

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS SISMO
RESISTENTES COLOMBIANA E CHILENA PARA PÓRTICOS DE
CONCRETO ARMADO**

DIEGO ARMANDO MORENO ROSERO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS SISMO
RESISTENTES COLOMBIANA E CHILENA PARA PÓRTICOS DE
CONCRETO ARMADO**

DIEGO ARMANDO MORENO ROSERO

ORIENTADORA: GRACIELA NORA DOZ DE CARVALHO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM-09A/19

BRASÍLIA/DF: MARÇO 2019

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS SISMO
RESISTENTES COLOMBIANA E CHILENA PARA PÓRTICOS DE
CONCRETO ARMADO**

DIEGO ARMANDO MORENO ROSERO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL.**

APROVADA POR:

**Prof^a. Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing. (UnB)
(Orientadora)**

**Prof. Luis Alejandro Pérez Peña, Dr. Ing. (FAU/UnB)
(Examinador Externo)**

**Prof. José Luis Vital de Brito Dr. Ing. (UnB)
(Examinador Interno)**

BRASÍLIA/DF, Março 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

MORENO ROSERO, DIEGO ARMANDO

Estudo comparativo entre as normas sismo resistentes colombiana e chilena para pórticos de concreto armado [Distrito Federal] 2019.

XVIII,94 p, 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2019)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|-----------------------------|-----------------------|
| 1. Normas sismo resistentes | 3. Estudo comparativo |
| 2. Análise sísmica | 4. Projeto sísmico. |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MORENO R., D. A. (2019). Estudo comparativo entre as normas sismo resistentes colombiana e chilena para pórticos de concreto armado. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação 09A/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasil, DF, 142p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Diego Armando Moreno Rosero.

TÍTULO: estudo comparativo entre as normas sismo resistentes colombiana e chilena para pórticos de concreto armado.

GRAU: Mestre

ANO: 2019

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Diego Armando Moreno Rosero
UnB - Colina Bloco K, Apartamento 105, Asa Norte UnB.
CEP 70910900 Brasília/DF, Brasil.
E-mail: diegoamr2009@hotmail.com

*“Querido Deus, graças te dou por me ouvir,
me guardar e por fazer de tudo para me ver sorrir”.*

*Dedico esta conquista aos meus pais, Maria Eugenia
e Armando. Por todo seu amor incondicional,
apoio, exemplo e compreensão.
Amo vocês.*

AGRADECIMENTOS

Agradecido com Deus, busquei-lo e encontrei-lo, e a vida por esta oportunidade tão maravilhosa que tem transformado minha visão do ver o mundo. Gratidão infinita.

Aos meus pais, Maria Eugenia e Armando, por todos os ensinamentos e a motivação constante para alcançar meus sonhos e anelos.

Às minhas irmãs, Ginna, Yesenia e Katherine, pelos incentivos diários que me fortaleceram e me fizeram superar esses dois anos árduos de mestrado.

Aos meus sobrinhos, Isabela e Juan Diego, pelo carinho e as belas mensagens que sempre me enviaram e têm alegrado e tirado sorrisos nos meus dias.

A minha família em geral, por todo o apoio emocional que me forneceram à distância. De maneira especial ao meu primo Bryan por sua grande ajuda, por me incentivar e motivar fazer o mestrado, pelos momentos bons e difíceis compartilhados no Brasil.

À professora Graciela, pela orientação, disposição e conselhos ao desenvolver minha pesquisa. Ao Professor Alejandro por sua ajuda e conhecimento compartilhado.

Aos meus amigos do PECC, Vanessa, Henrique, Iarly, Pedro, Jerfson, Renan, Carlos. A meus amigos em geral e em especial a Cristiele por todo seu carinho e momentos especiais de amizade e aprendizado.

À Universidade de Brasília e ao programa PECC pela oportunidade.

Todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação.

Obrigado gente!

RESUMO

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS SISMO RESISTENTES COLOMBIANA E CHILENA PARA PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO.

Autor: Diego Armando Moreno Rosero.

Orientadora: Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil.

Brasília, março de 2019.

Uma das regiões do planeta que mais registra atividade sísmica é a região chilena. Esta zona faz parte do anel de fogo no qual se concentra 80% da sismicidade mundial, apresentando sismos frequentes de alta intensidade. Devido a ocorrência de grandes movimentos sísmicos, o Chile em geral, por meio de sua norma NCH433-12 (INN, 2012) e seus exigentes requisitos de projeto sísmico mostra-se preparado para um eventual terremoto de intensidade excepcional. Sua norma tem sido testada através de sismos de grande magnitude ocorridos nos últimos anos. Assim, pode se afirmar que a norma sísmica chilena constitui um excelente ponto de referência para realizar análise de comparação com outras normas. Deste modo, este trabalho tem como objetivo fazer uma revisão da norma sismo resistente colombiana, NSR-10 (AIS, 2010), utilizando a norma chilena NCH433-12 (INN, 2012) como referência de comparação quanto os requisitos de projeto e análise sísmica de pórticos de concreto armado. São analisadas a abrangência, os fatores e os parâmetros que cada norma propõe com o intuito de apresentar a influência da não consideração de alguns deles na análise estrutural. O estudo é realizado de forma numérica, utilizando-se um prédio de oito pavimentos com sistema estrutural de pórticos de concreto armado. As simulações foram feitas no *software* CSI ETABS® 2016. Os resultados evidenciaram que a norma colombiana resulta mais conservadora em relação à norma chilena.

Palavras-chave: Análise sísmica, Normas sismo resistentes, Estudo comparativo, Análise estrutural.

ABSTRACT

One of the regions of the planet that most records seismic activity is the Chilean region. This zone is part of the ring of fire in which 80% of world seismicity is concentrated, presenting frequent earthquakes of high intensity. Due to the occurrence of large seismic movements, Chile in general, through its norm NCH433-12 (INN, 2012) and its demanding seismic design requirements, shows itself prepared for an exceptional earthquake of exceptional intensity. Its standard has been proven through earthquakes of great magnitude occurred in recent years. Thus, it can be affirmed that the Chilean seismic standard is one of the most advanced and constitutes an excellent point of reference to carry out analyzes of comparison with other norms. Thus, this work has the objective of reviewing the Colombian resistant earthquake code, NSR-10 (AIS, 2010), using the Chilean code NCH433-12 (INN, 2012) in order to compare the design requirements and seismic analysis for structural frames of reinforced concrete. The scope, factors and parameters that each code proposes are analyzed in order to present the influence of not considering some of them in the structural analysis. The study is carried out numerically, using an eight-story building and a structural system of reinforced concrete frame. Simulations are done on *CSI ETABS® 2016 software*. The results showed that the Colombian code is more conservative in relation to the Chilean code.

Keywords: Seismic analysisi, Earthquakes resistant standard, Comparative study, Structural analysis.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Justificativa	2
1.2	Objetivos	3
1.2.1	Gerais	3
1.2.2	Específicos	3
1.3	Metodologia	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	Conceitos teóricos fundamentais	4
2.1.1	Sismicidade	4
2.1.2	Placas tectônicas	4
2.1.3	Sismos	7
2.1.4	Ondas sísmicas	8
2.1.5	Magnitude	9
2.1.6	Intensidade	10
2.1.7	Análise sísmica	11
2.1.8	Regularidade e irregularidade	14
2.1.9	Período	15
2.2	Estudos prévios	16
3	NORMAS ANALISADAS	21
3.1	“Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-2010”	21
3.1.1	História sísmica Colombiana.	21
3.1.2	Normas sismo resistentes anteriores	22
3.2	Norma chilena oficial - Diseño sísmico de edificios NCH433.Of1996 (2012)	24
3.2.1	História sísmica e normas anteriores no Chile	25
		25
3.2.2	Normas sismo resistentes anteriores.	26
4	ESTUDO COMPARATIVO	27
4.1	Sistema estrutural	27
4.1.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)	27

4.1.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012)	28
4.2	Zona sísmica – Aceleração espectral.	29
4.2.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)	29
4.2.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012)	32
4.3	Tipo de solo	33
4.3.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)	33
4.3.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012)	36
4.4	Coefficiente de importância de edificação – Uso da edificação	36
4.4.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)	36
4.4.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).	37
4.5	Irregularidades da estrutura	38
4.5.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)	38
4.5.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).	49
4.6	Limites de deslocamentos.	50
4.6.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010).	50
4.6.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).	51
4.7	Cortante sísmica na base	51
4.7.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)	51
4.7.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).	54
4.8	Método de análise.	56
4.8.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010).	56
4.8.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).	59
4.9	Combinações de ações	62
4.9.1	Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010).	63
4.9.2	Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).	64
5	ANÁLISE NUMÉRICA	67
5.1	Descrição do modelo numérico	67
5.1.1	Sistema estrutural	67
5.1.2	Resistência do concreto	70
5.1.3	Zona sísmica	70
5.1.4	Tipo de solo	71
5.1.5	Cargas	71
5.1.6	Uso ou ocupação da estrutura	71

5.2	Ferramenta computacional CSI ETABS® 2016	71
5.3	Análise numérica da estrutura	73
5.3.1	Dados sísmicos considerados	77
5.3.2	Resultados	83
5.3.3	Redimensionamento da estrutura	89
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	110
6.1	Conclusões	110
6.2	Sugestões	112
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	113
8	ANEXOS	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - História dos maiores sismos na colômbia (Adaptação de SGC).....	23
Tabela 3.2 - História dos maiores sismos no Chile (Adaptação de CSN).....	25
Tabela 4.1 - Sistema estrutural de pórticos resistentes a momentos NSR-10 (AIS, 2010).....	28
Tabela 4.2 - Sistema estrutural de pórticos norma NCH433-12 (INN, 2012).....	29
Tabela 4.3 - Zona de ameaças sísmicas Norma NSR-10 (AIS, 2010)	32
Tabela 4.4 - Zona sísmica Norma NCH433-12 (INN, 2012).....	32
Tabela 4.5 - Coeficiente de amplificação F_a Norma NSR-10 (AIS, 2010)	34
Tabela 4.6 - Coeficiente amplificação F_v Norma NSR-10 (AIS, 2010).....	34
Tabela 4.7 - Tipos de solo Norma NSR-10 (AIS, 2010).....	35
Tabela 4.8 - Tipo de solo Norma NCH433-12 (INN, 2012)	36
Tabela 4.9 - Coeficiente de importância norma NSR-10 (AIS, 2010).....	37
Tabela 4.10 - Coeficiente de importância Norma NCH433-12 (INN, 2012).....	38
Tabela 4.11 - Resumo das irregularidades em planta norma NSR-10 (AIS, 2010) ...	42
Tabela 4.12 - Resumo dos coeficientes das irregularidades em altura, segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010).....	47
Tabela 4.13 - Deslocamentos máximos relativos da norma NSR-10 (AIS, 2010).....	50
Tabela 4.14 - Deslocamento máximo relativo da norma NCH433-12 (INN, 2012)..	51
Tabela 4.15 - Parâmetros segundo o tipo de solo, norma NCH433-12 (INN, 2012).55	
Tabela 4.16 - Combinações de carga NSR-10 (AIS, 2010).	63
Tabela 4.17 - Combinações de carga NCH433-12 (INN, 2012).....	64
Tabela 4.18 – Combinações de ações sísmicas adotadas das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).	65
Tabela 4.19 – Combinações de ações sísmicas adotadas das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).	65
Tabela 5.1 – Dimensões da estrutura e do retrocesso nas extremidades.....	75
Tabela 5.2 - Dimensões das seções transversais dos elementos.....	76
Tabela 5.3. Dados para a obtenção do espectro elástico da norma NSR-10 (AIS, 2010).....	77
Tabela 5.4 - Dados para a obtenção do espectro elástico da norma NCH433-12 (INN, 2012).....	78

Tabela 5.5 - Dados para obtenção do espectro inelástico da estrutura regular com a norma NSR-10 (AIS, 2010).....	79
Tabela 5.6 – Dados para obtenção do espectro inelástico da estrutura regular com a norma NCH433-12 (INN, 2012).	79
Tabela 5.7 - Dados espectro inelástico para a estrutura irregular aplicando a norma NSR-10 (AIS, 2010).....	81
Tabela 5.8 – Dados espectro inelástico para a estrutura irregular com a norma NCH433-12 (INN, 2012).	81
Tabela 5.9 - Períodos da estrutura regular e acelerações espectrais elásticas	83
Tabela 5.10 - Modos de vibração e participações de massa da estrutura regular.....	84
Tabela 5.11 - Deslocamento relativos em X em função de A_o , NSR-10 (AIS, 2010).	86
Tabela 5.12 - Deslocamento relativos em Y em função de A_o , NSR-10 (AIS, 2010).	87
Tabela 5.13 - Valores ajustados das seções transversais dos elementos estruturais na estrutura regular.....	90
Tabela 5.14 – Períodos fundamentais e acelerações da estrutura regular ajustada.	91
Tabela 5.15 - Períodos da estrutura irregular e acelerações espectrais elásticas.....	91
Tabela 5.16 – Deslocamentos relativos em X e Y. Estrutura regular redimensionada. NSR-10 (AIS, 2010).....	92
Tabela 5.17 – Deslocamentos relativos em X e Y. Estrutura regular redimensionada. NCH433-12 (INN, 2012).	93
Tabela 5.18 - Deslocamentos relativos em X e Y segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura irregular.	93
Tabela 5.19 – Deslocamentos relativos em X e Y segundo a norma NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura irregular.....	94
Tabela 5.20 - Verificação método estático para a NSR-10 (AIS, 2010).	95
Tabela 5.21 - Forças elásticas na base. NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura regular.	95
Tabela 5.22 - Forças inelásticas na base. NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura regular	96
Tabela 5.23 – Compatibilização de forças na base. NSR-10 (AIS, 2010).	96
Tabela 5.24 - Verificação método estático aplicando a NCH433-12 (INN, 2012).	97
Tabela 5.25 - Forças inelásticas na base. NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura regular.	98
Tabela 5.26 - Forças na base NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura irregular.....	99

Tabela 5.27 - Forças na base calculadas com a norma NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura irregular.	99
Tabela 5.28 - Forças na base calculadas com a norma NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura irregular.....	100
Tabela 5.29 – Combinações de ações sísmicas adotadas das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).	101
Tabela 5.30 – Combinações de ações sísmicas usadas neste estudo adotando os critérios das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).	101
Tabela 5.31 – Possíveis combinações de ações sísmicas usadas neste estudo adotando os critérios das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).....	102
Tabela 5.32- Médias de variação em esforços cortantes e momentos fletores em vigas e pilares ao aplicar as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura regular.	106
Tabela 5.33 - Médias de variação em esforços cortantes e momentos fletores para vigas e pilares aplicando os critérios das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura irregular.....	109

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Sismicidade Sul-América (USGS).	6
Figura 2.2- Movimento das placas e geração de sismos (Bazán e Meli, 2001)	8
Figura 2.3 - Tipos de ondas (adaptação de Clough e Penzien, 2003)	9
Figura 2.4 - Sistema de um grau de liberdade com excitação na base (Clough e Penzien, 2003).....	11
Figura 2.5 - Força horizontal equivalente (FHE). (Araque, 2015).....	14
Figura 2.6 - Estrutura rígida com período curto	15
Figura 2.7 - Estrutura flexível com período longo.	15
Figura 4.1 – Sistema estrutural de pórticos. NSR-10 (AIS, 2010).....	27
Figura 4.2 - Mapa das zonas de ameaça sísmica em função de A_a NSR-10 (AIS, 2010).....	30
Figura 4.3 - Mapa das zonas de ameaça sísmica em função de A_v NSR-10 (AIS, 2010).....	31
Figura 4.4 - Mapa da zona sísmica da região central do Chile NCH433-12 (INN, 2012).....	33
Figura 4.5 - Irregularidade torsional NSR-10 (AIS, 2010)	39
Figura 4.6 - Irregularidade retrocesso nas extremidades NSR-10 (AIS, 2010)	40
Figura 4.7 - Irregularidade descontinuidade no diafragma NSR-10 (AIS, 2010)	41
Figura 4.8 - Irregularidade deslocamento do plano NSR-10 (AIS, 2010)	41
Figura 4.9 - Irregularidade sistemas não paralelos NSR-10 (AIS, 2010).....	42
Figura 4.10 - Irregularidade piso flexível NSR-10 (AIS, 2010).	43
Figura 4.11 - Irregularidade distribuição de massa NSR-10 (AIS, 2010).....	45
Figura 4.12 - Irregularidade por geometria NSR-10 (AIS, 2010).....	45
Figura 4.13 - Irregularidade deslocamento dentro do plano NSR-10 (AIS, 2010)	46
Figura 4.14 - Irregularidade pavimento débil NSR-10 (AIS, 2010)	46
Figura 4.15 - a) Pórtico sem redundância. b) Pórtico com redundância.	48
Figura 4.16 - Espectro de projeto da norma NSR-10 (AIS, 2010).	58
Figura 4.17 - Espectro de projeto da norma NCH433-12 (INN, 2012).....	61
Figura 5.1 - Estrutura regular. Perspectiva 3D do modelo	67
Figura 5.2 - Estrutura irregular. Perspectiva 3D do modelo	68
Figura 5.3 – Corte transversal e pé direito da estrutura. Pórtico eixo 6.	69
Figura 5.4 - Elemento <i>frame</i> ETABS (CSI, 2016).	72

Figura 5.5 - Elemento <i>membrane</i> ETABS (CSI, 2016).	72
Figura 5.6 – Modelo Estrutura regular. Planta nos eixos X e Y.....	73
Figura 5.7 - Modelo Irregular. Planta nos eixos X e Y. Unidades em m.	74
Figura 5.8 - Irregularidade em planta por retrocesso nas extremidades NSR-10 (AIS, 2010).....	75
Figura 5.9– Seção transversal das nervuras. Unidades em cm.....	76
Figura 5.10 – Seções transversais dos elementos.....	77
Figura 5.11 - Espectros elásticos na estrutura regular aplicando as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).....	78
Figura 5.12 - Espectros inelásticos ao usar as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura regular.	80
Figura 5.13 - Espectros inelásticos usando as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura Irregular.....	82
Figura 5.14 – Deslocamentos relativos em X em função de A_0 . NSR-10 (AIS, 2010) na estrutura regular.....	85
Figura 5.15 - Deslocamentos relativos em Y em função de A_0 . NSR-10 (AIS, 2010) na estrutura regular.	86
Figura 5.16 - Deslocamentos relativos em X variando A_0 . NCH433-12 (INN, 2012).	88
Figura 5.17 - Deslocamentos relativos em Y variando A_0 . NCH433-12 (INN, 2012).	88
Figura 5.18 - Força na base nas direções X e Y. Normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura regular.	98
Figura 5.19 - Força espectral na base na direção X e Y aplicando as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura irregular.	100
Figura 5.20 - Comparação de esforços cortantes em vigas. Estrutura regular.	103
Figura 5.21 - Comparação de momentos fletores em vigas. Estrutura regular.	104
Figura 5.22 - Comparação de momentos fletores em pilares por pavimento. Estrutura regular.....	105
Figura 5.23 - Comparação de esforços cortantes em vigas. Estrutura irregular.....	107
Figura 5.24 - Comparação de momentos fletores em vigas. Estrutura irregular.....	108
Figura 5.25 - Comparação de momentos fletores em pilares. Estrutura irregular....	108
Figura 8.1 Definição do concreto $f_{ck} = 28 MPa$	117

Figura 8.2 - Definição de todos os espectros, elásticos como inelásticos, calculados com ao aplicar as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12.....	118
Figura 8.3 - Definição do espectro elásticos ao aplicar a normas NSR-10 (AIS, 2010).....	119
Figura 8.4 - Definição do espectro inelásticos ao aplicar a normas NCH433-12 (INN, 2012).....	120
Figura 8.5 Definição da seção transversal dos pilares.....	121
Figura 8.6 Definição da seção transversal das vigas.	121

LISTA DE ABREVIACOES

AIS	<i>Asociación Colombiana De Ingeniería Smica.</i>
CAD	<i>Computer Aided Design.</i>
CQC	<i>Complete Quadratic Combination.</i>
DES	Pórticos resistentes a momentos com capacidade de dissipacão de energia especial. NSR-10 (AIS, 2010)
ETABS	<i>Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.</i>
FHE	Força horizontal equivalente. NSR-10 (AIS, 2010).
INN	<i>Instituto Nacional de Normalización.</i>
IMF	<i>Intermediate Moment Frame.</i>
NSR-10	<i>Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-2010.</i>
NCH433-12	<i>Norma chilena oficial – Diseo smico de edificios NCH433.Of1996 (2012).</i>
OMF	<i>Ordinary Moment Frame.</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation - NCH433-12 (INN, 2012).</i>
SMF	<i>Special Moment Frame.</i>
SPT	<i>Standart Penetration Test - NSR-10 (AIS, 2010), NCH433-12 (INN, 2012).</i>
STMF	<i>Special Truss Moment Frame.</i>

LISTA DE SÍMBOLOS E NOMENCLATURAS

- A_o aceleração efetiva máxima do solo NCH433-12 (INN, 2012).
- A_a coeficiente que representa a aceleração horizontal pico efetiva NSR-10 (AIS, 2010).
- A_v coeficiente que representa a velocidade horizontal pico efetiva NSR-10 (AIS, 2010)
- C coeficiente sísmico NCH433-12 (INN, 2012)
- ε_{qu} deformação unitário do solo NCH433-12 (INN, 2012)
- I coeficiente de importância NSR-10 (AIS, 2010)
- F_a coeficiente de amplificação que afeta a zona de períodos curtos, devido aos efeitos de sitio.
- F_v coeficiente de amplificação que afeta a zona de períodos intermediários, devido aos efeitos de sitio.
- F_x força sísmica horizontal em x
- F_y força sísmica horizontal em y
- g gravidade.
- M_s magnitude de ondas de superfície
- M_w escala de magnitude de momento
- N ou o número meio de golpes
- q_u resistência a compressão simples do solo
- R_0 fator de redução básico ou coeficiente de dissipação de energia básico para a norma NSR-10 (AIS, 2010). Fator de modificação da resposta para a norma NCH433-12 (INN, 2012) usado para análise modal espectral.

- R fator de redução ou coeficiente de dissipação de energia para a norma NSR-10 (AIS, 2010). Fator de modificação da resposta para a norma NCH433-12 (INN, 2012) usado para análise estática.
- R^* fator de redução da aceleração espectral NCH433-12 (INN, 2012)
- S parâmetro que depende do tipo de solo - NCH433-12 (INN, 2012)
- S_a aceleração espectral horizontal de projeto - NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012)
- S_u resistência ao corte não drenado de um estrato de solo segundo NCH433-12 (INN, 2012)
- \bar{S}_u resistência ao corte não drenado de um estrato de solo segundo NSR-10 (AIS, 2010)
- T Período de vibração
- T_0 Período de vibração para acelerações constantes NSR-10 (AIS, 2010)
- T_C Período de vibração para períodos curtos NSR-10 (AIS, 2010)
- T_L Período de vibração para períodos longos NSR-10 (AIS, 2010)
- T_n Período de vibração do modo n NCH433-12 (INN, 2012)
- T^* Período do modo com maior massa translacional na direção da análise NCH433-12 (INN, 2012)
- T' parâmetro que depende do tipo de solo - NCH433-12 (INN, 2012)
- V_s cortante sísmico na base NSR-10 (AIS, 2010)
- V_{ij} cortante sísmico obtido pela análise modal espectral NSR-10 (AIS, 2010)
- \bar{v}_s velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento
- V_{s30} velocidade de onda de corte equivalente dos 30 m superiores do terreno. NCH433-12 (INN, 2012)
- α fator de amplificação de cada modo NCH433-12 (INN, 2012).
- ϕ_a Coeficiente de redução da capacidade de dissipação de energia causado por irregularidades em altura da edificação. NSR-10 (AIS, 2010).

- ϕ_p Coeficiente de redução da capacidade de dissipação de energia causado por irregularidades em planta da edificação. NSR-10 (AIS, 2010).
- ϕ_r Coeficiente de redução da capacidade de dissipação de energia causado por irregularidades por ausência de redundância no sistema de resistência sísmica. NSR-10 (AIS, 2010).
- Δ_1 Máximo deslocamento relativo do pavimento de uma extremidade da estrutura. NSR-10 (AIS, 2010).

1 INTRODUÇÃO

A América do Sul é uma das regiões mais propensas a terremotos do mundo e ao longo da história tem sido testemunha de fortes eventos sísmicos. Durante o século passado, os sismos causaram bilhões de dólares em prejuízos e dezenas de milhares de baixas no continente sul-americano (USGS, 2018). A atividade sísmica neste continente é principalmente impulsionada pelo movimento relativo entre as placas tectônicas da América do Sul e outras complexas interações entre falhas, gerando diferentes tipos de zonas. Neste movimento relativo entre placas, independentemente de sua direção, acumula-se energia até que, em determinado momento, acontece uma fratura na rocha, liberando abruptamente esta energia acumulada, que se manifesta com a geração de ondas sísmicas (Garcia, 1998).

Do movimento relativo entre placas resulta a zona de subducção que ocorre quando as placas se empurram uma contra a outra fazendo com que uma delas se introduza embaixo da outra provocando assim uma grande quantidade de sismos de diferentes magnitudes, porque regiões de contato entre placas tectônicas são mais suscetíveis a abalos sísmicos (USGS, 2018). Tudo isto acontece ao longo do litoral pacífico onde se encontram tanto a Colômbia como o Chile. Deste modo, esses países apresentam uma sismicidade alta, sendo o Chile um dos países com maior número de eventos sísmicos de elevadas magnitudes.

O Chile tem sofrido grandes sismos na sua história registrando em 1960 o mais forte, sendo também o maior terremoto registrado na história da humanidade, com uma magnitude de 9,5 Mw (CSN, 2018). Por outro lado, a história sísmica da Colômbia também retrata que o país tem apresentado grandes eventos sísmicos, sendo o ocorrido em 1906 o mais forte registrado com uma magnitude de 8,8 (SGC, 2018).

Frente a esta situação a Colômbia e o Chile têm feito grandes investimentos na criação de normas sísmo resistentes, que fornecem requisitos mínimos tanto para o projeto como para a construção de diferentes edificações, visando diminuir as perdas tanto vitais como econômicas. Do mesmo modo, são feitas atualizações nas suas normas com o intuito de melhorar o comportamento estrutural das edificações frente à ação deste fenômeno natural, os sismos.

Diante deste contexto, objetiva-se fazer uma análise comparativa dos requisitos sísmo resistentes das normas colombiana e chilena, aplicando-os a uma estrutura de pórticos de concreto armado, conferindo deslocamentos relativos, forças na base, esforços cortantes e momentos fletores, destacando as considerações que cada uma delas possibilita.

Pesquisadores como Arai (2013) e de Garcia e Moscoso (2016) estudaram normas sismo resistentes, entre elas a colombiana e chilena, focados em comparar deslocamentos, forças e deformações.

Neste trabalho analisou-se uma estrutura de pórticos de concreto de oito pavimentos simulada no *software CSI ETABS® 2016* criada a partir da estudada por Peña (2012). Essa estrutura serviu de base para a análise comparativa a respeito da utilização das duas normas.

1.1 Justificativa

Uma das regiões do planeta que mais registra atividade sísmica é a chilena devido a sua localização e configuração tectônica (anel de fogo), fazendo com que esta região apresente sismos frequentes e alguns de grande intensidade. Isto faz com que o Chile tenha uma das melhores e mais bem preparadas normas sísmicas para estes eventos naturais, chamada “*Norma chilena oficial - Diseño sísmico de edificios NCH433.Of1996 (2012)*” (NCH433-12) (INN, 2012), sendo assim uma excelente referência para comparar com outras normas sísmicas.

Por outro lado, a Colômbia também está localizada no anel do fogo e tem atividade sísmica alta e do mesmo modo tem acontecido sismos de grande magnitude. Assim como o Chile, a Colômbia tem uma norma sismo resistente chamada “*Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-2010*” (NSR-10) (AIS, 2010) que fornece requisitos de projeto e construção.

Deste modo e com as condições sísmicas semelhantes da Colômbia e do Chile faz-se necessário um estudo comparativo aplicando estas duas normas, NSR-10 (AIS, 2010) da Colômbia e a NCH433-12 (INN, 2012) do Chile, quanto aos requisitos sísmicos para a análise de edificações de pórticos de concreto armado, com o intuito de destacar as considerações que cada uma delas disponibiliza, e as possíveis vulnerabilidades que possam ter na aplicação dos seus critérios sísmicos ao calcular os deslocamentos, forças na base, esforços cortantes e momentos fletores.

1.2 Objetivos

1.2.1 Gerais

Estudar e comparar as normas sismo resistentes NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012) quanto aos requisitos de análise sísmica em pórticos de concreto armado.

1.2.2 Específicos

Como objetivos específicos, pretende-se:

- Estudar os requisitos sísmicos das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012) em pórticos de concreto armado.
- Estabelecer parâmetros de comparação entre as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).
- Fazer uma modelagem e análise numérica de uma edificação de pórticos de concreto armado aplicando os parâmetros de comparação das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012) no *software CSI ETABS® 2016*.
- Comparar os resultados da modelagem e análise numérica aplicando os requisitos das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012) verificando sua influência, suas considerações e relevância na estrutura.

1.3 Metodologia

Neste trabalho estudaram-se os requisitos sismo resistentes das normas NSR-10 (AIS, 2012) e NCH433-12 (INN, 2012) que fornecem para pórticos de concreto armado estabelecendo critérios de comparação com os quais fez-se uma análise, modelagem numérica e estudo comparativo aplicando estes critérios a duas edificações definidas. Para a análise numérica utilizou-se o *software CSI ETABS® 2016*. As edificações definidas foram uma estrutura regular e irregular, estipuladas a partir de um modelo inicial (modelo simplificado) usado por Peña (2012). Foram feitas alterações no modelo inicial para satisfazer os requisitos que exigem as normas deste estudo. Foram comparadas estas duas estruturas em termos de deslocamentos relativos, forças na base, esforços cortantes e momentos fletores, visando ressaltar a influência dos parâmetros estabelecidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados trabalhos e conceitos relacionados com a temática estudada: comparação de normas sísmo resistentes; projeto sísmico; análise dinâmica; estudos do comportamento estrutural do concreto armado e estudos comparativos prévios das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).

2.1 Conceitos teóricos fundamentais

2.1.1 *Sismicidade*

A sismicidade, originalmente tem sido considerada como a distribuição espaço-tempo dos terremotos na terra e dos seus efeitos destrutivos, obtidos a partir da recopilção histórica dos dados, tem dado origem aos catálogos sísmicos. (Bozzo & Barbat, 2004). Assim, ao longo do tempo e com o avance da tecnologia têm-se confeccionado catálogos cada vez mais completos nos quais incluem-se dados de magnitude, duração, coordenadas exatas do foco, profundidade, propagação, etc. Com esses catálogos pode-se observar a distribuição geográfica dos epicentros dos terremotos no planeta mostrando assim as zonas sísmicas mais ativas.

2.1.2 *Placas tectônicas*

Em 1915 o Alfred Wegener (Wegener, 1915) em seu livro sobre a origem dos continentes e oceanos afirmava que essencialmente todas as grandes massas terrestres do mundo encontravam-se juntas em um único supercontinente. Ele identificou a sequência em que essas grandes áreas de terra haviam se separado e se mudado para seus locais atuais (deriva continental), além de ter semelhanças na estrutura geológica da fauna e fósseis. Nos anos seguintes, muitos outros cientistas começaram a aceitar a ideia da deriva continental, mas a maioria dos geofísicos a rejeitou porque não conseguia imaginar como as principais unidades continentais poderiam ser conduzidas através da crosta oceânica por qualquer distância significativa. A evidência de deriva continental continuou a ser compilada nas décadas seguintes à publicação do trabalho de Wegener, mas nenhuma explicação satisfatória do mecanismo que a causou foi proposta até a publicação em 1962 do artigo “histórias das bacias oceânicas” pelo geólogo americano H. H. Hess. Este artigo, que abriu a porta até o presente entendimento das placas tectônicas, baseava-se em estudos extensos do fundo do

mar, incluindo investigações feitas por Hess durante a Segunda Guerra Mundial, enquanto ele servia como capitão de um navio da Marinha dos EUA. No curso de suas funções normais, ele foi capaz de inspecionar a topografia subaquática usando o equipamento de som de profundidade do navio e isso levou à descoberta de montanhas submarinas, chamados de montes submarinos que subiam do fundo do mar. De seu tamanho e forma, ele concluiu que essas regiões já foram ilhas, e que seus topos foram causados pela erosão das ondas perto do nível do mar (Clough e Penzien, 2003).

A partir desta descrição, é evidente que o conceito de Hess de propagação do mar fornece respostas para as principais questões que originalmente levaram à rejeição da ideia de deriva continental. Porque os continentes estão embutidos na litosfera e são transportados com ele como em uma correia transportadora, eles não precisam ser movidos através da crosta enquanto se movem. No entanto, os movimentos continentais estão associados a uma variedade de diferentes padrões de circulação, portanto movimentos relativos são induzidos nos limites da placa e que são a causa da maioria dos sismos que ocorreram. Para exemplo, a interação entre a Placa Pacífica e as placas continentais produziu a grande maioria dos sismos. A bem conhecida falha de San Andreas é a junção entre a Placa Pacífica e a Placa norte-americana. Esta falha e as falhas subsidiárias ramificadas a partir dela, tem sido a fonte da maioria dos terremotos da Califórnia durante históricos tempos, incluindo o grande terremoto de São Francisco de 1906. É uma das mais ativas, bem como os sistemas de falhas mais estudados no mundo. Sua localização é aparente em características topográficas em quase toda a sua extensão na Califórnia. Pesquisas nesta zona de falha e os terremotos associados a ela contribuiu muito para conhecimento atual de mecanismos sísmicos e características de terremoto. Um fato interessante é que os movimentos relativos ao longo dessa falha, correspondentes à rotação anti-horária da bacia do Pacífico mencionada acima, foram observadas tanto nas quebras de falta que ocorrem durante os terremotos quanto nas deformações contínuas de fluência medidas por pesquisas geodésicas (Clough e Penzien, 2003).

Atualmente considera-se a existência de 12 placas principais que podem se subdividir em placas menores. São elas: Placa Eurasiática, Placa Indo-Australiana, Placa Filipina, Placa dos Cocos, Placa do Pacífico, Placa Norte-Americana, Placa Arábica, Placa de Nazca, Placa Sul-Americana, Placa Africana, Placa Antártica e Placa do Caribe. Tendo claro o conhecimento da importância das placas tectônicas outro tipo de movimento das placas tectônicas acontece nas chamadas “zonas de convergência” onde as placas se movimentam

uma em direção a outra. Nesse caso, pode acontecer de uma placa afundar por sob a outra nas “zonas de subducção”. Isso acontece entre uma placa oceânica e uma placa continental, pois a placa oceânica tende a ser mais densa que a placa continental o que faz com que ela seja “engolida” por esta última. Um exemplo é a zona de subducção da Placa de Nazca em colisão com a Placa continental Sul-Americana e responsável pela formação da Cordilheira Andina (Clough e Penzien, 2003).

