



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS PROFESSORA MARIA DA PENHA
CENTRO DE CIENCIAS TECNOLOGIA E SAÚDE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

ERVETON VICTOR SILVA DE SOUZA

**ANÁLISE SÍSMICA EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO
A ABNT NBR 15421/2006**

ARARUNA-PB

2018

ERVETON VICTOR SILVA DE SOUZA

**ANÁLISE SÍSMICA EM UM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO
SEGUNDO A ABNT NBR 15421/2006**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba – Campus VIII, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Me. Eduardo Morais de Medeiros

ARARUNA-PB

2018

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

S719a Souza, Erveton Victor Silva de.
Análise sísmica em um edifício de concreto armado segundo a ABNT NBR 15421/2006 [manuscrito] / Erveton Victor Silva de Souza. - 2018.
47 p. : il. colorido.
Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2018.
"Orientação : Prof. Me. Eduardo Morais de Medeiros, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."
1. Análise Sísmica. 2. Força Horizontal Equivalente. 3. Análise Espectral. I. Título
21. ed. CDD 624.183 41

ERVETON VICTOR SILVA DE SOUZA

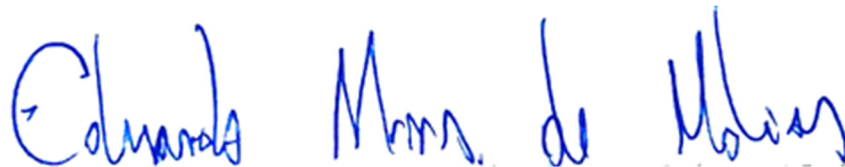
**ANÁLISE SÍSMICA EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO
A ABNT NBR 15421/2006**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba – Campus VIII, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas.

Aprovada em: 29/11/2018

BANCA EXAMINADORA



Prof. Me. Eduardo Moraes de Medeiros (Orientador)

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Marinaldo dos Santos Junior

Instituto Federal do Sertão Pernambucano (IFSERTÃO-PE)



Prof. Me. Welky Klefson Ferreira de Brito

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Dedico esse trabalho à toda minha família, em especial aos meus pais Everaldo e Vitória por toda compreensão durante esses anos de graduação, além de todos que estiveram comigo nessa caminhada.
DEDICO

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pela dádiva que é viver e a capacidade de aprender e superar obstáculos, me tornando o homem que sou hoje.

Ao meus pais, Dona Vitória e Sr. Everaldo, meus irmãos Gustavo, Gabriel e Mateus, sendo os cinco meus maiores motivos para superar os obstáculos da vida honestamente e de cabeça erguida. Aos meus Avôs e Avós, Tios e Tias, Primos e Primas, por sempre formarem uma família muito unida e sólida.

Aos verdadeiros amigos da minha cidade natal, que são a família que escolhi, por estarem comigo não só nos momentos bons e pelas mensagens, que me fazem sentir especial: “Tu chegas que horas?”.

Aos meus amigos da graduação, em especial à Sebastião, Tinho, Bruno, Mateus, Hiago, JV, Júlia e Gil. Aos amigos que partiram de Araruna antecipadamente, por motivos da incessante busca de caminhos melhores, Felipe, Brendo, Alana, Jaynne e Janaina.

Aos professores Eduardo, Rafael, Marinaldo, Ogata e Pedro, sendo o primeiro o orientador do presente trabalho, e estes cinco irmãos que fiz para o resto da vida, com ciência de quando nos encontrarmos haverá festa.

Agradeço a todos que contribuíram de forma direta e indireta para que esse trabalho fosse concluído. Perdão aos que esqueci de citar, estou escrevendo aos quarenta e cinco do segundo tempo. Meu muito obrigado a todos.

RESUMO

No ano de 2006 foi criada a norma ABNT NBR 15421, que tornou obrigatória no Brasil a análise sísmica em projetos estruturais, devido ao aumento nos registros de terremotos. Sendo que a análise sísmica consiste na definição das cargas devido aos terremotos que devem ser consideradas no projeto, isso em função da localização da edificação, do tipo de solo da fundação e da capacidade de dissipação de energia da estrutura. O presente trabalho, neste sentido, se propôs realizar a análise sísmica de acordo com a NBR 15421:2006, em um modelo criado pelo autor, e fez-se variar o tipo de solo da fundação, quantificando assim o aumento nos efeitos causados na análise devido essa mudança. A análise foi feita por simulação numérica e usando o software SAP 2000, onde foram extraídos esforços horizontais em cada elevação do edifício e os deslocamentos absolutos. Os resultados mostraram um aumento no deslocamento horizontal e no esforço horizontal na base com a diminuição da rigidez do solo, sendo de 324,4% o aumento no deslocamento do topo do solo mais rígido para o mais mole.

Palavras-Chave: Análise Sísmica. Força Horizontal Equivalente. Análise Espectral.

ABSTRACT

From the year of 2006, the 'ABNT NBR 15421' norm was created, which made it mandatory in Brazil for seismic analysis in structural projects, due to increased earthquake records. Being that the seismic analysis consists of the definition of the loads due to the earthquakes that must be considered in the project, this according to the location of the edification, the soil type of the foundation and the energy dissipation capacity of the structure. The present work, in this sense, has proposed to perform the seismic analysis according to NBR 15421:2006, in a template created by the author, in which the soil type of the foundation was varied, thus quantifying the increase in the effects caused in the analysis due to this change. The analysis was done by numerical simulation and using SAP 2000 software, where horizontal forces were extracted in each elevation of the edification and the absolute displacements, The results showed an increase in the displacement horizontal and the horizontal effort at the base with the decrease of the soil rigidity, being 324.4% the increase in the displacement of the top of the most rigid soil to the softest one.

Key-Words: Seismic Analysis. Horizontal Equivalent Force. Spectral Analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Sistema de um grau de liberdade	14
Figura 2 - Zonas Sísmicas do Brasil	16
Figura 3 - Espectro de resposta do terremoto de El Centro – 1940.....	20
Figura 4 - Espectro elástico de projeto.	22
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação à compressão idealizado para concretos de classes até C50.....	26
Figura 6 - Diagrama de tensão-deformação bilinear na tração.....	26
Figura 7 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas com ou sem patamar de escoamento.....	27
Figura 8 - Visualização em 3D e em planta do edifício em estudo.....	30
Figura 9 - Fluxograma da metodologia adotada no trabalho.....	30
Figura 10 - Seção da viga e do pilar do edifício, dimensionadas pelo TQS.....	31
Figura 11- Inserção dos parâmetros do concreto no SAP2000.	34
Figura 12 - Diagrama de tensão-deformação do concreto no SAP2000.	34
Figura 13 - Inserção do diagrama tensão-deformação no SAP2000.	35
Figura 14 - Inserção dos redutores de rigidez para os pilares.	36
Figura 15 - Força aplicada para cada classe de Terreno para $ag = 0,15g$	38
Figura 16 - Espectros de resposta para $ag = 0,15g$	39
Figura 17 - Força Horizontal na Base produzidas pela aplicação dos métodos na direção X.	41
Figura 18 - Força Horizontal na Base produzidas pela aplicação dos métodos na direção Y.	41
Figura 19 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe A.	43
Figura 20 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe B.....	43
Figura 21 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe C.....	44
Figura 22 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe D.	44
Figura 23 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe E.....	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Categorias sísmicas	17
Tabela 2 - Definição da classe do terreno.....	18
Tabela 3 - Coeficientes de C_T e x para definir o período natural da estrutura.....	19
Tabela 4 - Fatores de amplificação sísmica no solo.....	21
Tabela 5- Coeficientes de projeto para estruturas de concreto com detalhamento usual	23
Tabela 6 - Módulo de elasticidade em função da resistência característica do concreto à compressão, considerando o granito como agregado graúdo.....	28
Tabela 7 - Número de modos, Período correspondente e fator de participação modal..	40
Tabela 8 - Deslocamentos máximos no topo do edifício para cada classe de terreno....	42

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	OBJETIVOS	13
2.1	OBJETIVO GERAL.....	13
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	13
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	14
3.1	SISTEMA DE UM GRAU DE LIBERDADE	14
3.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE A NBR 15421/2006.....	15
3.1.1	Zoneamento Sísmico Brasileiro.....	16
3.1.2	Classe do terreno	17
3.1.3	Período Natural da estrutura	18
3.1.4	Espectro de resposta de projeto	19
3.1.5	Método da Força Horizontal Equivalente (FHE)	22
3.1.6	Deslocamentos relativos e absolutos	24
3.3	PARÂMETROS DA NBR 6118/2014 RELEVANTES PARA A ANÁLISE.....	25
3.3.1	Diagramas tensão-deformação	26
3.3.2	Módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poisson	27
3.3.3	Redutores de rigidez.....	28
4	METODOLOGIA.....	30
4.1	CONSIDERAÇÕES ESTRUTURAIS	32
4.2	FERRAMENTA PARA A ANÁLISE	33
4.3	MODELO PARA ANÁLISE SÍSMICA E VARIAÇÕES.....	36
5	ANÁLISES E RESULTADOS	37
5.1	FORÇA ESTÁTICA EQUIVALENTE	37
5.2	ANÁLISE ESPECTRAL.....	38
6	CONCLUSÃO.....	46
	REFERÊNCIAS	47

1 INTRODUÇÃO

Com o constante avanço da arquitetura dos edifícios brasileiros, juntamente com a urbanização, as cidades tendem ao crescimento vertical. Edifícios cada vez mais esbeltos são construídos e estruturas desse tipo apresentam grande vulnerabilidade em relação a um fenômeno natural catastrófico, os terremotos.

O Brasil situa-se, em grande parte, na região central da placa tectônica sul-americana, que é uma região bastante estável. Mas parte do país encontra-se perto das bordas desta placa, aonde já foram registradas ações sísmicas significativas e existe ainda a possibilidade de ocorrência de sismos intraplacas. Há cerca de 40 falhas ativas sísmicamente, inclusive falhas na região central da placa sul-americana, desde o norte até o sul do país. (PEÑA et al. 2015)

De maneira geral, há dois tipos de ações nas estruturas: dinâmicas e estáticas. A ação dinâmica é aquela que varia ao longo do tempo, seja em direção, magnitude, posição ou combinação dos três, sendo essa a principal divergência entre a análise de cargas dinâmicas e cargas estáticas. Outra grande diferença entre solicitações estáticas e dinâmicas é o fato das forças de inércias que surgem quando o carregamento é dinâmico, pois o somatório de forças não é nulo, como é no caso de forças de natureza estáticas. Os sismos são ações dinâmicas, pois são variáveis ao longo do tempo apresentando como resposta os deslocamentos em função do tempo.

No Brasil, o estudo em relação a análise de ações sísmicas em projetos estruturais é muito recente. A norma que trata do assunto, a ABNT NBR 15421 - Norma Brasileira de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismo, foi criada apenas em 2006, e fixa os requisitos necessários para a verificação da segurança das estruturas diante de ações sísmicas, além de ditar critérios para quantificar essas ações, dependendo de fatores de irregularidades na estrutura, tipo de solo e localização da mesma.

