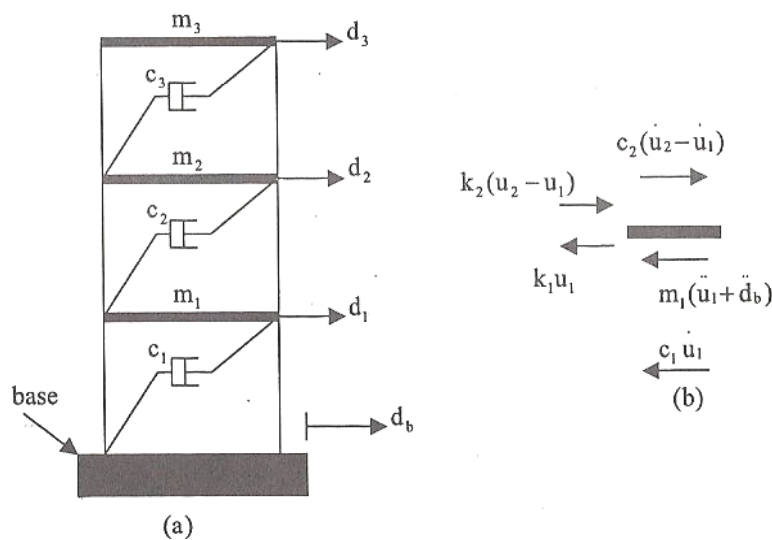
Os modelos usados para o trabalho foram de prédios, do tipo “shear-building”, variando o número de andares. Em todos eles foram usados os mesmos parâmetros de solo, a mesma geometria em planta e a mesma fundação em radier.

Cada prédio foi submetido a uma aceleração harmônica de amplitude unitária em sua base, igual a:

$$a_g(t) = 1 \times \sin(\bar{\omega} \times t)$$

Essa aceleração na base foi substituída por forças nos andares.

A Figura 3.1 apresenta o modelo básico adotado na análise dos efeitos produzidos nas estruturas por sismos.



**Figura 3.1 – (a) Movimentação da base do pórtico plano com 3 andares; (b) Diagrama de corpo livre da massa  $m_1$  [1] .**

Na determinação das forças elásticas e de amortecimento, os deslocamentos relativos entre andares são os que interessam, e podem ser escritos como:

$$\vec{u} = \vec{d} - \{1\}d_b \quad (3.1)$$

$$\dot{\vec{u}} = \dot{\vec{d}} - \{1\}\dot{d}_b \quad (3.2)$$

$$\ddot{\vec{u}} = \ddot{\vec{d}} - \{1\}\ddot{d}_b \quad (3.3)$$

Sendo:

$\{1\}$  = vetor de ordem N com todos os termos iguais a um.

A partir das equações de equilíbrio dinâmico para as massas do pórtico, chega-se ao sistema de equações seguinte.

$$\vec{M}\ddot{\vec{u}} + \vec{C}\dot{\vec{u}} + \vec{K}\vec{u} = -\vec{M}\{1\}\ddot{d}_b \quad (3.4)$$

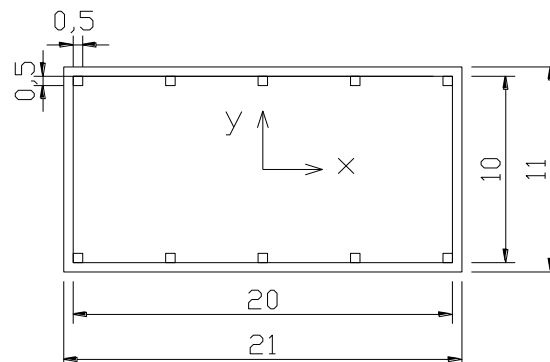
Verifica-se que o deslocamento da base pode ser estudado como sendo uma vibração forçada provocada por forças fictícias, chamadas de forças efetivas dadas pelo termo à direita da Equação 3.4.

### 3.1. Escolha dos dados (solo e estrutura)

Abaixo são apresentados os dados dos modelos estruturais:

- Dimensões do prédio em planta: 10m x 20m;
- Dimensões dos pilares: 0,50m x 0,50m;
- Dimensões do radier: 11m x 21m x 0,60m;
- Altura entre andares: 3m;
- Massa por andar: 1,2 t/m<sup>2</sup>.

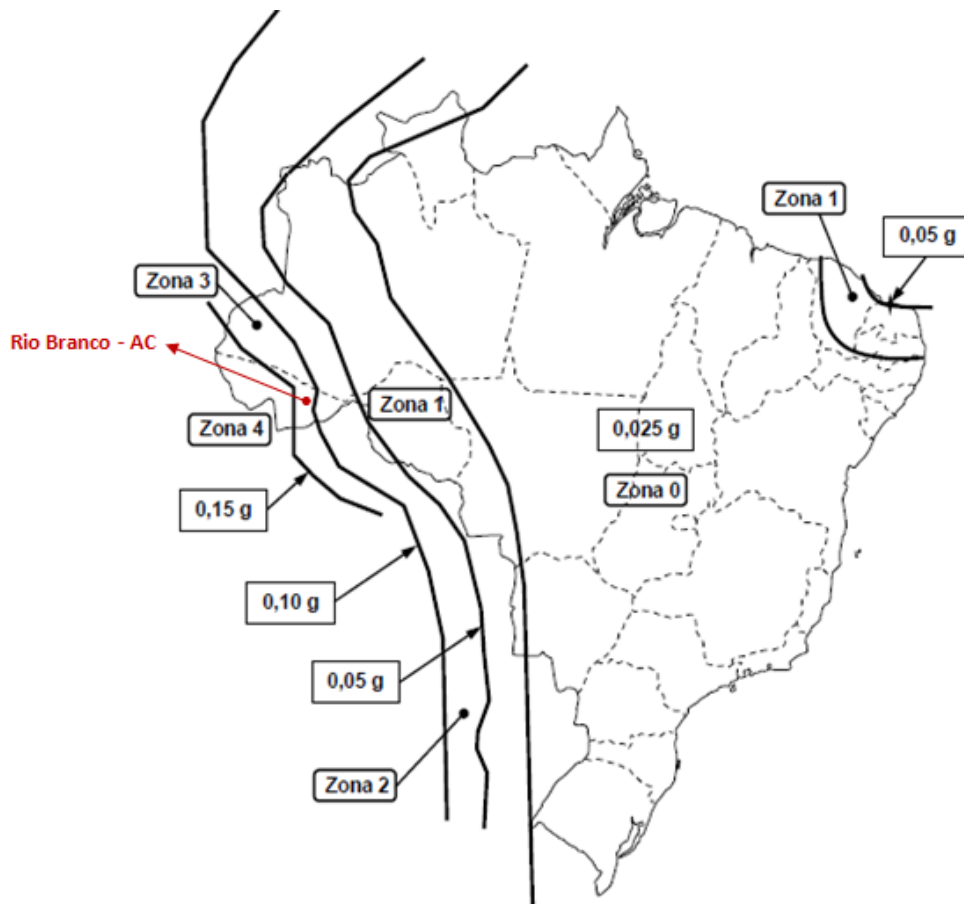
Um esquema em planta é apresentado na Figura 3.2.



**Figura 3.2 – Esquema em planta dos prédios.**

A estrutura foi analisada na direção y, na qual foi considerada a atuação da força sísmica.

A localização dos prédios escolhida foi a cidade de Rio Branco, no estado do Acre. Conforme a Figura 3.3, está situada na Zona 3, segundo a NBR 15421:2006, na qual a aceleração horizontal sísmica máxima varia de  $0,10g \leq a_g \leq 0,15g$ , segundo a Tabela 3.1.