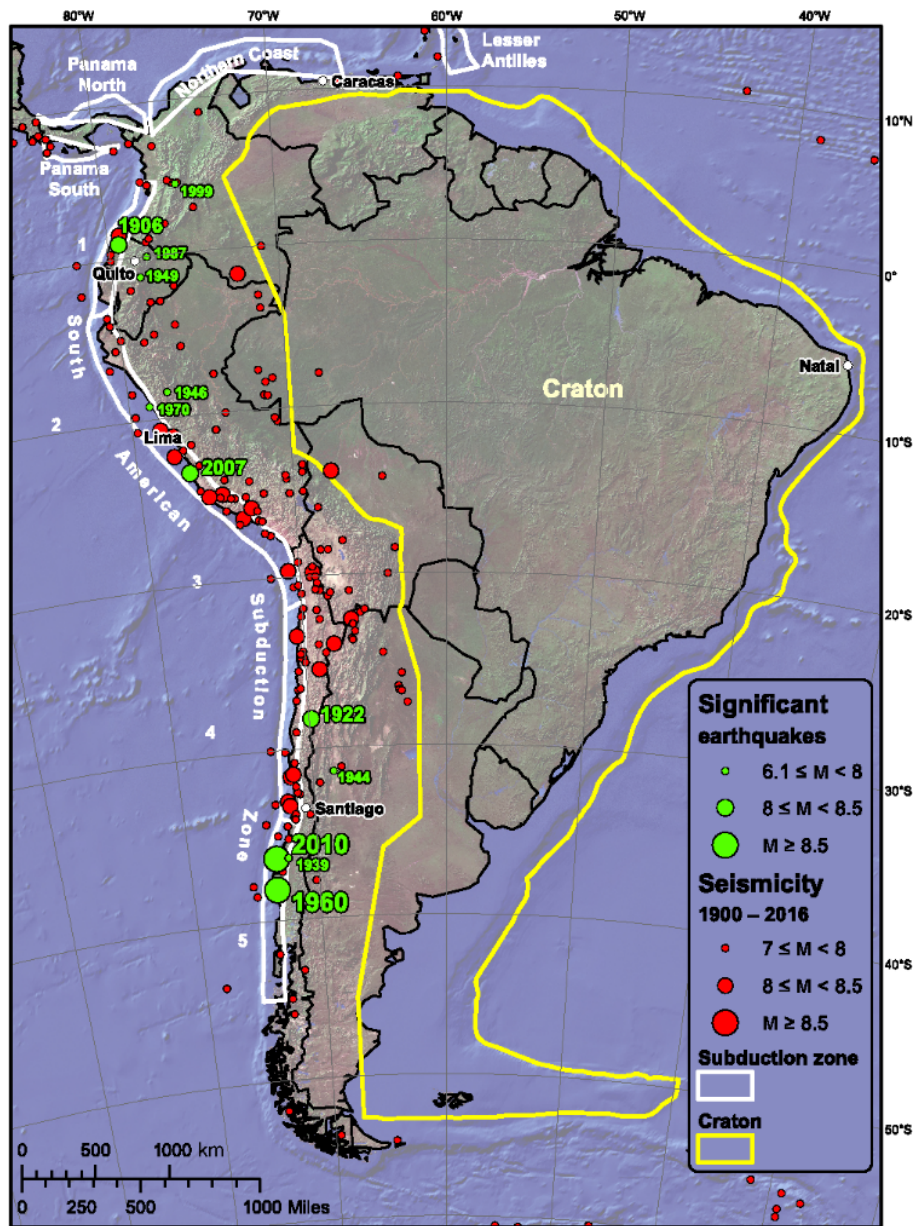


Figura 2.1- Sismicidade Sul-América (USGS).

A zona de subducção ocorre principalmente nestes países da América do Sul: Chile, Equador, Colômbia e Peru. Nestas regiões se apresentam sismos de grandes magnitudes (ver figura 2.1). A figura 2.1 indica os anos e as intensidades dos principais sismos em Sul-America, sendo o Chile um dos países andinos que mais sofre com a frequência e magnitude dos sismos. Estatisticamente, a interação entre as placas tectônicas de Nazca e a América do Sul produz um terremoto de grandes proporções a cada 10 anos, uma média de dez pequenos tremores diários e 3,5 mil movimentos sísmicos anuais, segundo o *Instituto de Geofísica da Universidad de Chile*.

2.1.3 Sismos

Os sismos, terremotos ou tremores de terra, são vibrações da crosta terrestre, geradas por distintos fenômenos, como a atividade vulcânica, queda de tetos de cavernas subterrâneas e até por explosões. Porém, os sismos mais severos e importantes, do ponto de vista da engenharia, são os de origem tectônico, que se devem a deslocamentos repentinos das grandes placas que compõem a crosta. As pressões geradas na crosta pelos fluxos de magma desde o interior da terra chegam a vencer o atrito que mantém em contato as bordas das placas e produzem quedas de esforços e liberação de grandes quantidades de energia armazenada na rocha. A energia é liberada principalmente em forma de ondas de vibração que se propagam em grandes distâncias através da rocha da crosta (Bazán e Meli, 2001). Estas vibrações da crosta terrestre põem em perigo as edificações, uma vez que as acelerações sísmicas dão origem às forças de inércia que, por sua vez, induzem esforços importantes nos elementos da estrutura e podem conduzir à falha.

A figura 2.2 mostra esquematicamente as características principais da geração de um sismo. Identifica-se o ponto chamado foco ou hipocentro, geralmente subterrâneo, onde começa o movimento e sua projeção na superfície da terra denominada epicentro.

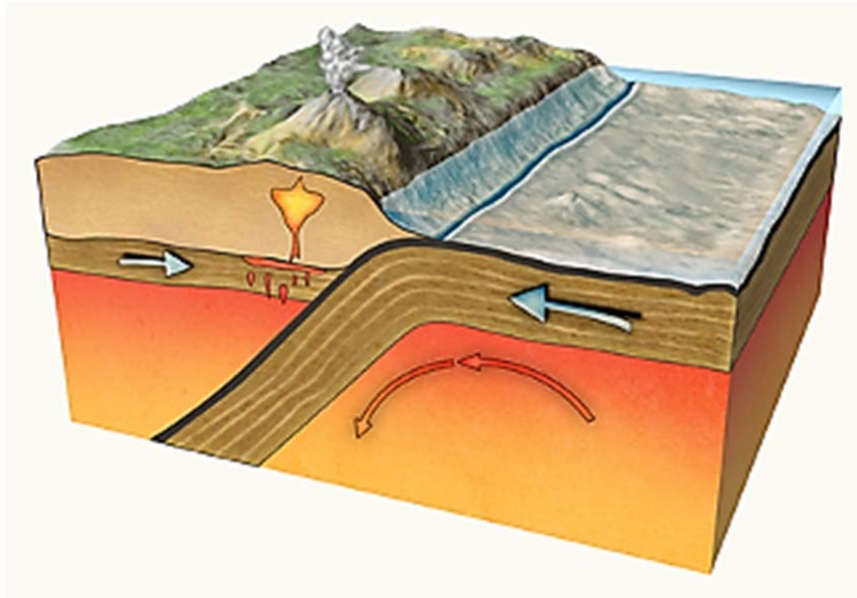


Figura 2.2- Movimento das placas e geração de sismos (Bazán e Meli, 2001)

2.1.4 Ondas sísmicas

A energia liberada por um sismo se propaga desde a zona de ruptura, mediante diferentes tipos de ondas que fazem vibrar a crosta terrestre. Identificam-se ondas de corpo que viajam grandes distâncias através da rocha e ondas superficiais advindas das reflexões e refrações das ondas de corpo, quando estas chegam na superfície. As ondas de corpo se dividem em ondas P, chamadas principais ou de dilatação e ondas S, chamadas secundárias ou de cisalhamento. Nas ondas P as partículas da crosta experimentam movimentos paralelos as direções da propagação. Nas ondas S as partículas se movem transversalmente à direção da propagação. A velocidade de propagação das ondas P é maior que das S, à medida que se afastam do epicentro se acrescentam as diferenças de tempo de chegada dos diferentes tipos de ondas. As ondas S produzem movimentos do solo mais intensos e de características mais prejudiciais para as edificações que as ondas P (Barzán e Meli, 2001).

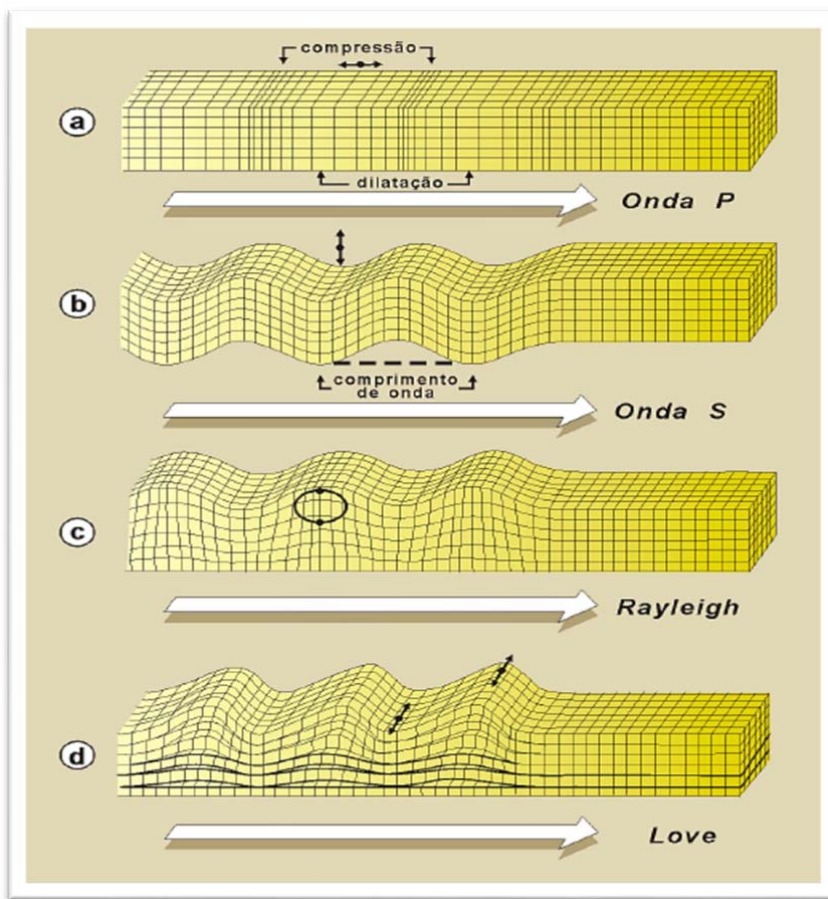


Figura 2.3 - Tipos de ondas (adaptação de Clough e Penzien, 2003)

Quando a energia de vibração da onda se propaga perto da superfície do solo, ocorre a formação de duas outras ondas: as ondas de Rayleigh e as de Love. As ondas de Rayleigh são ondas de tração e compressão, similares às ondas primárias P, e as ondas de Love são ondas cisalhantes. São mais lentas que as ondas primárias e secundárias e amortecem rapidamente, figura 2.3 (Clough e Penzien, 2003).

Para medir o tamanho de um sismo se utiliza a magnitude e a aceleração do solo produzida registrada por um instrumento básico chamado sismógrafo. Este registro é chamado de acelerograma. Sendo a intensidade e a magnitude as características principais de um sismo.

2.1.5 Magnitude

O conceito de magnitude foi introduzido por Richter em 1935 para comparar a energia liberada no foco de diferentes sismos. Existem diferentes escalas de medida da

magnitude de um sismo, a mais conhecida é a magnitude de Richter, que é uma quantidade normalizada a qual é calculada por meio de uma medição instrumental do sismograma. A energia total liberada por um sismo é a soma da energia transmitida mediante outros fenômenos, principalmente em forma de calor. Richter considera a amplitude das ondas sísmicas como uma medida da energia total e estabelece para a magnitude local a seguinte relação:

$$M_L = \text{Log}A - \text{Log}A_o \quad (2.1)$$

Onde A é a amplitude máxima registrada em um sismógrafo de torção Wood-Anderson a uma distância dada e A_o é uma função de atenuação correspondente a um sismo tomado como padrão ($M_L=0$). A calibração da escala foi feita tomando o valor de $M_L=3$ para um sismo que a 100 km de distância registra uma Amplitude $A=1 \text{ mm}$ no sismógrafo mencionado. O valor da magnitude não tem limite matemático, mas sim físico determinado pelas características dos materiais da terra (Bozzo e Barbat, 2004). A magnitude é um parâmetro objetivo.

2.1.6 Intensidade

Essa característica dos sismos não é medida quantitativamente e sim qualitativamente e descreve os danos produzidos na estrutura pelo sismo, assim como suas consequências sobre o solo e os efeitos sobre as pessoas, pelo que sua utilização na avaliação de danos está muito estendida. Observa-se claramente a diferença entre a magnitude e a intensidade já que, a primeira é uma característica própria do sismo, a segunda depende do lugar e a forma em que se realiza sua avaliação. Existem dois métodos para determinar a intensidade, um subjetivo e outro analítico (Bozzo e Barbat, 2004).

Dentro do método subjetivo tem várias escalas entre elas a mais utilizada é a escala de Mercalli Modificada (1965). Esta escala descreve o efeito esperado para cada grau de intensidade a fim de avaliar os efeitos nas pessoas, objetos e edifícios.

No método analítico se encontra a escala intensidade espectral de Housner baseada em medidas instrumentais.

2.1.7 Análise sísmica

2.1.7.1 Equação de movimento

A equação de movimento para um sistema de um grau de liberdade sob a ação sísmica, figura 2.4, resulta:

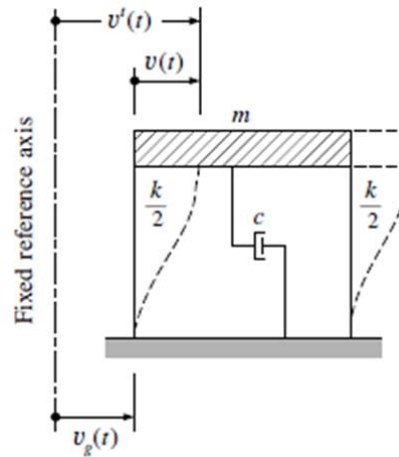


Figura 2.4 - Sistema de um grau de liberdade com excitação na base (Clough e Penzien, 2003)

$$F_i(t) + F_d(t) + F_s(t) = 0 \quad (2.1)$$

Onde,

$$F_i(t) = m\ddot{v}(t) \quad \text{Forças inerciais}$$

$$F_d(t) = c\dot{v}(t) \quad \text{Forças de amortecimento}$$

$$F_s(t) = kv(t) \quad \text{Forças elásticas}$$

m massa,

c constante de amortecimento

k rigidez do sistema.

Em um evento sísmico, além do movimento da estrutura, deve se considerar o movimento da base dado pela aceleração do solo. Então a aceleração na equação é igual a aceleração total \ddot{v}^t composta pela aceleração do solo \ddot{v}_g mais a aceleração provocada pela deformação da estrutura \ddot{v} .

$$\ddot{v}^t(t) = \ddot{v}(t) + \ddot{v}_g(t) \quad (2.2)$$

Substituindo se tem então a equação:

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = -m\ddot{v}_g(t) \quad (2.3)$$

Esta equação representa o movimento de um sistema de um grau de liberdade submetido a excitação na base, que é o caso dos eventos sísmicos, onde o lado direito da equação corresponde às acelerações provocadas pelos mencionados eventos.

Também tem que se levar em conta que há três tipos de movimentos:

O primeiro corresponde ao movimento do solo:

$$\ddot{v}_g(t), \dot{v}_g(t), v_g(t) \quad (2.4)$$

O segundo corresponde ao movimento total com respeito a um eixo de referência:

$$\ddot{v}^t(t), \dot{v}^t(t), v^t(t) \quad (2.5)$$

O terceiro é o movimento relativo, que se dá pelas diferenças entre os outros dois movimentos (movimento devido à deformação da estrutura).

$$\ddot{v}(t) = \ddot{v}^t(t) - \ddot{v}_g(t) \quad (2.6)$$

$$\dot{v}(t) = \dot{v}^t(t) - \dot{v}_g(t) \quad (2.7)$$

$$v(t) = v^t(t) - v_g(t) \quad (2.8)$$

A solução da equação não é de interesse para este texto, a qual pode ser obtida por diferentes métodos. Mas é interessante mencionar que a resposta vai depender das características da estrutura, como a massa, o amortecimento e a rigidez. A resposta também dependerá das acelerações induzidas no sismo usado para as análises (Clough e Penzien, 2003).

2.1.7.2 Força horizontal equivalente

Para estruturas simples a maioria das normas permite a aplicação de um método de forças horizontais estáticas equivalentes (figura 2.5). E cada norma define suas fórmulas e coeficientes aproximados para a avaliação do período fundamental da estrutura, avaliação da massa da estrutura, o espectro de projeto, a cortante basal e a aplicação das forças sísmicas lateralmente.

2.1.7.3 Análise dinâmica

A análise dinâmica compreende a análises de forças, deslocamentos e esforços que uma estrutura apresenta pela ação de diferentes tipos de forças, cargas, deslocamentos ou deformações. Uma estrutura pode ser analisada dinamicamente por diferentes métodos, sendo o mais comum o modal espectral.

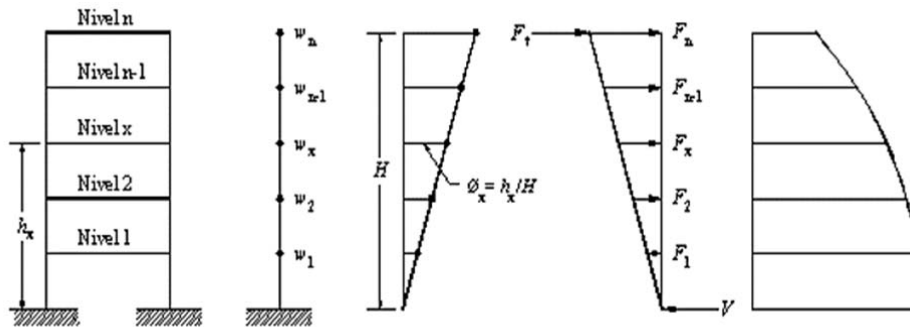


Figura 2.5 - Força horizontal equivalente (FHE). (Araque, 2015)

Para o método modal espectral as normas exigem um número mínimo de modos de vibração (por exemplo, a norma colombiana e chilena). Esses modos de vibração devem pelo menos excitar 90% da massa total da estrutura em cada direção. Para a combinação das componentes modais usa-se o método CQC (Combinação Quadrática Completa). Também deve-se implementar um método matemático que descreva a distribuição espacial da massa e rigidez da estrutura, de tal maneira que seja relevante para calcular suas características, na maioria dos casos usa-se o método de diafragma rígido ou flexível. O método de diafragma rígido consiste em amarrar todos os elementos estruturais para que trabalhem como um conjunto, sendo seus deslocamentos iguais em uma direção determinada. As normas colombiana e chilena usam o método de diafragma rígido.

Tanto o método de combinação modal CQC e o método matemático de distribuição espacial são usados pelo *software CSI ETABS® 2016*.

2.1.8 Regularidade e irregularidade

Neste texto a regularidade está associada à configuração estrutural, forma e simetria de uma edificação, tanto em altura, em planta e ausência de redundância. Se entende por configuração estrutural como a forma exterior, o tamanho, a natureza, localização dos elementos estruturais e não estruturais que determinam o comportamento da edificação submetida à diferentes solicitações sísmicas (AIS, 2010). O tipo de irregularidade chamado ausência de redundância está relacionado com a resistência às forças sísmicas dos elementos estruturais, dependendo do número de elementos que resistam essas forças.

2.1.9 Período

O período de uma estrutura varia de acordo com sua altura em relação à base e sua dimensão paralela à direção das forças aplicadas. O período mede-se geralmente em segundos, e é o tempo requerido para que um corpo dê uma oscilação em uma direção considerada. As estruturas relativamente rígidas oscilam rapidamente, e têm períodos curtos com deslocamentos pequenos (figura 2.6). Já as estruturas mais flexíveis oscilam lentamente, e têm períodos longos com deslocamentos grandes (figura 2.7).

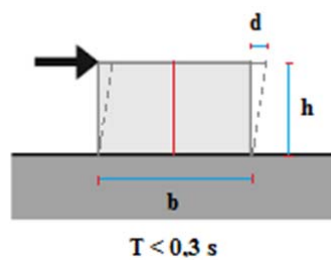


Figura 2.6 - Estrutura rígida com período curto

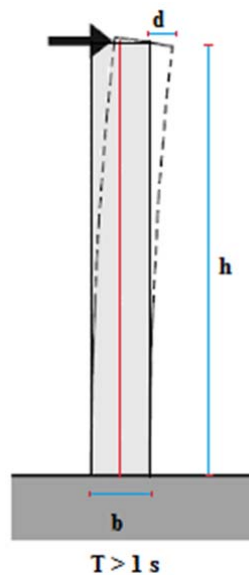


Figura 2.7 - Estrutura flexível com período longo.

As estruturas rígidas com períodos curtos absorvem energia com seus esforços internos e são mais sensíveis as forças laterais e sua relação altura/base são pequenas.

As estruturas flexíveis com períodos longos dissipam energia através do movimento e costumam concentrar menos forças laterais e sua relação altura/base são grandes.

Na base de cada estrutura existe um material do qual está composto o solo, e este solo tem um período de vibração que pode amplificar ou atenuar diferentes tipos de ondas. É de suma importância numa análise ter em consideração o período da estrutura e o período de vibração do solo para evitar assim uma possível condição de ressonância.

2.2 Estudos prévios

Moreno e Bairán (2011) apresentaram dois métodos de projeto sísmo resistente: um método baseado em forças e outro em deslocamentos, os dois aplicados a um edifício de concreto armado de seis andares localizado na Espanha em uma zona de alta sismicidade. O dimensionamento da estrutura foi feito pelos dois métodos, para satisfazer os requisitos de aceleração na base e deslocamento máximo da norma espanhola. Para avaliar o comportamento sísmico se utiliza o método do espectro de capacidade, que permite estimar a resposta sísmica máxima da estrutura mediante uma análise estática não-linear a partir da qual se obtém os espectros de capacidade. Os resultados mostraram que a utilização do método das forças no dimensionamento não resulta no nível de ductilidade esperado, e com a utilização do método de deslocamentos se obtém a força e o deslocamento esperado na estrutura.

Santos *et al.* (2012) apresentaram uma avaliação geral de alguns pontos das normas sul-americanas de projeto sísmico comparando-as uma com outras e confrontadas com o padrão americano e com o europeu. As normas sul-americanas estudadas pertencem aos seguintes países: Venezuela, Colômbia, Equador, Peru, Chile, Argentina e Brasil. A comparação foi feita na definição dos períodos de recorrência para determinação dos dados de entrada sísmica, definição da zona sísmica e dos respectivos valores de acelerações sísmicas de projeto, definição da forma do espectro de resposta de projeto, consideração da amplificação do solo, liquefação do solo para a consideração da interação solo-estrutura, classificação das estruturas em diferentes níveis de importância, definição dos sistemas sísmo resistentes e respectivos coeficientes de modificação de resposta, irregularidades estruturais, e definição dos métodos para as análises sísmicas. O estudo comparativo foi baseado em um edifício comum de concreto armado modelado no *software SAP2000*.

Peña (2012) avaliou o comportamento sísmico de uma estrutura de concreto armado de oito pavimentos e com diversas irregularidades introduzidas na planta da mesma, a fim de verificar a influência dessas irregularidades na perda da capacidade de resistir cargas laterais e dissipação de energia. As cargas laterais foram calculadas utilizando o método dinâmico espectral e uma análise *pushover*, procedimentos descritos nas normas NBR 15421 (2006) e na norma americana FEMA 356. Peña (2012) calculou o desempenho sísmico dos modelos usando o método do espectro de capacidade definido na norma ATC-40. Todos os resultados foram comparados com os obtidos para uma estrutura totalmente regular chamada de caso base ou de referência, com o intuito de visualizar as diversas mudanças provocadas pelas irregularidades. O estudo proposto foi realizado de forma numérica e as simulações foram feitas no *software ETABS®v9.5*. Nos resultados concluiu-se que a capacidade da estrutura dependerá da plasticidade de seus elementos para não colapsar e do detalhamento adequado para garantir o bom funcionamento do sistema resistente.

Dantas (2013) apresentou e discutiu diversos critérios da norma NBR 15421 (2006) para o desenvolvimento de um projeto de estruturas de concreto considerando a ação sísmica. Dantas (2013) detalhou todos os parâmetros sísmicos da norma NBR 15421 (2006) e os comparou com algumas normas sísmicas internacionais: chilena, colombiana e peruana. Os critérios de comparação usados são o espectro de resposta, forças horizontais sísmicas equivalentes, força do vento. Destacam-se recomendações e orientações técnicas para o detalhamento estrutural que devem servir de condicionamento para os projetos atuais. O autor concluiu que os efeitos sísmicos incorrem na necessidade de detalhamento específico na estrutura.

Arai (2013) estudou de alguns pontos de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos. As normas comparadas foram: norma estadunidense, Eurocode 8, brasileira, argentina, chilena, colombiana, equatoriana, peruana e venezuelana. Para o estudo usou-se a definição dos períodos de recorrência; definição da zonificação sísmica, da aceleração máxima de projeto e das formas dos espectros de projeto; consideração da amplificação no solo, da liquefação do solo e da interação solo-estrutura; classificação das estruturas em diferentes níveis de importância; definição dos sistemas de resistência sísmica e respectivos coeficientes de modificação de resposta; consideração das irregularidades estruturais, definição dos métodos para as análises sísmicas e definição de limites de deslocamentos. A análise foi feita em uma edificação convencional e utilizou-se o *software SAP2000*, de acordo

com os critérios das normas. Os resultados obtidos são comparados, mostrando importantes discrepâncias entre as diversas normas. Para fazer uma comparação direta das normas foram usados espectros elásticos.

Landingin *et al.* (2013) estudaram três códigos de projeto sísmico: o código filipino, Eurocode 8, e o código estadunidense. Os parâmetros de comparação foram: análise de espectro de resposta; análise de força lateral equivalente. A análise foi feita no *software SAP2000* para um prédio residencial comum de quatro andares de concreto armado. Um aspecto interessante é que os autores também descrevem a evolução destes códigos através dos anos. Utilizou-se um único espectro de resposta para fazer a análise, mas conservando os parâmetros sísmicos correspondentes de cada norma.

Arai *et al.* (2014) fizeram uma comparação da norma brasileira com outras normas sul-americanas: venezuelana, colombiana, equatoriana, peruana, chilena e argentina e com as normas europeia e norte-americana. O estudo foi feito a partir dos resultados das análises sísmicas de um prédio padrão. Os critérios de comparação foram: definição do zoneamento sísmico e aceleração característica de projeto; forma dos espectros elásticos para sismo horizontal; períodos de recorrência; amplificação e liquefação do solo e interação solo-estrutura; classificação da estrutura em diferentes níveis de importância; sistemas sismo-resistentes e coeficientes de modificação de resposta; irregularidades estruturais; métodos de análise sísmica, limitação das distorções. A análise foi desenvolvida no *software SAP2000*.

Fernandez (2014) realizou um estudo comparativo da resposta sísmica calculada através de diferentes metodologias de análise estrutural e um estudo da componente da resposta relacionada aos efeitos de segunda ordem para um conjunto de pórticos metálicos simples. Fernandez (2014) faz um dimensionamento com o Eurocode 8 de um pórtico simples de 3 e 6 andares com base em ações sísmicas de diferentes intensidades e a partir dele construiu um modelo numérico para determinar o comportamento não linear dos pórticos, usando o programa *OpenSees* de elementos finitos. Os parâmetros de comparação foram os deslocamentos de topo sob ação sísmica e impacto dos efeitos da segunda ordem na resposta sísmica.

Málaga (2015) comparou quatro normas sísmicas: a peruana E.30, a argelina RPA99, a costarricense 2010 e a espanhola, em função de seus efeitos sísmicos. Estudou numericamente no *software SAP2000* o comportamento de uma ponte de aço com base nas

normas sísmicas de edificações, já que a maioria destes países não têm códigos específicos para pontes. Málaga (2015) comparou os resultados segundo cada um dos espectros sísmicos e qual deles requer mais quantidade de aço. Para comparar as normas usou o fator de zona; o fator de uso e importância; o coeficiente de amplificação sísmica; o fator de solo e coeficiente de redução de solicitações sísmicas.

Tabares (2016) realizou um estudo comparativo de dois aspetos principais: a forma de quantificar a ação sísmica segundo dois códigos (regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes, RSA, e o Eurocode 8, EC8) e a influência de diversos métodos de análise na avaliação da resposta sísmica de edifícios. O RSA (regulamentação sísmica portuguesa) e o EC8 são comparados respeito aos tipos de ação sísmica, zoneamento do território, tipos de terreno, configuração de espectros de resposta, entre outros. Tabares (2016) classificou a estruturas em termos de sua irregularidade utilizando métodos de pré-dimensionamento sísmico. Na parte final do trabalho apresenta-se uma análise do desempenho sísmico de dois edifícios de concreto armado, um regular e o outro irregular através do *software Robot Structures*.

Garcia e Moscoso (2016) fizeram uma avaliação da norma peruana E.30, modificada no ano 2016, para depois comparar a mesma com a norma chilena NCH433.Of1996 (2012) conferindo estas na resposta sísmica, deslocamentos laterais, deformações e forças cortantes. O objetivo desta comparação foi saber se a norma peruana em sua nova versão tem melhoras ou não para achar pontos positivos ou negativos na mesma. A análise sísmica dinâmica foi feita em uma estrutura de concreto armado com um sistema estrutural dual utilizando o *software ETABS*.

Madeiros (2016) estudou e comparou as recomendações sugeridas por normas internacionais no que diz respeito ao detalhamento de armaduras e desenvolveu exemplos numéricos como o objetivo de melhorar o entendimento das considerações feitas pela norma brasileira. Foram levadas em consideração três normas para o estudo: a brasileira (ABNT NBR 15421), a americana (ACI 318-11) e a europeia (Eurocode 8). Os critérios de comparação foram: tipo de solo; aceleração sísmica da região, categoria de risco de ocupação e sistema básico sismo resistente. Foi utilizado o *software CypeCad2016* analisando um edifício de 4 pavimentos como também os nós entre vigas, pilares e lajes. Também foi feita uma análise qualitativa e quantitativa.

Marcico (2017) fez um estudo comparativo das normas europeia, brasileira, búlgara, italiana e chilena para o projeto sísmico de edifícios. Na comparação se consideraram os seguintes critérios: definição dos períodos de recorrência para determinação dos dados de entrada sísmica; definição da zona sísmica e dos respectivos valores de acelerações sísmicas de projeto; definição da forma do espectro de resposta de projeto; consideração da amplificação do solo; classificação das estruturas em diferentes níveis de importância; consideração das irregularidades estruturais; definição dos sistemas sismo-resistentes e respectivos coeficientes de modificação de resposta; definição dos limites de deslocamentos e definição dos métodos para as análises sísmicas. O estudo comparativo foi feito em um edifício comum de concreto armado modelado no *software SAP2000*. Para uma comparação direta das normas a análise foi feita usando o espectro elástico.

3 NORMAS ANALISADAS

3.1 “Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-2010”

O projeto, a construção e supervisão técnica das edificações no território colombiano devem submeter-se aos critérios e requisitos mínimos que se estabelecem na norma NSR-10 (AIS, 2010), sendo a norma uma lei expedida pela comissão assessora permanente do regime de construção sismo resistente do governo nacional (AIS, 2010).

A norma NSR-10 (AIS, 2010) tem por objetivo reduzir ao mínimo o risco da perda de vidas humanas e defender no possível o patrimônio do estado e dos cidadãos. As edificações devem ser capazes de resistir sismos de baixa, moderada e forte intensidade com algum tipo de dano, mas sem colapso estrutural. As edificações indispensáveis e de atendimento a comunidade devem garantir uma operabilidade imediata e contínua.

As principais características da norma NSR-10 (AIS, 2010) são de definir um sistema estrutural, o tipo de ocupação da estrutura para determinar suas cargas e importância, nível de ameaça sísmica dependendo da localização da edificação, definição de espectro de projeto, tipo de material, altura, regularidades ou irregularidades da estrutura, tipo de análises, avaliar os deslocamentos e esforços dos elementos estruturais.

3.1.1 *História sísmica Colombiana.*

A tabela 3.1 registra os principais sismos com sua respectiva data, magnitude na escala de Richter, profundidade e local do epicentro do sismo. Sendo os sismos listados em forma decrescente desde o mais forte.

Deste modo a tabela 3.1 mostra o registro sísmico na história da Colômbia, e se observa que sismo mais forte aconteceu no dia 31/01/1906 o qual se sentiu no litoral pacífico colombiano e equatoriano com uma magnitude de 8,8 Mw. O sismo causou mortes, danos nas estruturas e a natureza. O sismo também gerou um tsunami que provocou mais dano que o próprio sismo.

Assim mesmo é necessário mencionar que o sismo do dia 15/11/2014, denominado o sismo do Pizarro no âmbito colombiano, é um dos mais recentes e mais fortes registrados que causou muitos danos estruturais em muitas cidades em diversos tipos de estruturas, sendo a cidade de Cali uma das mais afetadas.

3.1.2 Normas sismo resistentes anteriores

O código colombiano foi criado depois de uma tragédia sísmica. Para este caso foi o sismo de Popayán que propício a implementação e fornecimentos de requisitos sísmicos mínimos para edificações com o intuito de evitar qualquer outro tipo de tragédia no futuro.

A primeira norma sismo resistente foi expedida por meio do decreto 1400 de 1984 (Garcia L, 2014). Fez-se com a intenção de reconstruir a cidade de Popayán e foi vigente durante catorze anos. Tinha em conta cargas, concreto estrutural, alvenaria estrutural, edificações de um e dois pisos, estruturas de aço menores. A criação da primeira norma foi feita graças ao trabalho conjunto entre a Universidade de Illinois e a Universidade dos Andes.

Com isto depois foram aprovadas as normas de 1998 (AIS, 1998), a qual teve vigência doze anos e posteriormente a norma NSR-10 (AIS, 2010), que já tem oito anos. Esta última norma está fundamentada sobre a lei 400 de 1997 que governa de forma obrigatória os critérios sismo resistentes em todo o território colombiano, lei fundamentada em proteger a vida, tratando de forma especial às edificações indispensáveis.

