

**VIABILIDADE DO PROJETO DE REFORÇO SÍSMICO DE ESTRUTURAS
MEDIANTE ANÁLISE LINEAR DINÂMICA SIMPLIFICADA**

Por: Eng. Hernán Luis La Vera Zavaleta

**Porto Alegre
Junho 2005**

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

HERNÁN LUIS LA VERA ZAVALETA

**VIABILIDADE DO PROJETO DE REFORÇO SÍSMICO DE
ESTRUTURAS MEDIANTE ANÁLISE LINEAR DINÂMICA
SIMPLIFICADA-**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obter o título de Mestre em Engenharia.

Orientador: Dr. Roberto Domingo Rios

Porto Alegre

Junho 2

HERNÁN LUIS LA VERA ZA VALETA

**VIABILIDADE DO PROJETO DE REFORÇO SÍSMICO DE
ESTRUTURAS MEDIANTE ANÁLISE LINEAR DINÂMICA
SIMPLIFICADA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação.

Porto Alegre, 27 de Junho de 2005

Prof. Roberto Domingo Rios
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Jorge Daniel Riera (UFRGS)
Phd. pela Princeton University.

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Doutor pela Universität Innsbruck.

Prof. Oscar Raúl Curadelli (UPF)
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Dedico este trabalho aos meus pais Hernán e Yda,
pelo apoio constante e incentivo recebido.

AGRADECIMENTOS

Um agradecimento especial ao Prof. Roberto Rios, orientador deste trabalho, pelo apoio e dedicação para a realização desta dissertação.

Agradeço aos meus pais Hernán e Yda, que apesar da distancia incentivaram-me constantemente.

Um sentimento especial e agradecimento para a minha namorada Carlina, que mesmo neste momento hospitalizada se fez presente com seu carinho e incentivo.

Aos Professores Riera e Awruch, pela ajuda na realização deste trabalho.

Aos meus colegas de mestrado, pelo apoio.

Agradeço ao CAPES pela bolsa de estudos que possibilitou a minha exclusiva dedicação aos estudos no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	ix
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
RESUMO	xvii
ABSTRACT	xviii
CAPITULO I	1
1: INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE SISMOS	1
1:1: GENERALIDADES.....	1
1:1.1: Sismologia	1
1.1.2. Alguns critérios constitutivos para falhas geológicas	3
1.1.2.2: Critério de variação com a velocidade de deslizamento.....	3
1.1.2.3: Teoria do rebote elástico.....	4
1.2: OBJETIVOS	8
CAPITULO II	9
2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1: IMPORTÂNCIA DOS SISTEMAS DE AMORTECIMENTO.....	9
2.2: SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES.....	13
2.2.1: Sistemas Passivos	15
2.2.1.1: Isoladores Sísmicos.....	16
2.2.1.2: Dissipadores de Energia.....	18
2.2.1.3: Osciladores Ressonantes.....	23
2.2.2: Sistemas Ativos	24
2.2.3: Sistemas Híbridos	25
2.2.4: Sistemas Semi-Ativos	26
CAPITULO III	27
3: VIBRAÇÕES MECÂNICAS	27
3.1: INTRODUÇÃO ÀS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO.....	27
3.2: RESPOSTA PARA UM CONJUNTO DE ACELERAÇÕES NA BASE.....	31
3.3: PERÍODOS DE OSCILAÇÃO DAS ESTRUTURAS CIVIS.....	34
3.3.1: Fórmulas experimentais	34
3.3.2: Normas	36
3.3.2.1: Código CEB 103 (Argentina)	36
3.3.2.2: Norma Brasileira NBR-6123)	37
3.3.2.3: Norma CECM (Convenção Européia de Construções Metálicas).....	38
3.3.2.4: Norma NV65 (França).....	39

3.4: AMORTECIMENTO MECÂNICO DAS ESTRUTURAS CIVIS.....	39
3.5: ANÁLISE SÍSMICA POR ESPECTROS DE RESPOSTA.....	42
3.5.1: Espectro de velocidade e aceleração.....	42
3.5.2: Espectro de resposta sísmica.....	44
3.6: INFLUÊNCIA DO SOLO NA EXCITAÇÃO SÍSMICA.....	50
3.6.1: Introdução.....	50
3.6.2 Método de Análise.....	51
CAPITULO IV.....	54
4: MÉTODOS DE ANALISES SÍSMICO.....	54
4.1: ANÁLISE SÍSMICO MODAL.....	54
4.2: ANALISE SÍSMICO PELO MÉTODO DAS FORÇAS HORIZONTAIS EQUIVALENTES.....	58
4.3: ANALISE NÃO LINEAR PELO MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DIRETA.....	60
4.4: LIMITAÇÕES DOS MÉTODOS MODAIS E DAS FORÇAS LATERAIS EQUIVALENTES.....	60
CAPITULO V.....	62
5: MODELO DA ESTRUTURA ANALISADA.....	62
5.1: DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO.....	62
5.2: DESCRIÇÃO DO DANO.....	66
5.3: MOVIMENTO DO TERRENO.....	69
5.4: ANALISE ESTRUTURAL.....	70
5.5: RESULTADOS NUMÉRICOS.....	75
5.5.1: RESULTADOS DO SISMO DE PETROLIA.....	76
5.5.2: RESULTADOS DO SISMO DE EL CENTRO (Vale Imperial).....	79
5.5.3: RESULTADOS DO SISMO DE LOMA PRIETA.....	82
5.6: RESULTADOS ATRAVÉS DO PROGRAMA AMODAL.....	85
5.7: CALCULO DOS ESFORÇOS DE CORTE NA BASE DA ESTRUTURA.....	91
6: CONCLUSÕES.....	93
7: RECOMENDAÇÕES.....	94
ANEXO.....	95
A: PROGRAMA AMODAL.....	95
A.1: CALCULO DOS PERIODOS NATURAIS.....	96
A.1.1: modelo I (modelo original)	96
A.2: CALCULO DOS DESLOCAMENTOS.....	97
A.2.1: Modelo I.....	97

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100
---------------------------------	-----

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Razão de amortecimento estrutural para diferentes tipos de construção...	41
Tabela 3.2: Componentes do amortecimento mecânico para estruturas esbeltas de concreto armado.....	41
Tabela 5.1: Dados simplificados dos diferentes sismos.....	69
Tabela 5.2: Comparação dos períodos de vibração.....	75
Tabela 5.3: Comparação das massas efetivas para cada modo de vibração.....	76
Tabela 5.4: Comparação entre as variações percentuais para os deslocamentos máximos sob o efeito do sismo de Petrolia.....	79
Tabela 5.5: Comparação entre as variações percentuais para os deslocamentos máximos sob o efeito do sismo de El Centro.....	82
Tabela 5.6: Comparação entre as variações percentuais para os deslocamentos máximos sob o efeito do sismo de Loma Prieta.....	85
Tabela 5.7: Comparação dos períodos de vibração.....	87
Tabela 5.8: Comparação entre as variações percentuais para os deslocamentos máximos para o modelo I.....	90
Tabela 5.9: Comparação dos esforços cortantes distribuídos para cada andar.	92
Tabela A.1: Saída de dados (autovalores e autovetores).....	97
Tabela A.2: Entrada de dados para AMODAL (modelo I).....	98
Tabela A.3: Resposta em deslocamentos para cada nível da estrutura para os três primeiros segundos de excitação (modelo I).....	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Fraturação das rochas.....	2
Figura 1.2: Propagação das ondas sísmicas.....	2
Figura 1.3: Critério constitutivo de variação com o deslizamento.....	3
Figura 1.4: Critério constitutivo de variação com a velocidade de deslizamento.....	4
Figura 1.5: Ilustração dos deslocamentos horizontais decorrentes do terremoto de San Francisco em 1906.....	5
Figura 1.6: Ondas interiores (S,P).....	7
Figura 1.7: Ondas superficiais (Love e Raleigh).....	7
Figura 2.1: Classificação dos sistemas de proteção sísmica.....	15
Figura 2.2: Isolamento sísmico na base e cimentação convencional.....	16
Figura 2.3: Isolador de elastômero de borracha natural (NRB).....	17
Figura 2.4: Esquema do pêndulo de fricção deslizante.....	18
Figura 2.5: Amortecedor fluido-viscoso.....	20
Figura 2.6: Amortecedor fluido-viscoso dispostos em forma diagonal.....	21
Figura 2.7: Modelo de amortecedor visco-elástico usado no World Trade Center.....	21
Figura 2.8: Dispositivo ADAS em paralelo.....	22
Figura 2.9: Dissipador TADAS.....	23
Fig. 2.10: Estrutura com sistema de controle ativo.....	24
Figura 2.11: Estrutura com sistema de controle híbrido.....	25
Fig. 2.12: Estrutura com sistema de controle semi-ativo.....	26
Figura 3.1: Sistema massa-mola.....	27
Figura 3.2: Decomposição de forças para um sistema de um grau de liberdade.....	28
Figura 3.3: Sistema dinâmico de um grau de liberdade.....	33
Figura 3.4: Acelerações para uma estrutura simples, devidas a vibração do solo, (Fonte: Revista do Insituto de Materiales y Modelos Estructurales. Maio, 1980).....	33
Figura 3.5: Espectro para um movimento horizontal (0,5 g: aceleração máxima, 5% de amortecimento, sigma de probabilidade acumulativa).....	45
Figura 3.6: Excitação para um sistema primário e secundário.....	46
Figura 3.7: Espectro de deslocamento para um sistema secundário.....	48
Figura 3.8: Espectros médios para diferentes tipos de solos (Fonte: Revista do Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Janeiro, 1998).....	48
Figura 3.9: Espectro de resposta Ação tipo 1 – Terreno tipo I.....	49
Figura 3.10: Espectro de resposta Ação tipo 2 – Terreno tipo I.....	50
Figura 3.11: interação solo-estrutura.....	51

Figura 3.12: Modelo de Interação Solo-Estrutura (Fonte: Blume, J. A. Newmark, 1961).....	52
Figura 3.13: Sistema Cascata.....	52
Figura 4.1: Definição de um sistema de um grau de liberdade equivalente.....	59
Figura 5.1: Vista parcial do Hotel Sheraton de Caracas, (Fonte: www.sheraton.com)..	62
Figura 5.2: Vista em 3D dos elementos estruturais.....	63
Figura 5.3: Vista em planta do Sub-solo e do andar térreo.....	64
Figura 5.4: Vista em planta dos andares superiores.....	65
Figura 5.5: Vista de um pórtico da unidade central.....	66
Figura 5.6: Vista dos danos produzidos pelo sismo de 1967.....	67
Figura 5.7: Vista de uma coluna danificada do eixo 5 do andar mezanino (Foto da revista do Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Caracas Janeiro 1980).....	68
Figura 5.8: Registro da aceleração no tempo para o terremoto de El Centro, 1940.....	69
Figura 5.9: Aplicação dos muros de corte a partir do nível 3 (modelo II).....	72
Figura 5.10: Distribuição dos amortecedores metálicos a partir do nível 3 (modelo III).....	73
Figura 5.11: Vista dos cilindros externo e interno do dissipador de chumbo (Curadelli, 2003).....	73
Figura 5.12: Detalhe do dissipador metálico.....	74
Figura 5.13: Vista da seção transversal do anel e à direita a curva Força-Deslocamento para seções com relações a/h de 2,5.....	74
Figura 5.14: Vista de uma estrutura de pórticos com amortecedores.....	75
Figura 5.15: Resposta em deslocamentos do 7° nível (sismo de Petrolia).....	77
Figura 5.16: Resposta em deslocamentos do nível mezanino (sismo de Petrolia).....	77
Figura 5.17: Resposta em deslocamentos do nível térreo (sismo de Petrolia).....	78
Figura 5.18: Resposta em deslocamentos do nível sub-solo (sismo de Petrolia).....	78
Figura 5.19: Resposta em deslocamentos do 7° nível (sismo de El Centro).....	80
Figura 5.20: Resposta em deslocamentos do nível mezanino (sismo de El Centro).....	80
Figura 5.21: Resposta em deslocamentos do nível térreo (sismo de El Centro).....	81
Figura 5.22: Resposta em deslocamentos do nível sub-solo (sismo de El Centro).....	81
Figura 5.23: Resposta em deslocamentos do 7° nível (sismo de Loma Prieta).....	83
Figura 5.24: Resposta em deslocamentos do nível térreo (sismo de Loma Prieta).....	83
Figura 5.25: Resposta em deslocamentos do nível sub-solo (sismo de Loma Prieta)..	84
Figura 5.26: Resposta em deslocamentos máximos para a estrutura (sismo de Loma Prieta).....	84
Figura 5.27: Resposta em deslocamentos máximos para a estrutura.....	87
Figura 5.28: Resposta em deslocamentos do 7° nível (modelo I).....	88
Figura 5.29: Resposta em deslocamentos do nível mezanino (modelo I).....	89
Figura 5.30: Resposta em deslocamentos do nível térreo (modelo I).....	89

Figura 5.31: Resposta em deslocamentos do nível sub-solo (modelo I).....	90
Figura A.1: Sistema massa-mola para a estrutura analisada.....	95

LISTA DE SIMBOLOS

I: LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A : amplitude máxima da onda sísmica

A_1 : pseudo-aceleração correspondente ao período fundamental estimado e ao amortecimento apropriado

B: matriz que contém os co-senos diretores dos ângulos formados entre o movimento da base e a orientação do deslocamento associado ao grau de liberdade considerado

C_{cr} : amortecimento crítico

C_n : coeficiente de amortecimento para o para um elemento n da matriz generalizada

C_{cr} : amortecimento crítico

[C] : matriz de amortecimento

D: deslocamento de cisalhamento crítico

K : é a rigidez do corpo

E_a = Energia de Amortecimento

E_d : módulo de elasticidade dinâmico do solo

E_i = Energia originada pelo sismo

E_k = Energia Cinética

E_s = Energia de deformação elástica

F : força externa

F_d : força do amortecedor

F_i : força de inércia

F_s : força da mola M: massa

F_{yk} : tensão de escoamento da armadura

H: altura da edificação

K_n : constante de rigidez para um elemento n da matriz generalizada

[K] : matriz de rigidez da estrutura relativa aos n graus de liberdade considerados

[I_x] : vetor coluna, com valores que representam os co-senos diretores nas posições correspondentes à direção x e zero nas restantes

[I_z] : vetor com valores que representam os co-senos diretores nas posições correspondentes à direção y e zero nas restantes

$[I_z]$: vetor com valores que representam os co-senos diretores à direção Z e zero nas restantes

M_n : massa para um elemento n da matriz generalizada

M_p : momento plástico

M_n^\ominus : massa modal efetiva

$[M]$: matriz de massa

N: número de andares

P: carga vertical

S: magnitude do sismo

S_a : aceleração absoluta máxima

S_d : deslocamento relativo máximo do sistema

S_v : velocidade relativa máxima

S_{ax} : espectro de resposta de acelerações para a direção x

S_{dx} : espectro de resposta de deslocamentos para a direção x

S_{vx} : espectro de resposta de velocidades para a direção x

T: período da onda

T_1 : primeiro período de vibração

V_p : velocidades das ondas longitudinais

V_s : velocidades das ondas transversais

V_0 : Força cortante na base da estrutura

V_0 : velocidade de deslizamento característica

W: peso total do edifício

II: LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

f_{max} : deflexão máxima da construção expressada em metros, por efeito de seu peso agindo na direção do movimento de oscilação considerado

f_n : frequência natural do sistema

g: aceleração da gravidade

h_i : altura do andar analisado sobre a base

k: um coeficiente relacionado com o período fundamental de vibração

l_2 (m) :dimensão em planta na direção de oscilações considerada

n_n : deslocamentos em coordenadas modais

\vec{n} : vetor deslocamento em coordenadas modais

\vec{q} : vetor de deslocamentos

$\vec{\dot{q}}$: vetor de velocidades

$\vec{\ddot{q}}$: vetor de acelerações

q_r :deslocamento relativo

$q(t)$: deslocamento absoluto

u : deslocamento do solo

x : resposta da estrutura em deslocamentos

y = fator de correção

III: LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Γ_{nx} : fator de participação do modo n segundo o eixo x

Δ : deslocamento

Δ_y :limite de deslocamento elástico

Δ_m : limite de deslocamento máximo

Σ : somatório

IV: LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

ω_n : freqüência do modo de vibração correspondente à posição do elemento na matriz

ζ_n : é a razão de amortecimento crítico modal do modo correspondente ao modo n

$[\Phi]$: matriz modal que transforma as coordenadas da estrutura

γ : densidade da rocha

ω : freqüência natural do sistema

ζ : razão de amortecimento

μ_y :limite de deslocamento elástico

μ_m : limite de deslocamento máximo

ζ_e : amortecimento estrutural

ζ_n : amortecimento devido aos elementos não estruturais

ν : fator de ductilidade de deslocamentos

RESUMO

LA VERA ZAVALA, H. L. & RIOS, R.D. **Viabilidade do Projeto de Reforço Sísmico de Estruturas mediante Análise Linear Dinâmica Simplificada**. 2005. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

O presente trabalho pretende abordar um estudo da análise sísmica linear das estruturas, focalizando essencialmente o reforço das mesmas, para reduzir sua resposta em deslocamentos.

Na área da análise dinâmica de estruturas, grandes avanços estão sendo feitos no sentido de considerarem-se aspectos até então desprezados ou pouco entendidos. Muitos destes progressos vêm sendo obtidos no campo da análise sísmica estrutural.

A expansão da informática tem permitido grandes descobertas na engenharia, especialmente no desenvolvimento de métodos para solução de problemas que antes só eram tratados por soluções aproximadas. Este progresso tem introduzido, na medida que estes novos métodos vão sendo aceitos e difundidos, mudanças nas normas vigentes e uma série de inovações nos processos de cálculo das mais diversas estruturas.

Uma das formas de analisar a resposta dinâmica de edifícios é mediante a avaliação dos deslocamentos máximos de cada nível.

Neste trabalho é realizada uma análise comparativa na resposta em deslocamentos máximos do modelo original de um edifício e dois modelos adicionais com reforço estrutural. Para tal objetivo, uma estrutura de pórticos foi modelada com o apoio de um software comercial e adicionalmente foi feita a implementação de um programa computacional que servirá como uma proposta adicional de análise.

Finalmente, para o cálculo dos esforços de corte na base do edifício em menção, se fez um breve estudo comparativo entre os métodos estáticos equivalentes de duas normas Sul-Americanas e um dos programas computacionais utilizados.

Este estudo espera também contribuir para que exista um melhor entendimento dos mecanismos de colapso dos elementos estruturais em edifícios de concreto armado.

ABSTRACT

LA VERA ZAVALETA, H. L. & RIOS, R.D. **Viabilidade do Projeto de Reforço Sísmico de Estruturas mediante Análise Linear Dinâmica Simplificada.** 2005. M.Sc. Thesis. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

The present work intends to approach a study about lineal seismic analysis of structures, focusing the reinforcement of the same, to reduce its answer expressed in displacements.

Great advancements are being developed in the area of dynamic analysis in structures, in the sense of consider aspects up to that time despised or little understood. Many of these progresses have been obtained in the field of the structural seismic analysis.

The expansion of the computer science has allowed great discoveries in engineering, mainly in the development of methods for solution of problems that in the past were only treated by approximate solutions. In the measure that these new methods go being accepted and spread, this progress has introduced changes in the in force norms and a series of innovations in the processes of calculation for different types of structures

One of the forms of analyzing the dynamic answer of buildings is across the evaluation of the maximum displacements of each level.

In this work is carried out an analyzes comparative about the answer in maximum displacements of the original model of a building and two additional models with structural reinforcement.

For such purpose, a structure of frames was modeled with the support of a commercial software and with the implementation of a program computacional that will serve as an additional proposal of analysis.

Finally, to calculate the shear stresses in the base of the building in mention, it was made an comparative study between the equivalent static methods of two South American norms and one of the computational programs used .

It is waited that this study contributes in the understanding of the mechanisms of collapse of the structural elements in buildings of concrete.

CAPITULO I

1: INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE SISMOS

1:1: GENERALIDADES

1:1.1: Sismologia

Um sismo é a manifestação de uma série de fenômenos vibratórios da Crosta Terrestre e geralmente de curta duração.

Conforme a causa da perturbação, esses movimentos podem ser classificados como tectônicos, vulcânicos ou plutônicos (que são produzidos pelo movimento de fluidos no interior da câmara magmática). Existem também sismos induzidos como, por exemplo, pelo preenchimento de barragens (atribui-se estes sismos ao aumento de pressão da água subterrânea nas fendas e diaclases das rochas diminuindo a resistência à fricção e permitindo a ação de tensões pré-existentes), explosões químicas em pedreiras, experiências nucleares, afundamentos de antigas minas, etc.

Os tipos de sismos mais freqüentes e que provocam maiores danos são os tectônicos. Na maior parte dos casos, os sismos ocorrem devido a movimentos ao longo das falhas geológicas existentes entre as diferentes placas tectônicas que constituem a região superficial terrestre, as quais se movimentam entre si.

A Litosfera se quebrou em inúmeras placas, conhecidas como as placas litosféricas ou tectônicas. O material fundido abaixo da litosfera ascendeu pelos locais de ruptura, difundindo calor, empurrando para os lados fragmentos de placa tectônica e aumentando a abertura inicial.

