

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

**ANÁLISE ESTÁTICA E DINÂMICA DE PÓRTICOS PARA**  
**EDIFÍCIOS ALTOS SOB EFEITOS DE VENTO E**  
**TERREMOTOS**

**LUCAS RINCON SILVESTRIN**

**ORIENTADOR: LUCIANO MENDES BEZERRA**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS**

**BRASÍLIA / DF: 12/2017**



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

**ANÁLISE ESTÁTICA E DINÂMICA DE PÓRTICOS PARA  
EDIFÍCIOS ALTOS SOB EFEITOS DE VENTO E TERREMOTOS**

**LUCAS RINCON SILVESTRIN**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

**APROVADA POR:**

---

**Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD (ENC/UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**Prof. William Taylor Matias Silva, Dr. Ing. (ENC/UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**Prof. Lineu José Pedroso, D.Sc. (ENC/UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 12 de dezembro de 2017.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

SILVESTRIN, LUCAS RINCON

Análise Estática e Dinâmica de Pórticos para Edifícios Altos sob Efeitos de Vento e Terremotos [Distrito Federal] 2017.

xii, 130p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2017)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Edifícios Altos

2. Vento

3. Sismos

4. Análise Dinâmica

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVESTRIN L.R. (2017). Análise Estática e Dinâmica de Pórticos para Edifícios Altos sob Efeitos de Vento e Terremotos. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-001/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 130 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Lucas Rincon Silvestrin

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise Estática e Dinâmica de Pórticos para Edifícios Altos sob Efeitos de Vento e Terremotos

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2017

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

---

Lucas Rincon Silvestrin

SQB Bloco “C” Apartamento 102

71009-020 – Brasília/DF – Brasil



## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo analisar algumas das diversas formas de estruturas utilizadas em edifícios altos para torna-los aptos a suportarem carregamentos horizontais de vento e terremotos. Nele, são analisados teoricamente edifícios que fazem uso de *Shear walls*; Contraventamentos; *Outriggers* e estruturas tubulares. Também é feita uma breve introdução teórica sobre resposta de estruturas a carregamentos dinâmicos, explicitando-se alguns cálculos utilizados por projetistas estruturais para se obter a resposta de sistemas de um e múltiplos graus de liberdade, assim como do espectro de resposta de um sismo. É discorrido sobre o carregamento estático de vento segundo a norma brasileira NBR 6123. O *software* SAP2000 foi utilizado para se obter 2 resultados distintos, sendo o primeiro a resposta dinâmica de uma estrutura de um grau de liberdade usada para a calibração do *software*, comparada com a resposta obtida pela equação teórica e numérica. O segundo conjunto de resultados foram as respostas estáticas e dinâmicas de edifícios padronizados de 100 pavimentos e 400m de altura com diferentes tipos de sistemas estruturas sob efeitos de um carregamento padronizado estático de vento e dinâmico de sismo.

## ABSTRACT

This paper's main objective is to analyze some of the many structural systems utilized in tall and super-tall buildings in order to make them resistant to horizontal loads of earthquake and wind. In it, structures that make use of *Shear walls*; Bracing; *Outriggers* and tubular structures are theoretically described. A brief introduction to the theory behind the structural response of buildings under dynamic loads is also present, along with some of the calculations used by structural engineers to determine the response of both a single and a multiple degree of freedom system, as well as the response spectrum of an earthquake. The Brazilian wind code (NBR 6123) and its calculation methodology for static load is described. The *software* SAP2000 was used for obtaining two results, the first of which was the dynamic response of a single degree of freedom system, used for the calibration of the *software*, compared with the response obtained through the theoretical equation as well as a numerical method. The other set of results were the static and dynamic responses of standardized buildings, which are 100 stories or 400m high with different types of structural systems, under the effects of a common static wind load and a common dynamic earthquake.

# SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	14
1.1	MOTIVAÇÃO .....	14
1.2	OBJETIVOS .....	14
1.3	DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS .....	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	15
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	20
3.1	PILAR-PAREDE ( <i>SHEAR WALL</i> ) .....	20
3.1.1	SW INEPEDENTES .....	21
3.1.2	SW CONECTADAS .....	26
3.1.3	CONCLUSÕES .....	28
3.1.4	<i>STEEL PLATE SHEAR WALLS</i> (SPSW) .....	30
3.1.5	CONCLUSÕES .....	33
3.2	CONTRAVENTAMENTOS .....	34
3.2.1	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES .....	35
3.2.2	CONCLUSÕES .....	44
3.3	<i>OUTRIGGERS</i> .....	45
3.3.1	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES .....	46
3.3.2	CONCLUSÕES .....	52
3.4	ESTRUTURAS TUBULARES .....	54
3.4.1	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES .....	56
3.4.2	METODOLOGIA DE ANÁLISE .....	62
3.4.3	CONCLUSÕES .....	64
3.5	TERREMOTOS .....	65
3.5.1	ESTRUTURAS COM 1 GRAU DE LIBERDADE (SDOF) .....	66
3.5.2	ESPECTRO DE RESPOSTA E ESPECTRO DE PROJETO .....	68
3.5.3	ESTRUTURAS COM MÚLTIPLOS GRAUS DE LIBERDADE (MDOF) .....	72
3.5.4	CONCLUSÕES .....	75

3.6	VENTO .....	76
4	MODELO SIMPLIFICADO .....	79
4.1	RESULTADOS .....	82
4.1.1	CARREGAMENTO CONTÍNUO .....	82
4.1.2	CARREGAMENTO TRIANGULAR .....	82
4.1.3	CARREGAMENTO SENOIDAL .....	82
4.1.4	CARREGAMENTO EL CENTRO .....	83
5	ESTRUTURAS ESTUDADAS .....	84
5.1.1	MODELO 0 .....	88
5.1.2	MODELO 1.1 .....	91
5.1.3	MODELO 1.2 .....	94
5.1.4	MODELO 2.1 .....	97
5.1.5	MODELO 2.2 .....	100
5.1.6	MODELO 3.1 .....	103
5.1.7	MODELO 3.2 .....	106
5.1.8	MODELO 4.1 .....	109
5.1.9	MODELO 4.2 .....	113
6	ANÁLISE DE RESULTADOS .....	116
6.1	HISTÓRICO NO TEMPO.....	119
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	124
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	127
8.1	LIVROS .....	127
8.2	ARTIGOS/PERIÓDICOS .....	127
8.3	<i>SOFTWARES</i> .....	128
8.4	IMAGENS.....	129

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistemas proporcionais à esquerda e desproporcionais a direita .....	21
Figura 2 - Pavimento simétrico.....	22
Figura 3 - Pavimento assimétrico em uma direção.....	23
Figura 4 - Eixos locais.....	23
Figura 5 - Pavimento assimétrico em duas direções.....	25
Figura 6 - Distribuição de tensões devido ao momento na base dos pilares-parede .....	27
Figura 7 - Distribuição de momentos fletores segundo a rigidez dos conectores horizontais .....	28
Figura 8 - A esquerda: Burj Khalifa; A direita: Al Hamra Tower.....	29
Figura 9 - "Steel plate Shear wall" (SPSW) .....	30
Figura 10 – A esquerda: Contraventamento diagonal equivalente. A direita: Modelo de faixas alinhadas com o campo de tensões de tração .....	31
Figura 11 - Campo de tensões de tração .....	32
Figura 12 - Torre do hotel Ritz-Carlton em L.A. ....	33
Figura 13 - Tipos de contraventamento .....	34
Figura 14 - Efeito de carregamentos verticais em pórticos contraventados.....	36
Figura 15 – Diagramas de esforços internos para os sistemas exemplificados anteriormente. Carregamento unitário e $h=b/2$ .....	37
Figura 16 - Deformação devido ao esforço cortante ao momento fletor respectivamente .....	38
Figura 17 - Concentração de esforços na estrutura.....	39
Figura 18 - Diagramas de momento e $M/EI$ .....	41
Figura 19 - A esquerda: Broadgate tower; a direita: Alcoa building.....	44
Figura 20 - Edifício com sistema de outriggers.....	45
Figura 21 - Estrutura com dois outriggers e seus momentos externo, $M_1$ , $M_2$ e resultante.....	47
Figura 22 - Rigidez dos outriggers.....	48
Figura 23 - Localização ideal dos outriggers .....	51
Figura 24 - Redução dos momentos no núcleo e deslocamentos no topo do edifício .....	52
Figura 25 - A direita: Taipei 101; A esquerda: Amortecedor de massa sintonizada .....	53
Figura 26 - Pavimento tipo de um edifício com sistema estrutural tubular .....	54
Figura 27 - Distribuição de tensões nos pilares do edifício .....	55
Figura 28 - "Lag" de deformações nos pilares das fachadas .....	56
Figura 29 - Sistema tubular com fileiras internas de pilares .....	56
Figura 30 - Distribuição de esforços de compressão na fachada a sotavento de um edifício com sistema estrutural tubular e pilares internos.....	57

Figura 31 - Edifício com módulos interrompidos.....	58
Figura 32 - Edifício com comportamento de tubo retangular .....	58
Figura 33 - Contraventamento em X.....	59
Figura 34 - Carregamento e esforços devido ao carregamento vertical.....	60
Figura 35 - Carregamento e esforços devido ao carregamento horizontal.....	60
Figura 36 - Carregamento e esforços devido aos carregamentos vertical e horizontal combinados .	61
Figura 37 - Representação da estrutura do pavimento (imagem superior) em duas dimensoes (imagem do meio) com um mecanismo de transferencia de esforços cortantes entre as fachadas (imagem inferior).....	63
Figura 38 – A esquerda: World Trade Center em março de 2001. A direita: Maquete do complexo do WTC.....	64
Figura 39 – Tipos de falhas geológicas.....	65
Figura 40 - Mapa de acelerações horizontais características do solo devido a sismos.....	66
Figura 41 – Espectros de resposta de um sismo qualquer.....	70
Figura 42 – Espectro de resposta condensado .....	71
Figura 43 - Espectro de projeto de Newmark.....	72
Figura 44 – Coeficiente $C_a$ .....	77
Figura 45 – Mapa de isopletas .....	78
Figura 46 - Modelo de teste.....	80
Figura 47 - Carregamentos aplicados no modelo de teste.....	81
Figura 48 - Resposta do modelo teste ao carregamento contínuo .....	82
Figura 49 - Resposta do modelo teste ao carregamento triangular.....	82
Figura 50 - Resposta do modelo teste ao carregamento senoidal.....	83
Figura 51 - Resposta do modelo teste ao carregamento EL CENTRO.....	83
Figura 52 - Distribuição das vigas e lajes dos modelos .....	84
Figura 53 – Distribuição dos pilares para os modelos 1.1, 1.2, 2.1, 3.1 e 3.2.....	84
Figura 54 – Distribuição dos pilares para o modelo 2.2 .....	85
Figura 55 – Distribuição dos pilares para o modelo 4.1 .....	85
Figura 56– Distribuição dos pilares para o modelo 4.2 .....	86
Figura 57 - Carregamento de vento nos modelos .....	87
Figura 58 - Sismo EL CENTRO.....	87
Figura 59 - Modelo 0 .....	88
Figura 60 - Modelo 1.1.....	91
Figura 61 - Modelo 1.2.....	94
Figura 62 – Modelo 2.1 .....	97

Figura 63 - Detalhe dos painéis metálicos.....	97
Figura 64 - modelo 2.2.....	100
Figura 65 - Modelo 3.1.....	103
Figura 66 - Modelo 3.2.....	106
Figura 67 - Modelo 4.1.....	109
Figura 68 - Modelo 4.2.....	113
Figura 69 - Frequência natural e deslocamento máximo das estruturas .....	118
Figura 70 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 0 .....	119
Figura 71 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 1.1.....	120
Figura 72 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 1.2.....	120
Figura 73 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 2.1.....	120
Figura 74 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 2.2.....	121
Figura 75 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 3.1.....	121
Figura 76 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 3.2.....	121
Figura 77 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 4.1.....	122
Figura 78 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 4.2.....	122
Figura 79 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo todos os modelos .....	123

## LISTA DE SIMBOLOS

$M_{ji}$  = Momento fletor no elemento “j” do pavimento “i”;

$Q_{ji}$  = Esforço cortante no elemento “j” do pavimento “i”;

$M_i$  = Momento fletor do pavimento “i”;

$Q_i$  = Esforço cortante do pavimento “i”;

$E_{ji}$  = Módulo de elasticidade do elemento “j” do pavimento “i”;

$I_{xji}$  = Momento de inércia do elemento “j” do pavimento “i” em torno do eixo x local;

$x_j$  = Distância do centro do elemento “j” ao eixo y adotado;

$E_j$  = Módulo de elasticidade do elemento “j”;

$I_{xj}$  = Momento de inércia do elemento “j” em torno do eixo x local;

$y_j$  = Distância do centro do elemento “j” ao eixo x adotado;

$I_{yj}$  = Momento de inércia do elemento “j” em torno do eixo y local;

$t$  = Espessura da chapa de aço;

$A$  = Área da seção transversal do elemento de contraventamento diagonal;

$L$  = Largura do pórtico;

$\gamma$  = Ângulo entre a diagonal do contraventamento e a vertical;

$A_c$  = Área da seção transversal das colunas;

$I_c$  = Momento de inércia das colunas;

$h_p$  = Altura do pavimento;

$A_v$  = Área da seção transversal das vigas;

$\alpha$  = Ângulo entre a diagonal do campo de tensões de tração e a vertical;

$n_f$  = Número de faixas;

$A_f$  = Área transversal das faixas;

$f_y$  = tensão de escoamento do aço;

$\bar{p}_{jn}$  = Esforço axial no elemento j devido ao carregamento virtual;

$P_{jn}$  = Esforço axial no elemento j devido ao carregamento real;

$L_{jn}$  = Comprimento do elemento j;

$E_{jn}$  = Módulo de elasticidade do elemento j;

$A_{jn}$  = Área da seção transversal do elemento j;

$\bar{m}_{xjn}$  = Momento fletor no elemento j devido ao carregamento virtual;

$M_{xjn}$  = Momento fletor no elemento j devido ao carregamento real;

$I_{jn}$  = Momento de inércia do elemento j;

$A_j$  = Área da seção transversal do pilar “j”;  
 $L_j$  = Distância do pilar “j” ao centroide dos pilares;  
 $\delta_i$  = Deslocamento horizontal do pavimento “i”;  
 $\theta_i$  = Inclinação do pavimento “i”;  
 $h_i$  = Altura do pavimento “i”;  
 $H_i$  = Altura da base do edifício até a metade do pavimento “i”.  
 $Q$  = esforço cortante no pavimento “i”;  
 $A_d$  = Área da seção transversal do contraventamento diagonal;  
 $A_g$  = Área da seção transversal da viga horizontal;  
 $I_g$  = Momento de inércia da viga horizontal;  
 $E$  = Módulo de elasticidade do aço utilizado;  
 $q$  = Carregamento horizontal distribuído;  
 $x_1$  = Distância do 1° *outrigger* ao topo do edifício;  
 $EI$  = Rigidez a flexão do núcleo;  
 $x_2$  = Distância do 2° *outrigger* ao topo do edifício;  
 $M_1$  = Momento fletor resistido pelo 1° *outrigger*;  
 $M_2$  = Momento fletor resistido pelo 2° *outrigger*;  
 $(EA)_p$  = Rigidez axial dos pilares periféricos;  
 $d$  = Distância entre os pilares de periferia ao centro do núcleo;  
 $(EI)_0$  = Rigidez a flexão efetiva do *outrigger*;  
 $(EI')_0$  = Rigidez a flexão real do *outrigger*;  
 $H$  = Altura do edifício;  
 $\omega$  = Parâmetro adimensional único  
 $\rho$  = Parâmetro adimensional que representa a rigidez relativa entre os pilares e o núcleo;  
 $\beta$  = Parâmetro adimensional que representa a rigidez relativa entre os *outriggers* e o núcleo;  
 $F_I$  = Força de inércia =  $m\ddot{x}$ ;  
 $F_A$  = Força de amortecimento =  $c\dot{x}$ ;  
 $F_R$  = Força de restituição =  $kx$ ;  
 $F(t)$  = Força externa =  $m\ddot{x}_g$ ;  
 $\ddot{x}_g$  = Aceleração horizontal do solo;  
 $\ddot{x}$  = Aceleração da estrutura;  
 $\dot{x}$  = Velocidade da estrutura;  
 $x$  = Deslocamento da estrutura;  
 $c$  = Coeficiente de amortecimento da estrutura;



$m$  = Massa da estrutura;

$k$  = Rigidez da estrutura.

$\omega_n$  = Frequência natural da estrutura;

$\tau$  = Tempo de início do impulso;

$\omega_a = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$  = Frequência natural amortecida da estrutura;

$S_v$  = Velocidade espectral;

$S_a$  = Aceleração espectral;

$x_{max}$  = Deslocamento máximo;

$V$  = Velocidade;

$Q_c$  = Força cortante máxima na base da estrutura;

$[m]$  = Matriz de massa;

$[c]$  = Matriz de amortecimento;

$[k]$  = Matriz de rigidez;

$\{I\}$  = Vetor unitário;

$[\Phi]$  = Matriz modal;

$\{u\}$  = Coordenadas desacopladas;

$\Gamma_i$  = Fator de participação de terremoto para o  $i$ -ésimo modo de vibração

$A_{fa}$  = Área efetiva da fachada;

$C_a$  = Coeficiente de arrasto;

$q_v$  = Pressão dinâmica do vento.

$S_1$  = Coeficiente relacionado à topografia;

$S_2$  = Coeficiente relacionado à altura do edifício e rugosidade do terreno;

$S_3$  = Coeficiente relacionado à importância da estrutura;

$V_0$  = Velocidade básica do vento;

$V_k$  = Velocidade característica do vento.

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 MOTIVAÇÃO

O rápido aumento da população, a migração do campo para as cidades e o desenvolvimento de novos materiais e técnicas construtivas não alcançadas anteriormente ao advento da produção em massa proporcionada pela revolução industrial, levou ao crescimento vertical de centros urbanos a partir de meados do século XIX. Essa verticalização possibilitou a criação de metrópoles com uma densidade populacional alta, diminuindo assim a necessidade de longos deslocamentos por parte de seus habitantes no dia-a-dia.

Com a construção de edifícios cada vez mais altos, os projetistas se depararam com efeitos mais intensos de vento e outros que são agravados pela altura da construção assim como pela potencial perda de vidas humanas caso um edifício alto venha a ruir, como terremotos e explosões.

Os edifícios modernos são projetados levando-se em conta os efeitos dinâmicos e estáticos proporcionados pelas mais diversas causas e comumente utilizam estruturas mistas de aço e concreto armado para resistir a essas cargas com maior eficiência e economia. Assim, o projetista de estruturas deve usar sua criatividade, experiência e conhecimentos teóricos para projetar uma estrutura que resista as solicitações previstas e ao mesmo tempo atenda ao projeto arquitetônico seja leve e econômica.

Ao longo dos anos diversas formas de adicionar rigidez a edifícios altos e esbeltos foram criadas, cada uma com suas vantagens e desvantagens. Muitas vezes edifícios muito altos fazem o uso de vários tipos de estrutura para combater os esforços laterais, de forma a atender os requisitos mínimos de norma e ao mesmo tempo as necessidades do cliente.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é a análise das diferentes estruturas para o combate a esforços laterais causados por ventos e terremotos. Elas serão descritas teoricamente e então comparadas em simulações numéricas de edifícios altos submetidos aos carregamentos de vento e terremoto.

## 1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O capítulo 2 trata da revisão bibliográfica usada para a construção deste trabalho, nele são descritos as hipóteses e conclusões que cada autor obteve.

O capítulo 3 descreve a teoria utilizada para desenvolver o trabalho, o método de obtenção dos esforços nos diversos elementos estruturais a serem analisados, assim como a deformação que alguns deles apresentam. Também são descritos o resumo da teoria por trás da resposta de estruturas submetidas a sismos e as exigências das normas brasileiras para o cálculo das mesmas, submetidas a terremotos e ventos.

O capítulo 4 descreve os procedimentos em que se verificaram os resultados obtidos pelo *software* SAP2000 comparados com os resultados teóricos e numéricos de um sistema simples de um grau de liberdade.

O capítulo 5 descreve os modelos dos edifícios estudados assim como os carregamentos aplicados neles. O capítulo apresenta também os resultados obtidos pela análise estática e dinâmica dos edifícios.

O capítulo 6 apresenta a análise dos resultados obtidos e a representação do comportamento dos modelos sob efeito do sismo.

O capítulo 7 apresenta a conclusão e recomendações sobre o trabalho realizado.

O capítulo 5 apresenta as referências bibliográficas utilizadas para a confecção deste trabalho.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Kang [2011] estudou o comportamento de *Steel plate Shear walls* (SPSW's) não enrijecidas submetidas a cargas reversíveis e chegou à conclusão que mesmo após o escoamento das placas sob carregamento cíclico, a resistência a cisalhamento, ductibilidade e capacidade de dissipação de energia por elas apresentada é satisfatória e permite uma grande flexibilidade e segurança em projetos.

Jiang [2006] fez a análise dinâmica de um edifício super-alto, o Beijing Wealth Center, em Beijing, China, que faz uso de shear-walls (SW) híbridos de concreto armado e chapas de aço, e andares reforçados dedicados a *outriggers* em forma de treliças. A análise foi feita com um ensaio em escala 1/20 em uma mesa vibratória e paralelamente no *software* Perform-3D e consistiu em submeter a estrutura a várias simulações de terremotos históricos e da norma chinesa com intensidades variadas. As conclusões obtidas foram:

- Com o arranjo estrutural do edifício, o deslocamento máximo entre andares é inferior ao máximo exigido por norma;
- Os maiores danos causados por deformações não lineares acontecem na direção de menor inércia dos pilares-parede, mesmo esta sendo a direção de maior dimensão do edifício;
- Quando submetida a terremotos com maior intensidade, a estrutura dissipa a maior parte da energia por meio de deformações plásticas nas vigas do perímetro externo do edifício.

- Os SW híbridos não desenvolvem sua capacidade total, mesmo sob efeito de terremotos intensos, indicando que estão superdimensionados, contudo, mais estudos sobre esse novo tipo de SW seria ideal para se concluir com exatidão.

Berman [2004] estudou a resistência final de *Steel plate Shear walls* (SPSW) submetidas a cargas estáticas e dinâmicas por meio de ensaios com placas de aço corrugadas e equações teóricas. A equação teórica proposta após as análises leva em consideração a deformação plástica da chapa assim como a sobrerresistência após um carregamento cíclico. As conclusões obtidas do experimento foram que as chapas de aço possuem uma resistência bastante elevada mesmo após a plastificação e que a utilização de chapas corrugadas não apresenta vantagens, apesar de sua maior resistência a flambagem.

Young [2013] analisou os períodos fundamentais de 12 estruturas com arranjos estruturais irregulares contraventadas excêntrica de acordo com diversas equações simplificadas de norma, que levam em consideração apenas a altura do edifício e equações teóricas de Rayleigh e Adeli, derivadas da teoria de vibrações que levam em consideração as irregularidades horizontais e verticais da estrutura. Os resultados obtidos foram comparados com simulações feitas no *software* ETABS V.9.7.2 (*Computers and Structures Inc.*). As conclusões obtidas foram:

- As equações de norma obtiveram resultados mais conservadores do que as equações teóricas e a análise modal no *software*;
- Os modos e períodos de vibração obtidos pelo *software* e pela equação teórica de Rayleigh foram quase idênticos, enquanto que a equação de Adeli proveu resultados mais conservadores em geral;
- A princípio, estruturas com irregularidades tendem a ter um período de vibração menor do que estruturas sem irregularidades. Estruturas com irregularidades horizontais possuem períodos um pouco menores que estruturas sem irregularidades horizontais. Estruturas com irregularidades verticais e irregularidades verticais e horizontais possuem períodos parecidos;
- Através da análise estatística foi verificado que equações com modelo de potência com 3 variáveis representam melhor as irregularidades estruturais do que os modelos dependentes apenas da altura do edifício;
- A equação proposta apresenta resultados mais condizentes com a realidade do que a descrita pela norma da ASCE.

Zhou [2013] estudou dois modelos simplificados de estruturas com *outriggers*. Em uma das estruturas, as conexões das vigas do *outrigger* são engastadas na coluna central e de segundo gênero nas colunas periféricas, na outra, as vigas são engastadas no núcleo e ligadas por amortecedores viscosos as colunas periféricas. Os modelos foram submetidos a simulações de 5 terremotos históricos e 2 terremotos gerados pelo *software* SMOKE\_GR. Os modelos também foram feitos no *software* SAP2000 para efeito de comparação.

As conclusões foram:

- Normalmente a rigidez de amortecedores viscosos é pequena e por isso o período da estrutura não muda com sua adição, porém, como os *outriggers* são diretamente conectados pelos amortecedores, a estrutura fica mais flexível, aumentando seu período de vibração;
- Sob efeito de terremotos de baixa intensidade o deslocamento entre pavimentos e o esforço cortante na base da estrutura no modelo com amortecedores um são iguais ou maiores do que no modelo sem os amortecedores, além disso, a forma da curva Força-Deslocamento é uma linha, o que indica que os amortecedores não atuam de forma satisfatória;
- Sob efeito de terremotos mais intensos os amortecedores passam a atuar mais significativamente na dissipação de energia na estrutura, diminuindo o esforço cortante na base da estrutura, assim como a aceleração e os deslocamentos entre pavimentos. Sob terremotos muito intensos a dissipação de energia dos amortecedores é de cerca de 30 a 40%, sendo que parte do amortecimento vem de deformações plásticas das lajes. A forma do diagrama Força-Deformação parra a ser trapezoidal;
- Na estrutura sem amortecedores, a súbita mudança de rigidez dos pavimentos que contém os *outriggers* faz com que os deslocamentos entre esses pavimentos sejam menores que os adjacentes, fenômeno que é diminuído na estrutura com amortecedores.

Lu [2011] fez uma análise de história no tempo não linear no *software* ABAQUS v.6.9-1 (Dassault Systemes Simulia Corp.) de um edifício super-alto localizado em Xangai, com 58 pavimentos e 244.8m de altura. O edifício possui vários recuos ao longo de sua altura, incluindo um onde os pilares são inclinados para satisfazer a arquitetura. Os carregamentos utilizados foram dois terremotos históricos e um sintético, aplicados em diversas intensidades.

Os resultados obtidos foram:

- Sob carregamento de terremotos muito intensos, o edifício apresentou danos apenas no núcleo, os elementos estruturais das periferias continuaram no regime elástico;
- Nos pórticos de concreto reforçado com placas de aço, os pilares-parede de concreto armado do núcleo do edifício atuam como o principal mecanismo de resistência a forças horizontais, exibindo alta capacidade e ductibilidade de resistência a terremotos muito intensos;
- Os maiores danos a estrutura são concentrados em pavimentos adjacentes aos recuos e mudanças de seção do edifício, devida a súbita mudança de rigidez da estrutura, por isso é sugerido o uso de pavimentos de transferência acima ou abaixo do recuo;
- O reforço estrutural da porção inferior do edifício e seu pavimento superior adjacente pode ser configurada com condições de contorno de confinamento para elementos de parede, enquanto que para outras regiões as condições de contorno devem ser normais. Na transição de elementos de parede com condições de contorno confinadas para condições de contorno normais foi notado uma

concentração de tensões, sendo assim as condições de contorno devem ser gradativamente alteradas de pavimento a pavimento.

Deylami [2011] analisou o processo de design de SPSW, seguindo as etapas descritas na AISC 2005<sup>a</sup> assim como o modelo proposto por Berman et al, analisando as placas resultantes do dimensionamento para três edifícios com 3, 6 e 9 pavimentos pelo método de elementos finitos no *software* ETABS (*computers and Structures Inc.*). Além da descrição completa do processo de dimensionamento, chegaram à conclusão que a espessura das placas nos andares superiores diminui em comparação com os inferiores de maneira quase igual para os 3 edifícios analisados.

Jani [2013] analisou o comportamento de estruturas tubulares diagonais (DiaGrid) em um edifício dimensionado para 36 pavimentos, assim como em edifícios de 50, 60, 70 e 80 pavimentos utilizando o *software* ETABS (*computers and Structures Inc.*). Chegaram à conclusão que o carregamento vertical é resistido tanto pelos elementos diagonais periféricos quanto pelos pilares no centro da estrutura, enquanto que o carregamento horizontal é resistido pelos elementos periféricos apenas, permitindo que os pilares centrais possam ser dimensionados para carregamentos verticais apenas.

Goman [2016] Ho estudou o desenvolvimento, análise e dimensionamento de *outriggers*, descrevendo seu processo histórico de desenvolvimento. Estuda também os efeitos do encurtamento e deslocamento dos elementos estruturais durante a construção nos esforços internos dos mesmos, propondo que os *outriggers* podem ser conectados aos pilares periféricos após a construção, para se evitar esforços adicionais devido a esses deslocamentos devido ao “assentamento” do material.

Chaves [2009] estudou o comportamento dinâmico de pórticos com diversos tipos de contraventamentos, avaliando suas eficiências em relação aos deslocamentos máximos, economia, mudanças em seus primeiros modos de vibração e períodos naturais. Isso foi feito submetendo a estrutura a um carregamento sintético de vento e a um sismo histórico.

As conclusões atingidas foram:

- O sistema de contraventamentos em “X” atingiu os melhores resultados, mas o sistema em “V” e “V” invertido obtiveram resultados semelhantes de forma mais econômica;
- Em uma estrutura de 50 pavimento com sistema em “X” a restrição do movimento lateral foi menor do que o mesmo sistema em uma estrutura de 30 pavimentos, indicando que o sistema estava próximo de seu limite de eficiência;
- A adição de rigidez e massa na estrutura ao mesmo tempo alterou o período natural e o primeiro modo de vibração da estrutura de forma imprevisível;
- Os contraventamentos obtiveram resultados satisfatórios sob carregamento de vento, porem sob o carregamento de terremoto os contraventamentos foram uteis apenas para distanciar a frequência

natural da estrutura da frequência do sismo, necessitando de outros dispositivos para restringir o deslocamento horizontal.

Carneiro [2001] estudou o comportamento de estruturas com isolamento de base sob carregamentos sísmicos de forma numérica. Para isso foram analisados 4 pórticos planos de concreto armado no *software* ANSYS submetidos a um sismo histórico (tipo 2) e um sismo de norma (tipo 1).

As conclusões obtidas foram:

- Isoladores dos tipos Rubber bearing, HDRB e Fricção apresentam desvantagens em termos do esforço cortante na base da estrutura;
- A instalação dos isoladores em estruturas com baixa frequência natural (0.25Hz) não apresenta vantagens, devido ao fato de que suas frequências naturais se encontrarem fora do espectro de frequências aplicadas;
- Estruturas com frequências naturais altas se beneficiaram mais da instalação dos mecanismos de isolamento;
- O sistema de HDRB obteve a maior eficiência na redução de esforço cortante na base do edifício;
- Os deslocamentos no topo de estruturas isoladas foi menor para o sismo tipo 1, mas para o sismo tipo 2, os deslocamentos são amplificados, mostrando que não se pode generalizar os resultados;
- O isolador que se mostrou mais eficiente foi o HDRB com amortecimento  $\xi = 20\%$ .

## 3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 3.1 PILAR-PAREDE (*SHEAR WALL*)

Pilares-parede ou reinforced concrete *Shear walls* (RCSW) são pilares projetados com intuito de resistir a esforços laterais, por isso são bastante rígidos em uma direção.

Geralmente são feitos de concreto armado e compõem poços de elevador ou escada, para que assim não restrinjam a distribuição dos ambientes no interior do edifício, ou ainda podem compor paredes externas ou divisões entre apartamentos, caso a arquitetura permita. Por também suportarem carregamentos verticais, podem ser dimensionados para que o carregamento vertical por eles atraídos seja o suficiente para anular os efeitos de tração impostos pelo carregamento horizontal, por esse motivo são usados para edificações de até 35 pavimentos, quando podem ser minimamente armados.

Uma estrutura de *Shear walls* tipicamente consiste em uma composição de diversos pilares-parede de tamanhos e configurações geométricas diferentes, os quais podem ter seções transversais retangulares ou em forma de L, U ou T, e ainda podem variar ao longo da altura do edifício, podendo ter uma variação equivalente para todos os elementos ou uma variação desproporcional, gerando uma redistribuição complexa de esforços ao longo dos pavimentos, podendo gerar torção. Por esse motivo são classificadas em dois tipos principais: sistemas proporcionais, onde a rigidez a flexão relativa dos pilares-parede permanece constante em toda a edificação e os sistemas desproporcionais, onde a rigidez a flexão relativa dos pilares-parede muda dependendo da posição do pavimento (Figura 1).



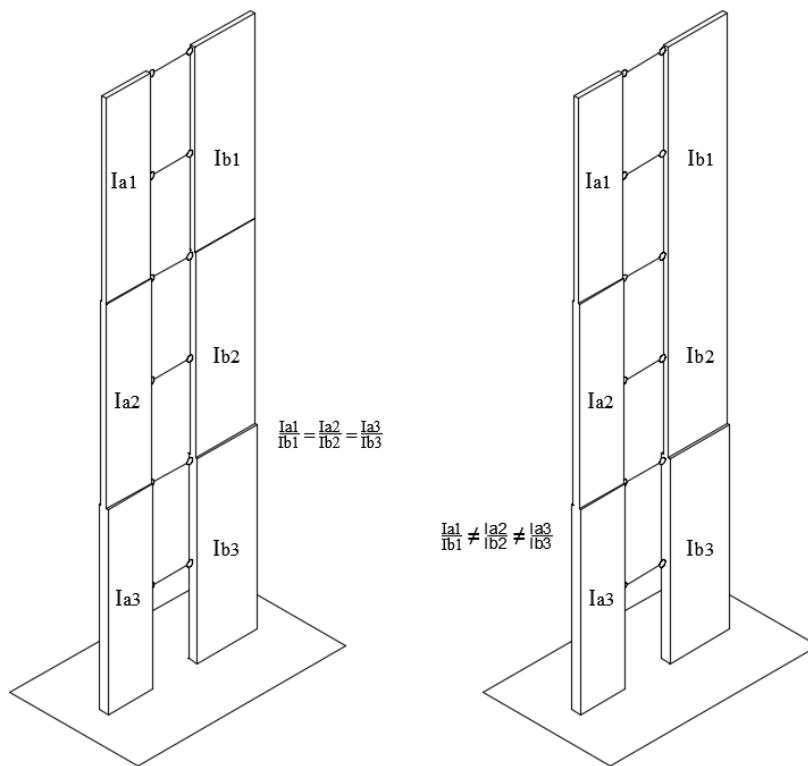


Figura 1 - Sistemas proporcionais à esquerda e desproporcionais a direita

### 3.1.1 SW INEPEDENTES

A análise de estruturas de Pilares-parede pode ser dividida em estruturas que rotacionam e estruturas que não rotacionam, sendo que sistemas desproporcionais que rotacionam devem ser analisados computacionalmente, devido à complexidade da distribuição de esforços na estrutura.