**Figura 3.3 – Mapeamento de aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da Classe B (“Rocha”) [6] , com a indicação da cidade de Rio Branco.**

**Tabela 3.1 – Definições das zonas sísmicas [6] .**

Zona sísmica	Valores de $a_g$
0	$a_g = 0,025g$
1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
4	$a_g = 0,15g$

O solo usado para os cálculos foi uma argila com as características abaixo:

- Módulo de cisalhamento:  $G_0 = 75\text{MPa}$ ;
- Coeficiente Poisson:  $\nu = 0,30$ ;
- Massa específica:  $\rho = 1,8\text{ton/m}^3$ .

Com base na ASCE 7-05, foi adotada a relação  $G/G_0 = 0,40$ . Portanto o módulo de cisalhamento usado para cálculo foi  $G = 30\text{MPa}$ .

A velocidade de propagação da onda no solo é calculada como:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.5)$$

Portanto, no exemplo estudado, tem-se  $v_s = 129,10\text{m/s}$ , propriedade usada para definição da classe do terreno, que a partir da Tabela 3.2, o designa como solo mole – classe do terreno E.

**Tabela 3.2 – Definição da classe do terreno [6] .**

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		$\bar{v}_s$	$\bar{N}$
A	Rocha sã	$\bar{v}_s \geq 1\,500\text{ m/s}$	(não aplicável)
B	Rocha	$1\,500\text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 760\text{ m/s}$	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760\text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 370\text{ m/s}$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370\text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 180\text{ m/s}$	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{v}_s \leq 180\text{ m/s}$	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica, como: 1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 2. Turfa ou argilas muito orgânicas; 3. Argilas muito plásticas; 4. Estratos muito espessos ( $\geq 35\text{ m}$ ) de argila mole ou média.	

A partir da classe do terreno, e da aceleração máxima do mesmo, que foi adotada como a menor do intervalo,  $a_g = 0,10g$ , obteve-se  $C_a = 2,50$  e  $C_v = 3,50$ , através da Tabela 3.3.

**Tabela 3.3 – Definição dos fatores  $C_a$  e  $C_v$ , de amplificação sísmica no solo [6].**

Classe do terreno	$C_a$		$C_v$	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Para construção do espectro de resposta de projeto, as três faixas de períodos são definidas a seguir.

$$S_a(T) = a_{gs0} \times \left( 18,75 \times T \times \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right), \text{ para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{C_v}{C_a} \quad (3.6)$$

$$S_a(T) = 2,5 \times a_{gs0}, \text{ para } 0,08 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 0,4 \frac{C_v}{C_a} \quad (3.7)$$

$$S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T}, \text{ para } T \geq 0,4 \frac{C_v}{C_a} \quad (3.8)$$

Sendo:

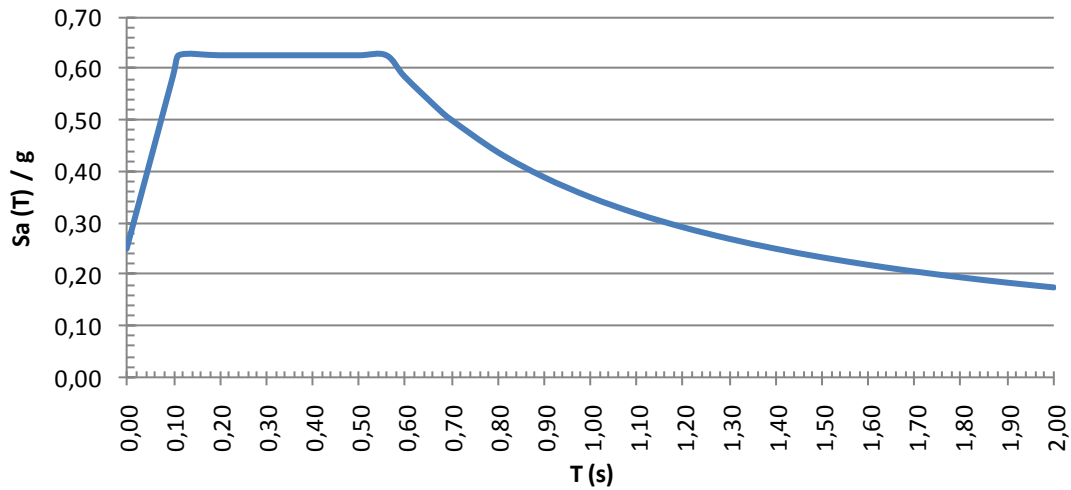
$C_a$  = fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 0,0s;

$C_v$  = fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 1,0s;

$a_{gs0} = a_g \times C_a$  = aceleração espectral para o período de 0,0s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo;

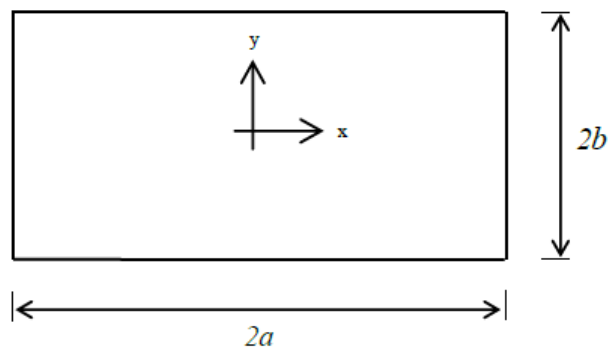
$a_{gs1} = a_g \times C_v$  = aceleração espectral para o período de 0,0s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo.

Para o exemplo estudado, segue a representação gráfica do espectro na Figura 3.4.



**Figura 3.4 – Espectro de resposta.**

A partir dos parâmetros do solo e das dimensões do radier, foram calculadas as rigidezes da fundação, conforme a Figura 3.5 e as expressões seguintes.



**Figura 3.5 – Fundação direta retangular [2] .**

Rigidez translacional [2] :

$$K_y = \frac{G_s \times b}{2 - \nu_s} \times \left[ 6,8 \times \left( \frac{a}{b} \right)^{0,65} + 0,8 \times \frac{a}{b} + 1,6 \right] \quad (3.9)$$

Rigidez rotacional [2] :

$$K_{xx} = \frac{G_s \times b^3}{1 - \nu_s} \times \left[ 3,2 \times \frac{a}{b} + 0,8 \right] \quad (3.10)$$

Na Tabela 3.4 estão apresentados os dados referentes aos exemplos estudados.

**Tabela 3.4 – Dados da fundação.**

Geometria		Rijeza	
2a (m)	2b (m)	Ky (kN/m)	Kxx (kN.m)
21,00	11,00	1.308.333	49.264.286

O número de andares de cada prédio foi escolhido de forma que ficasse próximo a cada uma das curvas da ASCE 7-05, conforme mostrado na Tabela 3.5.

**Tabela 3.5 – Dados dos prédios.**

y (m)	x (m)	altura entre andares (m)	nº de andares	h (m)	$\bar{h}$ (m)	$\frac{\bar{h}}{L_0}$	r (m)	$\frac{\bar{h}}{r}$	curva $\frac{\bar{h}}{r}$
10,00	20,00	3,00	3	9,00	6,30	0,57	8,40	0,75	< 1,00
10,00	20,00	3,00	5	15,00	10,50	0,95	7,49	1,40	1,50
10,00	20,00	3,00	7	21,00	14,70	1,34	7,38	1,99	2,00
10,00	20,00	3,00	18	54,00	37,80	3,44	7,38	5,12	5,00

Aproveitando os prédios calculados para a ASCE 7-05, fez-se a análise pela ASCE 7-10 dos prédios de 3 e 7 andares, os quais têm o  $\frac{\bar{h}}{r}$  contemplados nas curvas da nova versão da norma americana.