Ao longo dos tempos geológicos, a terra tem estado sujeita a tensões responsáveis pela formação de cadeias montanhosas e pela deriva dos continentes. Devido ao processo da *Tectônica de Placas*, ocorreu a formação de uma fina camada ao longo de todo o planeta, a crosta terrestre, diferenciando a Terra dos outros planetas. Debaixo dos oceanos, a crosta é conhecida por “crosta oceânica” (constituída por basaltos) e, nos continentes, é conhecida por “crosta continental” constituída principalmente por granito.

Desde suas origens até a atualidade as placas tectônicas deslizam sobre a atmosfera, afastando-se, ou se colidindo, gerando tensão, provocando sismos, mobilizando magma para a superfície, através de espaços e fissuras, e liberando energia.

A crosta terrestre está continuamente sendo deformada por estas forças de compressão ou de cisalhamento. Tais forças são geradas no interior da Terra e as rochas sob a ação

dessas tensões deformam-se gradualmente e sofrem rupturas com liberação de uma enorme quantidade de energia.

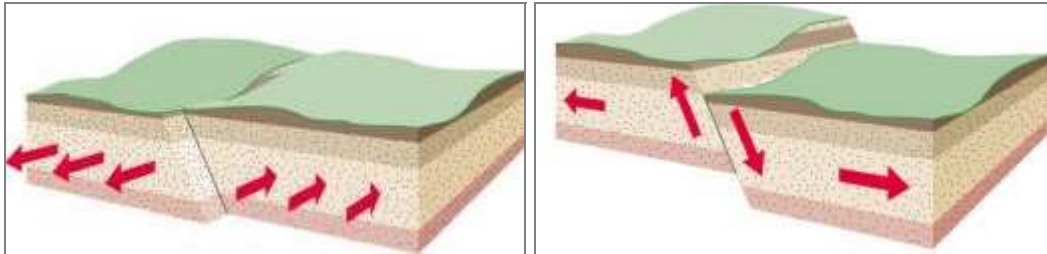


Figura 1.1: Fraturação das rochas

A ruptura do material rochoso ocorre após terem sido ultrapassados seus limites de resistência (ultrapassam o limite da plasticidade do material rochoso), provocando vibrações ou ondas elásticas, que se propagam no interior da terra, denominadas ondas sísmicas as quais se deslocam com uma velocidade determinada e segundo a direção de propagação. As linhas perpendiculares à superfície da onda e que indicam a direção de propagação das mesmas são denominados raio sísmico.

Deste modo se deduz que a energia sísmica se propaga ao longo dos raios sísmicos. Na Terra, pela sua composição heterogênea, o trajeto das ondas sísmicas é geralmente curvilíneo.

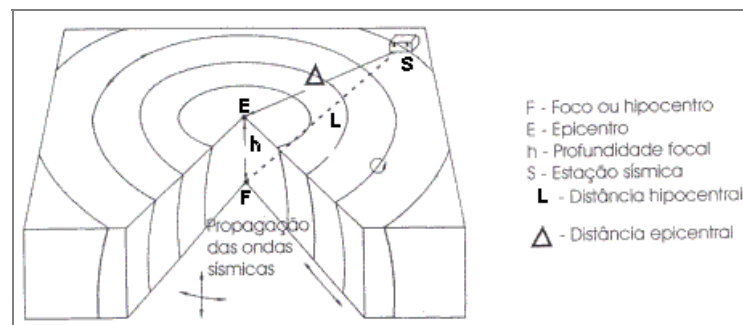


Figura 1.2: Propagação das ondas sísmicas

Quando a ruptura é acompanhada de deslocamento de blocos, tem-se uma falha. O local, no interior da Terra, onde a ruptura é originada se denomina foco sísmico ou hipocentro.

Para cada sismo, o epicentro é a zona da superfície da Terra onde o sismo é sentido em primeiro lugar, em geral, com maior intensidade, pois é o local que fica mais próximo do foco, em virtude de se encontrar na projeção vertical deste .

A maior parte dos sismos tem um foco situado até aos 20 km de profundidade, mas há sismos registrados que têm atingido uma profundidade de 700 km.

Devido á interação entre as placas litosféricas, cerca de 95% da sismicidade no Globo ocorre em falhas localizadas junto às suas fronteiras, correspondendo aos **sismos interplacas**, enquanto os restantes 5% têm origem em falhas ativas situadas no seu interior, constituindo os **sismos intraplaca**. Estes se devem ao fato de as placas litosféricas não serem perfeitamente rígidas e sofrerem, conseqüentemente, deformações internas.

1.1.2. Alguns critérios constitutivos para falhas geológicas

1.1.2.1: Critério de variação da tensão de atrito com o deslizamento

Entre os principais modelos de variação da força de atrito está a lei de variação com o deslizamento, conhecida como slip-weakening law. O critério de variação do atrito com o deslizamento é uma simplificação prática, mas é muito utilizado devido a sua simplicidade e aceitação na simulação de terremotos. A lei de variação com o deslizamento é representada na figura 1.3, onde D é o deslocamento de cisalhamento crítico, isto é, o deslizamento necessário para o atrito cair para seu valor dinâmico ou valor residual.

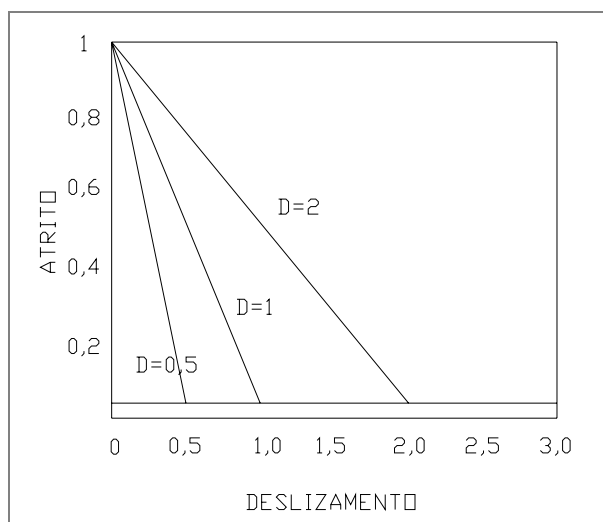


Figura 1.3: Critério constitutivo de variação com o deslizamento

1.1.2.2: Critério de variação com a velocidade de deslizamento

Outro modelo importante de variação da força de atrito é a lei que sugere uma dependência da força da mesma com a velocidade de deslizamento, conhecida como “velocity ou rate-weakening law” na literatura em inglês. A variação da força de atrito com a velocidade de

deslizamento foi observada em numerosos experimentos e parece ser sempre aplicável, razão pela qual é geralmente considerada em sismologia como um modelo mais real. A lei de variação com a velocidade de deslizamento é representada na figura 1.4, onde V_0 é a velocidade de deslizamento característica para a qual a tensão começa a aumentar quando a velocidade de deslizamento diminui.

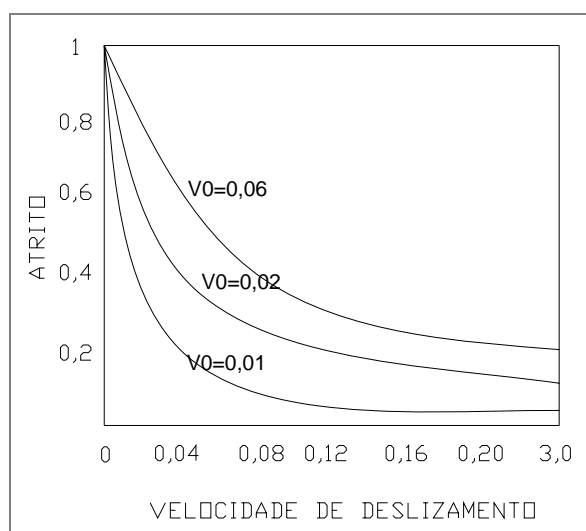


Figura 1.4: Critério constitutivo de variação com a velocidade de deslizamento

1.1.2.3: Teoria do rebote elástico

Foi proposta por H. F. Reid (1906), a partir de estudos sobre os efeitos do terremoto de San Francisco. Durante esse sismo foram produzidos deslocamentos horizontais como os da figura 1.5 (c) ao longo de 300 km da falha de San Andrés, os quais chegaram até 7 metros. De acordo com esta teoria, a crosta terrestre está sujeita continuamente a distorções, cujas causas são as mesmas que dão origem as cadeias montanhosas. É interessante observar que as regiões que apresentam o perfil mais distorsionado, são precisamente as de maior atividade sísmica. Segundo a teoria que se descreve, essas forças provocam deformações crescentes sobre a crosta terrestre, com a conseqüente acumulação de energia de deformação. Eventualmente a intensidade das tensões internas excede a resistência da rocha e é produzida uma *fratura*, isto é, a abertura de uma nova fissura na rocha por tração ou, o que seria mais usual, um deslizamento ao longo de uma falha pre-existente. Ao produzir-se uma fratura, as massas rochosas adjacentes à zona da falha assumem bruscamente uma configuração associada a um campo de tensões reduzida, iniciando assim vibrações que se propagam através do meio rochoso.

Na figura 1.5a, mostra-se uma área onde há uma falha ativa. Os movimentos da crosta terrestre tendem a causar tensões na rocha em ambos os lados da falha, com a direção indicada do deslocamento. As linhas retas que atravessam a falha em 1.5a, poderiam corresponder a duas cercas de arame construídas antes que a energia de deformação começasse a ser acumulada. Após certo tempo, essas cercas possuirão a aparência mostrada na figura 1.5b. Supondo que nesse momento seja construída uma passagem ou uma via, como se indica também em (b). Agora, como o mecanismo que produz a deformação continua atuando, as tensões em algum ponto da falha excedem a resistência local da rocha e se produz a fratura que se propaga rapidamente ao longo de todo o comprimento da falha. O estado final é o indicado na figura 1.5c.

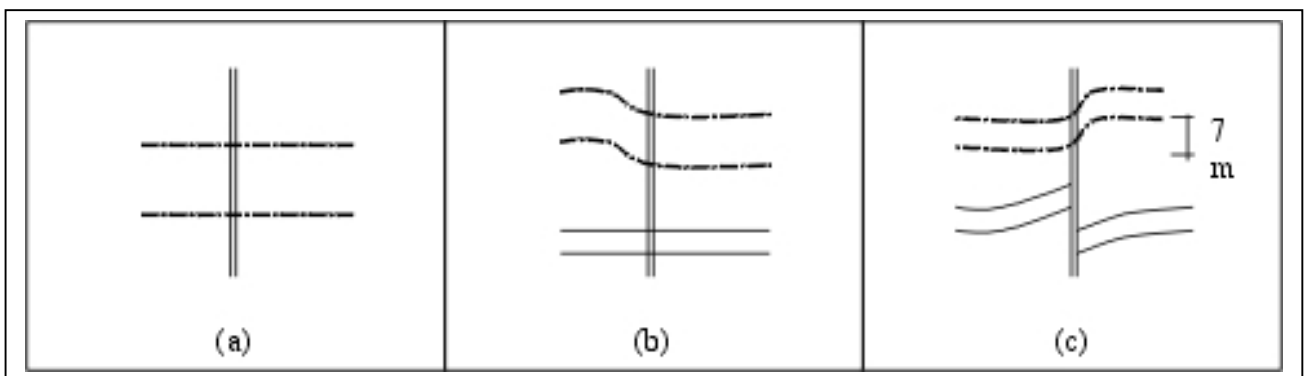


Figura 1.5: Ilustração dos deslocamentos horizontais decorrentes do terremoto de San Francisco em 1906.

Um programa de medições do "U. S. Coast and Geodetic Survey", revela que esse tipo de movimento da crosta continua em um ritmo bastante uniforme. A zona costeira, situada à oeste da falha, está se deslocando em direção ao norte (em relação ao continente, correspondente a zona leste da falha) a uma velocidade em torno de 5 cm por ano.

1.1.3: Ondas Sísmicas

As ondas sísmicas podem ser classificadas de acordo com o modo como as partículas oscilam em relação à direção de propagação. Estas podem ser:

- a) Interiores também conhecidas como volumétricas ou profundas**, e dentro destas incluem-se:

- **as ondas P** (primárias, longitudinais, ou de compressão) se as partículas vibram paralelamente à direção de propagação do raio sísmico comprimindo as rochas alternadamente. Neste momento as partículas dos materiais rochosos oscilam para frente e para trás. São as mais rápidas e por isso as primeiras em atingir a superfície terrestre, podem propagar-se nos meios sólidos, líquidos e gasosos. Sua velocidade de propagação é definida pela expressão (1.1):

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d(1-\mu)}{\gamma(1+\mu)(1-\mu)}} \quad (1.1)$$

Onde:

E_d : módulo de elasticidade dinâmico do solo;

μ : coeficiente de deformação transversal do solo;

γ : densidade da rocha.

- **as ondas S** (secundárias, transversais ou de cisalhamento): nas quais as partículas vibram perpendicularmente à direção de propagação, isto é, as partículas que transmitem as ondas vibram perpendicularmente à direção de propagação, apenas se propagam nos meios sólidos.

$$V_s = \sqrt{\frac{E_d(1-\mu)}{2\gamma(1+\mu)}} \quad (1.2)$$

A relação entre as velocidades das ondas Longitudinais (P) com as ondas transversais (S) é definida pela equação (1.3):

$$\frac{V_p}{V_s} = 1,732 \quad (1.3)$$

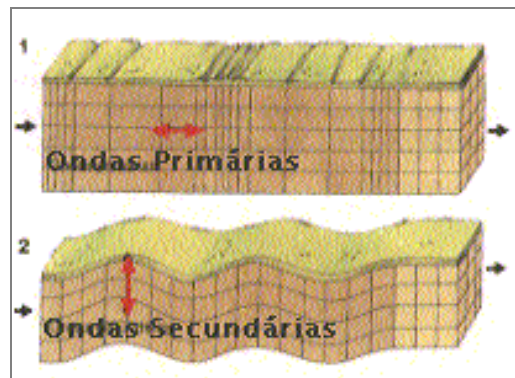


Figura 1.6: Ondas interiores (S,P).

b) Superficiais: geradas pela chegada das ondas interiores, geralmente são as causadoras das destruições de grande intensidades. Dentro destas incluem-se as ondas de Love (se as partículas vibram horizontalmente nas camadas mais externas da terra) e as ondas de Rayleigh (se as partículas vibram verticalmente num plano perpendicular à direção de propagação da onda, provocando ondas no solo).

Os movimentos do solo provocados pelas ondas sísmicas, podem ser registrados em aparelhos denominados sismógrafos. O registro obtido com tais instrumentos recebe o nome de sismograma.

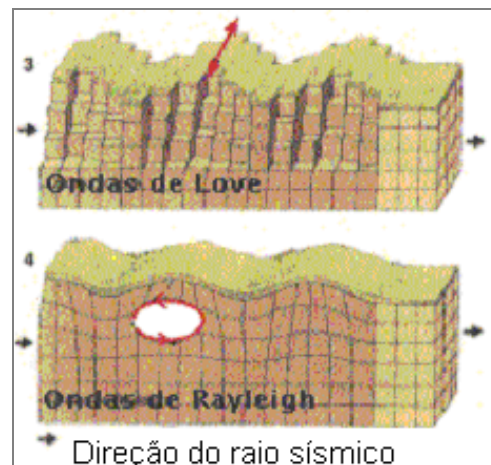


Figura 1.7: Ondas superficiais (Love e Raleigh)

Os sismógrafos registram o movimento de uma base indeformável, solidária com o solo, em relação ao movimento de uma massa de grande inércia que constitui o pêndulo. Este movimento depende da vibração do solo e da vibração do próprio pêndulo. Para registrar

todos os movimentos do solo são necessários três sismógrafos: um que registra os movimentos verticais, e os outros dois registram os movimentos horizontais, sendo um deles colocado na direção norte-sul e o outro na direção leste-oeste.

1.2: OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é fazer uma análise numérica que permita avaliar técnicas alternativas de reforço sismo-resistente, tendo como finalidade reduzir os efeitos das forças de corte em vigas e pilares através do controle da resposta em deslocamentos de uma estrutura de pórticos.

Assim, o presente estudo pretende fazer uma análise numérico comparativo da resposta sísmica em um edifício localizado em Caracas (Venezuela), que foi atingido por um sismo em 1967.

Considerando os trabalhos efetuados por Beck (1980), determinou-se que o sismo em menção evidenciou as deficiências no sistema estrutural e no detalhamento dos elementos estruturais adotado pelos projetistas.

Procura-se adotar um sistema de reforço estrutural consistente em muros de corte, tomando como referências estudos de Beck.

Como proposta adicional, foi criado um modelo de análise dos deslocamentos mediante o uso dos amortecedores metálicos, que por sua vez permitirá a redução dos efeitos da onda sísmica na estrutura.

Nos três modelos adotados, percebe-se o efeito dos elementos de reforço especialmente onde eles foram aplicados.

Também este trabalho tem como objetivo implementar um programa computacional desenvolvido em linguagem FORTRAN como uma opção alternativa aos modelos criados em SAP2000 para determinar os períodos naturais de uma estrutura e por sua vez, a resposta em deslocamentos para um sistema de n graus de liberdade.

Como parte final deste estudo, calcularam-se as forças de corte na base do prédio mediante o método estático equivalente das Normas CIRSOC (Argentina) e as Normas COVENIN (Venezuela), que por sua vez foram comparadas com os resultados obtidos mediante a análise de superposição modal.

Este estudo, também tem como finalidade incentivar este tipo de análises relativamente pouco estudadas no Brasil, fazendo com que o mesmo sirva como alicerce no aprofundamento de outras pesquisas na área de dinâmica estrutural.

CAPITULO II

2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1: IMPORTÂNCIA DOS SISTEMAS DE AMORTECIMENTO

Os danos causados pelos sismos são diversos, podem destruir implacavelmente muitas edificações, sendo assim responsável por perdas de milhares de vidas. Os sismos são fenômenos naturais de grande impacto sobre equipamentos, estruturas e a população.

Tais acontecimentos sempre causam transtorno e levantam numerosas questões. Porém, é importante salientar, que os elevados prejuízos materiais e humanos nem sempre correspondem a sismos violentos, mas sim a fatores que correspondem a defeitos estruturais.

Compreender as causas que ocorrem para a geração dos sismos e que globalmente condicionam a sua distribuição geográfica representa um passo essencial na aquisição de conhecimentos vitais à racionalização de muitos processos geológicos.

Ainda que a previsão dos sismos não tenha uma precisão razoável, seus efeitos sobre estruturas e construções são previsíveis.

Assim, os efeitos de um terremoto sobre uma estrutura constituem um fenômeno complexo que precisa de estudos amplos e laboriosos tanto no âmbito teórico estatístico quanto no experimental.

Exemplos importantes são os danos ocasionados pela ação sísmica. Historicamente, cálculos econômicos nos Estados Unidos e no Japão indicam custos atribuíveis aos danos sísmicos de bilhões de dólares por ano, como foi demonstrado nos sismos recentes de Northridge, 1994 e Kobe, 1995.

As pesquisas e o conhecimento em torno dos fenômenos vibratórios não estão contribuindo de forma adequada para a diminuição da vulnerabilidade devido a elementos não considerados como:

- na localização de centros urbanos em zonas de maior incidência sísmica;
- na definição das ações sísmicas;
- na escolha do tipo estrutural mais apropriado;
- na qualidade da prática construtiva;
- na falta de políticas para reforço das estruturas mais fracas.

A vibração sísmica é transmitida aos edifícios através de suas fundações obrigando estas edificações a acompanharem o movimento que é provocado pela propagação das ondas.

Além da magnitude e distância à falha, o movimento na fundação depende de um conjunto de parâmetros, dentre os quais é importante mencionar, o tipo e as características dos solos superficiais em que a fundação assenta.

Em geral, quanto mais brandos e espessos são os solos, maior a ampliação do movimento nas frequências baixas.

O grande problema do efeito dos sismos sobre as construções é ocasionado pela energia que atua nas fundações e situa-se numa gama de frequências coincidente com as frequências de vibração das estruturas, o que pode conduzir a fenômenos de ressonância, com conseqüências desastrosas.

No projeto da maioria das edificações, as primeiras cargas que devem ser consideradas são aquelas que ocorrem devido aos efeitos da gravidade e aos de ocupação. Estas cargas estão sempre presentes e conseqüentemente devem ser resistidas durante toda a vida da estrutura. Tipicamente, a variação destas cargas com o tempo é muito pequena comparada com as variações das características da estrutura.

As normas de projeto sísmico contem uma série de requisitos que permitem as estruturas se desempenharem dentro de seu intervalo inelástico, sem perda de estabilidade.

Na maioria dos edifícios projetados segundo estas normas, a resistência aos sismos intensos depende diretamente da capacidade dos sistemas estruturais de dissipar histereticamente por trabalho inelástico a energia absorvida durante o sismo, ou de sua ductilidade.

O comportamento dúctil significa a capacidade de suportar grandes deformações inelásticas, sem perda de resistências e sem fratura. A ductilidade de um sistema estrutural é, portanto, a capacidade de resistir sem falha, forças que excedam sua resistência elástica, impondo a seus componentes e a suas uniões, substanciais deformações inelásticas, denominadas também como suas "reservas de resistência".