Uma estrutura proporcional com o lançamento estrutural simétrico em torno do eixo de carregamento (Figura 2) não rotaciona e por isso não sofre influência de torção, assim ela se deforma pelos efeitos do esforço cortante e do momento fletor, que serão distribuído proporcionalmente à rigidez à flexão de cada elemento estrutural e podem ser facilmente determinados pelas equações (1) e (2).

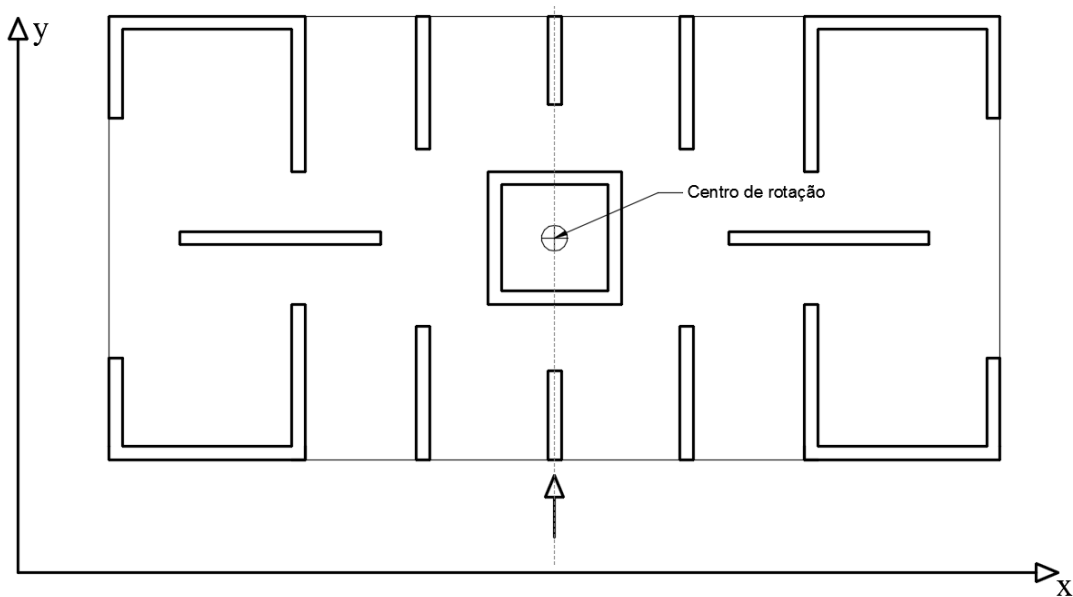


Figura 2 - Pavimento simétrico

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI_x)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x)_{ij}} \quad (1)$$

$$Q_{ji} = Q_i \frac{(EI_x)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x)_{ij}} \quad (2)$$

Onde:

$M_{ji}$  e  $Q_{ji}$  = Momento fletor e esforço cortante no elemento “j” do pavimento “i” respectivamente;

$M_i$  e  $Q_i$  = Momento fletor e esforço cortante do pavimento “i” respectivamente;

$E_j$  = Módulo de elasticidade do elemento “j” do pavimento “i”;

$I_{xji}$  = Momento de inércia do elemento “j” do pavimento “i” em torno do eixo x local;

$\sum E_i I_i$  = Somatório das rigidezes dos elementos do pavimento “i”.

Uma estrutura proporcional com o lançamento estrutural assimétrico em relação ao eixo de carregamento apresenta rotação além da translação. Assim o deslocamento total do pavimento é a combinação da translação, causada pelo momento fletor e esforço cortante e da rotação, causada pelo momento torsor sobre o centro de rotação do edifício. Para estruturas proporcionais esse centro de rotação coincide com o centroide das rigidezes a flexão do pavimento. Considerando o pavimento representado na Figura 3 pode-se fazer uma análise rápida considerando a rigidez a flexão dos elementos perpendiculares ao carregamento como desprezíveis, pode-se obter a posição do centroide em relação a um eixo de coordenadas arbitrário pela equação (3).

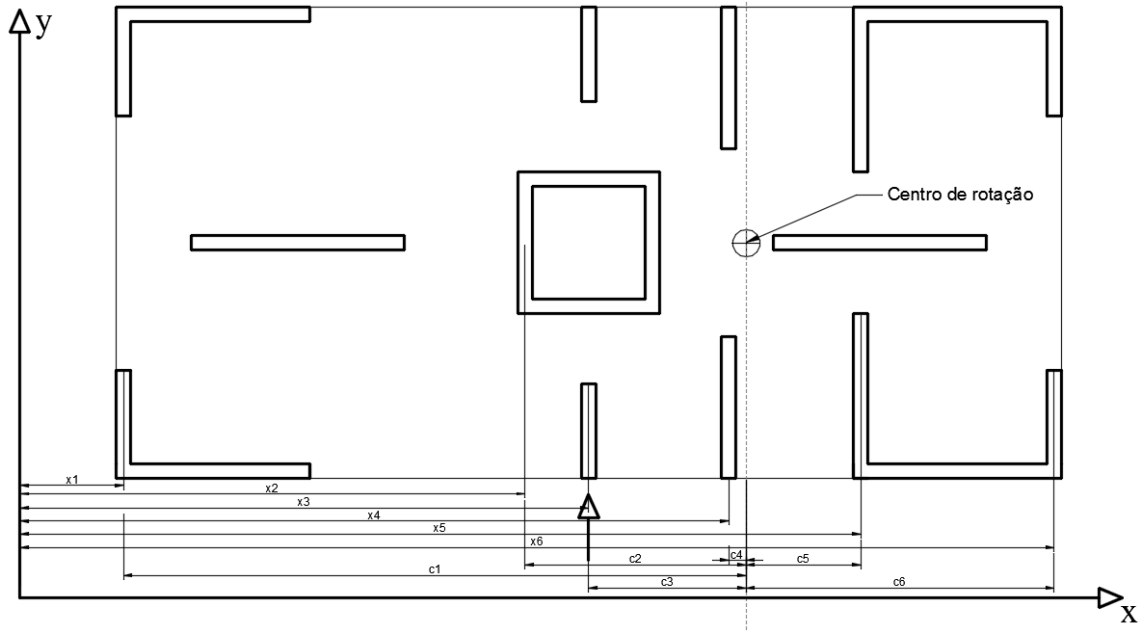


Figura 3 - Pavimento assimétrico em uma direção

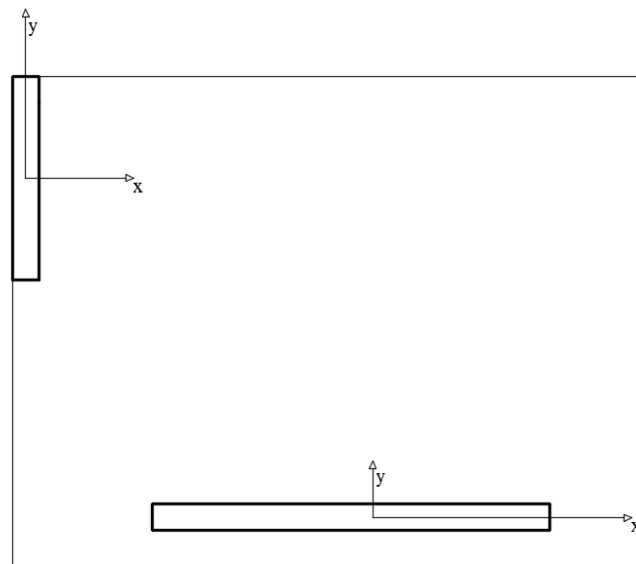


Figura 4 - Eixos locais

$$\bar{x} = \frac{\sum(EI_x x)_{ij}}{\sum(EI_x)_{ij}} \quad (3)$$

Onde:

$x_j$  = Distância do centro do elemento "j" ao eixo y adotado;

$E_j$  = Módulo de elasticidade do elemento "j";

$I_{xj}$  = Momento de inércia do elemento “j” em torno do eixo x local;

Assim pode-se obter o momento torsor resultante, multiplicando o esforço cortante do pavimento ( $Q_i$ ) pela excentricidade do carregamento ( $e_{xi}$ ). O esforço cortante resultante nos elementos do pavimento é uma combinação do esforço cortante externo dividido para cada Pilar-parede de acordo com sua rigidez e a cortante induzida em cada um pelo momento torsor no centro de rotação. O momento fletor em cada elemento pode ser obtido integrando-se a equação de esforço cortante, assim:

$$Q_{ij} = Q_i \frac{(EI_x)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x)_{ij}} + Q_i e_{xi} \frac{(EI_x c)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x c^2)_{ij}} \quad (4)$$

$$M_{ij} = M_i \frac{(EI_x)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x)_{ij}} + M_i e_{xi} \frac{(EI_x c)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x c^2)_{ij}} \quad (5)$$

Onde:

$E_{ij}$  = Módulo de elasticidade do elemento “j”;

$I_{xij}$  = Momento de inércia do elemento “j” em torno do eixo x local;

$Q_i$  = Força cortante externa no pavimento “i”;

$M_i$  = Momento fletor externo no pavimento “i”;

$e_{xi}$  = Excentricidade do carregamento em relação ao centro de rotação do pavimento “i”;

$c_{xij}$  = Distância do elemento “j” ao centro de rotação do pavimento “i”.

Nota-se que a segunda parcela da soma das equações se refere ao momento fletor e esforço cortante devido a rotação do pavimento em torno do centro de rotação, portanto quando combinado com o primeiro termo, que se refere a translação, pode aumentar ou diminuir este, dependendo da posição do elemento.

Caso a estrutura apresente elementos perpendiculares ao carregamento, como exemplificado na Figura 5, a coordenada do centro de rotação em y pode ser calculada analogamente a posição em x:

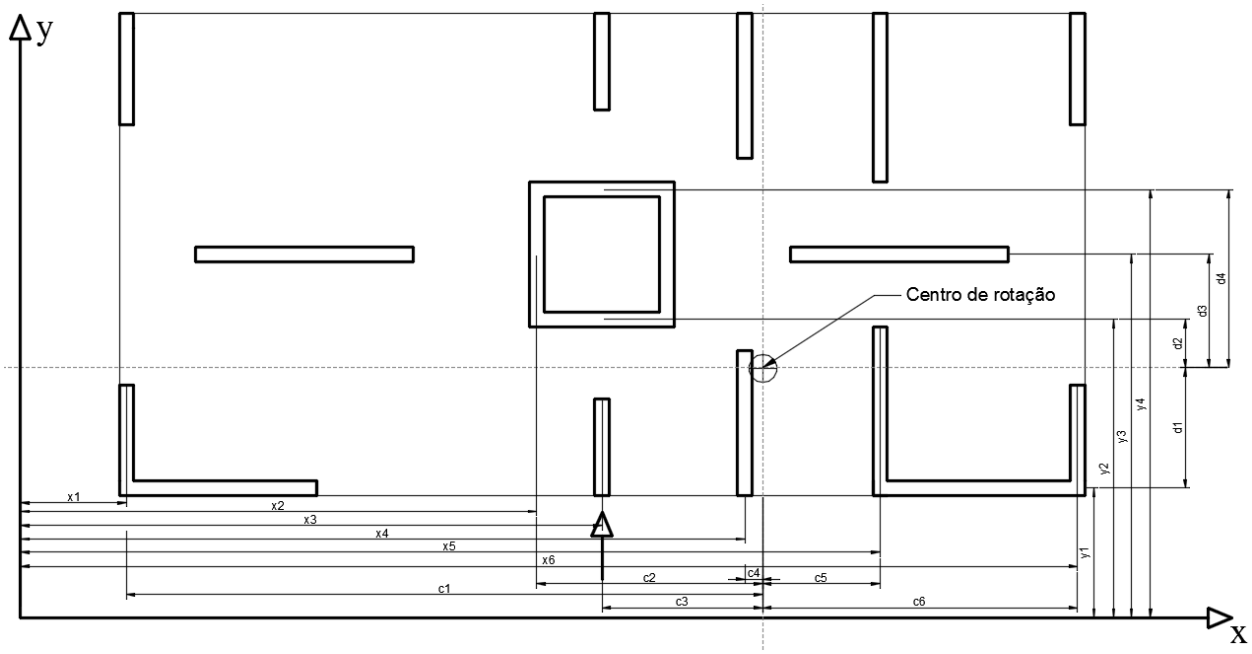


Figura 5 - Pavimento assimétrico em duas direções

$$\bar{y} = \frac{\sum(EI_y y)_{ij}}{\sum(EI_y)_{ij}} \quad (6)$$

Onde:

$y_j$  = Distância do centro do elemento “j” ao eixo x adotado;

$E_j$  = Módulo de elasticidade do elemento “j”;

$I_{yj}$  = Momento de inércia do elemento “j” em torno do eixo y local.

Como a adição de pilares-parede no sentido perpendicular aumenta a rigidez torcional do pavimento, mas adiciona pouca rigidez a flexão, as equações (4) e (5) passam a ser:

$$Q_{ij} = Q_i \frac{(EI_x)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x)_{ij}} + Q_i e_{xi} \frac{(EI_x c)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x c^2)_{ij} + \sum_{j=1}^n (EI_y d^2)_{ij}} \quad (7)$$

$$M_{ij} = M_i \frac{(EI_x)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x)_{ij}} + M_i e_{xi} \frac{(EI_x c)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x c^2)_{ij} + \sum_{j=1}^n (EI_y d^2)_{ij}} \quad (8)$$

E os esforços induzidos nos elementos perpendiculares ao carregamento podem ser determinados por:

$$Q_{ij} = Q_i e_{xi} \frac{(EI_y c)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x c^2)_{ij} + \sum_{j=1}^n (EI_y d^2)_{ij}} \quad (9)$$

$$M_{ij} = M_i e_{xi} \frac{(EI_y c)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI_x c^2)_{ij} + \sum_{j=1}^n (EI_y d^2)_{ij}} \quad (10)$$

Onde:

$E_{ij}$  = Módulo de elasticidade do elemento “j”;

$I_{xij}$  = Momento de inércia do elemento “j” em torno do eixo x local;

$I_{yij}$  = Momento de inércia do elemento “j” em torno do eixo y local;

$Q_i$  = Força cortante externa no pavimento “i”;

$M_i$  = Momento fletor externo no pavimento “i”;

$e_{xi}$  = Excentricidade do carregamento em relação ao centro de rotação do pavimento “i”;

$c_{xij}$  = Projeção da distância do elemento “j” ao centro de rotação do pavimento “i” no eixo x;

$d_{xij}$  = Projeção da distância do elemento “j” ao centro de rotação do pavimento “i” no eixo y;

Para sistemas desproporcionais, é recomendado utilizar métodos iterativos programados em um computador, devido a quantidade de repetições necessárias para se obter os esforços em cada elemento. Para estruturas que não rotacionam o cálculo é parecido com o executado em sistemas proporcionais, porem nos pavimentos onde ocorrem as mudanças de inércia dos pilares parede, são introduzidos momentos imediatamente acima e abaixo, repetidamente, até que se encontre o equilíbrio.

### 3.1.2 SW CONECTADAS

Até este ponto os pilares-parede foram considerados estruturas independentes, conectadas por vigas com apoios de 2º gênero, não transmitindo momentos entre eles. Mas na realidade os conectores são geralmente engastados, podendo ser compostos pelas vigas e lajes dos pavimentos. Os elementos que solidarizam os pilares-parede fazem com que o sistema tenha um comportamento aproximado a uma viga, mas como a transição de esforços pelos elementos horizontais não é perfeita, por estes possuírem uma rigidez menor, o comportamento real será algo intermediário a distribuição de esforços internos para dois pilares-parede independentes e dois pilares-parede completamente solidários, como pode ser visualizado na Figura 6.

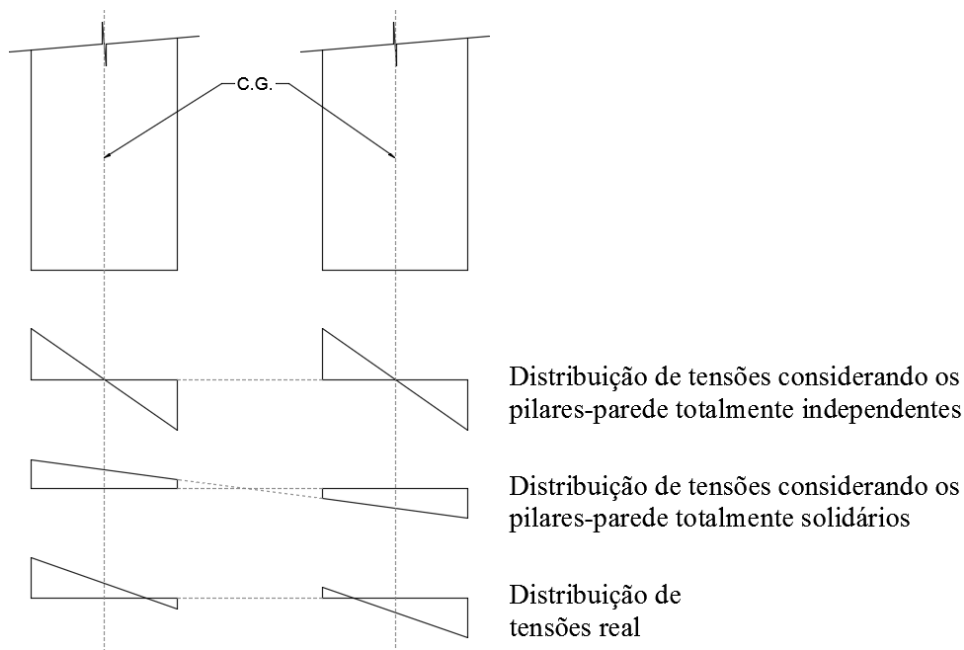


Figura 6 - Distribuição de tensões devido ao momento na base dos pilares-parede

Assim o momento fletor no pavimento causado pelo carregamento horizontal é resistido pelos momentos em cada pilar-parede ( $M_1$  e  $M_2$ ) e pelo binário induzido no sistema pelo elemento horizontal ( $NL$ ) onde  $L$  é a distância entre os centroides de cada pilar-parede e  $N$  é a força axial em cada um.

$$M_i = M_{i1} + M_{i2} + N_i L$$

Pode-se observar que a última parcela da soma pode contribuir bastante com a resistência do carregamento, diminuindo assim as duas primeiras. Assim é vantajoso trabalhar com elementos conectores horizontais rígidos para diminuir a concentração de tensões promovidas pelo momento em cada pilar-parede.

Para a obtenção dos esforços nos elementos da estrutura é recomendado a utilização de métodos computacionais que fazem a utilização de elementos finitos. A análise de pilares-parede com conectores horizontais engastados de concreto com diferentes rigidezes pode ser visualizada na Figura 7, obtida no livro de McGregor (2012), sendo  $M_o$  o momento total devido ao carregamento horizontal,  $T_o$  a tração do binário no pilar parede de barlavento,  $h_b$  a altura do conector horizontal,  $l_b$  o comprimento do conector horizontal,  $M_{w1}$  e  $M_{w2}$  aos momentos nos pilares parede a barlavento e a sotavento, respectivamente.

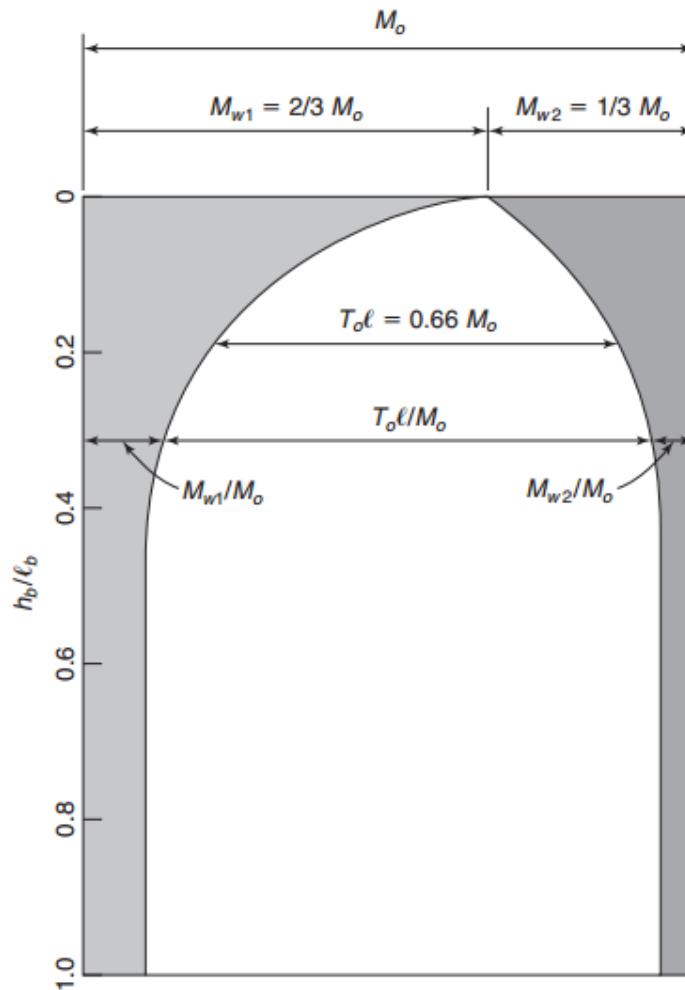


Figura 7 - Distribuição de momentos fletores segundo a rigidez dos conectores horizontais

### 3.1.3 CONCLUSÕES

A utilização de pilares parede é bastante recorrente em praticamente todos os tipos de edifício devido a familiaridade dos projetistas e executores das obras com o sistema, porém devido a serem compostas primariamente de concreto armado, são limitados as características impostas pelo material, como a baixa deformabilidade, característica importante para a sobrevivência do edifício em situações de terremotos intensos, além de serem mais demorados e demandarem mais atenção durante a construção do que uma coluna de aço, por exemplo.

Apesar disso são estruturas extremamente robustas e por isso possuem um grande potencial para regiões onde as solicitações dinâmicas laterais permitem. Bons exemplos são alguns dos edifícios construídos recentemente na cidade de Dubai, nos Emirados Árabes Unidos, incluindo a edificação mais alta do mundo, o Burj Khalifa, que faz uso de vários sistemas estruturais, inclusive de pilares-parede em concreto armado e a Al Hamra tower, em Cidade do Kuwait, Kuwait.





*Figura 8 - A esquerda: Burj Khalifa; A direita: Al Hamra Tower*

### 3.1.4 STEEL PLATE SHEAR WALLS (SPSW)

Novos tipos de pilares-parede surgiram nas últimas décadas, utilizando chapas de aço, enrijecidas ou não, que absorvem apenas o carregamento lateral, necessitando de outros elementos para resistir ao carregamento vertical, não podendo assim serem chamadas de pilares-parede.

Esse sistema, conhecido como *Steel plate Shear wall* (SPSW ou SPW) resiste elasticamente a carregamentos variáveis comuns, como rajadas de vento, mas plastificam e flambam quando submetidas a carregamentos dinâmicos excepcionais, como tufões e terremotos, dissipando a energia das vibrações impostas a edificação no decorrer de vários ciclos de deformação, funcionando de maneira parecida a um amortecedor, mas com custos significativamente menores.



Figura 9 - "Steel plate Shear wall" (SPSW)

O mecanismo de ruptura geralmente considerado para SPSW's é a flambagem para fora de seu plano, levando a projetos de placas fortemente enrijecidas, oferecendo poucas vantagens em relação a elementos de concreto armado. Mas como provado em 1961 por Basler, a resistência das placas pós flambagem é considerável, possibilitando a especificação de chapas mais finas e, portanto, mais leves e econômicas.

Sob tensões laterais as SPSW's flambam na direção de compressão, resistindo aos esforços basicamente a tração. O processo de dimensionamento preliminar expresso na norma canadense CAN/CSA S16-01 aproxima a placa a um contraventamento posicionado na diagonal do pórtico, que por sua vez possui conexões de segundo gênero entre vigas e pilares, e pela área da seção transversal desse pórtico é possível determinar a espessura da chapa equivalente através da análise de deformação elástica.

$$t = \frac{2A \operatorname{sen}(\gamma) \operatorname{sen}(2\gamma)}{L \operatorname{sen}^2 2\alpha} \quad (11)$$

$$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + th_p \left( \frac{1}{A_v} + \frac{h_p^3}{360I_c L} \right)}} \quad (12)$$

Onde:

$t$  = Espessura da chapa de aço;

$A$  = Área da seção transversal do elemento de contraventamento diagonal;

$L$  = Largura do pórtico;

$\gamma$  = Ângulo entre a diagonal do contraventamento e a vertical;

$A_c$  = Área da seção transversal das colunas;

$I_c$  = Momento de inércia das colunas;

$h_p$  = Altura do pavimento;

$A_v$  = Área da seção transversal das vigas;

$\alpha$  = Ângulo entre a diagonal do campo de tensões de tração e a vertical, determinado pela equação (12).

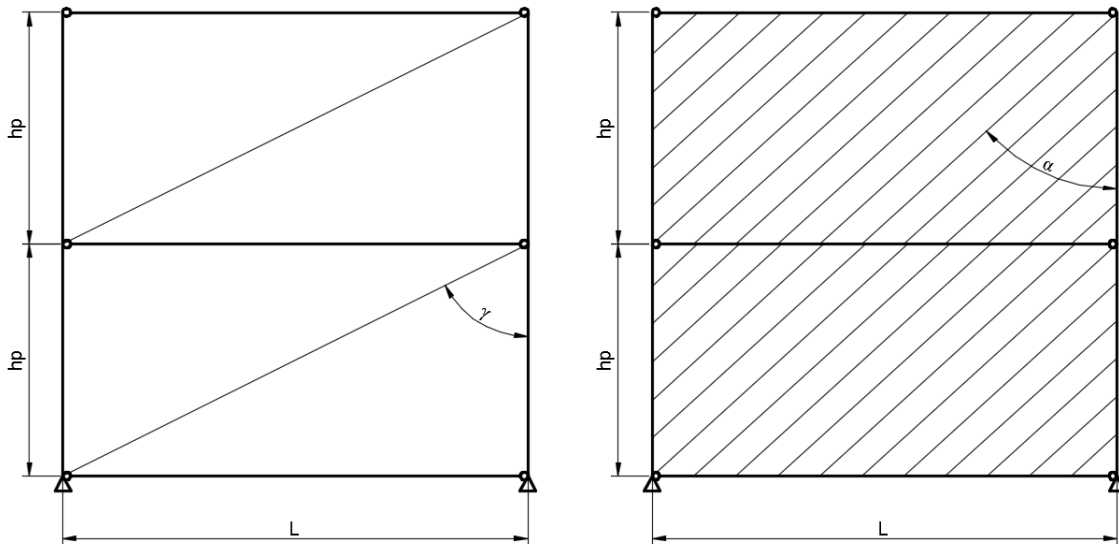


Figura 10 – A esquerda: Contraventamento diagonal equivalente. A direita: Modelo de faixas alinhadas com o campo de tensões de tração

O momento de inércia das colunas também deve atender a um requisito mínimo para que assim não sofra flambagem prematuramente:

$$I_c \geq \frac{0.00307th_p^4}{L} \quad (13)$$

O modelo da CAN/CSA S16-01 é bastante conservador e não corresponde fielmente a realidade, visto que não leva em consideração a deformação plástica na chapa, levando a um superdimensionamento da mesma.

Para se obter um resultado mais próximo ao real, o modelo de faixas pode ser utilizado, que aproxima a chapa à várias faixas inclinadas de acordo com o campo de tensões, trabalhando a tração (Figura 10). O esforço externo pode ser igualado ao esforço interno pelo teorema dos trabalhos virtuais. Considerando que o pórtico trabalha no regime elástico, o trabalho desenvolvido por ele pode ser desprezado e o trabalho desenvolvido pelas faixas ligadas às colunas se cancelam, fazendo com que o trabalho externo seja equilibrado apenas pelas faixas ligadas a viga superior. Para um deslocamento horizontal suficiente, todas as faixas diagonais serão plastificadas. Assim temos:

$$V\Delta = n_f A_f f_y \text{sen}(\alpha)\Delta \quad (14)$$

Onde:

$n_f$  = Número de faixas;

$A_f$  = Área transversal das faixas;

$f_y$  = tensão de escoamento do aço;

$\alpha$  = ângulo definido pela equação (12).

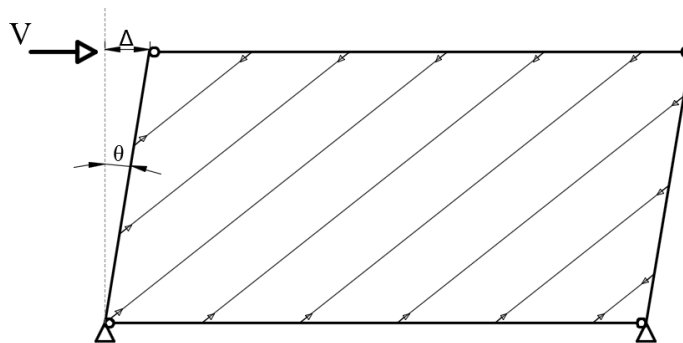


Figura 11 - Campo de tensões de tração

Considerando  $n_f = \frac{L \cos(\alpha)}{s}$ , onde  $s$  representa o comprimento de cada faixa,  $A_f = ts$  e que  $\frac{\sin(2\alpha)}{2} = \sin(\alpha)\cos(\alpha)$ , temos:

$$V = \frac{1}{2} f_y t L \sin(2\alpha) \quad (15)$$

O modelo descrito acima é válido para pórticos com vigas simplesmente apoiadas, necessitando de adaptação para pórticos com vigas engastadas. Para isso assume-se que rótulas plásticas se formam nas vigas ou colunas. Considerando que estas aparecem nas extremidades das colunas, o trabalho virtual adicional é de  $\frac{4M_p \Delta}{h_p}$ , fazendo com que a equação (15) seja reescrita como:

$$V = \frac{1}{2} f_y t L \sin(2\alpha) + \frac{4M_p}{h_p} \quad (16)$$

Vale lembrar que a ruptura do sistema pode ocorrer outras formas, entre elas o rompimento da ligação entre a placa e o pórtico ou até a ruptura das colunas ou vigas.

### 3.1.5 CONCLUSÕES

O sistema de SPSW, apesar de não suportar carga vertical, necessitando de pilares mais robustos para executar essa função, tem a vantagem sobre o sistema tradicional de pilares-parede de concreto armado por serem mais leves e fáceis e rápidos de executar.

O edifício do hotel Ritz-Carlton/JW Marriott em Los Angeles, EUA faz uso desse sistema para resistir a carregamentos laterais estáticos e dinâmicos.



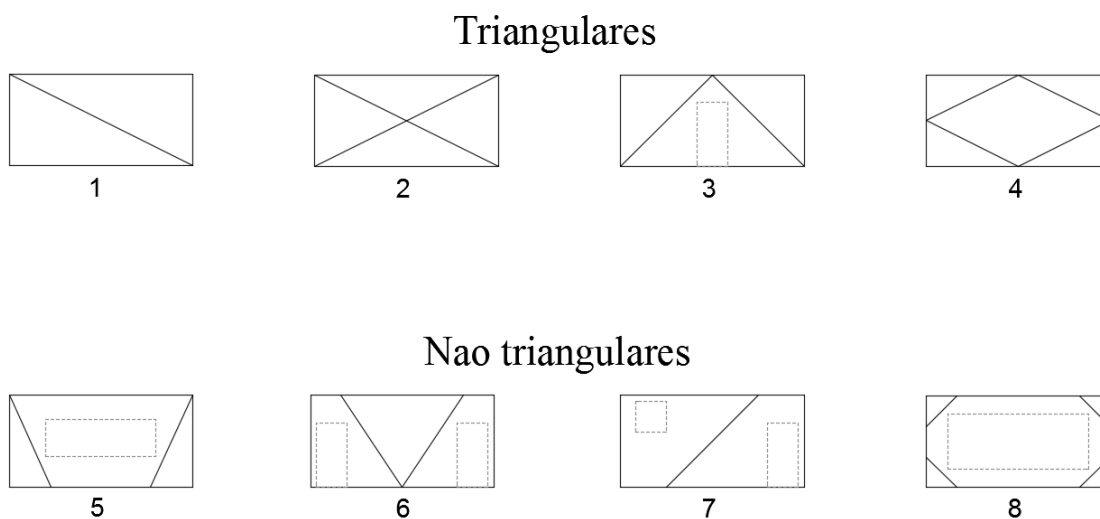
Figura 12 - Torre do hotel Ritz-Carlton em L.A.

## 3.2 CONTRAVENTAMENTOS

Uma das maneiras mais eficientes de aumentar a resistência horizontal de um edifício é através de contraventamentos. Um pórtico contraventado resiste aos esforços verticais através de colunas e vigas e aos esforços horizontais através dos elementos diagonais. Esse tipo de construção, quando submetida a um carregamento horizontal se comporta de modo similar a uma treliça com as colunas atuando como banzos, as vigas como montantes e os contraventamentos como diagonais, sendo que seus elementos estão submetidos basicamente a esforços axiais.

Contraventamentos restringem a arquitetura da construção obstruindo a abertura de portas ou janelas, além de limitar o uso interno do edifício, por isso geralmente são posicionados embutidos em paredes e painéis em locais onde a arquitetura permita e ao mesmo tempo atenda aos requisitos estruturais. Em casos onde a arquitetura demande, vários tipos de contraventamentos podem ser escolhidos, para que se tenha no mesmo painel um elemento de contraventamento, uma porta e uma janela, por exemplo, ao custo de desempenho estrutural.