A norma NSR-10 (AIS, 2010) estabelece que um edifício deve ser projetado para suportar vários tipos de dano devidos à ação de diferentes sismos tais como baixos, intermediários e altos. Para os pequenos e médios a estrutura não deve apresentar danos estruturais, no caso de sismos médios pode haver danos em elementos secundários. Para os fortes pode ter danos estruturais e impedir ao máximo o colapso da estrutura com o fim de evitar perdas de vidas. Deste modo a norma NSR-10 (AIS, 2010) sempre projetará para que exista dano nos seus elementos estruturais.

Sismicidad Histórica de Colombia

Nº	Data	Hora local	Magnitude		Profundidade [Km]	Intensidade máxima [EMS-98] ¹	Área epicentral
			M _w ²	M _s ³			
1	1906/01/31	10:36	8,8	-	20	10	<i>Costa Pacífica, Pacífico</i>
2	1979/12/12	02:59	8,1	-	25	10	<i>Costa Pacífica, Pacífico</i>
3	1958/01/19	09:07	7,6	-	27,5	8	<i>Esmeraldas, Ecuador</i>
4	1976/07/11	15:41	7,3	-	15	8	<i>Darién, Panamá</i>
5	1911/04/10	13:42	-	7,2	120	7	<i>Yarumal, Antioquia</i>
6	1979/11/23	18:40	7,2	-	108	8	<i>Eje Cafetero, Colombia</i>
7	2004/11/15	04:06	7,2	-	16	8	<i>Bajo Baudó, Chocó</i>
8	1785/07/12	07:45	7,1	-	10	7	<i>Suroriente de Cundinamarca</i>
9	1827/11/16	18:00	7,1	-	15	10	<i>Altamira, Huila</i>
10	1974/07/12	20:18	7,1	-	10	8	<i>Costa Pacífica, Pacífico</i>
11	1992/10/18	15:11	7,1	-	5	10	<i>Murindó, Antioquia</i>
12	1938/02/04	21:23	7,0	7,0	150	8	<i>Eje Cafetero, Colombia</i>
13	1967/02/09	10:24	7,0	-	36	10	<i>Colombia, Huila</i>
14	2013/02/09	09:16	7,0	-	162	7	<i>Guaitarilla, Nariño</i>
15	1875/05/18	11:15	6,8	-	15	10	<i>Cúcuta, Norte de Santander</i>
16	1925/06/07	18:41	-	6,8	120	7,5	<i>Tuluá, Valle</i>
17	1961/12/20	08:25	-	6,8	163	8	<i>Eje Cafetero, Colombia</i>
18	1967/07/29	05:24	6,8	-	161	8	<i>Betulia, Santander</i>
19	1994/06/06	15:47	6,8	-	12	8	<i>Páez (Belalcázar), Cauca</i>
20	1834/01/20	07:00	6,7	-	15	9	<i>Santiago, Putumayo</i>
21	1917/08/31	06:36	6,7	-	15	9	<i>Villavicencio, Meta</i>
22	1957/04/21	16:12	6,6	-	120	7	<i>Málaga, Santander</i>
23	1970/09/26	07:02	6,6	-	15	8	<i>Bahía Solano, Chocó</i>
24	1976/04/09	02:09	6,6	-	17,4	8	<i>Esmeraldas, Ecuador</i>
25	1983/11/22	09:21	6,6	-	35	5	<i>Costa Pacífica, Pacífico</i>

Tabela 3.1 - História dos maiores sismos na colômbia (Adaptação de SGC).

¹ Escala microcrossísmica europeia de 1998

² Escala de magnitude de momento.

³ Escala de magnitude de ondas de superfície.

3.2 Norma chilena oficial - Diseño sísmico de edificios NCH433.Of1996 (2012)

Esta norma estabelece requisitos exigíveis para o projeto sísmico de edifícios, equipes e elementos secundários dos edifícios, avaliação de dano e reparação deles.


As considerações da norma NCH433-12 (INN, 2012) se baseiam em vários parâmetros como a zonificação sísmica do território, uso de solo na fundação e a tipologia, classificação de ocupação da edificação dependendo da sua importância uso e risco de falha, instrumentação sísmica, combinação de cargas, definição de um sistema estrutural, deslocamentos horizontais, métodos de análise, fator de modificação de resposta, dependendo da dissipação de energia da estrutura.

Esta norma tem como princípio que as estruturas resistam sem danos aos sismos de intensidade baixa, com limite de danos em elementos não estruturais aos sismos de média intensidade, e evitar o colapso durante sismos de intensidade alta. A análise para determinar os esforços internos se baseia em um comportamento linear-elástico da estrutura.

A tabela 3.2 mostra os principais sismos no Chile de maior a menor magnitude, junto com a data, o local e profundidade do sismo. O sismo de 1960, com uma magnitude de 9,5 Mw., é o mais forte registrado neste país e constitui o maior terremoto na história da humanidade. É chamado de mega-terremoto e devastou o território entre as penínsulas de Arauco e Taitao.e

Outro sismo para ressaltar e mencionar é o sismo do dia 27 de fevereiro de 2010 com magnitude 8,8 Mw que também é o quinto sismo de maior magnitude em toda a história. Uma das características desde evento sísmico foi que a demanda elástica excedeu, em geral, as previsões da norma NCH433.1996 (2009) tanto em intensidade como em conteúdo de frequência e foi necessária uma revisão dos espectros para o futuro. (Almazán, J. L. 2010).

3.2.1 História sísmica e normas anteriores no Chile



Nº	Data local	Hora local	Magnitude		Profundidade [km]
			M_s^4	M_w^5	
1	1960/05/22	15:11	8.5	9.5	-
2	1615/09/16	23:30	8.8	-	-
3	2010/02/27	03:34	-	8.8	30
4	1730/07/08	04:45	8.7	-	-
5	1575/12/16	14:30	8.5	-	-
6	1604/11/24	12:30	8.5	-	30
7	1647/05/13	22:30	8.5	-	-
8	1751/05/25	01:00	8.5	-	-
9	1822/11/19	22:30	8.5	-	-
10	1835/02/20	11:30	8.5	-	-
11	1868/08/13	16:45	8.5	-	-
12	1877/05/09	21:16	8.5	-	-
13	2015/09/16	19:54	-	8.4	11.1
14	1922/11/10	23:53	8.39	8.5	25
15	1570/02/08	09:00	8.3	-	-
16	1819/04/11	10:00	8.3	-	-
17	1928/12/01	00:06	8.3	-	-
18	1939/01/24	23:32	8.3	-	60
19	1943/04/06	12:07	8.3	8.2	55
20	1914/01/29	23:30	8.2	-	-
21	1918/12/04	07:47	8.2	-	60
22	2014/04/01	20:46	-	8.2	38.9
23	1657/03/15	19:30	8.0	-	-
24	1837/11/07	08:00	8.0	-	-
25	1878/01/23	08:00	7.9	-	40

Tabela 3.2 - História dos maiores sismos no Chile (Adaptação de CSN).

⁴ Escala de magnitude de ondas de superfície.

⁵ Escala de magnitude de momento.

3.2.2 Normas sismo resistentes anteriores.

A primeira norma sismo resistente oficial foi em 1972 chamada *NCH433.1972: cálculo antisísmico de edificios*, depois em 1993 se oficializou a norma *NCH433.1993: Diseño sísmico de edificios*.

Em 1996 a norma foi modificada e incluiu a zonificação de ameaças sísmicas que leva em consideração efeitos locais de solo e se conhece como *NCH433.1996: Diseño sísmico de edificios*. Em 2009 foi feita uma atualização e modificação da norma conhecida como *NCH433.1996 Modificada 2009: Diseño sísmico de edificios*. Posteriormente ao sismo ocorrido em 2010 e como consequência dos danos estruturais experimentados nos edificios, foi realizada uma nova atualização e modificação que ficou conhecida como *NCH433.1996 Modificada 2012: Diseño sísmico de edificios*. Esta última é a norma atual que estabelece os requisitos de projeto sísmicos só para edificios.

4 ESTUDO COMPARATIVO

As normas sísmo resistentes têm como objetivo fornecer parâmetros e recomendações específicas mínimas para a análise, dimensionamento e construção de estruturas seguras a terremotos. Esse tipo de especificações e restrições depende do tipo da edificação, a localização, o material utilizado, categoria de utilização, entre outros.

Assim, neste capítulo descrevem-se os critérios que as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012) fornecem para a análise sísmica de uma estrutura.

4.1 Sistema estrutural

4.1.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)

Esta norma diferencia quatro tipos de sistemas estruturais resistentes a sismos:

- sistema de muros de carga,
- sistema combinado,
- sistema de pórticos,
- sistema dual.

O sistema de pórticos, como exibe-se na figura 4.1, é composto por um pórtico espacial, resistente a momentos, essencialmente completo e sem diagonais, que resiste também a todas as cargas verticais e forças horizontais (AIS, 2010).


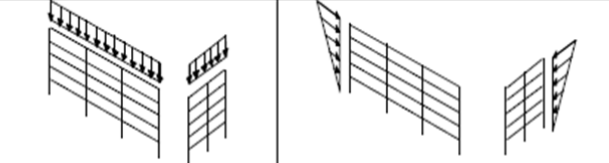
SISTEMA ESTRUTURAL DE RESISTÊNCIA SISMICA		
SISTEMA	CARGAS VERTICAIS	FORÇAS HORIZONTAIS
PÓRTICOS		

Figura 4.1 – Sistema estrutural de pórticos. NSR-10 (AIS, 2010)

A tabela 4.1 indica a classificação dos diferentes sistemas de pórticos resistentes a momentos, dependendo da zona sísmica, o tipo de material que será utilizado e o fator de

redução de dissipação de energia básico R_o , a altura máxima permitida da edificação e se é possível usar esse tipo de pórticos nas diferentes zonas sísmicas. O fator de redução de dissipação de energia básico R_o é um coeficiente definido para cada sistema estrutural e para cada grau de capacidade de dissipação de energia do material estrutural (AIS, 2010).

Compete ressaltar que, dependendo da localização da zona sísmica, esta norma classifica os pórticos segundo sua capacidade de dissipação de energia. Assim, para zona sísmica baixa serão pórticos ordinários, para zona sísmica intermediária serão pórticos intermediários e para zona sísmica alta serão pórticos especiais. Esta classificação dos pórticos é fundamental para a elaboração correta do projeto dos elementos estruturais, variando assim a quantidade de reforço requerido segundo sua classificação.

SISTEMA DE PÓRTICOS RESISTENTE A MOMENTOS		R_o	ZONA SÍSMICA		
Sistema resistência sísmica (forças horizontais)	Sistema resistência sísmica para cargas verticais		Alta	Intermediária	Baixa
			Altura máx.	Altura máx.	Altura máx.
De concreto armado	De concreto armado	7,0	Sem limite	Sem limite	Sem limite
De aço	De aço	7,0	Sem limite	Sem limite	Sem limite
Mistos	Pórticos de aço ou mistos resistentes ou não a momentos	7,0	Sem limite	Sem limite	Sem limite
De aço com treliças dúcteis	Pórticos de aço resistentes ou não a momentos	6,0	30 m	45 m	Sem limite

Tabela 4.1 - Sistema estrutural de pórticos resistentes a momentos NSR-10 (AIS, 2010)

A tabela 4.1 anterior indica um fator de redução $R_o = 7,0$ considerando neste estudo pórticos resistentes a momentos com capacidade de dissipação de energia especial (DES), segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010).

4.1.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012)

Esta norma classifica os sistemas estruturais em três tipos:

- Sistema de pórticos,

- Sistemas mistos,
- Sistema de muros e outros.

No sistema de pórticos todas as ações gravitacionais e as sísmicas são resistidas pelos próprios pórticos (INN, 2012). Dependendo do sistema estrutural e o material escolhido, deve-se selecionar o fator de modificação da resposta (R_0 para análise modal espectral e R para análise estática). Estes valores são apresentados na tabela 4.2. Os fatores de modificação representam as características de absorção e dissipação de energia da estrutura resistente e o material utilizado.

SISTEMA ESTRUTURAL	MATERIAL ESTRUTURAL	R	R_0
Pórticos	Aço estrutural		
	a) Pórticos ordinários (OMF)	4	5
	b) Pórticos intermédios (IMF)	5	6
	c) Pórticos especiais (SMF)	7	11
	d) Pórticos de vigas de treliça (STMF)	6	10
	Concreto armado	7	11

Tabela 4.2 - Sistema estrutural de pórticos norma NCH433-12 (INN, 2012).

4.2 Zona sísmica – Aceleração espectral.

4.2.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)

Os mapas de ameaça sísmica apresentados nas figuras 4.2 e 4.3 dividem o território colombiano em 10 regiões, sendo que cada região possui um valor de A_a (coeficiente que representa a aceleração horizontal pico efetiva) e A_v (coeficiente que representa a velocidade horizontal pico efetiva). Para determinar a zona sísmica de uma edificação é preciso conhecer a localização ou lugar exato onde será construída ou projetada a estrutura. Com a localização definida usam-se os mapas de ameaça sísmica para definir os coeficientes de A_a e A_v . Feito isto, escolhe-se o maior valor entre A_a e A_v e, usando a tabela 4.3, define-se a zona sísmica.

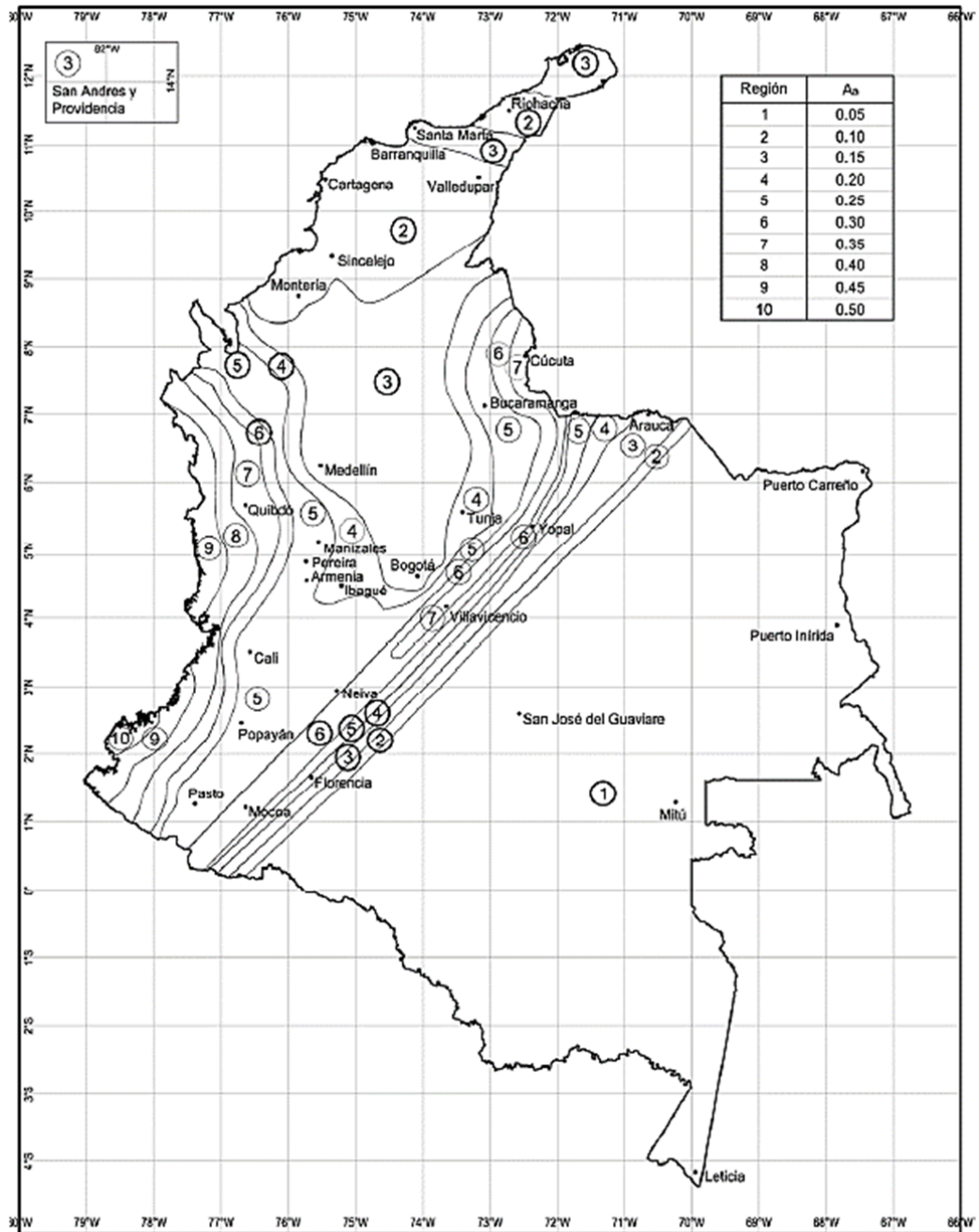


Figura 4.2 - Mapa das zonas de ameaça sísmica em função de A_a NSR-10 (AIS, 2010).

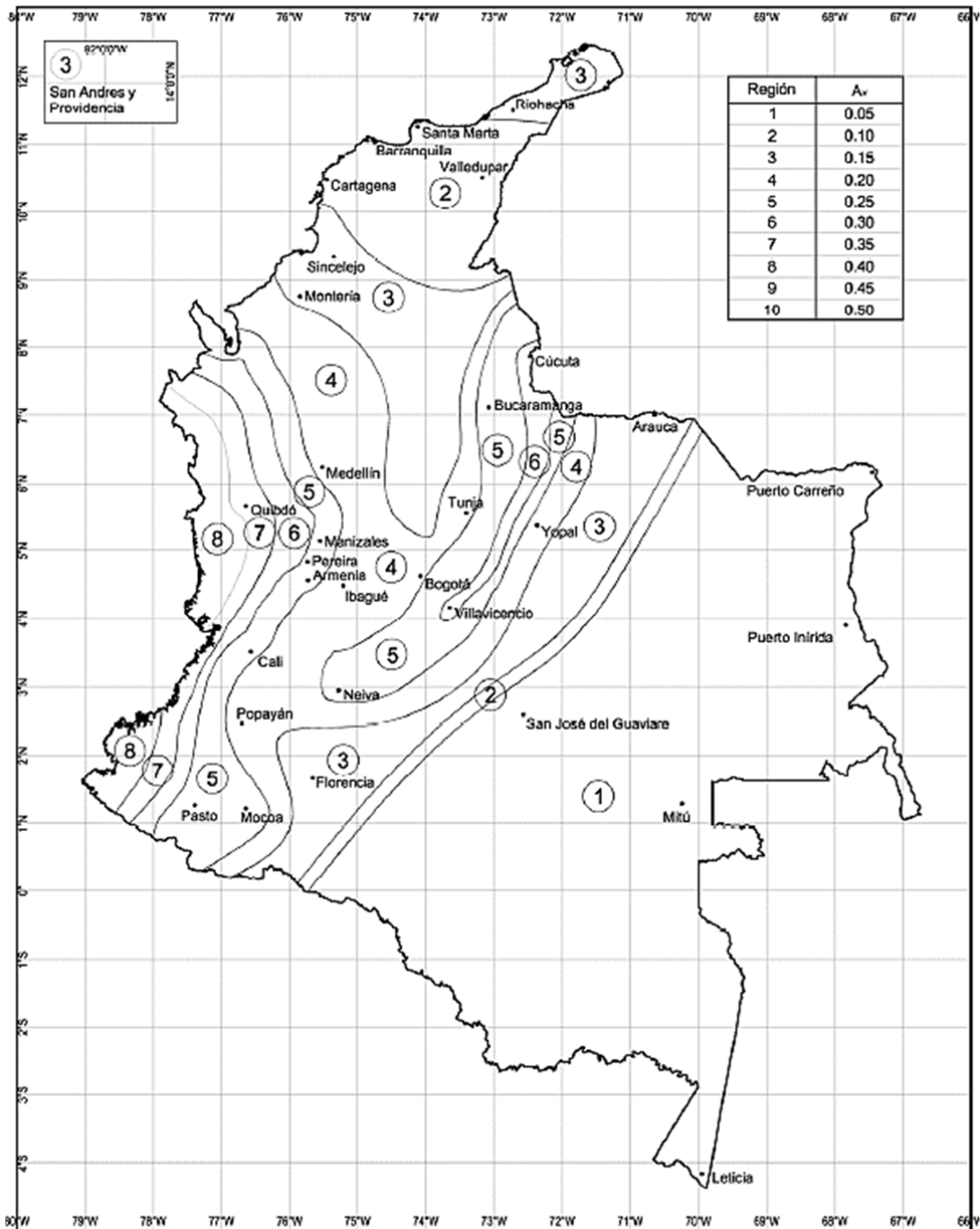


Figura 4.3 - Mapa das zonas de ameaça sísmica em função de A_v NSR-10 (AIS, 2010)

A NSR-10 (AIS, 2010) divide o país em três zonas sísmicas:

- Zona sísmica alta: Para valores maiores que $0,20 g$ e menores que $0,50 g$;

- Zona sísmica intermediária: para valores maiores *que* 0,10 g e menores ou iguais que 0,20 g;
- Zona sísmica baixa: para valores menores ou iguais que 0,10 g.

Esta classificação é apresentada na tabela 4.3. Os valores dessas acelerações são expressos como fração da gravidade (g).

MAIOR VALOR ENTRE A_a e A_v (g)	REGIÃO SEGUNDO O MAPA SÍSMICO	ZONA SÍSMICA
0,50	10	Alta
0,45	9	Alta
0,40	8	Alta
0,35	7	Alta
0,30	6	Alta
0,25	5	Alta
0,20	4	Intermediária
0,15	3	Intermediária
0,10	2	Baixa
0,05	1	Baixa

Tabela 4.3 - Zona de ameaças sísmicas Norma NSR-10 (AIS, 2010)

4.2.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012)

Nesta norma definem-se três zonas sísmicas como se indica na figura 4.4, caracterizadas pelos valores de aceleração apresentados na tabela 4.4. Em comparação com a NSR-10 (AIS, 2010), a norma chilena apresenta apenas um valor de aceleração efetiva máxima para cada zona sísmica. Do mesmo modo, as acelerações são expressas como fracção da gravidade (g).

ZONA SÍSMICA	A_o (g)
1	0,20
2	0,30
3	0,40

Tabela 4.4 - Zona sísmica Norma NCH433-12 (INN, 2012)

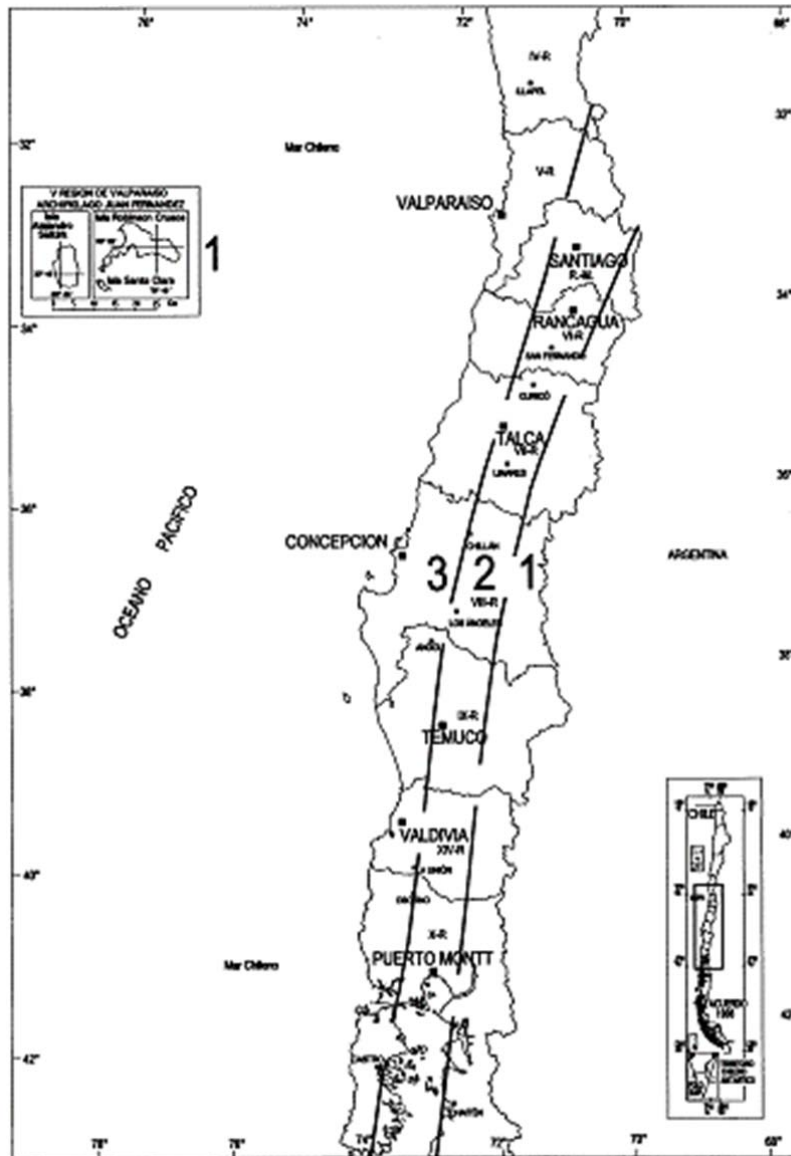


Figura 4.4 - Mapa da zona sísmica da região central do Chile NCH433-12 (INN, 2012).

4.3 Tipo de solo

4.3.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)

Uma vez definidos A_a e A_v a norma estabelece que deve-se indicar o tipo de solo onde se realizará a construção, projeto ou análise da edificação. Com a determinação do tipo de solo se obtém as propriedades do terreno.

Tendo definido o tipo de solo e levando em consideração os parâmetros A_a e A_v , obtêm-se os coeficientes de sitio do solo F_a (coeficiente de amplificação que afeta a zona de períodos curtos, devido aos efeitos de sitio) e F_v (coeficiente de amplificação que afeta a zona de períodos intermediários, devido aos efeitos de sitio). Estes coeficientes são fundamentais para a elaboração do espectro de projeto. F_a altera a aceleração espectral na zona de períodos curtos e se apresenta na tabela 4.5. F_v altera a aceleração espectral na zona de períodos intermediários e é mostrado na tabela 4.6.

TIPO DE SOLO	COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO SEGUNDO A INTENSIDADE				
	Intensidade dos movimentos sísmicos				
	$A_a < 0,1$	$A_a = 0,2$	$A_a = 0,3$	$A_a = 0,4$	$A_a > 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,2	1,2	1,1	1	1
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	-	-	-	-	-

Tabela 4.5 - Coeficiente de amplificação F_a Norma NSR-10 (AIS, 2010)

TIPO DE SOLO	COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO SEGUNDO A INTENSIDADE				
	Intensidade dos movimentos sísmicos				
	$A_v < 0,1$	$A_v = 0,2$	$A_v = 0,3$	$A_v = 0,4$	$A_v > 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	-	-	-	-	-

Tabela 4.6 - Coeficiente amplificação F_v Norma NSR-10 (AIS, 2010)

Os valores de coeficiente de sitio F_a e F_v amplificam ou diminuem as ordenadas do espectro de projeto, dependendo da zona sísmica da estrutura e principalmente da qualidade do solo. Por exemplo, para uma intensidade $A_v = 0,20 g$ e um solo de qualidade tipo A, a amplificação da aceleração terá um valor de $F_v = 0,8$ (tabela 4.6). Enquanto que para esta mesma intensidade, mas com um solo de menor qualidade tipo D se terá um valor de $F_v = 2,0$,

sendo 2,5 vezes maior que no solo tipo A. Isto demonstra a importância de se levar em consideração os respectivos efeitos do sitio do solo.

TIPO DE SOLO	DESCRIÇÃO	DEFINIÇÃO
A	Rocha competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Rocha rigidez média	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Solos muito densos e rocha mole. Velocidade de onda	760 m/s > $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	Solos muito densos e rocha mole. Qualquer condição	$N \geq 50$ ou $\bar{S}_u \geq 100$ KPa
D	Solos rígidos. Velocidade de onda	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	Solos rígidos. Qualquer condição	$50 > N \geq 15$ ou 100 KPa > $\bar{S}_u \geq 50$ KPa
E	Solo que cumpra com a velocidade de onda de corte	180 m/s > \bar{v}_s
	Solo que contém uma espessura total H maior de 3 m de argilas moles	$IP > 20$ ou $w \geq 40\%$ ou 50 KPa > \bar{S}_u
F	Os solos tipo F requerem uma avaliação explícita por um engenheiro especialista em solos. <ul style="list-style-type: none"> • F1: Solos susceptíveis a falha ou colapso por excitação sísmica. • F2: Turfa e argilas orgânicas. • F3: Argilas muito plásticas H > 7,5m • F4: Estratos muito espessos H > 36m 	

Tabela 4.7 - Tipos de solo Norma NSR-10 (AIS, 2010)

Pode acontecer que um coeficiente de aceleração, tanto de A_a e A_v , não se encontre nas tabelas 4.5 e 4.6, nesses casos se permite interpolar linearmente os valores do mesmo tipo de solo e assim encontrar os coeficientes respectivos para cada aceleração. Conseqüentemente, na tabela 4.7 se apresentam a classificação dos tipos de solo e permite-se conhecer uma simples descrição deles.

Para a classificação do solo, a norma NSR-10 (AIS, 2010) indica utilizar o método da velocidade meia de propagação das ondas de cisalhamento (\bar{v}_s) ou o método do número meio de golpes (N) do ensaio de penetração standard (SPT). Outro método a usar é a resistência ao corte não drenado de um estrato de solo (\bar{S}_u), que não deve ultrapassar os 250 KPa.

4.3.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012)

SOLO TIPO		V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	N_1 (golpes/p é)	S_u (MPa)
A	Rocha ou solo cimentado	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B	Rocha mole ou fraturada, solo muito denso ou muito firme	≥ 500		$\geq 0,40$ ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Solo denso ou firme	≥ 350		$\geq 0,30$ ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D	Solo medianamente denso ou firme. Rígido	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
E	Solo de compactidade ou consistência mediano	< 180			≥ 20	$< 0,50$
F	Solos especiais	*	*	*	*	*

Tabela 4.8 - Tipo de solo Norma NCH433-12 (INN, 2012)

Na norma chilena consideram-se seis tipos de solo, como se mostra na tabela 4.8. O solo tipo A é o de melhor qualidade para uma fundação e o tipo F é o menos favorável. A classificação do tipo de solo onde a estrutura será projetada, nesta norma, pode ser feita pela velocidade de onda de corte (V_{s30}), designação da qualidade da rocha (RDQ), resistência ao corte (S_u), índice de resistência à penetração (N_1) e resistência à compressão simples do solo (q_u).

4.4 Coeficiente de importância de edificação – Uso da edificação

4.4.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)

Cada edificação no território colombiano deve ser classificada segundo seu uso e, de acordo com ele, terá um coeficiente de importância. A norma define quatro grupos:

- Grupo IV - edificações indispensáveis: edificações para o serviço da comunidade durante e depois de um sismo cuja operabilidade não pode ser suspensa ou trasladada para outro lugar alterno como hospitais, clínicas, aeroportos, rodoviárias, etc.

- Grupo III - edificações de atendimento à comunidade: são aquelas edificações indispensáveis para atender uma emergência e preservar a saúde das pessoas; como bombeiros, polícia, forças militares, escolas, universidades, etc.
- Grupo II - edificações de ocupação especial: são edificações que podem congregam um número determinado de pessoas e certa quantidade de área construída. Por exemplo, salões de reuniões, shoppings, edifícios governamentais, etc.
- Grupo I - edificações de ocupação normal: são aquelas que não estão incluídas nos grupos anteriores e que sejam cobertas pelo regulamento; tais como edifícios residenciais, etc.

Uma vez definido o grupo de uso da edificação, é possível determinar o coeficiente de importância (I), o qual modifica o espectro inelástico junto com as forças de projeto. Os coeficientes de importância são listados na tabela 4.9.

GRUPO DE USO	COEFICIENTE DE IMPORTÂNCIA I
IV	1,50
III	1,25
II	1,10
I	1,00

Tabela 4.9 - Coeficiente de importância norma NSR-10 (AIS, 2010)

4.4.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).

Nesta norma as edificações se classificam em função da sua ocupação, importância, uso e risco de falha, correspondendo-lhe assim uma categoria e seu respectivo coeficiente de importância. Esta norma define quatro categorias segundo a tabela 4.10.

CATEGORIA DO EDIFÍCIO	COEFICIENTE DE IMPORTÂNCIA I
IV	1,20
III	1,20
II	1,00
I	0,60

Tabela 4.10 - Coeficiente de importância Norma NCH433-12 (INN, 2012)

As diferentes classificações de categorias das estruturas são:

- Na categoria I estão as estruturas isoladas que não são destinadas para moradias. Por exemplo, instalações agrícolas.
- Na categoria II se incluem as edificações para ocupação habitacional particular ou de uso público que não pertençam às categorias I, III e IV.
- A categoria III têm edifícios onde existe uma ocupação frequente e uma aglomeração de cem ou mais pessoas. Por exemplo, salas, estádios, escolas, etc.
- Na categoria IV estão as edificações de maior importância que seu funcionamento é essencial e ainda mais em um caso de catástrofe. Podemos ter hospitais, bombeiros, edifícios governamentais, rodoviárias, etc.

4.5 Irregularidades da estrutura

4.5.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)

A norma colombiana estabelece que, para efeitos de projeto, uma estrutura deve ser classificada como regular ou irregular, considerando-se sua configuração estrutural, forma exterior, tamanho, natureza, dimensões e localização dos elementos estruturais e não estruturais que afetem o comportamento da edificação diante de solicitações sísmicas (AIS, 2010).

Quando uma estrutura é classificada como irregular o valor do coeficiente de capacidade de dissipação de energia básico (R_0), que se utiliza no projeto sísmico, precisa ser multiplicado pelos coeficientes de irregularidades em planta (ϕ_p), altura (ϕ_a) e por ausência de redundância no sistema estrutural (ϕ_r), segundo seja o caso.

4.5.1.1 Irregularidade em planta (ϕ_p).

Considera-se uma estrutura irregular em planta quando ocorre um ou vários dos seguintes casos:

- Irregularidade torsional (1aP): existe quando em uma edificação com diafragma rígido o máximo deslocamento relativo do pavimento de uma extremidade da estrutura (Δ_1), calculado incluindo a torsão acidental e medido perpendicularmente sobre um eixo determinado, é maior que 1,2 e menor ou igual a 1,4 vezes a média do deslocamento das extremidades ($\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}$), com respeito ao mesmo eixo de referência como se mostra na figura 4.5 e na equação (4.1). Neste caso ϕ_p terá um valor de 0,90 ($\phi_p=0,90$).

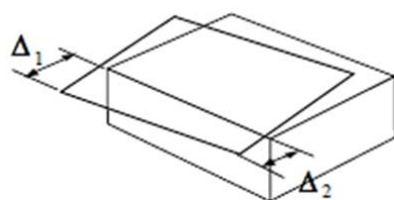


Figura 4.5 - Irregularidade torsional NSR-10 (AIS, 2010)

$$1,4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 \geq 1,2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \quad (4.1)$$

Onde,

Δ_1 deslocamento relativo de pavimento da extremidade 1,

Δ_2 deslocamento relativo de pavimento da extremidade 2.