A ductilidade, tanto global como local, não pode ser garantida pelo uso de um material dúctil. Ambas as propriedades dependem dos tipos e modos de falha potencial e dos valores relativos dos fatores de segurança em relação a cada um deles. A instabilidade impede aproveitar a ductilidade inerente do material utilizado.

Para lograr um comportamento dúctil, devem se identificar os modos potenciais de falha, determinar os modos caracterizados por um comportamento dúctil e adotar um conjunto de fatores de segurança que permitam uma probabilidade suficientemente baixa para o caso em que os estados limites frágeis sejam alcançados antes do que os estados limite de ductilidade.

A ductilidade global das estruturas comuns depende geralmente das ductilidades locais e pequenas zonas, porém é necessário um projeto e detalhe cuidadoso de tais zonas.

Em pórticos de edifícios, o escoamento se restringe geralmente às rotulas plásticas.

Os modos frágeis de comportamento são muitas vezes conseqüência de um excesso de capacidade resistente em uma área particular, onde acontecem mudanças violentas nas propriedades mecânicas dos elementos estruturais.

Em estruturas de aço, o comportamento frágil local, deve-se geralmente à flambagem local ou a falhas na soldagem, entretanto, no concreto armado se deve a problemas de aderência e à transferência dos esforços entre os diferentes elementos estruturais.

O fator de ductilidade de deslocamentos ν , é definido como a relação entre as variáveis encontradas na curva tensão-deslocamento como a seguinte expressão:

$$\nu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

Sendo:

Δ_y : limite de deslocamento elástico;

Δ_m : limite de deslocamento máximo.

Define-se como primeiro nível de escoamento, ao nível de deformação que origina a plastificação completa de pelo menos a região mais crítica da estrutura, isto é, por exemplo, a formação da primeira rotula plástica.

Se a carga aumentar acima deste nível, originará a formação de outras rótulas plásticas na estrutura e seu respeito acarretará em sua capacidade de carga, até atingir seu nível máximo de resistência, o que se denomina resistência máxima de escoamento.

Os fatores de ductilidade para estruturas se utilizam para a redução geral dos espectros de projeto. Porém, é preciso uma estimativa razoável do fator de ductilidade permissível. Para este propósito, deve-se conhecer os diferentes tipos de ductilidade envolvidos nas respostas das estruturas submetidas a cargas dinâmicas.

Deve-se fazer uma distinção entre o fator de ductilidade de um elemento estrutural, tal como por exemplo a capacidade de rotação em uma junta, o fator de ductilidade de uma laje de um prédio e o fator de ductilidade global do edifício, para ser usado no cálculo do cortante a partir dos valores de respostas espectrais.

Para o concreto, a ductilidade é função do estado de tensões e da disposição das armaduras. É possível atingir valores de ductilidade maiores do que 10 em vigas de concreto armado com iguais quantidades de armaduras sob tração e sob compressão.

Para elementos estruturais submetidos a esforços cortantes, o fator de ductilidade que se atinge, é também função da disposição das armaduras de aço e geralmente não excedem valores da ordem de 3.

O engenheiro de estruturas se apóia na ductilidade inerente dos sistemas estruturais detalhados e construídos, para evitar falhas catastróficas, ainda que permitindo certo grau de danos estruturais e não-estruturais.

O amortecimento interno (inerente) dos edifícios, oscila entre um 1% y 5% do amortecimento crítico.

Trata-se de aumentar este amortecimento interno, mediante a incorporação de amortecedores suplementares na estrutura, em lugares estratégicos.

O processo de reconstrução pós-sísmica começa com a recopilação dos documentos com os quais o edifício foi construído, isto é, os planos estruturais, estudos de mecânica dos solos, de cimentações e as memórias de cálculo.

Atualmente os regulamentos não indicam de forma explícita o nível de ductilidade que as seções devam ser capazes de atingir nos lugares onde as articulações poderiam aparecer.

Os fatores de ductilidade para o aço são geralmente maiores do que para o concreto armado, e os fatores de ductilidade para estruturas de aço são maiores em tração do que em flexão e compressão. Porém, deve-se ter cuidados especiais na utilização de aço, para garantir seu comportamento dúctil em uma estrutura.

Conclui-se que não é muito confiável depender da ductilidade de um sistema estrutural. É conveniente procurar uma outra fonte de dissipação de energia.

O enfoque tradicional de projetos sismo-resistentes tem sido baseado em uma forma de poder proporcionar uma combinação de resistência e ductilidade para resistir às cargas impostas.

Os resultados de alguns destes inovadores conceitos ainda são esperados, entanto que outros como o da “dissipação passiva de energia”, estão dando resultados muito satisfatórios.

O propósito básico da incorporação de dispositivos de dissipação passiva de energia em uma estrutura, é o de absorver ou consumir uma porção importante da energia sísmica, reduzindo assim as demandas de dissipação de energia por ductilidade nos elementos estruturais principais, e assim minimizar seu possível dano estrutural.

Este conceito também é conhecido como amortecimento sísmico suplementar, e se empregou na reconstrução pós-sísmica do edifício Cad em Bogotá, Colômbia.

Sendo a equação (2.2) definida como:

$$E_i = E_k + E_s + E_a + E_d \quad (2.2)$$

Onde:

E_i = Energia originada pelo sismo

E_k = Energia Cinética

E_s = Energia de deformação elástica

E_a = Energia de Amortecimento

Um outro conceito importante nos projetos sismo-resistentes é a rigidez, que, geralmente em construções de concreto armado se consegue mediante a aplicação dos muros de corte. Os elementos estruturais com adequada resistência rigidez e ductilidade devem ser colocados para resistir forças sísmicas. Similares considerações deverão ser dadas às conexões entre os elementos. Muros cortantes são muito efetivos para resistir forças laterais e para limitar a deformação da estrutura a qual minimizará a inconveniência no uso da estrutura e a segurança pública de risco.

2.2: SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES

Pesquisas sobre as propriedades de amortecimento de materiais e suas importâncias para a engenharia iniciaram-se no século XVIII, quando Coulomb provou, através de ensaios experimentais, que o amortecimento em oscilações de torsão, não é causado pelo atrito com o ar, mas por dissipação de energia interna do material (Lazan, 1968). No século XIX, vários estudos sobre vibrações foram desenvolvidos compreendendo o amortecimento viscoso proporcional à velocidade e o amortecimento interno, também chamado histerético, proporcional ao gradiente de deslocamento (ou deformação específica) e dependente da frequência de vibração e da temperatura. O ciclo histerético gerado por tensões cíclicas foi estudado por Ewing, enquanto que a flexão cíclica foi estudada por Voigt (Lazan, 1968).

Durante o século passado, cientistas e engenheiros mostraram-se interessados no amortecimento de polímeros, elastômeros e outros materiais não-metálicos. Inicialmente, houve um interesse maior na macroestrutura do material. Posteriormente, foi dada maior ênfase ao amortecimento como propriedade estrutural, particularmente em estruturas sob vibrações forçadas.

Os fatores que favorecem a instalação de um sistema de dissipadores de energia são:

a) Características da estrutura

- tipo de estrutura;

- altura total;
- alturas de cada andar;
- arquitetura;
- disponibilidade de espaço;
- fachadas;

b) Características do lugar

- pesquisa geotécnica para caracterizar o tipo de solo e zonificação sísmica
- pesquisa geo-sísmica para definir:
 - espectros de projeto;
 - acelerogramas

c) Características dinâmicas

Dependem da rigidez global, rigidez de cada andar, modos de vibração, período fundamental, deslocamentos, deformações, velocidades, massas, distribuição dos elementos não-estruturais.

As principais vantagens do uso dos amortecedores são:

- reduz o cortante basal.
- reduz deslocamentos laterais totais e relativos.
- protege elementos não-estruturais.
- reduz tempo de oscilação posterior ao evento vibratório.
- reduz resposta da ação dos ventos.
- reduz e dissipa energia transmitida à estrutura.
- reduz a demanda de ductilidade da estrutura que suporta cargas gravitacionais.
- aumenta o conforto e segurança das pessoas.

Os sistemas de proteção sísmica empregados na atualidade compreendem desde simples dispositivos de controle passivo até avançados sistemas completamente ativos. Os sistemas passivos são talvez os mais conhecidos e incluem os sistemas de isolamento sísmico e os sistemas mecânicos de dissipação de energia. O isolamento sísmico é o sistema mais desenvolvido da família, com contínuos avanços em dispositivos, aplicações e especificações de desenho. Como é mostrado na figura 2.1, os sistemas de proteção sísmica podem ser classificados em quatro categorias: sistemas passivos, ativos, híbridos e semi-ativos.

2.2.1: Sistemas Passivos

Os sistemas de controle passivo empregam dispositivos bastante simples que reduzem a resposta dinâmica por meios totalmente mecânicos e constituem o meio mais simples e confiável de reduzir as vibrações indesejáveis, pois não necessita de manutenção periódica. No entanto, sua performance está condicionada a parâmetros de amortecimento, a amplitude de deslocamento do atenuador e ao tipo de força excitadora da estrutura. Os sistemas passivos mais comuns são os isoladores sísmicos, os dissipadores de energia e os osciladores ressonantes (TMD). Cada sistema emprega diferentes enfoques para o controle da resposta estrutural e são mais efetivos para diferentes tipos de estruturas (Buckle, 2000).

SISTEMAS DE PROTEÇÃO SISMICA	SISTEMAS PASIVOS	Isolamento Sísmico
		Pêndulo de Fricção Deslizante
		Isoladores de Elastômeros
		Dissipadores de Energia
		Histeréticos
		Metálicos
		Dissipadores por Atrito
		Visco-elásticos
		Sólidos visco-elásticos
	Fluído Viscoso	
	Oscilador Ressonante TMD	
	SISTEMAS ATIVOS	Amortecedor de Massa Ativa AMD Tendões Ativos Arriostes Ativos
	SISTEMAS HIBRIDOS	Isolamento Ativo Oscilador Híbrido HMD
	SISTEMAS SEMI-ATIVOS	Dissipadores de Orifício Variável Dispositivos de Atrito Variável Dissipadores Fluído-Controláveis

Figura 2.1: Classificação dos sistemas de proteção sísmica.

2.2.1.1: Isoladores Sísmicos

O isolamento sísmico é atualmente muito usado em vários países e constitui uma estratégia de projeto baseado na premissa de que é possível separar uma estrutura dos movimentos do solo mediante a introdução de elementos flexíveis entre a estrutura e sua fundação. Os isoladores reduzem notavelmente a rigidez do sistema estrutural, fazendo que o período fundamental da estrutura isolada seja muito maior do que o da mesma estrutura com base fixa. Numerosos estudos teóricos, análises numéricas e ensaios de laboratório demonstram o excelente comportamento que pode conseguir o isolamento sísmico para a proteção de diversos tipos de estruturas submetidas a eventos sísmicos moderados e severos. Adicionalmente, a efetividade deste sistema foi evidenciada pelos registros da resposta dinâmica dos edifícios com isolamento de base atingidos pelos sismos de Northridge em 1994 e Kobe em 1995.

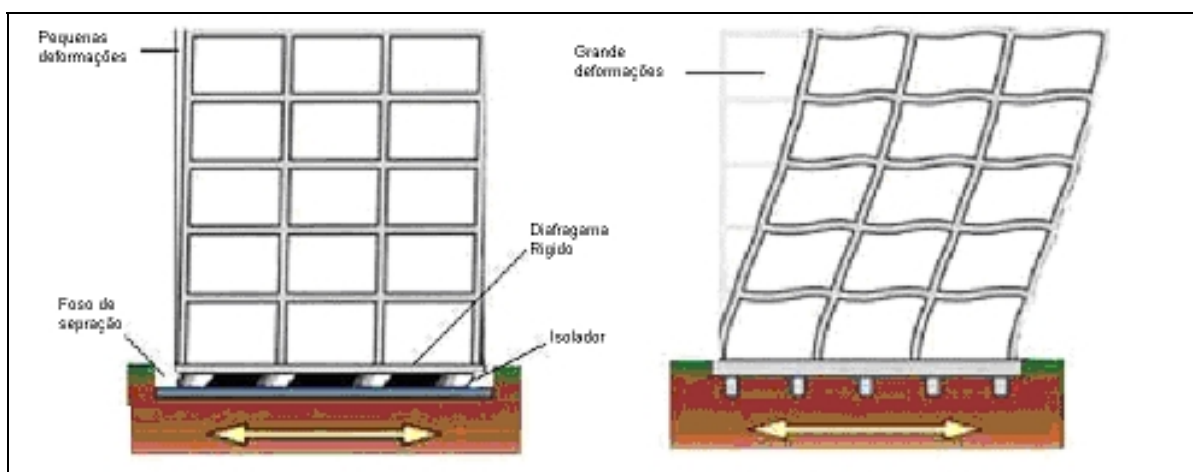


Figura 2.2: Isolamento sísmico na base e cimentação convencional.

Atualmente existem numerosas aplicações de sistemas de isolamento de base em países como Japão, Estados Unidos, Nova Zelândia e Itália. Estas aplicações correspondem principalmente à construção de novos edifícios e o melhoramento sísmico de estruturas existentes. Um dos edifícios que demonstrou a efetividade dos sistemas de isolamento sísmico é o Fire Command and Controle Facility em Los Angeles. Este edifício é uma central de emergências que deve permanecer em operação inclusive depois de um sismo extremo. Para sua construção se realizou uma comparação entre os esquemas de projeto convencional e de isolamento sísmico para prover o mesmo grau de proteção. Nestes termos se estimou que o custo do edifício com isolamento sísmico era 6% menor que o correspondente ao edifício com um desenho convencional (Farzard, 1999).

A prova mais severa à que foi submetido um edifício com isolamento sísmico até a data corresponde ao hospital de docência da Universidade de Southern Califórnia (Farzard, 1999).

O edifício está localizado a 36 km do epicentro do terremoto de Northridge, ocorrido em 1994 com uma intensidade de 6.8 na escala de Richter. Durante este sismo, o terreno sob o edifício atingiu uma aceleração máxima de 0.49 g, enquanto as acelerações no interior do edifício estiveram entre 0.10 g e 0.13 g. Isto significa que a estrutura foi isolada em forma efetiva dos movimentos do solo, levando em conta que estes movimentos foram o suficientemente intensos para provocar danos importantes em edifícios adjacentes (Kelly 1998).

Diferentemente das técnicas convencionais de reforço de edifícios já existentes é que com o isolamento sísmico procura-se reduzir a demanda a níveis em que a capacidade existente na estrutura seja suficiente para reduzir às cargas. Esta técnica é particularmente apropriada para a proteção de edifícios com valor histórico.

Existem basicamente dois tipos de sistemas de isolamento: os apoios de material de elastômeros e os apoios deslizantes.

Os apoios de elastômeros empregam uma borracha natural ou neoprene reforçado com finas lâminas de aço. A notável flexibilidade lateral no elastômero permite o deslocamento lateral dos extremos do isolador, enquanto as lâminas de reforço evitam o abultamento.

Tipos de elastômeros amplamente usados: apoios de borracha natural (Figura 2.3), apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB), e apoios de borracha de alta dissipação de energia (HDR). Os apoios deslizantes possuem uma superfície de deslizamento que permite a dissipação de energia por meio das forças de atrito.



Fig. 2.3: Isolador de elastômero de borracha natural (NRB).

Um dos dispositivos mais inovadores é o sistema de pêndulo de fricção deslizante que combina a ação do deslizamento com a geração de uma força restauradora devido à geometria do deslizador (Figura 2.4).

2.2.1.2: Dissipadores de Energia

Os dissipadores de energia são dispositivos projetados para absorver a maioria da energia sísmica, evitando assim que esta seja dissipada mediante deformações inelásticas nos elementos estruturais. Podem ser classificados como hysteréticos ou visco-elásticos.

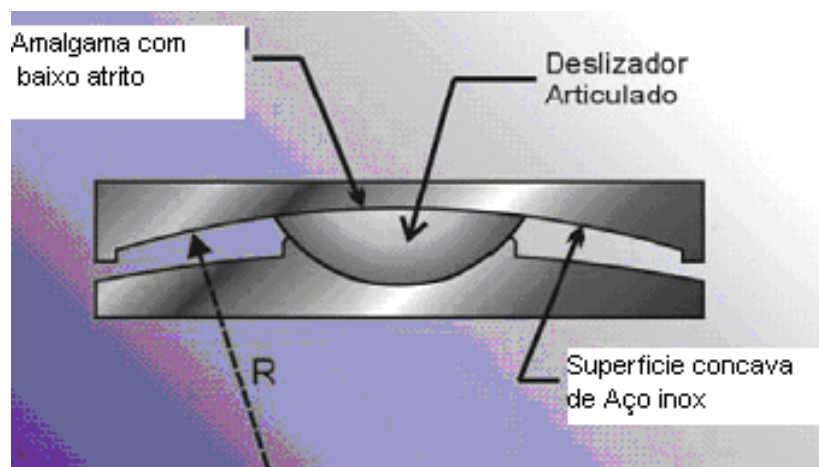


Figura 2.4: Esquema do pêndulo de fricção deslizante.

a) Amortecedores visco-elásticos (MVE): representam uma das soluções para a redução das vibrações estruturais, cuja principal característica é o aumento da taxa de amortecimento proveniente da dissipação da energia mecânica, produzida pelo movimento estrutural, sob a forma de calor.

Como as propriedades dos materiais visco-elásticos são dependentes da frequência, torna-se difícil uma análise no domínio do tempo. Assim, poucas formulações matemáticas foram desenvolvidas usando o método de elementos finitos no tratamento dos materiais visco-elásticos.

A primeira aplicação de um amortecedor visco-elástico em uma estrutura data de 1969 nas torres gêmeas do World Trade Center na cidade de Nova York, EUA, que foram alvos de ataques terroristas em 11 de setembro de 2001. Tais ataques realizados com os choques de grandes aeronaves comerciais culminaram no colapso dessas torres.

No Brasil, um sistema de amortecimento passivo de vibrações do tipo sanduíche utilizando material visco-elástico foi desenvolvido em 1998, para ser aplicado no tabuleiro metálico do vão central da ponte Rio-Niterói. A finalidade é reduzir as amplitudes de deslocamento dissipando a energia de amortecimento através do material visco-elástico sob a forma de calor. Este fenômeno ocorre quando a estrutura é submetida à flexão provocando tensões cisalhantes no núcleo visco-elástico.

Recentes trabalhos sobre o desempenho de atenuadores visco-elásticos (AVE's) como sistema de controle passivo das oscilações de estruturas também foram feitos na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Os amortecedores visco-elásticos incluem os sistemas de sólidos visco-elásticos, fluidos visco-elásticos, e os dissipadores fluido-viscosos.

Os dissipadores visco-elásticos sólidos estão constituídos por uma camada de material visco-elástico localizada entre duas placas de aço, usualmente acopladas aos contraventamentos que conectam os extremos de cada andar.

Os amortecedores visco-elásticos líquidos dissipam a energia por meio das deformações induzidas por um pistão numa substância altamente viscosa.

Os dissipadores fluido-viscosos são dispositivos que dissipam energia transferindo um fluido a través de um orifício, produzindo uma pressão de amortecimento. Durante muitos anos, amortecedores viscosos têm sido utilizados em muitas aplicações, sendo importante no controle de vibrações em sistemas aeroespaciais e de defesa.

Este mecanismo vem sendo muito bem avaliado durante décadas. Um dos usos que tem sido documentado foi feito por instituições militares para examinar seu uso em canhões de alto poder.

Basicamente um amortecedor viscoso é comparável aos amortecedores utilizados nos automóveis, mas operam com um maior nível de forças e são fabricados com materiais mais duráveis para conseguir um maior tempo de vida útil.

Além disso, os amortecedores fluido-viscosos usados em estruturas são consideravelmente maiores que os usados nos autos e também são construídos em aço inox e outros materiais extremamente resistentes os quais têm uma duração mínima de 40 anos. O fluido destes amortecedores tem as seguintes propriedades gerais: é inerte, não-inflamável, não é tóxico, e estável por longos períodos de tempo.

Têm sido utilizados com êxito em estruturas civis, especialmente em áreas geográficas de alta sismicidade. A aplicação principal destes dispositivos tem sido em edifícios de muitos andares e na reabilitação de estruturas históricas (Miyamoto, 2004). Também é utilizado para renovar estruturas existentes de tal forma que as mesmas cumpram com os requerimentos modernos que exigem os códigos de projetos estruturais. De fato, a adição

de amortecedores viscosos a uma estrutura pode elevar o amortecimento da estrutura para um 30 % do amortecimento crítico ou mais. Portanto, esta adição pode reduzir as acelerações e deslocamentos laterais para um 50% em relação a uma estrutura sem amortecedores (Constantinou, 1992).

Uma qualidade que possuem os amortecedores fluido-viscosos é sua versatilidade. Por exemplo, podem ser incorporados em uma estrutura sem comprometer arquitetonicamente um edifício. É por este motivo que os amortecedores viscosos são especialmente úteis para a restauração de edifícios históricos.

Na análise dinâmica de estruturas é muito comum supor que o amortecimento é do tipo clássico.