Alguns dos vários tipos de contraventamentos podem ser visualizados na imagem Figura 13, assim como algumas possibilidades de posicionamento de abertura nesses painéis.



*Figura 13 - Tipos de contraventamento*

O tipo de contraventamento mais eficaz são aqueles que formam treliças completas, com seus membros carregados apenas axialmente (sistemas triangulares), apesar de que a implementação de tais estruturas nem sempre é possível em ambientes de uso coletivo em edifícios, por isso geralmente são posicionados em paredes de poços de elevadores e escadas. Os contraventamentos que tem

conexões de seus elementos diagonais localizadas nos vãos dos elementos verticais ou horizontais (sistemas não triangulares) introduzem nestes, momentos fletores, tornando-os menos rígidos que os anteriores, mas em contrapartida podem comportar aberturas com maior flexibilidade. Outra vantagem que apresentam em relação aos anteriores é a deformação plástica que apresentam no caso de terremotos mais intensos, atuando como amortecedores, podendo suportar vários ciclos de carregamento, tornando desejável uma combinação dos vários tipos de contraventamento em locais de risco sísmico considerável, caso nenhum outro tipo de sistema esteja disponível para dissipar a energia de terremotos.

O carregamento lateral do edifício pode ser invertido, causando tanto tração como compressão nos componentes dos contraventamentos, assim a flambagem dos elementos diagonais deve ser considerada durante seu dimensionamento. Logo, tipos de contraventamentos como o tipo K podem ser preferencialmente selecionados ou ainda pode-se travar as diagonais de forma a impedi-las de desenvolverem flambagem com as cargas de projeto. Um sistema triangular oferece a vantagem de que o momento fletor das vigas depende apenas do carregamento vertical, podendo ser dimensionadas de maneira mais econômica.

### 3.2.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES

A determinação dos esforços internos gerados pelo carregamento horizontal em cada membro da estrutura pode ser feita através da simples análise estática de equilíbrio, considerando as conexões como de 2º gênero, já que neste caso estão sendo considerados apenas esforços axiais.

A Figura 15 apresenta os esforços internos provenientes de um carregamento horizontal de alguns dos contraventamentos apresentados. Pode-se perceber que os sistemas triangulares não apresentam momentos fletores enquanto que os não triangulares apresentam.

Em uma situação de carregamento vertical, os elementos diagonais podem sofrer compressão se estiverem completamente engastados nas colunas e ainda imporem deformações nas vigas se possuírem conexões localizadas no vão destas, como pode ser visualizado na Figura 14.

O comportamento de um edifício esbelto contraventado sob carregamento lateral se assemelha ao comportamento de uma viga engastada em uma extremidade e livre na outra, com suas colunas a barlavento tracionadas e suas colunas a sotavento comprimidas. Os elementos horizontais e diagonais podem ser comprimidos ou tracionados dependendo da direção do carregamento e de sua inclinação.

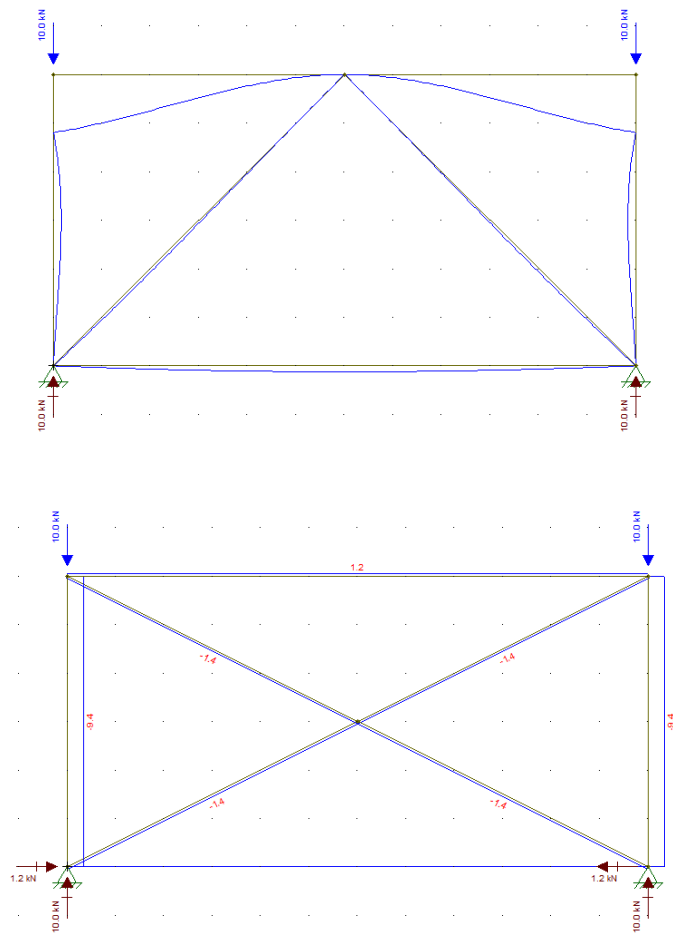


Figura 14 - Efeito de carregamentos verticais em pórticos contraventados



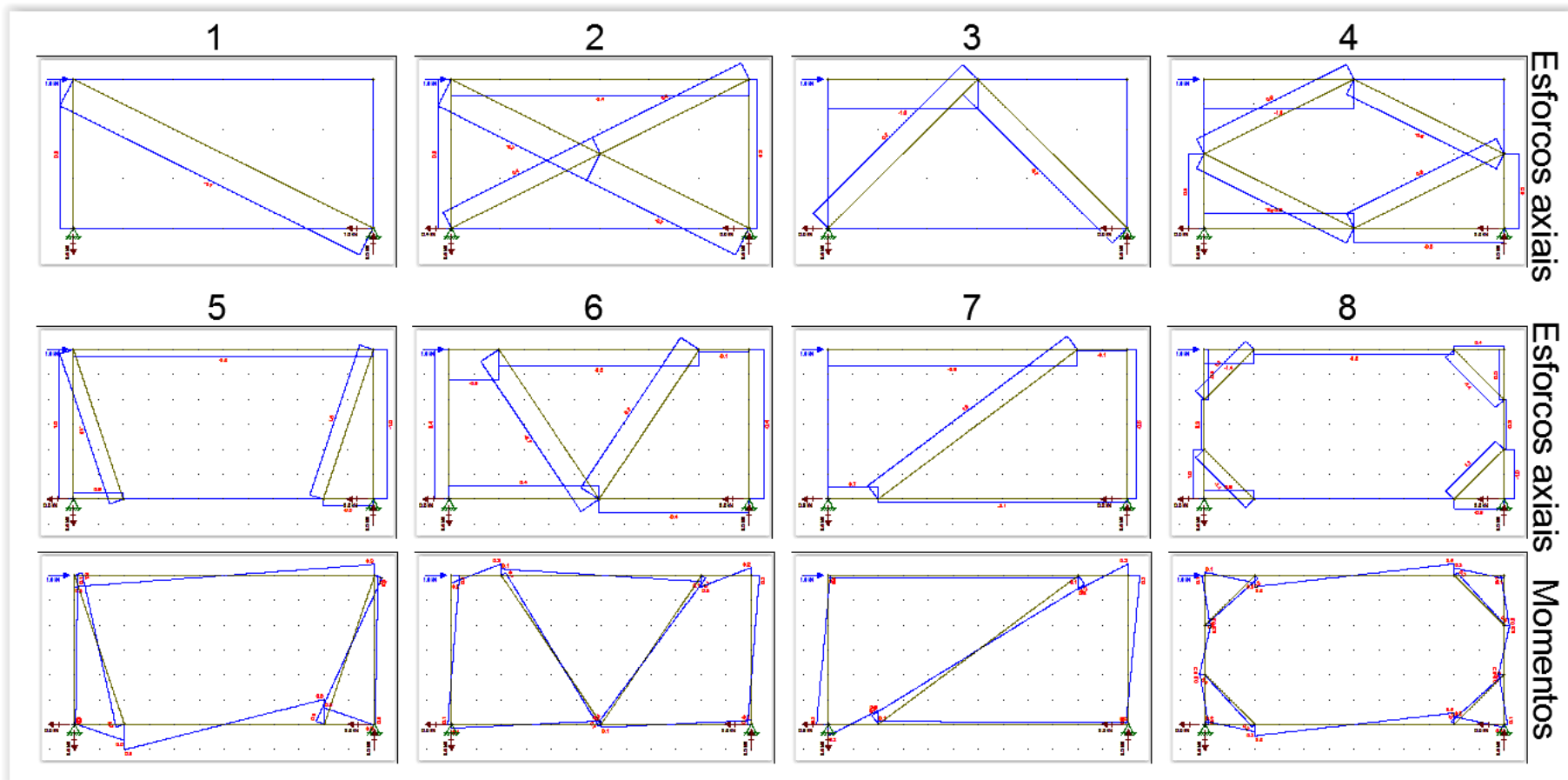
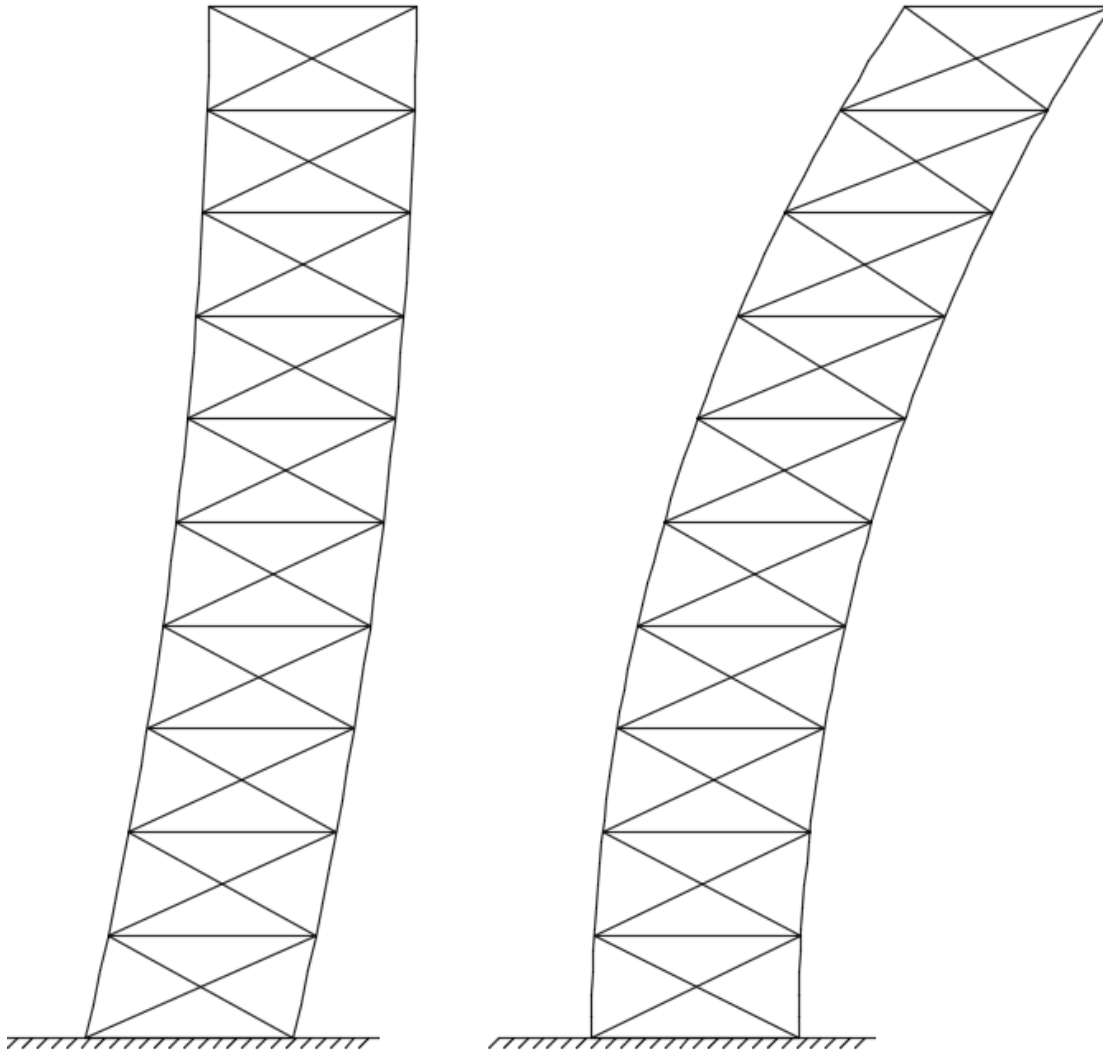


Figura 15 – Diagramas de esforços internos para os sistemas exemplificados anteriormente. Carregamento unitário e  $h=b/2$

Considerando uma edificação com elementos que trabalhem apenas axialmente em resposta a um carregamento horizontal, a deformação das colunas causa uma configuração similar à de uma viga submetida a deformação de momento fletor, com deflexão e inclinação máximas no topo, enquanto que a deformação dos elementos horizontais e diagonais causa uma deformação similar à de uma viga sob efeito de cortante, com inclinação e deformação máxima, na base e no topo respectivamente, sendo que a inclinação do topo é nula (Figura 16).



*Figura 16 - Deformação devido ao esforço cortante ao momento fletor respectivamente*

Os esforços que geram essas deformações devem ser analisados em cada membro, pois são diferentes para cada tipo de contraventamento, necessitando, em alguns casos, de que estes sejam posicionados em pórticos não alinhados verticalmente para que o acréscimo de tensão seja distribuído em vários locais da edificação e não em poucas colunas específicas (Figura 17).

Esses esforços concentrados também podem ser combatidos com a utilização de outro tipo de sistema de contraventamento.

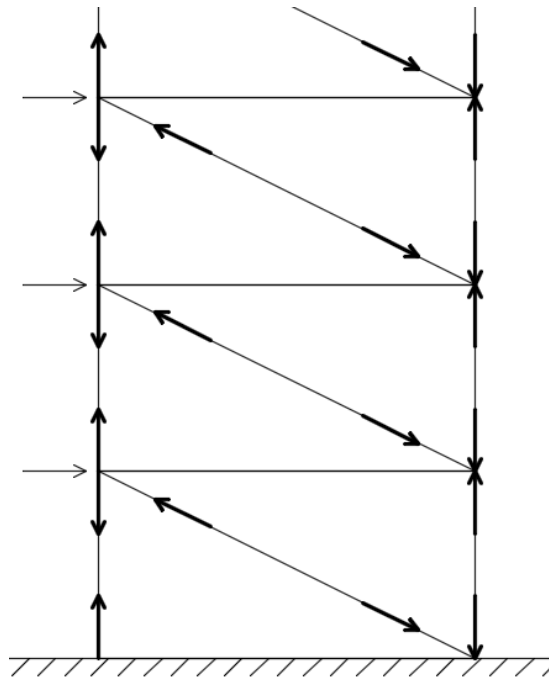


Figura 17 - Concentração de esforços na estrutura

Muitas vezes, o fator limitante para a construção de uma edificação alta é o deslocamento do topo, que gera efeitos P-Delta na estrutura, podendo leva-la ao colapso. Por isso é importante se determinar o deslocamento horizontal do edifício.

Como citado anteriormente, a deformação devido ao momento fletor ao longo da fachada do edifício é mais predominante em construções altas enquanto que o deslocamento em construções baixas tem sua maior contribuição devido ao cortante. Assim deve-se analisar o deslocamento proporcionado por ambos os esforços, mesmo que em casos de edificações extremamente altas a parcela de deslocamento devido ao momento seja de aproximadamente 95%.

Para a verificação do deslocamento horizontal em um pavimento qualquer, pode-se utilizar o método dos trabalhos virtuais, que consiste em aplicar o carregamento real para se obter os esforços internos dos membros que compõem a estrutura, depois aplicar uma força virtual unitária no ponto onde se deseja obter o valor do deslocamento, na mesma direção e sentido deste e então obter novamente os esforços internos devido ao carregamento virtual. A equação (17) então é utilizada para se obter os deslocamentos:

$$\Delta_n = \sum \bar{p}_{jn} \frac{P_{jn} L_{jn}}{E_{jn} A_{jn}} + \sum \int_0^{L_{jn}} \bar{m}_{xjn} \frac{M_{xjn}}{E_{jn} I_{jn}} dx \quad (17)$$

Onde:

$\bar{p}_{jn}$  = Esforço axial no elemento j devido ao carregamento virtual;

$P_{jn}$  = Esforço axial no elemento j devido ao carregamento real;

$L_{jn}$  = Comprimento do elemento j;

$E_{jn}$  = Módulo de elasticidade do elemento j;

$A_{jn}$  = Área da seção transversal do elemento j;

$\bar{m}_{xjn}$  = Momento fletor no elemento j devido ao carregamento virtual;

$M_{xjn}$  = Momento fletor no elemento j devido ao carregamento real;

$I_{jn}$  = Momento de inércia do elemento j.

O primeiro termo da soma é utilizado para todos os elementos com esforços axiais, enquanto que o segundo só é utilizado para elementos que apresentam momento fletor.

Vale notar também que o resultado obtido é o deslocamento para o pavimento n, caso seja necessário obter o deslocamento para outro Pavimento, a carga unitária deverá ser aplicada nele e os esforços recalculados.

O resultado obtido pelo método é exato, mas exige uma elevada quantidade de cálculos, por isso também pode-se utilizar o método aproximado de momentos de área e esforço cisalhante para cálculos rápidos.

Esse método consiste em obter a deformação por flexão, proveniente da deformação axial das colunas, e a deformação por corte, proveniente da deformação axial das vigas e contraventamentos. O método é utilizado para sistemas triangulares, onde os esforços internos oriundos do carregamento horizontal são apenas axiais.

O Procedimento para se determinar a componente da deformação por flexão começa com a determinação do diagrama de momentos global da estrutura e então a determinação do momento de inércia (I) das seções transversais das colunas em torno de seu centroide comum. Com isso pode-se calcular o diagrama M/EI da edificação (Figura 18), levando em consideração a mudança de seção dos pilares na altura do edifício. O momento de inércia pode ser obtido pela expressão aproximada:

$$I = \sum A_j(L_j)^2 \quad (18)$$

Onde:

$A_j$  = Área da seção transversal do pilar “j”;

$L_j$  = Distancia do pilar “j” ao centroide dos pilares.

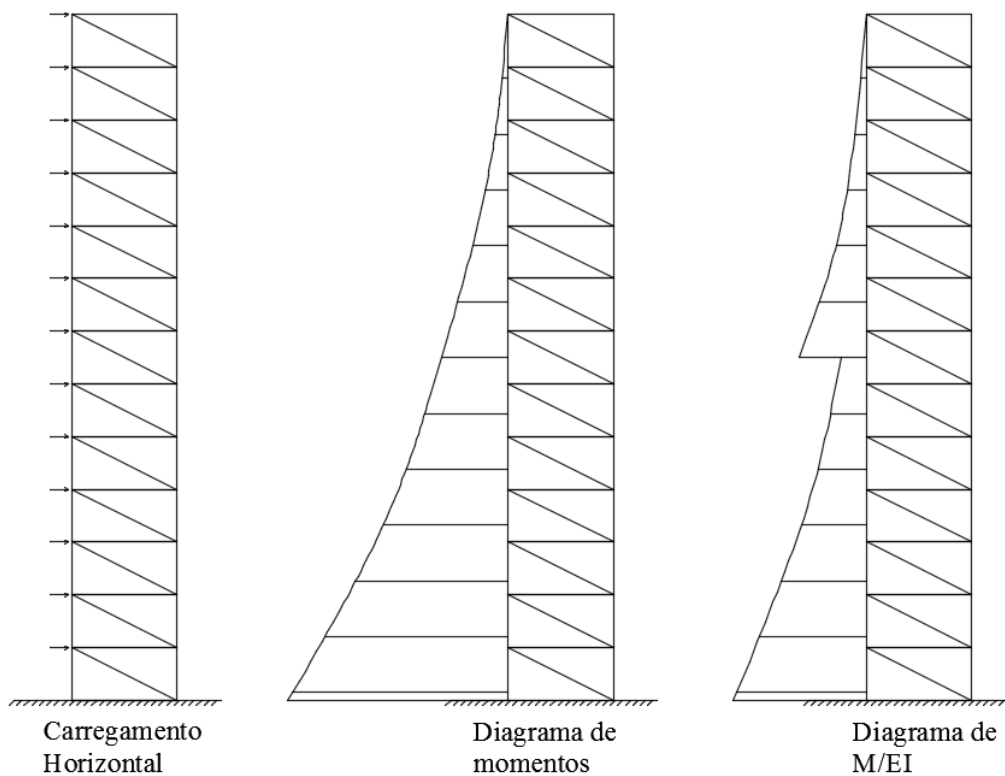


Figura 18 - Diagramas de momento e  $M/EI$

O deslocamento relativo de cada pavimento pode ser obtido pelo produto da altura do pavimento por sua inclinação, que por sua vez pode ser obtida pela área sobre o gráfico  $M/EI$  da base da estrutura até a meia altura do pavimento em questão.

$$\delta_{if} = \theta_i h_i \quad (19)$$

$$\theta_{if} = \int_0^{H_i} \frac{M}{EI} dH \quad (20)$$

Onde:

$\delta_i$  = Deslocamento horizontal do pavimento “i”;

$\theta_i$  = Inclinação do pavimento “i”;

$h_i$  = Altura do pavimento “i”;

$H_i$  = Altura da base do edifício até a metade do pavimento “i”.

Assim o deslocamento total do pavimento analisado é obtido pelo somatório dos deslocamentos relativos de cada pavimento abaixo dele.

$$\Delta_{nf} = \sum_{i=1}^n \delta_{if} \quad (21)$$

A parcela do deslocamento devido ao cortante pode ser obtida como um somatório dos deslocamentos parciais de cada pavimento abaixo do pavimento analisado (equação (22)), sendo que estes podem ser obtidos de acordo com as equações definidas para cada tipo de contraventamento, listadas na

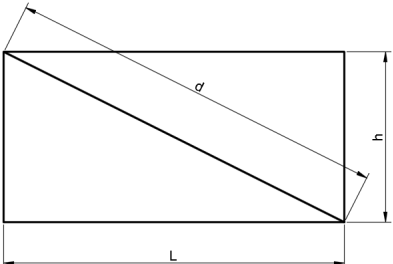
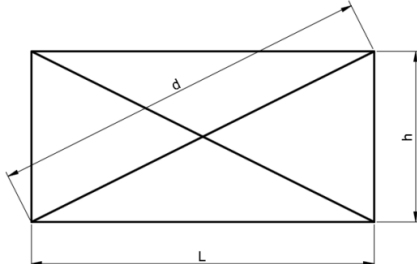
Tabela 1

$$\Delta_{nc} = \sum_{i=1}^n \delta_{ic} \quad (22)$$

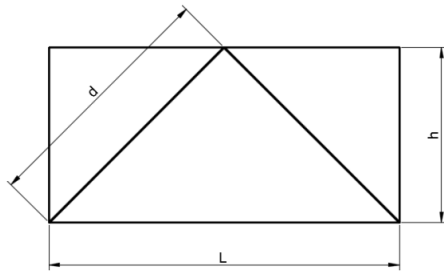
O deslocamento total do pavimento analisado é obtido pela soma das parcelas do deslocamento devido ao momento fletor e ao esforço cortante.

$$\Delta = \Delta_{nc} + \Delta_{nf} \quad (23)$$

Tabela 1 - Equações de deslocamento devido ao cortante

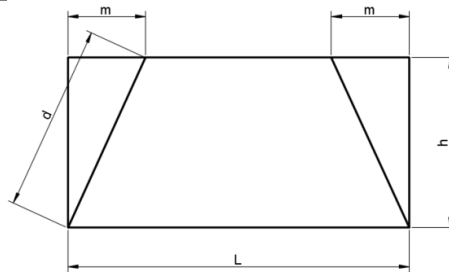
Tipo	Dimensões	Equação
Diagonal simples		$\delta = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{L^2 A_d} + \frac{L}{A_g} \right)$
Diagonal dupla		$\delta = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{L^2 A_d} \right)$

Em “K”



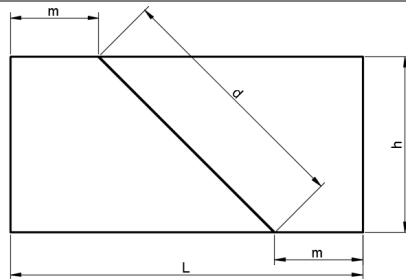
$$\delta = \frac{Q}{E} \left( \frac{2d^3}{L^2 A_d} + \frac{L}{4A_g} \right)$$

“Knee-Brace”



$$\delta = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{2m^2 A_d} + \frac{m}{2A_g} + \frac{h^2(L-2m)^2}{12I_g L} \right)$$

Diagonal  
deslocada



$$\delta = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{(L-2m)^2 A_d} + \frac{L-2m}{2A_g} + \frac{h^2 m^2}{3I_g L} \right)$$

Onde:

$Q$  = esforço cortante no pavimento “i”;

$A_d$  = Área da seção transversal do contraventamento diagonal;

$A_g$  = Área da seção transversal da viga horizontal;

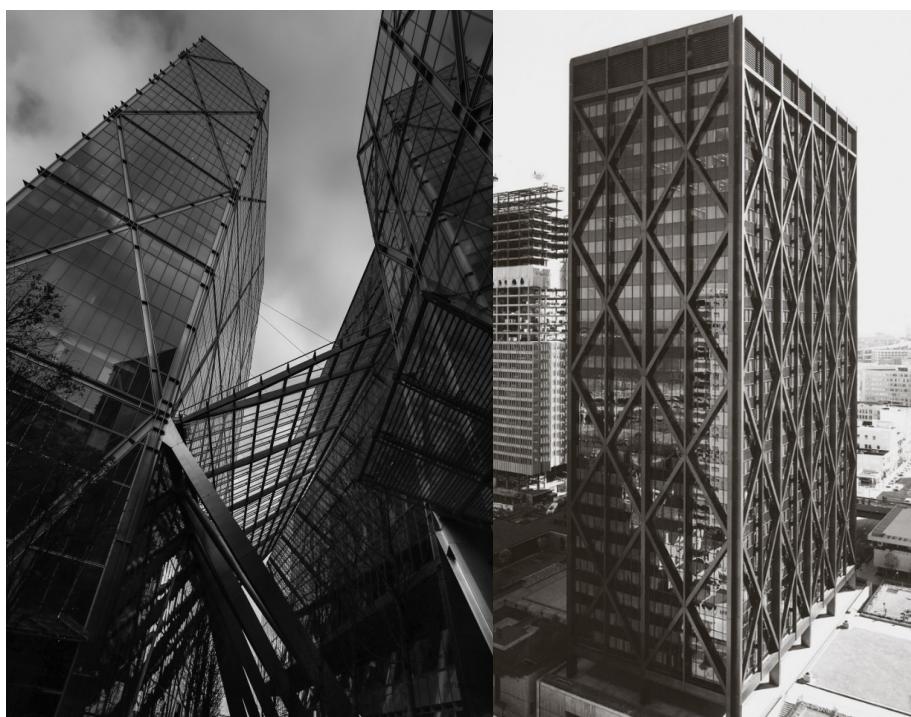
$I_g$  = Momento de inércia da viga horizontal;

$E$  = Módulo de elasticidade do aço utilizado.

### 3.2.2 CONCLUSÕES

Hoje, cada vez com mais frequência há o surgimento de casos onde os contraventamentos passaram a compor a estética do edifício, assim o modelo tradicional de diagonais contidas em painéis da altura do pavimento pode ser trocado por um sistema de contraventamento modular, abrangendo vários andares, tanto interna quanto externamente a fachada, criando um efeito arquitetônico distinto.

Alguns exemplos desse tipo de fachada são a “Broadgate Tower” em Londres, Inglaterra e o “Alcoa Building” em São Francisco, EUA (Figura 19). Ambos edifícios citados utilizam as diagonais metálicas dos sistemas de contraventamento para criar uma estética inusitada em suas fachadas.



*Figura 19 - A esquerda: Broadgate tower; a direita: Alcoa building*

Os contraventamentos são medidas eficientes e simples de se garantir mais rigidez estrutural a edifícios altos, tendo sido utilizados em diversos casos desde que os edifícios passaram a ter altura suficiente para ser influenciados por carregamentos laterais. Apesar de serem de fácil dimensionamento, possuem pontos negativos, como a obstrução causada pelas diagonais para a abertura de portas e janelas e a perda de espaço útil, caso seja necessário a instalação de elementos muito robustos para combater os deslocamentos.



### 3.3 OUTRIGGERS

Estruturas com treliças transversais, ou com *outriggers*, são estruturas com um núcleo rígido de concreto ou aço conectado aos pilares periféricos por vigas ou treliças muito rígidas. O sistema faz uso do binário de forças induzido nos pilares para aliviar o momento fletor assim como a deflexão do núcleo rígido do edifício produzidos pelo carregamento horizontal ao qual está submetido.

Para que o sistema fique mais eficiente e todos os pilares do pavimento contribuam para resistir ao carregamento, é comum se utilizar uma treliça que envolve o edifício no nível dos *outriggers*.

Os *outriggers* geralmente são posicionados em andares de manutenção, onde não restringem a utilização do pavimento e podem ocupar dois pavimentos, caso seja necessário para aumentar sua rigidez a flexão.

A resistência ao esforço cortante não é aumentada pelo uso do sistema, apenas o momento fletor, por isso o núcleo deve ser dimensionado para isso.

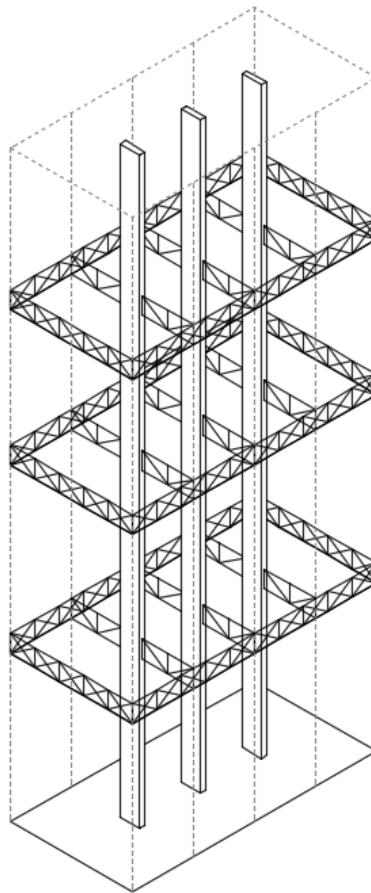


Figura 20 - Edifício com sistema de outriggers

### 3.3.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES

Os esforços e deformações nos elementos estruturais podem ser determinados por meio de uma análise em *softwares* de análise estrutural ou analogicamente com o uso de métodos aproximados. O método analógico permite a determinação dos esforços no núcleo da estrutura, assim como a posição ideal dos *outriggers*. Para isso a estrutura deve ser considerada como trabalhando no regime elástico linear, os engastes entre os *outriggers* e o núcleo são perfeitos, assim como entre o núcleo e a fundação, apenas esforços axiais são induzidos nos pilares periféricos e as seções transversais do núcleo e dos pilares de periferia são constantes ao longo de toda a altura do edifício.

O número de *outriggers* na estrutura é igual ao número de redundâncias que esta possui, sendo assim é necessário o mesmo número de equações para se resolver o sistema. Essas equações são obtidas da compatibilização das rotações do núcleo da estrutura e dos *outriggers*, que são iguais, devido a conexão entre eles ser um engaste perfeito. A rotação do núcleo depende de sua deformação a flexão enquanto que a deformação dos *outriggers* depende da deformação a flexão destes, aliada a deformação axial dos pilares periféricos. Para estruturas com 2 *outriggers* submetidas a carregamentos uniformes, temos o diagrama de momentos fletores externos (Figura 21), assim como a rotação do núcleo nos níveis dos *outriggers*, representada pelas equações (24) e (25).

$$\theta_1 = \frac{1}{EI} \left[ \int_{x_1}^{x_2} \left( \frac{qx^2}{2} - M_1 \right) dx + \int_{x_2}^H \left( \frac{qx^2}{2} - M_1 - M_2 \right) dx \right] \quad (24)$$

$$\theta_2 = \frac{1}{EI} \int_{x_2}^H \left( \frac{qx^2}{2} - M_1 - M_2 \right) dx \quad (25)$$

Onde:

$EI$  = Rigidez a flexão do núcleo;

$q$  = Carregamento horizontal distribuído;

$x_1$  = Distância do 1º *outrigger* ao topo do edifício;

$x_2$  = Distância do 2º *outrigger* ao topo do edifício;

$M_1$  = Momento fletor resistido pelo 1º *outrigger*;

$M_2$  = Momento fletor resistido pelo 2º *outrigger*.