A partir do ano de criação da NBR 15421/2006, análises sísmo-resistente em edifícios no país vem ganhando espaço, ocorrendo mais pesquisas no que se refere a irregularidades nas estruturas, sendo o trabalho de Peña et al., (2012) um grande destaque no sentido de comparação de uma estrutura regular, e aplicação de irregularidades geométricas (como a maioria dos edifícios do país) na mesma estrutura, fazendo assim mudanças na ductilidade, rigidez e capacidade de dissipação de energia, sendo esses parâmetros analisados segundo a NBR 15421:2006 pela análise sísmica espectral. A

análise estática não linear (*pushover*) e o desempenho sísmico foram analisadas pelas normas americanas FEMA 356 e ATC-40.

De Carvalho (2009) comparou a análise dinâmica modal pelo espectro resposta e o amortecimento estrutura-fundação-solo de uma estrutura de concreto armado pela NBR 15421:2006 e a Norma Americana ASCE 7-05. Parisenti (2011) realizou análises dinâmicas e estáticas equivalentes em edifícios sujeitos à sismos, através dos parâmetros propostos pela NBR 15421/2006 e o mesmo frisou a importância dos sistemas sismo-resistentes e a ductilidade das estruturas para a dissipação da energia advinda das ações sísmicas.

Os casos de análise sísmica estudados no Brasil, sendo edifícios de aço ou de concreto armado, mostram a importância do estudo desse tipo de efeito para estimar a ductilidade, resiliência do sistema e rigidez do mesmo quando sujeito as ações causadas pelos sismos. No entanto, ainda se mostra insuficiente a análise nas diversas regiões do país, nos vários tipos de solos encontrados, onde a alteração desses fatores tem como produto variação de aceleração horizontal característica o que, em conjunto com parâmetros de rigidez e regularidade, influência diretamente na capacidade de a estrutura resistir aos esforços de ação sísmica.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo chamar a atenção para a análise dos esforços sísmicos em projetos estruturais no Brasil e mostrar a importância da consideração dessas ações, mesmo sendo complexa, para evitar ruína total ou parcial das estruturas.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho busca analisar um edifício de concreto armado sujeito a esforços sísmicos de acordo com os parâmetros da NBR 15421:2006, variando o solo da fundação do modelo analisado.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar o comportamento sísmico, em relação aos deslocamentos e esforços na base, de uma estrutura de concreto armado de 5 pavimentos modelada no software SAP2000®;
- Realizar análise Estática Equivalente, usando os coeficientes e parâmetros da NBR 15421/2006;
- Realizar Análise Dinâmica por Resposta Espectral, utilizando o espectro de resposta da NBR 15421/2006;
- Variar o tipo de terreno e quantificar as modificações na resposta da estrutura em relação à efeitos sísmicos;

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

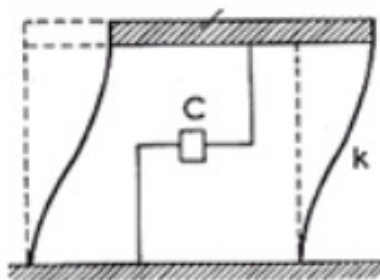
Para a melhor compreensão deste trabalho se faz necessário, nos itens a seguir, a revisão bibliográfica dos assuntos abordados, como o esclarecimento da análise dinâmica do sistema de um grau de liberdade, pois é a partir dela que se tem a noção de amortecimento e rigidez de um sistema submetido à um esforço sísmico. É também de suma importância o esclarecimento dos parâmetros da NBR 15421/2006 tais como deslocamentos absolutos e relativos, espectro de resposta de projeto, os métodos de cálculo, a divisão das zonas sísmicas, entre outros. Parâmetros do concreto e do aço da armadura, que são tangidos pela NBR 6118/2014, bem como redutores de rigidez para considerar efeitos de segunda ordem serão esclarecidos, pois a correta inserção dos mesmos no software SAP2000 são de fundamental importância para a análise.

3.1 SISTEMA DE UM GRAU DE LIBERDADE

Para a melhor compreensão do comportamento dinâmico nas estruturas é de suma importância a apresentação do sistema de um grau de liberdade, que consiste em uma viga infinitamente rígida, pilares de rigidez k e o amortecedor c , considerado para supor as diversas formas de dissipação de energia que a estrutura possui (a massa m do sistema está centrada no nível da viga).

Ao ser aplicada uma carga dinâmica horizontal a esse sistema, $p(t)$, os pilares reagem a essa carga com uma força elástica de restauração, que é proporcional ao deslocamento: $f_e = ku$, onde k é a rigidez do pilar e u é o deslocamento. A estrutura possui ainda um sistema de amortecimento devido ao atrito interno e a força de dissipação que surge é proporcional a velocidade: $f_d = c \frac{du}{dt}$, onde c é a constante de amortecimento e $\frac{du}{dt}$ a velocidade. A Figura 1 mostra o pórtico do sistema de um grau de liberdade.

Figura 1 - Sistema de um grau de liberdade



Fonte: CHOPRA, 1995

Supondo o sistema da Figura 1 sujeito a uma aceleração sísmica, que é aplicada na sua fundação, temos que o deslocamento total é a soma do deslocamento do solo, que é causado pelo sismo, mais o deslocamento da massa em relação à base:

$$u_t(t) = u_s(t) + u(t) \quad (1)$$

onde:

- $u_t(t)$ é o deslocamento total da estrutura;
- $u_s(t)$ é o deslocamento do solo, causado pelo sismo;
- $u(t)$ é o deslocamento da massa m em relação a base do sistema.

A segunda lei de Newton afirma que a soma das forças aplicadas a uma massa é igual a uma força de inércia igual ao produto da massa pela aceleração, que para o sistema em estudo é de $f_i = m \frac{d^2u}{dt^2}$, então temos:

$$f_i = p(t) - f_e - f_d \quad (2)$$

Substituindo as variáveis, já explanadas acima, temos que a Equação 2 pode ser escrita como:

$$m \frac{d^2u}{dt^2} + c \frac{du}{dt} + ku = -m \cdot u_s \quad (3)$$

A Equação 3 nos informa que a forma com que a estrutura vibra depende da rigidez (k), das formas de dissipação da energia (c) e da aceleração sísmica da base (u_s). Nos itens que se seguem será explicado o espectro resposta de projeto, que para o entendimento de forma mais clara é necessário a compreensão do sistema de um grau de liberdade explanado acima.

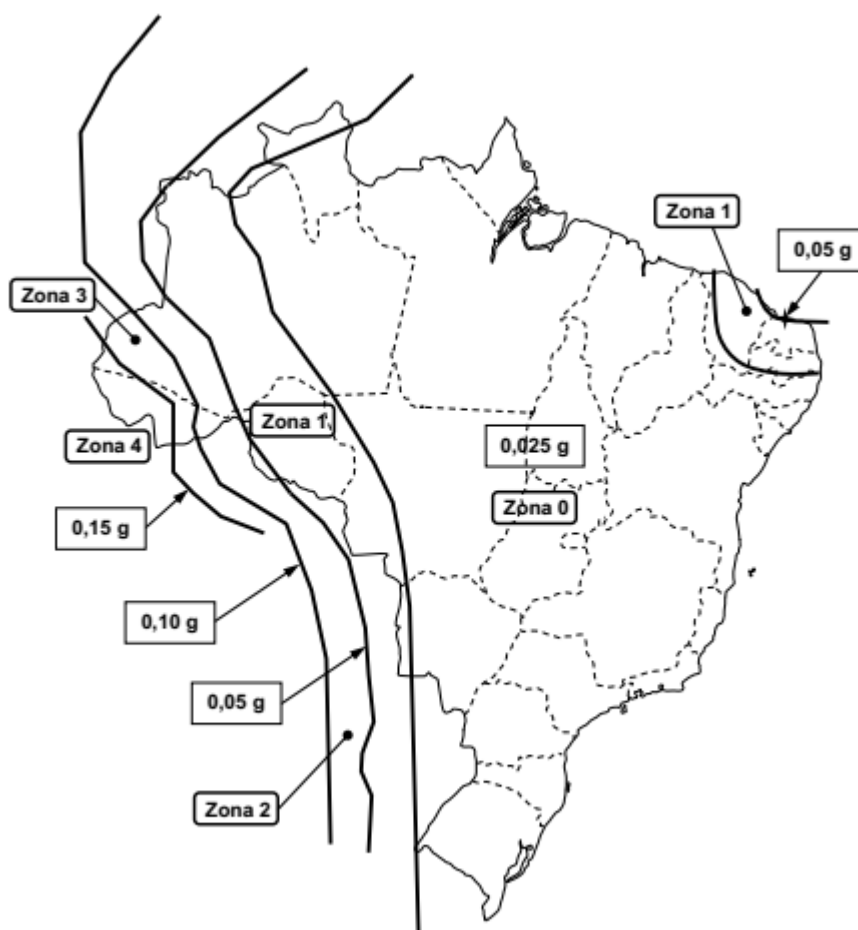
3.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A NBR 15421/2006

De acordo com a NBR 15421/2006, as estruturas no Brasil devem ser projetadas e construídas para resistir aos efeitos das ações sísmicas. Nesta norma são definidos parâmetros para determinar a resposta sísmica de uma estrutura, segundo o destino da obra, a ductilidade do material, o risco sísmico da região e o perfil do solo. E para a definição da carga sísmica de projeto, a Norma considera a capacidade de dissipação de energia, no regime inelástico da estrutura.

3.1.1 Zoneamento Sísmico Brasileiro

A NBR 15421/2006 divide o território nacional em regiões, chamadas de zonas sísmicas, para se obter informações necessárias para a determinação da carga sísmica. As cinco zonas sísmicas são definidas de acordo com a variação de a_g , aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos Classe B (Rocha). E vale salientar que os valores da aceleração sísmica horizontal independem do período da estrutura. O valor de a_g é utilizado para encontrar o espectro resposta de projeto. A Figura 2 a seguir mostra o mapa que expõe essa divisão do território e as respectivas acelerações sísmicas horizontal para cada zona.

Figura 2 - Zonas Sísmicas do Brasil



Fonte: ABNT NBR 15421:2006

Para cada estrutura é definida uma categoria sísmica, em função de sua zona, sísmica, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Categorias sísmicas

Zona sísmica	Categoria sísmica
Zonas 0 e 1	A
Zona 2	B
Zonas 3 e 4	C

Fonte: ABNT NBR 15421/2006

De acordo com a Figura 2, observa-se que a categoria A abrange quase todo o território brasileiro. A Zona 0 inclui as regiões sul e sudeste e a maior parte das outras regiões.