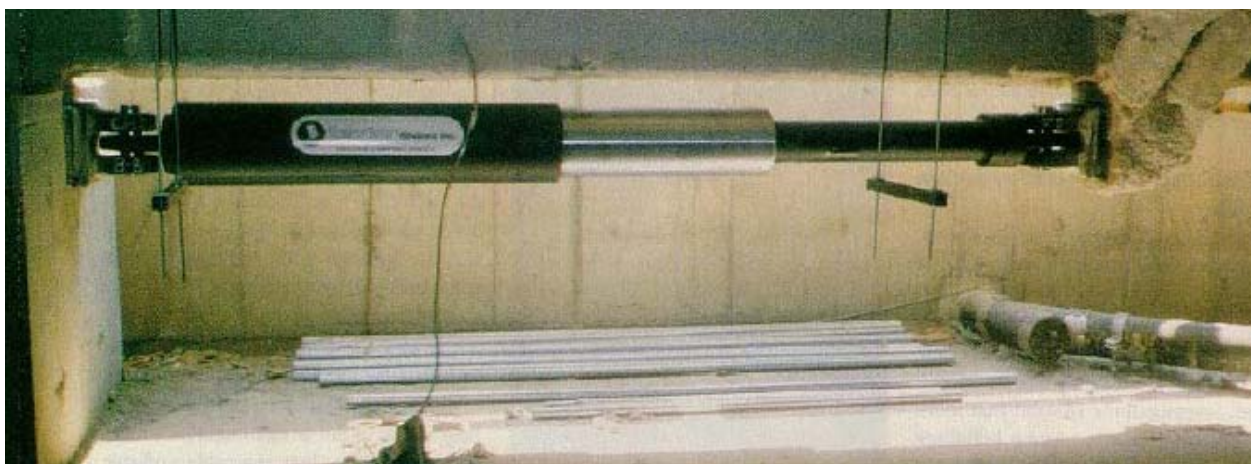


Figura 2.5: Amortecedor fluido-viscoso.

Esta suposição permite desacoplar as equações de movimento mediante o uso dos autovetores não amortecidos do sistema. No entanto, as estruturas com amortecedores viscosos produzem uma matriz global de amortecimento cheia. Porém, a matriz de amortecimento não pode ser diagonalizada pelos autovetores do sistema sem amortecimento.

Mesmo assim, podem-se desacoplar as equações de movimento de um sistema estrutural com amortecimento não-clássico usando os autovetores do sistema amortecido. Embora isto, para tais estruturas os autovetores amortecidos são valores complexos. Este procedimento desacoplar as equações de movimento de um sistema com amortecimento não-clássico de “n” graus de liberdade a um sistema de “2n” equações de primeira ordem que têm solução no intervalo dos números complexos. Este método é conhecido como o método das equações de estado.

A figura 2.6 apresenta uma forma de colocar os amortecedores viscosos e a figura 2.7, apresenta um tipo de amortecedor visco-elástico ao qual tem se instalado estes dispositivos (Constantinou, 2004).

b) Os dissipadores histeréticos: incluem os dissipadores metálicos e os dissipadores por atrito e dependem essencialmente dos deslocamentos da estrutura.

Os dissipadores metálicos serão matéria de análise nesta dissertação e estão baseados no escoamento dos metais devido a flexão, corte, torção, ou flambagem.

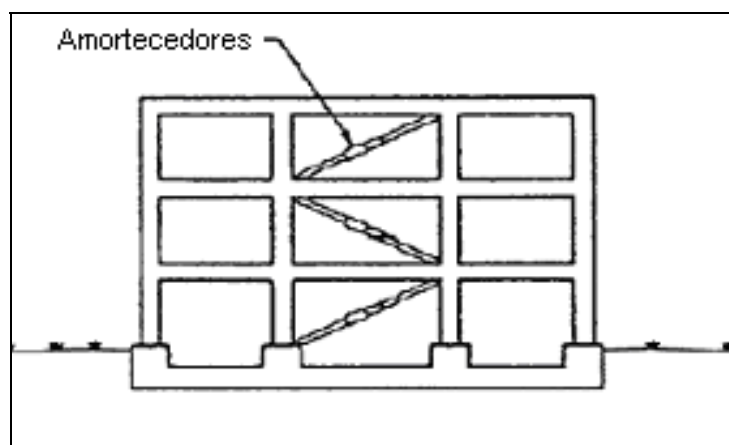


Fig. 2.6: Amortecedor fluido-viscoso dispostos em forma diagonal.

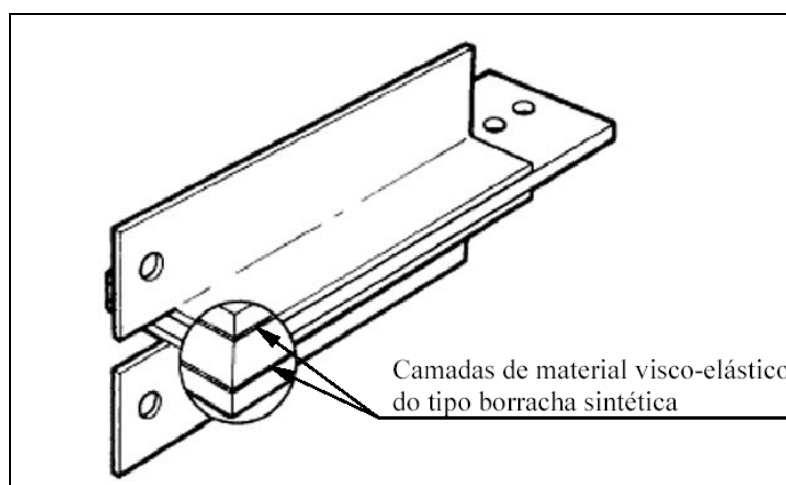


Figura 2.7: Modelo de amortecedor visco-elástico usado no World Trade Center.

Os dispositivos metálicos se caracterizam por ter um comportamento histerético dúctil que é, em grande parte, independente da velocidade de deformação.

A idéia de utilizar amortecedores hysteréticos metálicos nas estruturas para absorver parte da energia sísmica iniciou-se com o trabalho de Kelly et al (1972) e logo, Skinner et al (1975).

Ozdemir (1976) foi o primeiro a empregar analogias com teorias constitutivas elastoplásticas e viscoelásticas existentes para desenvolver uma relação força-deslocamento de elementos metálicos sob cargas dependentes do tempo. Logo depois, Bhatti et al (1978) utilizaram essa metodologia para determinar a resposta de estruturas com amortecedores de torção junto com sistemas de isolamento sísmico.

Um dos dispositivos metálicos mais reconhecidos é o ADAS, que está composto por placas de aço com seção transversal em forma de X (Figura 2.8) instaladas em paralelo sobre os elementos de contraventamento.

O edifício Izazaga com treze andares construído nos anos 70 de concreto armado foi moderadamente danificado pelo terremoto da cidade de México em 1985. Posteriormente a sua recuperação, nos ataques sísmicos dos anos 1986 e 1989, foi novamente danificado. Em 1990, em nova remodelação, 250 amortecedores ADAS foram instalados nas aberturas exteriores.

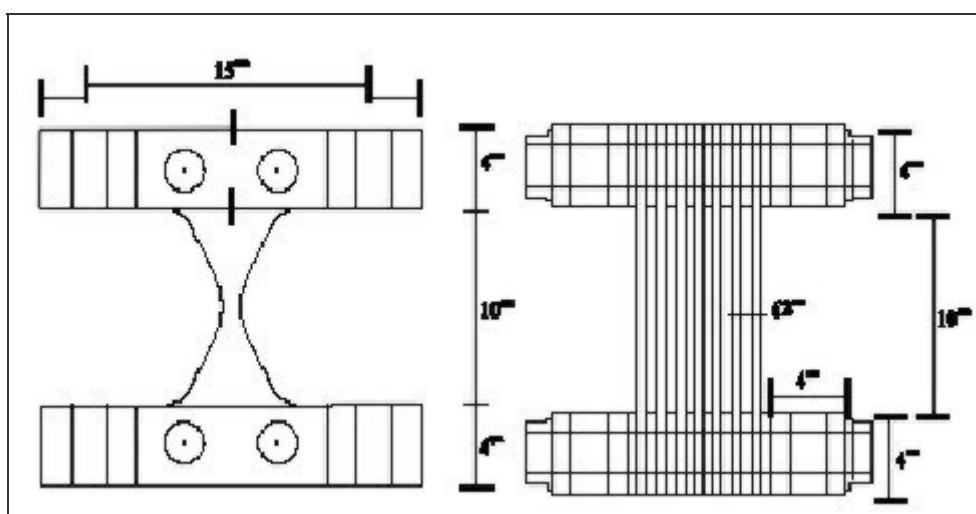


Figura 2.8: Dispositivo ADAS em paralelo.

Um outro dissipador metálico é o TADAS (Figura 2.9) consistente em um conjunto de placas triangulares dispostas a flexão fora de seu plano. É muito similar do ADAS.

Atualmente os amortecedores com placa de aço são os mais utilizados para dispositivos metálicos e, vários programas experimentais tem sido realizados. Bergman e Goel (1987) descrevem testes cíclicos de amortecedores de placa com forma de “X” e “V” fabricados por Bechtel Corporation.

Amortecedores metálicos foram também utilizados na remodelação do Wells Fargo Bank em San Francisco, U.S.A. O edifício tem uma estrutura de concreto com dois andares, construído originalmente em 1967 e posteriormente danificado no terremoto de Loma Prieta em 1989.



Figura 2.9: Dissipador TADAS.

Os dissipadores por atrito são elementos que dissipam a energia mediante as forças de atrito que se apresentam pelo deslocamento relativo entre duas placas em contato. São desenhados para deslizar sob uma carga predeterminada, e permanecem inativos enquanto não existe uma demanda sísmica importante sobre o edifício.

2.2.1.3: Osciladores Ressonantes

Um oscilador ressonante (TMD) é um sistema de um grau de liberdade constituído por uma massa, um elemento restitutivo e um mecanismo de dissipação de energia, usualmente montado na parte superior da estrutura.

Para que o TMD possa reduzir a resposta dinâmica de uma estrutura deve existir uma coincidência entre as freqüências naturais de vibração da estrutura e do oscilador ressonante (Soong, 1997). Os osciladores ressonantes são bastante efetivos na redução das vibrações produzidas pelo vento em edifícios altos. Também podem ser empregados para a redução da resposta sísmica.

2.2.2: Sistemas Ativos

Estes sistemas são dispositivos que geram forças de controle para modificar a resposta dinâmica da estrutura. As forças de controle são aplicadas mediante atuadores integrados a um conjunto de sensores, controladores e processadores de informação em tempo real.

A figura 2.10 descreve esquematicamente o processo. Os sensores instalados na estrutura medem as excitações externas e a resposta dinâmica da estrutura; os dispositivos de processamento em tempo real processam a informação proveniente dos sensores e calculam as forças de controle necessárias para estabilizar a estrutura; finalmente os atuadores geram as forças necessárias para diminuir os movimentos sísmicos.

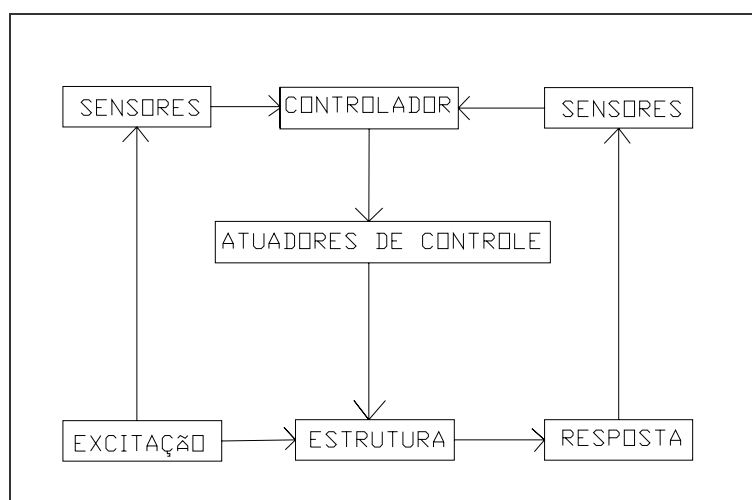


Fig. 2.10: Estrutura com sistema de controle ativo.

As forças de controle podem ser aplicadas à estrutura mediante uma massa ativa (AMD), elementos de contraventamento ativos (ABS), ou tendões ativos.

Os osciladores de massa ativa (AMD) proporcionam a forma mais simples e compacta de aplicar as forças de controle a uma estrutura. Os tendões ativos requerem um projeto mais complicado e se encontram atualmente em nível experimental.

O edifício Kyobashi Seiwa é a primeira aplicação a escala natural da tecnologia do controle ativo. Este edifício localizado em Tóquio, Japão, teve sua construção terminada em 1989. O sistema ativo está conformado por dois osciladores AMD, um principal para controlar o movimento transversal, e outro secundário para reduzir os movimentos de torção. O objetivo do sistema instalado no edifício é reduzir as vibrações produzidas por ventos fortes e solicitações sísmicas moderadas, com o fim de acrescentar o conforto de seus ocupantes.

2.2.3: Sistemas Híbridos

Os sistemas híbridos empregam uma combinação de dispositivos passivos e ativos com o fim de acrescentar a confiabilidade e eficiência do controle estrutural. Algumas das restrições que apresenta um sistema completamente ativo podem ser superadas pelos sistemas de controle híbrido devido a que estes operam múltiplos dispositivos de controle, conseguindo maiores níveis de rendimento.

As pesquisas no campo dos sistemas de controle híbrido foram enfocadas principalmente em dois tipos de sistemas: osciladores híbridos (HMD) e isolamento ativo. Todos os sistemas híbridos funcionam segundo a configuração mostrada no esquema mostrado na figura 2.11.

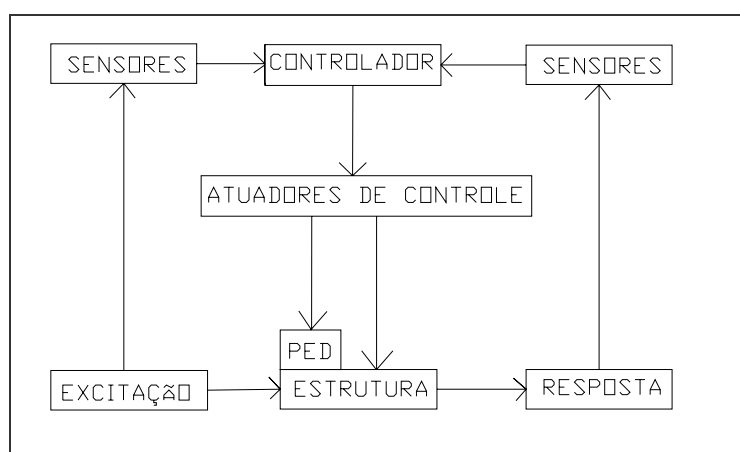


Figura 2.11: Estrutura com sistema de controle híbrido.

O oscilador híbrido HMD (Hybrid Mass Damper) é o resultado da combinação de um oscilador ressonante (TMD) e um atuador de controle ativo. A capacidade deste dispositivo para reduzir a resposta estrutural radica principalmente no movimento natural do oscilador ressonante. As forças de controle geradas pelo atuador são empregadas só para melhorar o desempenho do oscilador ressonante, incrementando a eficiência do sistema e permitindo sua adaptabilidade às mudanças nas características dinâmicas da estrutura.

Diversos pesquisadores realizaram importantes contribuições para conseguir osciladores híbridos mais compactos, eficientes e fáceis de implementar. O sistema TRIGON, por exemplo, está constituído por um oscilador em forma de V com período fundamental ajustável. Este sistema está desenhado para controlar a resposta estrutural produzida por ventos fortes e sismos moderados.

Quando as solicitações são leves o atuador se mantém inativo e o sistema se comporta como um TMD. Outro sistema conhecido como HMD é o pendular multi-nível (multi-step

pendulum HMD) requer um menor espaço para sua instalação e foi empregado em muitas estruturas, incluindo o maior edifício do Japão: a torre Landmark em Yokohama.

2.2.4: Sistemas Semi-Ativos

Os sistemas semi-ativos não aplicam forças de controle no sistema estrutural, mas possuem propriedades variáveis que podem ser controladas para reduzir otimamente a resposta do sistema estrutural. A figura 2.12 mostra a configuração destes sistemas.

O atendimento recebido por estes sistemas nos últimos anos pode ser atribuído ao fato de que os dispositivos de controle semi-ativo oferecem a adaptabilidade dos sistemas de controle ativo sem a demanda de grandes fontes de energia.

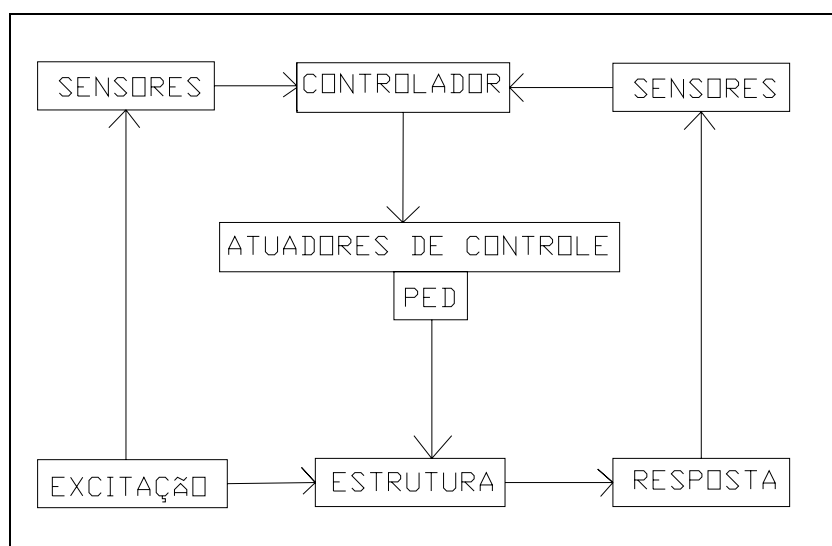


Fig. 2.12: Estrutura com sistema de controle semi-ativo.

CAPITULO III

3: VIBRAÇÕES MECÂNICAS

3.1: INTRODUÇÃO ÀS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Em muitos problemas de engenharia, a análise dinâmica das estruturas é tão importante na garantia da estabilidade estrutural quanto a sua análise estática.

Existem diversas manifestações dos efeitos vibratórios. Dentre eles, movimentos decorrentes de abalos sísmicos são uma carga dinâmica que varia em direção, sentido e intensidade, que podem levar edificações ao colapso. Cabe salientar também o vento que ocorre em rajadas, as ondas sonoras, as vibrações produzidas por máquinas rotativas, entre outras. Sob esses tipos de situações, os elementos estruturais também sofrerão os efeitos vibracionais.

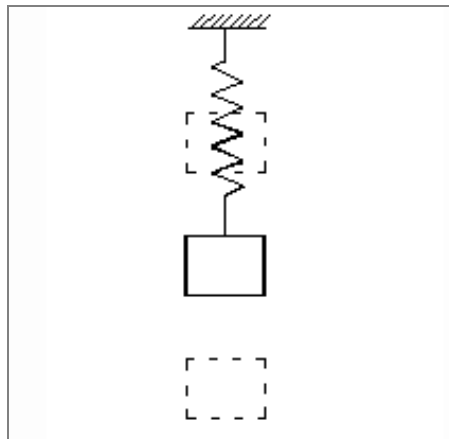


Figura 3.1: Sistema massa-mola

As vibrações periódicas são definidas por uma função periódica, cujo valor se repete dentro de certo tempo, denominado período de vibrações T , ou seja:

$$f(t+T) = f(t) \quad (3.1)$$

A partir da teoria de vibrações é possível obter a equação que relaciona a frequência natural com a rigidez (tração à qual a mola está sujeita da figura 3.1) e a massa:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.2)$$

Onde:

f_n : freqüência natural do sistema;

K : é a rigidez da corda;

M : massa.

Um sistema mecânico tem um grau de liberdade se seu movimento pode ser expressado, a qualquer instante, por apenas uma variável. Os sistemas lineares de um grau de liberdade são os sistemas mais simples, e são descritos por uma equação diferencial ordinária de segunda ordem com coeficientes constantes. São utilizados muitas vezes como uma aproximação quase exata para sistemas mais complexos.

As expressões matemáticas para representar os fenômenos vibratórios na análise dinâmica são chamadas “Equações do movimento da estrutura”. Considerando o sistema da figura 3.2, onde a rigidez da mola é dada por sua constante de mola (k), o amortecimento é representado pela constante de amortecimento (c), e o deslocamento (x).

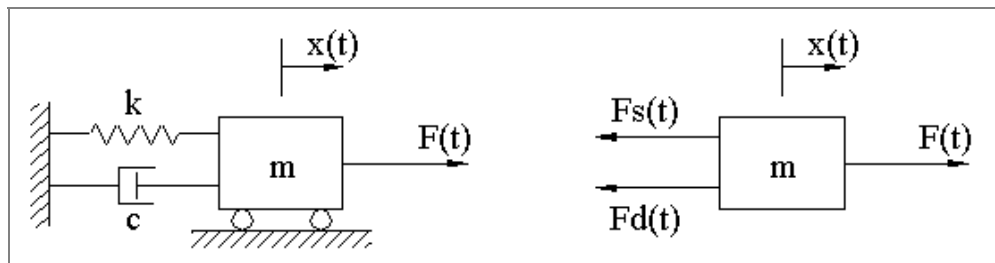


Figura 3.2: decomposição de forças para um sistema de um grau de liberdade

O equilíbrio das forças para um sistema amortecido fica expressado assim:

$$F_i + F_s + F_d = F(t) \quad (3.3)$$

Onde:

F_i : força de inércia;

F_s : força da mola;

F_d : força do amortecedor;

F : força externa.