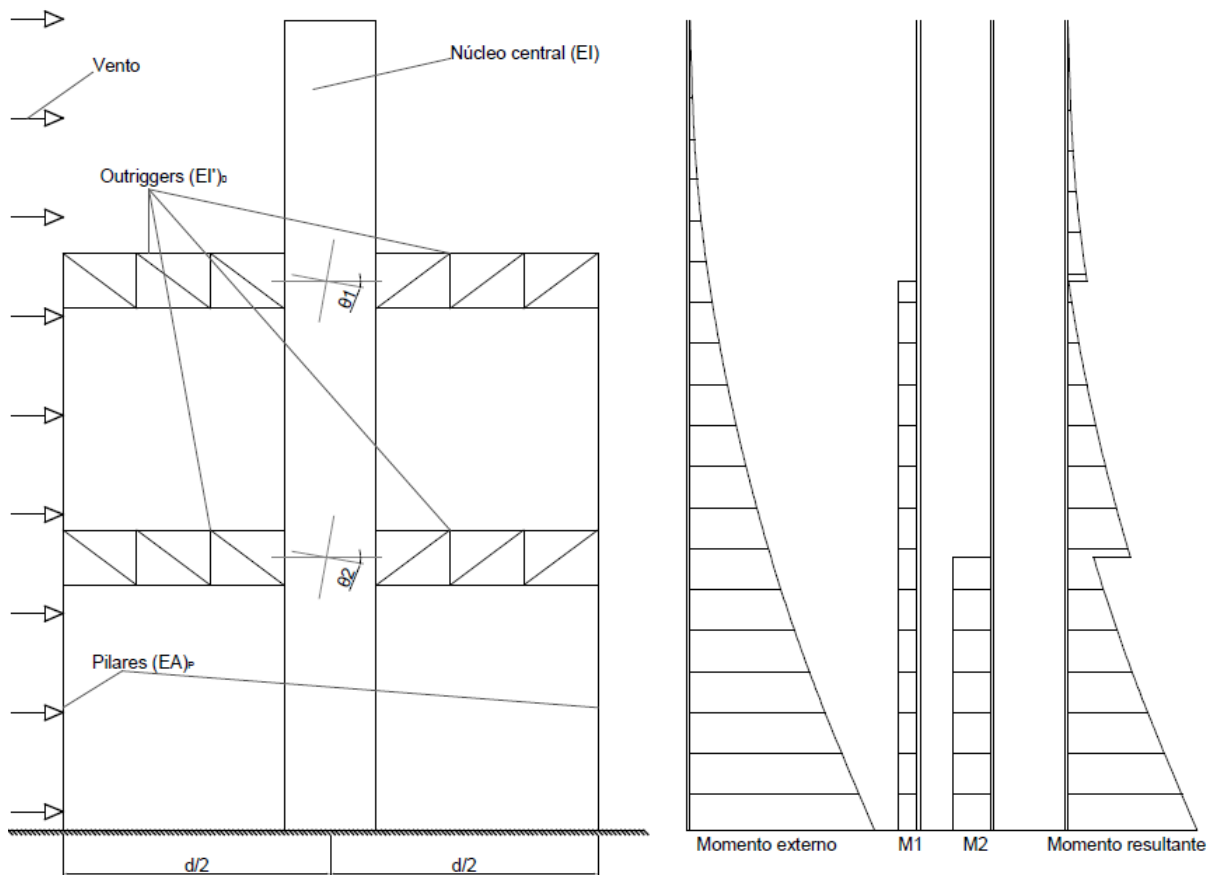


Figura 21 - Estrutura com dois outriggers e seus momentos externo,  $M_1$ ,  $M_2$  e resultante

As equações de rotação na conexão entre os *outriggers* e o núcleo são:

$$\theta_1 = \frac{2M_1(H - x_1)}{d^2(EA)_p} + \frac{2M_2(H - x_2)}{d^2(EA)_p} + \frac{M_1 d}{12(EI)_0} \quad (26)$$

$$\theta_2 = \frac{2(M_1 + M_2)(H - x_2)}{d^2(EA)_p} + \frac{M_2 d}{12(EI)_0} \quad (27)$$

Onde:

$(EA)_p$  = Rigidez axial dos pilares periféricos;

$d$  = Distância entre os pilares de periferia ao centro do núcleo;

$H$  = Altura do edifício;

$(EI)_0$  = Rigidez a flexão efetiva do *outrigger*, obtida por:

$$(EI)_0 = \left(1 + \frac{a}{b}\right)^3 (EI')_0$$

$(EI')_0$  = Rigidez a flexão real do *outrigger*.

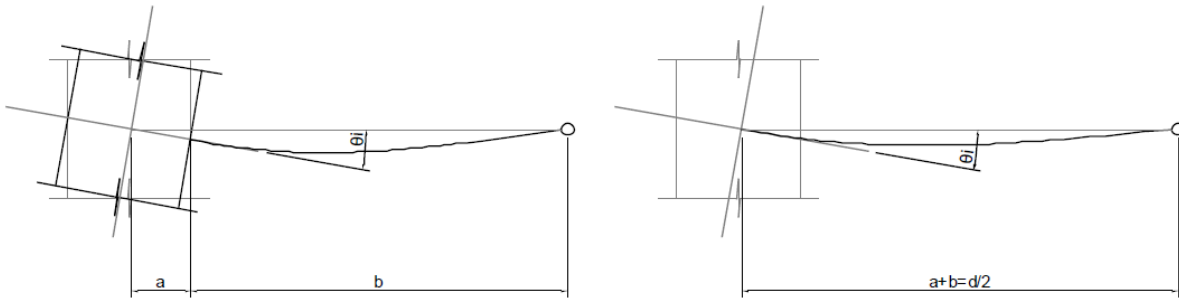


Figura 22 - Rigidez dos outriggers

Igualando as equações (24) e (25) e equações (26) e (27) para o primeiro e segundo *outriggers* respectivamente, temos:

$$\begin{aligned} \frac{1}{EI} \left[ \int_{x_1}^{x_2} \left( \frac{qx^2}{2} - M_1 \right) dx + \int_{x_2}^H \left( \frac{qx^2}{2} - M_1 - M_2 \right) dx \right] \\ = \frac{2M_1(H - x_1)}{d^2(EA)_p} + \frac{2M_2(H - x_2)}{d^2(EA)_p} + \frac{M_1 d}{12(EI)_0} \end{aligned} \quad (28)$$

$$\frac{1}{EI} \int_{x_2}^H \left( \frac{qx^2}{2} - M_1 - M_2 \right) dx = \frac{2(M_1 + M_2)(H - x_2)}{d^2(EA)_p} + \frac{M_2 d}{12(EI)_0} \quad (29)$$

Integrando as equações (28) e (29) escrevendo-as em função de  $M_1$  e  $M_2$  respectivamente:

$$\begin{aligned} M_1 \left[ \frac{d}{12(EI)_0} + \left( \frac{1}{EI} + \frac{2}{d^2(EA)_p} \right) (H - x_1) \right] + M_2 \left( \frac{1}{EI} + \frac{2}{d^2(EA)_p} \right) (H - x_2) \\ = \frac{q}{6EI} (H - x_1^3) \end{aligned} \quad (30)$$

$$\begin{aligned} M_1 \left( \frac{1}{EI} + \frac{2}{d^2(EA)_p} \right) (H - x_2) + M_2 \left[ \frac{d}{12(EI)_0} + \left( \frac{1}{EI} + \frac{2}{d^2(EA)_p} \right) (H - x_2) \right] \\ = \frac{q}{6EI} (H - x_2^3) \end{aligned} \quad (31)$$

Substituindo  $\left( \frac{1}{EI} + \frac{2}{d^2(EA)_p} \right)$  por “P” e  $\left( \frac{d}{12(EI)_0} \right)$  por “T” temos:

$$M_1[T + P(H - x_1)] + M_2P(H - x_2) = \frac{q}{6EI} (H - x_1^3) \quad (32)$$

$$M_1P(H - x_2) + M_2[T + P(H - x_2)] = \frac{q}{6EI} (H - x_2^3) \quad (33)$$

Assim, pode-se resolver o sistema e obter os valores de  $M_1$  e  $M_2$ :

$$M_1 = \frac{q}{6EI} \left[ \frac{T(H^3 - x_1^3) + P(H - x_2)(x_2^3 - x_1^3)}{T^2 + TP(2H - x_1 - x_2) + P^2(H - x_2)(x_2 - x_1)} \right] \quad (34)$$

$$M_2 = \frac{q}{6EI} \left[ \frac{T(H^3 - x_2^3) + P[(H - x_1)(H^3 - x_2^3) - (H - x_2)(H^3 - x_1^3)]}{T^2 + TP(2H - x_1 - x_2) + P^2(H - x_2)(x_2 - x_1)} \right] \quad (35)$$

O momento no núcleo do edifício então pode ser obtido por:

$$M_n = \frac{qx^2}{2} - M_1 - M_2 \quad (36)$$

Onde  $M_1$  é diminuído apenas no intervalo em que  $x > x_1$  e  $M_2$  apenas no intervalo em que  $x > x_2$ . As forças axiais nos pilares periféricos são  $\pm \frac{M_1}{d}$  Para  $x_1 < x < x_2$  e  $\pm \frac{M_1 + M_2}{d}$  Para  $x_2 \leq x$ . O deslocamento horizontal do topo do edifício pode ser determinado pelo diagrama de momentos fletores através do método dos momentos de área, representado pela equação (37).

$$\Delta = \frac{qH^4 8}{8EI} - \frac{1}{2EI} [M_1(H^2 - x_1^2) + M_2(H^2 - x_2^2)] \quad (37)$$

Para se obter os mesmos resultados em uma estrutura com mais *outriggers*, as equações utilizadas podem ser generalizadas, assim os momentos resistidos pelos *outriggers* podem ser obtidos pela expressão:

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_1 \\ \vdots \\ M_n \end{bmatrix} = \frac{q}{6EI} \begin{bmatrix} T + P(x - x_1) & P(H - x_2) & \dots & P(H - x_n) \\ P(H - x_2) & T + P(x - x_2) & \dots & P(H - x_n) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ P(H - x_2) & P(H - x_2) & \dots & T + P(x - x_n) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H^3 - x_1^3 \\ H^3 - x_2^3 \\ \vdots \\ H^3 - x_n^3 \end{bmatrix} \quad (38)$$

Assim, as equações (36) e (37) ficam:

$$M_n = \frac{qx^2}{2} - \sum_{i=1}^n M_i \quad (39)$$

$$\Delta = \frac{qH^4 8}{8EI} - \frac{1}{2EI} \sum_{i=1}^n M_i (H^2 - x_i^2) \quad (40)$$

A equação (40) também pode ser usada para se determinar o pavimento ideal para se posicionar o sistema de *outriggers*, caso o projeto arquitetônico permita. Para isso é preciso derivar a segunda parte de sua soma em relação a  $x_i$ , sendo possível assim, determinar o ponto em que seu valor é máximo, e, conseqüentemente o valor mínimo de deflexão lateral.

O valor em que a segunda parte da equação (40) é máximo pode ser encontrado igualando sua derivada a 0, assim, utilizando o caso da estrutura com apenas 2 *outriggers*:

$$0 = \frac{dM_1}{x_1} (d(H^2 - x_1^2) + \frac{dM_2}{x_1} (H^2 - x_2^2) - 2M_1 x_1 \quad (41)$$

$$0 = \frac{dM_1}{x_2} (d(H^2 - x_1^2) + \frac{dM_2}{x_2} (H^2 - x_2^2) - 2M_2 x_2 \quad (42)$$

Para se resolver as equações (41) e (42), substitui-se  $M_1$  e  $M_2$  pelas equações (35) e (36). O resultado será o valor ideal para o posicionamento dos *outriggers*. Outro método de se resolver essas equações, é reescreve-las em função de parâmetros adimensionais que representam a relação entre a rigidez dos pilares e do núcleo ( $\rho$ ) e entre a rigidez dos *outriggers* e do núcleo ( $\beta$ ). Esses parâmetros por sua vez podem ser combinados em um outro parâmetro adimensional único ( $\omega$ ).

$$\rho = \frac{EI}{(EA)_p \left(\frac{d^2}{2}\right)} \quad (43)$$

$$\beta = \frac{EI}{(EI)_o} \frac{d}{H} \quad (44)$$

$$\omega = \frac{\beta}{12(1 + \alpha)} \quad (45)$$

Da equação (45) pode-se deduzir que  $\omega$  diminui com o aumento da rigidez dos *outriggers* e aumenta com o aumento da rigidez dos pilares periféricos. Para a melhor visualização das mudanças acarretadas na estrutura pode-se plotar gráficos de  $\omega$  pela altura adimensional do edifício. Isso permite que se escolha a melhor posição para a instalação dos *outriggers*. A Figura 23 representam os gráficos de  $\omega \times \frac{x_i}{H}$ , para  $i$  *outriggers* em cada estrutura. Como a posição ideal muda para diferentes números de *outriggers*, foram plotados 4 gráficos, sendo este o número máximo que provê uma diminuição significativa do deslocamento lateral do topo do edifício.

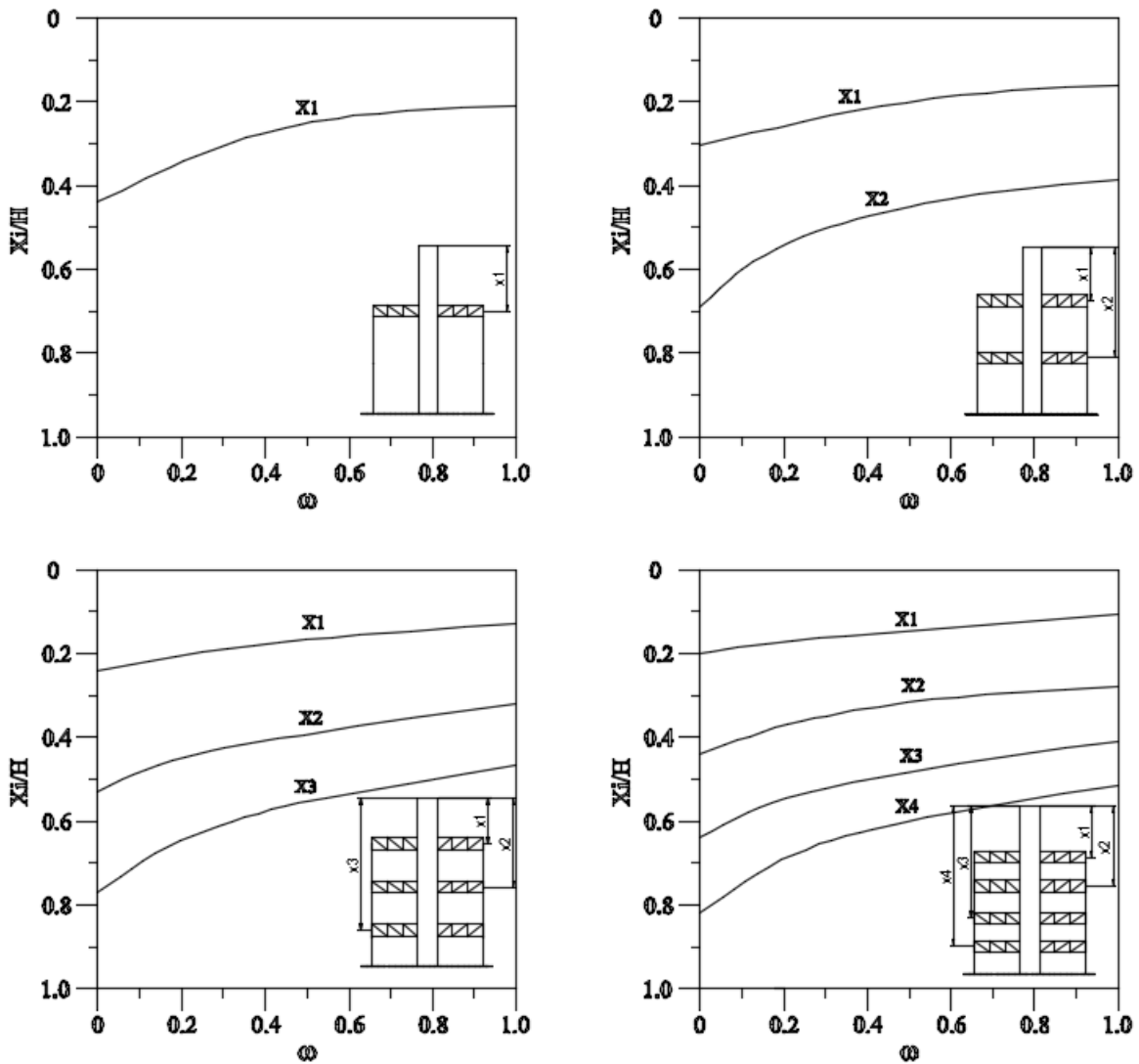


Figura 23 - Localização ideal dos outriggers

A avaliação da eficiência do sistema estrutural pode ser feita através da plotagem de gráficos que comparam o valor do parâmetro  $\omega$  com a redução do momento fletor ou com a rigidez do edifício como um todo.

Isso pode ser feito representando o valor do momento no núcleo e a rigidez do edifício como porcentagens dos valores dos mesmos, caso o edifício se comportasse como uma estrutura completamente solidaria, isto é, se os pilares periféricos e o núcleo se deformassem como uma única viga engastada no chão. O momento de inércia para este caso seria:

$$(EI)_e = \frac{(EA)_p d^2}{2} + EI \quad (46)$$

A Figura 24 representa a porcentagem da redução dos momentos e do deslocamento do topo da estrutura, comparado a uma estrutura 100% solidaria. Pode-se perceber que o ganho de rigidez passando de 3 para 4 *outriggers* é mínimo e, portanto, o número máximo para um custo benefício sensato de *outriggers* em uma estrutura deve ser 4.

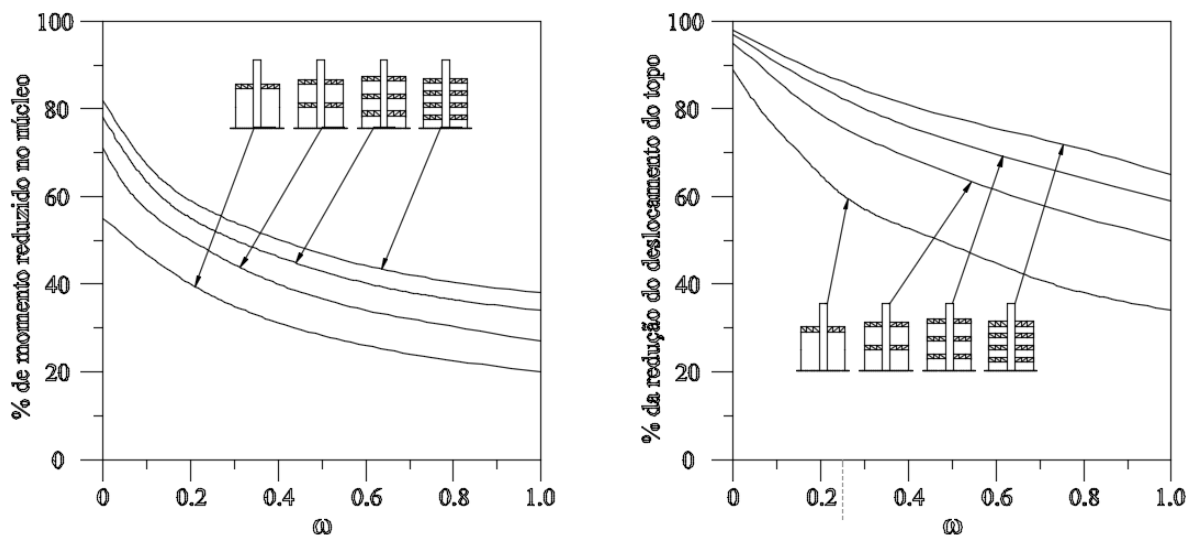


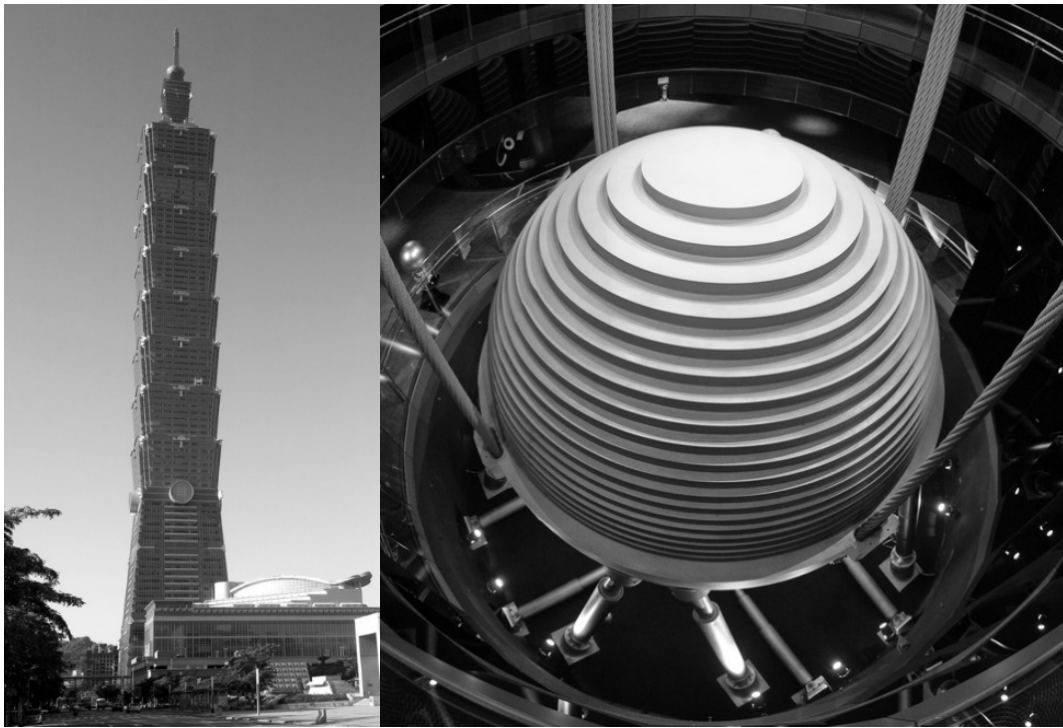
Figura 24 - Redução dos momentos no núcleo e deslocamentos no topo do edifício

### 3.3.2 CONCLUSÕES

O sistema de *outriggers* é bastante utilizado em edifícios modernos por aumentar suas rigidezes, assim como diminuir o momento fletor atuante em seus núcleos, sem que seja necessário sacrificar muito a liberdade arquitetônica do projeto devido ao fato de que edifícios muito altos necessitam de andares de manutenção, assim, o sistema pode ser posicionado neles.

Um exemplo de edifício que utiliza esse sistema é o Taipei 101, em Taipei, Taiwan, que foi o edifício mais alto do mundo, de 2004 a 2009. Devido a sua localização, seu projeto estrutural teve de levar em consideração os frequentes terremotos e tufões que atingem a região, o que levou os projetistas a criarem uma de suas características mais marcantes: um amortecedor de massa sintonizada aberto à visitação no topo do edifício.



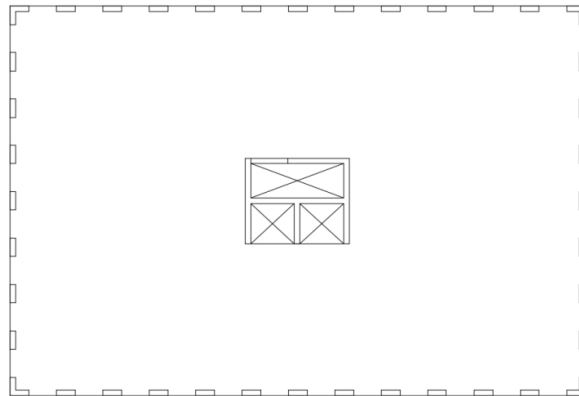


*Figura 25 - A direita: Taipei 101; A esquerda: Amortecedor de massa sintonizada*

### 3.4 ESTRUTURAS TUBULARES

Estruturas tubulares consistem em tentar aproximar o edifício o máximo possível de um tubo de seção quadrada, concentrando a maior quantidade possível de elementos estruturais das extremidades da edificação para que sua rigidez a flexão seja maior.

Para atingir esse objetivo os pilares são posicionados nas fachadas do edifício, ligados geralmente aos do centro, onde se encontram os poços de escadas e elevadores, por vigas e lajes e entre si por vigas bastante rígidas. Esse arranjo estrutural faz com que as fachadas paralelas ao carregamento lateral se comporte como a alma de um perfil quadrado, enquanto que as fachadas perpendiculares se comportem como os flanges e dividindo a carga vertical entre os elementos internos e externos (Figura 26).



*Figura 26 - Pavimento tipo de um edifício com sistema estrutural tubular*

Uma das vantagens desse sistema estrutural é a facilidade de se pré-fabricar os elementos e simplesmente posiciona-los em seus locais durante a fase de obras, tornando possível o planejamento e execução do empreendimento em um tempo reduzido e de forma mais limpa, além de permitir mais flexibilidade ao projeto do interior do edifício, devido ao fato do interior não possuir elementos estruturais com grandes dimensões.

Uma desvantagem é o espaçamento próximo das colunas exteriores, que limita a liberdade com a instalação de janelas e também limita a disposição do hall de acesso ao edifício, necessitando, de alguma forma, a transferência da carga dos pilares com espaçamentos próximos para colunas mais robustas e em sequência, para as fundações, como vigas de transferência ou ainda colunas inclinadas.

O comportamento do sistema sob carregamento lateral, idealmente seria igual ao de um perfil tubular retangular, mas por consequência das vigas e colunas das fachadas não possuírem inércia infinita, a transferência de esforços entre elas não é completa, ocorrendo a deformação desses elementos em um nível local, diminuindo a rigidez da estrutura como um todo e criando “lag” de tensão ao longo das fachadas (Figura 28). Esse fenômeno ocorre nas fachadas perpendiculares ao carregamento em decorrência da transferência incompleta dos esforços de tração e compressão de uma coluna a outra pelas vigas com inércia não infinita, fazendo com que os pilares dos cantos do edifício sejam os mais carregados, por serem eles que recebem os esforços das fachadas paralelas, que por sua vez se comportam de maneira parecida, mas o espectro de esforços destas vão de tração a compressão, de maneira similar a distribuição interna de esforços de uma viga submetida a flexão (

Figura 27). As fachadas paralelas ao carregamento também se deformam de acordo com o esforço cortante transmitido a elas pelas lajes e vigas dos pavimentos, que se deformam com o carregamento.

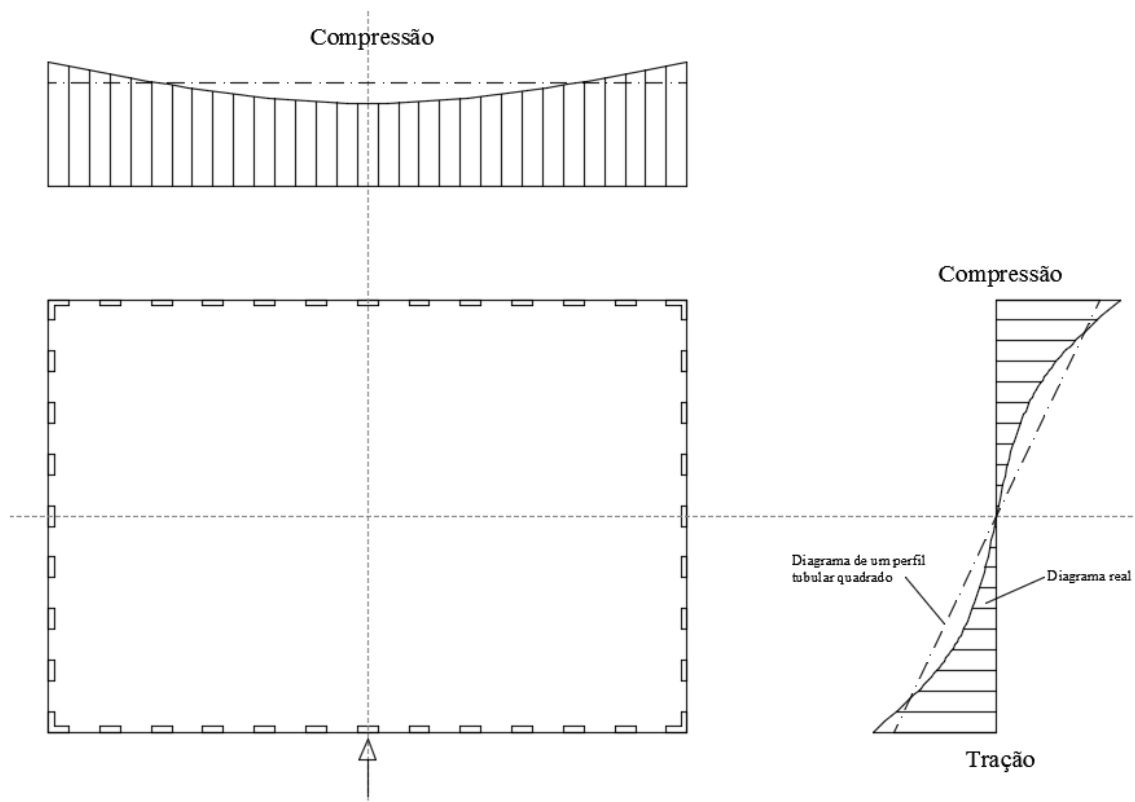


Figura 27 - Distribuição de tensões nos pilares do edifício

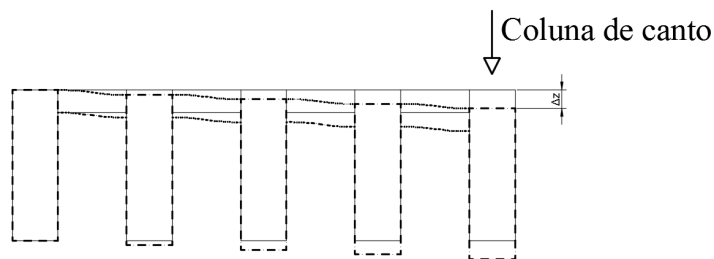


Figura 28 - "Lag" de deformações nos pilares das fachadas

### 3.4.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES

A análise dos esforços desse sistema estrutural é feita considerando que a rigidez das lajes dos pavimentos é infinita em seu plano, não sofrendo assim, deformações axiais. Assim os deslocamentos axiais dos pavimentos podem ser aproximados para movimentos de corpos rígidos. Além disso, a rigidez a flexão e torção das lajes é desconsiderada, por isso não transmite momentos para outros elementos estruturais. Sua função se resume basicamente a transmitir esforços horizontais aos diversos elementos estruturais. A análise estrutural também é significativamente facilitada caso o edifício seja simétrico em um ou dois eixos.

Para aproximar mais o comportamento do edifício ao de um perfil tubular, pode-se incluir no interior do pavimento, fileiras de colunas, de arranjo estrutural parecido com as fachadas, fazendo com que as tensões sejam distribuídas de forma mais uniforme. Essas fileiras podem ser distribuídas em divisões de unidades em edifícios residenciais ou deixadas expostas em edifícios comerciais (Figura 29).

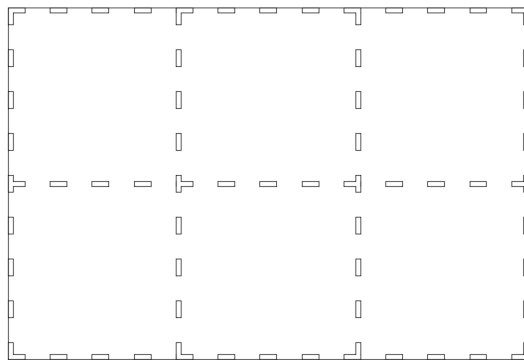
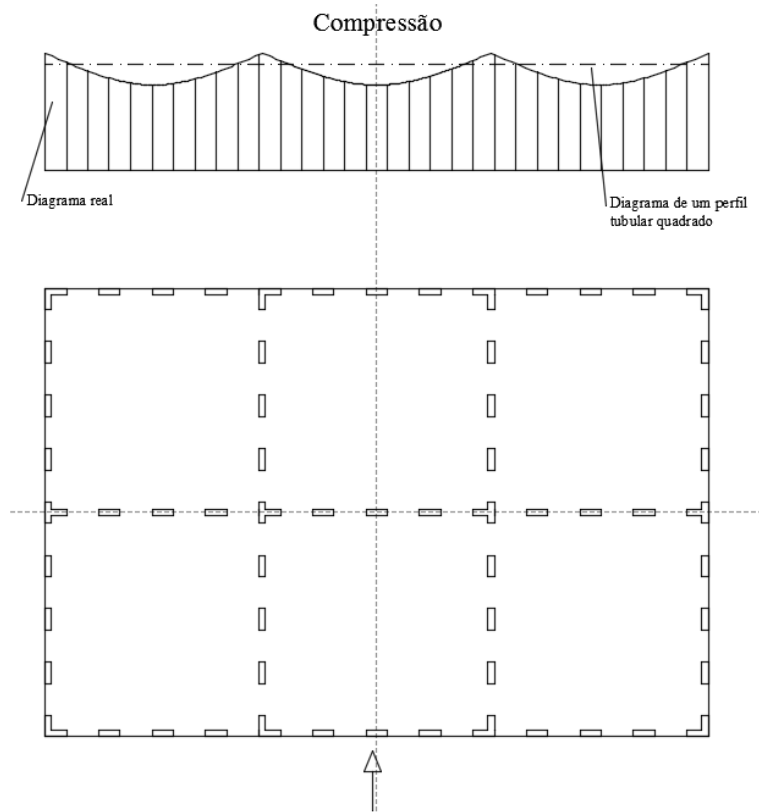


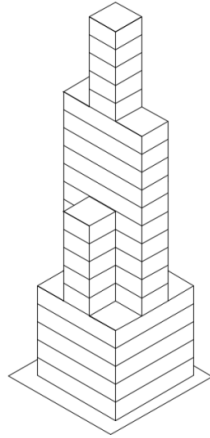
Figura 29 - Sistema tubular com fileiras internas de pilares

O efeito dessas fileiras internas é o mesmo das externas, funcionando como almas do perfil, devido ao fato de que o deslocamento horizontal das colunas externas e internas deve ser o mesmo por estarem ligadas pela laje do pavimento. A distribuição dos esforços nas colunas comprimidas da fachada a sotavento se assemelha a (Figura 30). A distribuição de tensões nas fileiras de pilares paralelos ao carregamento permanece igual, pois as vigas que os ligam se deformam e, portanto, não transmitem completamente os esforços entre eles.



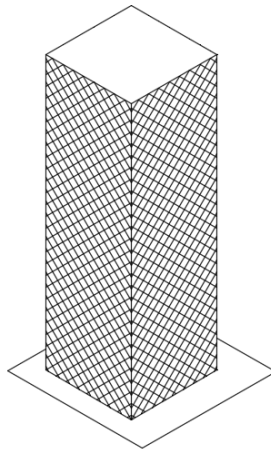
*Figura 30 - Distribuição de esforços de compressão na fachada a sotavento de um edifício com sistema estrutural tubular e pilares internos*

Essa distribuição dos pilares no edifício pode ser útil para a construção onde os “módulos” criados pela divisão do pavimento pelas colunas vão apenas até uma certa altura enquanto que seus vizinhos continuam.



*Figura 31 - Edifício com módulos interrompidos*

Para se anular o efeito do “lag” de tensões ao longo das fileiras de pilares paralelas ao carregamento lateral, seria ideal se construir uma estrutura em que as colunas das fachadas fossem substituídas por elementos estruturais diagonais inclinados, com espaçamento próximo e ligados por colunas nos cantos do edifício. Tal estrutura se comportaria de maneira extremamente similar a um perfil tubular retangular (Figura 32).