3.1.2 Classe do terreno

As propriedades do solo do terreno podem amplificar os efeitos de um terremoto. A NBR 15421/2006 classifica os diferentes tipos de terrenos de acordo com a Tabela 2. Os parâmetros geotécnicos adotados na classificação são avaliados nos 30 m superiores do terreno. A classificação pode ser feita pela velocidade média de propagação da onda de cisalhamento \bar{v}_s ou ainda pelo número médio de golpes \bar{N} , do ensaio SPT (Standard Penetration Test).

Tabela 2 - Definição da classe do terreno.

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	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 370$ m/s	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \geq \bar{v}_s \geq 180$ m/s	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{v}_s \leq 180$ 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 (≥ 35 m) de argila mole ou média	

Fonte: ABNT NBR 15421/2006

3.1.3 Período Natural da estrutura

Há duas formas para obter-se o período natural de uma estrutura, segundo a NBR 15421/2006, são eles: extração modal e um processo analítico fornecido pela própria norma que fornece um resultado aproximado. O período natural aproximado da estrutura T_a , é obtido através da Equação 4.

$$T_a = C_T \cdot h_n^x \quad (4)$$

onde:

- C_T (coeficientes de período da estrutura) e x são parâmetros para determinação do período da estrutura;

- h_n é a altura, em metros, da estrutura acima da base. Os valores de C_T e de x são definidos de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficientes de C_T e x para definir o período natural da estrutura.

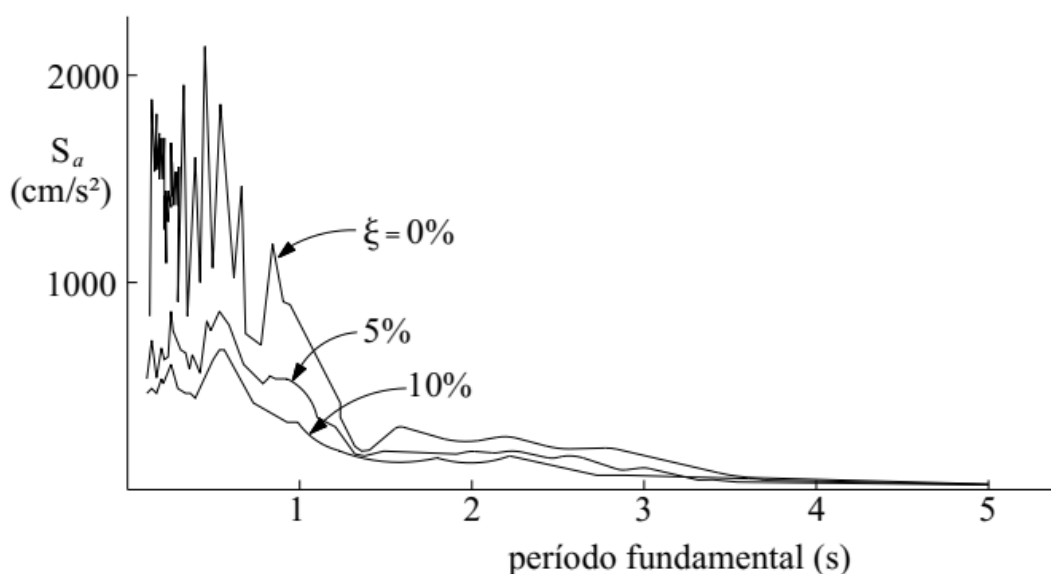
Tipo de sistema resistente	C_T	x
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetido à ação sísmica.	0,0724	0,8
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetido à ação sísmica	0,0466	0,9
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças.	0,0731	0,75
Todas as outras estruturas.	0,0488	0,75

Fonte: ABNT NBR 15421/2006

3.1.4 Espectro de resposta de projeto

De acordo com MIRANDA, 2012, o espectro de resposta em aceleração apresenta as acelerações de pico, S_a , ou acelerações espectrais de sistemas de um grau de liberdade. As acelerações espectrais além de dependerem do período fundamental da estrutura, dependem também de suas taxas de amortecimento, ξ . Quanto maiores forem as taxas de amortecimento, menores serão as acelerações espectrais como mostra a Figura 3.

Figura 3 - Espectro de resposta do terremoto de El Centro – 1940.



Fonte: MIRANDA, 2012

A partir do conceito de ressonância dar-se o entendimento do pico de aceleração espectral, ou seja, o pico ocorre quando o período fundamental da estrutura se igual com o período predominante do terremoto, ocasionando assim a ressonância do terremoto com o edifício.

O espectro de resposta depende das características geológicas do local onde se verifica o evento sísmico. Sendo assim, os valores das acelerações devem levar em consideração também o potencial de amplificação do solo.

A NBR 15412/2006 adota um espectro resposta de projeto $S_a(T)$ correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5% aplicado na base da estrutura, sendo obtido a partir da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno, através das seguintes relações:

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (5)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g \quad (6)$$

onde:

- a_{gs0} é a aceleração espectral para período de 0,0s;
- a_{gs1} é a aceleração espectral para período de 1,0s;

- C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica do solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente.

Os fatores de amplificação sísmica do solo são funções da classe do terreno e da aceleração característica de projeto a_g , esses fatores estão mostrados na Tabela 4.

Tabela 4 - Fatores de amplificação sísmica no solo.

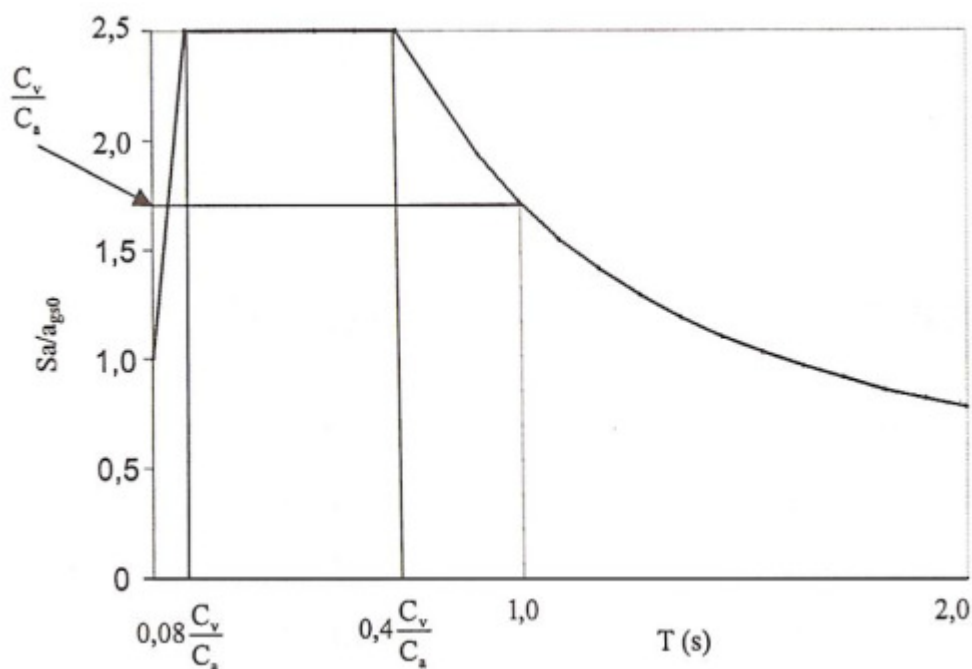
Classe do Terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: ABNT NBR 15421/2006

Para valores intermediários de a_g os valores dos fatores de amplificação sísmica podem ser obtidos por interpolação linear. Para a classe de terreno F, um estudo específico de amplificação no solo deve ser desenvolvido.

O espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$ ilustrado na Figura 4 é definido numericamente em três trechos utilizando as seguintes equações:

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= a_{gs0} \left(18,75T \frac{C_a}{C_v} - 1,0 \right) && \text{Para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{C_a}{C_v} \\
 S_a(T) &= 2,5a_{gs0} && \text{Para } 0,08 \frac{C_a}{C_v} \leq T \leq 0,04 \frac{C_a}{C_v} \\
 S_a(T) &= \frac{a_{gs0}}{T} && 0,04 \frac{C_a}{C_v} \leq T
 \end{aligned} \tag{7}$$

Figura 4 - Espectro elástico de projeto.

Fonte: ABNT NBR 15421/2006

3.1.5 Método da Força Horizontal Equivalente (FHE)

Antes da explanação do FHE é de fundamental importância o entendimento das categorias de utilização, que são função da necessidade de preservação da estabilidade da estrutura diante de um terremoto, e associada a essa categoria de utilização há um fator de utilização I , que funciona como uma espécie de coeficiente de segurança, para majorar os valores de forças sísmicas, resultando em um cálculo mais seguro. A NBR 15421/2006 divide em três categorias de utilização, sendo para estruturas essenciais, como prédios de bombeiros, policiais, instalação de geração de energia, torres de controle de aeroportos, o valor de I é de 1,50; para estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana, como escolas hospitais, salas de reunião, o valor de I é 1,25 e para todas as estruturas não se encaixam nas classificações anteriores, I é de 1,00.

Outro fator que influencia na análise sísmica é o sistema estrutural sísmo-resistente, que são os elementos capazes de resistir às forças sísmicas. Para cada sistema, estão associados três parâmetros: coeficiente de dissipação de energia (R), coeficiente de sobre resistência (Ω_o) e coeficiente de amplificação de deslocamentos (C_d). Os valores de cada coeficiente de acordo com o tipo de sistema estrutural são mostrados na Tabela 5.

Tabela 5 - Coeficientes de projeto para estruturas de concreto com detalhamento usual

Sistema estrutural	<i>R</i>	<i>Ω_o</i>	<i>C_d</i>
Pilares-paredes de concreto com detalhamento usual.	4,0	2,5	4,0
Pórticos de concreto com detalhamento usual.	3,0	3,0	2,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4,0
Estruturas tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço.	2,5	2,0	2,5

Fonte: ABNT NBR 15421/2006

Cada coeficiente da Tabela 5 tem um significado, sendo o coeficiente dissipação de energia, *R*, da estrutura representa a capacidade de ductilidade global dos elementos da estrutura. O coeficiente de sobre resistência, *Ω_o*, representa a relação entre a verdadeira resistência da estrutura e a resistência de projeto. O coeficiente de amplificação de deslocamentos, *C_d*, relaciona o acréscimo no deslocamento real da estrutura devido ao seu comportamento inelástico, o qual é de difícil análise real, tal coeficiente será utilizado no Item que aborda sobre os deslocamentos relativos e absolutos.

Definidos a categoria de utilização e os coeficientes de projeto, que em conjunto com as definições de localização do edifício e período natural, todos esses parâmetros abordados nos Itens acima, é possível determinar a Força Horizontal na base, que é um dos métodos de cálculo indicados na norma.

A força horizontal total na base da estrutura, em uma dada direção, é determinada de acordo com a seguinte expressão,

$$H = C_s W \quad (8)$$

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R/I)} \quad (9)$$

onde

–*H* é a força horizontal total na base da estrutura;

–*C_s* é o coeficiente de resposta sísmica;

– W é o peso total da estrutura, incluindo as cargas permanentes e 25% da carga acidental e carga variável.