Para a análise com a formulação complexa, foi necessário o cálculo do amortecimento horizontal da fundação, a partir de um raio equivalente para a translação na direção analisada, conforme as equações abaixo. Os valores a e b são os mesmos apresentados na Figura 3.5.

Raio equivalente para translação [2] :

$$r_t = \left( \frac{4 \times a \times b}{\pi} \right)^{1/2} \quad (3.11)$$

Amortecimento horizontal na direção y [2] :

$$C_y = \frac{18,4 \times (1-v) \times r_t^2}{7-8 \times v} \times \sqrt{\rho \times G} \quad (3.12)$$

Os valores dos exemplos estudados são apresentados na Tabela 3.6.



**Tabela 3.6 – Dados da fundação para formulação complexa.**

$r_t$ (m)	$C_v$ (kN.s/m)
8,57	47.843

A seguir, é apresentada a nomenclatura usada nos gráficos, de acordo com os modelos que foram modelos feitos, para facilitar a apresentação dos resultados.

- Fase 1 → modelo com base fixa, sem amortecimento;
- Fase 1\* → modelo com base fixa, com amortecimento de 5%;
- Fase 2 → modelo com base com mola horizontal, sem amortecimento;
- Fase 2\* → modelo com base com mola horizontal, com amortecimento  $\bar{\beta}$ , de acordo com a ASCE 7-05;
- Fase 3\* → formulação complexa.

Neste trabalho, foram utilizadas para a avaliação dos deslocamentos máximos nas Fases 1, 1\*, 2 e 2\*, tanto a Análise Modal como a Análise da Resposta na Frequência, obtendo-se resultados idênticos.

### 3.2. Resultados obtidos

A seguir, da Tabela 3.7 a Tabela 3.10, são apresentados os períodos naturais e as frequências naturais circulares de cada um dos prédios, considerando o modelo com base fixa.

**Tabela 3.7 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 3 andares com base fixa.**

<b>T (s)</b>	0,318	0,113	0,078
<b><math>\omega_n</math> (rad/s)</b>	19,789	55,448	80,125

**Tabela 3.8 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 5 andares com base fixa.**

<b>T (s)</b>	0,496	0,170	0,108	0,084	0,074
<b><math>\omega_n</math> (rad/s)</b>	12,656	36,944	58,238	74,815	85,330

**Tabela 3.9 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 7 andares com base fixa.**

<b>T (s)</b>	0,676	0,229	0,141	0,106	0,087	0,077	0,072
<b><math>\omega_n</math> (rad/s)</b>	9,296	27,482	44,466	59,507	71,948	81,244	86,989

**Tabela 3.10 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 18 andares com base fixa.**

<b>T (s)</b>	1,665	0,556	0,335	0,241	0,189	0,157	0,135	0,119	0,107
<b><math>\omega_n</math> (rad/s)</b>	3,774	11,296	18,736	26,041	33,159	40,038	46,628	52,882	58,755

<b>T (s)</b>	0,098	0,091	0,085	0,081	0,078	0,075	0,073	0,072	0,071
<b><math>\omega_n</math> (rad/s)</b>	64,205	69,192	73,681	77,639	81,038	83,852	86,063	87,653	88,612

Para o maior período natural, correspondente à primeira, e menor, frequência, de cada prédio, estão apresentados o  $\bar{k}$  e o  $\bar{T}$ , calculados pela ASCE, conforme a Tabela 3.11.

**Tabela 3.11 – Cálculo do período efetivo.**

<b>nº de andares</b>	<b><math>\frac{\text{massa}}{\text{andar}}</math> (t)</b>	<b><math>\frac{W}{g}</math> (t)</b>	<b><math>\frac{\bar{W}}{g}</math> (t)</b>	<b><math>\omega_n</math> (rad/s)</b>	<b>T (s)</b>	<b><math>\bar{k}</math> (kN/m)</b>	<b><math>\bar{T}</math> (s)</b>
3	240,00	720,00	504,00	19,79	0,32	197.374	0,36
5	240,00	1.200,00	840,00	12,66	0,50	134.555	0,59
7	240,00	1.680,00	1.176,00	9,30	0,68	101.624	0,83
18	240,00	4.320,00	3.024,00	3,77	1,66	43.080	2,51

A relação entre o período efetivo ( $\bar{T}$ ), devido à consideração da interação solo-estrutura, através da ASCE 7-05, e o período da estrutura com base fixa está apresentada na Tabela 3.12. Com essa relação, entrando nas curvas correspondentes, encontram-se os valores de  $\beta_0$  e, através da equação apresentada no item 2.1.2.2, são calculados os amortecimentos  $\bar{\beta}$ .

**Tabela 3.12 – Cálculo do fator do amortecimento efetivo para o sistema fundação-estrutura, segundo a ASCE 7-05.**

nº de andares	$\frac{\bar{T}}{T}$	$\beta_0$	$\bar{\beta}$
3	1,14	0,059	0,092
5	1,18	0,047	0,077
7	1,23	0,040	0,067
18	1,51	0,043	0,058

A seguir, da Tabela 3.13 a Tabela 3.16, são apresentados os períodos naturais e as frequências naturais circulares de cada um dos prédios, considerando o modelo com base com mola horizontal. Neste modelo, além da inclusão da mola horizontal na base, foi considerada a massa da fundação.

**Tabela 3.13 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 3 andares com base com mola horizontal.**

T (s)	0,351	0,126	0,087	0,075
$\omega_n$ (rad/s)	17,921	49,968	71,837	83,982

**Tabela 3.14 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 5 andares com base com mola horizontal.**

T (s)	0,529	0,182	0,116	0,090	0,079	0,073
$\omega_n$ (rad/s)	11,871	34,598	54,343	69,463	79,731	86,413

**Tabela 3.15 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 7 andares com base com mola horizontal.**

T (s)	0,709	0,240	0,148	0,111	0,092	0,082	0,076	0,072
$\omega_n$ (rad/s)	8,866	26,195	42,321	56,489	68,060	76,815	83,219	87,433

**Tabela 3.16 – Períodos naturais e frequências naturais circulares para o prédio de 18 andares com base com mola horizontal.**

T (s)	1,697	0,567	0,342	0,246	0,193	0,160	0,138	0,121	0,109
$\omega_n$ (rad/s)	3,702	11,078	18,373	25,533	32,504	39,235	45,675	51,775	57,488

T (s)	0,100	0,093	0,087	0,083	0,079	0,077	0,074	0,073	0,072	0,071
$\omega_n$ (rad/s)	62,773	67,591	71,919	75,754	79,109	82,003	84,432	86,371	87,784	88,644

A relação entre o período efetivo ( $\bar{T}$ ), devido à consideração da interação solo-estrutura, e o período da estrutura com base com mola horizontal está apresentada na Tabela 3.17.

**Tabela 3.17 – Relação entre o período efetivo e o período da estrutura com base com mola horizontal.**

nº de andares	$\frac{\bar{T}}{T}$
3	1,04
5	1,11
7	1,18
18	1,48

Se os prédios estudados fossem sistemas de um grau de liberdade, o período efetivo ( $\bar{T}$ ), calculado pela ASCE, seria igual ao período encontrado no modelo com base com mola.