*Figura 32 - Edifício com comportamento de tubo retangular*

As desvantagens desse sistema estrutural são inúmeras, pois além do carregamento horizontal, as fachadas devem resistir ao carregamento vertical, e a inclinação das diagonais faz com que os esforços internos em cada uma sejam maiores do que se fossem verticais apenas, além de limitar ainda mais a abertura de janelas e a disposição do hall de entrada.

Para se obter um arranjo que permita a melhor distribuição dos esforços por todas as colunas e proporcione liberdade no posicionamento de janelas e da entrada do edifício, pode-

se posicionar contraventamentos entre as colunas das fachadas, atendendo a todos os requisitos ao mesmo tempo.

Os contraventamentos geralmente são inclinados a  $45^\circ$  e ocupam toda a fachada do edifício, podendo ser simples (apenas uma diagonal) ou duplos (em X), dependendo da preferência do calculista (Figura 33). Os contraventamentos permitem que os pilares da fachada sejam mais espaçados, o que facilita o posicionamento de janelas.

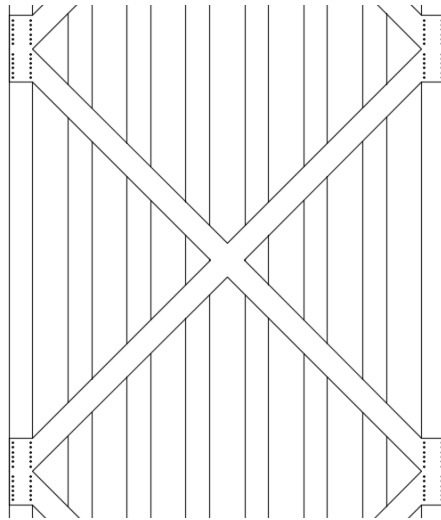


Figura 33 - Contraventamento em X

As ligações entre os pilares geralmente são rígidas, sendo assim os esforços verticais e horizontais geram esforços nas diagonais. Em situações normais onde a carga atuante na estrutura é apenas vertical, os pilares centrais, que são mais carregados, passam a distribuir parte desse carregamento para as diagonais, que por sua vez descarregam nos pilares dos cantos, fazendo com que estes possuam esforços parecidos com os pilares centrais.

Em uma situação de carregamento vertical, as diagonais recebem esforços em cada interseção com as colunas, assim seu carregamento aumenta à medida que se aproximam da base do edifício. Além disso, a compressão das diagonais é revertida em tração das vigas nas quais estão conectadas no ponto de encontro com os pilares de canto.

Em uma situação de carregamento horizontal as vigas, que antes eram tracionadas, passam a ser comprimidas, os pilares a sotavento continuaram comprimidos e os pilares a barlavento são tracionados. As diagonais que começam no topo do pavimento a barlavento são comprimidas e as diagonais que começam na parte inferior são tracionadas. Os esforços resultantes de ambos os casos podem ser visualizados nas Figura 34 e Figura 35, resultado de um teste no *Software* “Ftool”.





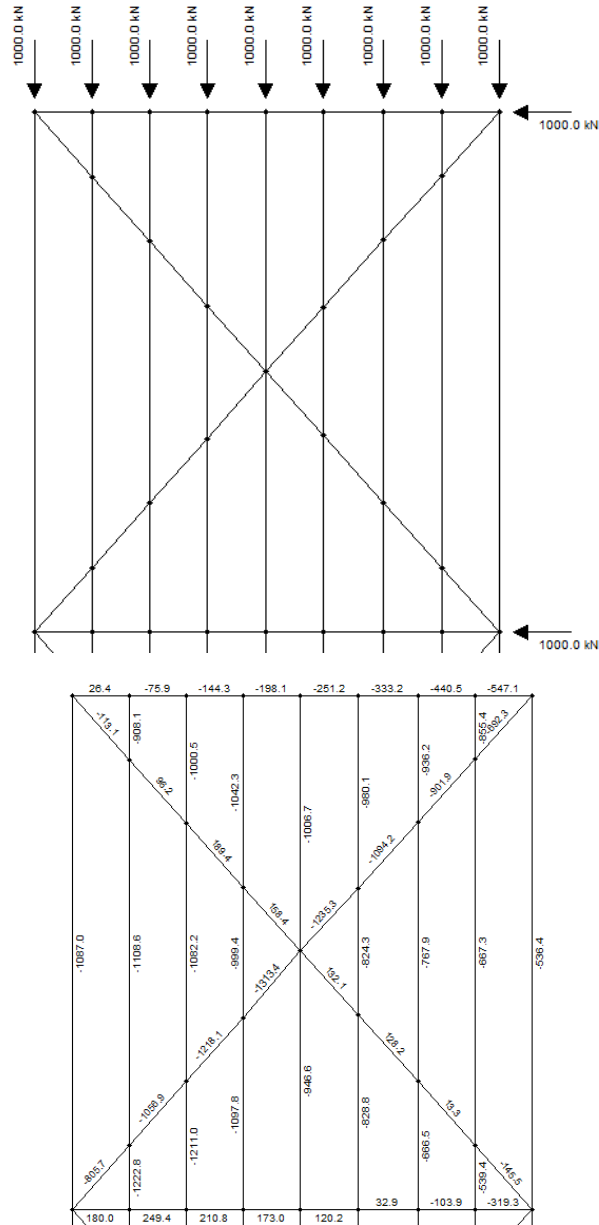
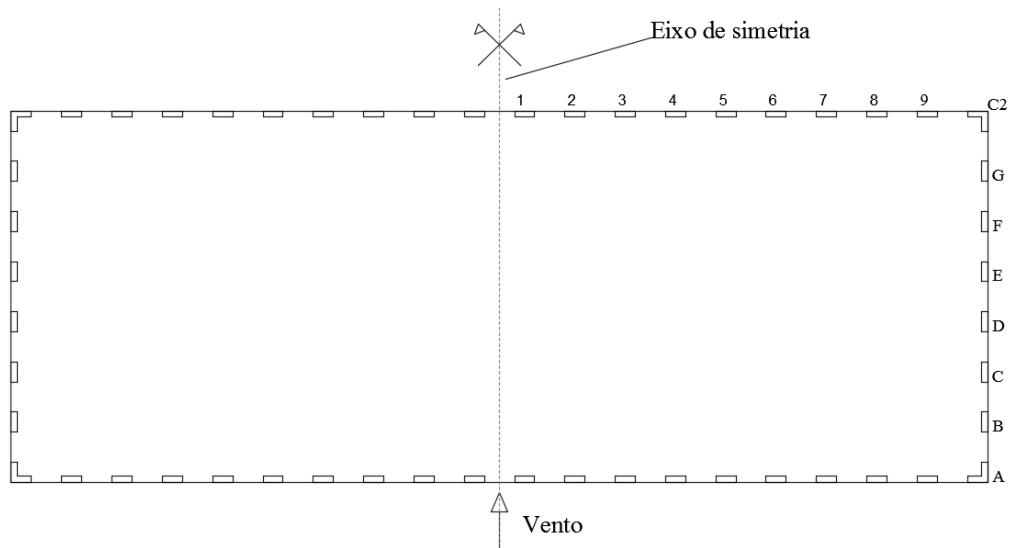


Figura 36 - Carregamento e esforços devido aos carregamentos vertical e horizontal combinados

Os esforços finais devem ser levados em consideração durante a fase de dimensionamento, assim como deve-se levar em consideração que o carregamento lateral pode ser aplicado em ambos os lados da estrutura, fazendo com que os esforços da Figura 36 se invertam.

### 3.4.2 METODOLOGIA DE ANÁLISE

A análise de um edifício com esse tipo de sistema estrutural pode ser feita com um *software* de análises de pórticos 2D. Essa análise é facilitada pela simplificação da estrutura de acordo com sua simetria, possibilitando que seja necessário rodar apenas metade ou  $\frac{1}{4}$  da estrutura, dependendo da quantidade de eixos de simetria existentes. Como o *software* analisa apenas estruturas em duas dimensões um mecanismo de transferência de esforços deve ser criado para simular a interação nos pilares de canto que ligam as fachadas paralelas e perpendiculares. Em pórticos bidimensionais esse mecanismo pode ser representado por meio de vigas indeformáveis que transferem apenas os esforços cortantes entre os pórticos, fazendo com que a deformação vertical deles seja igual, como pode ser visto na Figura 37.



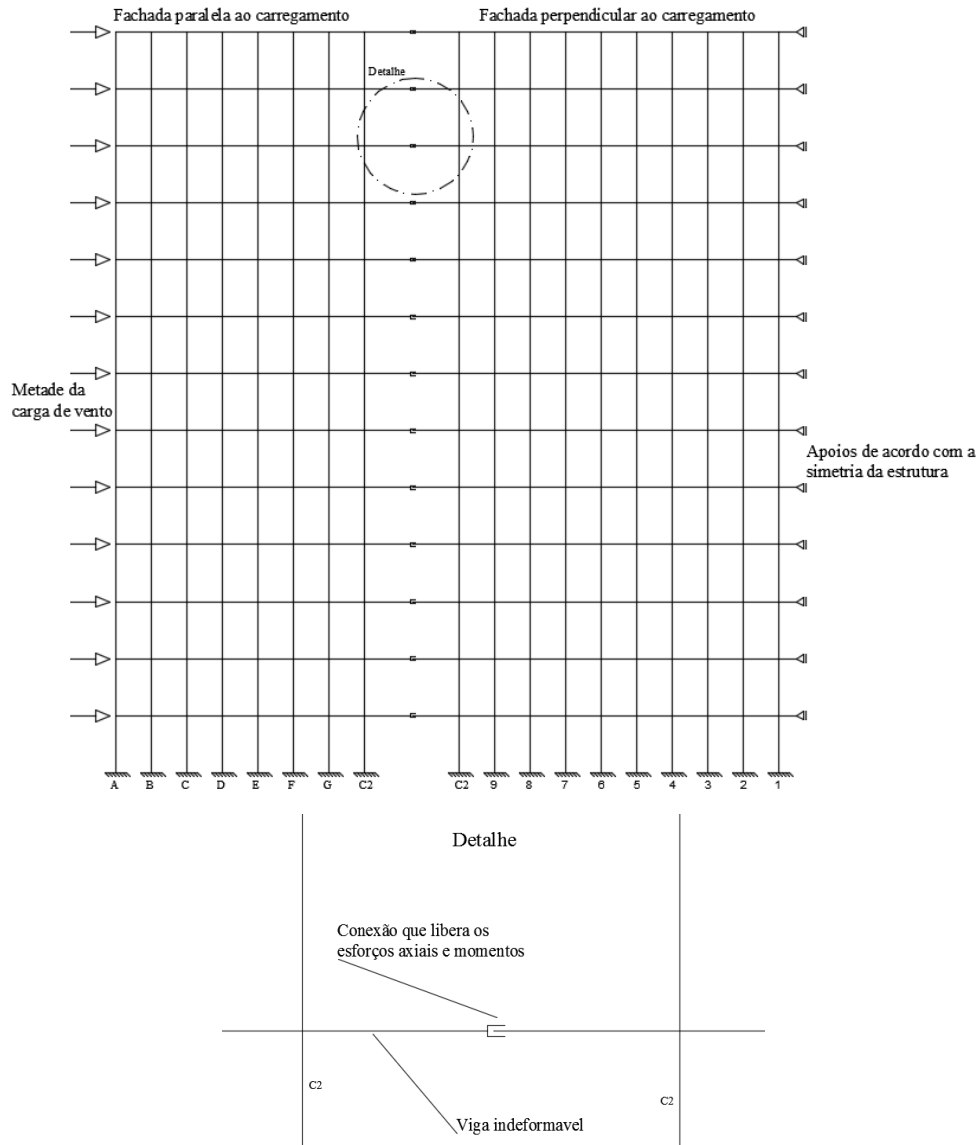


Figura 37 - Representação da estrutura do pavimento (imagem superior) em duas dimensões (imagem do meio) com um mecanismo de transferência de esforços cortantes entre as fachadas (imagem inferior)

Esse tipo de análise pode ser usado para todos os arranjos estruturais descritos neste tópico, feitas as devidas modelagens e aproximações. Essas simplificações são úteis para situações em que não se tenha acesso a *softwares* de análise tridimensional, mas como *softwares* como SAP2000 ou ANSYS estão cada vez mais acessíveis, a necessidade de se converter uma estrutura em 3 dimensões para uma em 2 é cada vez menor.

### 3.4.3 CONCLUSÕES

O Sistema estrutural tubular foi muito usado nas décadas de 60 e 70 por sua simplicidade de análise e grande flexibilidade de design de interiores, sendo utilizado para edifícios comerciais e residenciais em todo o mundo.

Um de seus exemplos mais famosos foram as torres do World Trade Center (WTC), em Nova York, EUA, que foram os maiores edifícios do mundo de 1971 a 1973. Em 11 de setembro de 2001 ambas as torres foram atingidas por aviões comerciais, parte de um ataque terrorista, e mesmo assim não entraram em colapso imediatamente, mas após o incêndio causado pela explosão do combustível dos aviões enfraquecer a estrutura, atestando a resistência do sistema estrutural utilizado.

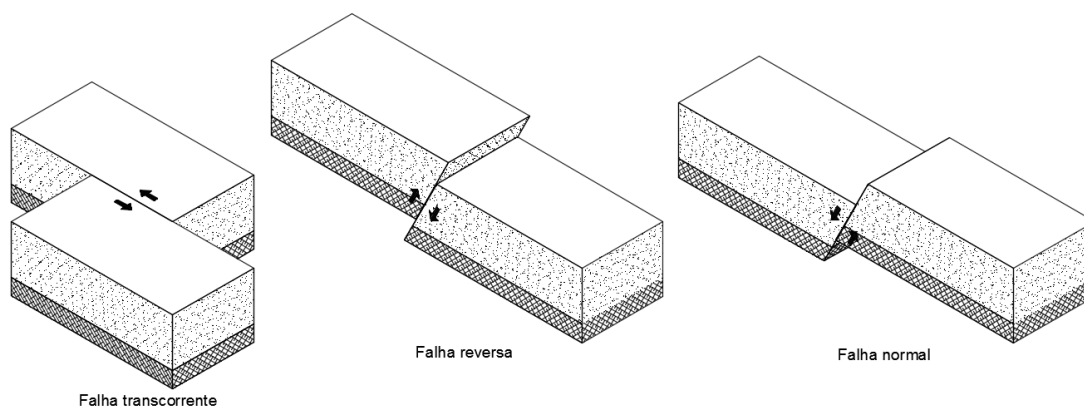


*Figura 38 – A esquerda: World Trade Center em março de 2001. A direita: Maquete do complexo do WTC*

### 3.5 TERREMOTOS

Terremotos são uma das maiores causas de mortes por desastres naturais, sendo responsáveis por cerca de 10 000 mortes por ano, em média. Além disso também causam prejuízos de milhões de dólares em danos na infraestrutura dos locais atingidos, sem levar em consideração os efeitos indiretos como a fome, enchentes e doenças que possivelmente ocorrem após um grande terremoto.

Os terremotos podem ter causas naturais ou artificiais, sendo que a causa mais comum é a movimentação das placas tectônicas que compõem a crosta terrestre. Essas movimentações podem ser classificadas em Normais, Transcorrentes e Reversas, representadas da Figura 39 um exemplo de cada tipo de falha são a cordilheira dos Andes, na América do Sul, a falha de San Andreas nos EUA e a cordilheira Meso-Atlântica, no oceano Atlântico, respectivamente.



*Figura 39 – Tipos de falhas geológicas*

Terremotos geralmente são medidos por sismógrafos, que registram a aceleração da superfície da terra, assim como seu deslocamento e velocidade. Essas acelerações medidas são então comparadas ao histórico de acelerações da região para que assim se possa construir um mapa de zonas de acelerações características, usado nos projetos de engenharia para se obter os carregamentos dinâmicos aos quais as construções serão submetidas. A norma brasileira apresenta o seguinte mapa de acelerações horizontais características para solos em rocha:

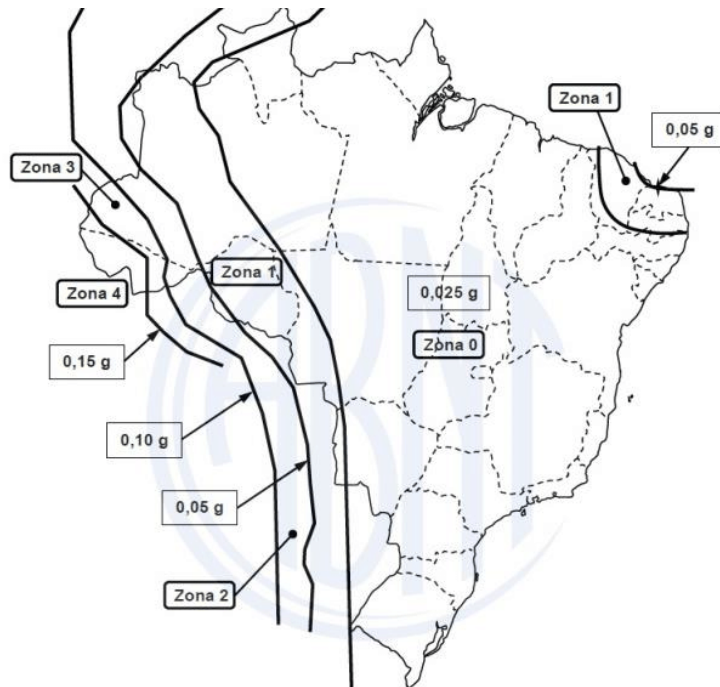


Figura 40 - Mapa de acelerações horizontais características do solo devido a sismos

### 3.5.1 ESTRUTURAS COM 1 GRAU DE LIBERDADE (SDOF)

Os efeitos de terremotos em uma estrutura podem ser analisados pelo método da força estática equivalente, pela análise dinâmica por análise espectral ou por análise dinâmica com histórico de acelerações no tempo, dependendo da estrutura em questão.

O equilíbrio dinâmico da estrutura pode ser representado pela equação (47), derivada da segunda lei de newton:

$$F_I + F_A + F_R = F(t) \quad (47)$$

Onde:

$F_I$  = Força de inércia =  $m\ddot{x}$ ;

$F_A$  = Força de amortecimento =  $c\dot{x}$ ;

$F_R$  = Força de restituição =  $kx$ ;

$F(t)$  = Força externa =  $m\ddot{x}_g$ .

Assim:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (48)$$

Onde:

$\ddot{x}_g$  = Aceleração horizontal do solo;

$\ddot{x}$  = Aceleração da estrutura;

$\dot{x}$  = Velocidade da estrutura;

$x$  = Deslocamento da estrutura;

$c$  = Coeficiente de amortecimento da estrutura;

$m$  = Massa da estrutura;

$k$  = Rigidez da estrutura.

Considerando a frequência natural da estrutura como  $\omega_n = \sqrt{k/m}$ , o amortecimento crítico como  $c_c = 2\omega$  e o amortecimento relativo como uma porcentagem do amortecimento crítico  $\zeta = c/c_c$ . Assim a equação (48) fica:

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_n\dot{x} + \omega_n^2x = -\ddot{x}_g(t) \quad (49)$$

O deslocamento relativo da estrutura pode ser determinado pela integral de Duhamel, indicada na equação (50).

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_n\sqrt{1-\zeta^2}} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{(-\zeta\omega_n(t-\tau))} \text{sen}\left(\omega_n\sqrt{1-\zeta^2}(t-\tau)\right) d\tau \quad (50)$$

Onde:

$\tau$  = Tempo de início do impulso;

$\omega_n\sqrt{1-\zeta^2} = \omega_d$  = Frequência natural amortecida da estrutura.

A velocidade exata do sistema pode ser obtida pela diferenciação da equação (50) em relação ao tempo, obtendo:

$$\begin{aligned} \dot{x}(t) = & \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{(-\zeta\omega_n(t-\tau))} \text{sen}\left(\omega_n\sqrt{1-\zeta^2}(t-\tau)\right) d\tau \\ & - \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{(-\zeta\omega_n(t-\tau))} \text{cos}\left(\omega_n\sqrt{1-\zeta^2}(t-\tau)\right) d\tau \end{aligned} \quad (51)$$

A aceleração absoluta exata também pode ser obtida pela diferenciação da equação (51) com relação ao tempo, sendo que a aceleração absoluta pode ser obtida pela soma da aceleração relativa da estrutura com a aceleração do solo, obtendo:

$$\begin{aligned} \ddot{x}(t) = & 2\zeta\omega_n \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{(-\zeta\omega_n(t-\tau))} \cos\left(\omega_n\sqrt{1-\zeta^2}(t-\tau)\right) d\tau \\ & + \frac{\omega_n(1-2\zeta^2)}{\sqrt{1-\zeta^2}} \int_0^t \dot{x}_g(\tau) e^{(-\zeta\omega_n(t-\tau))} \operatorname{sen}\left(\omega_n\sqrt{1-\zeta^2}(t-\tau)\right) d\tau \end{aligned} \quad (52)$$

As equações (50), (51) e (52) são usadas para construir o histórico de deslocamentos, velocidades e acelerações no tempo para o sismo analisado.

Como os sismos não possuem um comportamento uniforme, isto é, não podem ser representados por uma função simples, é mais simples utilizar algum método de integração numérica para se obter os resultados das equações acima.

### 3.5.2 ESPECTRO DE RESPOSTA E ESPECTRO DE PROJETO

O espectro de resposta de um sismo pode ser usado para se obter o deslocamento, aceleração e velocidade máximas que um sismo pode impor a uma estrutura, valores que são usualmente usados no projeto de edificações. O conceito foi desenvolvido para facilitar o projeto de estruturas submetidas a um sismo determinado, por meio de um gráfico sintético dos deslocamentos, velocidades e acelerações máximos de estruturas com um grau de liberdade. O ábaco é plotado a partir dos valores máximos obtidos pela análise do histórico de deslocamentos no tempo, especificado no item anterior, para vários valores de amortecimento relativo e frequências naturais, ou mais comumente, seus períodos naturais.

O gráfico de deslocamentos máximos no tempo é obtido pela equação (50), utilizando o sismo que se deseja analisar, com valores fixos para o amortecimento relativo ( $\zeta$ ) e variando-se o período natural da estrutura ( $T_n$ ), obtido a partir da frequência natural ( $\omega$ ) por  $T_n = 2\pi/\omega$ , com incrementos de 0.02s, com início em  $T_n = 0$  até onde se julgar necessário, sendo que a cada iteração o deslocamento máximo é plotado em referência ao valor de  $T_n$ . Esse processo é repetido para vários valores de amortecimento relativo, até que o gráfico englobe uma quantidade de estruturas que se julgue necessário.



A partir do gráfico de deslocamentos máximos é possível se obter a velocidade e aceleração espectrais, calculadas para cada valor de  $T_n$  e  $\zeta$ , dadas pelas

$$S_v = \omega_a x_{max} \quad (53)$$

$$S_a = \omega_a^2 x_{max} \quad (54)$$

A velocidade e aceleração espectrais estão relacionadas com variáveis importantes, como a energia de deformação armazenada na estrutura e com o valor de cortante máxima na base da estrutura, respectivamente. A relação entre a velocidade espectral e a energia de deformação armazenada é dada pela relação abaixo, sendo válida para sistemas com deformações elásticas lineares:

$$E_s = \frac{mV^2}{2} = \frac{kx_{max}}{2} = \frac{k \left( \frac{S_v}{\omega_a} \right)}{2} \quad (55)$$

A aceleração espectral é relacionada com a força cortante máxima na base da estrutura pela relação simples:

$$Q_c = mS_a = \frac{m}{\omega_a^2 x_{max}} \quad (56)$$

Apesar de possuírem as mesmas unidades, a velocidade e a aceleração espectrais e a velocidade e a aceleração exatas do sistema são numericamente diferentes, as últimas sendo obtidas pelas equações (51) e (52). Por esse motivo, a energia de deformação armazenada e a força cortante máxima encontradas nas equações acima não são iguais a energia e a força encontradas utilizando os valores reais para a velocidade e aceleração para todos os períodos, mas oferecem uma boa noção para o comportamento das estruturas sob influência do sismo definido.

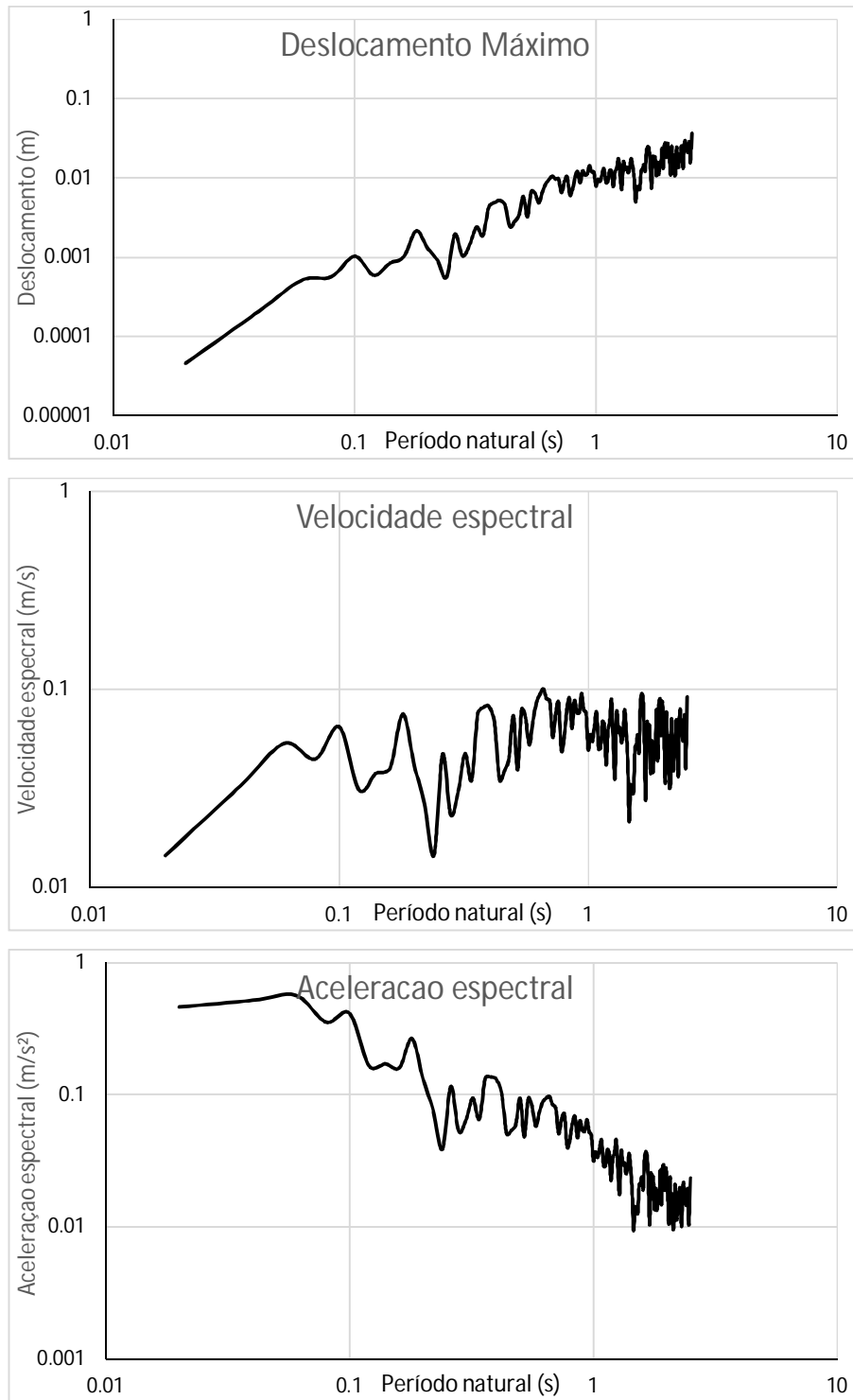


Figura 41 – Espectros de resposta de um sismo qualquer

Os diagramas de deslocamento, velocidade espectral e aceleração espectral podem ser combinados em um só, facilitando a leitura dos valores, para isso os valores obtidos por suas

respectivas equações são plotados em um gráfico combinado, exemplificado na Figura 43. Figura 42.

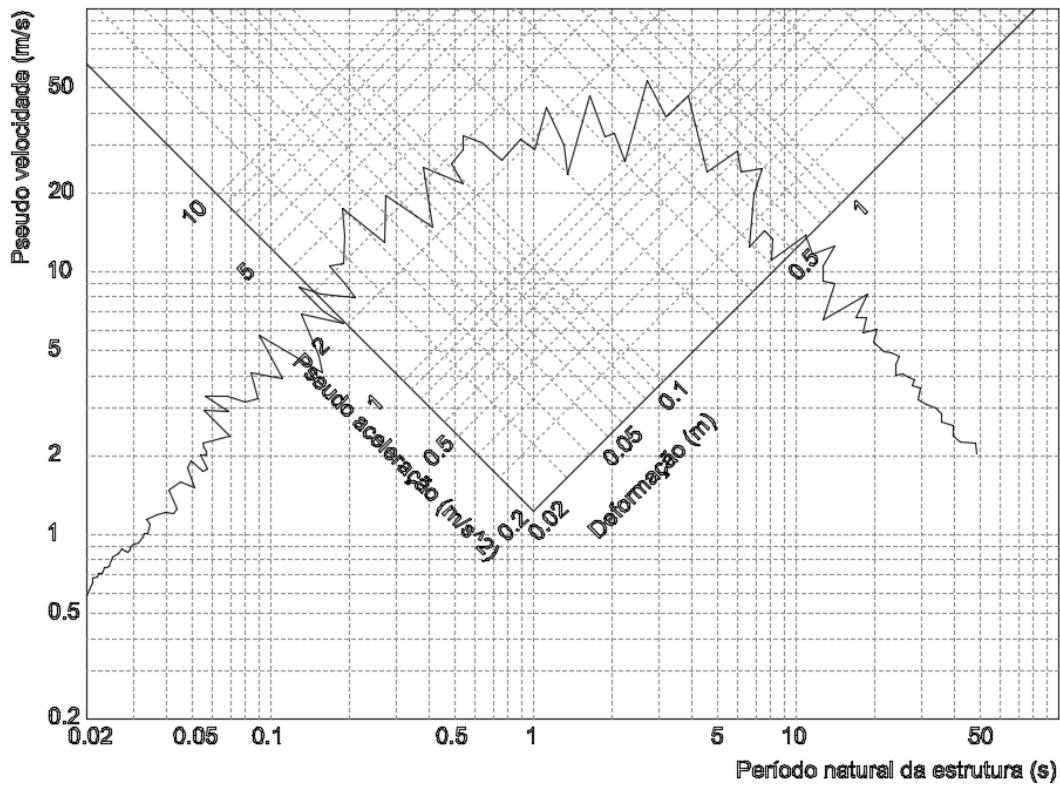


Figura 42 – Espectro de resposta condensado

O espectro de projeto, geralmente usado pelas normas e códigos, inclusive na NBR 15421, é obtido pela normalização da aceleração espectral pela aceleração real, não de um sismo histórico específico, mas de um sismo sintético, dado pela análise probabilística de terremotos na região, aplicando-se fatores de amplificação para o aumento da probabilidade de um futuro sismo não ultrapassar os valores do espectro. O espectro de projeto, ao contrário do espectro de resposta de um sismo específico, que possui uma forma completamente irregular, é composto por linhas retas, plotadas segundo o método de Newmark e Hall, visualizado na Figura 43.

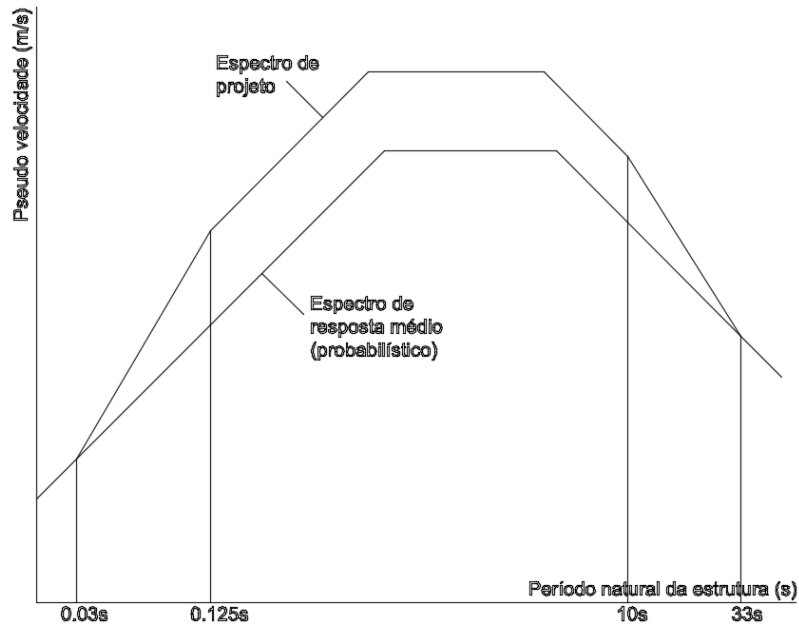


Figura 43 - Espectro de projeto de Newmark

O espectro de projeto possui a vantagem de englobar a maior parte dos futuros sismos, devido ao estudo probabilístico que deve ser realizado, mas caso não se possua um histórico de terremotos para analisar, o mesmo estudo deve ser feito com sismos de um local com condições similares.

A NBR 15421 apresenta um espectro de projeto plotado como a aceleração espectral normalizada pelo período natural da estrutura, com fatores de amplificação especificados para as zonas de intensidade sísmica da Figura 40.

### 3.5.3 ESTRUTURAS COM MÚLTIPLOS GRAUS DE LIBERDADE (MDOF)

As formulações apresentadas acima são válidas para sistemas com um grau de liberdade, não podendo ser aplicadas em um edifício, que contém vários graus de liberdade. Assim para sistemas com múltiplos graus de liberdade a equação (57) deve ser utilizada.

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -\ddot{x}_g[m]\{I\} \quad (57)$$

Onde:

$\ddot{x}_g$  = Aceleração horizontal do solo;

$[m]$  = Matriz de massa;

$[c]$  = Matriz de amortecimento;

$[k]$  = Matriz de rigidez;

$\{I\}$  = Vetor unitário.