– I é o fator de importância de utilização.

– R é o coeficiente de dissipação de energia que está em função da ductilidade da estrutura, de acordo com a Tabela 5.

Vale salientar que o coeficiente de resposta sísmica não pode ser menor que $C_s = 0,01$ ou maior que:

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs1}/g)}{T(R/I)} \quad (10)$$

O período natural da estrutura T deve ser determinado de acordo com a Equação 4. A força sísmica horizontal total na base H é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura, de forma que, em cada elevação x , é aplicada uma força F_x , que é definida pelas Equações 11 e 12.

$$F_x = C_{vx}V \quad (11)$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (12)$$

onde:

– m_i e m_x representam a massa do piso i e do piso x respectivamente;

– h_i e h_x indicam a altura em metros, da estrutura acima da base até o piso i e do piso x respectivamente;

– k é o expoente de distribuição, relacionado ao período fundamental de vibração T , sendo adotados os seguintes valores:

Para estruturas com período inferior a 0,5s, $k = 1$;

Para estruturas com períodos entre 0,5s e 2,5s, $k = (T + 1,5) / 2$;

Para estruturas com período superior a 2,5s, $k = 2$.

3.1.6 Deslocamentos relativos e absolutos

De acordo com Miranda (2012), na avaliação do desempenho sísmico, deve ser verificado se os deslocamentos apresentados pela estrutura podem implicar em danos ou

risco de perda de estabilidade para os elementos estruturais ou não estruturais a estes fixados.

Para uma precisa resposta dos deslocamentos é importante a consideração dos redutores de rigidez para as vigas e pilares, como será abordado no Item 3.3.3. Os deslocamentos absolutos das elevações δ_i e os relativos Δ_i dos pavimentos devem ser determinados com base na aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo da estrutura. Os deslocamentos absolutos δ_i de um andar i , avaliados em seu centro de massa são determinados por meio da seguinte expressão:

$$\delta_i = \frac{C_d \delta_{ie}}{I} \quad (13)$$

onde,

- δ_i é o deslocamento absoluto no andar i ;
- C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos, de acordo com a Tabela 5;
- δ_{ie} o deslocamento absoluto determinado em uma análise estática ou dinâmica;
- I é o fator de importância de utilização.

Os deslocamentos relativos são determinados como a diferença entre os deslocamentos absolutos nos centros de massa nos andares acima e abaixo do pavimento em questão.

3.3 PARÂMETROS DA NBR 6118:2014 RELEVANTES PARA A ANÁLISE

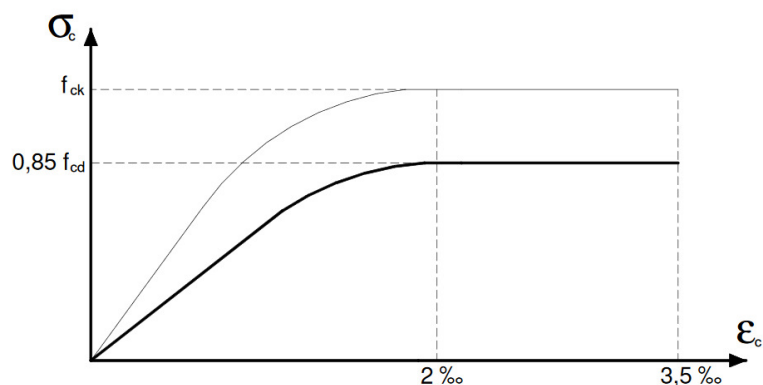
Para a realização da análise no software SAP2000 foram inseridos parâmetros da NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto, pois o software não possui a norma brasileira implementada no seu conjunto normativo. Pelo fato do concreto ser um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (brita), e ainda quando armado, ter o aço aderido nessa mistura, o que torna o concreto armado material com propriedades particulares sendo relevantes para estimar a real ductilidade das peças características como curva tensão-deformação do concreto e do aço, fatores de redução de rigidez, coeficiente de Poisson, módulos de elasticidade secante e tangente, sendo os mesmos explanados, de acordo com a NBR 6118/2014, nos itens a seguir.

3.3.1 Diagramas tensão-deformação

A NBR 6118:2014/2014 (item 8.2.10.1) especifica que para “tensões de compressão menores que $0,5f_c$, pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante”, como mostra a Figura 5.

Bastos (2015) explica que o diagrama simplificado é composto por uma parábola do 2º grau que passa pela origem e tem seu vértice no ponto de abscissa $2‰$ e ordenada $0,85f_{cd}$ e de uma reta entre as deformações $2‰$ e $3,5‰$, tangente à parábola e paralela ao eixo das abscissas.

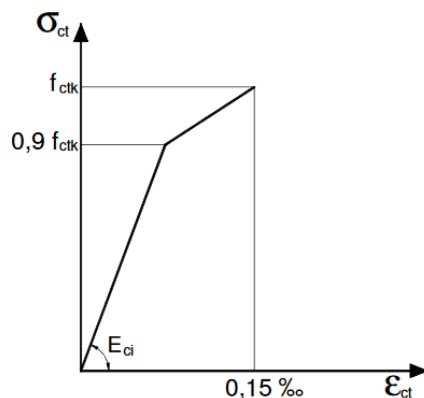
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação à compressão idealizado para concretos de classes até C50.



Fonte: BASTOS, 2015

Para a NBR 6118/2014 (item 8.2.10.2), o diagrama $\sigma \times \epsilon$ do concreto não fissurado pode ser adotado como aquele mostrado na Figura 6. A deformação máxima de alongamento é de $0,15‰$, e o módulo tangente inicial (E_{ci}) pode ser adotado como $\text{tg } \alpha$.

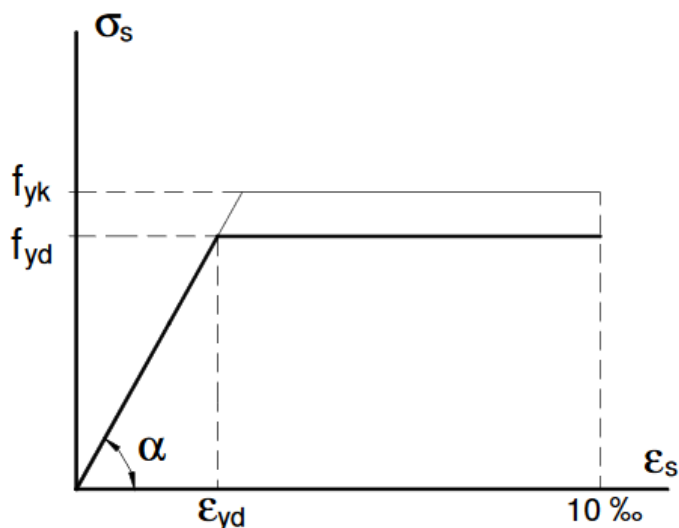
Figura 6 - Diagrama de tensão-deformação bilinear na tração.



Fonte: BASTOS, 2015

Já para o aço da armadura passiva a NBR 6118/2014 no Item 8.3.6 permite utilizar um diagrama $\sigma \times \epsilon$ simplificado, que é mostrado na Figura 7, para os aços com ou sem patamar de escoamento. O diagrama pode ser utilizado na tração e na compressão.

Figura 7 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas com ou sem patamar de escoamento.



Fonte: BASTOS, 2015

Resumidamente, foi explicado neste Item que a NBR 6118/2014 no seu item 8.2.10 aborda sobre os diagramas tensão-deformação do concreto, sendo o comportamento à compressão no formato parábola-retângulo e à tração o comportamento bilinear, para o estado limite último e para o aço é utilizado o diagrama simplificado que compreende tanto a tração quanto a compressão. No item que a seguir será abordado sobre os módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson do concreto armado.

3.3.2 Módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poisson

Bastos (2015) frisa que o módulo de elasticidade é um parâmetro numérico relativo à medida da deformação que o concreto sofre sob a ação de tensões, geralmente tensões de compressão. Os concretos com maiores resistências à compressão normalmente deformam-se menos que os concretos de baixa resistência, e por isso tem módulos de elasticidade maiores. A determinação do módulo de elasticidade é de fundamental importância nesse trabalho, pois determinar os deslocamentos é um dos

objetivos, e esses deslocamentos estão diretamente ligados à rigidez das peças de concreto armado.

A NBR 6118/2014 no item 8.2.8 fornece uma tabela com valores arredondados que podem ser utilizados no projeto estrutural, considerando o granito como agregado graúdo, e E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial aos 28 dias, E_{cs} é o módulo de elasticidade secante, obtido pelo produto entre E_{ci} por α_i como pode ser visto na Tabela 3.6.

Tabela 6 - Módulo de elasticidade em função da resistência característica do concreto à compressão, considerando o granito como agregado graúdo.

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 8118:2014.

A NBR 6118:2014 dita que para avaliar o comportamento de um elemento estrutural pode ser adotado o módulo de elasticidade secante, tanto para compressão como para tração.

Foi abordado acima sobre a elasticidade longitudinal, mas quando se aplica uma força surge deformações em duas direções, na direção da força e na direção transversal a ela. A relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal é chamada coeficiente de Poisson (ν), que segundo a NBR 6118 no item 8.2.9, “para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2”.

3.3.3 Redutores de rigidez

Para analisar efeitos de segunda ordem é considerada a aproximação da não linearidade física das seções, isso por que as seções de concreto armado trabalham com inércia fissurada, assim, para uma análise correta, não se pode contar com total contribuição de sua rigidez.

A NBR 6118/2014 no item 15.7.3 dita que para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada

a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

$$\text{-Lajes: } (EI)_{sec} = 0,3E_c I_c \quad (14)$$

$$\begin{aligned} \text{-Vigas: } (EI)_{sec} &= 0,4E_c I_c \text{ para } A_s' \neq A_s \\ (EI)_{sec} &= 0,5E_c I_c \text{ para } A_s' = A_s \end{aligned} \quad (15)$$

$$\text{-Pilares: } (EI)_{sec} = 0,8E_c I_c \quad (16)$$

onde

- I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso as mesas colaborantes.