- Irregularidade torsional extrema (1bP): existe quando em uma edificação com diafragma rígido o máximo deslocamento relativo do pavimento de uma extremidade da estrutura (Δ_1), calculado incluindo a torsão acidental e medido perpendicularmente sobre um eixo determinado, é maior de 1,4 vezes a média do deslocamento das extremidades ($\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}$), com respeito ao mesmo eixo de referência como se mostra na figura 4.5 e na equação (4.2). Para isto ϕ_p terá um valor de 0,80 ($\phi_p=0,80$).

$$\Delta_1 \geq 1,4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \quad (4.2)$$

Onde,

Δ_1 deslocamento relativo do pavimento da extremidade 1,

Δ_2 deslocamento relativo do pavimento da extremidade 2.

- Retrocesso nas extremidades (2P): quando tem retrocessos excessivos nas extremidades da estrutura. É considerado como retrocessos excessivos quando as projeções da estrutura, nos dois lados do retrocesso são maiores que 15% da dimensão da planta da estrutura na direção do retrocesso, como se pode observar na figura 4.6 e na equação (4.3). Consequentemente ϕ_p terá um valor de 0,90 ($\phi_p=0,90$).

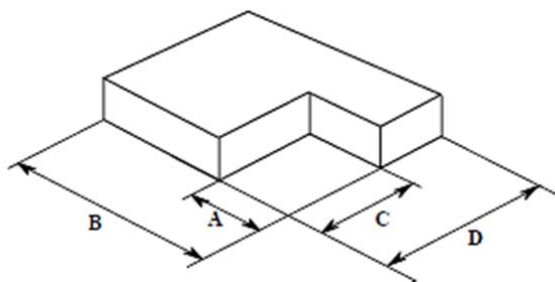


Figura 4.6 - Irregularidade retrocesso nas extremidades NSR-10 (AIS, 2010)

$$A \geq 0,15B \text{ ou } C \geq 0,15D \quad (4.3)$$

Onde,

B e D dimensões da estrutura,

A e C dimensões do retrocesso nas extremidades.

- Descontinuidade no diafragma (3P): se encontra quando o diafragma tem variações consideráveis na sua rigidez, causadas por aberturas, retrocessos, buracos, entradas com áreas maiores que 50% da área bruta do diafragma como se indica na figura 4.7 e equação (4.4), onde a estrutura com dimensões $A \times B$ tem uma abertura com dimensões $C \times D$, exemplificando assim a variação de rigidez no diafragma da

edificação. Esta irregularidade também pode ocorrer quando existem mudanças de rigidez efetiva do diafragma maiores que 50%, entre pavimentos consecutivos da estrutura. Para estes casos ϕ_p terá um valor de 0,90 ($\phi_p=0,90$).

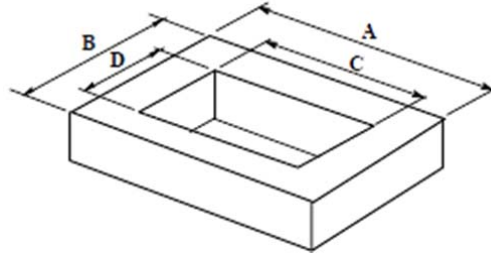


Figura 4.7 - Irregularidade descontinuidade no diafragma NSR-10 (AIS, 2010)

$$(CxD) \geq 0,50(AxB) \quad (4.4)$$

Onde,

B e A dimensões da estrutura,

C e D dimensões da abertura na estrutura.

- Deslocamentos do plano de ação de elementos verticais (4P): quando existem descontinuidades na trajetória das forças induzidas pelos efeitos sísmicos. Por exemplo, quando se movimentam um grupo de elementos verticais do sistema de resistência sísmica em uma direção perpendicular a ele, isto gera um novo plano como se pode observar na figura 4.8. Em tal caso ϕ_p terá um valor de 0,80 ($\phi_p=0,80$).

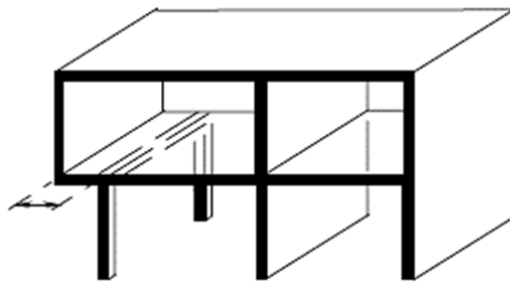


Figura 4.8 - Irregularidade deslocamento do plano NSR-10 (AIS, 2010)

- Sistemas não paralelos (5P): quando as direções das ações horizontais dos elementos verticais do sistema de resistência sísmica não são paralelas ou simétricas com respeito aos eixos ortogonais horizontais principais do sistema de resistência sísmica como se apresenta na figura 4.9. Para este caso ϕ_p terá um valor de 0,90 ($\phi_p=0,90$).

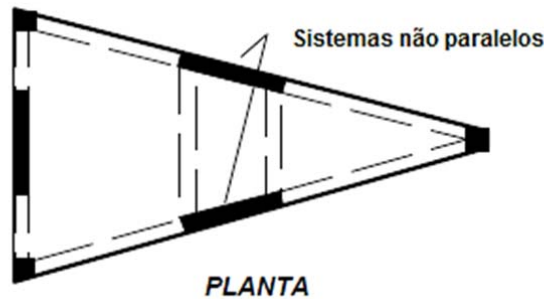


Figura 4.9 - Irregularidade sistemas não paralelos NSR-10 (AIS, 2010)

IRREGULARIDADES EM PLANTA	
Tipo	ϕ_p
1aP	0,90
1bP	0,80
2P	0,90
3P	0,90
4P	0,80
5P	0,90

Tabela 4.11 - Resumo das irregularidades em planta norma NSR-10 (AIS, 2010)

Assim, é possível encontrar em uma estrutura seis tipos de irregularidades em planta, como se apresenta na tabela 4.11; mas para o cálculo final se escolherá o menor valor entre estas irregularidades, o qual representará ϕ_p .

Em zonas sísmicas intermediárias e baixas pode-se limitar o cálculo de algumas irregularidades para estruturas pertencentes aos grupos de uso I e II. Em resumo, para zonas baixas só se calcula as irregularidades 1aP, 1bP e para zonas sísmicas intermediárias 1aP, 1bP, 3P e 4P.

4.5.1.2 Irregularidade em altura (ϕ_a).

Uma estrutura é irregular em altura quando acontece um ou vários dos seguintes casos:

- Pavimento flexível (1aA): esta irregularidade ocorre quando a rigidez de um pavimento, neste caso K_C como é indicado na figura 4.10, diante de forças horizontais é menor que 70% ($0,70K_D$), porém maior ou igual que 60% ($0,60K_D$) da rigidez do pavimento superior. Também pode acontecer quando esse mesmo pavimento (K_C) for menor que 80% ($0,80 \frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$), porém maior ou igual que 70% ($0,70 \frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$) da média da rigidez dos três pavimentos superiores. Isto é mostrado na figura 4.10 e nas equações (4.5) e (4.6). Caso isso aconteça o coeficiente ϕ_a terá um valor de 0,90 ($\phi_a=0,90$).

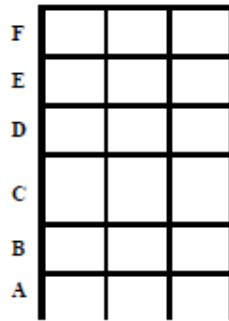


Figura 4.10 - Irregularidade piso flexível NSR-10 (AIS, 2010).

$$0,70K_D \geq K_C \geq 0,60K_D \quad (4.5)$$

$$0,80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3} \geq K_C \geq 0,70 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3} \quad (4.6)$$

Onde,

K_C rigidez do pavimento C,

K_D rigidez do pavimento D,

K_E rigidez do pavimento E,

K_F rigidez do pavimento F.

- Pavimento flexível extremo (1bA): se apresenta quando a rigidez de um pavimento, neste caso K_C como é indicado na figura 4.10, diante de forças horizontais é menor que 60% ($0,60K_D$) da rigidez do pavimento superior. Pode ocorrer também quando esse mesmo pavimento (K_C) for menor que 70% ($0,70 \frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$) da média da rigidez dos três pavimentos superiores. Isto como é expresso na figura 4.10 e nas equações (4.7) e (4.8). Para tal caso o coeficiente ϕ_a terá um valor de 0,80 ($\phi_a=0,80$).

$$0,60K_D > K_C \quad (4.7)$$

$$0,70 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3} > K_C \quad (4.8)$$

Onde,

- K_C rigidez do pavimento C,
- K_D rigidez do pavimento D,
- K_E rigidez do pavimento E,
- K_F rigidez do pavimento F.

- Distribuição das massas (2A): quando a massa de qualquer pavimento é maior que 1,5 vezes a massa do pavimento adjacente como se exhibe na figura 4.11 e na equação (4.9). Nesta avaliação de irregularidade são excluídas as coberturas leves, devido a sua pouca massa. Neste caso o coeficiente ϕ_a terá um valor de 0,90 ($\phi_a=0,90$).

$$m_D > 1,5m_C \text{ ou } m_D > 1,5m_E \quad (4.9)$$

Onde,

- m_C massa do pavimento C,
- m_D massa do pavimento D,
- m_E massa do pavimento E.

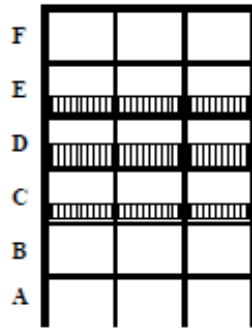


Figura 4.11 - Irregularidade distribuição de massa NSR-10 (AIS, 2010)

- Geometria (3A): quando a dimensão horizontal do sistema de resistência sísmica em qualquer pavimento é 1,3 vezes a mesma dimensão em um pavimento contíguo como é apresentado na figura 4.12 e na equação (4.10). Nesta situação o coeficiente ϕ_a terá um valor de 0,90 ($\phi_a=0,90$).

$$a > 1,3b \quad (4.10)$$

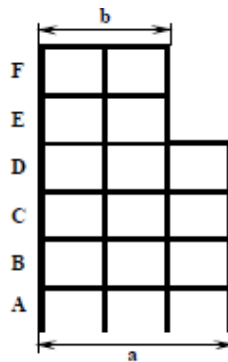


Figura 4.12 - Irregularidade por geometria NSR-10 (AIS, 2010)

- Deslocamento dentro de um plano de ação (4A): quando existem deslocamentos no alinhamento de elementos verticais (b) do sistema de resistência sísmico dentro do mesmo plano que os contêm e esses deslocamentos são maiores que a dimensão horizontal (a) do elemento vertical, como é demonstrado na figura 4.13 e na equação (4.11). Nesta situação ϕ_a terá um valor de 0,80 ($\phi_a=0,80$).

$$b > a \quad (4.11)$$

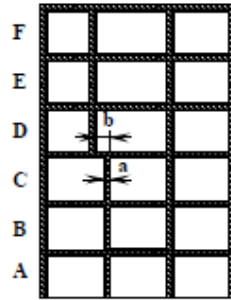


Figura 4.13 - Irregularidade deslocamento dentro do plano NSR-10 (AIS, 2010)

- Pavimento frágil - descontinuidade na resistência (5aA): ocorre quando a resistência de um pavimento, neste caso RP_B como é indicado na figura 4.14, é menor que 80% da resistência do pavimento imediatamente próximo ($0,80RP_C$), porém maior ou igual que 65% ($0,65RP_C$). A resistência do pavimento é a soma das resistências de todos os elementos que resistem o cortante de pavimento para uma direção considerada. Isto se pode observar na figura 4.14 e na equação (4.12). Neste caso o coeficiente ϕ_a terá um valor de 0,90 ($\phi_a=0,90$).

$$0,80RP_C > RP_B \geq 0,65RP_C \quad (4.12)$$

Onde,

RP_B rigidez do pavimento B,

RP_C rigidez do pavimento C.

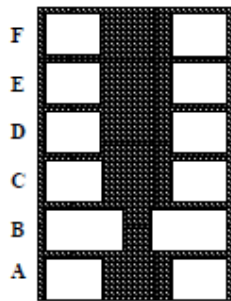


Figura 4.14 - Irregularidade pavimento débil NSR-10 (AIS, 2010)

- Pavimento frágil - descontinuidade extrema na resistência (5bA): quando a resistência do pavimento, neste caso RP_B como é indicado na figura 4.14, é menor que 65% ($0,65RP_C$) da resistência do pavimento imediatamente superior. Isto mostrado na figura 4.14 e na equação (4.13). Em tal caso o coeficiente ϕ_a terá um valor de 0,80 ($\phi_a=0,80$).

$$0,65RP_C \geq RP_B \quad (4.13)$$

Onde,

RP_B rigidez do pavimento B,

RP_C rigidez do pavimento C.

IRREGULARIDADES EM ALTURA	
Tipo	ϕ_a
1aA	0,90
1bA	0,80
2A	0,90
3A	0,90
4A	0,80
5aA	0,90
5bA	0,80

Tabela 4.12 - Resumo dos coeficientes das irregularidades em altura, segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010)

Assim, na estrutura pode-se encontrar sete tipos de irregularidades em altura e são listados na tabela 4.12. Mas para o cálculo final se escolherá o menor valor entre estas irregularidades, o qual representará o coeficiente ϕ_a .

4.5.1.3 Irregularidade por ausência de redundância (ϕ_r).

A redundância está relacionada com o fato de distribuir as cargas de uma estrutura em todos seus elementos, procurando que sua resistência dependa de vários elementos. Para entender um pouco melhor esta irregularidade é apresentada a figura 4.15. Nesta figura se indicam duas estruturas, uma sem redundância (figura 4.15a) e outra com redundância (figura 4.15b).

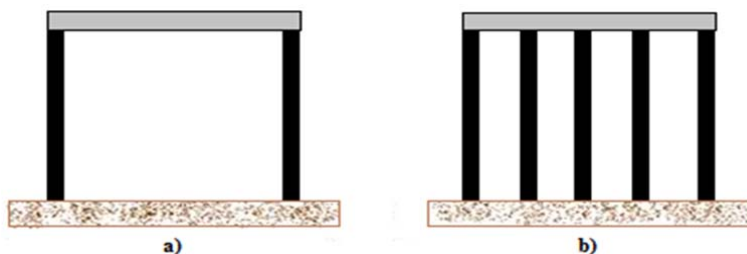


Figura 4.15 - a) Pórtico sem redundância. b) Pórtico com redundância.

Na figura 4.15a percebem-se dois elementos verticais e duas ligações viga-coluna e cada uma resiste 50% à ação das forças horizontais, se uma ligação delas falha terá uma perda de 50% do sistema de resistência, em tal caso a norma NSR-10 (AIS, 2010) exige não ter perdas superiores a 33%, pois se perder mais disso teria ausência de redundância. Na figura 4.15b observam-se cinco elementos verticais e cinco ligações viga-coluna e cada uma apresenta 20% de resistência às forças horizontais, se uma conexão delas falha perde-se 20%, e para tal caso não haveria ausência de redundância segundo o especificado pela norma NSR-10 (AIS, 2010).

A NSR-10 (AIS, 2010) recomenda aplicar um fator de redução de resistência por ausência de redundância em sistemas estruturais de pórticos em zona sísmica intermediária e alta quando acontecer o seguinte caso:

- A perda da resistência na ligação viga-coluna das duas extremidades de uma viga não resulte em uma redução de mais que 33% da resistência diante de forças horizontais do pavimento nem produza uma irregularidade torsional extrema (1bP) em planta. Se acontecer o anterior ϕ_r terá um valor de 0,75 ($\phi_r=0,75$).
- Entretanto, se deve empregar um fator de redução de resistência por ausência de redundância em sistemas estruturais de pórticos em zona sísmica baixa $\phi_r=1,0$.

Dentro deste contexto deve ficar claro que a estrutura pode apresentar um ou vários casos de uma mesma irregularidade definidos anteriormente. Por exemplo, ter várias irregularidades em planta, uma por retrocesso das extremidades com coeficiente $\phi_a = 0,9$ e, uma torsional extrema com coeficiente $\phi_a = 0,8$. Para este caso se deverá escolher o menor valor entre eles, ou seja, $\phi_a = 0,8$ e, este valor será o coeficiente representativo da

irregularidade em planta. Do mesmo modo pode ocorrer isto com os tipos de irregularidades em altura e se deve proceder da mesma maneira.

Para concluir, uma edificação pode ter vários tipos de irregularidades ao mesmo tempo e quanto maior o número de irregularidades de uma estrutura menor será o coeficiente de redução de dissipação de energia da mesma (R). Uma vez conferidos os coeficientes de irregularidades estes multiplicam o fator de redução de dissipação de energia básico R_0 como se observa na equação (4.14), e está definido no item 4.1.1.

$$R = \phi_p \cdot \phi_a \cdot \phi_r \cdot R_0 \quad (4.14)$$

Onde,

- ϕ_p coeficiente de irregularidade em planta,
- ϕ_a coeficiente de irregularidade em altura,
- ϕ_r coeficiente de irregularidade por ausência de redundância,
- R_0 fator de redução de dissipação de energia básico

Caso a estrutura não apresente nenhum tipo irregularidade os coeficientes terão um valor de um, assim: $\phi_p = \phi_a = \phi_r = 1$. E para tal caso a estrutura será considerada regular.

4.5.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).

A NCH433-12 (INN, 2012) não considera irregularidades de uma estrutura. Porém diz que si uma estrutura tem forma irregular (por exemplo, uma edificação com geometria em forma de H), seu comportamento diante de um sismo deve ser como um conjunto todo, e o diafragma rígido deve trabalhar da mesma maneira. Na avaliação do diafragma rígido se deve garantir que há suficiente rigidez para lograr distribuir as forças inercias entre os planos verticais resistentes (INN, 2012). Se não for possível projetar a estrutura como um conjunto deve-se tratar como estruturas independentes.

4.6 Limites de deslocamentos.

4.6.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010).

A norma estabelece um limite para o deslocamento relativo, calculado a partir da equação (4.15), com o intuito de controlar a deformação da edificação, assim como garantir um bom comportamento da mesma e dos seus componentes estruturais. A norma permite o cálculo de deslocamentos utilizando o espectro elástico.

$$\Delta_{m\acute{a}x}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{(i-1)})^2} \quad (4.15)$$

O limite do deslocamento relativo máximo depende do sistema estrutural e o material utilizado, como é apresentado na tabela 4.13. O deslocamento relativo é dado em porcentagem do pé direito de cada pavimento, medindo-se com respeito ao pavimento imediatamente anterior. Por exemplo, para uma estrutura de concreto reforçado o cálculo do deslocamento máximo relativo do pavimento i ($\Delta_{m\acute{a}x}^i$) é dado pela diferença entre os deslocamentos horizontais máximos entre o pavimento i ($\delta_{tot,j}^i$) e o pavimento $(i-1)$ ($\delta_{tot,j}^{(i-1)}$), pontos localizados no mesmo eixo vertical. Para este tipo de estrutura o deslocamento máximo relativo deve ser menos que 1% do pé direito (h_{pi}) do pavimento i .

ESTRUTURA	DESLOCAMENTO MÁXIMO RELATIVO
Concreto reforçado, Madeira, Aço	1,0% ($\Delta_{m\acute{a}x}^i < 0,01h_{pi}$)
Alvenaria	0,5% ($\Delta_{m\acute{a}x}^i < 0,05h_{pi}$)
Mistas de aço	0,7% ($\Delta_{m\acute{a}x}^i < 0,07h_{pi}$)

Tabela 4.13 - Deslocamentos máximos relativos da norma NSR-10 (AIS, 2010)

4.6.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).

Os deslocamentos horizontais devem ser calculados para as ações sísmicas de projeto dependendo do tipo de análise e também são calculados com a equação (4.15). Nesta norma, o deslocamento relativo é calculado no centro de massa de cada pavimento e em cada uma das direções e estabelece um limite de 0,002 do pé-direito, medido entre dois pavimentos consecutivos. A norma permite o cálculo de deslocamentos horizontais utilizando o espectro inelástico.

ESTRUTURA	DESLOCAMENTO MÁXIMO RELATIVO
Concreto reforçado	0,2% ($\Delta_{máx}^i < 0,002h_{pi}$)

Tabela 4.14 - Deslocamento máximo relativo da norma NCH433-12 (INN, 2012).

4.7 Cortante sísmica na base

4.7.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010)

Para calcular a cortante sísmica na base a norma colombiana usa o método estático e o método modal espectral.

No método estático a cortante sísmica na base (V_S) é calculada com a equação (4.16), essa força é equivalente à totalidade dos efeitos inerciais horizontais produzidos pelos movimentos sísmicos.

$$V_S = S_a g M \quad (4.16)$$

Onde,

S_a aceleração espectral lida no espectro para o período T ,

g gravidade,

M massa da estrutura,

T período da estrutura.

Para calcular S_a é preciso saber o período da estrutura, que pode ser calculado diretamente de uma análise modal espectral, utilizando qualquer *software*. A norma colombiana também permite calcular o período da estrutura de uma maneira aproximada utilizando a equação (4.17).

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (4.17)$$

Onde,

T_a	período aproximado,
C_t, α	parâmetros que dependem do sistema estrutural,
h	altura da estrutura.

Para um sistema de pórticos de concreto armado a norma NSR-10 (AIS, 2010) define os seguintes valores para esses parâmetros: $C_t = 0,047$ e $\alpha = 0,9$.

No entanto, T_a é um valor estimativo inicial que serve a penas para dimensionar uma estrutura, porem uma vez encontrado o período fundamental da estrutura com as dimensões corretas deve-se usar ele e não o período aproximado.

A norma colombiana recomenda que o período da estrutura calculado em uma análise modal deve-se comparar com T_a , e não deve haver uma diferença maior entre eles que 10%, como se indica na equação (4.18), buscando estruturas mais rígidas. As vezes é difícil concertar esta diferença entre os períodos, já que ao procurar amentar a rigidez da estrutura altera-se diretamente as dimensões dos elementos estruturais. Por tanto é decisão do profissional encarregado em tornar a estrutura mais rígida cumprindo com a diferença dos períodos, tendo em conta diferenças razoáveis. Normalmente as dimensões da estrutura estão sujeitas a cumprir os limites de deslocamento permitidos pela norma.

$$T - T_a \leq 10\%T \quad (4.18)$$

Com o método modal espectral deve determinar-se a cortante na base contribuída pelo modo m na direção horizontal j (V_{mj}) com se indica na equação (4.19).

$$V_{mj} = S_{am}g\overline{M}_{mj} \quad (4.19)$$

Onde,

S_{am}	o valor da aceleração lido do espectro elástico
g	a gravidade
\overline{M}_{mj}	massa da estrutura do modo m na direção j .

No método espectral devem-se incluir todos os modos que consigam alcançar 90% de vibração da massa t da estrutura em cada direção.

A norma colombiana recomenda compatibilizar as forças sísmicas, sugerindo que o valor da cortante sísmica obtida na análise modal espectral não seja inferior que 80% da cortante sísmica na base calculada pelo método estático, para estruturas regulares ou que 90% da cortante sísmica na base calculada pelo método estático, para estruturas irregulares. Caso seja inferior a cortante modal deve-se multiplicar pelo fator das equações (4.20) e (4.21).

$$0,80 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad (\text{estruturas regulares}) \quad (4.20)$$

$$0,90 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad (\text{estruturas irregulares}) \quad (4.21)$$

Onde,

V_{tj}	cortante modal total na base na direção j obtida combinando as cortantes (V_{mj}),
V_s	cortante sísmica na base obtida pelo método estático.

4.7.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).

Para calcular a cortante sísmica na base a norma chilena define o uso do método estático e do método modal espectral. Na norma chilena o sistema de forças horizontais deve-se aplicar no centro de massa de cada pavimento.

A força mínima calculada com o método estático é expressa na equação (4.22).

$$Q_0 = CIP \quad (4.22)$$

Onde,

- C coeficiente sísmico,
- I coeficiente de importância,
- P peso da estrutura.

O coeficiente sísmico obtém-se mediante a equação (4.23).

$$C = \frac{2,75SA_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (4.23)$$

Onde,

- n, T', S são parâmetros que dependem do tipo de solo.
- A_o aceleração efetiva.
- R fator de redução de dissipação de energia.
- T^* período do modo com maior massa translacional.
- g gravidade.

Os parâmetros n , T' e S são definidos dependendo do tipo de solo e se agrupam na tabela 4.15. Em nenhum caso o valor de C deve ser menor que o valor dado pela equação (4.24).

$$\frac{SA_0}{6g} \quad (4.24)$$

TIPO DE SOLO	S	T ₀ (s)	T' (s)	n	ρ
A	0,90	0,15	0,20	1,00	2,00
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,50
C	1,05	0,40	0,45	1,40	1,60
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1,00
E	1,30	1,20	1,35	1,80	1,00
F	*	*	*	*	*

Tabela 4.15 - Parâmetros segundo o tipo de solo, norma NCH433-12 (INN, 2012)

Com o método modal espectral devem-se incluir todos os modos que consigam alcançar 90% de vibração da massa total da estrutura em cada direção. A força cortante na base não deve ser menor que o valor calculado com a equação (4.25) e nem superior ao valor dado pela equação (4.26).

$$\frac{A_0 S}{6g} \quad (4.25)$$

$$\frac{0,35SA_0}{g} \quad (4.26)$$

Onde,

S são parâmetros que dependem do tipo de solo,

A₀ aceleração efetiva,

g gravidade.

As forças sísmicas calculadas devem-se combinar com todas as cargas verticais, independentemente do método usado, e devem aplicar-se todas no mesmo sentido em cada direção de análise (INN, 2012).

4.8 Método de análise.

4.8.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010).

A norma colombiana estabelece quatro métodos de análises: o método da força horizontal equivalente (FHE), o método de análise dinâmica elástica, o método de análise dinâmica inelástica e o método de análise alternativa.

O método da FHE, que é considerado um método estático, pode ser usado quando a estrutura cumprir as seguintes condições:

- Edificações regulares e/ou irregulares localizadas em zona baixa e intermediária que pertençam ao grupo I (ver item 4.4.1).
- Edificações regulares com 20 pavimentos ou no máximo 60 metros de altura em qualquer zona sísmica, exceto edificações localizadas em lugares que tenham solo tipo D, E e F com períodos de vibração maiores a $2T_C$ (T_C período de vibração para períodos curtos, AIS, 2010)
- Edificações irregulares com 6 pavimentos como máximo ou 18 metros de elevação máxima.

Para encontrar a força sísmica horizontal (F_i , do pavimento i -ésimo), em qualquer pavimento, usa-se a cortante sísmica e calcula-se com a equação (4.27), para cada direção.

$$F_i = C_{Vi}V_S \quad (4.27)$$

Onde,

C_{Vi} coeficiente que se obtém empregando a equação (4.28),

V_S cortante sísmica na base obtida pelo método estático.

$$C_{vi} = \frac{m_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (4.28)$$

Onde,

k	exponente que depende de T ,
$k = 1$	para períodos $T \leq 0,5$ s,
$k = 0,75 + 0,5 T$	com períodos entre $0,5 < T \leq 2,5$ s,
$k = 2$	para $T > 2,5$ s,
T	período da estrutura,
m_i	massa da estrutura do i -ésimo pavimento,
h_i^k	altura do pé direito do i -ésimo pavimento da estrutura.

Na análise dinâmica elástica utilizam-se dois métodos o modal espectral e o cronológico ou *time history*. Geralmente utiliza-se o método modal espectral fazendo uso de espectros de aceleração.

A norma colombina recomenda considerar os efeitos ortogonais da estrutura, tanto para o método estático e o método espectral, supondo ocorrência simultânea de 100% das forças sísmicas em uma direção e de 30% das forças sísmicas na direção perpendicular. As forças sísmicas devem combinar-se com todas as cargas verticais (AIS, 2010). É critério do profissional decidir qual método usar.

Os métodos de análise dinâmica inelástica e o método de análise alternativa podem se usar para qualquer estrutura e zona sísmica.

4.8.1.1 Definição do espectro de projeto.

Os espectros de projeto expressam as características de diferentes movimentos sísmicos de diferentes regiões e são construídos a partir de espectros de resposta.

Os espectro de projeto se utilizam na análise dinâmica espectral. Para esta análise as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012) estabelecem incluir certo número de modos de vibração, os quais devem fornecer de maneira significativa a resposta dinâmica da estrutura. Para tal caso as normas exigem que se deve movimentar como mínimo 90 % da massa total da estrutura em cada direção.

Os diferentes tipos de espectros que se definem podem ser de acelerações, de velocidades ou de deslocamentos. Neste estudo é considerado apenas o espectro de acelerações.

A forma do espectro de acelerações se mostra na figura 4.16. Ele é definido pelo valor da aceleração máxima horizontal de projeto (S_a), e pelas limitações dadas para os períodos de vibração (T). S_a está expressa em fração da gravidade e para um coeficiente de 5% do amortecimento crítico.

$$S_a = 2,5A_aF_aI \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } T \leq T_0 \quad (4.29)$$

$$S_a = 2,5A_aF_aI \text{ para } T_0 < T \leq T_c \quad (4.30)$$

$$S_a = \frac{1,2A_vF_vI}{T} \text{ para } T_c < T \leq T_L \quad (4.31)$$

$$S_a = \frac{1,2A_vF_vI}{T^2} \text{ para } T_L < T \quad (4.32)$$

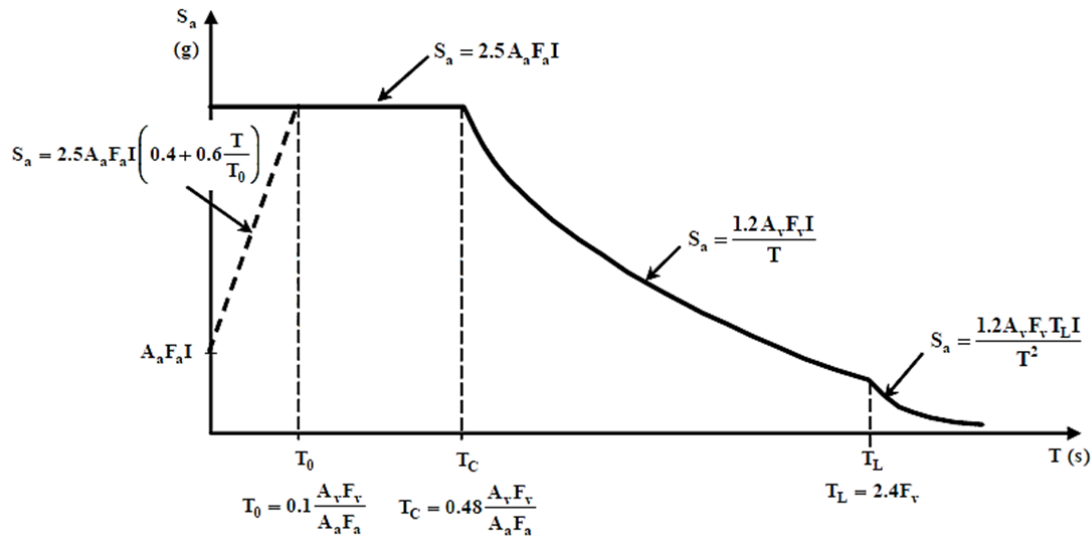


Figura 4.16 - Espectro de projeto da norma NSR-10 (AIS, 2010).

Onde,

$$T_0 = 0,1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (4.33)$$

$$T_c = 0,48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (4.34)$$

$$T_L = 2,4 F_v \quad (4.35)$$

Onde,

- A_a coeficiente que representa a aceleração horizontal pico efetiva.
- A_v coeficiente que representa a velocidade horizontal pico efetiva.
- F_a coeficiente de amplificação que afeta a zona de períodos curtos, devido aos efeitos de sitio.
- F_v coeficiente de amplificação que afeta a zona de períodos intermediários, devido aos efeitos de sitio.
- I coeficiente de importância.
- T período da estrutura.
- T_0 representa o período de vibração da zona de acelerações constantes.
- T_C que indica o período de vibração de períodos curtos.
- T_L período de vibração de períodos longos.

4.8.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).

Esta norma estabelece dois métodos de análise: o método estático e o método modal espectral. Independentemente do método utilizado deve-se considerar um modelo da estrutura de no mínimo três graus de liberdade por pavimento (INN, 2012).

O método de análise estática pode ser usado unicamente quando as estruturas se encaixem nas seguintes condições:

- Estruturas das categorias I e II que se situem nas zonas sísmicas I.

- Estruturas com até 5 pavimentos ou menos de 20 metros de altura.
- Aquelas estruturas entre 6 a 15 pavimentos devem satisfizer duas condições:
 - A relação entre a altura da edificação e os períodos de vibração deve ser igual ou superior a 40 m/s (equação (4.36)).
 - A diferença entre o método estático e o modal espectral nos esforços de corte e momento de tombamento não deve ser superior a 10%.

$$\frac{H}{T_j} \geq 40 \frac{m}{s} \quad (4.36)$$

Onde,

H altura da estrutura,

T_j período do modo com maior massa translacional na direção j .

Para estruturas de não mais de cinco pavimentos as forças sísmicas horizontais (F_k) podem-se calcular com a equação (4.37).

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^n A_j P_j} Q_0 \quad (4.37)$$

Onde,

A_k fator de ponderação para o peso associado ao nível k , calculado com a equação (4.38),

P_k peso associado ao nível k ,

A_j fator de ponderação para o peso associado ao nível j ,

P_j peso associado ao nível j ,

Q_0 cortante na base do edifício.

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (4.38)$$

Onde,

Z_k altura do nível k ,

Z_{k-1} altura do nível $k - 1$,

H altura total do edifício.

Para estruturas de mais de cinco e menores que dezesseis pavimentos devem-se satisfazer as condições expostas pelo método de análise estática e podem-se usar as equações (4.37) e (4.38).

O método de análise modal espectral pode ser aplicado a estruturas que apresentam modos normais de vibração clássicos, com amortecimento da ordem de 5% do amortecimento crítico (INN, 2012). Para esta análise deve-se incluir todos os modos que forem necessários para que a soma das massas equivalentes (em cada direção da análise) seja maior ou igual a 90% da massa total, para cada uma das ações sísmicas.

A norma NCH433-12 (INN, 2012) define dois espectros de projeto, um para acelerações e outro para deslocamentos. Na figura 4.17 se apresenta a forma do espectro de projeto de acelerações, definida pela aceleração espectral de projeto (S_a) mostrada na equação (4.39) e o período de vibração (T).