Percebe-se que a equação (57) é equivalente a equação (48) para múltiplos graus de liberdade.

As análises de histórico de deslocamento, velocidade e aceleração no tempo para sistemas com múltiplos graus de liberdade são feitas de acordo com o método de superposição modal, caso a matriz de amortecimento seja proporcional a matriz de massa e/ou rigidez.

O método de superposição modal consiste em reescrever as equações de movimento em um sistema de coordenadas tal que essas equações se tornem desacopladas. O sistema de coordenadas físicas é representado por:

$$\{x\} = [\Phi]\{u\} \quad (58)$$

Onde:

$[\Phi]$  = Matriz modal;

$\{u\}$  = Coordenadas desacopladas.

Assim, substituindo as coordenadas físicas pelas coordenadas desacopladas, incluindo em suas derivadas ( $\{\dot{x}\}$  e  $\{\ddot{x}\}$ ) e multiplicando todos os termos pela transposta da matriz modal, efetivamente fazendo uma mudança de base das matrizes de massa, rigidez e amortecimento, para que estas possam ser corretamente utilizadas no sistema de coordenadas desacopladas. A equação (57) então se torna:

$$[\Phi]^T[m][\Phi]\{\ddot{u}\} + [\Phi]^T[c][\Phi]\{\dot{u}\} + [\Phi]^T[k][\Phi]\{u\} = -\ddot{x}_g[\Phi]^T[m]\{I\} \quad (59)$$

Ou ainda:

$$[M] = [\Phi]^T[m][\Phi]$$

$$[K] = [\Phi]^T[k][\Phi]$$

$$[C] = [\Phi]^T[c][\Phi]$$

Assim:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\ddot{x}_g[\Phi]^T[m]\{I\} \quad (60)$$

As equações acima representam um conjunto de n equações, cada uma representando um sistema com um grau de liberdade independente. Cada equação representa um grau de liberdade da estrutura como um todo, assim, uma estrutura com n graus de liberdade terá n equações. A resposta para a i-ésima equação é:

$$\ddot{u}_i + 2\zeta_i\omega_{ni}\dot{u}_i + \omega_{ni}^2u_i = \frac{-\ddot{x}_g[\Phi]^T_i[m]\{I\}}{M_i} \quad (61)$$

Substituindo  $\frac{[\Phi]^T[m]\{I\}}{M_i}$  por  $\Gamma_i$ , que representa o fator de participação de terremoto para o i-ésimo modo de vibração e utilizando a integral de Duhamel para se obter a resposta  $u_i(t)$  em coordenadas desacopladas:

$$u_i(t) = -\frac{\Gamma_i}{\omega_{ni}\sqrt{1-\zeta_i^2}} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{(-\zeta_i\omega_{ni}(t-\tau))} \text{sen}\left(\omega_{ni}\sqrt{1-\zeta_i^2}(t-\tau)\right) d\tau \quad (62)$$

O deslocamento relativo total então é obtido pela soma dos resultados referentes a análise de todos os modos de vibração necessários para se obter um resultado suficientemente preciso ( $p < n$ ), número que geralmente é dado por norma, em relação a porcentagem da massa da estrutura englobada na análise, transformando o sistema de coordenadas de volta para o anterior, que possuía significado físico:

$$\{\hat{x}(t)\} = \sum_{i=1}^p [\Phi]_i u_i(t) \quad (63)$$

$$\{\hat{x}(t)\} \approx \{x(t)\}$$

As forças elásticas impostas na estrutura pelo sismo, é obtida pelo produto do deslocamento relativo definido pela equação (62) pela matriz de rigidez [k]:

$$\{F_s(t)\} = [k]\{x(t)\} \quad (64)$$

Os esforços como momento fletor e esforço cortante podem ser obtidos com a partir da equação (63), dependendo do arranjo estrutural.

A análise dinâmica de uma estrutura geralmente é feita de forma numérica por meio de *softwares* como o SAP2000, devido ao tempo e esforço demandado para se completar todos os cálculos necessários, mas ainda assim é importante que o engenheiro saiba como os resultados são obtidos para que possa analisar criticamente os resultados obtidos pelo *software*.

#### 3.5.4 CONCLUSÕES

Sismos são problemas recorrentes no mundo, por esse motivo existe um campo na engenharia civil somente dedicado a estudá-los. A engenharia sísmica é bastante difundida no mundo, principalmente em áreas afetadas por terremotos, como a costa oeste do continente americano, Japão e sudeste asiático, porém no Brasil não possui tanta força pelo fato de que a maior parte do território brasileiro se encontra em zonas sísmicamente inativas, salvo por ocasionais tremores causados por pequenas falhas geológicas.

### 3.6 VENTO

O vento é um fenômeno meteorológico definido pela movimentação de massas de ar na atmosfera, geralmente causado pelas diferenças de pressão inerentes a diferença de temperatura de duas massas de ar distintas, o ar frio, mais denso, tende a descer, enquanto que o ar quente sobe por ser menos denso. Essas diferenças de pressão geram velocidades bastantes altas, aumentando com a altitude de acordo com a rugosidade do solo abaixo.

Esse fato torna imprescindível a consideração de forças horizontais geradas pelo vento no cálculo de estruturas altas. A NBR 6123 demonstra o processo de determinação do carregamento estático de vento em estruturas. A força do vento sobre uma superfície plana horizontal a direção do vento é dada por:

$$F = q_v A_{fa} C_a \quad (65)$$

Onde:

$A_{fa}$  = Área efetiva da fachada;

$C_a$  = Coeficiente de arrasto;

$q_v$  = Pressão dinâmica do vento.

A área efetiva pode ser considerada a área da fachada onde o vento incide perpendicularmente,  $C_a$  pode ser obtido pelo gráfico na Figura 44 e a pressão dinâmica pode ser obtida por:

$$q_v = 0.613 V_k^2 \quad (66)$$

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0 \quad (67)$$

Onde:

$S_1$  = Coeficiente relacionado à topografia;

$S_2$  = Coeficiente relacionado à altura do edifício e rugosidade do terreno;

$S_3$  = Coeficiente relacionado à importância da estrutura;

$V_0$  = Velocidade básica do vento, retirado do mapa de isopletras da Figura 45.

O coeficiente  $S_2$  varia com a altura do edifício, portanto a força imposta pelo vento pode ser considerada menor nos pavimentos inferiores e maior nos superiores.



Os efeitos dinâmicos do vento também podem ser obtidos por métodos descritos na NBR 6123, mas para estruturas excepcionais ensaios em tuneis de vento devem ser realizados para se obter o comportamento real do edifício sobre condições tão reais quanto possível.

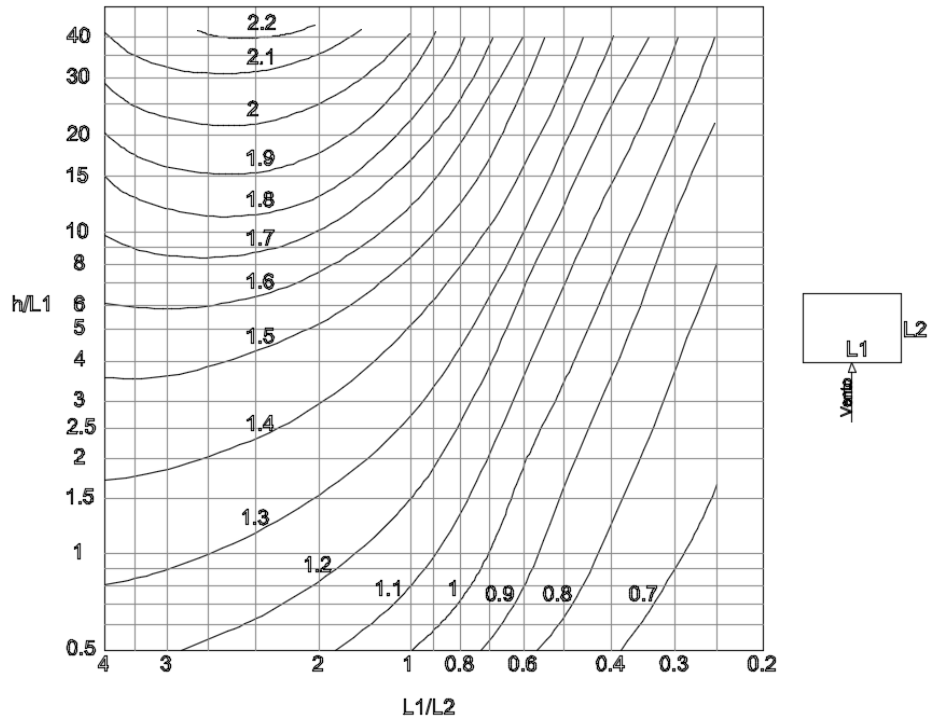


Figura 44 – Coeficiente  $C_a$

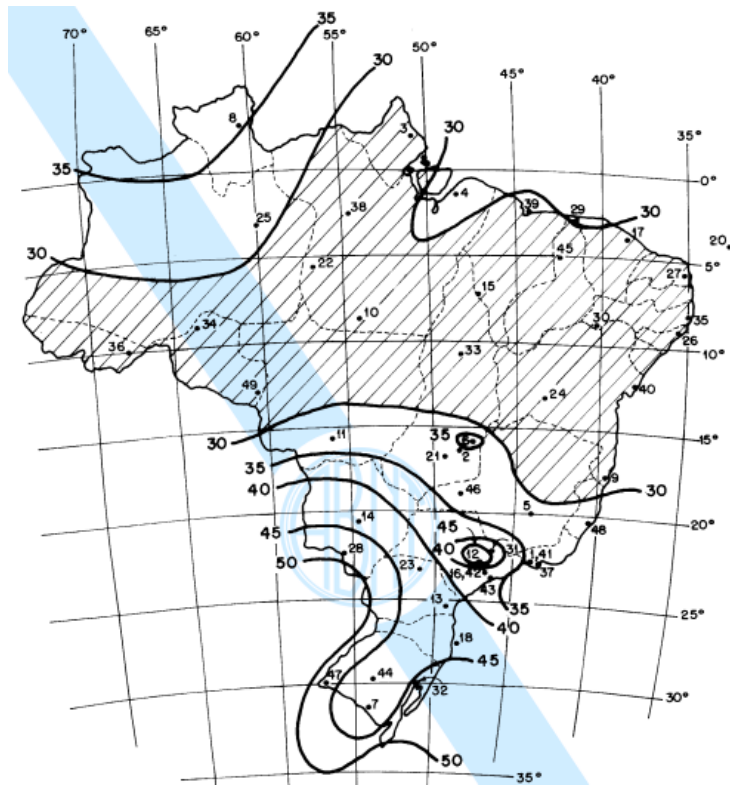


Figura 45 – Mapa de isopletas

## 4 MODELO SIMPLIFICADO

Para o início da análise dos modelos propostos, foi antes realizado uma comparação entre os resultados obtidos pelo *software* e pela análise teórica numérica e analítica. Essa comparação foi feita em uma viga engastada simples, onde a resposta dinâmica de 4 tipos de carregamentos foram analisadas, um contínuo, um triangular um senoidal e um carregamento obtido com o espectro de acelerações registradas na direção norte-sul durante o terremoto de EL CENTRO, em 1940. As respostas da viga foram obtidas com o *software* SAP2000, assim como com análises numéricas feitas em uma planilha de cálculo. A resposta sob o carregamento contínuo ainda foi obtida analiticamente com a integral de Duhamel.

O método numérico utilizado foi o mesmo descrito no livro de Clough (2003). Seu desenvolvimento pode ser visualizado nas equações abaixo:

$$X_N = A_N \text{sen}(\omega_d T_N) - B_N \text{cos}(\omega_d T_N) \quad (68)$$

$$A_N = A_{N-1} e^{-\xi \omega \Delta \tau} + \frac{\Delta \tau}{m \omega_d} y_{N-1} e^{-\xi \omega \Delta \tau} \quad (69)$$

$$B_N = B_{N-1} e^{-\xi \omega \Delta \tau} + \frac{\Delta \tau}{m \omega_d} x_{N-1} e^{-\xi \omega \Delta \tau} \quad (70)$$

$$y_N = P_N \text{cos}(\omega_d T_N) \quad (71)$$

$$X_N = P_N \text{sen}(\omega_d T_N) \quad (72)$$

Onde:

$\omega_d$  = Frequência natural amortecida;

$T_N$  = Instante em que se deseja saber o valor da função;

$\Delta \tau$  = Passo utilizado;

$\xi$  = Amortecimento relativo da estrutura;

$\omega$  = Frequência natural não amortecida.

As características da viga e dos carregamentos analisados, assim como os dados de entrada no *software* estão descritos abaixo:

Tabela 2 - Características do modelo

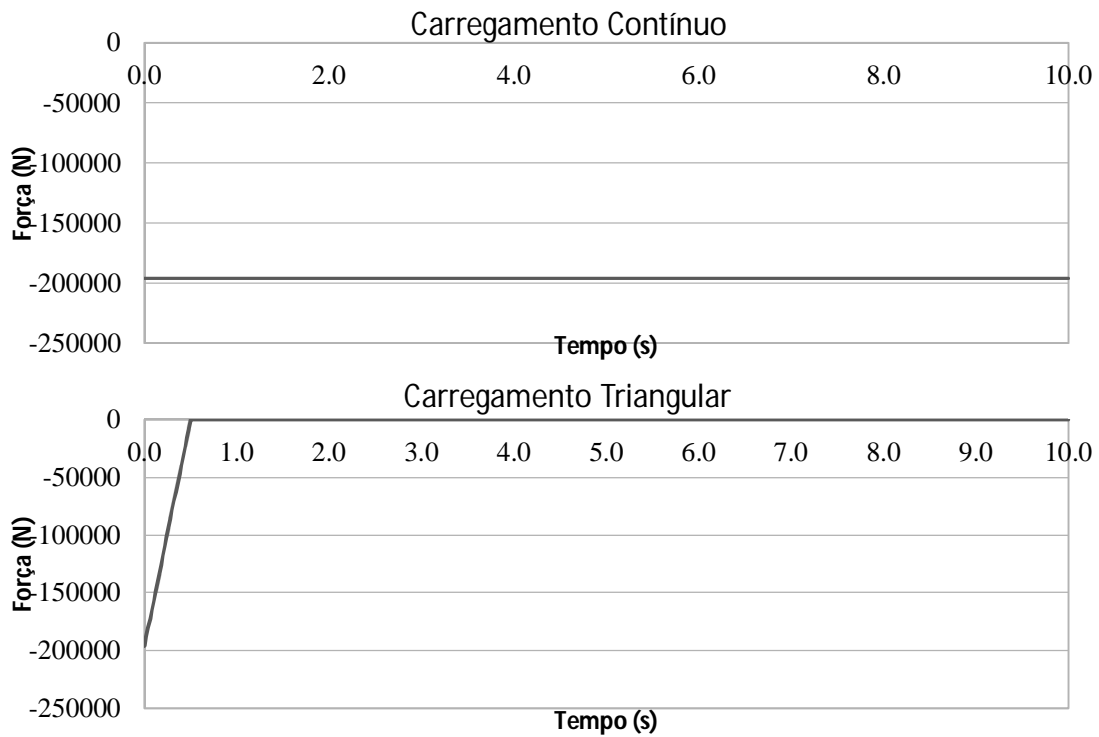
<i>Momento de inércia</i> ( $m^4$ )	<i>Módulo de elasticidade</i> (GPa)	<i>Comprimento</i> (m)	<i>Amortecimento</i>	<i>Rigidez viga engastada</i> (N/m)
0.0001	200	3	0.2	2222222.22

A representação da viga no *software* pode ser visualizada na Figura 46, abaixo:



Figura 46 - Modelo de teste

Os carregamentos aplicados na viga podem ser visualizados nos gráficos da Figura 47:



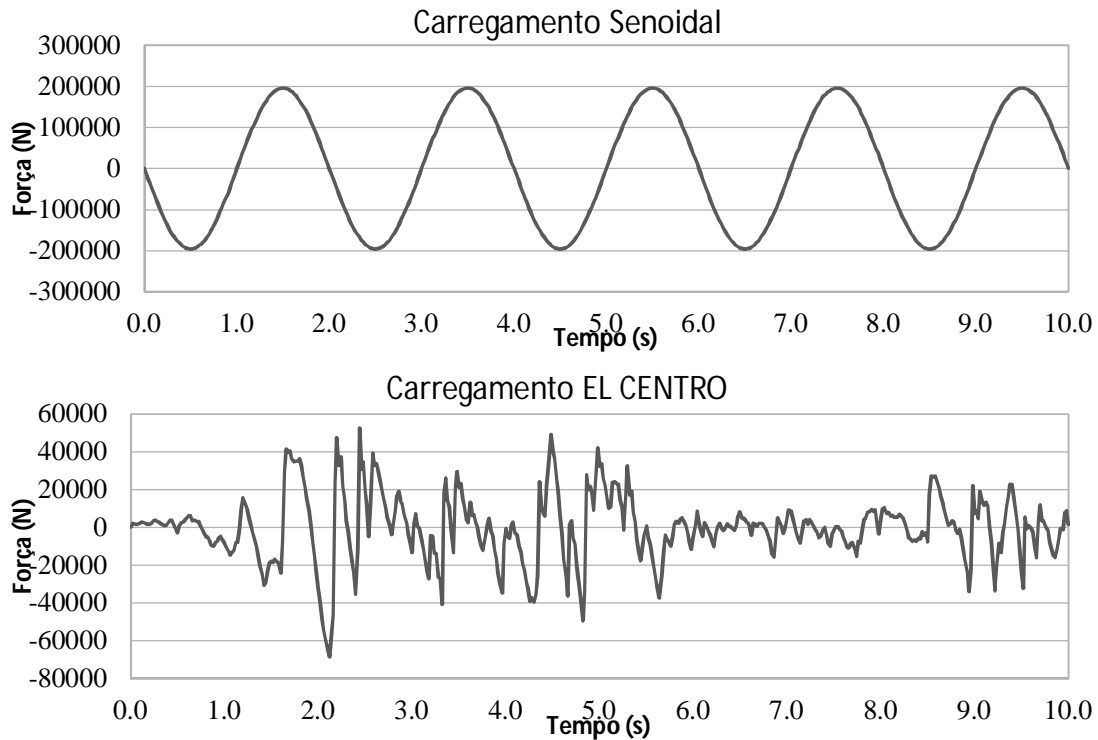


Figura 47 - Carregamentos aplicados no modelo de teste

As respostas foram obtidas para o passo de 0.02 segundos , tanto no SAP quanto na planilha de cálculo.

As frequências naturais da estrutura obtida pela planilha de cálculo e pelo *Software* foram:

Tabela 3 - Frequências naturais do modelo de teste

	<i>SAP2000</i>	<i>Teórico</i>
$\omega_n$ (Hz)	1.67764	1.67764
<b>T</b> (s)	0.59608	0.59608

Os resultados foram idênticos para a precisão usada.

Assim, pode-se comparar a resposta do deslocamento do ponto superior da viga para os carregamentos propostos.

## 4.1 RESULTADOS

### 4.1.1 CARREGAMENTO CONTÍNUO

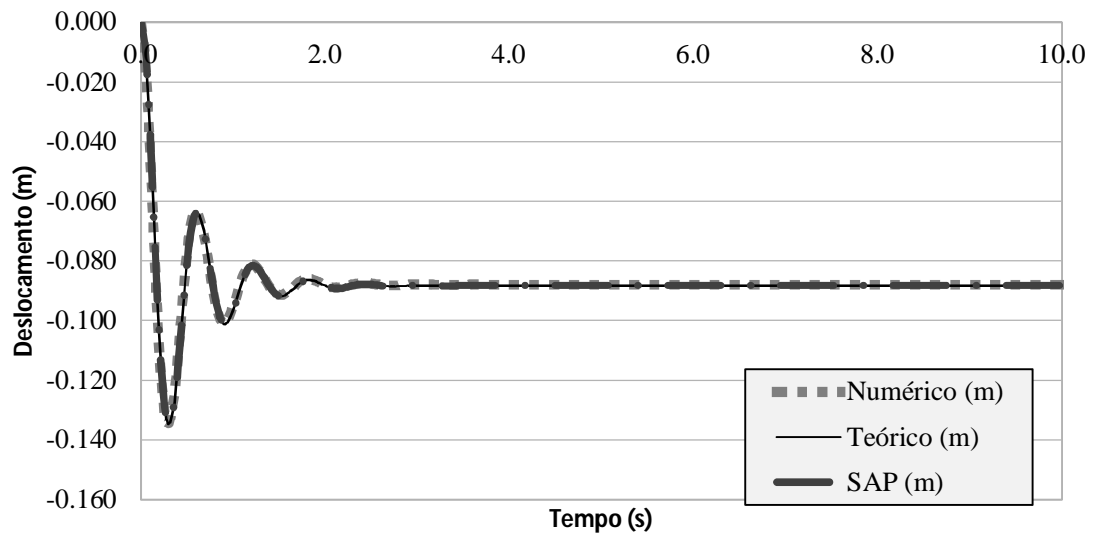


Figura 48 - Resposta do modelo teste ao carregamento contínuo

### 4.1.2 CARREGAMENTO TRIANGULAR

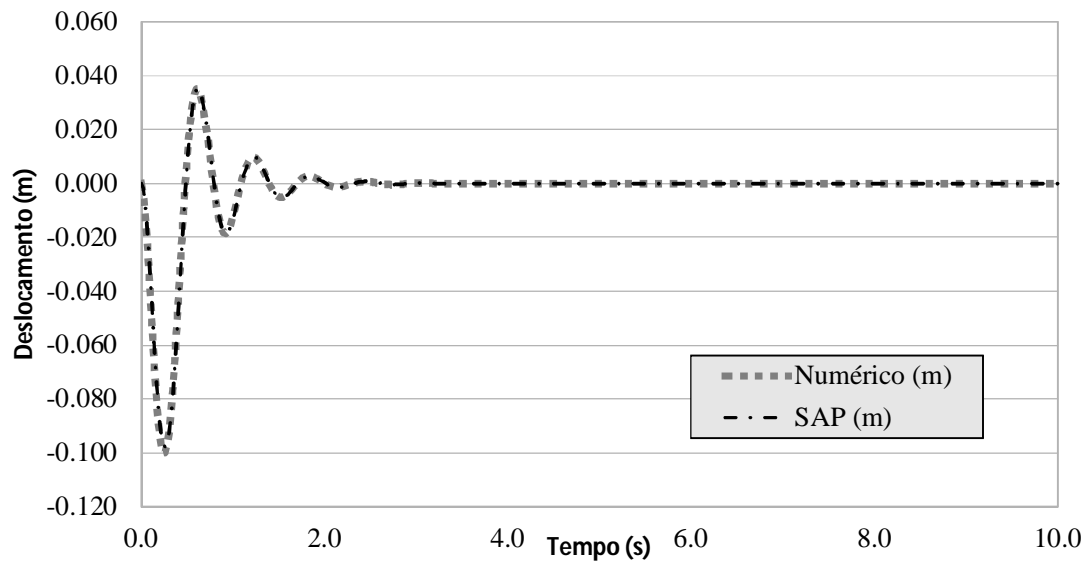


Figura 49 - Resposta do modelo teste ao carregamento triangular

### 4.1.3 CARREGAMENTO SENOIDAL

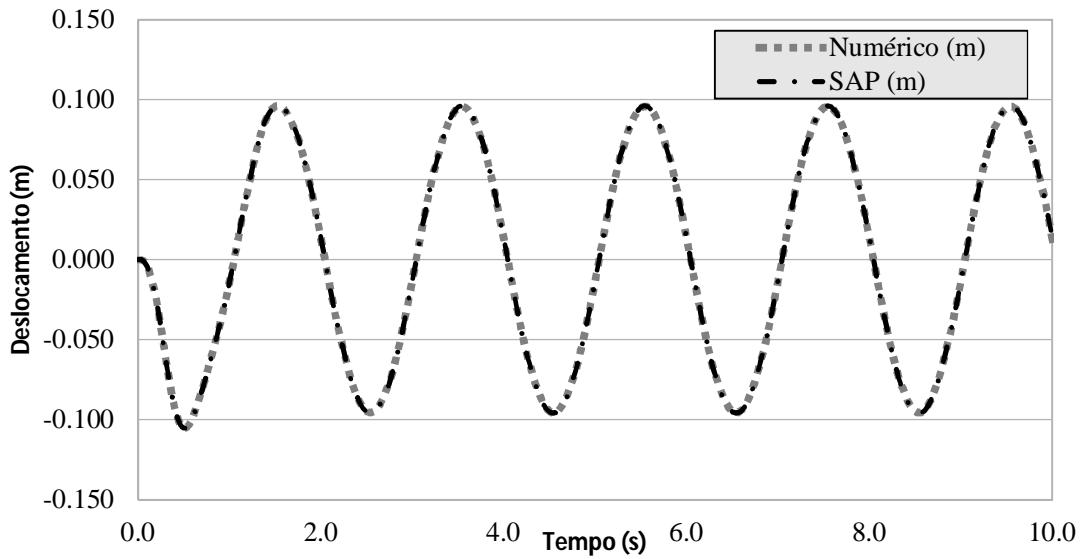


Figura 50 - Resposta do modelo teste ao carregamento senoidal

#### 4.1.4 CARREGAMENTO EL CENTRO

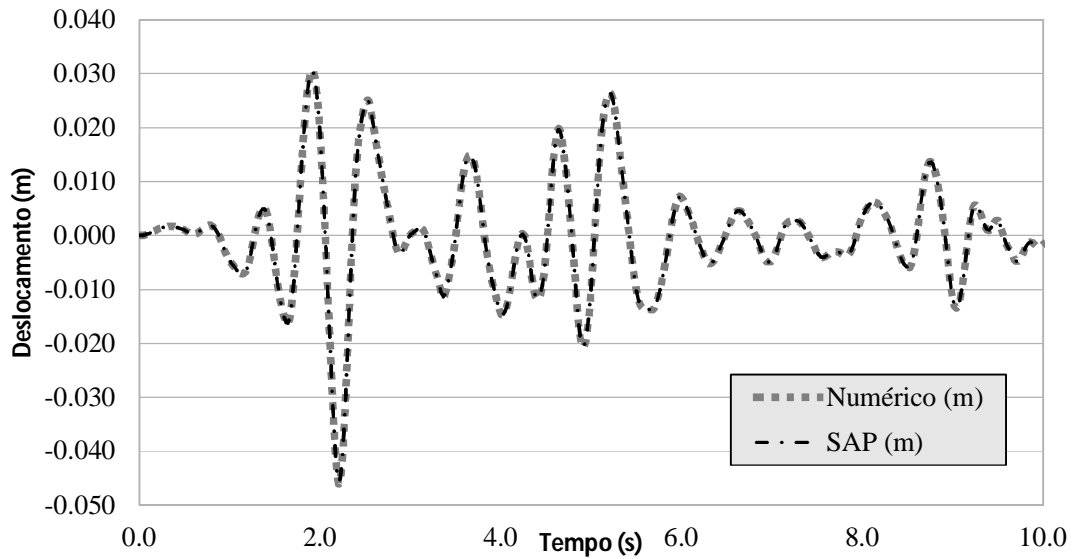


Figura 51 - Resposta do modelo teste ao carregamento EL CENTRO

Como pode-se perceber com os resultados obtidos, o *Software* obtêm a resposta da estrutura com grande precisão, quando se comparado ao resultado da equação teórica e numéricas.

## 5 ESTRUTURAS ESTUDADAS

Os modelos estudados foram baseados em um edifício padrão, com 30m de largura, 30m de comprimento e 400m de altura, divididos em 100 pavimentos com 4m de pé direito, cada. A distribuição das vigas e lajes pode ser visualizada nas figuras abaixo:

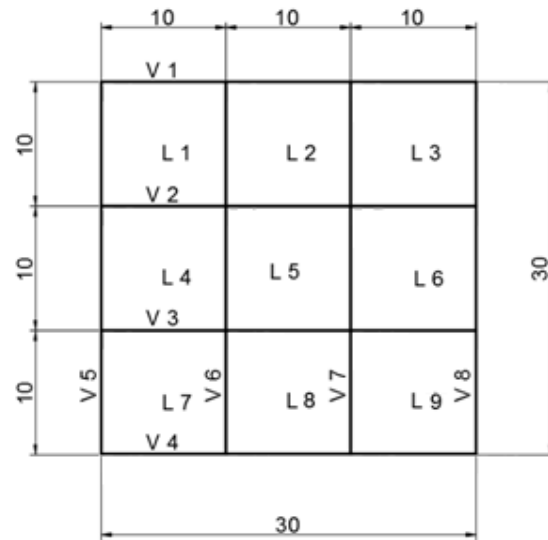


Figura 52 - Distribuição das vigas e lajes dos modelos

A distribuição dos pilares foi feita de acordo com o tipo de estrutura utilizada. As diferentes distribuições podem ser visualizadas nas figuras abaixo:

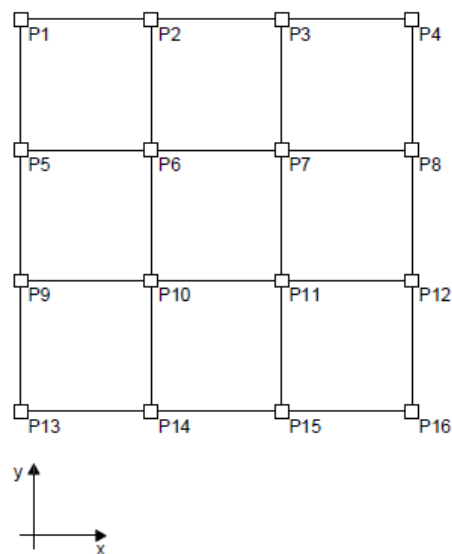


Figura 53 – Distribuição dos pilares para os modelos 1.1, 1.2, 2.1, 3.1 e 3.2



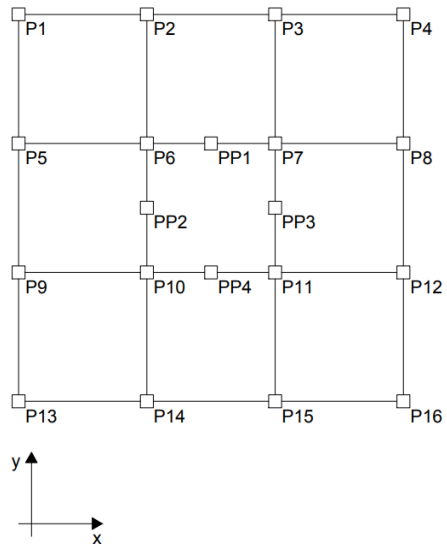


Figura 54 – Distribuição dos pilares para o modelo 2.2

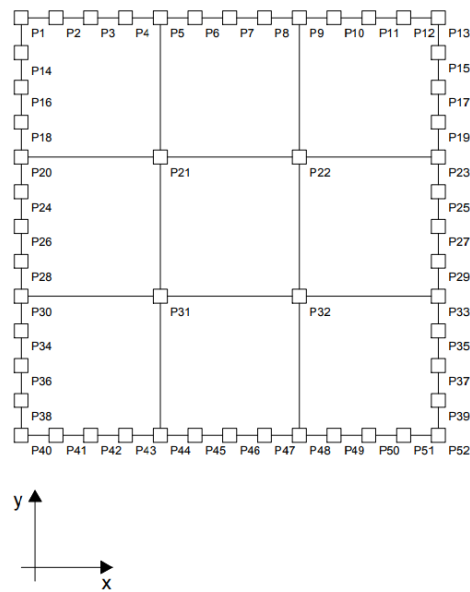


Figura 55 – Distribuição dos pilares para o modelo 4.1

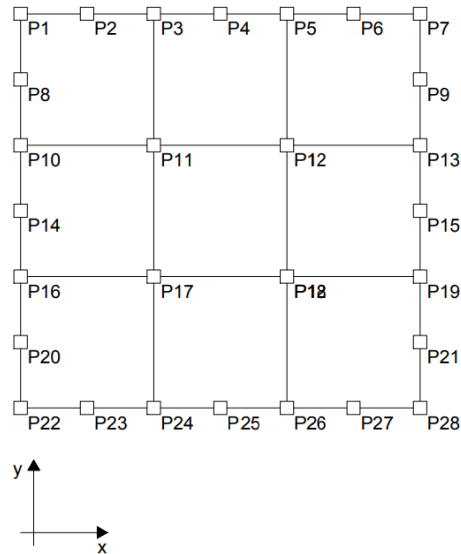


Figura 56– Distribuição dos pilares para o modelo 4.2

As lajes foram modeladas com 25cm de espessura, os pilares parede do modelo 2.2 com 30cm e os componentes metálicos foram detalhados mais adiante no capítulo 5.

O amortecimento dos modelos foi fixado em 20%, considerando assumindo uma dissipação de energia relativamente alta nas conexões metálicas.

Os materiais usados na modelagem dos edifícios foram concreto de 30MPa para as lajes e RCSW's e aço com  $f_y = 345\text{MPa}$  para os elementos metálicos. Os valores significativos estão representados na Tabela 4 abaixo:

Tabela 4 - Propriedades dos materiais dos modelos

<i>Material</i>	<i>F<sub>y</sub> (MPa)</i>	<i>E (GPa)</i>	<i>Massa específica (kN/m<sup>3</sup>)</i>
Concreto C30	30.000	26.071	25.000
Aço 345	345.000	200.000	77.000

Os elementos utilizados na construção dos modelos foram os elementos *frame*, para vigas, colunas e contraventamentos e elementos de *shell* para as lajes e *Shear walls*. Os graus de liberdade dos elementos *frame* são 6, momentos fletores biaxiais, torção, deformação axial e deformações por cortante biaxiais. Os graus de liberdade dos elementos *shell* também são 6, momentos fletores biaxiais, torção, deformação axial e deformações por cortante biaxiais, combinando comportamentos de elementos de placa e membrana. Assim os elementos podem ser conectados diretamente, mas a flexibilidade do sistema varia de acordo com o grau de discretização da malha.

Os modelos submetidos a um carregamento de vento padronizado, definido como 174.6kN por pavimento, ao longo de toda sua fachada. Esse carregamento foi obtido de acordo com o método descrito no capítulo 3.6. Os pilares foram então dimensionados para que trabalhassem no regime elástico sob os esforços proporcionados pelo peso próprio e vento, sendo os esforços majorados por 1.5 e a resistência do aço minorada por 1.1. O carregamento de vento aplicado pode ser visto na Figura 57 abaixo.