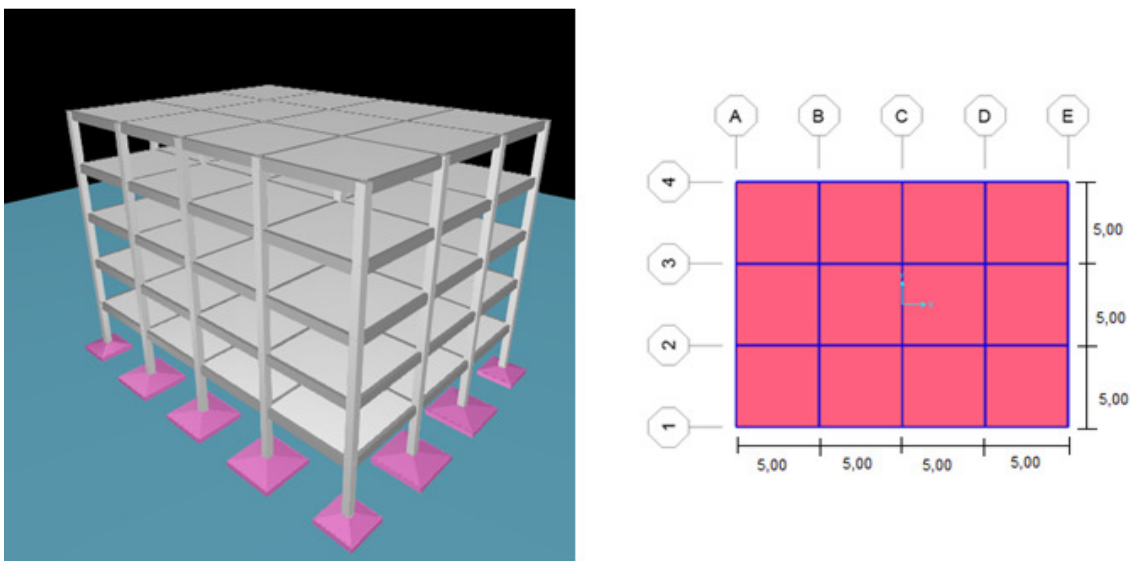
- E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme o Item 3.3.2 da NBR 6118/2014

Analisando as Equações 14 a 16 notamos que as peças que são mais sujeitas a tração, como vigas e lajes possuem maiores redução, pelo fato de o concreto “trabalhar” melhor à compressão, como no caso dos pilares, em que sua redução é apenas de 20%.

4 METODOLOGIA

Para se cumprir os objetivos propostos no presente trabalho foi realizada a modelagem de um edifício de 5 pavimentos, sendo o pé esquerdo do prédio de 3,00m, totalizando 15,00m de alturas e suas dimensões em planta de 15x20m. O edifício está mostrado na Figura 8.

Figura 8 - Visualização em 3D e em planta do edifício em estudo.



Fonte: Próprio Autor

O Fluxograma que ilustra o processo da metodologia deste trabalho se encontra na Figura 9.

Figura 9 - Fluxograma da metodologia adotada no trabalho.

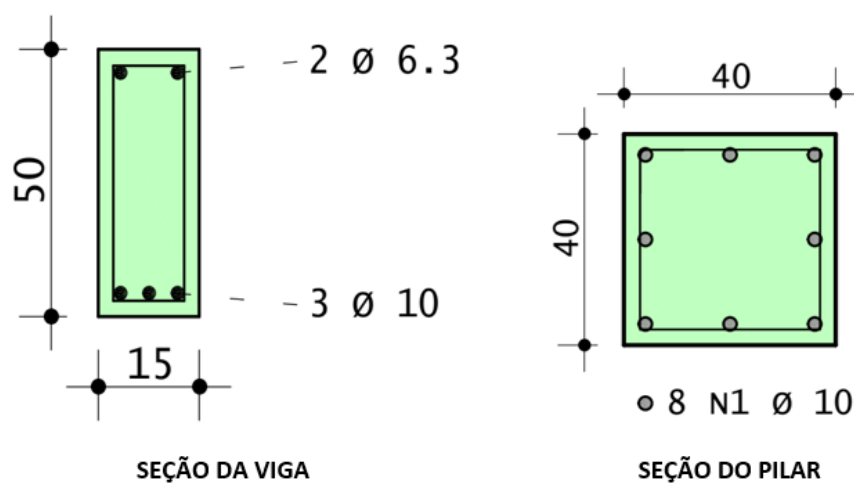


Fonte: Próprio autor

Inicialmente o edifício foi modelado no software CAD/TQS 21, que é um software para o cálculo estrutural de concreto armado, concreto protendido, alvenaria estrutural e estruturas pré-moldadas e foi utilizada sua versão estudantil, que tem disponibilidade gratuita durante 6 meses. O lançamento foi feito no CAD/TQS para que o mesmo dimensionasse as armaduras das seções de vigas e pilares, que foram necessárias para considerar a rigidez completa dos pórticos de concreto armado que formam o edifício.

O edifício possui simetria nas duas direções e os pórticos são formados por vigas de 15x50cm e pilares de 40x40cm, as lajes são maciças e com espessura de 15cm, mas como veremos adiante não é de importância na análise, pois será considerada como diafragma rígido. As seções das vigas e pilares dimensionados no TQS estão na Figura 10. Valendo salientar que as peças foram dimensionadas de acordo com a NBR 6118/2014.

Figura 10 - Seção da viga e do pilar do edifício, dimensionadas pelo TQS.



Fonte: CAD/TQS

4.1 CONSIDERAÇÕES ESTRUTURAIS

Na modelagem estrutural não foram levados em conta sistemas elétricos, hidráulicos, de combate a incêndio, a as consequentes interferências desses sistemas, bem como não foram modelados reservatórios, escadas e caixa de elevadores.

As lajes foram modeladas como diafragma rígido, para a análise da estrutura, assim como indica a NBR 15421/2006, onde é dito que a consideração de diafragmas rígidos é válida para relações de vão e profundidade da estrutura menor que 3, como é o caso do edifício em estudo. Diafragma rígido, segundo Peña et al., (2012), são estruturas horizontais planas, tridimensionais, onde uma das funções principais é transferir as forças atuantes em diferentes pontos da estrutura. Como principal consequência, os nós de vigas e pilares situados no mesmo plano da laje, se deslocando horizontalmente de forma idêntica permitindo um trabalho conjunto quando submetidos forças horizontais.

4.2 FERRAMENTA PARA A ANÁLISE

Neste trabalho foi utilizado o programa SAP2000, da empresa Computer and Structure Inc, que é um programa de elementos finitos, com interface gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas.

Para modelar as vigas e pilares foi escolhido o elemento tipo barra. Esse elemento possui dois nós com seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações nos eixos x, y e z.

Como o SAP2000 não possui os parâmetros da norma brasileira de concreto armado, a NBR 6118/2014, foi necessário a inserção de alguns parâmetros, como já foi frisado no Item 3.3 do trabalho. Para o concreto e o aço, de acordo com os parâmetros expostos nos capítulos anteriores, temos:

Resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) de 25 MPa;

Resistência característica do aço à tração (f_{ck}) de 500 MPa;

Peso específico do concreto armado de $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;

Módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}) de 24.000 MPa;

Módulo de elasticidade do aço (E_s) de 210.000 MPa;

As Figuras 11 e 12 mostram como foi configurado no software os parâmetros de Elasticidade, coeficiente de Poisson, resistência característica e diagrama tensão-deformação do concreto armado no SAP2000

Figura 11- Inserção dos parâmetros do concreto no SAP2000.

Material Property Data

Material Name: CONCRETO C25

Material Type: Concrete

Symmetry Type: Isotropic

Modulus of Elasticity: E = 24000000

Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 25, Mass per Unit Volume = 2,4028

Units: KN, m, C

Poisson: U = 0,2

Coeff of Thermal Expansion: A = 9,900E-06

Shear Modulus: G = 10000000

Other Properties for Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f_c = 25000, Expected Concrete Compressive Strength = 25000, Lightweight Concrete

Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties..., Thermal Properties...

OK Cancel

Fonte: Próprio autor

Figura 12 - Diagrama de tensão-deformação do concreto no SAP2000.

Material Property Data

Material Name: CONCRETO C25

Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters: Friction Angle = 0, Dilatational Angle = 0

Units: KN, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options: Parametric, User Defined

User Stress-Strain Curve Data: Number of Points in Stress-Strain Curve = 9

	Strain	Stress	Point ID
1	-3,828E-03	-15177,5	
2	-2,188E-03	-15177,5	
3	-1,641E-03	-14229,2	
4	-1,094E-03	-11383,36	
5	-5,469E-04	-6640,29	
6	-1,094E-04	-1479,836	
7	0,	0,	
8	1,131E-04	3232,5	
9	1,641E-04	3591,25	

Order Rows Show Plot...

Fonte: Próprio autor

Para o aço da armadura passiva, seguindo o Item 3.3.1, foi inserido valores de tensão e as respectivas deformações para a montagem do diagrama no SAP2000, como é visto na Figura 13.

Figura 13 - Inserção do diagrama tensão-deformação no SAP2000.

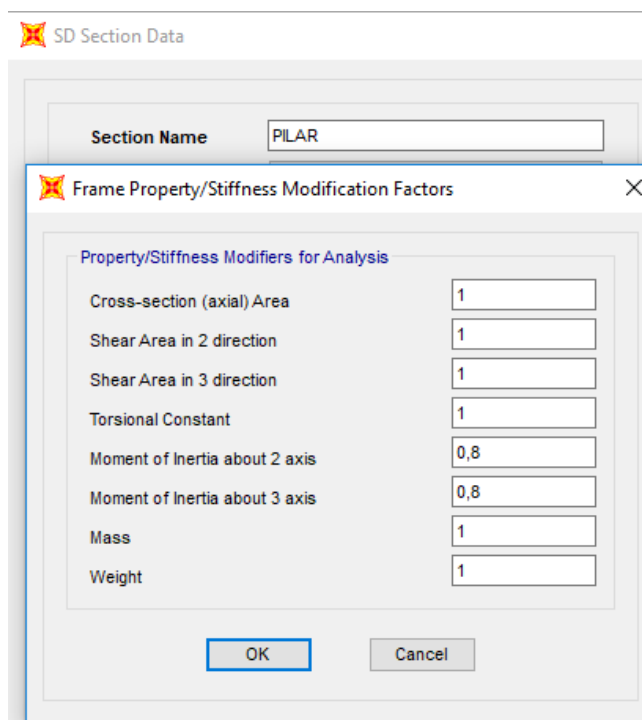
The screenshot shows the 'Nonlinear Material Data' dialog box in SAP2000. The material name is 'AÇO CA-50' and the material type is 'Rebar'. The hysteresis type is set to 'Kinematic'. The stress-strain curve is defined as 'User Defined'. The number of points in the stress-strain curve is 5. The table below shows the data points:

	Strain	Stress	Point ID
1	-0,01	-434780,	
2	-2,070E-03	-434780,	
3	0,	0,	A
4	2,070E-03	434780,	
5	0,01	434780,	

The plot shows a bilinear stress-strain curve with a yield plateau at a stress of 434780 and a strain of 0. The curve is symmetric about the origin. The plot is titled 'Show Plot...' and has an 'Order Rows' button.

Fonte: Próprio autor

De acordo com o Item 3.3.3, devemos empregar redutores de rigidez para considerar a inércia fissurada do concreto. A Figura 14 mostra a inserção do redutor de rigidez para os pilares, que de acordo com o Item 3.3.3 é de 20%. O mesmo foi feito para as vigas, usando o seu respectivo redutor de rigidez, já para as lajes não foi utilizado, pelo fato da mesma ter sido modelada como diafragma rígido.