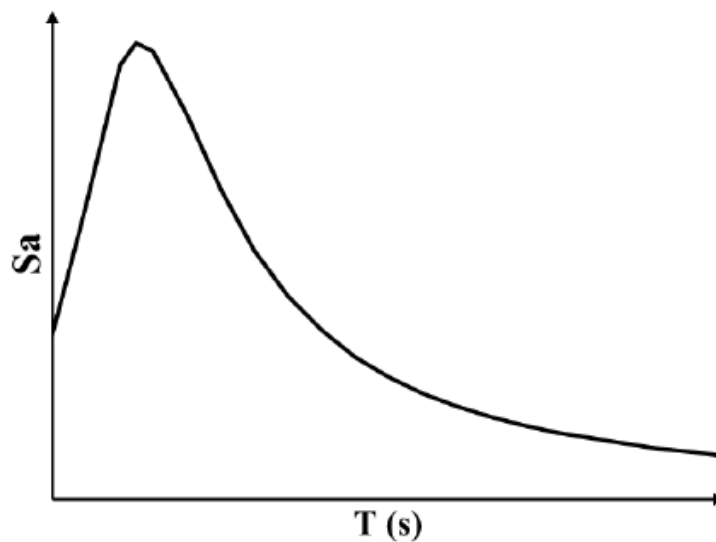


Figura 4.17 - Espectro de projeto da norma NCH433-12 (INN, 2012).

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{R^*/I} \quad (4.39)$$

Sendo α o fator de amplificação de cada modo e R^* fator de redução da aceleração espectral listados na equação (4.40) e (4.41) respectivamente.

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (4.40)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (4.41)$$

Onde,

- A_0 aceleração efetiva máxima do solo.
- I coeficiente de importância.
- T^* período do modo com maior massa translacional na direção da análise.
- T_n período de vibração do modo n.
- S, T_0, p parâmetros que dependem do tipo de solo.

4.9 Combinações de ações

Toda estrutura está submetida a diferentes tipos de cargas ou forças resultantes do peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais, dos seus ocupantes e seus pertences, efeitos naturais, etc.

As combinações de ações ou carga são usadas para projetar elementos estruturais como pilares, vigas, fundações, etc. As combinações são a ação ou combinação de diferentes tipos de cargas tais com permanentes, variáveis, sísmicas, hidrostáticas, neve, etc. Estas combinações procuram a situação mais desfavorável da estrutura frente às diferentes ações de cargas.

As combinações de carga devem ser selecionadas dependendo do tipo de método para projetar os elementos estruturais. Os possíveis métodos para projetar que estabelecem estas duas normas em estudo são o método de resistência e o de esforços admissíveis.

4.9.1 Norma colombiana NSR-10 (AIS, 2010).

A norma NSR-10 (AIS, 2010) define as combinações de carga mínimas que devem ser aplicadas em um projeto. Estas combinações são para o método de resistência, utilizando fatores de majoração. O projeto dos elementos estruturais deve ser feito com a combinação de carga mais crítica, apresentadas na tabela 4.16.

COMBINAÇÕES DE CARGA NSR-10 (AIS, 2010)
1,4 (D+F)
1,2 (D+F+T) + 1,6 (L+H) + (L _r ou G ou L _e)
1,2D + (L _r ou G ou L _e) + (L ou 0,8W)
1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5(L _r ou G ou L _e)
1,2D + 1,0L + 1,0E
0,9D + 1,6W + 1,6H
0,9D + 1,0E + 1,6H

Tabela 4.16 - Combinações de carga NSR-10 (AIS, 2010).

Onde,

- D carga permanente (peso próprio dos elementos),
- E forças sísmicas reduzidas de projeto,
- F cargas devido ao peso e à pressão de fluidos com densidades bem definidas e alturas máximas controláveis,
- G cargas devidas ao granizo,
- H empurre lateral do solo,
- L carga variável devida ao uso ou ocupação,
- L_e carga de acumulada de agua,
- L_r carga variável de cobertura,

- T forças e efeitos causados por efeitos acumulados de variação de temperatura, retração de endurecimento, fluxo plástico, mudança de humidade, assentamento diferencial ou combinação de vários efeitos,
- W cargas de vento.

4.9.2 Norma chilena NCH433-12 (INN, 2012).

A norma NCH433-12 (INN, 2012) define as combinações na tabela 4.17 para o método de resistência, usando fatores de majoração.

COMBINAÇÕES DE CARGA NCH433-12
1,4D
$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
$1,2D + 1,6(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + 0,8W$
$1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
$1,2D + 1,4E + 1,0L + 0,2S$
0,9D + 1,6W
0,9D + 1,4E

Tabela 4.17 - Combinações de carga NCH433-12 (INN, 2012).

Onde,

- D carga permanente (peso próprio dos elementos),
- E forças sísmicas,
- G cargas devidas ao granizo,
- H carga devida à pressão lateral do solo,
- L carga de uso ou ocupação,
- L_r carga de cobertura,
- R carga de chuva,
- S carga de neve,
- W cargas de vento.

É importante enfatizar que anteriormente foram descritas todas as combinações que as duas normas fornecem. Porém, indica-se na tabela 4.18 apenas as combinações que abrangem cargas sísmicas (E), já que um dos objetivos deste trabalho é considerar a ação deste tipo de cargas sobre a estrutura.

COMBINAÇÕES DE AÇÕES	
NSR-10	NCH433-12
1,2D+1,0L+1,0E	1,2D+1,0L+1,4E+0,2S
0,9D+1,0E +1,6H	0,9D+1,4E

Tabela 4.18 – Combinações de ações sísmicas adotadas das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).

Nas combinações da norma NSR-10 (AIS, 2010) designadas na tabela 4.18 estão envolvidas as cargas permanentes (D) multiplicadas por um coeficiente de majoração de 1,2 e 0,9; as cargas variáveis (L) e as cargas sísmicas (E) afetadas por um coeficiente de majoração de 1,0. Não se tem em conta o empurre lateral do solo (H) neste estudo.

Por outro lado, nas combinações da norma NCH433-12 (INN, 2012) indicadas na tabela 4.18 estão envolvidas as cargas permanentes (D) multiplicadas por um coeficiente de majoração de 1,2 e 0,9; as cargas variáveis (L) afetadas por um coeficiente de majoração 1,0; as cargas sísmicas (E) multiplicadas por um coeficiente de majoração 1,4. As cargas por neve (S) não foram consideradas neste estudo.

Com o exposto anteriormente as combinações de ações levadas em consideração para este estudo são indicadas na tabela 4.19

COMBINAÇÕES DE AÇÕES	
NSR-10	NCH433-12
1,2D+1,0L+1,0E	1,2D+1,0L+1,4E
0,9D+1,0E	0,9D+1,4E

Tabela 4.19 – Combinações de ações sísmicas adotadas das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).

Onde,

D carga permanente (peso próprio dos elementos),

E forças sísmicas,

L carga variável devida ao uso ou ocupação.

5 ANÁLISE NUMÉRICA

Neste capítulo descreve-se a análise numérica comparativa de duas estruturas, uma regular e outra irregular, aplicando os requisitos sísmo resistentes das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012), considerados e descritos no capítulo anterior e apresentam-se os resultados. As análises foram feitas no *software CSI ETABS® 2016*.

O modelo numérico tem características básicas que serão mantidas ao longo do estudo, usando as considerações da norma NSR-10 (AIS, 2010) como as da norma NCH433-12 (INN, 2012), estas características são: o sistema estrutural, resistência do concreto, zona sísmica, tipo de solo, cargas e uso da edificação.

5.1 Descrição do modelo numérico

5.1.1 Sistema estrutural

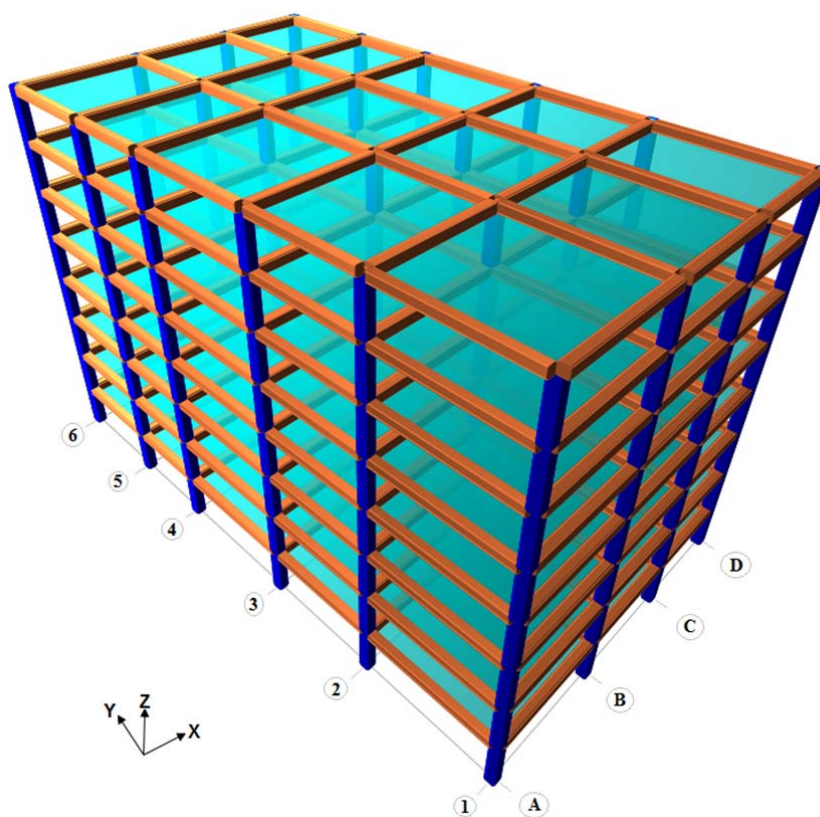


Figura 5.1 - Estrutura regular. Perspectiva 3D do modelo

Na figura 5.1 indica-se o modelo utilizado inicialmente neste trabalho, proposto por Peña (2012). Esse modelo consiste em uma edificação residencial de oito pavimentos com sistema estrutural de pórticos de concreto armado e com pé direito de 3,0 m, esta estrutura não possui alterações na sua geometria e foi considerada como estrutura regular.

Já a estrutura irregular estudada mostra-se na figura 5.2 e foi baseada na estrutura regular, ajustando sua geometria com a irregularidade por retrocesso das extremidades, como foi definida na seção 4.5.1.1 da norma NSR-10 (AIS, 2010), obtém-se assim uma estrutura irregular.

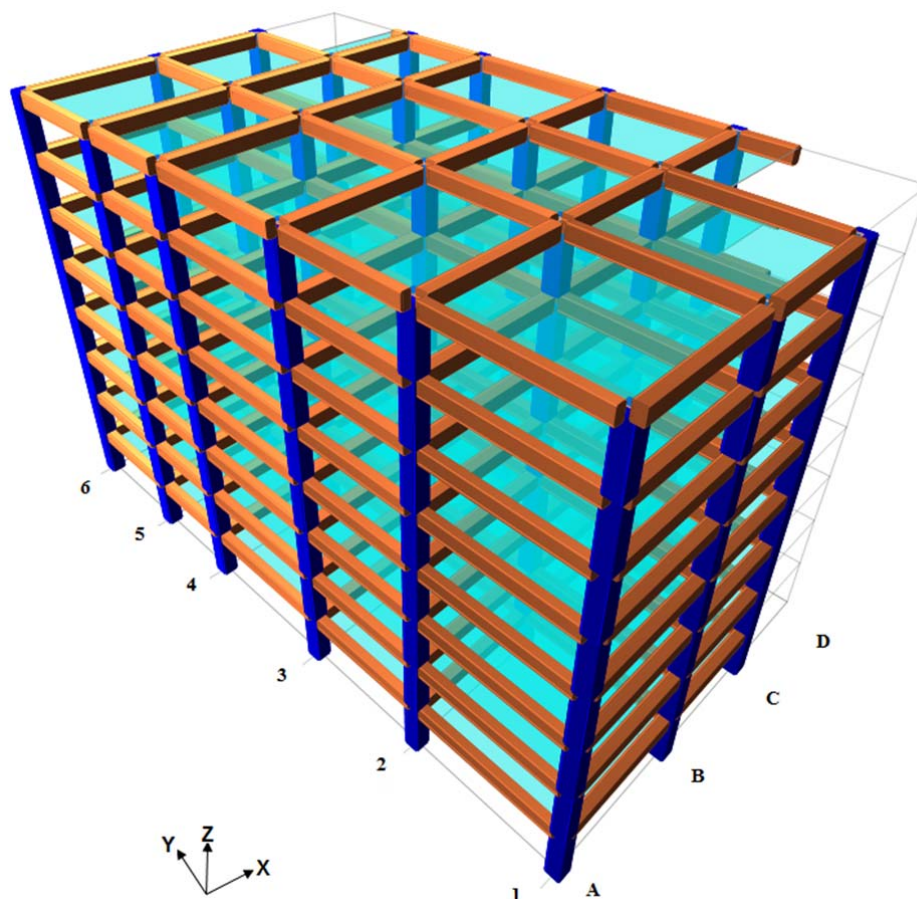


Figura 5.2 - Estrutura irregular. Perspectiva 3D do modelo

As estruturas tanto regular como irregular das figuras 5.1 e 5.2 estão constituídas por seis pórticos na direção de menor inércia (a direção X) e quatro pórticos na direção de maior

inércia (a direção Y). Os pórticos na direção X são dos eixos 1, 2, 3, 4, 5 e 6, e já na direção Y são nos eixos A, B, C e D.

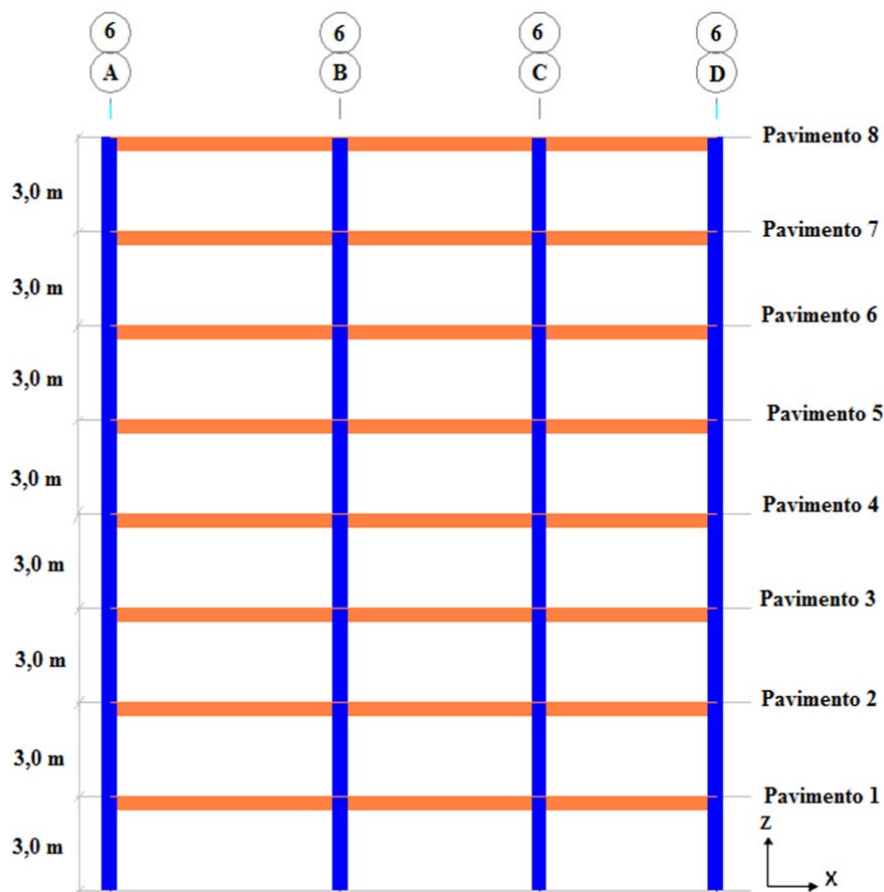


Figura 5.3 – Corte transversal e pé direito da estrutura. Pórtico eixo 6.

Já na figura 5.3 exibe-se um corte transversal da estrutura equivalente ao pórtico do eixo seis com o respetivo pé direito de 3,0 m.

Os pórticos são considerados engastados na base, ou seja, restringindo deslocamentos laterais e verticais e rotações nos três eixos x, y, z.

5.1.2 Resistência do concreto

Quanto à resistência do concreto a norma NSR-10 (AIS, 2010) define que para o projeto de qualquer estrutura em concreto, a resistência característica à compressão, f_{ck} não seja menor que 21MPa. No entanto, a norma NSR-10 (AIS, 2010) permite o uso de concretos de até 17MPa para estruturas de até três pavimentos. Ressalta-se que esta norma não estabelece um valor máximo para f_{ck} .

Do mesmo modo, a norma NCH433-12 (INN, 2012) estabelece valores de resistência do concreto e são especificados na norma NCH170-2016 (INN, 2016); esta norma trata sobre os requisitos gerais de durabilidade do concreto e é referência para qualquer especificação do concreto no Chile. NCH170-2016 (INN, 2016) define que a resistência característica a compressão f_{ck} não deve ser menor que 17MPa e limita o seu valor a um máximo de 60MPa.

Na análise da edificação foi utilizado concreto com as seguintes especificações: $f_{ck} = 21$ MPa, módulo de elasticidade de 21GPa e peso específico de 2400kg/m³. Esses valores estão dentro das considerações permitidas das duas normas.

5.1.3 Zona sísmica

A zona sísmica está relacionada com a localização da estrutura para definir sua aceleração espectral A_a (aceleração horizontal pico efetiva) e A_v (velocidade horizontal pico efetiva) na norma NSR-10 (AIS, 2010) e de A_o (aceleração efetiva máxima do solo) para a norma NCH433-12.

A norma NSR-10 (AIS, 2010) indica escolher o maior valor entre A_a e A_v e, com o intuito de comparar com a aceleração espectral com a definida pela norma NCH433-12 (INN, 2012), optou-se por chamar essa aceleração de A_o . Neste trabalho, adotou-se o valor dessa aceleração efetiva máxima do solo como $A_o=0,20g$, pertencendo à zona sísmica intermediária.

Assim, uma vez definida $A_o=0,20g$ foi possível definir a zona sísmica, considerada como intermediária para a norma NSR-10 (AIS, 2010) e zona 1 para a norma NCH433-12 (INN, 2012), segundo o item 4.2.1 e 4.2.2 respectivamente.

5.1.4 Tipo de solo

O tipo de solo se define de acordo com estudos geotécnicos do sítio onde será projetada ou construída a estrutura. Neste caso, por ser um modelo numérico e não ter um lugar definido foi considerado um tipo de solo rígido, classificado nas duas normas como Tipo D, conforme a seção 4.3.

5.1.5 Cargas

Definiu-se para este estudo duas cargas: uma carga permanente de $1,8\text{KN/m}^2$ e uma carga variável de $1,8\text{KN/m}^2$. Estas cargas já foram usadas no modelo de Peña (2012) e estão permitidas pelas duas normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Nas análises não foram consideradas caixa de elevadores, escadas, reservatório de água, entre outros.

5.1.6 Uso ou ocupação da estrutura

O uso ou ocupação da estrutura foi considerado como residencial, pertencendo ao grupo de uso I na norma NSR-10 (AIS, 2010) e à categoria de edificação II na norma NCH433-12 (INN, 2012), conforme a seção 4.4. Nas duas normas o coeficiente de importância é igual a um ($I=1,0$).

5.2 Ferramenta computacional CSI ETABS® 2016

As simulações das estruturas, tanto regular como irregular, foram feitas no *software* CSI ETABS® 2016. O *software* *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems – ETABS* é um programa baseado no método dos elementos finitos para a análise e projeto estrutural de edificações, sendo considerado uma ferramenta muito útil para os engenheiros estruturais e calculistas.

ETABS®2016 permite que modelos extremamente grandes e complexos sejam analisados rapidamente, e suporta métodos de modelagem linear e não-lineares, tais como sequenciamento de construção e os efeitos do tempo. Também conta com projeto de

estruturas de aço, concreto e alvenaria, pilares, vigas mistas de aço e concreto, paredes de cisalhamento, assim como a verificação de capacidade de ligações de aço.

Entre os elementos que usa *ETABS®2016* em uma análise estão os elementos tipo barra, chamados *frame*, e os elementos de superfície, chamados *membrane*. Os elementos *frame*, exibidos na figura 5.4, permitem deslocamentos e deformações finitas, tendo seis graus de liberdade cada nó e são apropriados para representar elementos estruturais como pilares e vigas razão pela qual foram usados. Os elementos *membrane* permitem rotação e translação, tendo três graus de liberdade e são adequados para representar lajes e muros, figura 5.5.

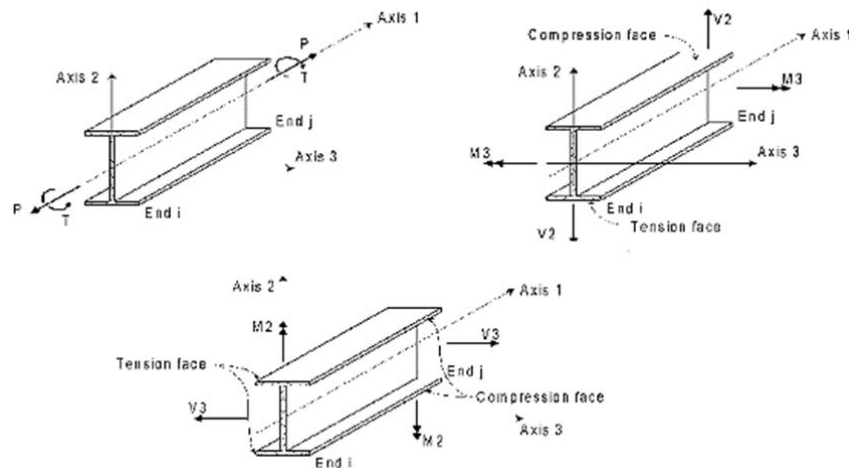


Figura 5.4 - Elemento *frame* ETABS (CSI, 2016).

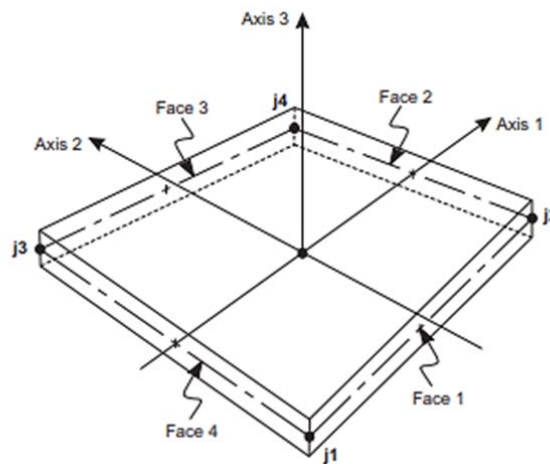


Figura 5.5 - Elemento *membrane* ETABS (CSI, 2016).

5.3 Análise numérica da estrutura

Na figura 5.6 se indica a planta da estrutura regular estudada ao igual que as distancias entre pórticos nas direções X e Y. Nos pórticos dos eixos 1 até 6 se encontram as vigas principais, as quais servem de apoio para a laje (cor azul claro). Nos pórticos dos eixos A até D se encontram as vigas secundárias. Os pilares (cor azul escuro) se localizam no cruzamento entre uma viga principal e uma viga secundária.

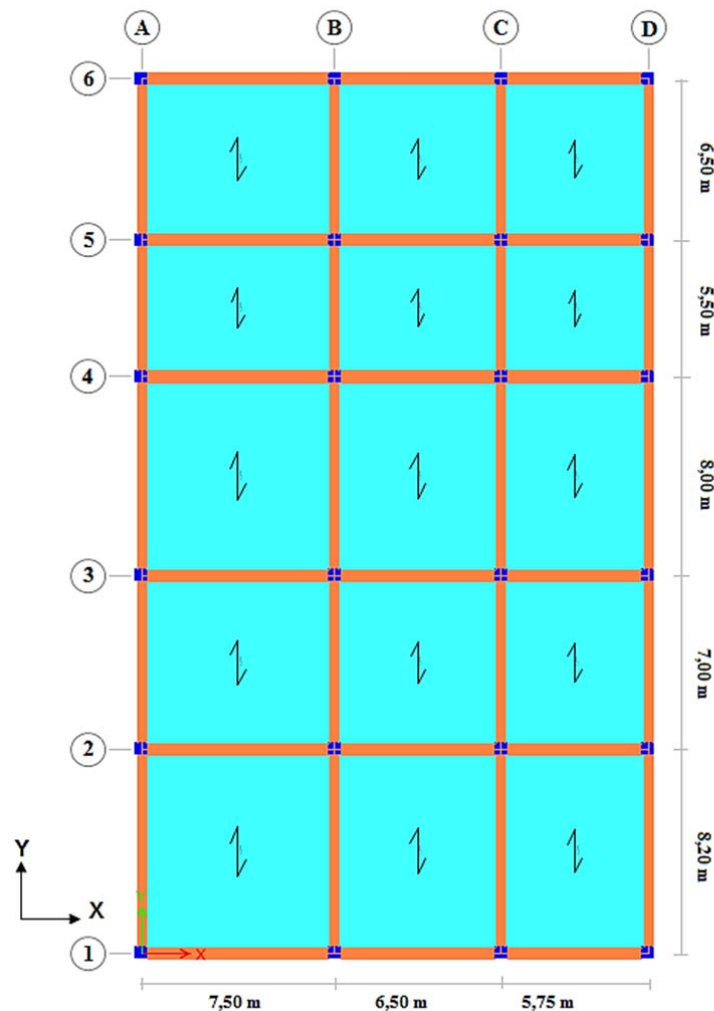


Figura 5.6 – Modelo Estrutura regular. Planta nos eixos X e Y.

Já a figura 5.7 contém a planta da estrutura irregular analisada com um retrocesso em duas extremidades, aplicado em todos os pavimentos da estrutura entre os eixos 5-6 e C-D,

assim como nos eixos 1-2 e C-D com dimensões de 5,30m x 5,75m cada um. Com esses retrocessos comprovou-se que a estrutura fora irregular, com os requisitos que solicita a norma NSR-10 (AIS,2010), e assim definir o valor do coeficiente que multiplicará ao fator de redução de dissipação de energia (R).

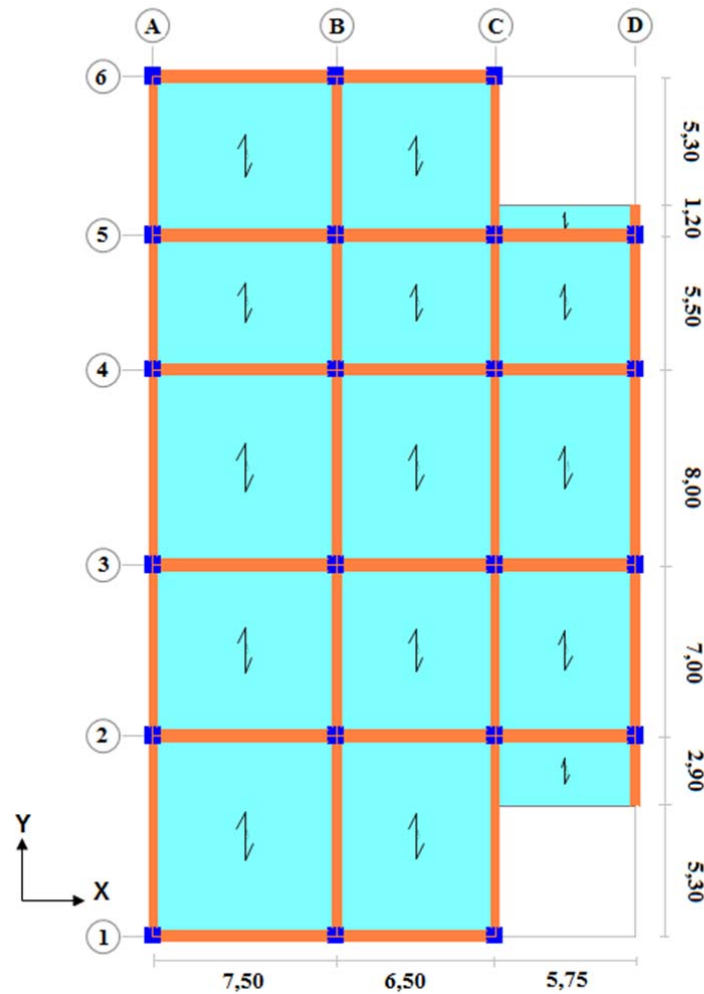


Figura 5.7 - Modelo Irregular. Planta nos eixos X e Y. Unidades em m.

Na figura 5.8 e a equação (5.1) indicam as dimensões que se devem considerar para que uma estrutura seja avaliada como irregular em planta por retrocesso das extremidades. Essa irregularidade foi definida na seção 4.5.1.1.

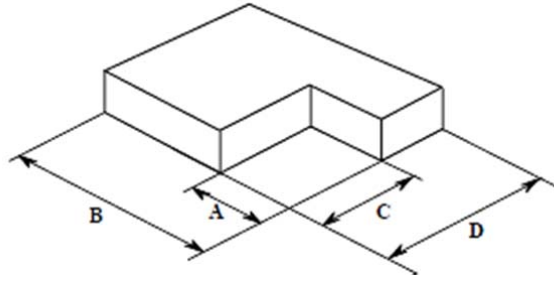


Figura 5.8 - Irregularidade em planta por retrocesso nas extremidades NSR-10 (AIS, 2010)

$$A \geq 0,15B \text{ ou } C \geq 0,15D \quad (5.1)$$

Tendo em conta as dimensões da estrutura estudada, e com a ajuda da figura 5.8 e a equação (5.1), consolida-se na tabela 5.1 o comprimento da estrutura e os retrocessos aplicados nos respetivos eixos X e Y para criar o modelo irregular estudado.

A estrutura estudada tem um comprimento no eixo X de $19,75 \text{ m}$ (D) e um retrocesso $5,75 \text{ m}$ (C). O comprimento mínimo para que a estrutura seja considerada como irregular em planta por retrocesso das extremidades deve ser $0,15D$ ($0,15D = 2,96 \text{ m}$). Neste caso encontrou-se que $C > 0,15D$ ($5,75 \text{ m} > 2,96 \text{ m}$), portanto a estrutura analisada deve-se considerar como irregular.

COMPRIMENTO TOTAL [m]		RETROCESSO [m]		MÍNIMO		ϕ_p
D (x)	B (y)	C	A	$0,15D$	$0,15B$	
19,75	35,20	5,75	5,30	2,96	5,28	0,90

Tabela 5.1 – Dimensões da estrutura e do retrocesso nas extremidades

No caso do eixo Y a estrutura tem um comprimento de $35,20 \text{ m}$ (B) e um retrocesso $5,30 \text{ m}$ (A). O comprimento mínimo para que a estrutura seja considerada como irregular em planta por retrocesso das extremidades deve ser $0,15B$ ($0,15B = 5,28 \text{ m}$). Também se encontrou que $A > 0,15B$ ($5,30 \text{ m} > 5,20 \text{ m}$). Desta maneira também existe irregularidade no eixo Y.

Analisando os retrocessos da estrutura nas duas extremidades identificou-se que são maiores que 15% da dimensão em planta pelo corresponde um coeficiente $\phi_p = 0,90$, segundo a definição do item 4.5.1.1. Neste caso a estrutura analisada possui dois coeficientes de irregularidades por retrocessos das extremidades, um no eixo X e outro em Y, e os dois com $\phi_p = 0,90$. Uma vez que foram diferentes escolhe-se o valor menor. Este coeficiente multiplicará o fator de redução de dissipação de energia básico (R_0).

As características geométricas das seções transversais dos elementos estruturais estão listadas na tabela 5.2 e mostradas na figura 5.10. As vigas localizadas na direção de menor inércia, direção X, têm dimensões de $45 \times 45 \text{ cm}$ (vigas principais). Já as vigas na direção de maior inércia, direção Y, apresentam dimensões de $35 \times 45 \text{ cm}$ (vigas secundárias). As seções transversais dos pilares têm uma seção de $50 \times 50 \text{ cm}$.

Elemento	Seção transversal	Espessura
	[b x h] [cm]	[h] [cm]
Vigas principais	45 x 45	
Vigas secundárias	35 x 45	
Pilares	50 x 50	
Laje		35
Nervuras	10 x 35	

Tabela 5.2 - Dimensões das seções transversais dos elementos.

A estrutura possui uma laje nervurada com nervuras de $10 \times 35 \text{ cm}$ com uma placa de concreto de 5 cm , exposta na figura 5.09.

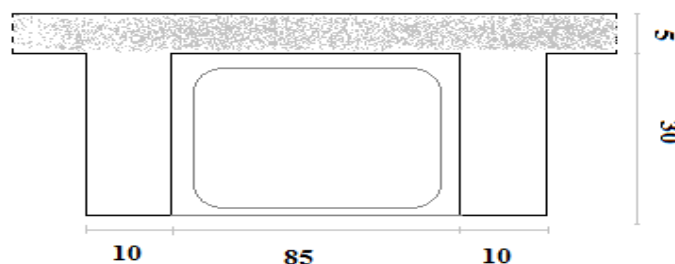


Figura 5.9– Seção transversal das nervuras. Unidades em cm

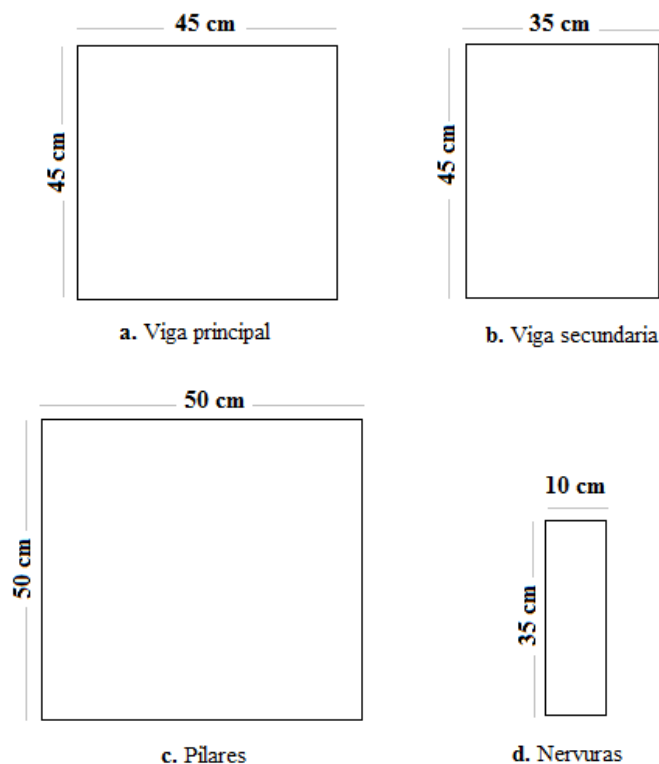


Figura 5.10 – Seções transversais dos elementos.

5.3.1 Dados sísmicos considerados

Com as características da estrutura estipuladas na seção 5.2 e usando as definições do capítulo 4 é preciso designar os dados sísmicos. As tabelas 5.3 e 5.4 contêm os parâmetros decretados pela norma NSR-10 (AIS, 2010) e a norma NCH433-12 (INN, 2012), necessários para a obtenção dos espectros elásticos que são utilizados na análise das edificações estudadas.