Cada força do lado esquerdo da equação é uma função do deslocamento x ou de suas derivadas, assim tem-se que a força elástica da mola é o produto da constante elástica de mola pelo deslocamento:

$$F_s = kx \quad (3.4)$$

Pela Segunda Lei de Newton, a força de inércia é o produto da massa pela aceleração:

$$F_i = m \frac{d^2x}{dt^2} = m \ddot{x} \quad (3.5)$$

Finalmente, a força de amortecimento viscoso é o produto da constante de amortecimento pela velocidade:

$$F_d = c \frac{dx}{dt} = c \dot{x} \quad (3.6)$$

Substituindo adequadamente na equação:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = F(t) \quad (3.7)$$

Uma vibração livre sem amortecimento persiste em forma indefinida, evidentemente, isso jamais ocorre na natureza, pois todas as vibrações livres desaparecem após algum tempo. Neste tipo de vibrações a força externa F é considerada zero.

Analisando um sistema massa-mola de um grau de liberdade verifica-se que a força restauradora é proporcional ao deslocamento. Existe também dissipação de energia através de um mecanismo amortecido no qual a força de amortecimento é proporcional à velocidade.

Assim, para um sistema de vibração amortecida livre, tem-se uma equação diferencial (3.8):

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = 0 \quad (3.8)$$

Dividindo pela massa esta equação finalmente fica expressada como:

$$\ddot{x} + 2 \zeta \omega \dot{x} + \omega^2 x = 0 \quad (3.9)$$

Onde:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} : \text{freqüência natural do sistema;}$$

$$\zeta = \frac{C}{C_{cr}} : \text{razão de amortecimento;}$$

$$C_{cr} = 2\sqrt{km} : \text{amortecimento crítico.}$$

A equação diferencial (3.9) conduzirá a uma solução do tipo:

$$x = C_1 \text{sen}(\omega_n t) + C_2 \text{cos}(\omega_n t) \quad (3.10)$$

As equações de movimento de um sistema de múltiplos graus de liberdade podem ser estabelecidas a partir do equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade.

De forma geral, podem-se considerar aplicadas no grau de liberdade genérico i , quatro tipos de forças: as forças aplicadas exteriormente $F(t_i)$, as forças resultantes do movimento e que se dividem em forças de inércia F_I , as forças devidas ao amortecimento F_D , e forças de deformação elástica F_s . Assim, o sistema de equações de equilíbrio dinâmico pode ser escrito da seguinte forma:

$$[F_I] + [F_D] + [F_s] = [F] \quad (3.11)$$

Cada um destes vetores de forças resultantes do movimento depende das variáveis que descrevem o movimento e que são o deslocamento, a velocidade e aceleração em cada grau de liberdade. Estas equações podem ser descritas a partir das seguintes expressões:

$$[F_s] = [K] \vec{q} \quad (3.12)$$

$$[F_D] = [C] \dot{\vec{q}} \quad (3.13)$$

$$[F_I] = [M] \ddot{\vec{q}} \quad (3.14)$$

Onde:

$[K]$: matriz de rigidez da estrutura relativa aos n graus de liberdade considerados;

$[C]$: matriz de amortecimento;

$[M]$: é a matriz de massa;

\vec{q} , $\dot{\vec{q}}$, $\ddot{\vec{q}}$: vetor de deslocamentos, velocidades e acelerações respectivamente.

O sistema de equações de equilíbrio dinâmico finalmente pode ser escrito desta forma:

$$[\mathbf{M}]\ddot{\vec{q}}(t)+[\mathbf{C}]\dot{\vec{q}}(t)+[\mathbf{K}]\vec{q}(t)=\mathbf{F}(t) \quad (3.15)$$

3.2: RESPOSTA PARA UM CONJUNTO DE ACELERAÇÕES NA BASE

A equação que permite o cálculo da resposta de um sistema de múltiplos graus de liberdade a um conjunto de acelerações no solo é semelhante à formulação utilizada para o cálculo da resposta a um conjunto de forças de excitação, desde que se escrevam as equações em coordenadas relativas. Neste contexto entende-se como coordenadas relativas aquelas que permitem descrever o movimento da estrutura em relação ao movimento do solo.

$$\vec{q}_a = \vec{q}_r + \mathbf{B} \vec{u}(t) \quad (3.16)$$

Onde:

q_r : deslocamento relativo;

q_a : deslocamento absoluto;

u : deslocamento do solo.

B: matriz que contém os co-senos diretores dos ângulos formados entre o movimento da base e a orientação do deslocamento associado ao grau de liberdade considerado

Como só a parcela correspondente às forças de inércia $[\mathbf{F}_I]$, depende das coordenadas absolutas, para um sistema de múltiplos graus de liberdade o sistema de equações de equilíbrio dinâmico é relacionado da seguinte forma, quando escrito em coordenadas relativas:

$$[\mathbf{M}]\ddot{\vec{q}}_r(t)+[\mathbf{C}]\dot{\vec{q}}_r(t)+[\mathbf{K}]\vec{q}_r(t)=-[\mathbf{M}][\mathbf{B}]\ddot{\vec{u}}(t) \quad (3.17)$$

A figura 3.3 representa um sistema dinâmico de um grau de liberdade.

Para que a formulação apresentada fique clara é necessário definir o que representa o vetor das acelerações do solo ($\ddot{u}(t)$). De uma forma geral todos os pontos de ligação da estrutura ao exterior podem ter deslocamentos independentes uns dos outros. Como esta situação é

pouco provável que aconteça em estruturas de dimensões correntes, admite-se a hipótese de haver somente três deslocamentos independentes da base, um em cada direção ($\vec{u}_x(t), \vec{u}_y(t), \vec{u}_z(t)$), o que equivale a admitir que o solo de fundação é parte de um corpo rígido.

A equação (3.17) pode ser representada assim:

$$[M]\ddot{\vec{q}}(t) + [C]\dot{\vec{q}}(t) + [K]\vec{q}(t) = -[M]([I_x]\ddot{u}_x(t) + [I_y]\ddot{u}_y(t) + [I_z]\ddot{u}_z(t)) \quad (3.18)$$

Onde:

$[I_x]$: vetor coluna, com valores que representam os co-senos diretores nas posições correspondentes à direção x e zero nas restantes;

$[I_y]$: vetor com valores que representam os co-senos diretores nas posições correspondentes à direção y e zero nas restantes;

$[I_z]$: vetor com valores que representam os co-senos diretores à direção z e zero nas restantes.

Particularizando a equação (3.18) somente para o caso de movimentos no solo segundo a direção x, e referindo a equação às coordenadas modais como é visto no capítulo IV, tem-se a seguinte expressão:

$$\ddot{\eta}_n(t) + 2\omega_n\zeta_n\dot{\eta}_n(t) + \omega_n^2\eta_n(t) = -q_n^T \frac{[M]\vec{I}_x}{M_n} \ddot{u}(t) \quad (3.19)$$

No termo da direita da equação (3.19), o fator que multiplica a aceleração do solo é normalmente conhecido como *Fator de Participação Modal*, para a direção em que atua essa aceleração, tal como é expressado na equação (3.20).

$$\Gamma_{nx} = q_n^T \frac{[M]\vec{I}_x}{M_n} \quad (3.20)$$

Γ_{nx} : fator de participação do modo n segundo x

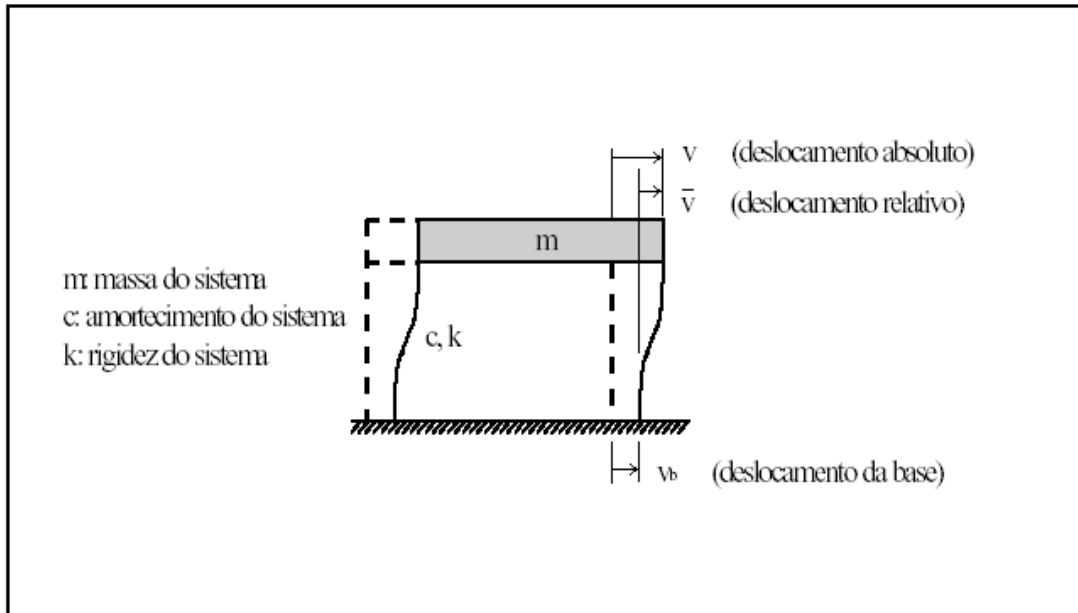


Figura 3.3: Sistema dinâmico de um grau de liberdade

A ressonância aparece quando a oscilação da excitação tem período coincidente com o período natural da estrutura. Porém a ressonância corresponde ao valor da aceleração do solo.

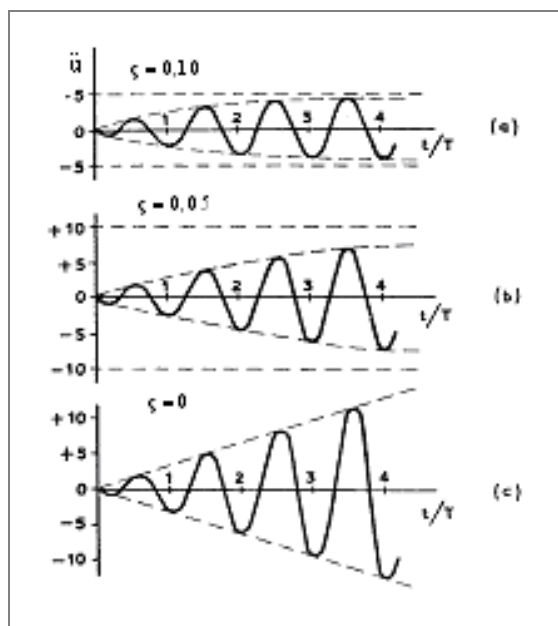


Figura 3.4: Acelerações para uma estrutura simples, devidas a vibração do solo, (Fonte: Revista do Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Maio, 1980).

Uma medida de intensidade dos movimentos sísmico pode ser obtida através da integral de Duhamel , como é mostrada na equação (3.21). Considerando a resposta em um oscilador de 1 grau de liberdade como o pórtico apresentado na figura 3.3, com uma excitação de base \ddot{u}_s e substituindo adequadamente, a resposta em deslocamentos da estrutura fica expressada na equação (3.21).

$$x(t) = -\frac{1}{\rho_n} \int_0^t \ddot{u}_{(t)} e^{-\eta(t-\tau)} \text{sen}[\rho_n(t-\tau)] d\tau \quad (3.21)$$

Observa-se na figura 3.4 em caso de ressonância, a aceleração do solo é amplificada na estrutura. Se não houvesse amortecimento, \ddot{u} cresceria indefinidamente; e mesmo com os amortecedores considerados, no final de duas ondas a aceleração na estrutura seria maior que a aceleração do solo.

3.3: PERÍODOS DE OSCILAÇÃO DAS ESTRUTURAS CIVIS

3.3.1: Fórmulas experimentais

Uma estrutura tem características de difícil definição, obrigando a formulação de modelos matemáticos que facilitem a sua simplificação.

Existem diversas fórmulas empíricas, muitas delas consideram poucas variáveis, por vezes apenas uma. As variáveis que têm pouca influência não são consideradas para a determinação destas fórmulas empíricas como é comprovado pelos testes dinâmicos medidos em diferentes construções.

As variáveis mais importantes a considerar é a altura total da construção (altura desde o topo da fundação, H) e em segundo lugar sua profundidade (dimensão horizontal na direção do vento assumindo que ele é perpendicular a uma fachada).

Existem as fórmulas mais simples, que apenas consideram como variáveis a altura (H) ou o número de andares (N). Estas fórmulas são lineares e não consideram variáveis como dimensões em planta, tipo de contraventamento, tipo de conexões metálicas e outros.

Blessmann, J. (1998) propõe estas fórmulas empíricas:

Para estruturas de concreto armado:

$$T_1 = \frac{N}{10} \text{ ou } T_1 = \frac{H}{55} \quad (3.22)$$

Para estruturas de aço:

$$T_1 = \frac{N}{12} \text{ ou } T_1 = \frac{H}{45} \quad (3.23)$$

Estudos estatísticos feitos em 165 edifícios por Lagomarsiano (1993), sugere a seguinte aproximação:

$$T_1 = \frac{N}{50} + 0,05 \quad (3.24)$$

Para cada tipo de material da estrutura recomenda:

- estruturas de aço: $T_1 = \frac{H}{45}$ (3.25)

- estruturas de concreto armado: $T_1 = \frac{H}{55}$ (3.26)

- estruturas mistas: $T_1 = \frac{H}{57}$ (3.27)

Considerando o tipo de estrutura:

- estrutura apertada de concreto armado ou aço, cortinas de concreto armado, núcleo e estrutura apertada de aço:

$$T_1 = \frac{H}{60} \quad (3.28)$$

- estrutura com núcleo de concreto armado, contraventamento com treliças, estrutura tubular em concreto armado ou aço:

$$T_1 = \frac{H}{108} \quad (3.29)$$

Lagomarsino (1993), conclui que estruturas onde prevalecem os cisalhamentos tais como estruturas apertadas de concreto armado e aço, estruturas de cortinas de concreto armado seguem melhor uma lei linear que estruturas com núcleo resistente, tubulares e com

contraventamento de treliças (prevalecem as deformações por flexão). Neste caso as dimensões em planta exercem alguma influência.

São sugeridos para os períodos do segundo e terceiro modo de vibração considerando os materiais das estruturas:

- para estruturas de concreto armado:

$$T_2 = 0,266T_1 \quad T_3 = 0,154 T_1 \quad (3.30)$$

- para estruturas de aço:

$$T_2 = 0,338T_1 \quad T_3 = 0,185 T_1 \quad (3.31)$$

- para estruturas mistas:

$$T_2 = 0,274T_1 \quad T_3 = 0,168 T_1 \quad (3.32)$$

Jeary e Ellis (1983), através de um estudo em 163 edifícios recomendam:

$$T_1 = \frac{H}{46} \quad (3.33)$$

E para frequência de torsão:

$$T_1 = \frac{H}{72} \quad (3.34)$$

Ferry Borges (1955) avaliou empiricamente o período de oscilação em edifícios através da seguinte fórmula:

$$T = 0,01 \frac{H}{\sqrt{B}} \quad (3.35)$$

Sendo H a altura do prédio expressa em metros, B é a largura segundo o plano de vibração expressa em metros.

3.3.2: Normas

3.3.2.1: Código CEB 103 (Argentina)

Define o calculo do período de oscilação:

$$T_1 = \left(\frac{H}{10} \right) \left(\frac{30}{l_2} \right) + \left[\frac{2}{(1+30\Delta)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.36)$$

Onde:

H (m): Altura total do edifício;

l_2 (m) : profundidade;

Δ (m/m): relação entre a área da seção transversal das paredes situadas na direção considerada e a área da planta tipo.

Para o caso de ausência de paredes internas na direção do vento ($\Delta=0$) a equação anterior fica assim:

$$T_1 = \left(\frac{H}{100} \right) + \left[\left(\frac{30}{l_2} \right) + 2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.37)$$

Definindo o parâmetro de esbeltez como $E_s = \left(\frac{H}{l_2} \right)$ e substituindo na formulação anterior

tem-se:

$$T_1 = \left(\frac{H}{100} \right) + \left[\left(\frac{30E_s}{H} \right) + 2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.38)$$

3.3.2.2: Norma Brasileira NBR-6123

A NBR-6123 apresenta o cálculo do período fundamental (T_1) empregando métodos da teoria das estruturas usuais, alternativamente esta norma tem tabelas que permitem o cálculo aproximado do período fundamental de vários tipos de edificações.

As expressões matemáticas são as seguintes:

- para edifícios com estrutura aporricada de concreto sem cortinas:

$$T_1 = 0,05 + 0,015H \quad (3.39)$$

- para edifícios com estrutura de concreto com cortinas para a absorção de forças horizontais:

$$T_1 = 0,05 + 0,012H \quad (3.40)$$

- para edifícios com estrutura de aço soldada

$$T_1 = 0,29\sqrt{H} - 0,4 \quad (3.41)$$

- para torres e chaminés de concreto seção variável:

$$T_1 = 0,02H \quad (3.42)$$

- para torres, chaminés de concreto e mastros, seção uniforme:

$$T_1 = 0,015H \quad (3.43)$$

3.3.2.3: Norma CECM (Convenção Européia de Construções Metálicas)

Considera dois parâmetros que são a altura total da construção e sua profundidade mas não é aplicável em estruturas de forma assimétrica

O cálculo aproximado do período natural de uma estrutura pode ser avaliado pelas seguintes expressões empíricas:

a) construções prismáticas

- para contraventamento por alvenaria ou paredes de concreto simples:

$$T_1 = \left(\frac{0,06H}{\sqrt{l_2}} \right) + \left[\left(\frac{H}{(2l_2 + H)} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.44)$$

Onde:

T_1 (s): período natural da estrutura do primeiro modo de oscilação;

H (m): Altura total do edifício;

l_2 (m) :dimensão em planta na direção de oscilações considerada.

- para contraventamento por cortinas de concreto armado

$$T_1 = \left(\frac{0,08H}{\sqrt{l_2}} \right) + \left[\left(\frac{H}{(2l_2 + H)} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.45)$$

- contraventamento com estrutura em concreto armado:

$$T_1 = 0,09 \left(\frac{H}{\sqrt{I_2}} \right) \quad (3.46)$$

- contraventamento com estrutura metálica:

$$T_1 = 0,10 \left(\frac{H}{\sqrt{I_2}} \right) \quad (3.47)$$

b) estruturas esbeltas ou alongadas

O período natural do primeiro modo de oscilação de qualquer estrutura esbelta ou alongada pode ser estimada pela fórmula:

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{f_{\max}}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.48)$$

Onde:

f_{\max} : deflexão máxima da construção expressada em metros, por efeito de seu peso agindo na direção do movimento de oscilação considerado;

g : aceleração da gravidade.

3.3.2.4: Norma NV65 (França)

A norma francesa NV65 difere da norma CECM unicamente para o cálculo de T_1 para o caso de contraventamento de cortinas de concreto armado. A expressão aproximada é:

$$T_1 = \left(\frac{0,08H}{\sqrt{I_2}} \right) + \left[\left(\frac{H}{(I_2 + H)} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.49)$$

3.4: AMORTECIMENTO MECÂNICO DAS ESTRUTURAS CIVIS

Em casos em que um sistema estrutural vibra existe sob várias formas uma dissipação de energia.

A força de amortecimento desta dissipação é muito complexa, sendo função dos detalhes construtivos, da natureza intrínseca dos materiais, da amplitude das oscilações, das tensões, do estado de fissuração da estrutura, dos elementos não estruturais (paredes, pisos, móveis, etc) e outros.

Com o aumento da resistência dos materiais e a diminuição da massa das construções a tendência dos últimos anos tem sido projetar estruturas cada vez mais esbeltas e arrojadas.

Com isto cresce a importância do estudo do amortecimento mecânico das estruturas.

Para efeitos práticos de projeto utiliza-se um amortecimento viscoso, de simples tratamento matemático e que conduz a resultados com erros toleráveis.

Uma característica importante do amortecimento é a de limitar a amplitude na frequência de ressonância.

Um amortecimento viscoso equivalente (C_{eq}), pode ser obtido através da seguinte formulação matemática considerando que a energia dissipada deve ser a mesma:

$$\text{Energia dissipada} = \pi C_{eq} \omega X \quad (3.50)$$

Onde:

ω : frequência natural do sistema,

X : resposta da estrutura.

O amortecimento mecânico total de uma estrutura ζ (razão de amortecimento crítico) pode ser decomposto em duas parcelas:

$$\zeta = \zeta_e + \zeta_n \quad (3.51)$$

Sendo:

ζ_e é o amortecimento estrutural. Pode-se distinguir:

- Um amortecimento intrínseco do material ζ_m (depende da constituição molecular do material, dos vazios, micro-fissuras, poros).
- Um amortecimento devido ao atrito entre os componentes de uma estrutura.