Figura 14 - Inserção dos redutores de rigidez para os pilares.

Fonte: Próprio autor

4.3 MODELO PARA ANÁLISE SÍSMICA E VARIAÇÕES

O edifício padrão foi modelado situado, hipoteticamente, na Zona 4, que de acordo com a Figura 2, terrenos situados nessa zona tem aceleração horizontal característica (a_g) de 0,15g. O modelo padrão é o edifício situado sob Rocha Sã, o que a NBR 15421/2006 classifica como Classe A (Tabela 2), e se fez variar essas classes de terrenos para quantificar o efeito causado na análise, pois sabemos que a correta definição do solo é de fundamental importância em um projeto de edifício. E para cada modelo foi feita uma análise pelo Método da Força Horizontal Equivalente (FHE) e a Análise Sísmica pelo Método Espectral, para avaliar esforço horizontal em cada pavimento e na base, bem como os deslocamentos.

5 ANÁLISES E RESULTADOS

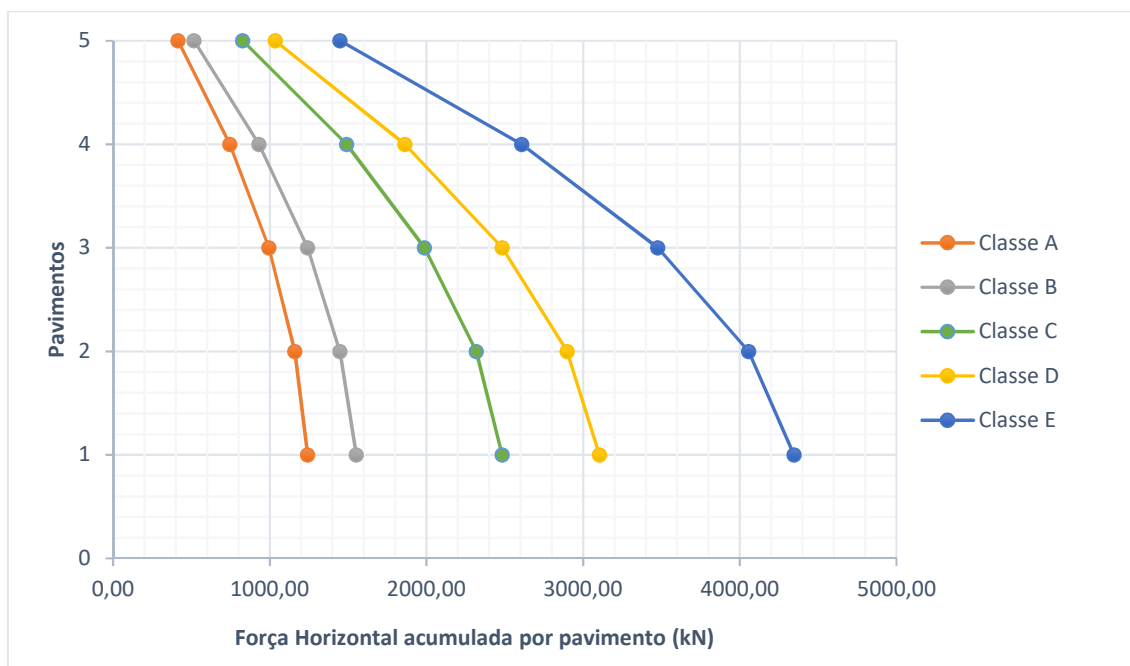
As simulações numéricas foram feitas em duas etapas. Inicialmente foi utilizado o método da Força Horizontal Equivalente (FHE) para avaliar os esforços horizontais em cada pavimento, bem como na base. Na segunda etapa foi utilizado o método de Análise Espectral, para avaliar o esforço horizontal na base, comparando-o com a etapa anterior e avaliar os deslocamentos relativos e absolutos.

5.1 FORÇA ESTÁTICA EQUIVALENTE

De acordo com a NBR 15421/2006, para estruturas situadas na Zona 4 (Categoria C), a aceleração sísmica de projeto depende do tipo de solo de onde será construído o edifício e a classificação do solo, de acordo com a norma, foi mostrada na Tabela 2. O tipo de solo está diretamente ligado aos fatores de ampliação sísmica, C_a e C_v (Tabela 4), diante disso quanto mais rígido for o solo, menores são os fatores de ampliação, e conseqüentemente menor será o valor do coeficiente C_s , e, menor será o valor das forças estáticas equivalentes às forças sísmicas, como é mostrado nas Equações 8 e 9.

No gráfico da Figura 15 são apresentados os resultados da análise das forças acumuladas em cada pavimento do edifício, variando o tipo de solo. As forças acumuladas foram calculadas de acordo com as Equações 11 e 12.

Figura 15 - Força aplicada para cada classe de Terreno para $a_g = 0,15g$.



Fonte: Próprio autor

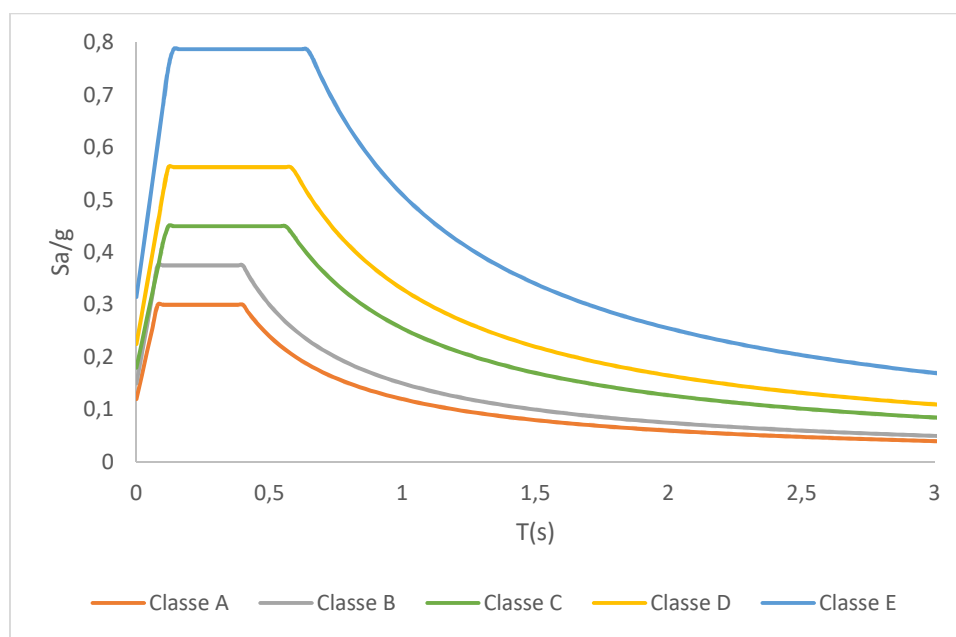
Cada curva do gráfico da Figura 15 representa um tipo de solo, como classifica a Tabela 2, desde o terreno mais mole (terreno classe E – Solo mole) até o mais rígido (terreno classe A – Rocha sã). Os valores que permaneceram constante para o cálculo da Força Horizontal acumulada por pavimento foram a aceleração sísmica de $a_g = 0,15g$, o tipo de sistema sismo-resistente de pórtico de concreto com detalhamento usual ($R = 3$), e fator de utilização ($I = 1$).

Assim como também foi observado por Parisseti (2011), as curvas A e B (solos mais resistentes) são relativamente próximas, mas, diminuindo-se a resistência do solo (tipo C, D, E), as curvas ficam mais distantes.

5.2 ANÁLISE ESPECTRAL

Considerando a norma Brasileira e aplicando a método descrito no Item 3.1.4, temos ilustrado na Figura 16 os espectros de resposta resultante para cada classe de terreno.

Figura 16 - Espectros de resposta para $a_g = 0,15g$.



Fonte: ABNT NBR 15421:2006

Segundo a NBR 15421:2006, o espectro de resposta para acelerações horizontais corresponde à resposta elástica máxima de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%.

No SAP2000 é possível fazer uma análise espectral introduzindo o espectro de projeto e a taxa de amortecimento, mas é necessário definir o número de modos de vibração. Segundo Chopra (1995), devem se considerar três modos de vibração por pavimento da estrutura, portanto, utilizou-se 15 modos de vibração.

Na análise espectral, devem ser considerados todos os modos de vibração que tenham contribuição significativa na resposta da estrutura. A NBR 15421/2006 dita que o número de modos usado para o cálculo da resposta seja suficiente para capturar pelo menos 90% da massa total em cada direção ortogonal considerada na análise. No presente trabalho, os primeiros 5 modos de vibração foram suficientes para capturar mais de 90% da massa total. Os resultados são mostrados na Tabela 17.

Tabela 7 - Número de modos, Período correspondente e fator de participação modal.

Número modos	T(s)	Γ_X (%)	Γ_Y (%)
1	1,221	0,00	82,87
2	1,212	82,95	82,87
3	1,169	82,95	82,87
4	0,387	82,95	93,35
5	0,384	93,38	93,35

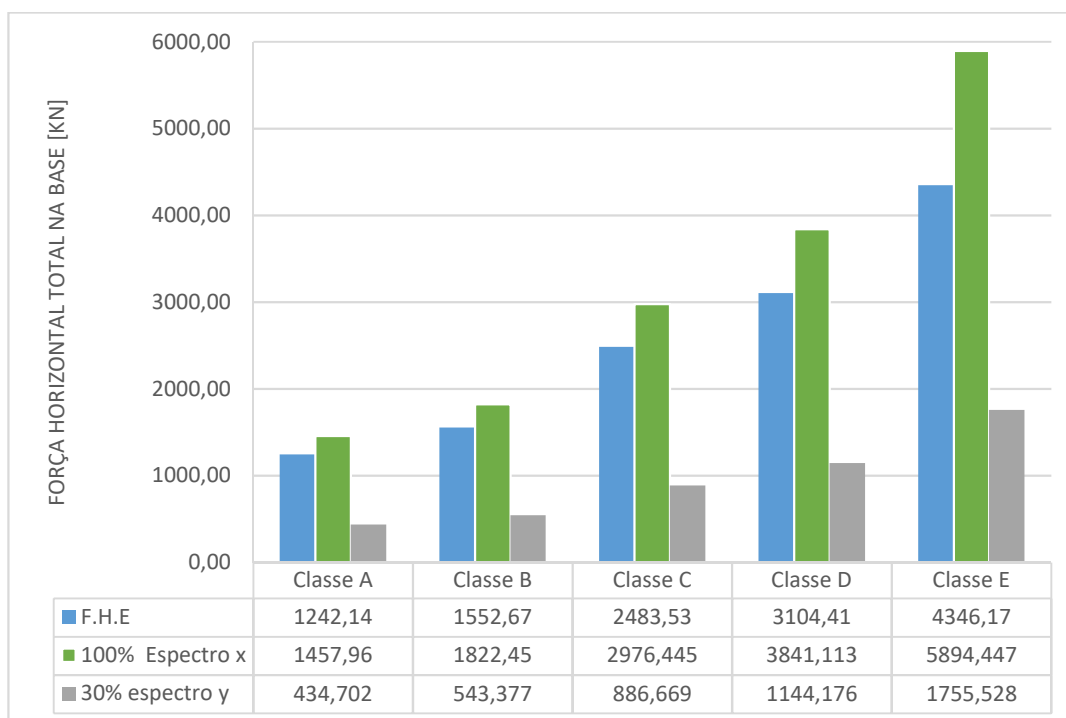
Fonte: SAP2000

A Tabela 7 mostra os números de modos usados na análise espectral, sendo que a partir do quinto modo é que foi capturado mais de 90% da massa nas duas direções, sendo assim, utilizar mais que os 5 modos seria apenas gasto computacional, pois o período da estrutura se tornará praticamente constante após os 90% de participação nas duas direções ortogonais.