ESPECTRO ELÁSTICO	
A_a [g]	0,20
A_v [g]	0,20
F_a	1,30
F_v	1,90
I	1,00

Tabela 5.3. Dados para a obtenção do espectro elástico da norma NSR-10 (AIS, 2010).

ESPECTRO ELÁSTICO	
A_0 [g]	0,20
S	1,20
T_0	0,75
T'	0,85
n	1,80
p	1,00

Tabela 5.4 - Dados para a obtenção do espectro elástico da norma NCH433-12 (INN, 2012)

Ressalta-se que os espectros representam as acelerações do solo durante a ocorrência do sismo. Indica-se na figura 5.11 os espectros elásticos determinados com as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012), e observa-se que há uma alternância na intensidade à medida que se avança no período, sendo a máxima aceleração espectral obtida no espectro da norma NCH433-12 (INN, 2012).

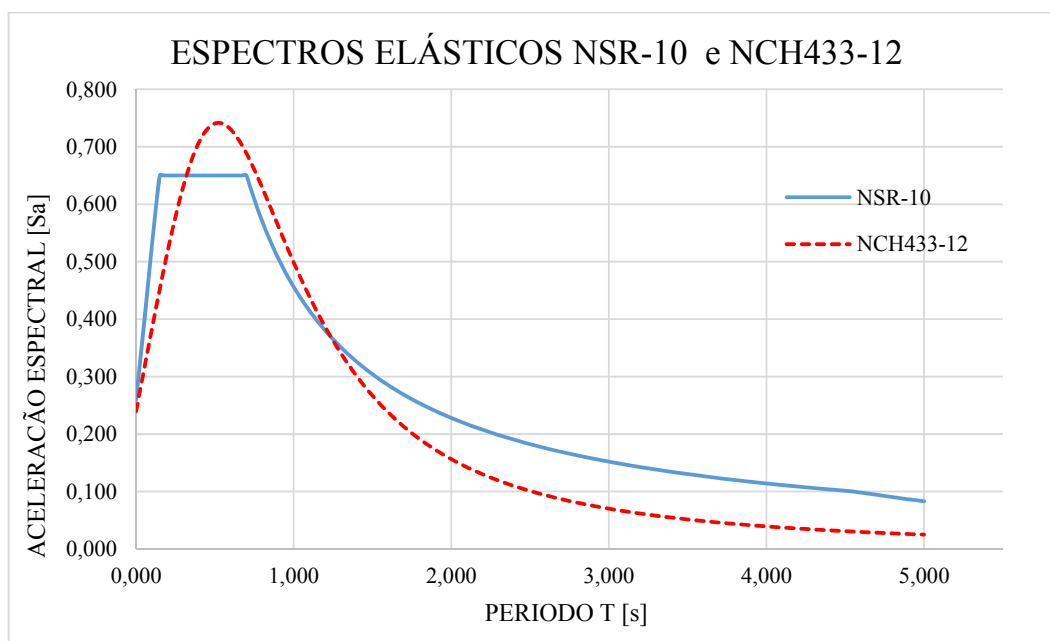


Figura 5.11 - Espectros elásticos na estrutura regular aplicando as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012)

Analisando esses espectros elásticos da estrutura regular da figura 5.11 é possível estimar as acelerações máximas de cada norma. Ao adotar a norma NSR-10 (AIS, 2010) tem-se uma aceleração máxima de $0,650 g$ em uma faixa de períodos entre $0,150 s$ e $0,700 s$. Já adotando a norma NCH433-12 (INN, 2012) a aceleração máxima é de $0,742 g$ em um período de $0,525 s$. Para períodos da estrutura entre $0,000 s$ e $0,300 s$ as acelerações estimadas com a norma NSR-10 (AIS, 2010) foram maiores em relação às da norma NCH433-12 (INN, 2012). No entanto para períodos entre $0,300 s$ e $1,225 s$, as acelerações encontradas com a norma NCH433-12 (INN, 2012) resultaram maiores. Para períodos da estrutura superiores a $1,225 s$, as maiores acelerações se manifestam ao empregar a norma NSR-10 (AIS, 2010).

Com base no anterior, pode-se dizer que para períodos curtos esperam-se acelerações elevadas ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2012), e para períodos longos as acelerações serão maiores usando a norma NSR-10 (AIS, 2010).

Entretanto, para a obtenção dos espectros inelásticos usam-se as tabelas 5.5 e 5.6 onde são expressos os parâmetros estipulados pela norma NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Os espectros inelásticos utilizados na análise da estrutura regular são mostrados na figura 5.12. Para a obtenção dos espectros inelásticos aplica-se de forma direta o fator R aos espectros elásticos da figura 5.11. O fator R foi definido no item 4.5.

ESPECTRO INELÁSTICO	
R_o	7,0
ϕ_a	1,0
ϕ_p	1,0
ϕ_r	1,0
R	7,0

Tabela 5.5 - Dados para obtenção do espectro inelástico da estrutura regular com a norma NSR-10 (AIS, 2010).

ESPECTRO INELÁSTICO	
T^*	1,004
R_o	11,000
I	1,000
R^*	7,040

Tabela 5.6 – Dados para obtenção do espectro inelástico da estrutura regular com a norma NCH433-12 (INN, 2012).

Cabe ressaltar que para determinar o espectro inelástico com a norma NSR-10 (AIS, 2010) torna-se necessário considerar os diferentes tipos de irregularidades da estrutura junto com seus coeficientes (item 4.5.1), os quais multiplica o fator R_0 . Neste caso, como a estrutura é regular, todos esses coeficientes são iguais a um (tabela 5.5).

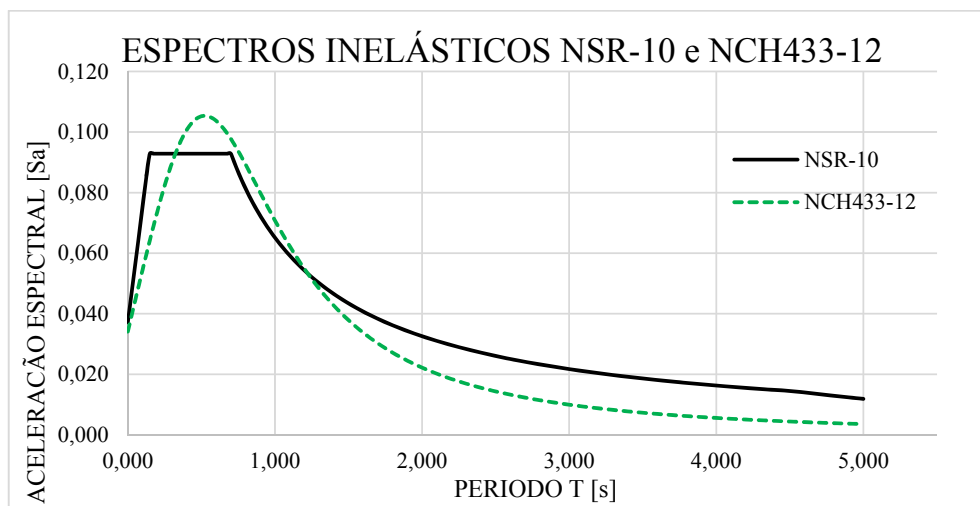


Figura 5.12 - Espectros inelásticos ao usar as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura regular.

Observando a figura 5.12 é possível notar a diferença dos espectros inelásticos em relação aos espectros elásticos da figura 5.11. Em primeiro lugar as acelerações foram diminuídas, em consequência de aplicar o fator R . Para o caso dos espectros inelásticos a maior aceleração concerne ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2012). As acelerações determinadas com a norma NSR-10 (AIS, 2010) e calculadas com o espectro inelástico aumentaram ao longo da maioria dos períodos em comparação às calculadas com o espectro elástico.

A aplicação do fator de redução de dissipação de energia (R) faz com que diminuam os valores das acelerações do espectro, deslocamentos e também as forças sísmicas. No entanto, para o cálculo dos deslocamentos relativos, a norma NSR-10 (AIS, 2010) recomenda o uso do espectro elástico, sendo esta uma grande diferença em relação à norma NCH433-12 (INN, 2012), já que a norma NCH433-12 (INN, 2012) usa o espectro inelástico.

A máxima aceleração espectral calculada no espectro inelástico ao aplicar a norma NCH433-12 (INN, 2012) é de $0,105 g$ para um período de $0,525 s$. No entanto, ao adotar a norma NSR-10 (AIS, 2010), tem-se uma aceleração máxima de $0,093 g$ em uma faixa de períodos entre $0,150 s$ e $0,700 s$.

Seguidamente se obtiveram os espectros para a estrutura irregular, tendo em conta o coeficiente de irregularidade em planta. Nas tabelas 5.7 e 5.8 apresentam-se os valores do fator R (R para a norma NSR-10 (AIS, 2010) e R^* para a norma NCH433-12 (INN, 2012)) e os parâmetros necessários para obter os espectros inelásticos.

ESPECTRO INELÁSTICO	
R_o	7,0
ϕ_a	1,0
ϕ_p	0,9
ϕ_r	1,0
R	6,3

Tabela 5.7 - Dados espectro inelástico para a estrutura irregular aplicando a norma NSR-10 (AIS, 2010).

ESPECTRO INELÁSTICO	
T^*	1,008
R_o	11,000
I	1,000
R^*	7,050

Tabela 5.8 – Dados espectro inelástico para a estrutura irregular com a norma NCH433-12 (INN, 2012).

Na figura 5.13 ilustram-se os espectros inelásticos da estrutura irregular determinados usando os parâmetros das tabelas 5.7 e 5.8. Uma diferença importante é a mudança do valor do fator de redução R aplicando as considerações da norma NSR-10 (AIS, 2010), em comparação com a estrutura regular ($R=7,0$), agora $R=6,3$. Percebe-se uma redução de 10% do fator para a estrutura irregular; pelo que se espera um aumento das forças, esforços cortantes e momentos fletores, e não necessariamente nessa proporção. Para a norma NCH433-12 (INN, 2012) o fator de redução R^* continua sendo o mesmo.

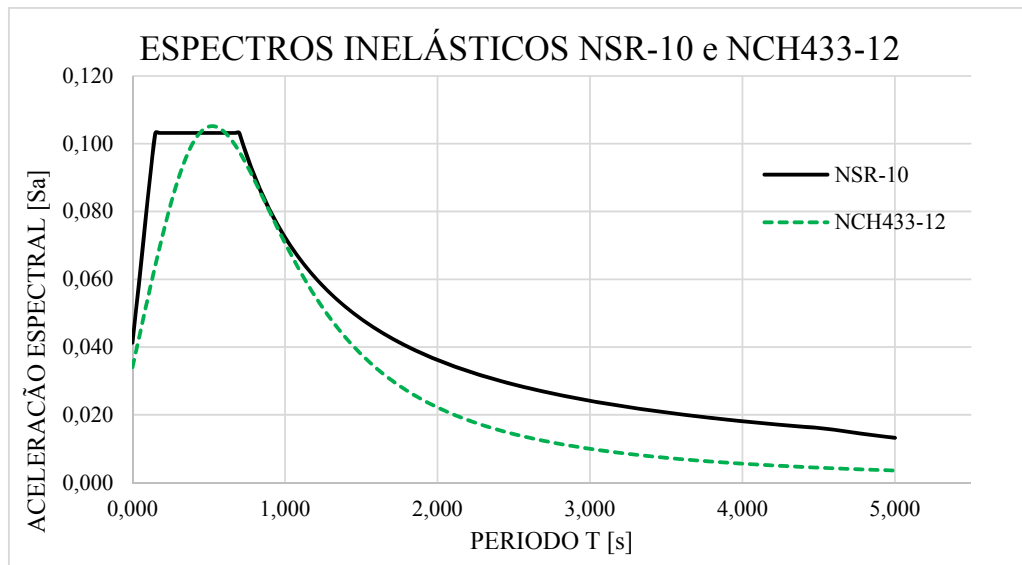


Figura 5.13 - Espectros inelásticos usando as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura Irregular.

Na figura 5.13 observa-se que as acelerações encontradas no espectro inelástico usando a norma NSR-10 (AIS, 2010) em algumas faixas estão por cima das acelerações do espectro empregando a norma NCH433-12 (INN, 2012). Agora a aceleração máxima no espectro continua sendo obtida ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2012).

As acelerações calculadas no espectro inelástico na estrutura irregular ao usar a norma NSR-10 (AIS, 2010) resultam maiores às encontradas na estrutura regular, já que se usou um fator de redução R menor modificado pela irregularidade em planta da estrutura. A máxima aceleração obtida no espectro da norma NCH433-12 (INN, 2012) continua sendo de $0,105\text{ g}$ para um período de $0,525\text{ s}$. Ao aplicar a norma NSR-10 (AIS, 2010) tem-se uma aceleração máxima de $0,103\text{ g}$ em um período entre $0,150\text{ s}$ e $0,700\text{ s}$. No caso da aceleração encontrada usando a norma NSR-10 (AIS, 2010) aumentou $0,010\text{ g}$, sendo um aumento de $10,8\%$. Aqui as porcentagens foram proporcionais à diminuição do fator R .

Destacasse que o espectro elástico da estrutura irregular é o mesmo da estrutura regular. Para o cálculo do espectro elástico não se usa o fator R e os parâmetros nas duas estruturas continuam sendo os mesmos.

Finalmente, já com os parâmetros e os espectros definidos, tanto elásticos quanto inelásticos nas duas estruturas, analisou-se a estrutura utilizada por Peña (2012).

5.3.2 Resultados

Definidos os critérios anteriores, foi possível realizar a análise sísmica da edificação, através do *software CSI ETABS*® 2016.

5.3.2.1 Período da estrutura

O conhecimento do período da estrutura é de grande importância para a análise dinâmica. O período de estrutura é onde se obtém a maior participação de massa da estrutura sujeita a uma solicitação. Quando uma estrutura possui período longo evidenciará deslocamentos grandes. Quando existem grandes deslocamentos em uma estrutura pode-se dizer que esta possui pouca rigidez. Com isto são encontrados os períodos tanto da estrutura regular como irregular.

Para a estrutura regular estudada o período calculado é de 1,782 s na direção X e de 1,674 s na direção Y, estimados da análise no *software CSI ETABS*® 2016 e indicados na tabela 5.9. Com cada período encontraram-se as acelerações respectivas para cada direção segundo o espectro e aplicação de norma.

Para o cálculo das acelerações da tabela 5.9 usou-se o espectro elástico e encontrou-se as seguintes acelerações: 0,257 g na direção X e 0,272 g na direção Y ao empregar a norma NSR-10 (AIS, 2010) e 0,196 g na direção X e 0,218 g na direção Y ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2012), com uma diferença de 0,061 g na direção X e de 0,054 g na direção Y.

PERÍODOS ESTRUTURA REGULAR				
	NSR-10		NCH433-12	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
T (s)	1,782	1,674	1,782	1,674
Sa (g)	0,257	0,272	0,196	0,218

Tabela 5.9 - Períodos da estrutura regular e acelerações espectrais elásticas

Já a tabela 5.10 contém os cinco primeiros modos de vibração da estrutura regular com seus respectivos períodos, participações de massa (U_x , U_y , U_z) e a somatória da participação de massa total dos modos em cada direção (Sum U_x , Sum U_y , Sum U_z).

Modo	Período	U_x	U_y	U_z	Sum U_x	Sum U_y	Sum U_z
	[s]						
1	1,782	0,0005	0,7984	0	0,0005	0,7984	0
2	1,674	0,7698	0,0012	0	0,7703	0,7995	0
3	1,518	0,0355	0,0032	0	0,8058	0,8027	0
4	0,563	0,0001	0,1005	0	0,8059	0,9031	0
5	0,532	0,0965	0,0002	0	0,9024	0,9033	0

Tabela 5.10 - Modos de vibração e participações de massa da estrutura regular.

É relevante a mencionar que na análise deve-se cumprir o exposto pelas normas no item 4.7.1 e 4.7.2, onde se estipula que a estrutura deve movimentar 90% da massa total em cada direção. A estrutura regular em estudo alcança nos cinco primeiros modos de vibração tal exigência. Para o modo de vibração cinco da estrutura mostrado na tabela 5.10 consolida-se uma participação da massa total de 0,9024 (90,24%) na direção X e 0,9033 (90,33%) na Y, que são as direções principais horizontais, e não há excitação na direção vertical (direção Z). A estrutura irregular também alcançou a movimentar 90% da massa no modo cinco.

Uma vez corroborada a movimentação de 90% da massa total se procede a calcular os deslocamentos da estrutura, sendo esses deslocamentos os parâmetros principais para determinar se a estrutura está dentro dos limites estabelecidos pelas normas. Para as normas em estudo os deslocamentos máximos relativos estão definidos na seção 4.6.

5.3.2.2 Deslocamentos relativos

É importante mencionar que o modelo regular (figura 5.1 da seção 5.1.1) e as dimensões definidas por Peña (2012) foram utilizadas para acelerações baixas, usando $A_o=0,05$ g, segundo os critérios das normas NSR-2010 (AIS, 2010) e NBR 15421 (ABNT, 2016). Assim, torna-se necessário reavaliar o modelo segundo os critérios da norma NCH433-12 (INN, 2012), pois o valor mínimo de A_o é 0,20 g, tal como foi mencionado na seção 4.2.2.

Deste modo, foi analisada a estrutura regular para cinco valores de acelerações e se obtiveram os deslocamentos relativos, com o intuito de verificar se a edificação estava dentro dos parâmetros das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012) ou se era necessário redimensionar a estrutura. As acelerações consideradas foram: $A_o=0,05$ g, $A_o=0,10$ g, $A_o=0,15$ g, $A_o=0,20$ g, $A_o=0,25$ g.

Nas figuras 5.14 e 5.15 são ilustrados os deslocamentos relativos obtidos na estrutura regular ao aplicar os critérios da norma NSR-10 (AIS, 2010). Observam-se os deslocamentos por cada pavimento, tanto em X como em Y, para cada valor de A_o considerado.

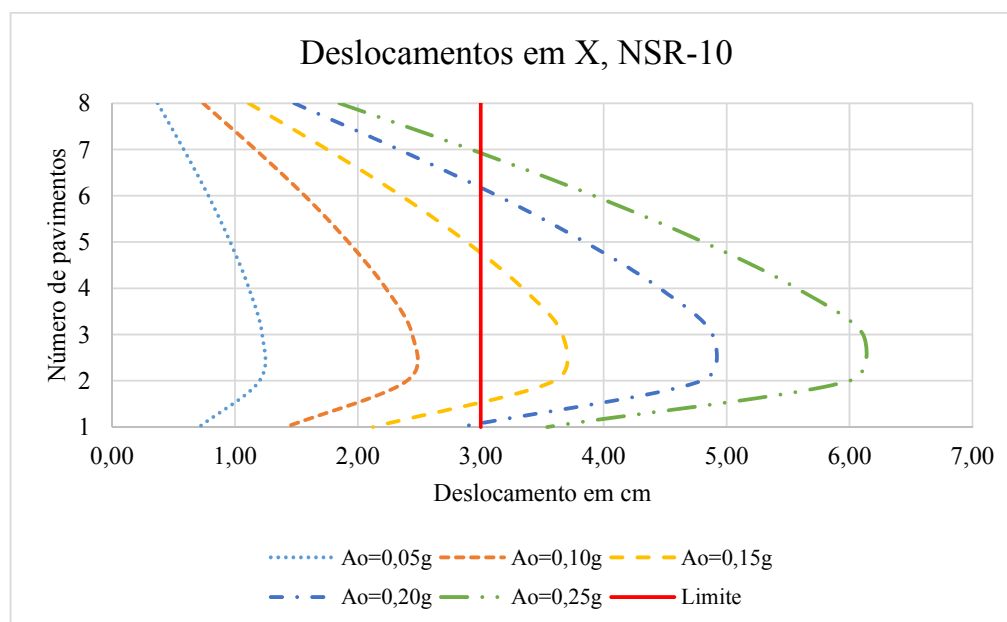


Figura 5.14 – Deslocamentos relativos em X em função de A_o . NSR-10 (AIS, 2010) na estrutura regular.

Nas figuras 5.14 e 5.15 estipula-se que para acelerações de $A_o=0,05\text{ g}$, $A_o=0,10\text{ g}$, os deslocamentos relativos de todos os pavimentos estão dentro dos limites permitidos pela norma NSR-10 (AIS, 2010). Entretanto, quando as acelerações são $A_o=0,15\text{ g}$, $A_o=0,20\text{ g}$, $A_o=0,25\text{ g}$ ou maiores os deslocamentos da estrutura ultrapassam os limites permitidos e que por esse motivo é necessário ajustar a estrutura. Ajustar a estrutura significa redimensionar ou aumentar o tamanho ou número dos elementos estruturais, procurando melhorar a rigidez da estrutura e diminuir o período dela com o intuito de obter deslocamentos menores que estejam dentro dos limites permitidos pela norma NSR-10 (AIS, 2010).

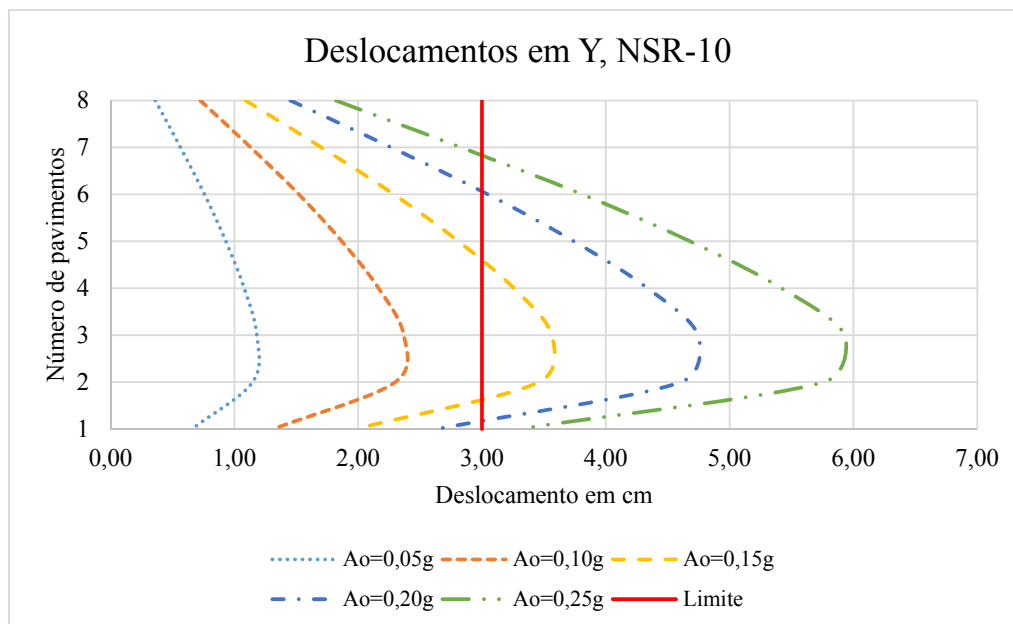


Figura 5.15 - Deslocamentos relativos em Y em função de A_o . NSR-10 (AIS, 2010) na estrutura regular.

Cada norma estabelece um limite máximo de deslocamento relativo. Ao aplicar a norma NSR-10 (AIS, 2010) à estrutura, determina-se um limite de $3,00\text{ cm}$, segundo a seção 4.7.1. e é mostrado nas figuras 5.14 e 5.15.

Deslocamentos relativos em X (cm)					
Pavimento	$A_o=0,05g$	$A_o=0,10g$	$A_o=0,15g$	$A_o=0,20g$	$A_o=0,25g$
8	0,37	0,74	1,11	1,48	1,85
7	0,58	1,17	1,75	2,33	2,92
6	0,78	1,57	2,35	3,14	3,92
5	0,96	1,92	2,88	3,85	4,81
4	1,11	2,23	3,34	4,46	5,57
3	1,22	2,44	3,66	4,88	6,11
2	1,20	2,40	3,60	4,80	6,00
1	0,71	1,42	2,12	2,83	3,54

Tabela 5.11 - Deslocamento relativos em X em função de A_o , NSR-10 (AIS, 2010).

Deslocamentos relativos em Y (cm)					
Pavimento	$A_o=0,05g$	$A_o=0,10g$	$A_o=0,15g$	$A_o=0,20g$	$A_o=0,25g$
8	0,36	0,72	1,09	1,45	1,82
7	0,56	1,13	1,70	2,27	2,83
6	0,76	1,52	2,29	3,05	3,81
5	0,93	1,87	2,81	3,74	4,68
4	1,08	2,17	3,26	4,34	5,42
3	1,18	2,37	3,56	4,74	5,93
2	1,15	2,30	3,46	4,61	5,76
1	0,66	1,32	1,98	2,64	3,30

Tabela 5.12 - Deslocamento relativos em Y em função de A_o , NSR-10 (AIS, 2010).

Também nas figuras 5.14 e 5.15 ressalta-se que os deslocamentos relativos são maiores nos pavimentos 2, 3 e 4. Nestes pavimentos os deslocamentos crescem quando a aceleração aumenta como se consolida na tabela 5.12 e 5.13, onde se marcam de cor azul os valores que ultrapassam os limites permitidos pela norma NSR-10 (AIS, 2010).

Da mesma forma se procede ao adotar os requisitos da norma NCH433-12 (INN, 2012), analisando a estrutura regular com as mesmas acelerações $A_o=0,05 g$, $A_o=0,10 g$, $A_o=0,15 g$, $A_o=0,20 g$, $A_o=0,25 g$ e calculando assim seus respectivos deslocamentos relativos. Esses resultados dispõem-se nas figuras 5.16 e 5.17. Na seção 4.7.2 a norma NCH433-12 (INN, 2012) determina o limite máximo de deslocamento relativo, que para o caso desta edificação é de $0,60 cm$.

Analisando as figuras 5.16 e 5.17 se observa que, para as acelerações de $A_o=0,05 g$ a $A_o=0,20 g$, os deslocamentos relativos são menores que o limite permitido pela norma NCH433-12 (INN, 2012). No entanto, para as acelerações de $A_o=0,25 g$, esses deslocamentos ultrapassam o limite permitido, pelo que seria necessário redimensionar os elementos estruturais até atingir o requerimento da norma.

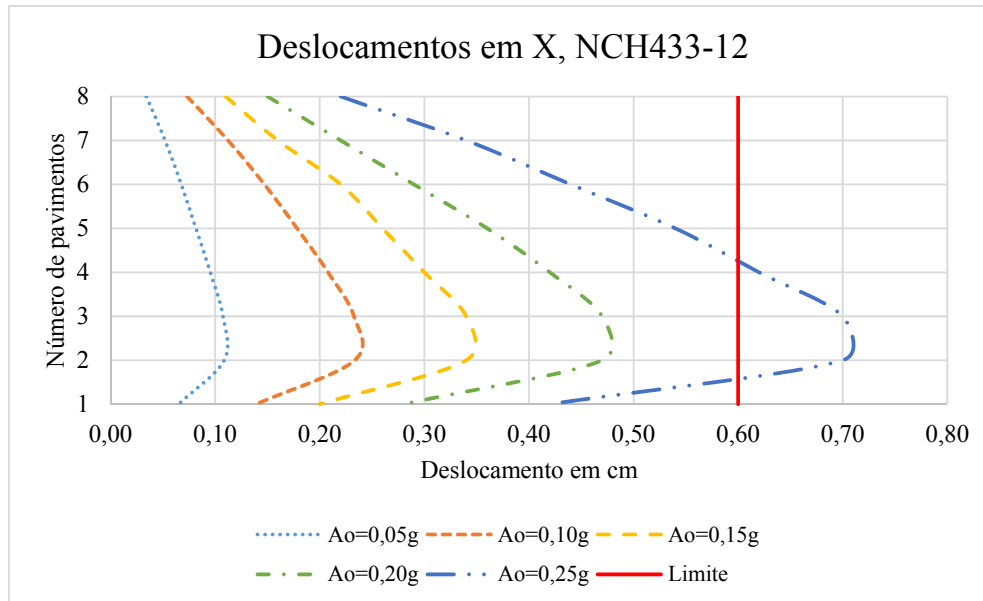


Figura 5.16 - Deslocamentos relativos em X variando A_0 . NCH433-12 (INN, 2012).

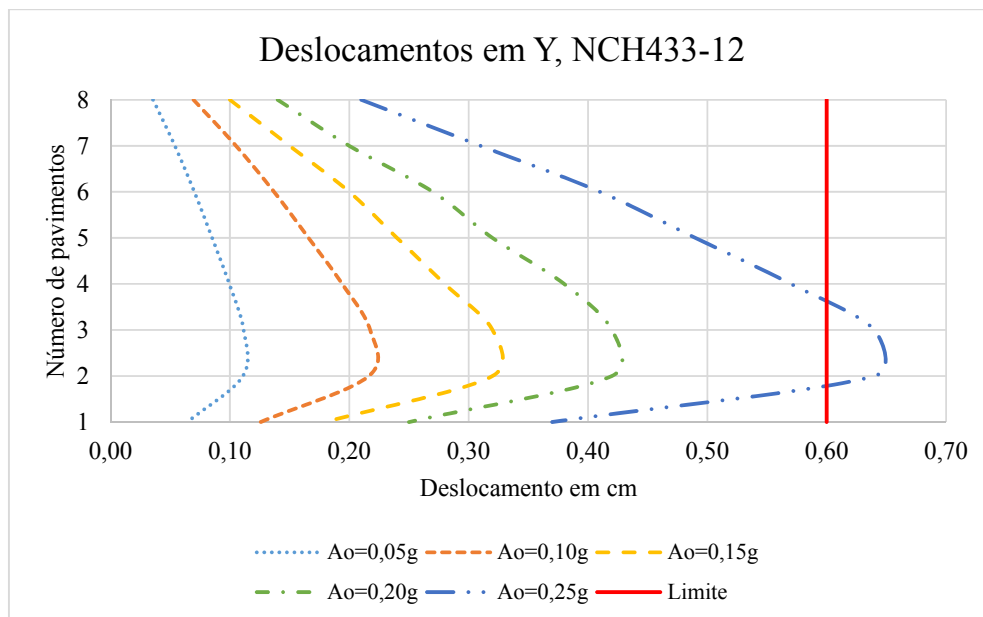


Figura 5.17 - Deslocamentos relativos em Y variando A_0 . NCH433-12 (INN, 2012).

Como foi mencionado na seção 4.7, para o cálculo dos deslocamentos relativos, a norma NSR-10 (AIS, 2010) usa o espectro elástico, sendo esta uma grande diferença em relação à norma NCH433-12 (INN, 2012) a qual usa o espectro inelástico. Isso significa que

no cálculo dos deslocamentos relativos a norma NSR-10 (AIS, 2010) não usa o fator de redução de dissipação de energia (R), e irá usá-lo quando calcula os esforços de projeto, para reduzir assim as forças sísmicas. Já a norma NCH433-12 (INN, 2012) emprega o fator de redução de dissipação de energia (R^*) para o cálculo dos deslocamentos relativos.

Assim, pode-se observar que quando se utiliza R os limites permitidos de deslocamento são menores, de maneira geral, também pode-se notar que quanto maior for R menor será o limite de deslocamento permitido.

Em resumo, se pode dizer que a norma NCH433-12 (INN, 2012) considera o fator de redução R em todos os campos de processo de cálculo da estrutura, e que a norma NSR-10 (AIS, 2010) usa o fator de redução R depois de calcular os deslocamentos.

Com base nos resultados expostos, demonstrou-se que o modelo da estrutura regular (figura 5.1) precisa ser redimensionado já que os deslocamentos relativos não cumprem com os limites definidos pela norma NSR-10 (AIS, 2010) quando se consideram acelerações superiores a $A_o=0,15 g$. Neste trabalho foi definido um valor $A_o=0,20 g$, uma vez que esse valor constitui a aceleração mínima estabelecida pela norma NCH433-12 (INN, 2012).

Assim, no item 5.3.3 apresentam-se os resultados da edificação com os ajustes nas dimensões dos componentes estruturais. Na estrutura regular (figura 5.1) foram aplicadas três alternativas para melhorar o comportamento estrutural: aumentar a resistência do concreto, aumentar dimensões dos pilares e a altura das vigas. Sendo estas alternativas as mais convencionais. Com isto conseguiu-se melhorar a rigidez da estrutura, diminuir o período e obter deslocamentos menores.

5.3.3 Redimensionamento da estrutura

Para cumprir o requerimento da norma NSR-10 (AIS, 2010), quanto aos deslocamentos, foram aplicadas três alternativas à estrutura regular usada por Peña (2012):

5.3.3.1 Aumentar a resistência do concreto:

As propriedades mecânicas do concreto foram ajustadas para ajudar a melhorar a rigidez da estrutura. Assim, a nova resistência característica do concreto f_{ck} e o módulo de elasticidade alteraram-se para $28 MPa$ e $26,75 GPa$, respectivamente.

5.3.3.2 Aumentar dimensões dos pilares

Os pilares passaram de 50x50 cm a 70x70 cm, aumentando sua dimensão em 40%.

5.3.3.3 Aumentar altura das vigas

As alturas das vigas principais e secundárias passaram de 45 cm a 70 cm, que representa um aumento de 55,55% na altura.

As dimensões das nervuras e a laje mantiveram-se inalteradas. As novas dimensões das seções transversais dos elementos estruturais listam-se na tabela 5.14. Essas dimensões finais da estrutura regular foram testadas até se conseguir que o deslocamento relativo da estrutura estivesse dentro dos limites permitidos pela norma NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012), considerando $A_o=0,20$ g, assim que foram feitos vários testes de modelos até conseguir o objetivo.

Elemento	Seção transversal
	[b x h] [cm]
Vigas principais	45 x 70
Vigas secundárias	35 x 70
Pilares	70 x 70

Tabela 5.13 - Valores ajustados das seções transversais dos elementos estruturais na estrutura regular.

Ressalta-se que as cargas atuantes na estrutura (permanentes e variáveis) e o peso específico do concreto mantiveram seu valor inicial.

Com isto calculou-se novamente o período das estruturas regular e irregular.

5.3.3.4 Período da estrutura

Devido ao aumento nas dimensões dos pilares e na altura das vigas, calculou-se novamente o período da estrutura regular, tal como se observa na tabela 5.14, para as duas normas. Este novo período é menor ao calculado no item anterior (tabela 5.9), como era esperado devido ao aumento de rigidez da estrutura. O novo período calculado da estrutura

regular é de $1,004\text{ s}$ na direção X e $0,948\text{ s}$ na direção Y, indicado na tabela 5.14 junto com suas respectivas acelerações.

PERÍODOS FUNDAMENTAIS - ESTRUTURA REGULAR				
	NSR-10		NCH433-12	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
T (s)	1,004	0,948	1,004	0,948
Sa (g)	0,456	0,480	0,498	0,530

Tabela 5.14 – Períodos fundamentais e acelerações da estrutura regular ajustada.