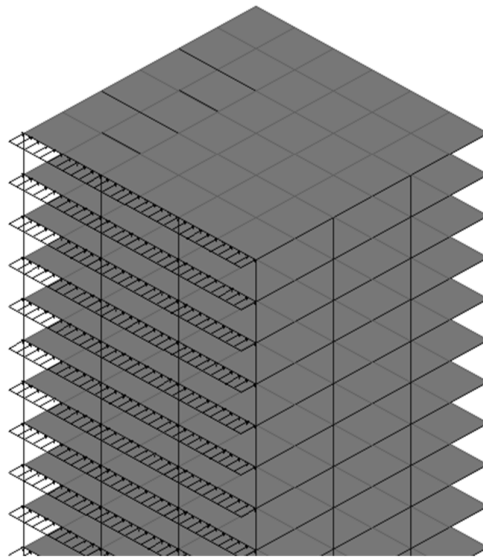


Figura 57 - Carregamento de vento nos modelos

Além do carregamento de vento, os modelos foram também submetidos a um sismo padronizado, sendo este o espectro de acelerações N-S do terremoto de EL CENTRO de 1940 (Figura 58).

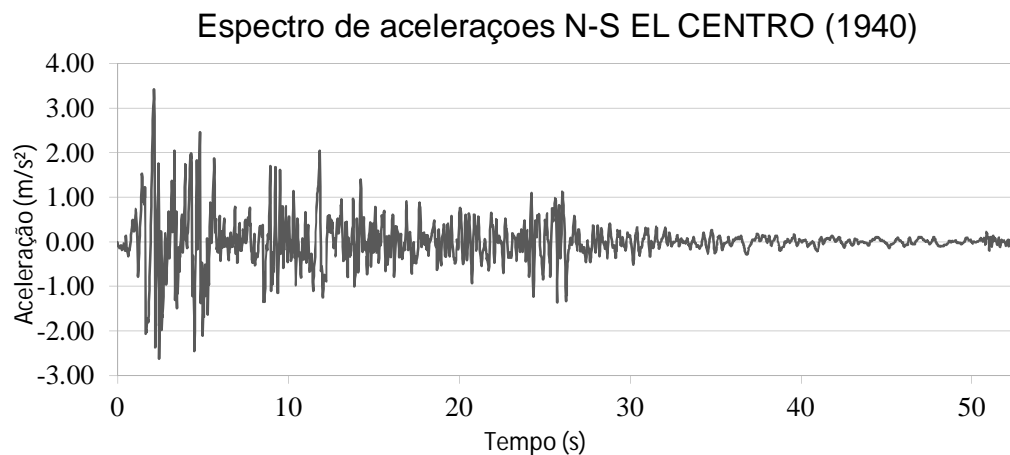


Figura 58 - Sismo EL CENTRO

### 5.1.1 MODELO 0

O modelo 0 foi feito como modelo de teste, sem nenhuma estrutura específica para resistir a cargas horizontais .

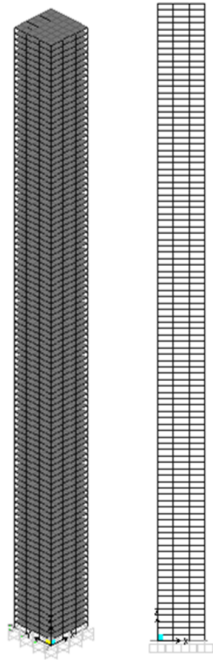


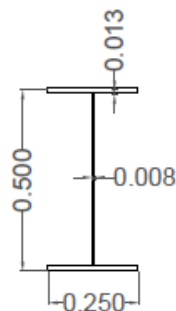
Figura 59 - Modelo 0

Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 5 abaixo:

Tabela 5 – Seções dos elementos estruturais modelo 0

Colunas Centrais (m)	
Colunas periféricas (m)	

Vigas (m)



Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 6 - Modos de vibração modelo 0

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	29.230544	0.034211	0.21495
2	29.230544	0.034211	0.21495
3	12.836293	0.077904	0.48949
4	9.037907	0.11065	0.6952
5	9.037907	0.11065	0.6952
6	4.775688	0.20939	1.3157
7	4.775688	0.20939	1.3157
8	4.362596	0.22922	1.4402
9	3.005708	0.3327	2.0904
10	3.005708	0.3327	2.0904
11	2.678294	0.37337	2.346
12	2.048686	0.48812	3.0669

*Tabela 7 - Esforços nas fundações modelo 0*

<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>
P1	36789.051	62578.202	38211.341
P2	49588.096	109823.15	49805.004
P3	49588.096	115851.125	49742.558
P4	36789.051	104847.867	37657.243
P5	49588.096	87195.953	51319.888
P6	78538.178	174211.017	78844.561
P7	78538.178	183214.384	78763.268
P8	49588.096	138478.247	50625.9
P9	49588.096	87195.953	51320.906
P10	78538.178	174211.017	78839.697
P11	78538.178	183214.384	78762.44
P12	49588.096	138478.247	50625.649
P13	36789.051	62578.202	38216.213
P14	49588.096	109823.15	49791.038
P15	49588.096	115851.125	49740.292
P16	36789.051	104847.867	37656.042
Total	858013.684	1952399.89	869922.04

*Tabela 8 - Deslocamentos máximos de topo modelo 0*

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	5.687
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.382

## 5.1.2 MODELO 1.1

O modelo 1.1 foi construído com contraventamentos em X.

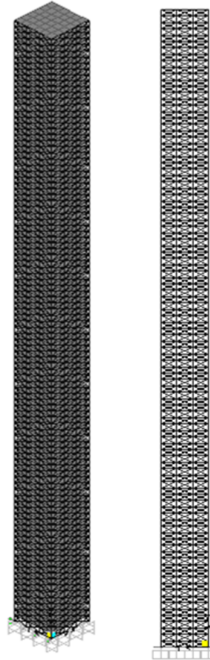
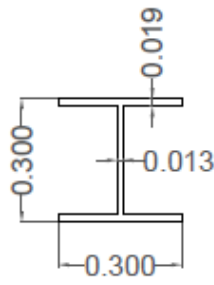
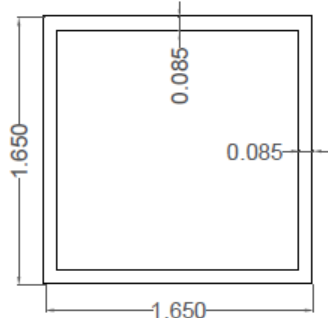


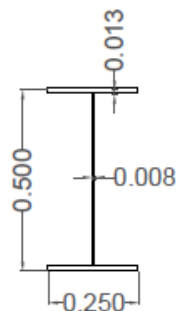
Figura 60 - Modelo 1.1

Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 9 abaixo:

Tabela 9 – Seções dos elementos estruturais modelo 1.1

Contraventamentos (m)	
Colunas (m)	

Vigas (m)



Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 10 - Modos de vibração modelo 1.1

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	11.65918	0.085769	0.5389
2	3.116493	0.32087	2.0161
3	1.542602	0.64826	4.0731
4	1.037203	0.96413	6.0578
5	0.772979	1.2937	8.1285
6	0.61418	1.6282	10.23
7	0.596552	1.6763	10.533
8	0.505522	1.9782	12.429
9	0.427444	2.3395	14.699
10	0.367821	2.7187	17.082
11	0.324712	3.0797	19.35
12	0.31328	3.192	20.056



*Tabela 11 - Esforços nas fundações modelo 1.1*

<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>
P1	50349.751	83285.558	61150.176
P2	53202.108	113068.183	55565.449
P3	53202.108	129056.691	55345.299
P4	50349.751	145855.02	60178.191
P5	51265.099	95199.892	57637.918
P6	63307.985	139228.97	64973.761
P7	63307.985	148885.266	64713.944
P8	51265.099	138107.03	56945.537
P9	51265.099	95199.892	57637.918
P10	63307.985	139228.97	64973.761
P11	63307.985	148885.266	64713.944
P12	51265.099	138107.03	56945.537
P13	50349.751	83285.558	61150.177
P14	53202.108	113068.183	55565.448
P15	53202.108	129056.691	55345.299
P16	50349.751	145855.02	60178.191
<b>Total</b>	<b>872499.772</b>	<b>1985373.22</b>	<b>953020.55</b>

*Tabela 12 - Deslocamentos máximos de topo modelo 1.1*

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	0.9933
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.3288

### 5.1.3 MODELO 1.2

O modelo 1.2 foi construído com contraventamentos em K.

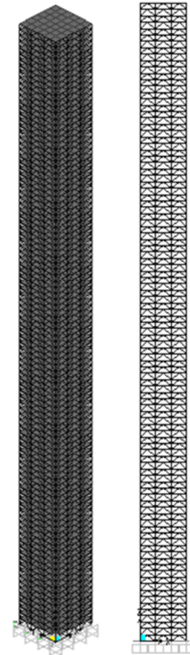
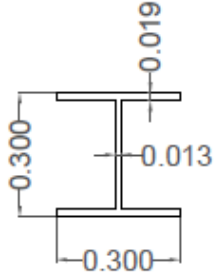
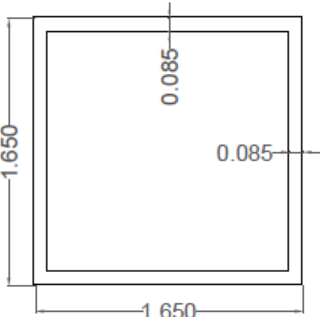


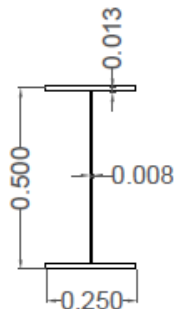
Figura 61 - Modelo 1.2

Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 13 abaixo:

Tabela 13 - Seções dos elementos estruturais modelo 1.2

Contraventamentos (m)	
Colunas (m)	

Vigas (m)



Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 14 - Modos de vibração modelo 1.2

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	11.376172	0.087903	0.55231
2	3.024324	0.33065	2.0776
3	1.491879	0.6703	4.2116
4	1.002076	0.99793	6.2702
5	0.746692	1.3392	8.4147
6	0.593433	1.6851	10.588
7	0.588408	1.6995	10.678
8	0.488668	2.0464	12.858
9	0.41343	2.4188	15.198
10	0.355971	2.8092	17.651
11	0.313249	3.1924	20.058
12	0.300934	3.323	20.879

*Tabela 15 - Esforços nas fundações modelo 1.2*

<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>
P1	50210.173	82947.423	61441.896
P2	53290.149	113308.096	55672.215
P3	53290.149	129216.993	55409.068
P4	50210.173	145556.198	60678.3
P5	50491.761	93306.766	57198.934
P6	61171.96	134389.735	62935.427
P7	61171.96	144001.321	62593.407
P8	50491.761	136479.889	56161.985
P9	50491.761	93306.766	57198.935
P10	61171.96	134389.735	62935.427
P11	61171.96	144001.321	62593.406
P12	50491.761	136479.889	56161.985
P13	50210.173	82947.423	61441.896
P14	53290.149	113308.096	55672.215
P15	53290.149	129216.993	55409.068
P16	50210.173	145556.198	60678.3
Total	860656.172	1958412.842	944182.464

*Tabela 16 - Deslocamentos máximos de topo modelo 1.2*

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	0.968
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.3408

#### 5.1.4 MODELO 2.1

O modelo 2.1 foi construído com SPSW's. Para que as placas metálicas suportassem apenas cargas horizontais, elas foram desconectadas em suas junções com as vigas superiores e inferiores, como mostra o detalhe na Figura 63. As chapas utilizadas para a construção dos *Shear walls* possuem a espessura de 2cm.

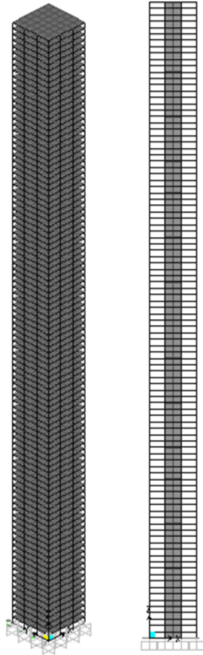


Figura 62 – Modelo 2.1

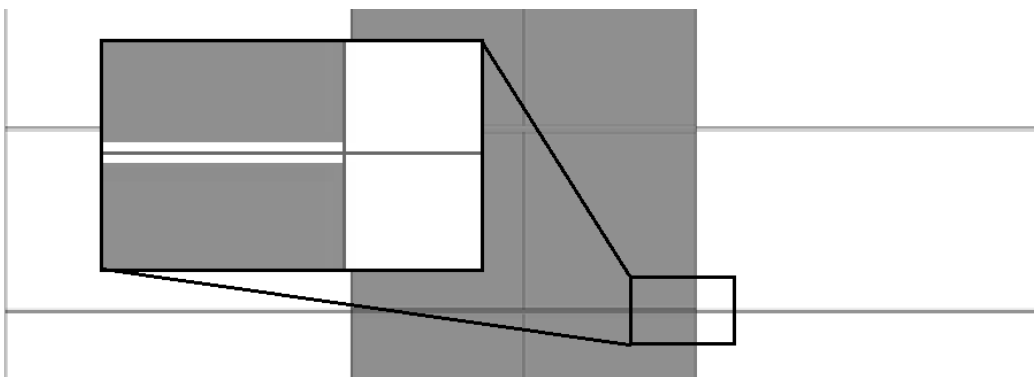


Figura 63 - Detalhe dos painéis metálicos

Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 17 abaixo:

Tabela 17 - Seções dos elementos estruturais modelo 2.1

Colunas Centrais (m)	
Colunas periféricas (m)	
Vigas (m)	

Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 18 - Modos de vibração modelo 2.1

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	19.197885	0.052089	0.32729
2	19.197885	0.052089	0.32729
3	9.393761	0.10645	0.66887
4	4.942252	0.20234	1.2713
5	4.942252	0.20234	1.2713
6	3.161336	0.31632	1.9875

7	2.251578	0.44413	2.7906
8	2.251578	0.44413	2.7906
9	1.916782	0.52171	3.278
10	1.372113	0.7288	4.5792
11	1.361227	0.73463	4.6158
12	1.361227	0.73463	4.6158

*Tabela 19 - esfoços nas fundações modelo 2.1*

<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>
P1	36788.628	72347.463	37826.075
P2	49582.689	106814.021	50162.727
P3	49582.689	118835.508	50389.366
P4	36788.628	95076.646	38414.367
P5	49582.689	93899.057	51408.133
P6	84557.923	121927.326	99361.95
P7	84557.923	262894.104	94767.125
P8	49582.689	131750.401	52154.056
P9	49582.689	93899.057	51408.133
P10	84557.923	121927.326	99361.949
P11	84557.923	262894.104	94767.125
P12	49582.689	131750.401	52154.056
P13	36788.628	72347.463	37826.075
P14	49582.689	106814.021	50162.727
P15	49582.689	118835.508	50389.366
P16	36788.628	95076.646	38414.367
Total	882047.716	2007089.052	948967.597

*Tabela 20 - Deslocamentos máximos de topo modelo 2.1*

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	2.6249
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.371

### 5.1.5 MODELO 2.2

O modelo 2.2 foi construído com RCSW's.

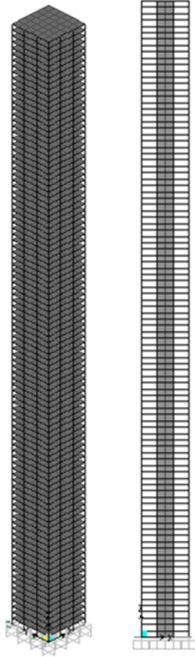


Figura 64 - modelo 2.2

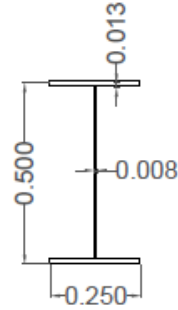
Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 21 abaixo:

Tabela 21 - Seções dos elementos estruturais modelo 2.2

Colunas Centrais (m)	
Colunas periféricas (m)	



Vigas (m)



Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 22 - Modos de vibração modelo 2.2

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	18.981143	0.052684	0.33102
2	18.981143	0.052684	0.33102
3	5.146527	0.19431	1.2209
4	4.509743	0.22174	1.3932
5	4.509743	0.22174	1.3932
6	1.876222	0.53299	3.3489
7	1.876222	0.53299	3.3489
8	1.719563	0.58154	3.6539
9	1.038877	0.96258	6.0481
10	1.038877	0.96258	6.0481
11	1.034509	0.96664	6.0736
12	0.739565	1.3521	8.4958

Tabela 23 - esforços nas fundações modelo 2.2

<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>
P1	36727.002	73236.516	37759.347
P2	48394.314	104436.442	48991.724
P3	48394.314	115804.503	49245.932
P4	36727.002	93907.039	38402.492
P5	48394.314	92544.369	50216.096
P6	87585.21	125879.979	109990.858
P7	87585.21	272716.992	103077.048
P8	48394.314	127696.506	51083.563
P9	48394.314	92544.369	50216.095
P10	87585.21	125879.979	109990.866
P11	87585.21	272716.992	103077.043
P12	48394.314	127696.506	51083.563
P13	36727.002	73236.516	37759.345
P14	48394.314	104436.442	48991.725
P15	48394.314	115804.502	49245.932
P16	36727.002	93907.039	38402.492
PP1	21739.381	49470.689	21739.382
PP2	21739.381	31004.286	27224.495
PP3	21739.381	67929.74	25559.762
PP4	21739.381	49470.689	21739.382
<b>Total</b>	<b>971360.884</b>	<b>2210320.095</b>	<b>1073797.142</b>

Tabela 24 - Deslocamentos máximos de topo modelo 2.2

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	2.3713
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.3783

### 5.1.6 MODELO 3.1

O modelo 3.1 foi construído com 2 *Outriggers*. o primeiro a 128 e o segundo a 280m de altura.

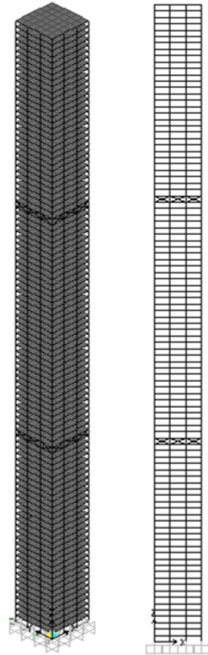


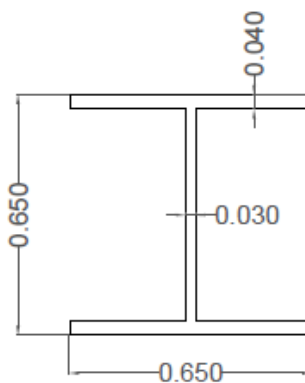
Figura 65 - Modelo 3.1

Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 25 abaixo:

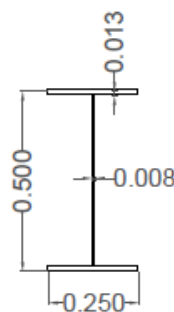
Tabela 25 - Seções dos elementos estruturais modelo 3.1

Colunas Centrais (m)	
Colunas periféricas (m)	

Contraventamentos e  
Outriggers (m)



Vigas (m)



Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 26 - Modos de vibração modelo 3.1

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	15.486737	0.064571	0.40571
2	15.480697	0.064597	0.40587
3	7.96852	0.12549	0.7885
4	4.27955	0.23367	1.4682
5	4.276758	0.23382	1.4691
6	2.677259	0.37352	2.3469
7	2.177704	0.4592	2.8852
8	2.175777	0.45961	2.8878
9	1.630471	0.61332	3.8536
10	1.173498	0.85215	5.3542
11	1.171833	0.85336	5.3618
12	1.140383	0.8769	5.5097

*Tabela 27 - Esforços nas fundações modelo 3.1*

<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>
P1	44112.598	84458.259	46670.182
P2	52273.377	112350.471	53330.088
P3	52273.377	125544.013	53672.36
P4	44112.598	116296.75	47483.459
P5	52266.306	98815.943	55493.308
P6	77883.812	122417.36	95765.713
P7	77883.812	232031.28	91238.447
P8	52266.306	139046.272	56532.959
P9	52256.983	98793.566	55484.179
P10	78229.265	123040.277	96156.096
P11	78229.265	232980.52	91618.941
P12	52256.983	139026.219	56523.941
P13	44094.334	84415.177	46652.153
P14	52249.74	112295.872	53306.558
P15	52249.74	125491.041	53648.841
P16	44094.334	116256.713	47465.514
Total	906732.83	2063259.733	1001042.739

*Tabela 28 - Deslocamentos máximos de topo modelo 3.1*

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	1.6668
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.3426

### 5.1.7 MODELO 3.2

O modelo 3.2 foi construído com 4 *Outriggers*, a 76, 148, 228 e 324m de altura

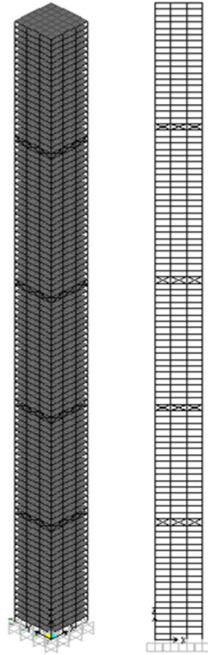


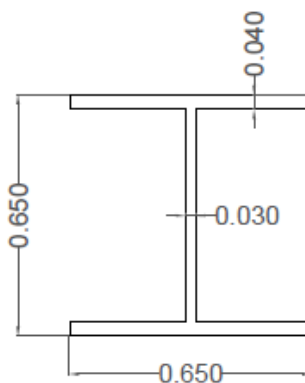
Figura 66 - Modelo 3.2

Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 29 abaixo:

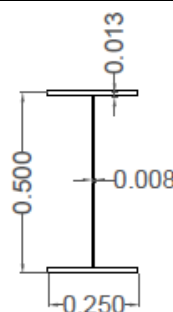
Tabela 29 - Seções dos elementos estruturais modelo 3.2

Colunas Centrais (m)	
Colunas periféricas (m)	

Contraventamentos e  
Outriggers (m)



Vigas (m)



Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 30 - Modos de vibração modelo 3.2

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	13.749991	0.072727	0.45696
2	13.7444	0.072757	0.45715
3	7.558881	0.13229	0.83123
4	3.822618	0.2616	1.6437
5	3.819763	0.2618	1.6449
6	2.574122	0.38848	2.4409
7	1.84949	0.54069	3.3973
8	1.847603	0.54124	3.4007
9	1.547324	0.64628	4.0607
10	1.182166	0.8459	5.315
11	1.180565	0.84705	5.3222
12	1.104064	0.90574	5.691

*Tabela 31 - Esforços nas fundações modelo 3.2*

<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>
P1	46773.076	88201.376	50679.939
P2	52935.888	113421.88	54427.859
P3	52935.888	127487.688	54686.389
P4	46773.076	124661.316	51294.185
P5	52929.851	98856.042	57505.008
P6	75045.983	127052.85	92198.026
P7	75045.983	214480.994	89621.266
P8	52929.851	142025.933	58302.349
P9	52920.532	98833.759	57495.947
P10	75383.169	127698.698	92575.7
P11	75383.169	215369.68	89995.611
P12	52920.532	142005.804	58293.352
P13	46755.853	88160.665	50663.025
P14	52914.29	113372.19	54406.331
P15	52914.29	127439.085	54664.867
P16	46755.853	124623.646	51277.331
Total	911317.284	2073691.606	1018087.185

*Tabela 32 - Deslocamentos máximos de topo modelo 3.2*

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	1.318
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.3251



## 5.1.8 MODELO 4.1

O modelo 4.1 foi construído com um sistema tubular sem contraventamentos.

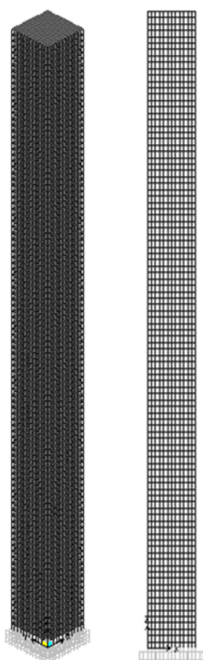
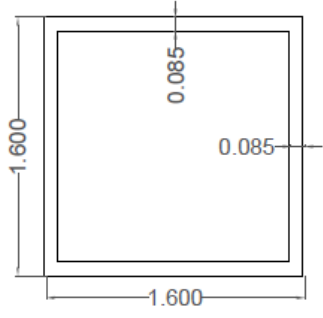
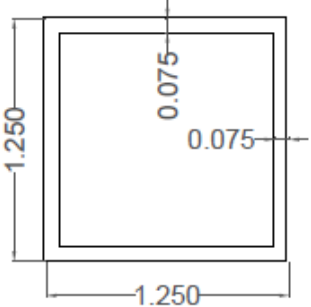


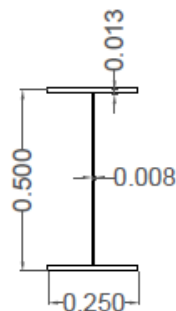
Figura 67 - Modelo 4.1

Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 33 abaixo:

Tabela 33 - Seções dos elementos estruturais modelo 4.1

Colunas Centrais (m)	
Colunas periféricas (m)	

Vigas (m)



Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 34 - Modos de vibração modelo 4.1

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	17.348861	0.057641	0.36217
2	17.348861	0.057641	0.36217
3	9.615727	0.104	0.65343
4	5.514769	0.18133	1.1393
5	5.514769	0.18133	1.1393
6	3.179567	0.31451	1.9761
7	3.033441	0.32966	2.0713
8	3.033441	0.32966	2.0713
9	2.04664	0.48861	3.07
10	2.04664	0.48861	3.07
11	1.877923	0.5325	3.3458
12	1.494194	0.66926	4.2051

Tabela 35 - Esforços nas fundações modelo 4.1

<i>Pilar</i> <i>r</i>	<i>Peso</i> <i>Próprio</i> <i>(kN)</i>	<i>Vento</i> <i>(kN)</i>	<i>Sismo</i> <i>(kN)</i>	<i>Pilar</i>	<i>Peso Próprio</i> <i>(kN)</i>	<i>Vento (kN)</i>	<i>Sismo (kN)</i>
P1	17859.079	26641.562	20863.912	P27	20675.551	51301.99	21643.893
P2	18387.368	36457.861	19272.09	P28	20626.575	42528.033	21360.034
P3	19259.424	40644.945	19762.858	P29	20626.575	51342.988	21621.764
P4	19958.703	43339.033	20280.842	P30	20714.998	42225.193	21547.124
P5	20717.562	45873.99	20915.342	P31	55227.489	126459.15	55443.772
P6	20628.905	46326.421	20726.608	P32	55227.489	124879.887	55546.513
P7	20677.453	47051.333	20677.466	P33	20714.998	52048.232	21797.175
P8	20628.905	47555.303	20784.658	P34	19956.255	40122.824	20815.801
P9	20717.562	48411.211	21041.679	P35	19956.255	50697.588	21122.53
P10	19958.703	47492.621	20488.022	P36	19257.249	37406.118	20310.057
P11	19259.424	47004.316	20066.046	P37	19257.249	50233.132	20614.478
P12	18387.368	47222.747	19647.396	P38	18385.437	32748.857	20035.598
P13	17859.079	54634.39	20757.2	P39	18385.437	50922.735	20276.715
P14	18387.213	32752.833	20037.36	P40	17857.216	26637.351	20862.057
P15	18387.213	50926.84	20278.465	P41	18385.282	36453.075	19270.012
P16	19259.058	37410.25	20311.846	P42	19256.882	40639.123	19760.323
P17	19259.058	50237.234	20616.261	P43	19955.62	43331.965	20277.751
P18	19958.069	40127.032	20817.588	P44	20714.009	45865.845	20911.788
P19	19958.069	50701.635	21124.313	P45	20625.152	46317.852	20722.862
P20	20716.573	42228.909	21548.663	P46	20673.648	47042.674	20673.66
P21	54959.973	125851.37	55175.838	P47	20625.152	47546.795	20780.909
P22	54959.973	124270.21	55278.83	P48	20714.009	48403.188	21038.126
P23	20716.573	52051.682	21798.719	P49	19955.62	47485.657	20484.93
P24	20627.483	42530.173	21360.924	P50	19256.882	46998.57	20063.484
P25	20627.483	51344.981	21622.656	P51	18385.282	47218.037	19645.264
P26	20675.551	42791.921	21381.153	P52	17857.216	54630.124	20755.343
				Total	1166065.351	2653367.787	1214018.698

*Tabela 36 - Deslocamentos máximos de topo modelo 4.1*

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	1.4868
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.3189

### 5.1.9 MODELO 4.2

O modelo 4.2 foi construído com um sistema tubular contraventado.

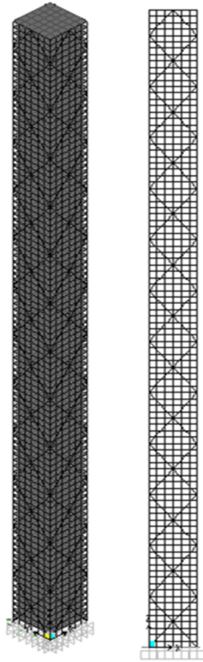


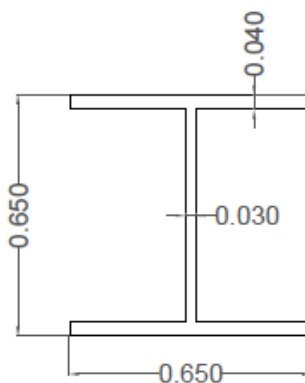
Figura 68 - Modelo 4.2

Os perfis utilizados para vigas e colunas estão listados na Tabela 37 abaixo:

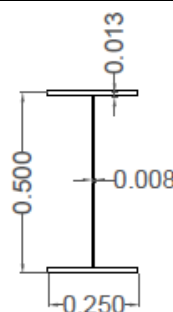
Tabela 37 - Seções dos elementos estruturais modelo 4.2

Colunas Centrais (m)	
Colunas periféricas (m)	

Contraventamentos e  
Outriggers (m)



Vigas (m)



Os resultados obtidos pelo *Software* podem ser vistos nas tabelas abaixo, onde estão expressos os 12 primeiros modos de vibração, carregamentos nas fundações devido ao peso próprio, ao carregamento padronizado de vento e ao sismo definido.

Tabela 38 - Modos de vibração modelo 4.2

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência (rad/s)</b>
1	9.65183	0.10361	0.65098
2	2.602846	0.38419	2.414
3	1.294207	0.77267	4.8549
4	0.873894	1.1443	7.1899
5	0.653428	1.5304	9.6157
6	0.521086	1.9191	12.058
7	0.513714	1.9466	12.231
8	0.43061	2.3223	14.591
9	0.3658	2.7337	17.177
10	0.316365	3.1609	19.861
11	0.283335	3.5294	22.176
12	0.274757	3.6396	22.868

Tabela 39 - Esforços nas fundações Modelo 4.2

<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>	<b>Pilar</b>	<b>Peso Próprio (kN)</b>	<b>Vento (kN)</b>	<b>Sismo (kN)</b>
P1	36767.795	64301.597	46277.869	P15	33507.404	87094.608	37357.353
P2	34022.291	67686.285	38393.043	P16	33613.459	65186.17	39378.768
P3	34943.387	75157.935	36985.142	P17	48109.106	107110.93	49535.837
P4	34913.344	79445.188	34913.344	P18	48109.106	111832.144	49143.059
P5	34943.387	83870.42	36449.113	P19	33613.459	87787.456	37603.612
P6	34022.291	87151.889	37917.492	P20	33325.621	63079.75	39497.94
P7	36767.795	103023.449	46145.081	P21	33325.621	88583.955	37785.907
P8	33325.611	63079.726	39497.929	P22	36767.813	64301.638	46277.886
P9	33325.611	88583.931	37785.897	P23	34022.311	67686.332	38393.064
P10	33613.453	65186.158	39378.763	P24	34943.411	75157.989	36985.166
P11	48109.06	107110.825	49535.791	P25	34913.368	79445.244	34913.37
P12	48109.06	111832.039	49143.013	P26	34943.411	83870.475	36449.138
P13	33613.453	87787.444	37603.607	P27	34022.311	87151.936	37917.518
P14	33507.404	65396.371	39146.996	P28	36767.813	103023.489	46145.097
				Total	1019968.156	2320925.373	1136556.795

Tabela 40 - Deslocamentos máximos de topo modelo 4.2

Deslocamento máximo devido ao vento (m)	0.5821
Deslocamento máximo devido ao Sismo (m)	0.3281

## 6 ANÁLISE DE RESULTADOS

Após a leitura dos dados obtidos pode-se perceber que os deslocamentos horizontais no topo da estrutura proporcionados pelo carregamento de vento foram bastante superiores aos mesmos proporcionados pelo sismo. Tal comportamento pode ser atribuído a forma de aplicação do vento na estrutura, onde o carregamento máximo do topo do edifício foi aplicado em todos os pavimentos, sem ser levado em consideração sua posição em relação a altura total do edifício.

Os deslocamentos finais do topo das estruturas podem ser visualizados na Tabela 41 abaixo:

*Tabela 41 - Deslocamentos máximos*

<i>Modelo</i>	<i>Deslocamento devido ao vento (m)</i>	<i>Deslocamento devido ao sismo (m)</i>
0	5.687	0.382
1.1	0.993	0.329
1.2	0.968	0.341
2.1	2.625	0.371
2.2	2.371	0.378
3.1	1.667	0.343
3.2	1.318	0.325
4.1	1.487	<b>0.319</b>
4.2	<b>0.582</b>	0.328

O sistema estrutural mais eficiente para impedir o deslocamento horizontal sob o carregamento de vento foi o 4.2, ou o sistema tubular contraventado. Para resistir ao sismo o melhor sistema foi o 4.1, o sistema tubular simples.

Apesar de o deslocamento ter sido maior sob efeito do sismo, o sistema 4.2 obteve o segundo melhor resultado nesse caso e como seu resultado foi consideravelmente melhor no primeiro caso, conclui-se que este é o sistema mais eficiente dos testados. Uma desvantagem apresentada por esse sistema é o peso extra, inerente ao maior número de pilares na fachada do edifício.