Os prédios de 3 e 7 andares também foram analisados segundo a nova versão da norma americana. A partir das relações  $\frac{\bar{T}}{T}$  apresentadas na

Tabela 3.12, entrando nas curvas correspondentes da ASCE 7-10, encontram-se os valores de  $\beta_0$  e, através da equação apresentada no item 2.1.2.3, são calculados os amortecimentos  $\bar{\beta}$ , que são apresentados na Tabela 3.18

**Tabela 3.18 – Cálculo do fator do amortecimento efetivo para o sistema fundação-estrutura, segundo a ASCE 7-10.**

nº de andares	$\frac{\bar{T}}{T}$	$\beta_0$	$\bar{\beta}$
3	1,14	4	0,133
7	1,23	3	0,080

### 3.2.1. Comparação entre as fases

Foi usado para comparação o deslocamento do último pavimento, em cada prédio, para todas as análises.

Nas figuras a seguir são apresentados os gráficos “deslocamento x frequência circular de excitação”, obtidos para as três primeiras frequências naturais de cada prédio. Os gráficos foram obtidos a partir da medição, ponto por ponto, dos deslocamentos correspondentes às frequências de excitação, através dos programas gerados em “Mathcad”, cujos arquivos se encontram anexados no CD que acompanha este trabalho.

Para o prédio de 3 andares, são apresentadas a seguir a Figura 3.6 e a Figura 3.7.

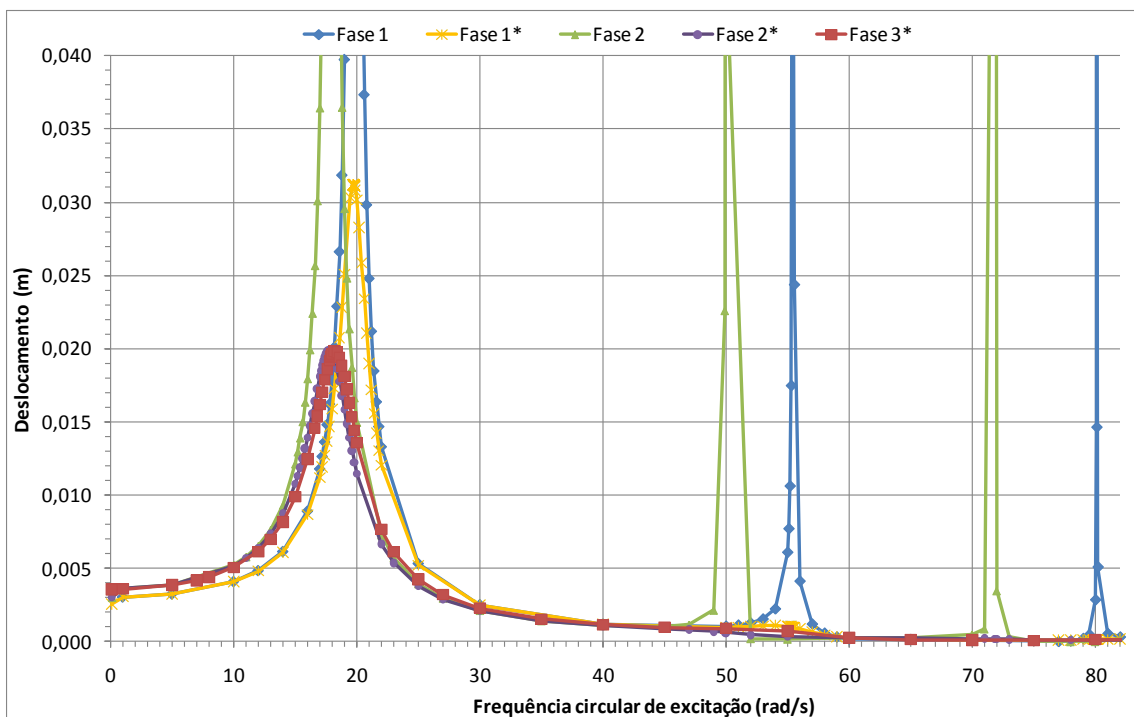


Figura 3.6 – Prédio com 3 andares.

Para um sistema de um grau de liberdade, o fator de amplificação dinâmica máximo é igual a:

$$A_{D_{max}} = \frac{1}{2 \times \xi \times \sqrt{1 - \xi^2}} \quad (3.13)$$

E para sistemas fracamente amortecidos, pode-se aproximar para:

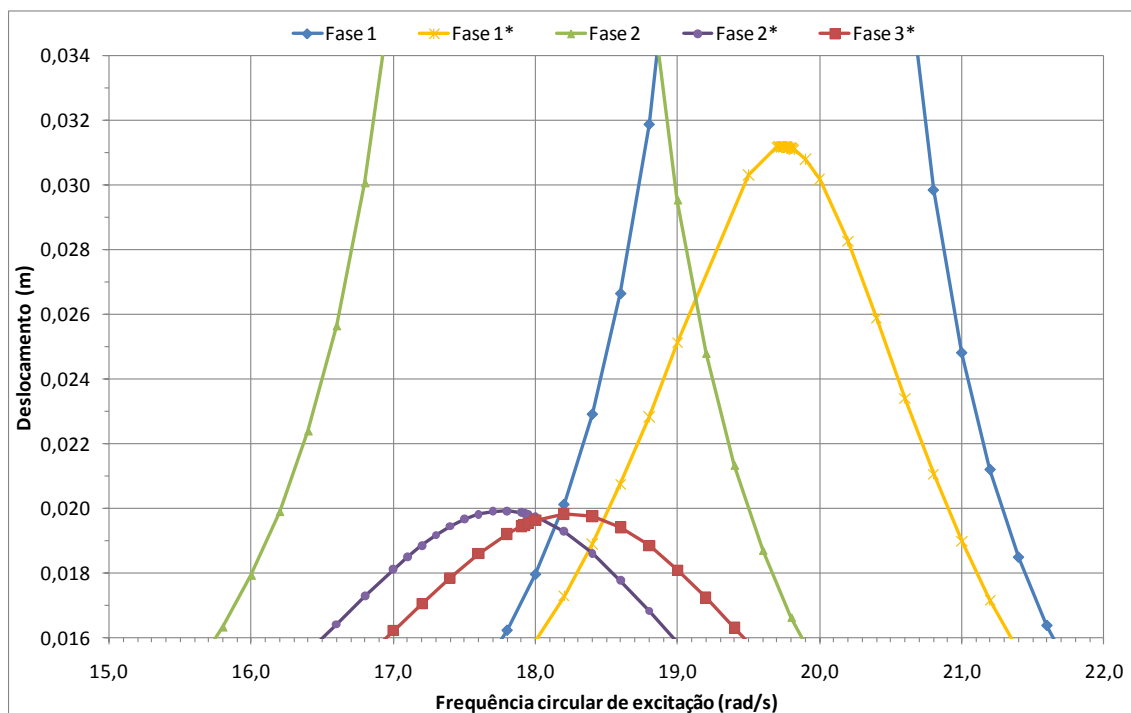
$$A_{D_{max}} = \frac{1}{2 \times \xi} \quad (3.14)$$