Com os resultados apresentados na tabela 5.14 se encontraram diferenças nas acelerações com relação ao período, constituindo-se maiores aquelas ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2012). Na direção X calculou-se uma aceleração de $0,498\text{ g}$ ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2012), com uma diferença de $0,042\text{ g}$ sobre a calculada com a norma NSR-10 (AIS, 2010), e na direção Y de $0,530\text{ g}$ ao aplicar a norma NCH433-12 (INN, 2012), com $0,050\text{ g}$ de diferença com respeito à norma NSR-10 (AIS, 2010). Estes ressaltados indicam uma vez mais que para os períodos entre $0,300\text{ s}$ e $1,225\text{ s}$ as acelerações estimadas com a norma NCH433-12 (INN, 2012) serão maiores.

A seguir calculou-se o período da estrutura irregular que resultou igual a $1,008\text{ s}$ na direção X e $0,966\text{ s}$ na direção Y, como indica a tabela 5.15. É importante enfatizar que este período é diferente ao encontrado na estrutura regular. Na estrutura irregular mudou-se as configurações geométricas e físicas da estrutura ao introduzir o retrocesso das extremidades. Desta forma, observou-se uma pequena variação nos períodos dos dois modelos, aumentando $0,004\text{ s}$ em X e de $0,018\text{ s}$ em Y. As duas estruturas, regular e irregular, chegam a movimentar 90% da massa no quinto modo.

Período fundamental estrutura irregular				
	NSR-10		NCH433-12	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
T (s)	1,008	0,966	1,008	0,966
Sa (g)	0,456	0,468	0,498	0,514

Tabela 5.15 - Períodos da estrutura irregular e acelerações espectrais elásticas

A partir do período da estrutura irregular encontrou-se a aceleração respectiva para cada direção e segundo cada norma. As diferenças de acelerações resultam na direção X de $0,042 s$ e na direção Y de $0,046 s$. Comparando os períodos da estrutura irregular da tabela 5.15 com aqueles da estrutura regular da tabela 5.09 observou-se que o período em X aumentou e com isto as acelerações se mantiveram. Já na direção Y o período aumentou e aceleração diminui nas duas normas.

5.3.3.5 Deslocamentos relativos

Seguidamente, foram obtidos os deslocamentos relativos da estrutura regular ajustada, nas direções ortogonais (X e Y). Nas tabelas 5.16 e 5.17 estão listados os valores desses deslocamentos assim como o limite que cada norma define.

Na tabela 5.16 são mostrados os deslocamentos relativos da estrutura regular ajustada empregando os critérios da norma NSR-10 (AIS, 2010) tanto na direção X como na direção Y, e o respectivo limite indicado. Pode-se apreciar que os deslocamentos obtidos diminuiram ao ajustar a estrutura e agora estão dentro dos limites permitidos.

DESLOCAMENTOS NSR-10			
Pavimento	X (cm)	Y (cm)	Limite
8	0,78	0,74	3,00
7	1,28	1,23	3,00
6	1,78	1,73	3,00
5	2,23	2,17	3,00
4	2,59	2,53	3,00
3	2,81	2,73	3,00
2	2,71	2,61	3,00
1	1,59	1,48	3,00

Tabela 5.16 – Deslocamentos relativos em X e Y. Estrutura regular redimensionada. NSR-10 (AIS, 2010).

Já na tabela 5.17 são mostrados os deslocamentos relativos da estrutura regular ajustada utilizando os parâmetros da norma NCH433-12 (INN, 2012) tanto na direção X como na direção Y, e o concernente limite da norma. Cabe ressaltar que quando se usou uma aceleração de $A_0=0,20 g$ na estrutura sem ajustar os deslocamentos relativos estavam dentro

dos limites permitidos pela norma NCH433-12 (INN, 2012); conseqüentemente ao ajustar a estrutura eles apenas vão diminuir um pouco e seguiram estando dentro dos limites.

DESLOCAMENTOS NCH433-12			
Pavimento	X (cm)	Y (cm)	Limite
8	0,10	0,10	0,60
7	0,16	0,16	0,60
6	0,23	0,22	0,60
5	0,29	0,28	0,60
4	0,33	0,33	0,60
3	0,36	0,35	0,60
2	0,35	0,34	0,60
1	0,20	0,19	0,60

Tabela 5.17 – Deslocamentos relativos em X e Y. Estrutura regular redimensionada. NCH433-12 (INN, 2012).

Por outro lado, encontraram-se os deslocamentos relativos na estrutura irregular de acordo com as normas em estudo. Os deslocamentos obtidos ao usar a norma NSR-10 (AIS, 2010) são mostrados na tabela 5.18, e estão dentro dos limites permitidos. Na direção X os deslocamentos aumentaram e na direção Y se mantiveram ou diminuíram em relação à estrutura regular.

DESLOCAMENTOS NSR-10			
Pavimento	X (cm)	Y (cm)	Limite
8	0,83	0,74	3,00
7	1,35	1,22	3,00
6	1,89	1,71	3,00
5	2,36	2,14	3,00
4	2,73	2,49	3,00
3	2,96	2,69	3,00
2	2,84	2,56	3,00
1	1,64	1,45	3,00

Tabela 5.18 - Deslocamentos relativos em X e Y segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura irregular.

A diferença entre os deslocamentos da estrutura regular e irregular não é tão acentuada, provavelmente porque a irregularidade não é tão severa. Também deve-se considerar que os deslocamentos segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010) são calculados com o espectro elástico, no qual não foi aplicado o fator R ; e o espectro inelástico se obtêm de forma direta aplicando o fator R ao espectro elástico.

Por outro lado, os deslocamentos calculados com a norma NCH433-12 (INN, 2012) são apresentados na tabela 5.19. Os deslocamentos foram calculados novamente já que a configuração geométrica da estrutura mudou. Os deslocamentos continuam estando dentro dos limites recomendados, assim como na estrutura regular.

DESLOCAMENTOS NCH433-12			
Pavimento	X (cm)	Y (cm)	Limite
8	0,11	0,10	0,60
7	0,17	0,16	0,60
6	0,24	0,22	0,60
5	0,30	0,28	0,60
4	0,35	0,32	0,60
3	0,38	0,35	0,60
2	0,36	0,33	0,60
1	0,21	0,19	0,60

Tabela 5.19 – Deslocamentos relativos em X e Y segundo a norma NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura irregular.

5.3.3.6 Forças na Base

Com os deslocamentos relativos dentro dos limites das duas normas calculam-se as forças na base pela análise espectral e pelo método estático, como se explica na seção 4.7 e 4.8. Como comenta Araque (2015), o método estático resulta em valores mais conservadores quando se comparam com os obtidos pelo método espectral.

Primeiramente corroborou-se o uso do método estático. Para a norma NSR-10 (AIS, 2010) usou-se o período da estrutura (obtido a partir de uma análise espectral) e encontraram-se os limites dos períodos que estabelece a NSR-10 (AIS, 2010), como foram especificados na seção 4.8.1, e esses resultados são apresentados na tabela 5.20. Há que especificar que a estrutura tem menos de 20 pavimentos e pertence ao grupo de uso I.

PERÍODOS		
	X [s]	Y [s]
T	1,004	0,948
T _o	0,146	0,146
T _C	0,702	0,702
2T _C	1,403	1,403
T _L	4,560	4,560

Tabela 5.20 - Verificação método estático para a NSR-10 (AIS, 2010).

Segundo a tabela 5.20 observa-se que o período de vibração T é menor a $2T_C$, e a estrutura cumpre com as condições que exige a NSR-10 (AIS, 2010), por tanto pode-se dizer que o método estático pode ser usado para analisar a estrutura.

Os resultados obtidos pela aplicação do método modal espectral descrito na NSR-10 (AIS, 2010) podem ser visualizados na tabela 5.21. Estes valores ainda não foram alterados pelo fator R , ou seja, são forças elásticas.

Lembrando que as forças obtidas ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2102) são inelásticas e com o intuito de comparar com as obtidas pela norma NSR-10 (AIS, 2010), torna-se necessário aplicar R nas respostas da tabela 5.21 para tal fim. Sendo assim, listam-se na tabela 5.22 as forças inelásticas reduzidas por R , indicado pela NSR-10 (AIS, 2010).

PAVIMENTO	CASO	P	F _X	F _Y
		[kN.]	[kN.]	[kN.]
Pavimento1	Peso total	38671,02		
Pavimento1	Cortante espectral X		25769,50	
Pavimento1	Cortante espectral X			24659,30
Pavimento1	Cortante estática	22622,55		

Tabela 5.21 - Forças elásticas na base. NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura regular.

Observa-se na tabela 5.22 que a força estática é menor nas duas direções em relação à força espectral. Deste modo, o projeto da estrutura será dominado pelas forças espectrais. No entanto, se as forças estáticas resultassem maiores às forças espectrais deveriam ser

ajustadas para serem sempre maiores ou pelo menos iguais às estáticas, ou seja, deve-se compatibilizar as forças na base como foi indicado no item 4.7.1.

PAVIMENTO	CASO	P	F _X	F _Y
		[kN.]	[kN.]	[kN.]
Pavimento1	Peso total	38671,02		
Pavimento1	Cortante espectral X	3681,30	3681,30	
Pavimento1	Cortante espectral X			3522,77
Pavimento1	Cortante estática	3231,81		

Tabela 5.22 - Forças inelásticas na base. NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura regular

A compatibilização das forças na base se indicam na tabela 5.23. A NSR-10 (AIS, 2010) sugere que o valor da cortante sísmica obtida na análise modal espectral não deve ser inferior a 80% da cortante sísmica na base calculada pelo método estático, para a estrutura regular e 90% para a estrutura irregular. Em outras palavras a força mínima espectral aplicada à estrutura deve ser 80% (ou 90%) da cortante sísmica na base calculada pelo método estático, se for inferior tem-se que ajustar a força espectral.

FORÇA CORTANTE NSR-10		
Força	X	Y
	kN	kN
Espectral	3681,30	3522,77
Estática	3231,81	3231,81
80% estática	2585,45	2585,45
90% estática	2908,63	2908,63

Tabela 5.23 – Compatibilização de forças na base. NSR-10 (AIS, 2010).

Neste caso a estrutura é regular por tanto usou-se 80% da força estática, onde se obteve um valor de 2585,45 kN (tabela 5.23). Assim, a força espectral nas duas direções resulta superior a 80% da força estática e não precisa ser multiplicada por nenhum fator de ajuste. A mesma situação se observa para a estrutura irregular.

Cabe ressaltar que a estrutura foi analisada apenas com o método modal espectral. Não se usou o método da força horizontal equivalente (FHE), já que as características da estrutura em estudo não cumprem com os requisitos que estabelece a NCH433-12 (INN, 2102) para usar este método, como se demonstra a continuação.

Para verificar o uso da FHE (o método estático como é chamado na norma) quando se aplicam os parâmetros da norma NCH433-12 (INN, 2012) usou-se o período T (calculado da análise espectral) e a altura total da estrutura (H). A estrutura pertence à categoria II por ser de uso residencial, a estrutura tem mais de cinco pavimentos e o cociente entre H/T deve ser menor que 40 m/s para poder usar este método, como se explicou no item 4.8.2. Estes cálculos se consolidam na tabela 5.24.

PERÍODOS			
		H [m]	H/T [m/s]
T_X	1,004	24,000	23,904
T_Y	0,948	24,000	25,316

Tabela 5.24 - Verificação método estático aplicando a NCH433-12 (INN, 2012).

Com base no exposto pode-se dizer, quanto às exigências da norma NCH433-12 (INN, 2012) (item 4.8.2), que não é possível o uso do método estático nesta estrutura, uma vez que a relação entre H/T é menor que 40 m/s .

É importante ressaltar que essa verificação geralmente não foi feita na maioria das pesquisas que foram consultadas para a elaboração do presente trabalho. A norma NCH433-12 (INN, 2012) exige a utilização do método estático em estruturas muito rígidas e não permite o uso do mesmo em estruturas flexíveis, como é o caso desta estrutura. Para estruturas flexíveis a norma NCH433-12 (INN, 2012) recomenda o uso de elementos estruturais adicionais para aumentar sua rigidez, resultando assim em sistemas combinados ou duais.

Uma vez que o método estático não pode ser utilizado, calcularam-se e compararam-se as forças inelásticas por meio do método modal espectral e os valores determinados são indicados na tabela 5.25. Nesta tabela se aprecia o peso total da estrutura regular com as respectivas forças espectrais em X e Y aplicando os requisitos da norma NCH433-12 (INN, 2012).

PAVIMENTO	CASO	P	F _X	F _Y
		[kN.]	[kN.]	[kN.]
Pavimento1	Peso total	38671,02		
Pavimento1	Força Espectral X		3313,33	
Pavimento1	Força Espectral Y			3168,34

Tabela 5.25 - Forças inelásticas na base. NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura regular.

Seguidamente, na figura 5.18 observa-se a comparação das respostas listadas nas tabelas 5.22 e 5.25, para a estrutura regular. Pode-se notar que as forças espectrais calculadas segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010) são maiores nas duas direções em relação às forças resultantes ao empregar a norma NCH433-12 (INN, 2012). Assim, ao usar a norma NSR-10 (AIS, 2010), obtiveram-se maiores forças espectrais e a estrutura requer dimensões maiores nos seus elementos estruturais para atender esse tipo de solicitação. Uma vez que as forças calculadas segundo a NSR-10 (AIS, 2010) são mais elevadas, os deslocamentos também resultam maiores.

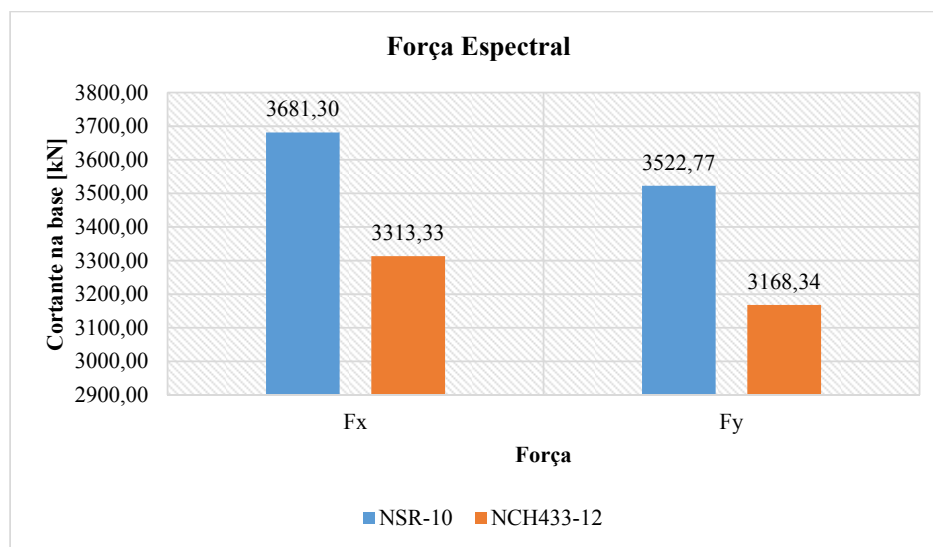


Figura 5.18 - Força na base nas direções X e Y. Normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura regular.

O mesmo cálculo feito na estrutura regular foi efetuado para a estrutura irregular em relação às forças espectrais. As forças são indicadas na tabela 5.26 e 5.27 aplicando a norma NSR-10 (AIS, 2010) e na tabela 5.28 aplicando a norma NCH433-12 (INN, 2012).

PAVIMENTO	CASO	P	F _X	F _Y
		[kN.]	[kN.]	[kN.]
Pavimento I	Peso total	35317,28		
Pavimento I	Força Espectral X		22847,59	
Pavimento I	Força Espectral Y			22486,19
Pavimento I	Força estática	20660,55		

Tabela 5.26 - Forças na base NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura irregular.

Aplicando o fator R às forças calculadas na tabela 5.26, obtêm-se as forças espectrais, que se apresentam na tabela 5.27 segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010), e que podem ser comparadas com as obtidas com a norma NCH433-12 (INN, 2012). Nestas tabelas observam-se as forças em cada direção junto com o peso da estrutura irregular. O peso da estrutura irregular é menor ao peso da estrutura regular.

PAVIMENTO	CASO	P	F _X	F _Y
		[kN.]	[kN.]	[kN.]
Pavimento I	Peso total	35317,28		
Pavimento I	Força Espectral X		3626,56	
Pavimento I	Força Espectral Y			3569,27

Tabela 5.27 - Forças na base calculadas com a norma NSR-10 (AIS, 2010). Estrutura irregular.

Como era esperado, as forças calculadas com a norma NSR-10 (AIS, 2010) aumentaram em comparação com as obtidas na estrutura regular, devido à mudança no valor do fator R , sendo menor no modelo irregular.

Já as forças espectrais da estrutura irregular segundo os critérios da norma NCH433-12 (INN, 2012) são resumidas na tabela 5.28. Comparando as forças da estrutura irregular

com as calculadas na estrutura regular obtidas conforme os requisitos da norma NCH433-12 (INN, 2012), observam-se diminuições nas duas direções.

PAVIMENTO	CASO	P	F _X	F _Y
		[kN.]	[kN.]	[kN.]
Pavimento1	Peso total	35317,28		
Pavimento1	Força Espectral X		2924,66	
Pavimento1	Força Espectral Y			2884,83

Tabela 5.28 - Forças na base calculadas com a norma NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura irregular.

Comparando os valores das forças espectrais obtidas com as duas normas em estudo se obtém a figura 5.19, nota-se que as forças calculadas com a norma NSR-10 (AIS, 2010) são maiores nas duas direções (F_x e F_y) com respeito às calculadas com a norma NCH433-12 (INN, 2012). Para a direção X, a força F_x é maior em 701,91kN. Já na direção Y, a força F_y é maior em 684,44kN.

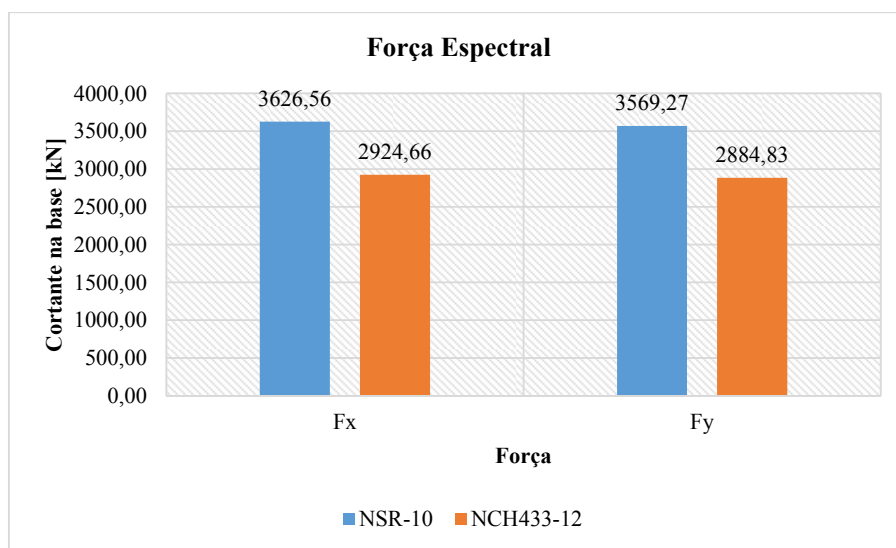


Figura 5.19 - Força espectral na base na direção X e Y aplicando as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura irregular.

As diferenças são muito maiores às forças encontradas na estrutura regular, demonstrando uma vez mais que a norma NSR-10 (AIS, 2010) sempre usa mais força para o cálculo dos esforços nos elementos, e ainda mais quando a estrutura apresenta uma irregularidade.

5.3.3.7 Esforços cortantes e momentos fletores

Uma vez comparadas as forças, calcularam-se os esforços cortantes e os momentos fletores dos elementos estruturais. Para a obtenção destes esforços é imprescindível o uso de combinação de cargas, como foram definidas no item 4.9 e apresentadas novamente na tabela 5.29.

COMBINAÇÕES DE AÇÕES	
NSR-10	NCH433-12
1,2D+1,0L+1,0E	1,2D+1,0L+1,4E
0,9D+1,0E	0,9D+1,4E

Tabela 5.29 – Combinações de ações sísmicas adotadas das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).

Da tabela 5.29 pode-se observar que tanto a norma NSR-10 (AIS, 2010) quanto a NCH433-12 (INN, 2012) têm os mesmos coeficientes de majoração para as cargas permanentes e variáveis, e estas cargas são as mesmas para as duas normas também. Com isto e para efeitos de comparação pode-se desestimar os termos 1,2D, 0,9D e 1,0L, sabendo que são iguais nas duas normas, tanto os coeficientes como as cargas. Assim, a comparação neste trabalho focou-se apenas em uma combinação de carga: 1,0E para a norma NSR-10 (AIS, 2010) e 1,4E para a norma NCH433-12 (INN, 2012) como se indica na tabela 5.30.

COMBINAÇÕES DE AÇÕES	
NSR-10	NCH433-12
1,0E	1,4E

Tabela 5.30 – Combinações de ações sísmicas usadas neste estudo adotando os critérios das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012).

Outro ponto a ser mencionado é que a norma NSR-10 (AIS, 2010) recomenda considerar os efeitos ortogonais em estruturas localizadas em zonas sísmicas classificadas como intermediárias e altas. Consideram-se os efeitos ortogonais supondo a ocorrência simultânea de 100% das forças sísmicas em uma direção e de 30% das forças sísmicas na direção perpendicular. Como indicado no item 5.1.3, a estrutura deste trabalho localiza-se em zona sísmica intermediária, usando a norma colombiana. Assim, para tal caso devem ser considerados esses efeitos ortogonais. A norma NCH433-12 (INN, 2012) também leva em consideração os efeitos ortogonais, no entanto, levando em conta um coeficiente de majoração maior em uma direção, neste caso 1,4E.

Com base no exposto anteriormente, apresentam-se na tabela 5.31 as diferentes combinações possíveis de carregamento segundo as diretrizes de cada norma. Estas combinações foram utilizadas para analisar das duas estruturas, regular e irregular, procurando o esforço cortante e momento fletor máximo das vigas e os pilares.

Na tabela 5.31 a primeira combinação da norma NSR-10 (AIS, 2010) indica a aplicação de 100% da carga sísmica na direção X ($1,0E_x$) e de 30% da carga sísmica na direção Y ($0,3E_y$), considerando assim os efeitos ortogonais já mencionados. No caso da norma NCH433-12 (INN, 2012) se aplica 100% da carga sísmica em uma direção, multiplicando essa força pelo coeficiente de majoração 1,4 ($1,4E_x$).

COMBINAÇÕES DE AÇÕES			
NSR-10		NCH433-12	
1,0E	$1,0E_x+0,3E_y$	1,4E	$1,4E_x$
	$1,0E_x-0,3E_y$		$-1,4E_x$
	$-1,0E_x+0,3E_y$		$1,4E_y$
	$-1,0E_x-0,3E_y$		$-1,4E_y$
	$1,0E_y+0,3E_x$		
	$1,0E_y-0,3E_x$		
	$-1,0E_y+0,3E_x$		
	$-1,0E_y+0,3E_x$		

Tabela 5.31 – Possíveis combinações de ações sísmicas usadas neste estudo adotando os critérios das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012)

Com as combinações definidas calcularam-se os esforços cortantes e momentos fletores nas duas estruturas. Neste trabalho, analisou-se e escolheu-se o esforço cortante e momento fletor máximo, por pavimento, tanto de uma viga como de um pilar. Para a estrutura regular esses esforços máximos são mostrados nas figuras 5.20, 5.21 e 5.22.

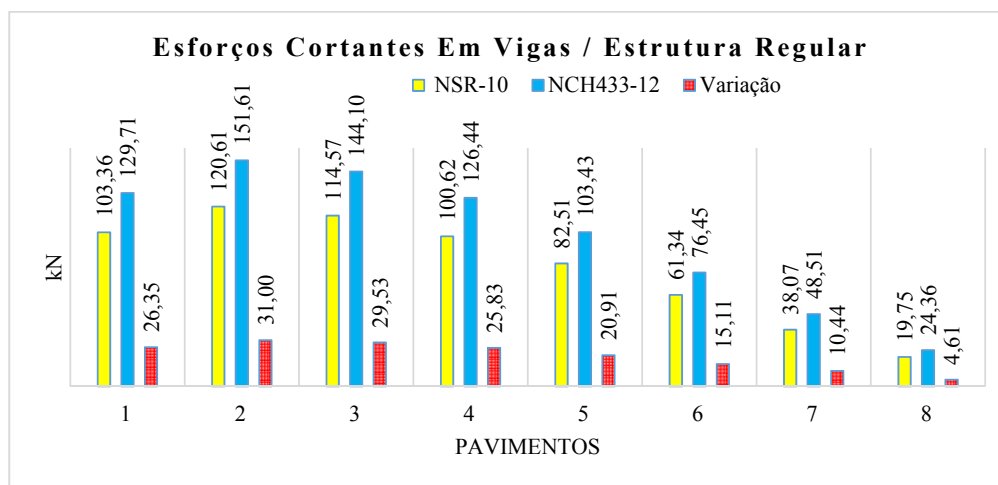


Figura 5.20 - Comparação de esforços cortantes em vigas. Estrutura regular.

Nos esforços cortantes máximos nas vigas, indicados na figura 5.20, evidencia-se a variação ou diferença que há entre os resultados obtidos ao ser aplicadas as duas normas. Percebe-se que todos os esforços cortantes nas vigas, em todos os pavimentos, obtidos ao usar os requisitos da norma NCH433-12 (INN, 2012), foram maiores em comparação aos calculados com os requisitos da norma NSR-10 (AIS, 2010).

Nos resultados os maiores esforços cortantes e as maiores variações encontraram-se nas vigas dos quatro primeiros pavimentos. A maior diferença encontrou-se no segundo pavimento onde tem-se um esforço cortante de $120,61\text{ kN}$ ao usar a norma NSR-10 (AIS, 2010) e de $151,61\text{ kN}$ ao empregar a norma NCH433-12 (INN, 2012), obtendo-se assim uma diferença de $31,00\text{ kN}$. Esta diferença implica que o esforço cortante nas vigas calculado com a norma NCH433-12 (INN, 2012) é maior em 25,7% com aquele obtido pela norma NSR-10 (AIS, 2010).

O esforço cortante representa a força cisalhante em uma seção transversal de um elemento, neste caso uma viga. Para suprir essa solicitação de esforço cortante em uma viga

se requer uma quantidade de aço transversal, como também se poderiam aumentar as dimensões da seção ou a resistência do concreto.

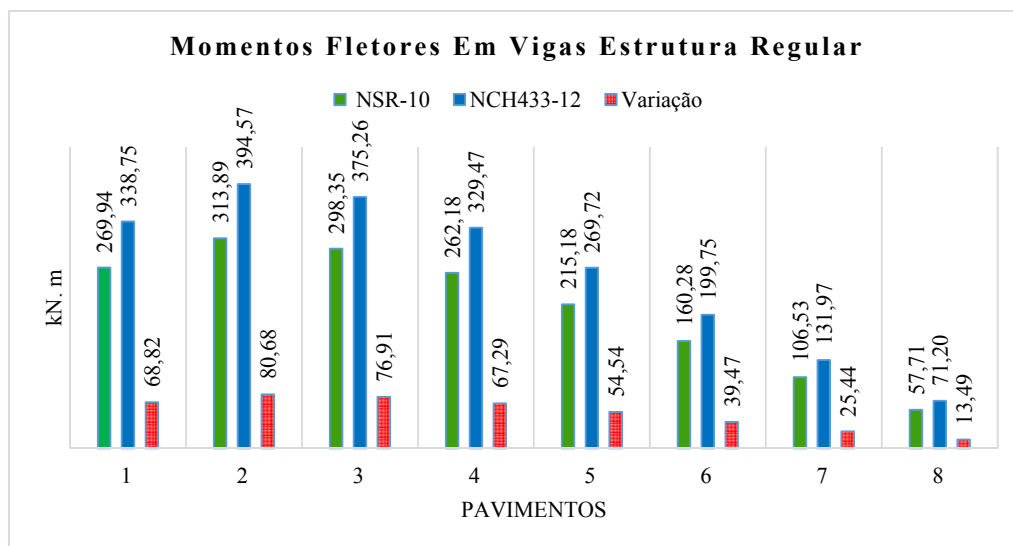


Figura 5.21 - Comparação de momentos fletores em vigas. Estrutura regular.

Os momentos fletores máximos nas vigas por pavimento consolidam-se na figura 5.21, assim como as diferenças entre os valores obtidos usando as duas normas. Deste modo, é possível notar que os momentos fletores obtidos pela norma NCH433-12 (INN, 2012) resultaram maiores em relação aos obtidos pela norma NSR-10 (AIS, 2010).

Os maiores momentos fletores calculados nas vigas aparecem nos quatro primeiros pavimentos, sendo que no segundo pavimento, onde se tem um momento fletor de $313,89 \text{ kNm}$ ao empregar a norma NSR-10 (AIS, 2010) e de $394,57 \text{ kNm}$ ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2012), obtém-se a maior diferença de cálculo segundo as duas normas, que resulta de $80,68 \text{ kNm}$. Esta diferença implica que o momento fletor obtido pela norma NCH433-12 (INN, 2012) é maior em $25,7\%$ que o calculado pela norma NSR-10 (AIS, 2010).

O momento fletor representa o efeito da flexão em uma seção transversal de um elemento, neste caso uma viga. Para suprir essa solicitação de momento em uma viga requer-se uma boa armadura longitudinal, como também poderia se considerar aumentar as dimensões da seção transversal ou a resistência do concreto.

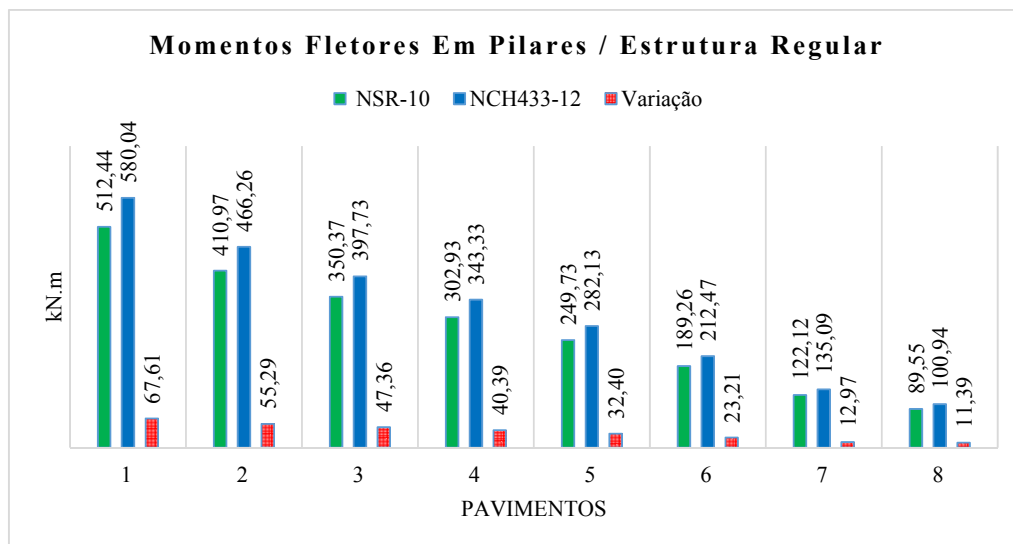


Figura 5.22 - Comparação de momentos fletores em pilares por pavimento. Estrutura regular.

A mesma análise feita nas vigas foi feita nos pilares. Os momentos fletores máximos dos pilares são mostrados na figura 5.22. Neste caso, os momentos fletores determinados pela norma NCH433-12 (INN, 2012) são maiores que aqueles da norma NSR-10 (AIS, 2010). Percebe-se que os momentos calculados com a norma NCH433-12 (INN, 2012) estão excedendo aos obtidos com norma NSR-10 (AIS, 2010). Lembrando que por cada pavimento se escolheu o pilar que possui o momento fletor máximo.

Na figura 5.22 estão desenhados os momentos fletores máximos dos pilares evidenciando as maiores variações nos dois primeiros pavimentos. A maior diferença encontra-se no primeiro pavimento, no qual obtém-se um momento de $512,44 \text{ kNm}$ ao utilizar a norma NSR-10 (AIS, 2010) e de $580,04 \text{ kNm}$ ao usar a norma NCH433-12 (INN, 2012), com uma diferença de $67,61 \text{ kNm}$. Esta diferença implica que o momento calculado com a norma NCH433-12 (INN, 2012) é maior em $25,35\%$ a aquele obtido com a norma NSR-10 (AIS, 2010).

Neste sentido, é possível afirmar que os esforços cortantes e os momentos fletores calculados tanto em vigas como em pilares por pavimento de acordo com as premissas da norma NCH433-12 (INN, 2012) são maiores em comparação aos calculados pela norma NSR-10 (AIS, 2010). Assim, se pode afirmar que os elementos estruturais analisados com a norma chilena requerem de um maior reforço estrutural para suprir essas solicitações, em

comparação aos resultados obtidos com a norma colombiana, isto devido à utilização de um coeficiente de majoração maior nas forças sísmicas por parte da norma chilena.

Com os resultados das diferenças de esforços cortantes e momentos fletores das vigas e pilares da estrutura regular calcularam-se as medias de variação por pavimento, consolidadas na tabela 5.32.

MÉDIA DE VARIAÇÃO / ESTRUTURA REGULAR			
	Vigas		Pilares
Pavimento	Esforço cortante	Momento fletor	Momento fletor
1	25,49%	25,49%	25,35%
2	25,70%	25,70%	25,64%
3	25,78%	25,78%	25,73%
4	25,67%	25,67%	25,54%
5	25,35%	25,35%	25,15%
6	24,63%	24,63%	24,30%
7	23,14%	23,88%	22,32%
8	23,31%	23,38%	24,16%
Média	24,88%	24,99%	24,77%

Tabela 5.32- Médias de variação em esforços cortantes e momentos fletores em vigas e pilares ao aplicar as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura regular.

Encontrou-se que a média de variação para vigas foi de 24,88% para esforços cortantes e de 24,99% para momentos fletores. Quanto aos pilares observou-se uma média de 24,77% para momentos fletores. Nos resultados obtidos os valores calculados ao aplicar a norma NCH433-12 (INN, 2012) excedem aos valores calculados com a norma NSR-10 (AIS, 2010).

Ao submeter a estrutura irregular às mesmas combinações de carga indicadas na tabela 5.31 obtiveram-se os esforços cortantes e momentos fletores máximos de vigas e pilares. Por cada pavimento se escolheu a viga e o pilar que apresentam o esforço cortante e momento fletor máximo e mostram-se nas figuras 5.23, 5.24 e 5.25.