O espectro de projeto deve ser aplicado em cada uma das direções ortogonais dos modelos, para uma combinação de 100% das cargas horizontais aplicadas em uma das direções e 30% das cargas aplicadas na direção perpendicular a esta. Foi utilizado o método CQC - Combinação Quadrática Completa-, que usa técnica de combinação modal para calcular a resposta máxima. O método CQC é disponibilizado no SAP2000 para a combinação do carregamento bidirecional.

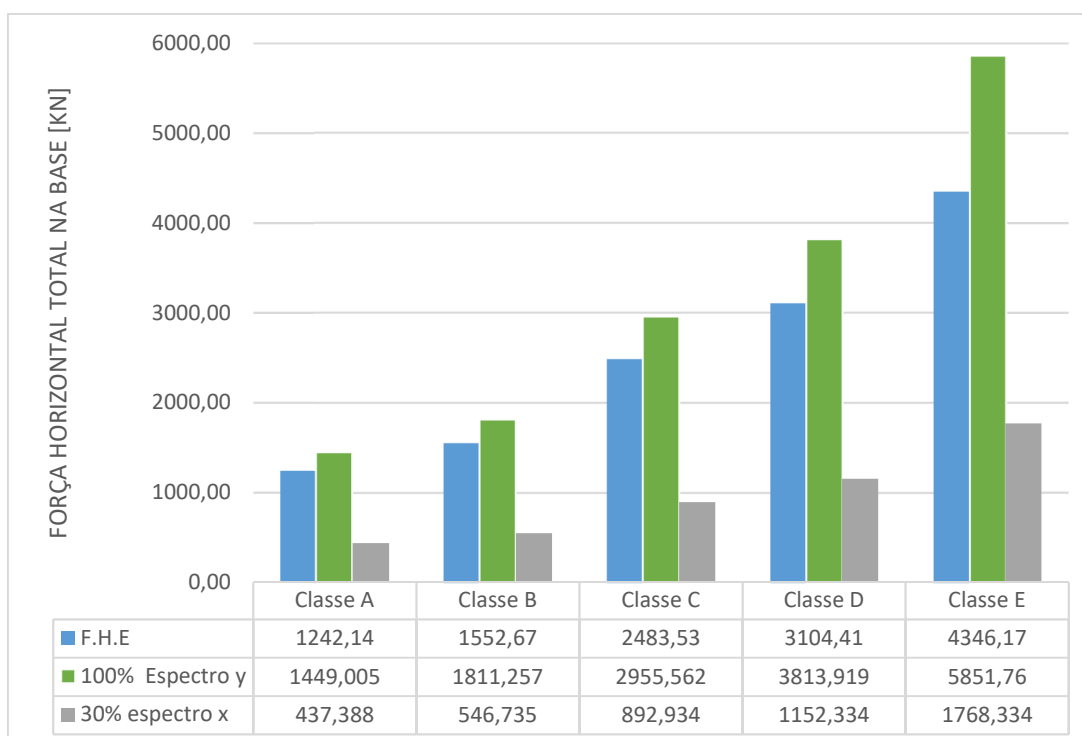
O resultado para os dois métodos (Etapa 1 e Etapa 2) são apresentados nas Figuras 17 e 18, onde é ilustrada a Força Horizontal nas direções X e Y para cada classe de terreno, conforme a Tabela 2.

Figura 17 - Força Horizontal na Base produzidas pela aplicação dos métodos na direção X.



Fonte: Próprio Autor

Figura 18 - Força Horizontal na Base produzidas pela aplicação dos métodos na direção Y.



Fonte: Próprio Autor

Para dar sequência no cálculo dos deslocamentos relativos usando as cargas encontradas pelo método da Análise Espectral, que é facilitado pelo uso do SAP2000, essas Forças não devem ser menores que 85% do valor da força calculada pelo método da Força Horizontal Equivalente. No gráfico da Figura 17 podemos ver como exemplo nos terrenos de Classe A, onde pelo método FHE apresentou uma força na base na direção ortogonal X de 1242,14 kN; já no caso da análise espectral, a força na base para o mesmo terreno e na mesma direção foi de 1457,96 kN, sendo maior que 85% da força obtida pelo FHE. Em todos os casos a condição foi satisfeita, sendo assim, o padrão de carga adotado na análise de deslocamentos foi do método da Análise Espectral.

Foram calculados no SAP2000, usando as forças horizontais obtidas através da análise espectral, os deslocamentos máximos no topo do edifício para cada classe de terreno, os resultados obtidos estão na Tabela 8.

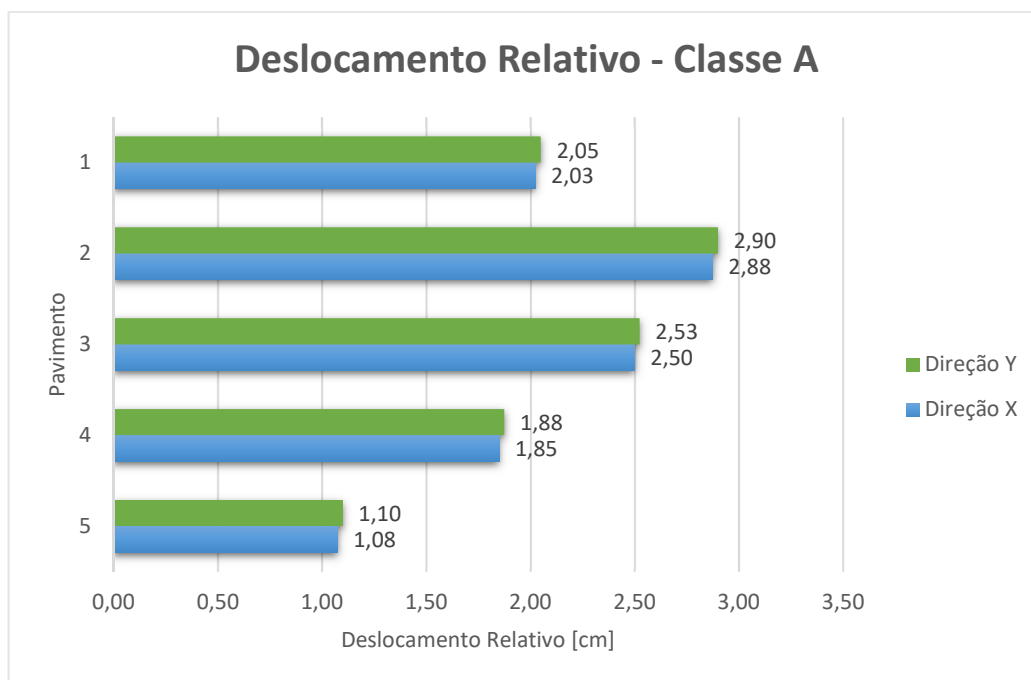
Tabela 8 - Deslocamentos máximos no topo do edifício para cada classe de terreno.

Classe	δx (cm)	δy (cm)
A	4,13	4,18
B	5,17	5,23
C	8,77	8,87
D	11,35	11,48
E	17,54	17,74

Fonte: SAP2000

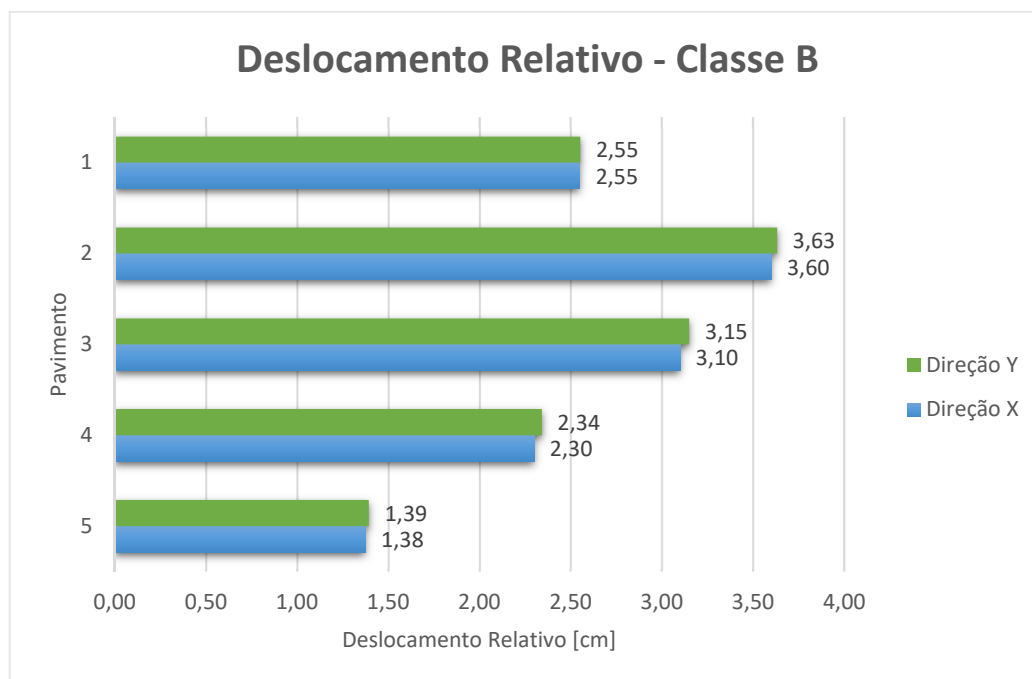
Mensurados os deslocamentos em cada piso, foram calculados os deslocamentos relativos, de acordo com o Item 3.1.6 comparando com o deslocamento limite da norma, que para edificações de Categoria de utilização I é de 2% da altura entre pisos, logo, nesse trabalho o limite é de 6 cm, pois o pé direito é de 3,00 m. Os resultados dos deslocamentos relativos entre pavimentos encontram-se nas Figuras 19 a 23.

Figura 19 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe A.