ζ_n é o amortecimento devido aos elementos não estruturais tais como pisos, muros, forros, etc.

Existem casos em que será necessário considerar uma terceira parcela ζ_s , devida à energia dissipada no solo de fundação.

Para o concreto armado não fissurado (baixas tensões) o amortecimento é pequeno ($\zeta < 1\%$). Para concreto fissurado (tensões maiores), o amortecimento pode chegar a ser duas ou três vezes maior do que o valor do mesmo no estado não fissurado.

A Tabela 3.1, apresenta valores de amortecimento estrutural em edifícios, ζ_e , sugeridos por Hirsch, G. (1995).

Tipo de construção	Razão de amortecimento crítico (%)		
	min	média	máx
edifícios altos			
- de concreto armado fissurado	1,0	1,5	2,0
- de aço	0,7	1,0	1,3
edifícios comuns			
- de concreto armado fissurado	2,0	2,5	3,0
- de aço	1,5	2,0	2,5

Tabela 3.1: Razão de amortecimento estrutural para diferentes tipos de construção

A Tabela 3.2 mostra os componentes do amortecimento mecânico em estruturas altas e esbeltas de concreto armado recomendados por Floegl, I. (1995).

Descrição	Razão de amortecimento crítico (%)
Material (ζ_m)	
concreto armado fissurado	0,40
concreto armado não fissurado	0,72
Estrutura ($\zeta_e - \zeta_m$)	
construções em casca e caixotão, sem enrijecimento	0,32
construções em casca e caixotão, com enrijecimento	0,56
construções de pórticos sem elementos não estruturais	0,40
construções de pórticos com elementos não estruturais	0,64
chaminês e torres sem elementos não estruturais	0,16
chaminês e torres com elementos não estruturais	0,24

Tabela 3.2: Componentes do amortecimento mecânico para estruturas esbeltas de concreto armado

3.5: ANÁLISE SÍSMICA POR ESPECTROS DE RESPOSTA

3.5.1: Espectro de velocidade e aceleração

A resposta para um sistema estrutural em termos de deslocamento relativo e em função do tempo pode ser obtido através da Integral de Duhamel, sendo que o valor de pico, isto é, o deslocamento relativo máximo ($\max |x_r(t)|$), é denominado espectro de resposta (neste caso de deslocamento $S_d(\omega_n)$).

Aplicando a integral de Duhamel, , tem-se a equação (3.53) para calcular o deslocamento máximo para um sistema de 1 grau de liberdade:

$$x_{\max}(t) = \max \left[\frac{1}{\rho_n} \int_0^t \ddot{x}(\tau) e^{-\eta(t-\tau)} \text{sen}[\rho_n(t-\tau)] d\tau \right] = S_d \quad (3.53)$$

A velocidade relativa \dot{x}_r , é obtida derivando-se a equação (3.53). Para isto utiliza-se a fórmula de Leibnitz:

$$\frac{d}{dt} \int_{A(t)}^{B(t)} f(t, \tau) = \int_{A(t)}^{B(t)} \frac{df}{dt} d\tau + f(t, B) \frac{dB}{dt} - f(t, A) \frac{dA}{dt} \quad (3.54)$$

Substituindo a equação (3.53) em (3.54), tem-se:

$$\dot{x}_r(t) = \frac{1}{\rho_n} \int_0^t \left[-\zeta_n \omega_n e^{-\zeta_n \omega_n(t-\tau)} \text{sen} p_n(t-\tau) + e^{-\zeta_n \omega_n(t-\tau)} p_n \cos p_n(t-\tau) \right] [-\ddot{u}(t)] d\tau \quad (3.55)$$

Desenvolvendo a integral (3.55), obtém-se:

$$\dot{x}_r(t) = \frac{1}{\rho_n} \int_0^t e^{-\zeta_n \omega_n(t-\tau)} \left[\cos p_n(t-\tau) - \frac{\zeta_n \omega_n}{p_n} \text{sen} p_n(t-\tau) \right] [-\ddot{u}(t)] d\tau \quad (3.56)$$

A aceleração relativa obtém-se derivando a equação (3.56).

$$\begin{aligned} \ddot{x}_r(t) = p_n \int_0^t \left\{ e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \left(\frac{-\zeta_n W_n}{p_n} \right) \left[\cos p_n (t-\tau) - \frac{\zeta_n W_n}{p_n} \operatorname{sen} p_n (t-\tau) \right] \right. \\ \left. + e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \left[-\operatorname{sen} p_n (t-\tau) - \frac{\tau_n}{\sqrt{1-\tau_n^2}} \cos p_n (t-\tau) \right] \right\} [-\ddot{u}(\tau)] d\tau - \ddot{u}(t) \end{aligned} \quad (3.57)$$

Após algumas transformações algébricas resulta:

$$\begin{aligned} \ddot{x}_r(t) = p_n \int_0^t e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \left(1 - \frac{\zeta_n^2}{1-\zeta_n^2} \right) \operatorname{sen} p_n (t-\tau) [-\ddot{u}(\tau)] d\tau \\ - \left(\frac{2\tau_n}{1-\tau_n^2} \right) p_n \int_0^t e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \cos p_n (t-\tau) [-\ddot{u}(\tau)] d\tau - \ddot{u}(t) \end{aligned} \quad (3.58)$$

No entanto, quando o amortecimento é pequeno, por exemplo $\zeta_n < 0,05$, pode-se fazer:

$$\left(1 - \frac{\zeta_n^2}{1-\zeta_n^2} \right) \cong 1$$

Agora, desprezando o segundo termo da equação (3.58) resultam as relações:

$$S_v(\omega_n) = \omega_n S_d(\omega_n) \quad (3.59)$$

$$S_a(\omega_n) = \omega_n S_v(\omega_n) \quad (3.60)$$

$$S_a(\omega_n) = \omega_n^2 S_d(\omega_n) \quad (3.61)$$

Onde:

ω : frequência natural do sistema;

S_a : aceleração absoluta máxima;

S_d : deslocamento relativo máximo do sistema;

S_v : velocidade relativa máxima.

Para uma estrutura, se define como Massa modal efetiva M_n^{\ominus} , aquela que associada a um oscilador de um grau de liberdade e com frequência natural coincidente com a do modo n , produz o mesmo efeito cortante na base da estrutura que o correspondente ao cortante modal máximo do modo n .

A soma das massas efetivas de todos os modos de vibração é igual à massa total da estrutura sujeita a uma excitação sísmica.

Verifica-se a expressão (3.62)

$$V_0 = M_n^{\ominus} \cdot S_{a_n} \quad (3.62)$$

Onde:

V_0 : Força cortante na base da estrutura.

3.5.2: Espectro de resposta sísmica

Designa-se por análise sísmica de uma estrutura a análise da resposta dessa estrutura quando solicitada por um movimento na base representativo de uma ação sísmica.

No item 3.2, é mostrada a metodologia necessária para a resolução deste problema quando a ação sísmica é representada através de uma série de acelerações ao longo do tempo. O método do espectro de resposta vem sendo amplamente utilizado nas análises sísmicas e no projeto de estruturas.

Espectro de resposta pode ser definido como a representação gráfica do valor máximo da resposta de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade (medida em termos de deslocamento, aceleração, esforços, etc.), com amortecimento a forças ou a movimentos dinâmicos quando solicitados por uma determinada ação sísmica. O eixo das abscissas do espectro está constituído pelas frequências naturais (ou períodos) desses sistemas, o eixo das ordenadas registra as respostas máximas e a razão de amortecimento que relaciona o conjunto.

Para um sistema de n osciladores de um grau de liberdade, consideram-se somente as respostas de maior valor absoluto, e com elas produz-se o espectro de resposta nesse ponto da estrutura tal como é indicado na figura 3.5.

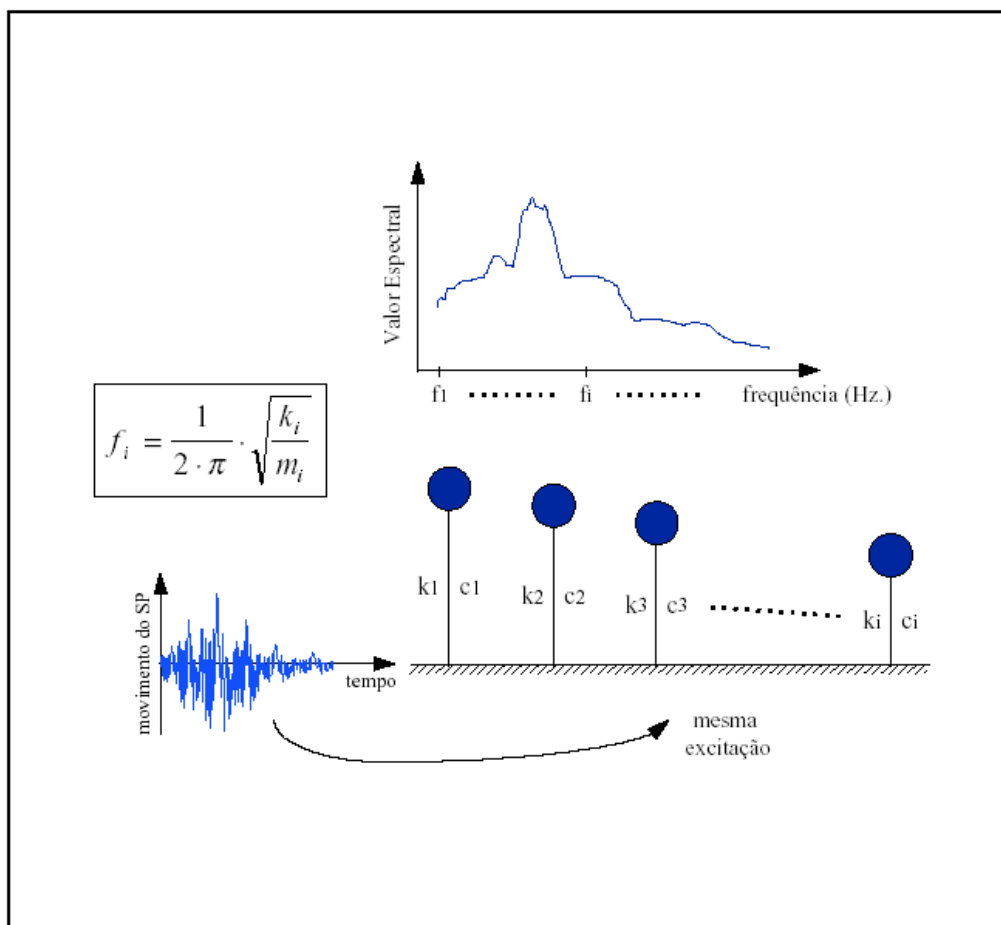


Figura 3.5: Excitação para um sistema de osciladores

Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores (ou do seu período) e do valor do coeficiente de amortecimento considerado.

As medidas mais comuns de resposta são: o deslocamento máximo (D), que é uma medida da deformação da mola no sistema; a máxima pseudovelocidade relativa (V), que é uma medida da absorção de energia na mola; e a máxima pseudoaceleração (A), que é também uma medida da força máxima na mola.

Ainda que as respostas espectrais reais para movimentos sísmicos sejam bastante irregulares, possuem a forma geral de um trapezóide. Na figura 3.6, mostra um espectro simplificado, traçado em papel logarítmico e modificado de tal forma que as regiões do espectro fiquem suavizadas e representadas por segmentos de linhas retas. No mesmo desenho são representados os valores máximos de aceleração, velocidade, e deslocamento do terreno.

Porém os valores espectrais podem ser interpretados como os valores máximos do movimento do terreno multiplicado por fatores de amplificação dependendo da zona de freqüências do espectro.

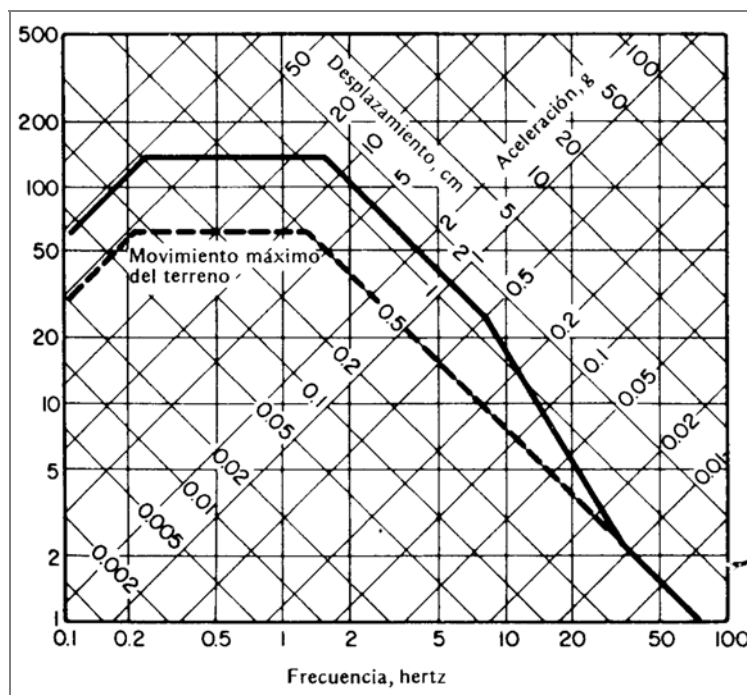


Figura 3.6: Espectro para um movimento horizontal (0,5 g: aceleração máxima, 5% de amortecimento, sigma de probabilidade acumulativa)

Quando o período tende a ser zero, a aceleração e pseudo-aceleração espectral tendem a ser igual à aceleração máxima do terreno, pois uma estrutura com período natural nulo é infinitamente rígida, porém fica submetida ao mesmo movimento do terreno. Quando o período tende a ser infinito, a deformação espectral tende a ser igual ao deslocamento máximo do terreno, já que a estrutura é considerada como uma massa suspensa no ar.

Para que o projeto de uma estrutura comporte-se satisfatoriamente sob uma excitação sísmica, é necessária a escolha adequada do movimento da base usado.

Por sua vez as características de potenciais terremotos determinam o espectro de projeto recomendado para um lugar.

De maneira a se estabelecer as características do sismo, faz-se necessário o estudo prévio de todos os dados sismológicos e geofísicos disponíveis para a região; complementados por dados de outras regiões se necessário.

De posse destes dados as cargas dinâmicas devidas aos sismos de projeto podem ser obtidas.

Estes espectros são influenciados principalmente pelos seguintes fatores:

- a) mecanismo de liberação de energia na vizinhança do foco e ao longo das interfaces da falha;
- b) distância do epicentro e profundidade do foco;
- c) condições geológicas e suas variações ao longo da falha
- d) magnitude na escala Richter;
- e) condições do solo local.

Os danos estruturais ocasionados por sismos geralmente não são causados pelos efeitos vibracionais diretos, mas pelas grandes deformações e deslocamentos dos solos. Em todos os tipos de solos essas deformações são devidos principalmente às falhas por esforços cortantes.

Um espectro de deslocamento, pode ser visto na figura 3.7, com diferentes razões de amortecimento (5% e 10%).

Em solos saturados não coesivos, têm também possibilidade de perda de resistência por mobilidade cíclica ou liquefação.

As normas de edificações definem equações específicas para cada escala da curva do espectro conforme quatro diferentes tipos de solo. Para estruturas maiores é comum desenvolver um espectro dependente do campo onde realiza-se a edificação, incluindo assim efeitos das condições locais do solo e a distância das falhas mais próximas.

Particularmente os espectros na superfície de solos macios a amostra é pequena e extremamente heterogênea. Cada lugar tem suas características geológicas e sísmicas, as curvas da figura 3.8 servem como orientação do que poderia se esperar.

A norma sísmica de Portugal NCSE-02, prevê tres tipos de solos:

Tipo I: rochas e solos coerentes rijos;

Tipo II: solos muito duros e de consistência média, solos compactos;

Tipo III : solos coerentes moles e solos incoerentes soltos.

Assim mesmo também classifica a intensidade sísmica como sendo do tipo:

Tipo 1 : sismo magnitude moderada a pequena distância focal;

Tipo 2 : sismo de maior magnitude a uma maior distância focal.

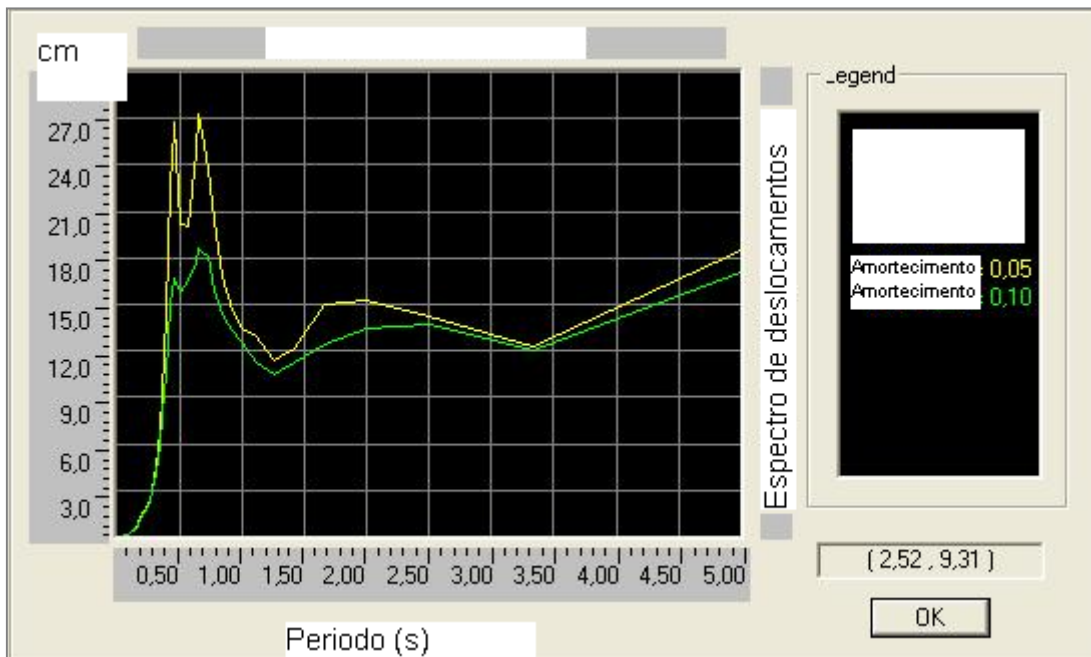


Figura 3.7: Espectro de deslocamento para razões de amortecimento de 5 e 10%.

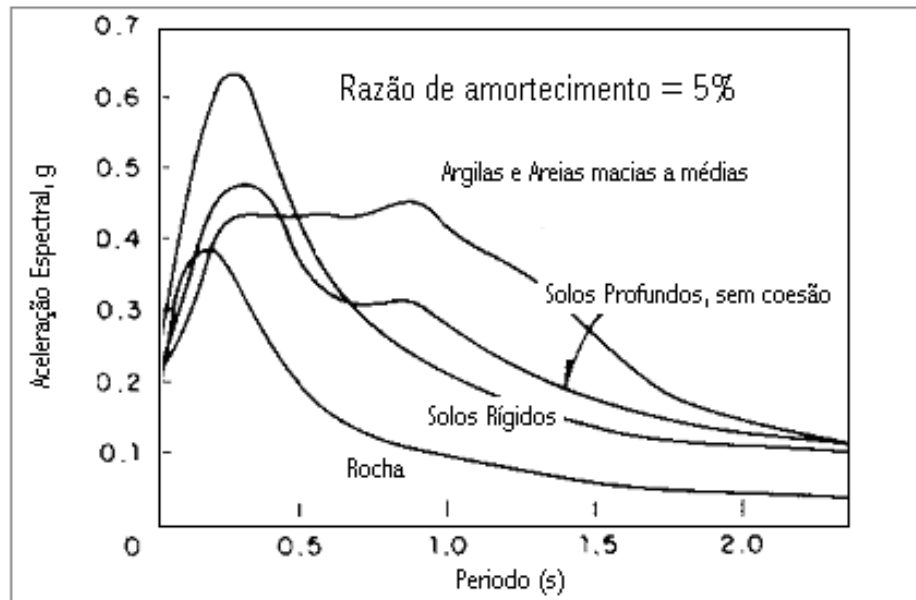


Figura 3.8: Espectros médios para diferentes tipos de solos (Fonte: Revista do Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Janeiro, 1998).

Para cada tipo de intensidade sísmica e para cada tipo de solo, obtêm-se diferentes espectros para diferentes razões de amortecimento, como os que mostram as figuras 3.9 e 3.10.