Os esforços cortantes máximos das vigas calculados indicam-se na figura 5.23. Nesta figura estão desenhados o esforço cortante máximo das vigas, e a variação ou diferença que há ao aplicar os requisitos das duas normas. Observou-se que os esforços cortantes das vigas,

em todos os pavimentos, obtidos com a norma NCH433-12 (INN, 2012) foram maiores aos calculados pela norma NSR-10 (AIS, 2010).

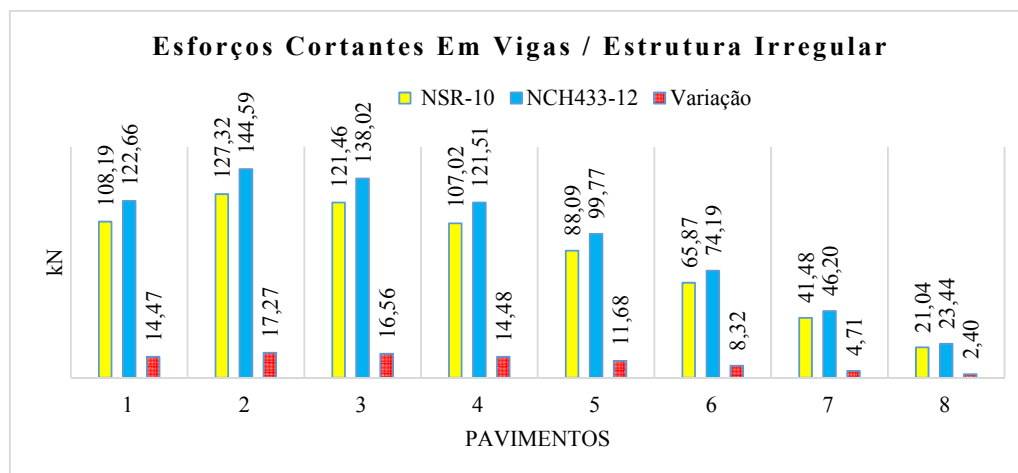


Figura 5.23 - Comparação de esforços cortantes em vigas. Estrutura irregular.

Os maiores esforços cortantes nas vigas, e as maiores variações, encontram-se nos quatro primeiros pavimentos, sendo a maior diferença nas vigas do segundo pavimento, onde o esforço cortante da viga é de $127,32\text{ kN}$ segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010) e de $144,59\text{ kN}$ quando calculado com a norma NCH433-12 (INN, 2012), com uma diferença de $17,27\text{ kN}$. Esta diferença implica que o esforço obtido com a norma NCH433-12 (INN, 2012) é maior em $13,57\%$ a aquele obtido com a norma NSR-10 (AIS, 2010).

Os momentos fletores máximos nas vigas calculados por pavimento apresentam-se na figura 5.24. Mostra-se uma vez mais que os momentos fletores das vigas calculados com os requisitos da norma NCH433-12 (INN, 2012) excedem os obtidos com a norma NSR-10 (AIS, 2010).

O maior momento fletor nas vigas na estrutura irregular encontrou-se no segundo pavimento com um valor de $339,40\text{ kNm}$ segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010) e de $385,27\text{ kNm}$ usando a norma NCH433-12 (INN, 2012), com uma diferença de $45,86\text{ kNm}$. Esta diferença implica que o momento fletor obtido com a norma NCH433-12 (INN, 2012) é maior em $13,51\%$ a aquele obtido com a norma NSR-10 (AIS, 2010).

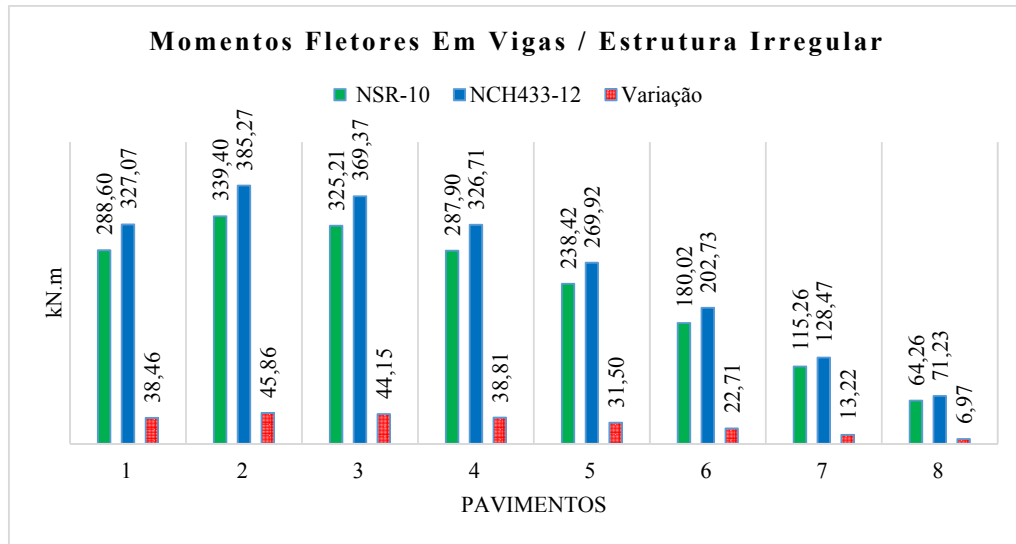


Figura 5.24 - Comparação de momentos fletores em vigas. Estrutura irregular.

A mesma análise feita para as vigas foi feita nos pilares quanto aos momentos fletores máximos. Os momentos calculados com a norma NCH433-12 (INN, 2012) são maiores aos calculados com a norma NSR-10 (AIS, 2010). Na figura 5.25 exibem-se os valores e as diferenças dos momentos fletores nos pilares obtidos ao aplicar as duas normas, sendo os momentos obtidos com a norma NCH433-12 (INN, 2012) maiores usando a norma NSR-10 (AIS, 2010).

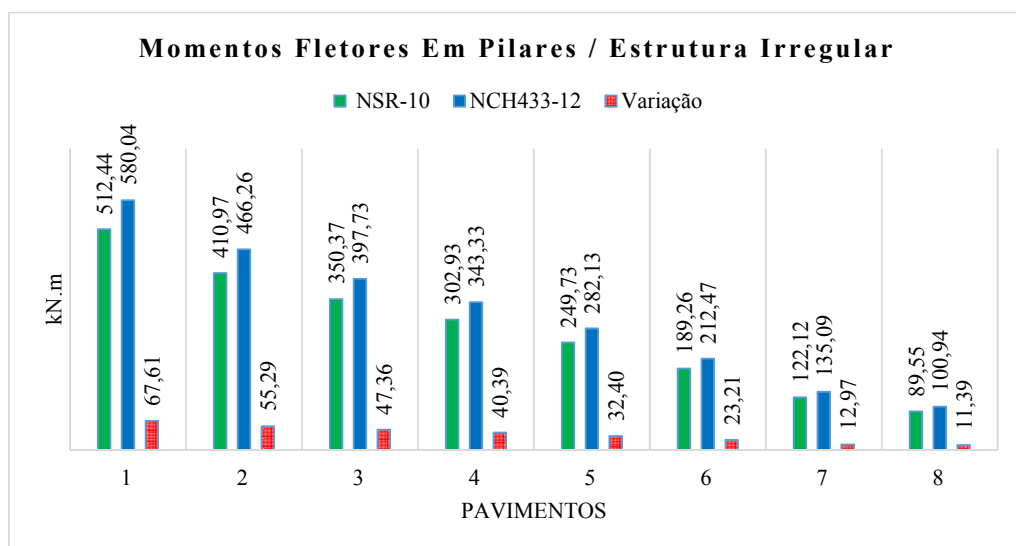


Figura 5.25 - Comparação de momentos fletores em pilares. Estrutura irregular.

Nos dois primeiros pavimentos apresentam-se os maiores momentos fletores em pilares, e conseqüentemente as maiores variações, sendo a diferença mais evidente no primeiro pavimento. O momento fletor máximo nos pilares é *512,44 kNm* calculado com a norma NSR-10 (AIS, 2010) e de *580,04 kNm* calculado com a norma NCH433-12 (INN, 2012), com uma diferença de *67,61 kNm*. Esta diferença implica que o momento fletor obtido com a norma NCH433-12 (INN, 2012) é maior em *13,19%* a aquele obtido com a norma NSR-10 (AIS, 2010).

Com as diferenças dos esforços cortantes e momentos fletores encontrados nas vigas e nos pilares na estrutura irregular calcularam-se as médias de variação que estão apresentadas em porcentagem na tabela 5.33. Observa-se que a média de variação para as vigas foi de *12,85%* para o esforço cortante e de *12,75%* para o momento fletor. Quanto aos pilares tem-se uma média de *12,76%* para os momentos fletores.

MÉDIA DE VARIAÇÃO / ESTRUTURA IRREGULAR			
	Vigas		Pilares
Pavimento	Esforço cortante	Momento fletor	Momento fletor
1	13,38%	13,33%	13,19%
2	13,57%	13,51%	13,45%
3	13,63%	13,58%	13,52%
4	13,53%	13,48%	13,33%
5	13,26%	13,21%	12,98%
6	12,63%	12,62%	12,27%
7	11,36%	11,47%	10,62%
8	11,42%	10,85%	12,72%
Média	12,85%	12,75%	12,76%

Tabela 5.33 - Médias de variação em esforços cortantes e momentos fletores para vigas e pilares aplicando os critérios das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012). Estrutura irregular.

Neste sentido pode-se afirmar que os esforços cortantes e os momentos fletores obtidos a partir da norma NCH433-12 (INN, 2012) são maiores e, por isso pode-se dizer que os elementos estruturais requerem de mais reforço para suprir esta solicitação, em comparação com os obtidos com a norma NSR-10 (AIS, 2010).

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Conclusões

Este trabalho trata da comparação das normas sismo resistentes NSR-10 (AIS, 2010) colombiana e a NCH433-12 (INN, 2012) chilena, sendo estas de dois países com frequência e intensidade sísmica altas assim como os coeficientes de aceleração, visando obter as diferenças na resposta de uma estrutura apertada ao aplicar estas normas. Para a comparação usou-se como ponto de partida uma edificação composta por pórticos de concreto armado, já utilizada por Peña (2012), chamada modelo simplificado. O modelo simplificado foi redimensionado e ajustado para atender às considerações de acelerações altas estabelecidas pelas duas normas, sendo o coeficiente de aceleração no mínimo $A_0=0,20$ g para a norma chilena. O modelo de Peña (2012) tinha sido concebido para acelerações baixas.

Para o estabelecimento dos parâmetros de comparação levou-se em consideração os requisitos mínimos exigidos por cada norma para um projeto sismo resistente e foram escolhidos e definidos os seguintes: sistema estrutural, zona sísmica, tipo de solo, coeficiente de importância, irregularidades, método de análise, limite de deslocamento, cortante sísmico e combinações de carga. No estudo foram analisadas uma estrutura regular e outra irregular.

Em relação aos espectros foram considerados o espectro elástico e o espectro inelástico, segundo a norma NSR-10 (AIS, 2010). . O espectro elástico é usado para dimensionar os elementos e calcular os deslocamentos da estrutura, enquanto o espectro inelástico é usado para encontrar as forças de projeto. Na norma NCH433-12 (INN, 2012) só se considera o espectro inelástico ao longo de todo o processo de análise e projeto.

Ao empregar a norma NSR-10 (AIS, 2010) usa-se um fator de redução de dissipação de energia básico $R_0=7,0$ no espectro inelástico. A norma NCH433-12 (INN, 2012) considera um fator $R_0 = 11$. Observa-se que no cálculo dos deslocamentos segundo da norma NSR-10 (AIS, 2010) não se utiliza o fator básico R enquanto a norma NCH433-12 (INN, 2012) indica seu uso.

Quando se comparam os espectros inelásticos calculados com a norma NSR-10 (AIS, 2010) as acelerações são maiores tanto na estrutura regular como na irregular. Isto implica que os deslocamentos encontrados com a norma NSR-10 (AIS, 2010) resultam maiores que os calculados pela norma NCH433-12 (INN, 2012).

Para o cálculo das forças na base ao empregar a norma NSR-10 (AIS, 2010) indica dois métodos que podem se aplicar às duas estruturas analisadas, regular e irregular, e são o método estático e o método espectral. Ao utilizar a norma NCH433-12 (INN, 2012) devem se utilizar os mesmos métodos para o cálculo da força na base. Estes métodos devem ser avaliados segundo as características da estrutura. Para este estudo, pelas características das estruturas estudadas, o método estático não é válido nem pode ser usado com os requisitos da norma NCH433-12 (INN, 2012), por ser uma estrutura flexível como foi demonstrado na seção 5.3.3, embora o mesmo método seja usado por outros pesquisadores sem avaliar sua aplicabilidade. Dessa forma, optou-se neste estudo por trabalhar com o método espectral, aplicável segundo as duas normas.

Comparando as forças espectrais observa-se que ao usar a norma NSR-10 (AIS, 2010) os resultados das forças são superiores aos obtidos pela aplicação da norma NCH433-12 (INN, 2012), e essa característica está presente tanto no estudo da estrutura regular como no da estrutura irregular, em ambas as direções.

A diferença média dos esforços cortantes e momentos fletores na estrutura regular ao aplicar os critérios das normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12 (INN, 2012) é de 24%, tanto nas vigas como nos pilares, sendo maiores os calculados com a norma NCH433-12 (AIS, 2010). Quando a estrutura muda e passa a ser uma estrutura irregular a diferença média entre esforços cortantes e momentos fletores passa a ser de 13,5%, continuando maiores os determinados pela norma NCH433-12 (AIS, 2010). Assim, observa-se que a consideração da irregularidade por parte da norma NSR-10 (AIS, 2010) tem efeitos significativos na hora de projetar os elementos estruturais e quanto mais irregularidades tiver uma estrutura maiores serão as exigências por parte da norma NSR-10 (AIS, 2010).

De forma geral, a norma NSR-10 (AIS, 2010) é mais ampla que a chilena em fornecer detalhes e explicações. Esta norma também possui todo seu conteúdo dividido em vários capítulos. Entretanto, a norma NCH433-12 (INN, 2012) é mais específica e possui diferentes referências e normas adicionais, dependendo da estrutura e os requisitos desta.

O estudo foi feito em duas estruturas diferentes uma regular e outra irregular, baseado na classificação que apenas faz a norma NSR-10 (AIS, 2010), o que não ocorre na norma NCH433-12 (INN, 2012). Este tipo de classificação é refletido no uso de coeficientes de majoração nas forças sísmicas. O uso destes coeficientes fez com que as estruturas fossem protegidas sobre certos tipos de irregularidades frequentes. Quando se emprega a norma

NCH433-12 (INN, 2012), tem-se um coeficiente majoração de 1,4, maior àquele que usa a norma NSR-10 (AIS, 2010) o qual é de 1,0. Assim, com o uso de coeficientes de majoração elevados prevê-se suprir solicitações da estrutura quanto a irregularidades, evitando classificações adicionais como ocorre quando se utiliza a norma NCH433-12 (INN, 2012). Porém, quando uma estrutura é regular e tem um coeficiente de majoração alto se estaria reforçando demais os elementos estruturais.

6.2 Sugestões

Neste trabalho foi considerado apenas um tipo de irregularidade em planta, para trabalhos futuros, sugere-se considerar outros tipos de irregularidades como também a combinação delas.

A aceleração espectral considerada foi de $A_0=0,20$ g. As duas normas estudadas apresentam também acelerações superiores a esta e, por esse motivo, seria bom estudar o comportamento da estrutura sujeita a acelerações de base mais altas.

O sistema estrutural selecionado foi de pórticos de concreto armado. Estudos futuros poderiam levar em consideração outros sistemas estruturais, principalmente os sistemas duais ou combinados, que são mais comuns no Chile e conseqüentemente na NCH433-12 (INN, 2012).

Os dados deste trabalho podem fornecer embasamento para estudos de orçamento estrutural considerando-se os diferentes detalhamentos de cada norma para seus elementos estruturais.

Sugere-se também a realização de comparações considerando os efeitos P-delta e, conseqüentemente, a influência destes nas estruturas regulares e irregulares.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMAZÁN, J. L. Comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto del Maule y su posible efecto en las normas de diseño sísmico en Chile. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, v.7 n 2/3, mai/ dez 2010. Passo Fundo, Chile, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421:2006. Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA – AIS. Reglamento de construcción sismo resistente – NSR-98. Bogotá, Colombia. 1998.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA - AIS. Reglamento de construcción sismo resistente – NSR-10. Bogotá, Colombia. 2010.

ARAI A., SANTOS S. H. C., LIMA S. S. Análise de um prédio residencial considerando normas sísmicas de diversos países. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

ARAI, A. Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

ARAQUE C., Y. R. Guía para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente y derivas según título A4-A6 NSR-10. Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia, 2015.

BARBAT, A. H., CANET, J. M. Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas – Calculo por ordenador. Editorial CIMNE. Barcelona, España, 1994.

BAZÁN E., MELI R. Diseño sísmico de edificios. Editorial Limusa. México, 2001.

BOZZO, L. M., BARBAT, A. H. Diseño Sismorresistente de Edificios: Técnicas convencionales y avanzadas. Editorial Reverté, S.A. Barcelona, España, 2004.

CENTRO SISMOLÓGICO NACIONAL UNIVERSIDAD DE CHILE (CSN). Grandes terremotos em Chile. Disponível em <http://www.csn.uchile.cl/sismologia/grandes-terremotos-en-chile/>. Abril 2018.

CHOPRA, A. K. Structural Dynamics, Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice - Hall, Fourth edition. Boston, USA, 2011.

CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. Dynamics of Structures, Third Edition. Computers & Structures Inc. Berkeley, California, USA, 2003.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. ETABS Optimized Modeling and Design of Concrete Structure using. Computers and Structures Inc. Berkeley, California, USA, 2016.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. SAP200 Analysis reference manual. Computers and Structures Inc. Berkeley, California, USA, 2012.

DANTAS, R. O. O. Subsídios para o projeto de estruturas sísmo resistentes. Universidade Federal Do Rio grande do Norte. Natal, Brasil, 2013.

FERNANDEZ P, L. A. J. Estudo comparativo da resposta sísmica de pórticos metálicos simples a través de várias metodologias de análise estrutural. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2014.

GARCIA A., M. V., MOSCOSO N., D. W. Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmico dinámico, aplicado con la norma de diseño sismorresistente E.030 del 2016 y la norma chilena de diseño sísmico de edificios NCH 433.of1996 modificada en 2012. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidad Andina del Cusco. Cusco, Peru, 2016.

GARCÍA R., L. H. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia, 1998.

GARCÍA R., L. H. Los códigos en la construcción colombiana: Aproximaciones y aplicaciones. #41 Revista de ingeniería Julio -diciembre pp. 71-77. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia: 2014.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN – INN). Norma Chilena oficial NCH433.Of1996 – Modificada 2012 Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile. 2012

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN – INN. Norma Chilena NCH170-2016. Hormigón – Requisitos Generales. Santiago, Chile. 2016.

LANDINGIN J., RODRIGUES H., VARUM H., ARÊDE A., COSTA A. Comparative Analysis of RC Irregular Buildings Designed According to Different Seismic Design Codes. *Bentham Open*. 1874-8368/13. 2013.

MADEIROS A., L. Estudo comparativo do detalhamento das armaduras em projetos de estruturas sismo resistentes. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade federal do Rio Grande do Norte. Natal, Brasil. 2016.

MÁLAGA, C., J. Estudio comparativo de distintas normas internacionales respecto de la aplicación de los espectros sísmicos de respuesta. Dissertação de Mestrado. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España, 2015.

MARCICO R., K. Estudo comparativo de resultados de análises sísmicas por diferentes normas. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil, 2017.

MORENO G., R., BAIRÁN G., J. M. Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de mediana altura. V Congreso de ACHE. Barcelona, España, 2011.

PEÑA P., L. A. Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. Brasília, Brasil, 2012.

PEÑA P., L. A. Estudo da influência da configuração estrutural na resposta sísmica de uma estrutura de concreto armado. *Revista Ibracon de estruturas e materiais*. Volume 8, Number 6 p. 800-826 • ISSN 1983-4195. 2015.

SANTOS S. H. C., LIMA S. S., ARAI A. Estudo comparativo de normas para o projeto sísmico de estruturas. *Revista Ibracon de estruturas e materiais*. Volume 5, Number 6, p. 812-819. 2012.

SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO (SGC). Sismicidad Histórica de Colombia. Disponível em <http://sish.sgc.gov.co/visor/>. Março 2018.

TABARES C., J. D. Análise comparativa de diferentes métodos de avaliação da resposta sísmica de edifícios. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2016.

UNITED STATE GEOLOGICAL SURVEY (USGS). Seismic Hazard Curves, Response Parameters and Design Parameters. Disponível em <https://www.usgs.gov/>. Março 2018.

WEGENER, A. Die Entstehung der Kontinente und Ozeane. Sammlang Vieweg [El origen de los continentes y océanos]. Madrid, España: Ediciones Pirámide, 1915.

8 ANEXOS

Montagem do modelo em ETABS

Indicam-se as definições dos materiais, dos elementos estruturais e os espectros elásticos e inelásticos usados neste trabalho.

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS software. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:**
 - Material Name: 28Mpa
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: A blue color swatch with a 'Change...' button.
 - Material Notes: A 'Modify/Show Notes...' button.
- Material Weight and Mass:**
 - Radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'.
 - Weight per Unit Volume: 2402,77 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 2402,77 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2675,25 kgf/mm²
 - Poisson's Ratio, U: 0,2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 1114,69 kgf/mm²
- Design Property Data:**
 - A 'Modify/Show Material Property Design Data...' button.
- Advanced Material Property Data:**
 - Buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 8.1 Definição do concreto $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$.

Da figura 8.1 podem se identificar os parâmetros estabelecidos para definir o concreto de $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$ no *software* utilizado.

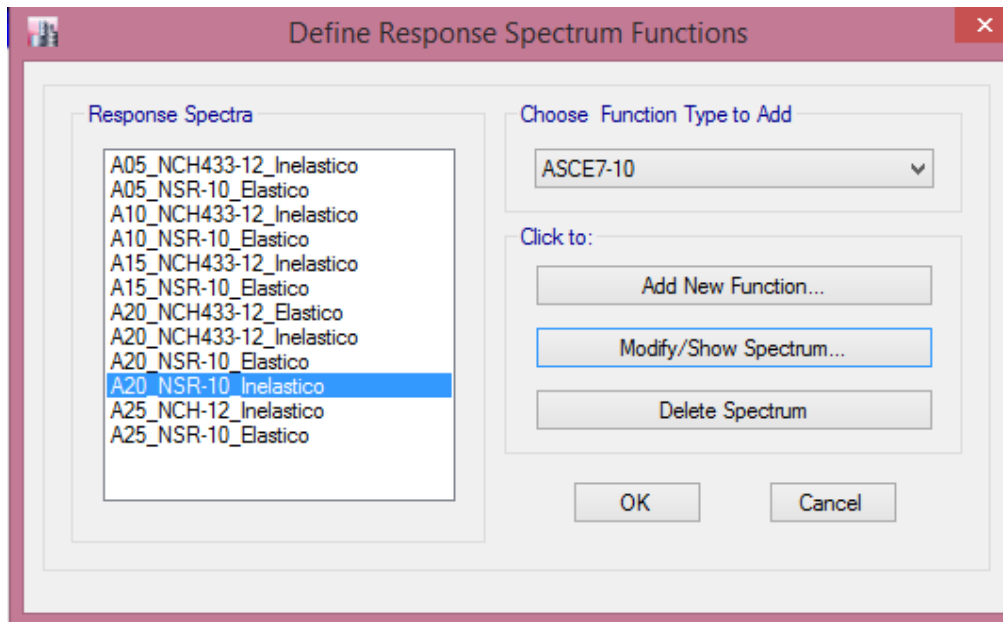


Figura 8.2 - Definição de todos os espectros, elásticos como inelásticos, calculados com ao aplicar as normas NSR-10 (AIS, 2010) e NCH433-12.

Na figura 8.2 se apresentam todos os espectros usados neste estudo segundo o tipo de aceleração A_0 e a norma.

Nas figuras 8.3 e 8.4 se exemplificam como foram carregados, com seus respectivos valores de período e aceleração, o espectro elástico da norma NSR-10 (AIS, 2010) e o espectro inelástico da norma NCh433-12 (INN, 2012). Da mesma forma foram carregados os demais espectros usados neste estudo segundo o tipo de aceleração A_0 e a norma.

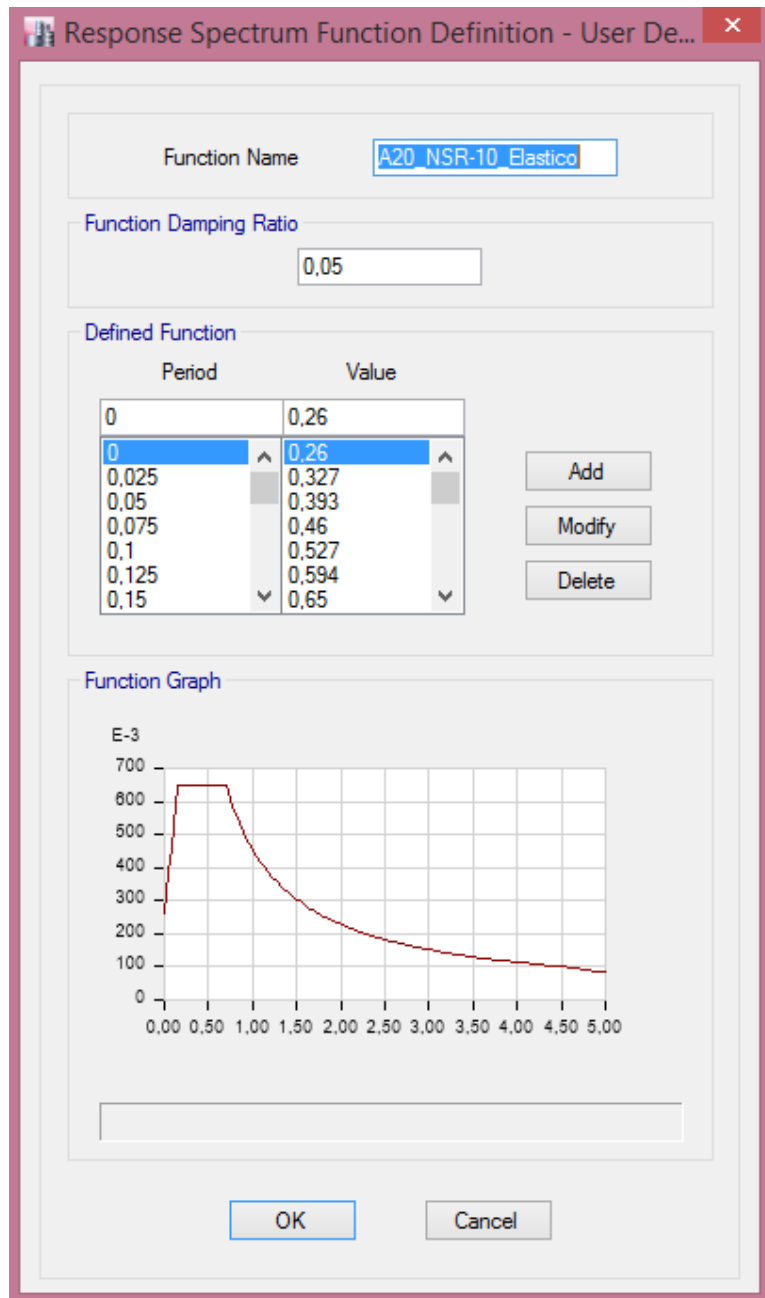


Figura 8.3 - Definição do espectro elásticos ao aplicar a normas NSR-10 (AIS, 2010).

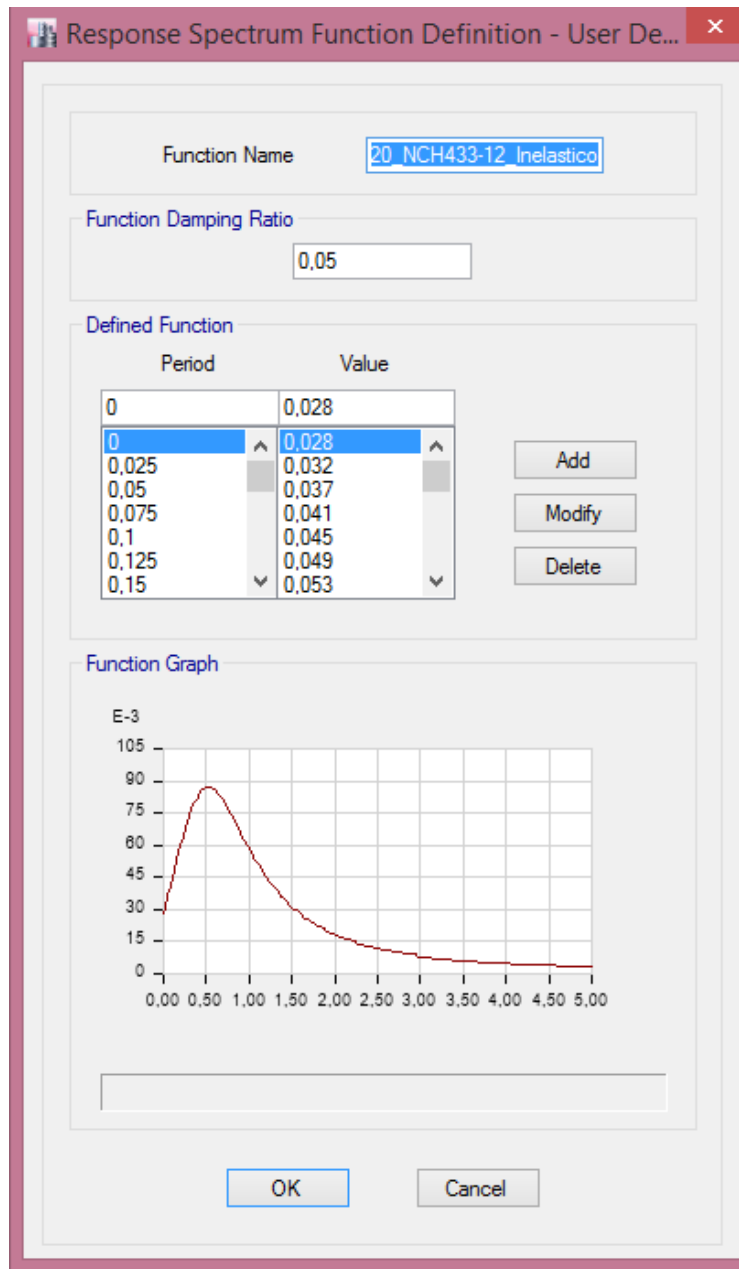


Figura 8.4 - Definição do espectro inelásticos ao aplicar a normas NCH433-12 (INN, 2012).

Nas figuras 8.5 e 8.6 são indicadas como formam inseridas as seções transversais dos pilares e das vigas principais respectivamente. Para os demais elementos se procede da mesma maneira.

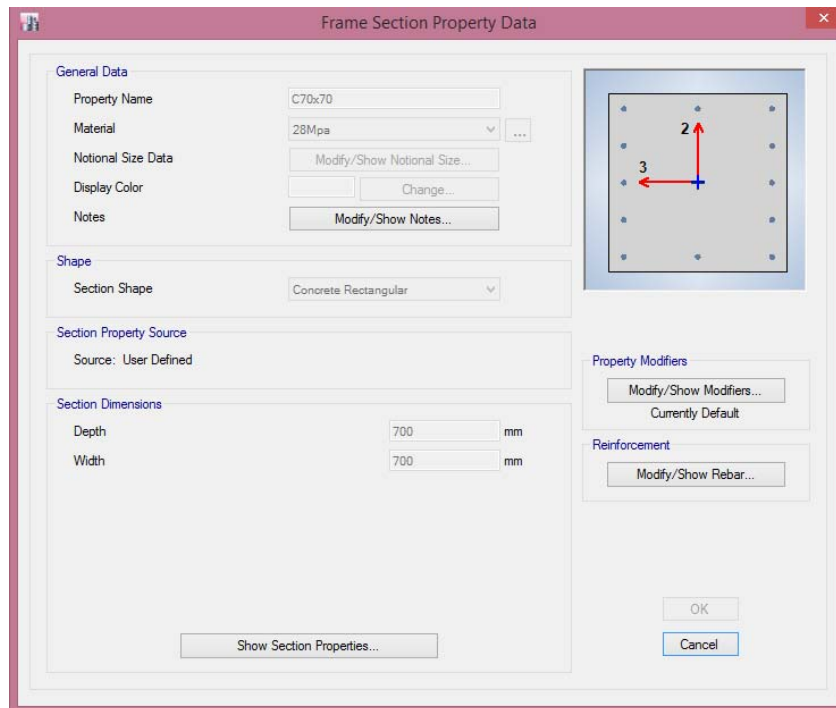


Figura 8.5 Definição da seção transversal dos pilares.

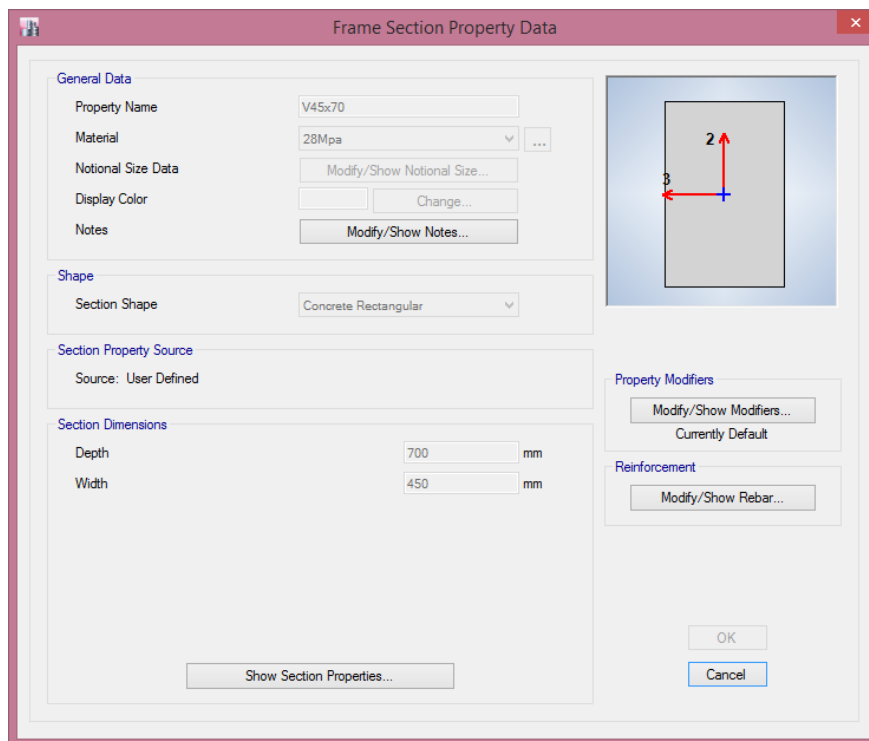


Figura 8.6 Definição da seção transversal das vigas.