Analisando a curva Fase 1\* do prédio com 3 andares, o deslocamento dinâmico é aproximadamente igual a 0,031m, e o deslocamento estático, na primeira frequência natural, é aproximadamente igual a 0,003m. Tem-se o seguinte fator de amplificação dinâmica:

$$A_D = \frac{0,031}{0,003} = 10,33$$

Valor esse que está de acordo, devido às aproximações, com o fator de amplificação dinâmica máximo para um sistema fracamente amortecido, com  $\xi = 0,05$ :

$$A_{D_{max}} = \frac{1}{2 \times 0,05} = 10$$



**Figura 3.7 – Prédio com 3 andares – detalhe da primeira frequência.**

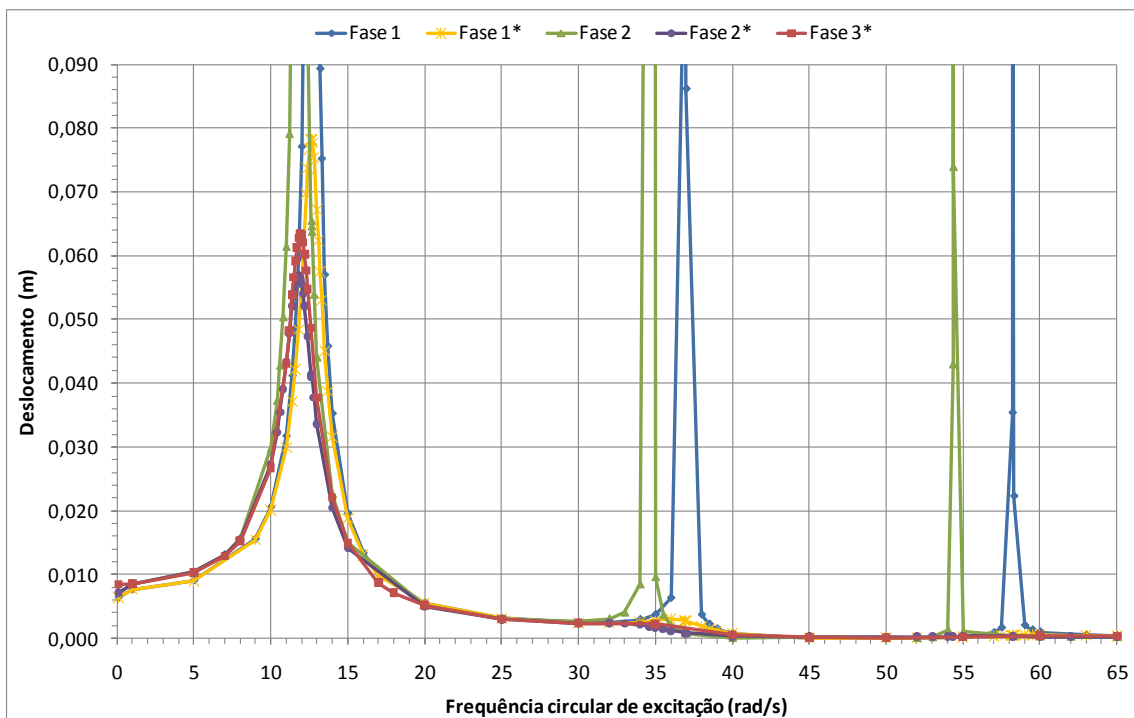
Segue na Tabela 3.19 um quadro com os valores máximos de deslocamento no último pavimento do prédio com 3 andares para cada caso estudado, com amortecimento.

**Tabela 3.19 – Máximos deslocamentos para o prédio de 3 andares, com consideração de amortecimento.**

	Fase 1*	Fase 2*	Fase 3*
<b>d (m)</b>	0,031	0,020	0,020

O deslocamento obtido com a ASCE 7-05 foi igual ao da formulação complexa, enquanto o obtido com a NBR 15421 foi 55% maior que os demais.

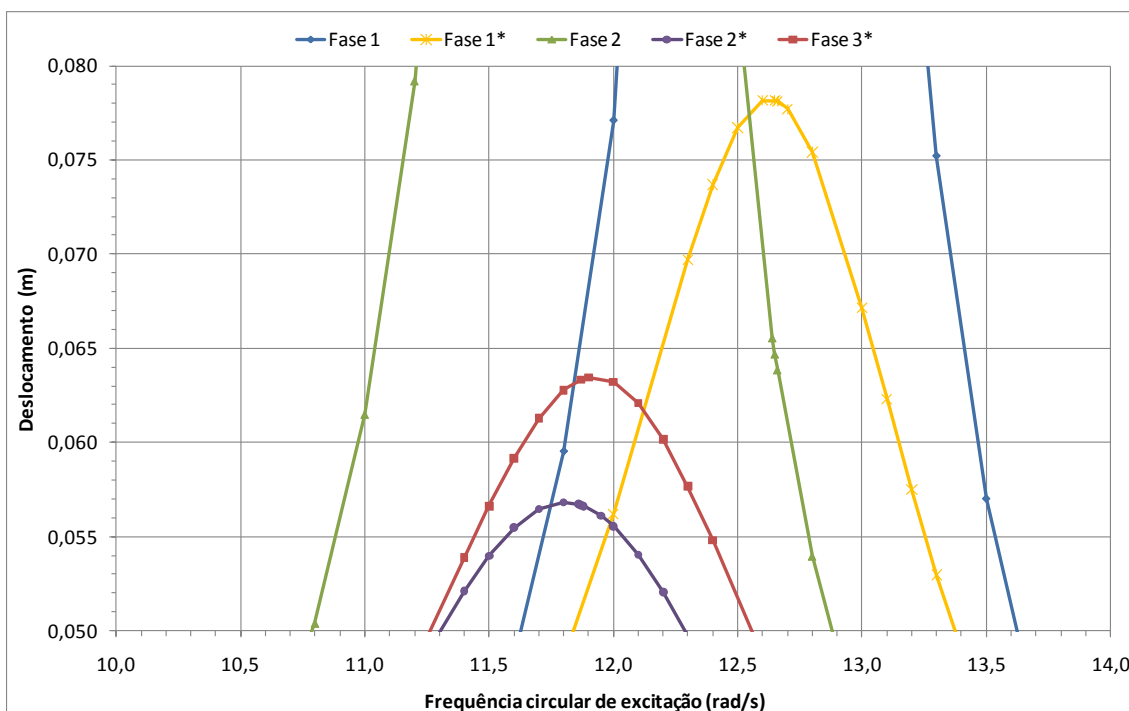
Para o prédio de 5 andares, são apresentadas a seguir a Figura 3.8 e a Figura 3.9.



**Figura 3.8 – Prédio com 5 andares.**

Analisando a curva Fase 1\* do prédio com 5 andares, o deslocamento dinâmico é aproximadamente igual a 0,078m, e o deslocamento estático, na primeira frequência natural, é aproximadamente igual a 0,006m. Tem-se o seguinte fator de amplificação dinâmica:

$$A_D = \frac{0,078}{0,006} = 13,00$$



**Figura 3.9 – Prédio com 5 andares – detalhe da primeira frequência.**

Segue na Tabela 3.20 um quadro com os valores máximos de deslocamento no último pavimento do prédio com 5 andares para cada caso estudado, com amortecimento.