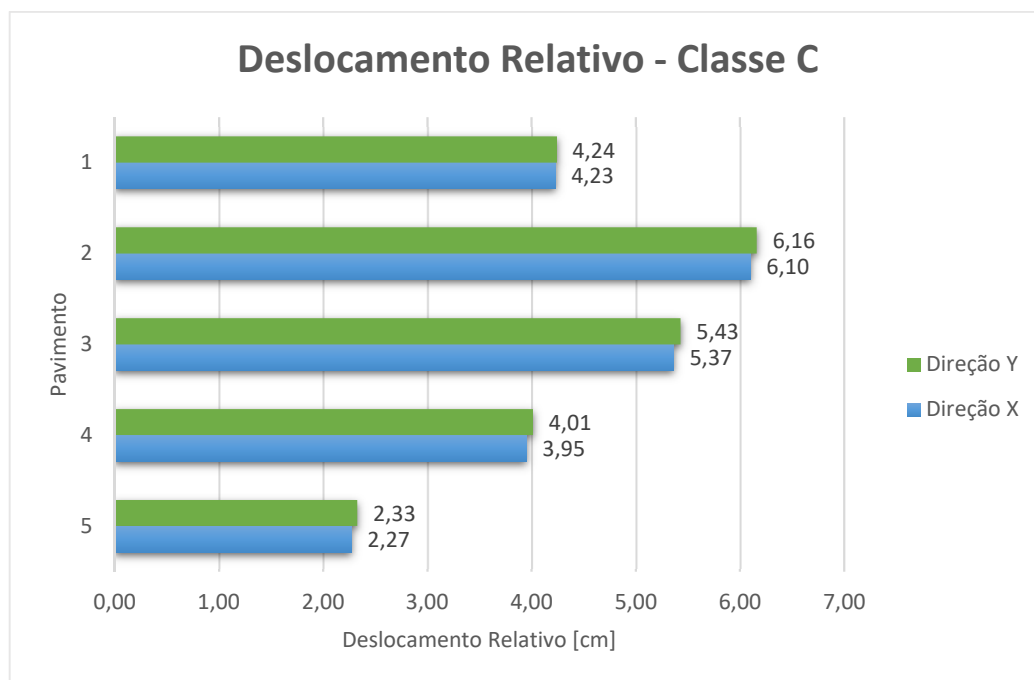
Fonte: Próprio Autor

Figura 20 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe B.



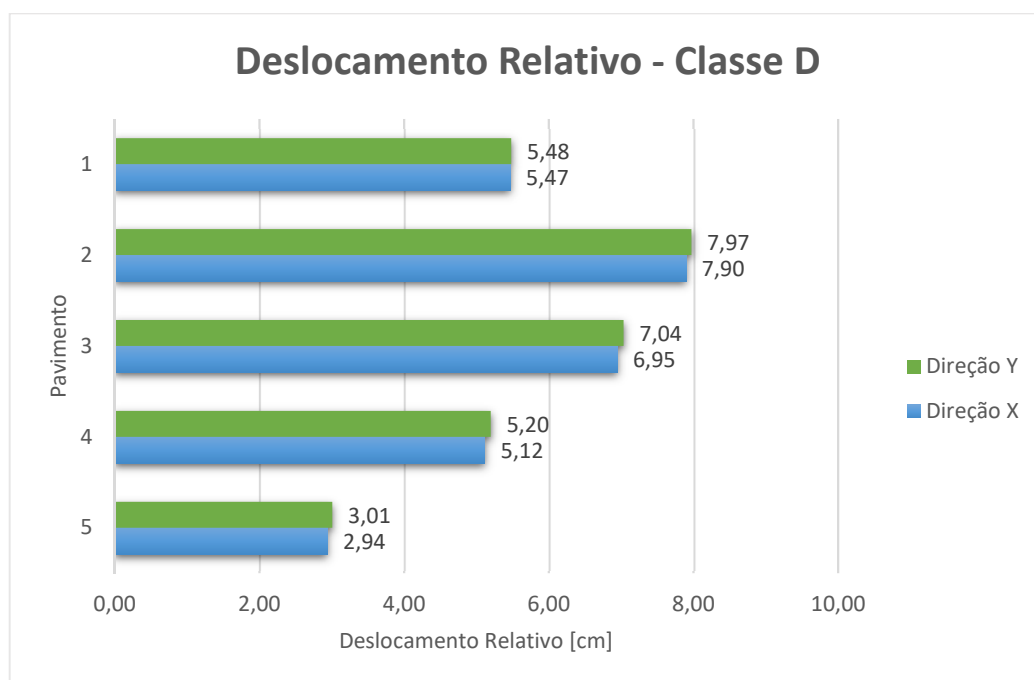
Fonte: Próprio Autor

Figura 21 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe C.

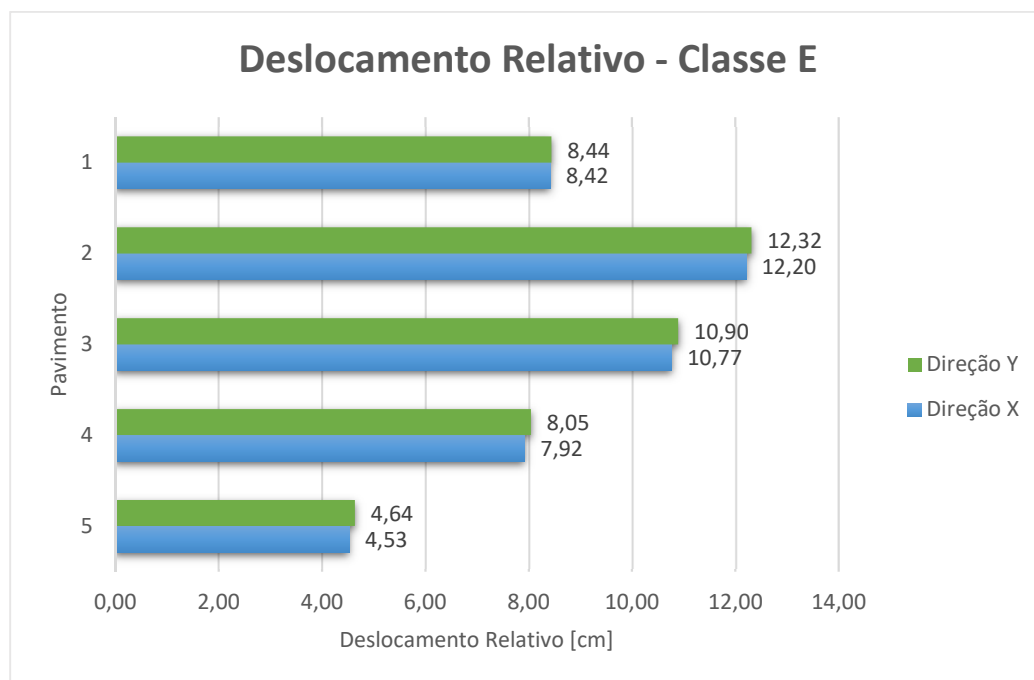


Fonte: Próprio Autor

Figura 22 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe D.



Fonte: Próprio Autor

Figura 23 - Deslocamentos relativos nas direções X e Y para terreno Classe E.

Próprio Autor

Analisando os gráficos das Figuras 19 a 23, verificamos que para terrenos da classe A e B os deslocamentos relativos estão dentro do limite da norma, que é de 6 cm, chegando no máximo a 3,63 cm na direção Y e 3,60 cm na direção X; enquanto para dos terrenos de classe C, D e E os deslocamentos passaram do limite, sendo assim, uma solução seria o aumento de rigidez nos pórtico. Para os deslocamentos do topo a norma não define limites, mas deve-se verificar os efeitos de segunda ordem causados por tais deslocamentos e o quão os esforços adicionais afetam o estado limite último, o que fica também como sugestão para trabalhos futuros.

Os deslocamentos da estrutura nos fornecem uma noção da rigidez a esforços laterais da estrutura. Os deslocamentos na direção Y foram um pouco maiores que na direção X, isso ocorre pelo fato de existirem maior inércia na direção X do que na direção Y, ajudando assim a dissipar a energia gerada pelas forças causadas pelo sismo.

6 CONCLUSÃO

Analisar os esforços e a rigidez dos elementos constituintes de um edifício é umas das etapas mais importante no projeto do mesmo. Os esforços em uma edificação podem ser de diversas naturezas, e se houver a probabilidade de ocorrer, deve ser considerado, não é diferente para os esforços causados por um terremoto. Diante do fato de terem ocorridos alguns terremotos de magnitude considerável, a partir do ano de 2006 foi introduzida a NBR 15421/2006, que é uma documentação legal que dita a consideração ou não de efeitos sísmicos nas diversas zona de territórios brasileiros, o que mostrou um grande avanço, tendo em vista que não estamos livres de tal fenômeno.

No estudo realizado foi mostrado a influência direta do parâmetro da NBR 15421/2006 Tipo de Solo nas forças horizontais causadas pelo sismo, isso porque quanto mais rígido o solo, maior sua resistência a tal esforço.

Foi feita uma comparação entre dois métodos que a NBR 15421/2006 propõe, o método das Forças Horizontais Equivalente (FHE) e o método da Análise Espectral, sendo que o primeiro se mostrou mais conservador em relação aos esforços laterais para todos os tipos de solo. Os deslocamentos foram analisados usando os esforços do método da Análise Espectral, mostrando a proporcionalidade da rigidez do solo e os deslocamentos absolutos e relativos, sendo necessário um aumento na rigidez dos pórticos para que tais deslocamentos fiquem dentro do limite estabelecido pela norma, o que fica como sugestão para trabalhos futuro. Uma outra sugestão é a verificação do Estado Limite último das fundações devido o acréscimo de esforço cortante extraído da análise sísmica.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 6118: **Projeto e Execução de obras de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT NBR 15421: **Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

BASTOS, P.S.S. **Estruturas De Concreto Armado**. Disciplina 2117 – Estruturas de Concreto I. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), abr/2014, 25p. Acesso em: http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm.

BRASIL, R. M. L. R. F., DA SILVA, M. A., **Introdução à dinâmica das estruturas para a Engenharia Civil**. Editora Edgard Blucher Ltda., São Paulo, São Paulo, Brasil, 2013.

CHOPRA, A.K. **Dynamics of Structure, Vol. 1**. Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, U.S.A, 1995.

DE CARVALHO, C. V., **Análise Sísmica De Um Edifício Considerando Efeitos De Interação Solo – Estrutura**. Projeto de graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

MIRANDA P. S. T. **Avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Ceará, Brasil, 2012

PARISENTI, R. **Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR-15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, 2011.

PEÑA, L. A. P., **Análise dos Efeitos Provocados Por Abalos Sísmicos em Estruturas Irregulares**. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Distrito Federal, Brasil, 2012.

PEÑA, L. A. P., DE CARVALHO, G. N. D. **Estudo da influência da configuração estrutural na resposta sísmica de uma estrutura de concreto armado**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Vol. 8, No. 6, p. 800-826, Brasil, 2015.