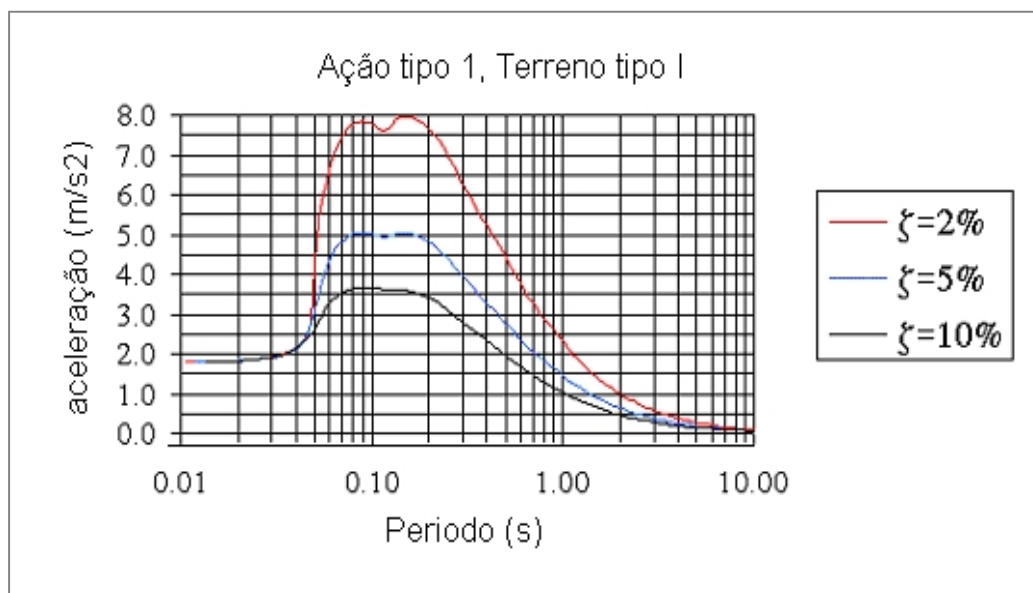


Figura 3.9: Espectro de resposta Ação tipo 1 – Terreno tipo I.

Seed (1946) e outros pesquisadores têm investigado espectros de vários sismos, tendo agrupado cada espectro segundo as condições do lugar e a distância focal.

Tomando como referência a equação (3.35), assumindo uma largura de um prédio de 8 metros, está fórmula dá aproximadamente um período de 0,1 s. por cada andar de 3 metros de altura. Os edifícios de 4, 5 andares porém, apresentam períodos compreendidos entre 0,4 a 0,5 segundos.

Por outro lado os espectros dos registros sísmicos (Housner 1953), embora sem evidenciar um período dominante, mostra que as maiores acelerações correspondem a períodos compreendidos entre 0,1 e 1,0 s.

Segundo esta premissa é evidente que os fenômenos de ressonância são freqüentes nos edifícios de 4 a 5 andares

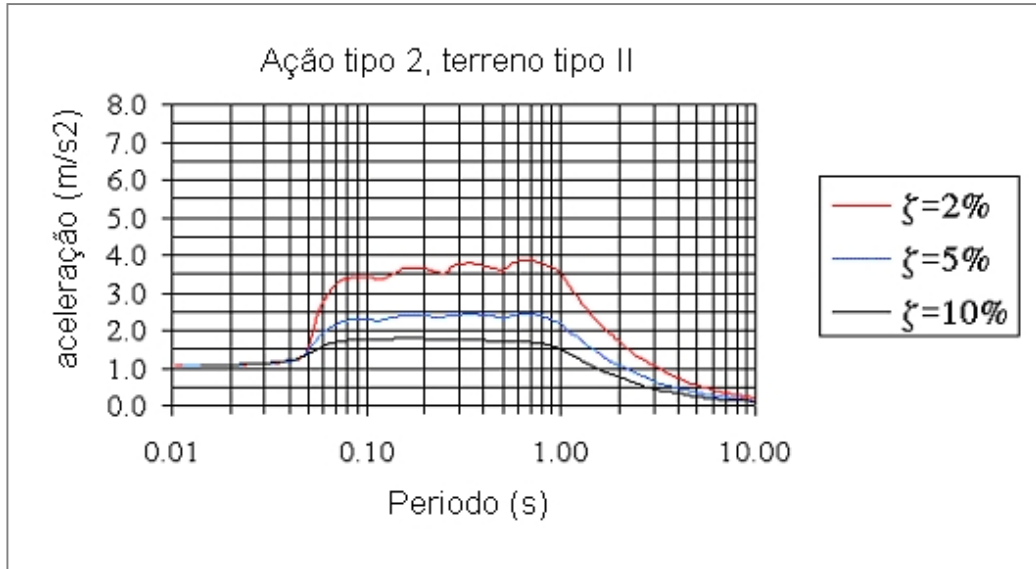


Figura 3.10: Espectro de resposta Ação tipo 2 – Terreno tipo I.

3.6: INFLUÊNCIA DO SOLO NA EXCITAÇÃO SÍSMICA

3.6.1: Introdução

Quando é admissível a hipótese de que o solo de fundação é rígido, e o movimento sísmico é aplicado aos vínculos da estrutura como se o sismo ocorresse em campo livre, sem a presença da estrutura, os efeitos de interação entre o solo e a estrutura estão sendo desprezados. No entanto, na realidade, a estrutura sempre interage com o solo durante a extensão de algum terremoto, impondo deformações que causam modificações no movimento da interface solo-estrutura, diferindo daqueles que seriam observados no terreno livre.

A natureza e a quantidade desta interação, não dependem somente da rigidez do solo, mas também de propriedades estruturais como massa e rigidez. Se uma estrutura leve e pouco rígida é construída sobre um solo rochoso e de alta rigidez, é válida a suposição de que o movimento da base da estrutura é o mesmo que o movimento sísmico em campo aberto. No entanto, se a estrutura possui massa e rigidez elevadas, como por exemplo uma barragem de concreto, e o solo de fundação é relativamente mole, o movimento na base da estrutura deverá ser significativamente diferente do movimento da superfície em campo aberto. Mesmo para esses casos extremos é evidente que os mais significativos efeitos da interação estarão próximos da estrutura e, para alguma distância finita da base da estrutura, os deslocamentos convergirão novamente para os movimentos sísmicos de campo aberto.

Muitos terremotos recentes têm ilustrado claramente a importância das propriedades do solo local na resposta sísmica de estruturas. Estes terremotos mostraram que os movimentos podem ser amplificados na base da estrutura em um fator acima de 5.

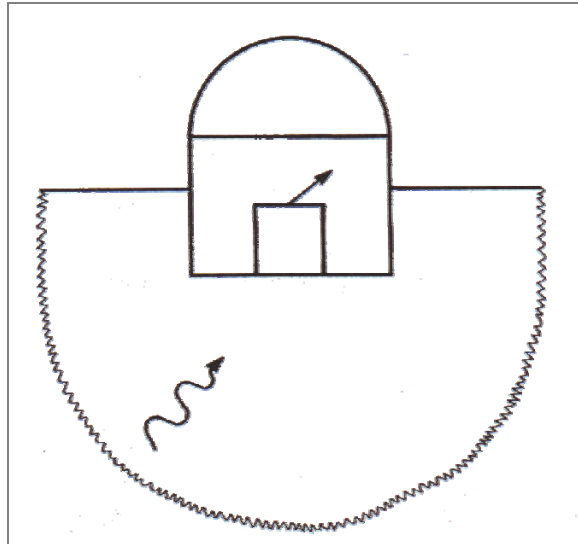


Figura 3.11: interação solo-estrutura.

O efeito de interação associado com a rigidez é chamado interação cinemática e o correspondente efeito relacionado a massa é chamado interação inercial. A figura 3.11, mostra a interação solo-estrutura.

3.6.2 Método de Análise

A análise de problemas de interação solo-estrutura é feita através de dois modelos matemáticos independentes, chamadas subestruturas, como mostra a figura 3.12.

A conexão entre eles é dada pelas forças de interação de igual amplitude, mas agindo em sentido contrário, nas duas subestruturas. O movimento total agindo na interface é a soma dos movimentos de campo livre, na interface do solo sem a presença da estrutura, mais os movimentos adicionais resultantes da interação. As relações de equilíbrio dinâmico para os graus de liberdade da interface são escritas em termos destes movimentos e então resolvidas para determinar os deslocamentos resultantes. Como rigidez e amortecimento da subestrutura do solo são dependentes da frequência, é mais conveniente executar a análise da resposta no domínio da frequência e então obter, por transformação inversa, a história da resposta no domínio do tempo.

Dessa forma, os sistemas em cascata, ilustrados na figura 3.13, não são os mais adequados para a análise de um problema de interação solo–estrutura, pois a resposta do sistema anterior é a entrada do sistema imediatamente posterior, ou seja, não há realimentação, ou “*feedback*”, do sistema.

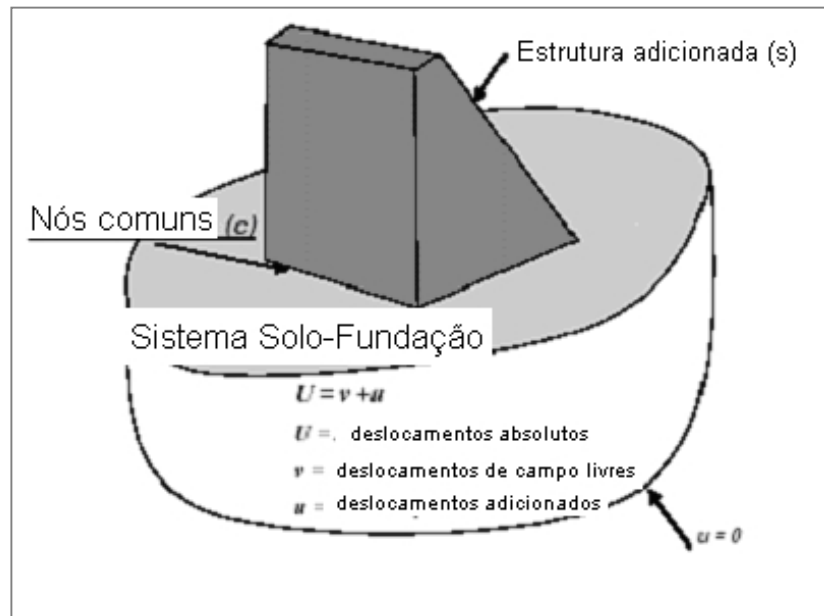


Figura 3.12: Modelo de Interação Solo-Estrutura (Fonte: Blume, J. A., Newmark, 1961)

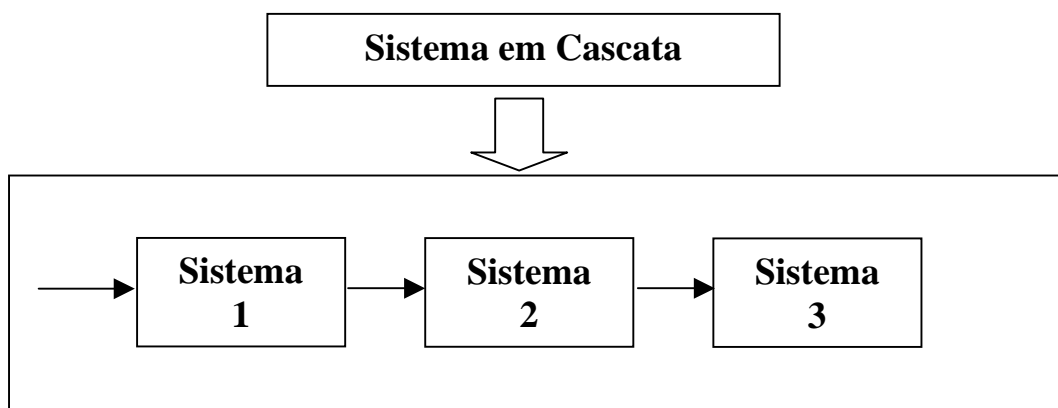


Figura 3.13: Sistema Cascata.

Um exemplo de fenômeno análogo é o desprendimento alternado de vórtices, em casos de interação fluido–estrutura.. Em situações em que a estrutura é considerada rígida ela pode ser analisada pelo sistema em cascata mostrado na figura 3.11, mas quando a estrutura é

considerada flexível ocorre o fenômeno de realimentação conhecido por “*Lock in*” ou captura de vórtices.

Uma importante consideração a ser feita é a dependência do espectro de acelerações de um sismo do tipo de solo de fundação. Sabe-se que em solos rochosos o pico de acelerações está mais concentrado em faixas de períodos de 0,3s a 0,5s, ao passo que em argilas moles o pico ocorre em faixas de período de 1s.

CAPITULO IV

4: MÉTODOS DE ANÁLISES SÍSMICO

4.1: ANÁLISE SÍSMICO MODAL

O método modal ou o método de superposição modal é utilizado geralmente na análise da resposta dinâmica de estruturas complexas em seu intervalo de comportamento linear, em particular na análise de forças e deformações em edifícios de vários andares, devido a vibrações de mediana intensidade do solo, que causam respostas consideráveis, mas essencialmente lineares da estrutura.

Este método é baseado no fato de que para diferentes valores de amortecimento, a resposta em cada modo natural de vibração pode ser calculada independentemente dos outros modos, e as respostas modais podem ser combinadas para determinar a resposta total da estrutura. Cada modo responde com seu próprio padrão de deformação, sua própria frequência, com forma e amortecimento modal.

A história de cada resposta modal pode ser calculada através da análise de um oscilador de um grau de liberdade, com propriedades representativas do modo particular e do grau em que é excitado pela onda sísmica.

Uma análise modal completa proporciona a história da resposta (forças, deslocamentos, deformações) de uma estrutura a uma história específica da aceleração do solo.

O método modal é aplicável na análise de resposta linear, não pode ser utilizado para o cálculo das forças de projeto em edifícios, pois eles são projetados geralmente para se deformar mais além do limite de fluência durante movimentos intensos do sismo.

A massa da estrutura se concentra nos pisos, só é necessário considerar um grau de liberdade para cada piso (o deslocamento lateral na direção em que está sendo analisada a estrutura). Porém tem-se tantos graus de liberdade como número de pisos.

Da equação (3.18) que representa o movimento para um sistema de n graus de liberdade, tem-se:

$$[M]\ddot{\vec{q}}_r(t) + [C]\dot{\vec{q}}_r(t) + [K]\vec{q}_r(t) = -[M]\vec{I}_x \ddot{u}(t) \quad (4.1)$$

A equação de equilíbrio dinâmico traduzido pela expressão (4.1), é um sistema de n equações diferenciais. Estas expressões são dependentes entre si pois, de uma forma geral, a matriz de rigidez $[K]$ tem termos fora da diagonal, e nada impede que a matriz de

massa $[M]$, seja uma matriz diagonal (levando em consideração que a matriz de massa é na maioria dos casos uma matriz diagonal porque normalmente se opta por considerar um sistema com distribuição discreta de massas, ou seja massas concentradas).

É possível, então, através de uma mudança de referencial e após algumas transformações, representar o mesmo sistema de equações diferenciais fazendo com que estas sejam independentes entre si, facilitando muito a resolução do problema, podendo ser representado para cada modo n de vibração.

Para desacoplar o sistema de equações diferenciais deve-se introduzir as coordenadas modais da seguinte maneira:

$$\vec{q} = [\Phi]^T \vec{n} \quad (4.2)$$

$$[\Phi] = [\vec{q}_1 \ \vec{q}_2 \ \vec{q}_3 \ \dots \ \vec{q}_n]_{n \times n} \quad (4.3)$$

$$K_n = \vec{q}_n^T [K] \vec{q}_n \quad (4.4)$$

$$C_n = \vec{q}_n^T [C] \vec{q}_n \quad (4.5)$$

$$M_n = \vec{q}_n^T [M] \vec{q}_n \quad (4.6)$$

Transformando a equação (4.1) para coordenadas modais:

$$M_n \ddot{\vec{\eta}}_n(t) + C_n \dot{\vec{\eta}}_n(t) + K_n \vec{\eta}_n(t) = -[\Phi]^T [M] \vec{I}_x \ddot{u}(t) \quad (4.7)$$

Dividindo a equação (4.1) por M_n , tem-se para o modo n :

$$\ddot{\eta}_n(t) + 2\omega_n \zeta_n \dot{\eta}_n(t) + \omega_n^2 \eta_n(t) = \frac{\vec{q}_n^T [M] \vec{I}_x}{M_n} \ddot{u}(t) \quad \text{para o modo } n \quad (4.8)$$

$$\Gamma_{nx} = \frac{\vec{q}_n^T [M] \vec{I}_x}{M_n} \quad (4.9)$$

Sendo:

K_n, C_n, M_n : são respectivamente os valores de rigidez, coeficientes de amortecimento e de massa, para um elemento n da matriz generalizada;

ω_n : freqüência do modo de vibração correspondente à posição do elemento na matriz,;

ζ_n : é a razão de amortecimento crítico modal do modo correspondente ao modo n ;

$[\Phi]$: matriz modal que transforma as coordenadas da estrutura;

\vec{n} : vetor deslocamento em coordenadas modais;

Γ_{nx} : Fator de participação modal para o modo n

As equações de movimento em regime livre de um sistema de múltiplos graus de liberdade referida ao sistema de coordenadas modais têm a seguinte forma:

$$\ddot{\eta}_n(t) + 2\omega_n\zeta_n\dot{\eta}_n(t) + \omega_n^2\eta_n(t) = 0 \quad \text{para o modo } n \quad (4.10)$$

A equação (3.21), permite calcular a resposta de um oscilador de um grau de liberdade sujeito a uma força dinâmica $f(\tau)$, considerando a influência de condições iniciais do movimento. A análise da resposta de uma estrutura em regime livre sujeita a condições iniciais já foi abordada nas equações anteriores.

A equação (4.8), que representa a equação de equilíbrio dinâmico para um determinado grau de liberdade, pode ser resolvida aproveitando a analogia desta equação com a equação de um sistema de um grau de liberdade. A resposta no modo de vibração n de um sistema de m graus de liberdade é representada pela seguinte expressão:

$$\eta_n(t) = \frac{\Gamma_n}{\rho_n} \int_0^t e^{-\omega_n\zeta_n(t-\tau)} \text{sen}[\rho_n(t-\tau)] u(\tau) d\tau \quad (4.11)$$

Se for conhecido o espectro de resposta de acelerações compatível com a série de acelerações imposta na base ($\ddot{\mu}(t)$), então o valor máximo da resposta do oscilador pode ser obtida diretamente a partir do espectro. O valor pretendido será a ordenada do espectro correspondente à freqüência própria p do oscilador e ao seu amortecimento expressado através de ζ .

$$\ddot{x}_{\max} = S_a(\omega, \zeta) \quad (4.12)$$

A expressão S_a é o valor do espectro de resposta de acelerações, para a frequência ω e razão de amortecimento ζ .

Então apartir da equação (4.11), o valor máximo da resposta do oscilador é obtido pela seguinte expressão:

$$\left(\ddot{\eta}_{n(t)} \right)_{\max} = \Gamma_{nx} S_{ax}(\omega, \zeta) \quad (4.13)$$

Porém é possível calcular os valores máximos de aceleração correspondentes a todos os modos de vibração.

De forma idêntica poderiam-se calcular a resposta em termos de deslocamentos máximos e velocidades máximas, para isso bastando ter acesso aos espectros de resposta correspondentes.

$$\left(\dot{\eta}_{n(t)} \right)_{\max} = \Gamma_{nx} S_{vx}(\omega, \zeta) \quad (4.14)$$

$$\left(\eta_{n(t)} \right)_{\max} = \Gamma_{nx} S_{dx}(\omega, \zeta) \quad (4.15)$$

Onde:

Sendo:

S_{ax} : espectro de resposta de acelerações para a direção x.

S_{vx} : espectro de resposta de velocidades para a direção x.

S_{dx} : espectro de resposta de deslocamentos para a direção x.

$\left(\ddot{\eta}_{n(t)} \right)_{\max}, \left(\dot{\eta}_{n(t)} \right)_{\max}, \left(\eta_{n(t)} \right)_{\max}$: valor máximo da aceleração, velocidade e deslocamento respectivamente, na coordenada generalizada correspondente ao modo de vibração n .

Transformando as coordenadas modais para coordenadas da estrutura:

$$\left(\ddot{q}_n(t) \right)_{\max} = [\Phi_n] \left(\ddot{\eta}_n(t) \right) = [\Phi_n] \Gamma_{nx} S_{ax}(\omega, \zeta) \quad (4.16)$$

$$\left(\dot{q}_n(t) \right)_{\max} = [\Phi_n] \left(\dot{\eta}_n(t) \right) = [\Phi_n] \Gamma_{nx} S_{vx}(\omega, \zeta) \quad (4.17)$$

$$\left(q_n(t) \right)_{\max} = [\Phi_n] \left(\eta_n(t) \right) = [\Phi_n] \Gamma_{nx} S_{dx}(\omega, \zeta) \quad (4.18)$$

As respostas totais de uma estrutura elástica são a superposição de respostas nos modos naturais de vibração da estrutura, e as respostas máximas em modos individuais de vibração podem ser determinadas a partir do espectro sísmico de resposta.

Geralmente os valores máximos modais não acontecem em forma simultânea durante os movimentos sísmicos, então não podem ser superpostos diretamente para obter o vetor deslocamentos \bar{q} .

A superposição direta dos máximos modais proporciona um limite superior ao máximo da resposta total.

$$\bar{q} \leq \sum_{n=1}^n |(q_{n(t)})_{\max}| \quad (4.19)$$

Esta estimativa é as vezes muito conservadora, então efetua-se uma composição segundo o critério da “Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados” (RQSQ).