Tabela 42 - Peso total dos edifícios

<b>Modelo</b>	<b>Peso total nas fundações devido ao peso próprio (kN)</b>
0	858013.684
1.1	872499.772
1.2	860656.172
2.1	882047.716
2.2	971360.884
3.1	906732.830
3.2	911317.284
4.1	1166065.351
4.2	1019968.156

Nesse quesito o sistema mais leve foi o 1.2, desconsiderando o modelo 0 e o mais pesado o sistema 4.1.

Os sistemas 2.1 e 2.2 obtiveram os piores resultados em termos dos deslocamentos e o último um dos piores em relação ao peso. De acordo com Stafford Smith, sistemas com *Shear walls* como único elemento resistente a carregamentos horizontais devem ser limitados a cerca de 35 pavimentos, o que explica seu desempenho insuficiente na análise. O sistema de SPSW's atua como um bom dissipador de energia, mas para isso deve ser analisado no regime plástico, portanto os resultados obtidos nos testes feitos não explicitam a real utilidade desse sistema em uma situação real. Assim, testes futuros devem ser realizados com esse sistema para a obtenção de seu comportamento real.

A frequência natural das estruturas não afetou muito o deslocamento das estruturas de modo significativo. Isso se deve ao fato de que o sismo aplicado não é uniforme e sua frequência e intensidade varia com o tempo.

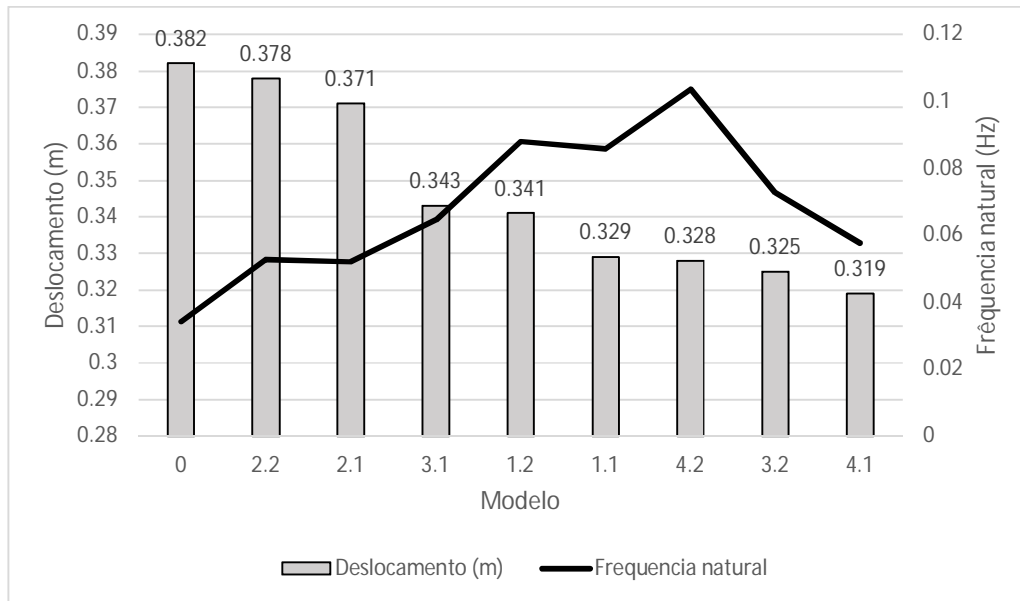


Figura 69 - Frequência natural e deslocamento máximo das estruturas

Tabela 43 - Resumo final

<b>Modelo</b>	<b>Período 1º modo de vibração (s)</b>	<b>Peso próprio (kN)</b>	<b>Deslocamento devido ao vento (m)</b>	<b>Deslocamento devido ao sismo (m)</b>
0	29.2305	858013.68	5.687	0.382
1.1	11.6592	872499.77	0.993	0.329
1.2	11.3762	860656.17	0.968	0.341
2.1	19.1979	882047.72	2.625	0.371
2.2	18.9811	971360.88	2.371	0.378
3.1	15.4867	906732.83	1.667	0.343
3.2	13.7500	911317.28	1.318	0.325
4.1	17.3489	1166065.35	1.487	0.319
4.2	9.6518	1019968.16	0.582	0.328

A Tabela 43 Contém um resumo com as informações mais pertinentes ao trabalho.

Também foram feitos testes com os mesmos edifícios com o amortecimento de 5%, considerando uma perda de energia menor nas conexões. Assim, os resultados obtidos podem ser visualizados na Tabela 44:

Tabela 44 - Deslocamentos máximos do topo com amortecimentos de 20 e 5%

<b>Modelo</b>	<b>Deslocamento devido ao sismo (amortecimento = 20%) (m)</b>	<b>Deslocamento devido ao sismo (amortecimento = 5%) (m)</b>
0	0.382	0.467
1.1	0.329	0.638
1.2	0.341	0.661
2.1	0.371	0.517
2.2	0.378	0.537
3.1	0.343	0.516
3.2	0.325	0.648
4.1	0.319	0.484
4.2	0.328	0.582

## 6.1 HISTÓRICO NO TEMPO

Os gráficos de histórico de deslocamentos no tempo para o topo de todas as estruturas podem ser visualizados abaixo:

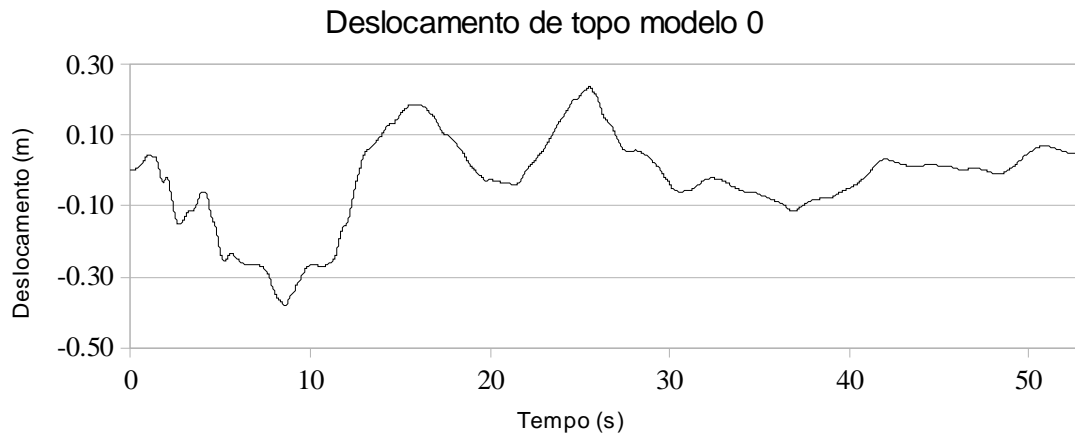
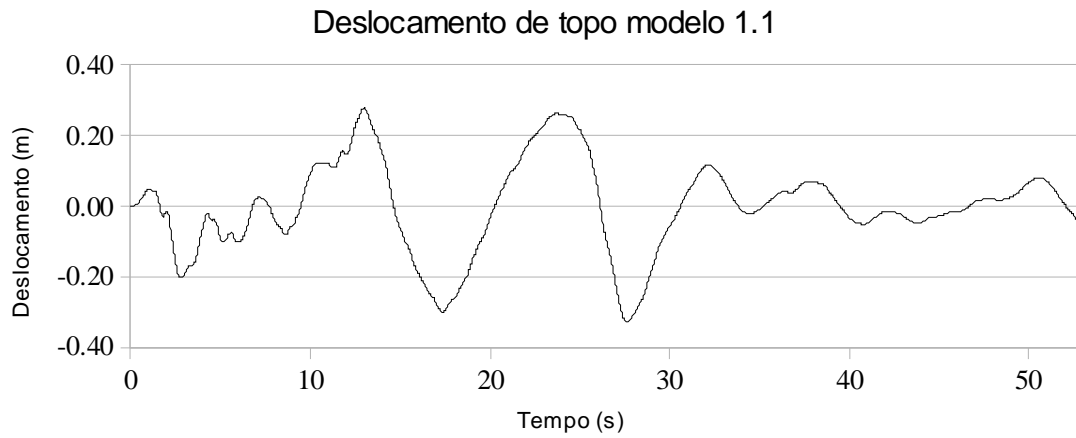
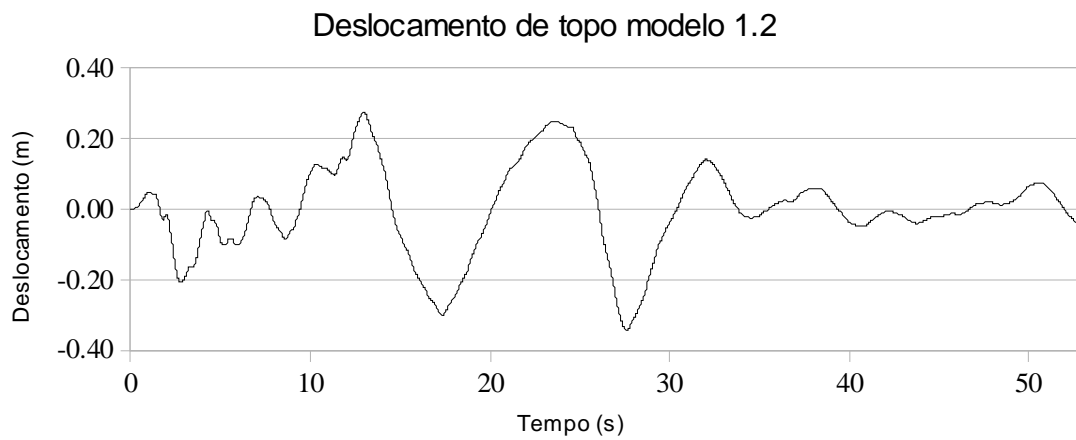


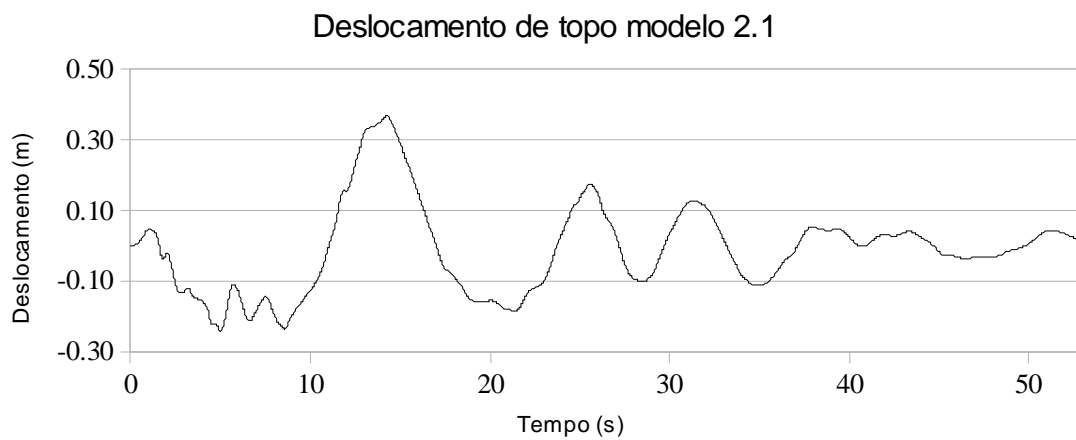
Figura 70 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 0



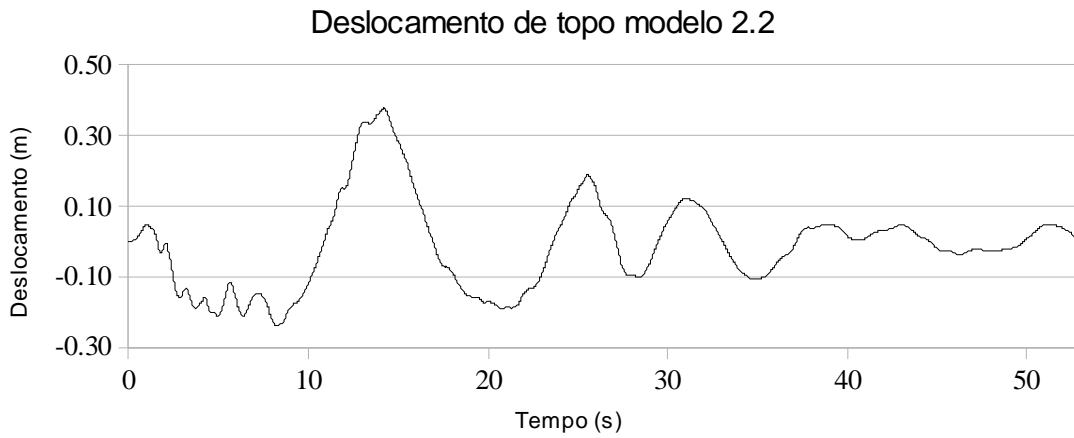
*Figura 71 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 1.1*



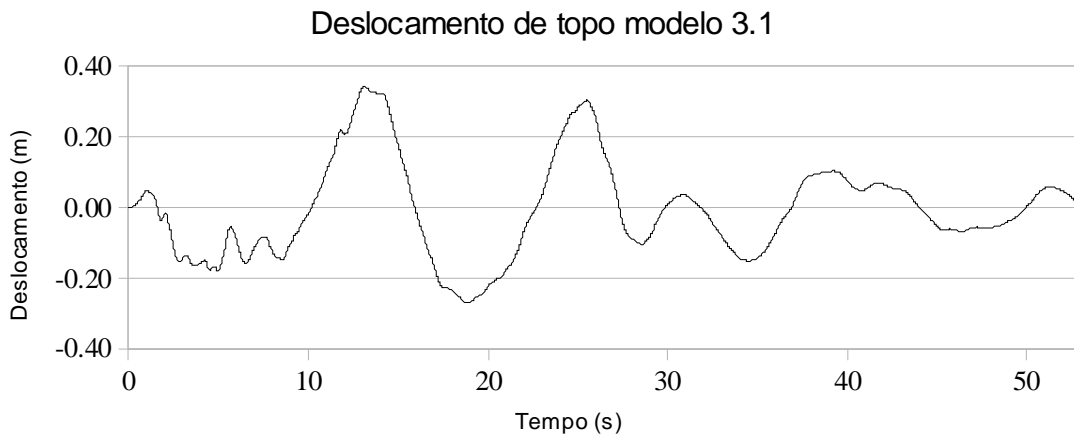
*Figura 72 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 1.2*



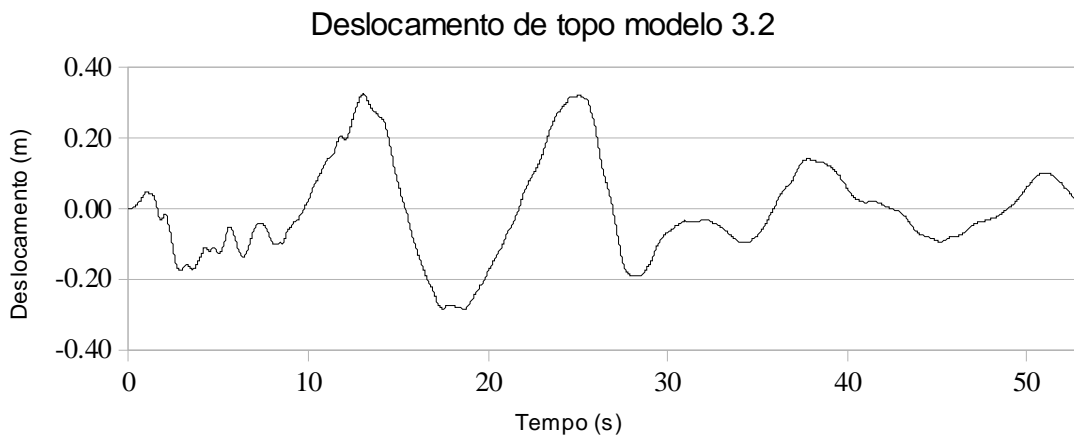
*Figura 73 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 2.1*



*Figura 74 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 2.2*



*Figura 75 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 3.1*



*Figura 76 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 3.2*

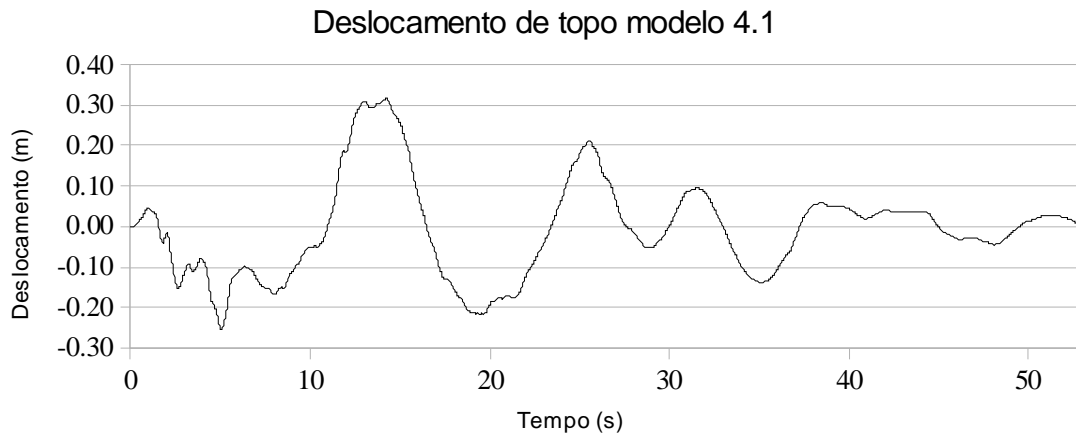


Figura 77 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 4.1

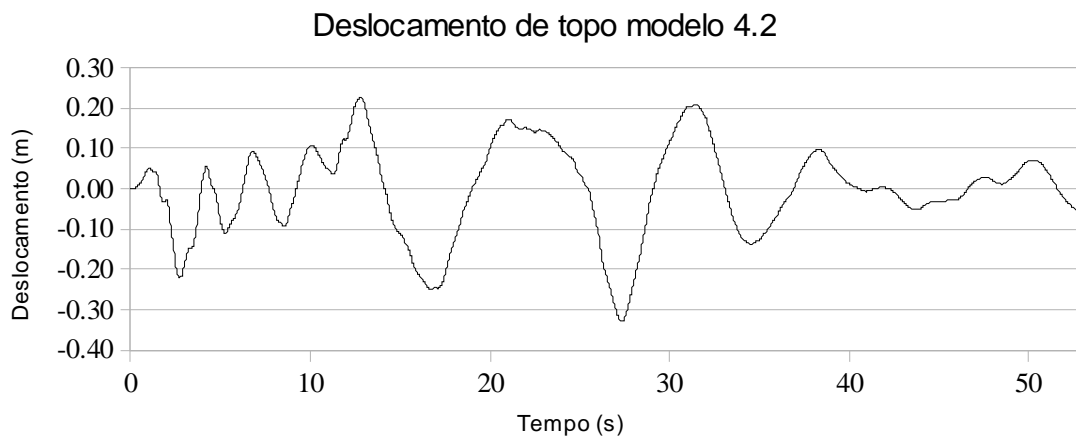


Figura 78 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo modelo 4.2

Pode-se perceber que as respostas das estruturas são semelhantes quando do mesmo tipo, com pouca variação de forma e amplitude, e diferentes quando de tipos diferentes, mas ainda seguindo um certo padrão.

O modelo 4.2 é o único que possui um comportamento significativamente diferente do modelo 4.1, que também faz uso de uma estrutura tubular. Isso se deve ao fato de que o modelo 4.2, além da estrutura tubular, também possui contraventamentos em sua fachada. Por esse motivo seu comportamento possui características semelhantes aos modelos 4.1, 1.1 e 1.2.

### Deslocamento de topo

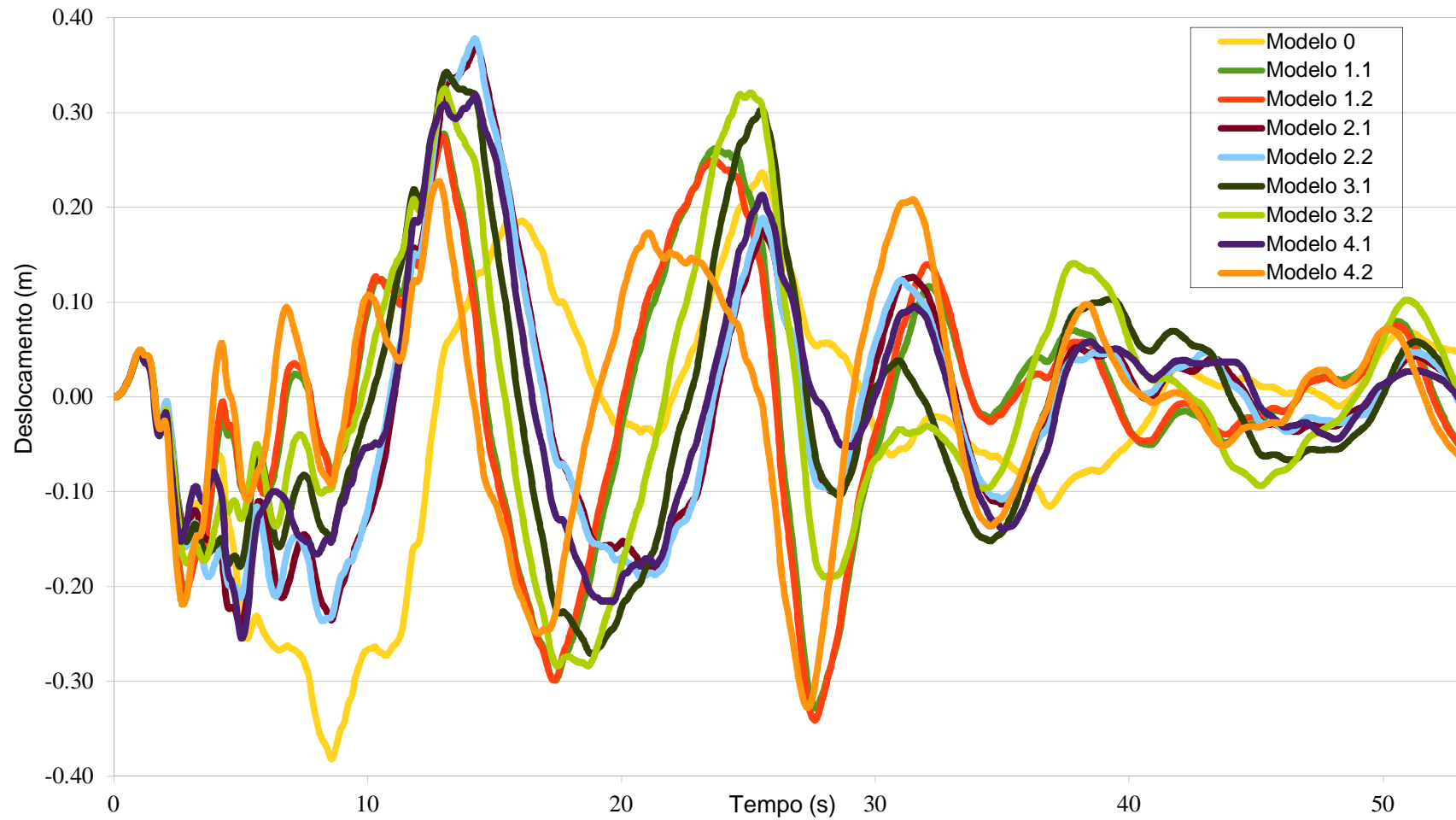


Figura 79 - Histórico de deslocamentos do topo da estrutura no tempo todos os modelos

## 7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O modelo 0, como se esperava, possui o maior deslocamento tanto sob o carregamento de vento quanto sob os efeitos do sismo. Seu período natural também é o maior para o primeiro modo de vibração e possui o menor peso nas fundações.

O modelo 1.1 obteve um deslocamento de 0.99m sob o carregamento de vento e de 0.38m quando submetido ao sismo, melhoras de 82.5% e 13.9% respectivamente em comparação ao modelo de referência. Seu período natural é de 11.66s e seu peso na base é de 88 970t, 1.7% maior do que o modelo 0. Os contraventamentos usados foram os mesmos para todo o edifício, sendo assim uma maneira mais leve de se modelar o modelo seria a utilização de diferentes perfis metálicos para diferentes pavimentos, dependendo do esforço aos quais estão submetidos.

O modelo 1.2 possui um comportamento similar ao do modelo 1.1, com deslocamentos de 0.97m quando submetido ao vento e 0.34m quando submetido ao sismo, seu peso nas fundações foi de 87 762t, diferenças de 83.5%, 10.7% e 0.3% respectivamente em comparação ao modelo 0. Seu período natural também ficou parecido com o período do modelo anterior, sendo de 11.38s. A similaridade desses dois sistemas já havia sido proposta por Chaves (2009) e os resultados obtidos colaboram com suas conclusões.

O modelo 2.1 e 2.2 obtiveram os piores resultados em termos de deslocamento. Os topos das estruturas sofreram deslocamentos de 2.63m e 2.37m que representam uma melhora de 53.8% e 58.3%, respectivamente, em comparação ao modelo 0. Seus períodos naturais também foram os maiores, em 19.20s para o modelo 2.1 e 18.98s para o 2.2. O peso exercido nas fundações para o modelo 2.1 foi relativamente baixo, sendo de 89 944t. Já o modelo 2.2 exibiu o terceiro maior peso na base, com 99 051t. O comportamento abaixo da média dos modelos com *Shear walls* provavelmente se deve ao fato de que esse tipo de sistema não é recomendado para edifícios com seu número de pavimentos superior a 35. A forma como a modelagem do sistema foi feita também pode ter influenciado nos resultados, os painéis foram discretizados em poucos elementos para que o *software* fizesse os cálculos com maior rapidez e o concreto e aço usado no sistema foram calculados apenas no regime elástico, impedindo assim a análise mais aproximada da realidade, onde as chapas metálicas dos SPSW atuariam no regime plástico dissipando energia do sismo e o concreto dos RCSW se fissuraria dependendo dos esforços. Assim, para resultados mais precisos desses sistemas, estudos mais detalhados seriam necessários.



Os modelos 3.1 e 3.2 obtiveram resultados medianos, com deslocamentos de 1.67m e 1.32m, representando diminuições de 70.7% e 76.8% em relação ao modelo base, respectivamente. Seus períodos naturais foram de 15.49s e 13.75s, novamente valores medianos em comparação aos modelos anteriores. Os pesos exercidos nas fundações para esses modelos apresentaram um aumento de 5.7% para o caso 3.1 e 6.2% para o 3.2 em comparação ao edifício do modelo 0. Os resultados foram obtidos com *outriggers* não completamente rígidos, assim estes poderiam ser diferentes com diferentes componentes para os *outriggers* em si, os contraventamentos do núcleo ou as treliças que envolvem os pavimentos de manutenção.

O modelo 4.1 apresentou deslocamento de 1.49m sob efeito do vento e 0.32 sob efeito do sismo, valores 73.9% e 16.5% menores que o modelo 0, assim o sistema apresenta o menor deslocamento sob efeitos do sismo aplicado. Seu período natural também é relativamente alto, em 17.34s e o peso que o sistema exerce nas fundações é o maior entre os modelos testados, com 118 905t na base, 35.9% maior que o edifício do modelo 0. O desempenho desse sistema estrutural depende da rigidez dos pilares e vigas, assim os resultados poderiam ter sido melhores caso um perfil de aço mais rígido tivesse sido utilizado para as vigas, mas o peso exercido nas fundações também teria sido maior, fazendo com que as fundações necessitem suportar mais carga.

O modelo 4.2 apresentou o menor deslocamento sob efeito de vento, com 0.58m de deformação horizontal no topo, 89.8% menor que o modelo sem estruturas para resistir cargas horizontais. Sob o efeito do sismo, a estrutura se deslocou 0.33m, o segundo menor deslocamento sob as mesmas condições e 14.1% menos que o modelo 0. Seu período natural também foi o menor entre os sistemas analisados, em 9.65s. o peso que o sistema exerce na base também foi relativamente alto, com 104 008t nas fundações, 18.9% maior que o modelo 0.

As estruturas analisadas apresentaram um deslocamento similar quando submetidas ao sismo. Foi concluído também que a frequência natural não teve tanta influência nesse resultado, pois o acréscimo de elementos estruturais e suas diferentes configurações geométricas e distribuições de esforços internos afetaram de formas diferentes as respostas ao sismo dos edifícios.

Quando submetidos ao carregamento de vento, os modelos se comportaram de formas bastante distintas, sendo o menor deslocamento obtido no modelo com maior rigidez. O comportamento dos modelos não teve relação com seu peso, devido a uma análise com deformações de 2ª ordem não ter sido realizada. Assim claramente o sistema estrutural que obteve o melhor desempenho nesse caso foi o sistema tubular contraventado no modelo 4.2,

mas os contraventamentos simples se aproximaram bastante desse resultado com menos peso exercido na base do edifício.

Os testes realizados foram feitos com os sistemas estruturais separados, algo que geralmente não ocorre em edifícios reais. Estes fazem uso de dois ou mais dos sistemas descritos para que o desempenho estrutural seja atendido sem que a estética e funcionalidade da construção seja comprometida.

Os resultados obtidos com o amortecimento dos modelos reduzido para 5% mostram que os deslocamentos obtiveram maiores variações segundo suas frequências naturais e pelo fato de que as frequências do sismo induzem uma certa ressonância na estrutura. Assim os resultados podem ser aprimorados com a criação de um sismo sintético para uma análise mais profunda do trabalho.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### 8.1 LIVROS

- Anil K. Chopra. Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering. Fourth Edition. Prentice Hall. University of California at Berkely. Upper Saddle River, USA, 2012.
- Joseph w. Tedesco; William G. McDougal; C. Allen Ross. Structural Dynamics – Theory and Applicaions. First Edition. Addison Wesley Longman. Florida, USA, 1999.
- Ray W. Clough; Joseph Penzien – Dynamics of Structures. Third Edition. Computers and Structures, Inc. Berkeley, USA. 2003.
- Bryan Stafford Smith; Alex Coull. Tall Building Structures – Analysis and Design. First Edition. John Wiley & Sons INC. Montreal, Canada, 1991.
- CSA. Handbook of Steel Construction. Canadian Institute of Steel Construction. Toronto, Canada, 2003.
- James G. MacGregor; James K. Wight. Reinforced Concrete – Mechanics and Design. Sixth Edition. Pearson Education. Upper Saddle River, USA, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 – Forças Devido ao Vento em Edificações, Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a Sismos, Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto, Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

### 8.2 ARTIGOS/PERIÓDICOS

- [1] Kang et al. Tall building with *steel plate Shear walls* subject to load reversal. John Wiley & Sons, Ltd. Oklahoma, USA, 2011.
- [2] Jiang et al. Study On Seismic Performance Of A Super-Tall Steel–Concrete Hybrid Structure. John Wiley & Sons, Ltd. Shanghai, China, 2006.

- [3] Berman, J.; Bruneau, M. Plastic Analysis and Design of *Steel plate Shear walls*. Department of Civil, Structural & Environmental Engineering, University at Buffalo. Buffalo, USA, 2004.
- [4] Young, K.; Adeli, H. Fundamental Period of Irregular Concentrically Braced Steel Frame Structures. John Wiley & Sons, Ltd. Department of Civil and Environmental Engineering and Geodetic Science, the Ohio State University. Columbus, USA, 2013.
- [5] Zhou, Y.; Li H. Analysis of a High-Rise Steel Structure With Viscous Damped *Outriggers*. John Wiley & Sons, Ltd. Shanghai, China, 2013.
- [6] Lu, X.; Su, N.; Zhou, Y. Nonlinear Time History Analysis of a Super-Tall Building With Setbacks In Elevation. John Wiley & Sons, Ltd. Shanghai, China, 2011.
- [7] Deylami, A.; Rowghani-Kashani, J. Analysis And Design Of *Steel plate Shear walls* Using Orthotropic Membrane Model. Elsevier Ltd. Tehran, Iran, 2011.
- [8] Jani, K.; Patel, P. V. Analysis and Design of Diagrid Structural System for High Rise Steel Buildings. Elsevier Ltd. Ahmedabad, India, 2013.
- [9] Goman W. M. H. The Evolution of *Outrigger* System in Tall Buildings. International Journal of High-Rise Buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat. Hong Kong, China, 2016.
- [10] Chaves, J. R. F. Análise Dinâmica de Pórticos Metálicos Contraventados. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília. Brasília, Brasil, 2009.
- [11] Carneiro, R. C. Contribuição ao estudo do isolamento de vibrações em estruturas submetidas a excitações sísmicas. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília. Brasília, Brasil, 2001.

### 8.3 *SOFTWARES*

- CSI. SAP2000. Version 14.2.2 Advanced. Structural analysis software. *Computers and Structures Inc.* Berkeley, USA. 2010.
- PUC-Rio FTOOL. Versão 3.00. Departamento de Engenharia Civil, Pontífice Universidade Católica. Rio de Janeiro. 2012

## 8.4 IMAGENS

- Imagem Broadgate Tower:
  - <https://longexposureimages.wordpress.com/2013/12/09/the-broadgate-tower/>,  
acessado em 20/06/2017.
- Imagem Alcoa Building:
  - [http://www.som.com/projects/alcoa\\_building](http://www.som.com/projects/alcoa_building), acessado em 20/06/2017.
- Imagem Burj Khalifa:
  - [http://www.som.com/projects/burj\\_khalifa\\_\\_structural\\_engineering](http://www.som.com/projects/burj_khalifa__structural_engineering), acessado em 20/06/2017.
- Imagem Al Hamra Tower:
  - [http://www.som.com/projects/al\\_hamra\\_tower](http://www.som.com/projects/al_hamra_tower), acessado em 20/06/2017.
- Imagem World Trade Center:
  - <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=2188597>, acessado em 20/06/2017.
  - <https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/736x/8d/6f/fc/8d6ffcd88621ed796bcf3a73ae31f19d.jpg>, acessado em 20/06/2017.
- Imagem Taipei 101:
  - <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c9/Taipei101.portrait.altonthompson.jpg>, acessado em 20/06/2017.
- Imagem Ritz-Carlton:
  - <https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/90/1a/5f/901a5ffa413f36081e3baf93092b39b.jpg>,  
acessado em 20/06/2017.