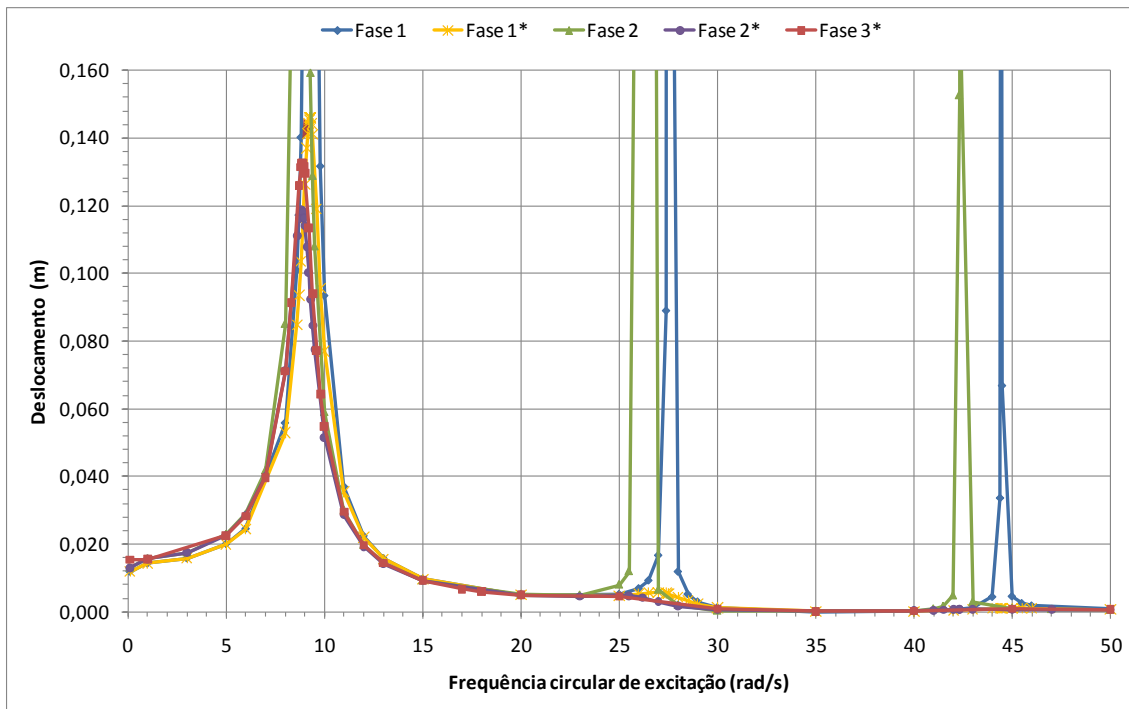
**Tabela 3.20 – Máximos deslocamentos para o prédio de 5 andares, com consideração de amortecimento.**

	Fase 1*	Fase 2*	Fase 3*
d (m)	0,078	0,057	0,063

O deslocamento obtido com a ASCE 7-05 foi 9,5% menor que o da formulação complexa, enquanto o obtido com a NBR 15421 foi 23,8% maior.

Para o prédio de 7 andares, são apresentadas a seguir a Figura 3.10 e a Figura 3.11.

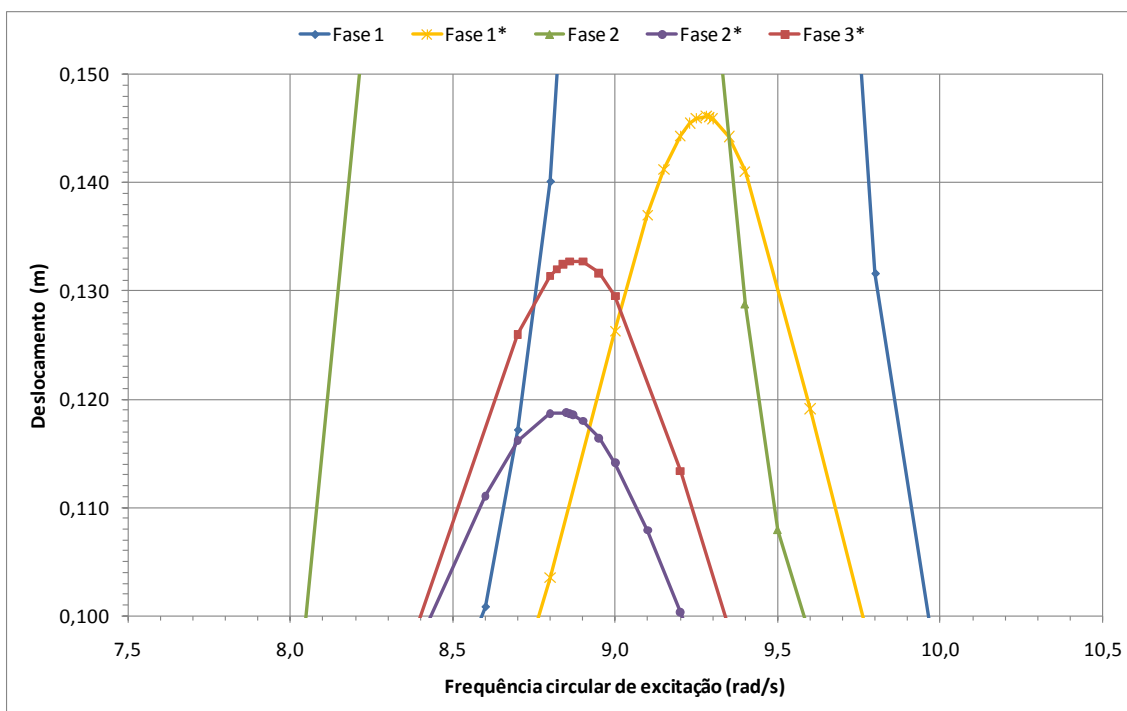




**Figura 3.10 – Prédio com 7 andares.**

Analisando a curva Fase 1\* do prédio com 7 andares, o deslocamento dinâmico é aproximadamente igual a 0,146m, e o deslocamento estático, na primeira frequência natural, é aproximadamente igual a 0,012m. Tem-se o seguinte fator de amplificação dinâmica:

$$A_D = \frac{0,146}{0,012} = 12,17$$



**Figura 3.11 – Prédio com 7 andares – detalhe da primeira frequência.**

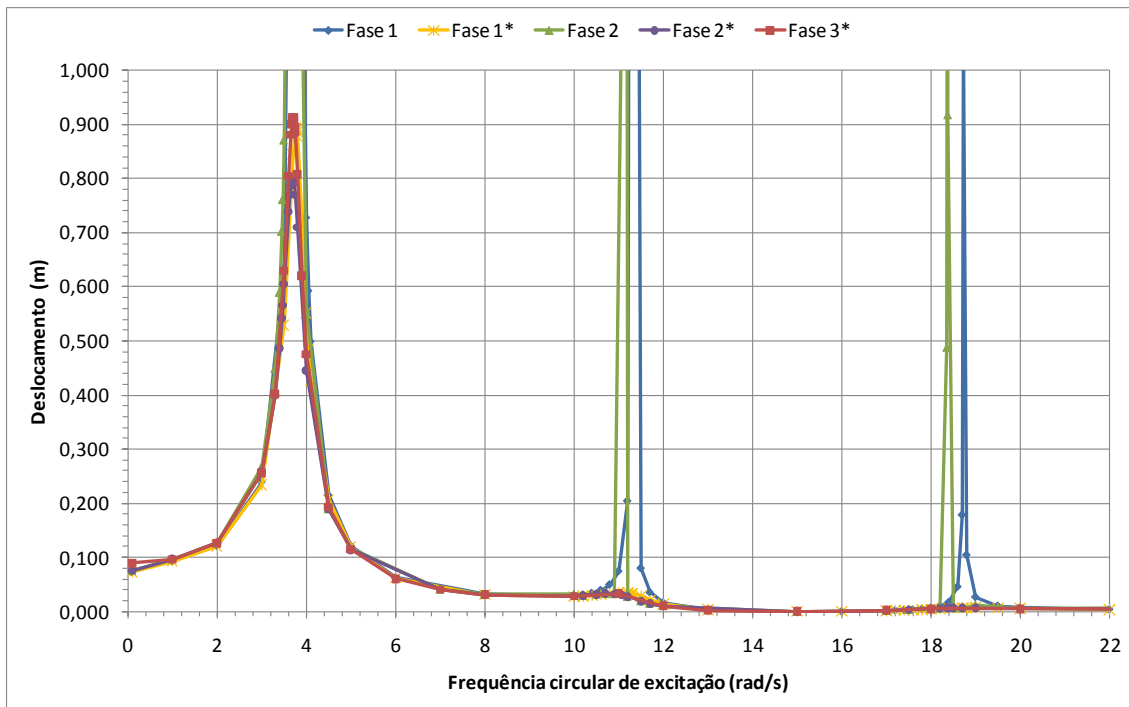
Segue na Tabela 3.21 um quadro com os valores máximos de deslocamento no último pavimento do prédio com 7 andares para cada caso estudado, com amortecimento.

**Tabela 3.21 – Máximos deslocamentos para o prédio de 7 andares, com consideração de amortecimento.**

	Fase 1*	Fase 2*	Fase 3*
<b>d (m)</b>	0,146	0,119	0,133

O deslocamento obtido com a ASCE 7-05 foi 10,5% menor que o da formulação complexa, enquanto o obtido com a NBR 15421 foi 9,8% maior.

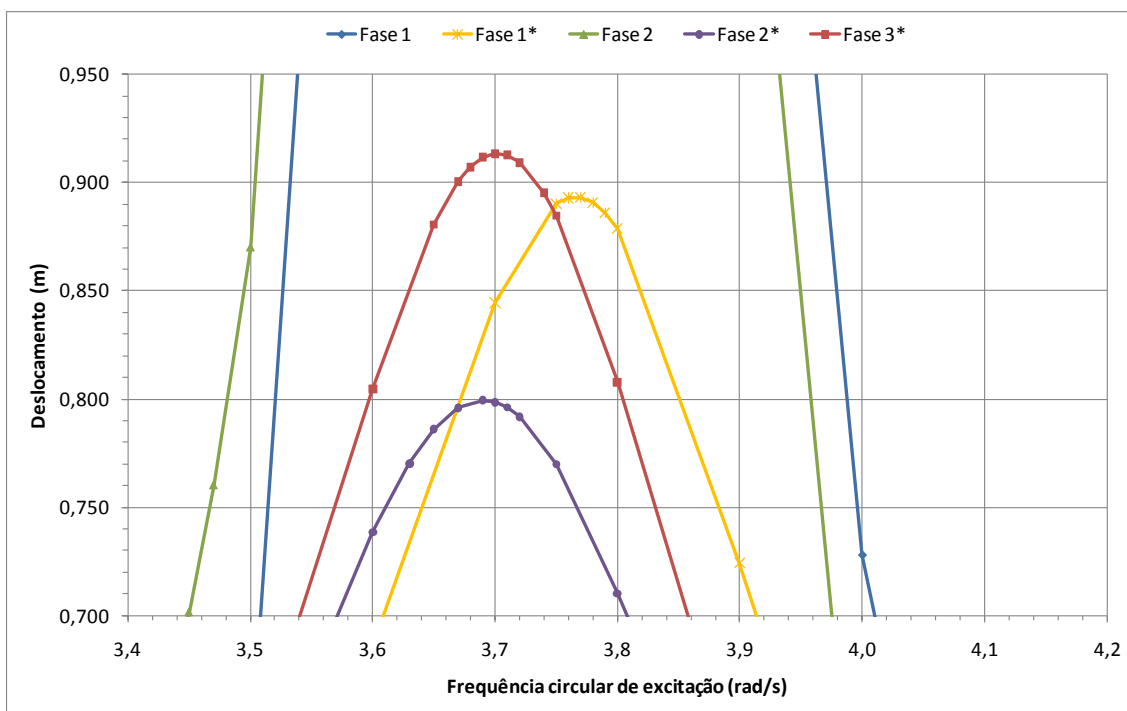
Para o prédio de 18 andares, são apresentadas a seguir a Figura 3.12 e a Figura 3.13.



**Figura 3.12 – Prédio com 18 andares.**

Analisando a curva Fase 1\* do prédio com 18 andares, o deslocamento dinâmico é aproximadamente igual a 0,893m, e o deslocamento estático, na primeira frequência natural, é aproximadamente igual a 0,073m. Tem-se o seguinte fator de amplificação dinâmica:

$$A_D = \frac{0,893}{0,073} = 12,23$$



**Figura 3.13 – Prédio com 18 andares – detalhe da primeira frequência.**

Segue na Tabela 3.22 um quadro com os valores máximos de deslocamento no último pavimento do prédio com 18 andares para cada caso estudado, com amortecimento.

**Tabela 3.22 – Máximos deslocamentos para o prédio de 18 andares, com consideração de amortecimento.**

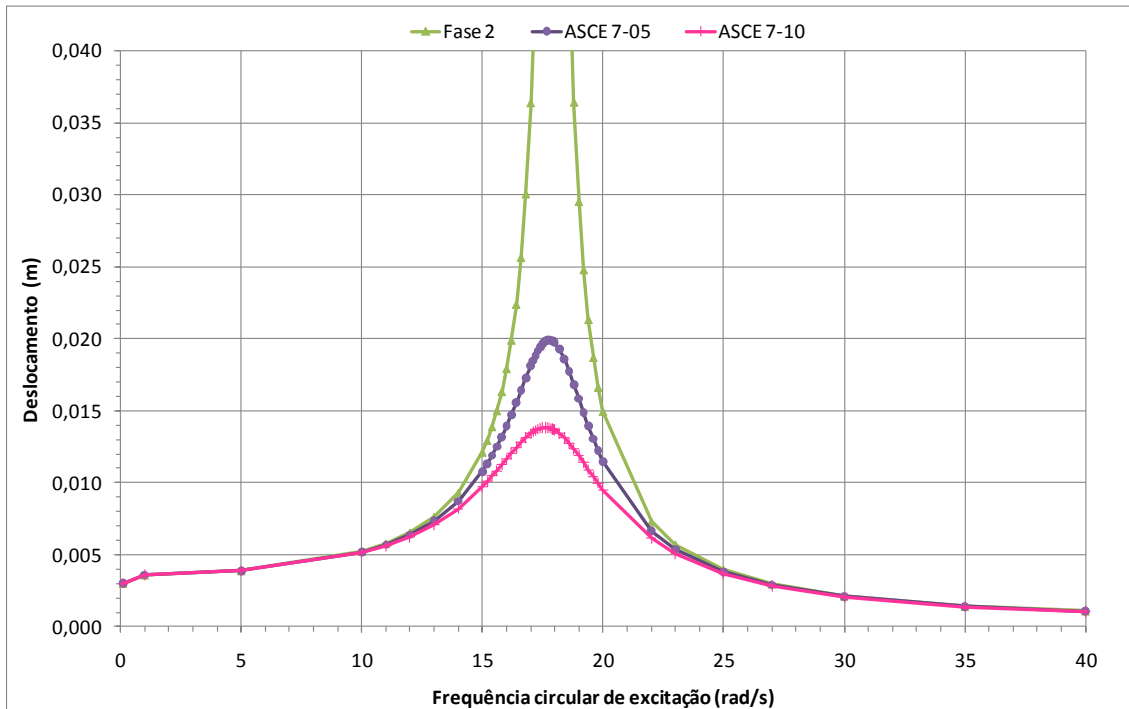
	Fase 1*	Fase 2*	Fase 3*
<b>d (m)</b>	0,893	0,799	0,913

O deslocamento obtido com a ASCE 7-05 foi 12,5% menor que o da formulação complexa, enquanto o obtido com a NBR 15421 foi 2,2% menor.

Após fazer as análises com a ASCE 7-05, os prédios de 3 e 7 andares, foram também analisados conforme a ASCE 7-10, para que se pudesse verificar qual a mudança de uma versão para outra da norma americana.

Nas figuras a seguir são apresentados os gráficos “deslocamento x frequência circular de excitação”, obtidos para a primeira frequência natural de cada prédio. As curvas são referentes ao modelo com base com mola horizontal, sem amortecimento e com amortecimento, segundo as duas versões da ASCE.

Para o prédio de 3 andares, é apresentada a seguir a Figura 3.14.



**Figura 3.14 – Prédio com 3 andares, comparando as duas versões da ASCE.**

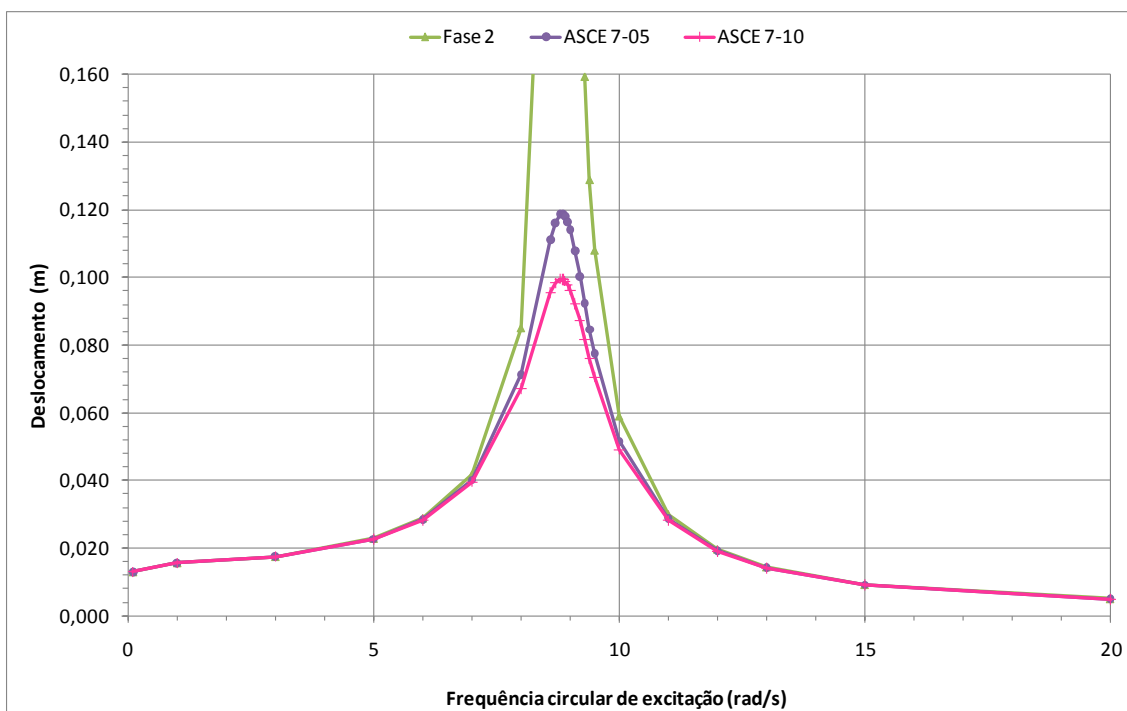
Segue na Tabela 3.23 um quadro com os valores máximos de deslocamento no último pavimento do prédio com 3 andares, de acordo com as duas versões estudadas da norma americana.

**Tabela 3.23 – Máximos deslocamentos para o prédio com 3 andares, com consideração de amortecimento das duas versões da ASCE.**

	ASCE 7-05	ASCE 7-10
<b>d (m)</b>	0,020	0,014

O deslocamento obtido com a ASCE 7-10 foi 30% menor que o obtido com a ASCE 7-05.

Para o prédio de 7 andares, é apresentada a seguir a Figura 3.15.



**Figura 3.15 – Prédio com 7 andares, comparando as duas versões da ASCE.**

Segue na Tabela 3.24 um quadro com os valores máximos de deslocamento no último pavimento do prédio com 7 andares, de acordo com as duas versões estudadas da norma americana.

**Tabela 3.24 – Máximos deslocamentos para o prédio com 7 andares, com consideração de amortecimento das duas versões da ASCE.**

	ASCE 7-05	ASCE 7-10
<b>d (m)</b>	0,119	0,100

O deslocamento obtido com a ASCE 7-10 foi 16% menor que o obtido com a ASCE 7-05.

## 4. Conclusões

Este Projeto de Graduação se desenvolveu dentro da linha de Pesquisa Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas (DME) da Escola Politécnica da UFRJ.

As curvas apresentadas nos gráficos mostraram-se coerentes com o que era esperado. A consideração do aumento do período, e, portanto redução da frequência, devido à interação solo-estrutura, foi verificada com a translação dos gráficos para a região de menores frequências. Nas curvas sem a consideração de amortecimento, nos pontos em que a frequência de excitação se igualou à frequência natural da estrutura, ocorreu a ressonância, situação na qual o deslocamento cresce infinitamente, de acordo com o que é mostrado na teoria.

A presença do amortecimento limitou o deslocamento da estrutura. A influência deste amortecimento é ainda maior a partir da segunda frequência, na qual o deslocamento começa a tender a zero.

Os deslocamentos encontrados a partir da consideração da NBR 15421:2006, foram maiores que os encontrados com a formulação complexa, exceto para o prédio de 18 andares. E os deslocamentos, a partir da ASCE 7-05, foram sempre menores que os encontrados com a formulação complexa, exceto para o prédio de 3 andares, no qual foi encontrado o mesmo valor de deslocamento segundo as duas análises.

A partir da comparação entre as duas versões da norma americana, viu-se que, na ASCE 7-10, o valor de amortecimento a ser considerado é maior que na ASCE 7-05, e, portanto os deslocamentos encontrados são menores, conforme pode ser visto nos gráficos apresentados. Consequentemente, os deslocamentos segundo a nova versão da norma ficam mais distantes da formulação complexa.

A redução dos esforços devidos às forças sísmicas, a partir das considerações apresentadas neste trabalho, de interação solo-estrutura e amortecimento, traz economia ao projeto. Entretanto, nos casos reais, é necessário ter atenção em relação aos limites de deslocamento permitidos, porque apesar da presença do amortecimento impedir que os deslocamentos aumentem infinitamente, estes podem atingir valores que inviabilizem a utilização da estrutura.

Como sugestão para trabalhos futuros poderia ser feita a análise dos prédios com uma modelagem completa, com um programa de análise estrutural comercial.

## Referências Bibliográficas

- [1] **SOUZA LIMA, S., SANTOS, S. H. C.**, *Análise Dinâmica das Estruturas*. Ed. Ciência Moderna, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- [2] **SANTOS, S. H. C.**, *Fundação de Máquinas*. Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.
- [3] *Mathcad user's guide*, Mathsoft Engineering & Education, Cambridge, USA, 1999.
- [4] **CARVALHO, C. V.**, *Análise sísmica de um edifício considerando efeitos de interação solo-estrutura*. Projeto Final de Graduação, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Setembro / 2009.
- [5] Disponível em: <<http://www.obsis.unb.br>>.

## Normas Técnicas:

- [6] **ABNT NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento.**
- [7] **ASCE 7-05 – Minimum Design for Buildings and Other Structures.**
- [8] **ASCE 7-10 – Minimum Design for Buildings and Other Structures.**