Esta regra de combinação modal apresenta bons resultados desde que as freqüências dos vários modos estejam suficientemente afastadas. Se houver modos com freqüências próximas é mais adequado utilizar a regra designada por “Combinação Quadrática Completa” (CQC), expressada pela seguinte equação:

$$G = \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} G_i G_n} \quad (4.20)$$

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta(1 + \beta_{in})\beta_{in}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2} \quad (4.21)$$

$$\beta_{in} = \frac{\rho_i}{\rho_n}$$

4.2: ANÁLISE SÍSMICO PELO MÉTODO DAS FORÇAS HORIZONTAIS EQUIVALENTES

Ainda que uma edificação é idealizada da mesma forma que o método modal, o método da força lateral equivalente precisa menor esforço pois a exceção do período fundamental, não precisam ser conhecidos os períodos e formas dos modos naturais superiores de vibração. A grandeza do método das forças laterais equivalentes é baseada numa estimativa do período fundamental de vibração, e sua distribuição em formulas simples apropriadas para edifícios com uma distribuição regular de massa e rigidez sobre a altura.

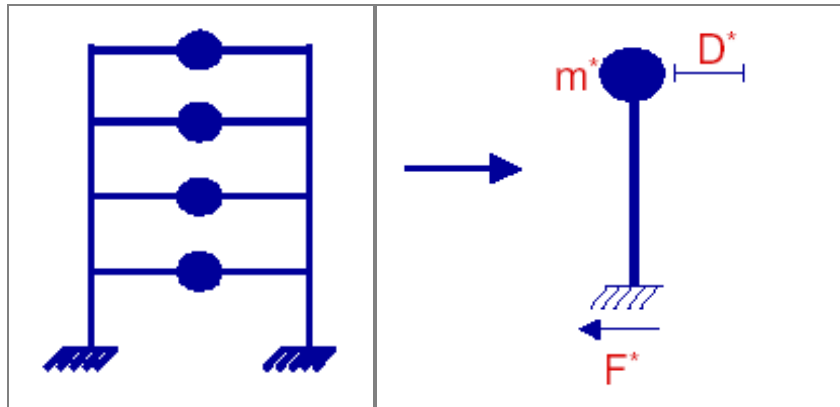


Figura 4.1: Definição de um sistema de um grau de liberdade equivalente

Em diversos regulamentos de construção existem numerosas versões de este método, que diferem em detalhe, mas estão baseados nos mesmos conceitos fundamentais.

A distribuição das forças laterais sobre a altura de um edifício geralmente é bastante complexa, pois um bom número de modos natural de vibração contribui significativamente para essas forças.

As contribuições dos diferentes modos de vibração as forças laterais e forças cortantes dependem das propriedades de massa de rigidez da edificação.

Mesmo assim, estas forças são devidas principalmente ao primeiro modo (fundamental) de vibração.

No método das forças laterais equivalentes se determinam os esforços cortantes na estrutura.

Chopra, A. (1985) recomenda as seguintes fórmulas para o cálculo do cortante basal V_0 e forças laterais para cada andar f_i :

$$V_0 = \frac{A_1}{g} W, \quad f_i = V_0 \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} \quad (4.22)$$

Sendo:

A_1 : pseudo-aceleração correspondente ao período fundamental estimado e ao amortecimento apropriado, determinado a partir do espectro de resposta;

$W = \sum_{i=1}^n w_i$: peso total do edifício;

h_i : altura do andar analisado sobre a base;

k : um coeficiente relacionado com o período fundamental de vibração.

4.3: ANÁLISE NÃO LINEAR PELO MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DIRETA

Uma técnica simples na análise sísmica não linear para um sistema constituído por n graus de liberdade, é realizar o cálculo das forças envolvidas (ou acelerações) diretamente. Tal método muitas vezes é chamado de integração direta ou método PP ("particle-particle" - partícula-partícula). É evidente que o tempo empregado no cálculo cresce muito com o número de graus de liberdade; de fato, o tempo é diretamente proporcional com este número. Assim, é necessário que os métodos numéricos de integração sejam eficientes.

Em geral, as n equações diferenciais de segunda ordem são re-escritas como $6n$ equações diferenciais de primeira ordem equivalentes. Depois, estas são resolvidas numericamente através de um esquema do tipo Runge-Kutta ou do tipo Euler, (Humes *et al.* 1984), fornecendo as equações para as novas posições e velocidades para cada elemento de análise, calculadas a cada passo de tempo definido. Preferencialmente, o intervalo de tempo não deve ser constante. Na medida em que os elementos analisados se aproximam, as acelerações tornam-se muito grandes e, se calculadas por um tempo demasiado longo, os elementos em análise percorrerão um espaço muito maior do que aquele em um sistema real (já que as forças neste caso também variam muito rapidamente). Portanto, se o intervalo de tempo for mantido constante os erros poderão ser muito grandes quando estes elementos se aproximam. Assim, um esquema com intervalos de tempo variáveis deve ser utilizado, para diminuir o passo na medida em que as partes estruturais se aproximam.

4.4: LIMITAÇÕES DOS MÉTODOS MODAIS E DAS FORÇAS LATERAIS EQUIVALENTES

As hipóteses básicas mais comuns aos métodos das forças laterais equivalentes e análise modal são as seguintes:

- As forças e as deformações podem ser determinadas combinando os resultados da análise independente de uma idealização bi-dimensional do edifício para cada componente horizontal do movimento do solo, incluindo movimentos de torsão determinados com uma base direta e empírica.
- A resposta estrutural não linear pode ser determinada com um aceitável grau de exatidão por meio de uma análise linear do edifício, usando o espectro de projeto para sistemas elásticos.

Ambos os métodos podem ser inapropriados se os movimentos laterais em duas direções ortogonais e os movimentos de torção estejam fortemente acoplados.

Para tais casos não é suficiente analisar independentemente as duas direções laterais, e devem ser incluídos no modelo idealizado pelo menos três graus de liberdade por piso (dois movimentos de translação e um movimento de rotação).

As frequências naturais de um edifício com movimento laterais e de torção acopladas podem estar muito próximas entre si, os máximos modais não devem ser calculados com a fórmula da raiz quadrada da soma dos quadrados.

A forma de combinar as respostas máximas devidas aos componentes horizontais do movimento do solo depende da correlação destes movimentos.

Ambos os métodos (modal e estático equivalente) são utilizados com bons resultados na análise de edifícios onde existem valores adequados de ductilidade distribuídos de forma uniforme em todos os andares.

CAPITULO V

5: MODELO DA ESTRUTURA ANALISADA

5.1: DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

Com o intuito de exemplificar o uso das diversas técnicas conhecidas e mencionadas em capítulos anteriores, foi escolhido um edifício construído em Caracas (Venezuela). Essa edificação foi escolhida dentre outras frente à grande quantidade de dados disponíveis, como por exemplo as características detalhadas dos elementos estruturais, respostas previstas com esperadas metodologias propostas por Beck (1980) e o comportamento após o uso de reforço com paredes estruturais.

Tal edifício corresponde ao Hotel Sheraton de Caracas (Venezuela), localizado na zona de Caraballeda a 15 Km ao Norte da capital da Venezuela e sofreu os efeitos do sismo em 1967.

A estrutura principal do hotel analisado consta de um edifício de 10 andares dividido em 3 unidades estruturais independentes separadas por duas juntas de dilatação.



Figura 5.1: Vista parcial do Hotel Sheraton de Caracas, (Fonte: www.sheraton.com)

Uma vista modelada tridimensionalmente em SAP2000 pode ser observada na figura 5.2. As unidades estruturais laterais contêm os caixas de elevadores e as escadas. As dimensões das suas plantas são mostradas nas figuras 5.3 e 5.4.

No presente estudo é analisada a unidade estrutural central, a qual consta de 6 pórticos transversais na direção Norte-Sul e 6 pórticos longitudinais na direção Leste-Oeste nos dois primeiros andares. Os demais andares consistem em 4 pórticos longitudinais. A figura 5.5 mostra uma seção transversal desta unidade central. Entre os níveis 1 e 5 existem dois pilares paredes de concreto armado de 5,25 m de largura cada um e de espessura

decrecente com a altura (desde 0,45 m no 1º andar até 0,30 m no 4º andar). Tais pilares parede descontinuum até a base do prédio.

Na figura 5.5, os pilares localizados entre os eixos 3, 4, 5 e 6 são de grandes dimensões. No nível do mezanino e para os pórticos transversais interiores, todos os pilares são de seção circular, de 1,0 m de diâmetro nos eixos 3 e 6 e 1,1 m nos eixos 4 e 5.

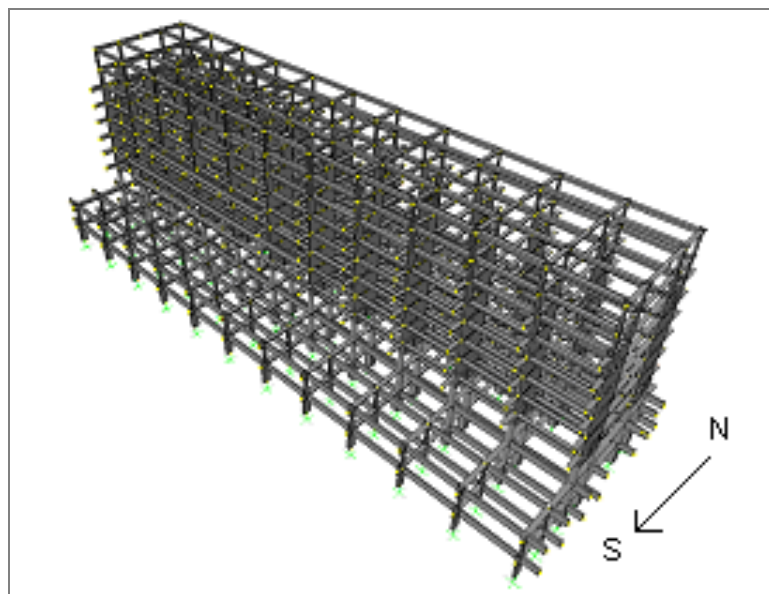


Figura 5.2: Vista em 3D dos elementos estruturais.

Entre o mezanino e o 1º nível existe um elemento de transição que liga os pilares parede de concreto armado com os demais pilares que nascem das fundações.

Vigas T de 0,80 m de altura ligam transversalmente as colunas nos primeiros andares. Os pilares paredes são ligados transversalmente por vigas T de 0,7 m de altura.

Os andares apresentam um corredor central de 2,3 m de largura e as habitações são separadas por paredes de alvenaria de tijolo cerâmico furado.

As fundações consistem de sapatas isoladas sobre pilotis. Não se dispõe de informações sobre o tipo de solo sobre o qual esta assentada a fundação. O último andar é destinado a ser um centro de convenções e apresentam colunas esbeltas.

Devido ao sismo ocorrido em 1967, a estrutura apresentou danos localizados que são referenciados no enunciado seguinte, frente ao qual foi consultado um grupo de pesquisa dirigidos por Beeck (1980), para avaliar o estado do mesmo e propor reforços ou técnicas para recuperá-lo e melhorar seu desempenho. Tais resultados foram publicados na revista

do Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (1980, volume 66) e serviram de base para este estudo.

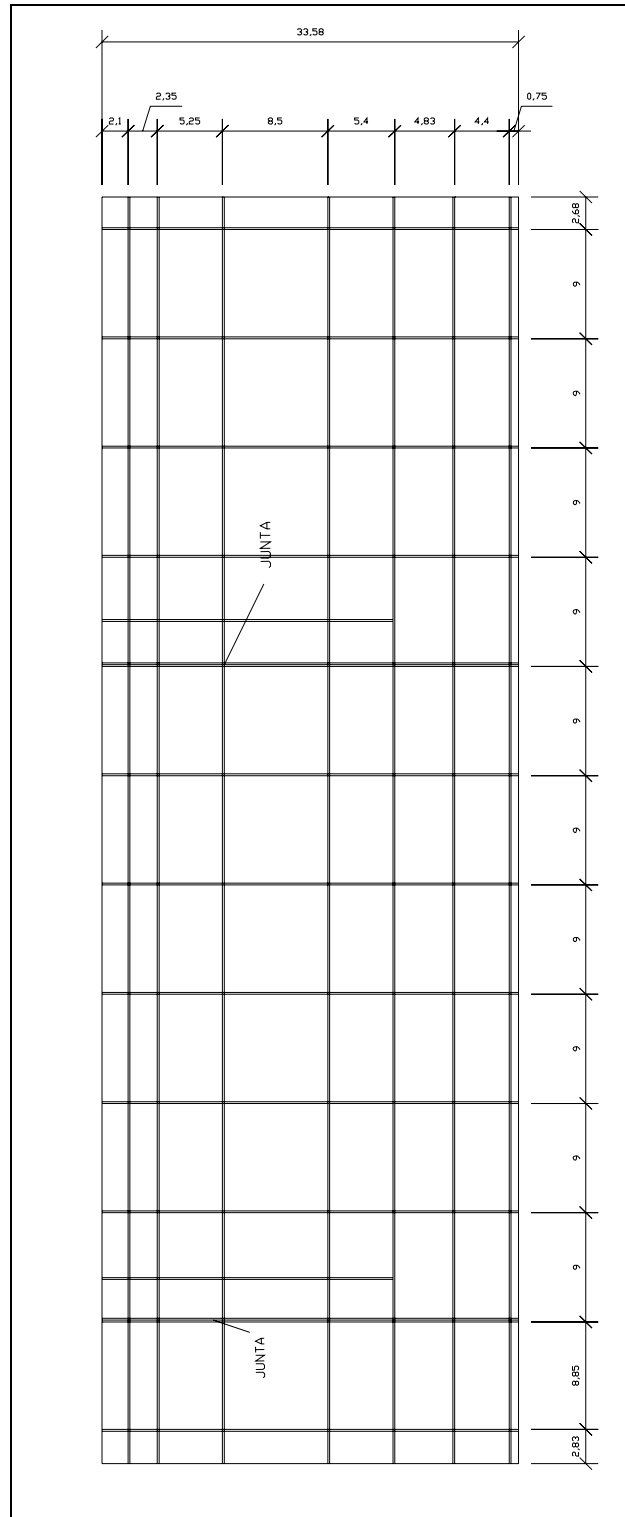


Figura 5.3: Vista em planta do Sub-solo e do andar térreo.

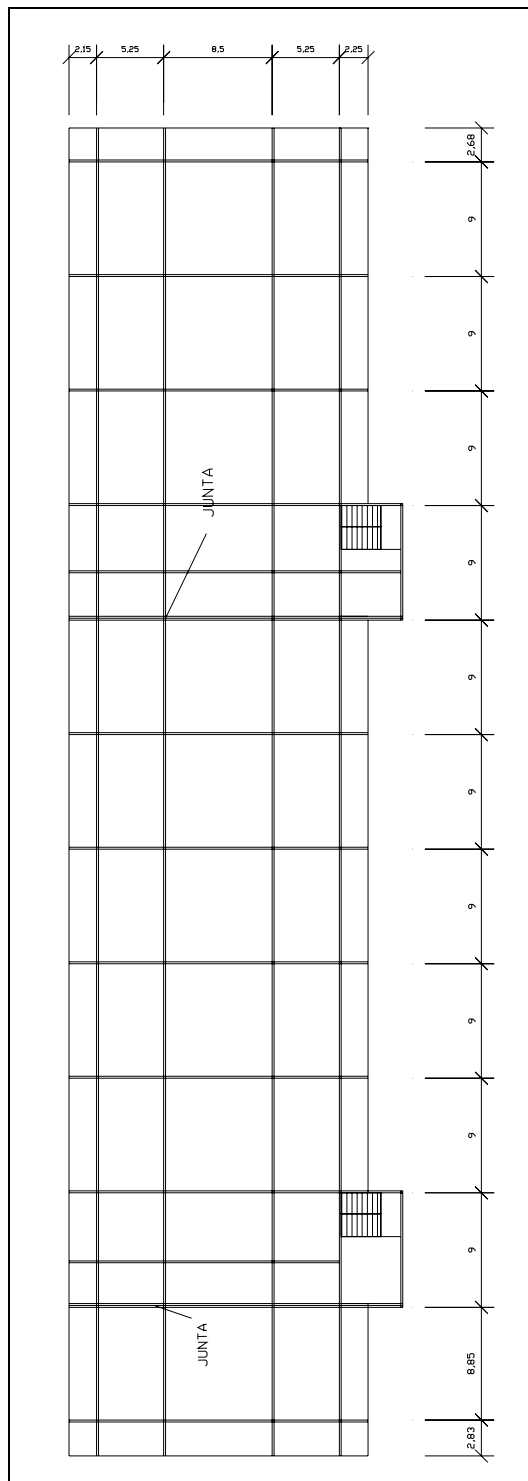


Figura 5.4: Vista em planta dos andares superiores.

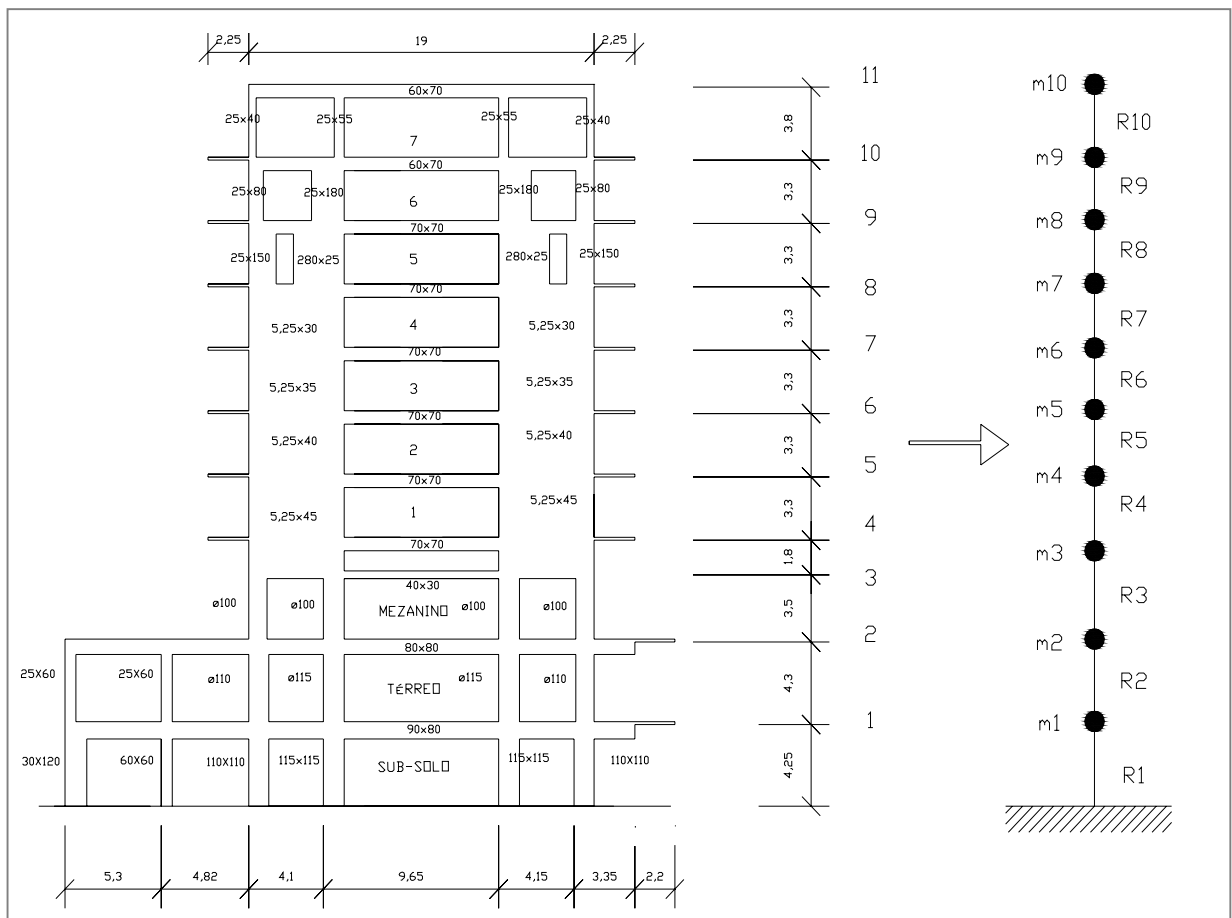


Figura 5.5: Vista de um pórtico da unidade central.

Como na referência bibliográfica não constam ensaios de caracterização, foram usados valores plausíveis das propriedades mecânicas dos materiais, usando os seguintes valores adotados pelos pesquisadores:

Aço: $F_{yk} = 240\text{MPa}$ e $E_s = 210.000\text{MPa}$

Concreto: $F_{ck} = 21\text{MPa}$ e $E_s = 26.000\text{MPa}$

5.2: DESCRIÇÃO DO DANO

Apresentam-se os resultados registrados do comportamento estrutural do edifício em menção durante o sismo de Caracas.

Esse sismo aconteceu em 29 de Julho de 1967 com uma intensidade de 6.5 na escala de Mercalli ocasionando maior dano na direção transversal do edifício. Foram observados

danos não-estruturais intensos, por sua vez, os danos registrados atingiram poucos elementos.

Na figura 5.6, mostra-se de forma resumida os danos na unidade estrutural central originados pelo sismo de Caracas.

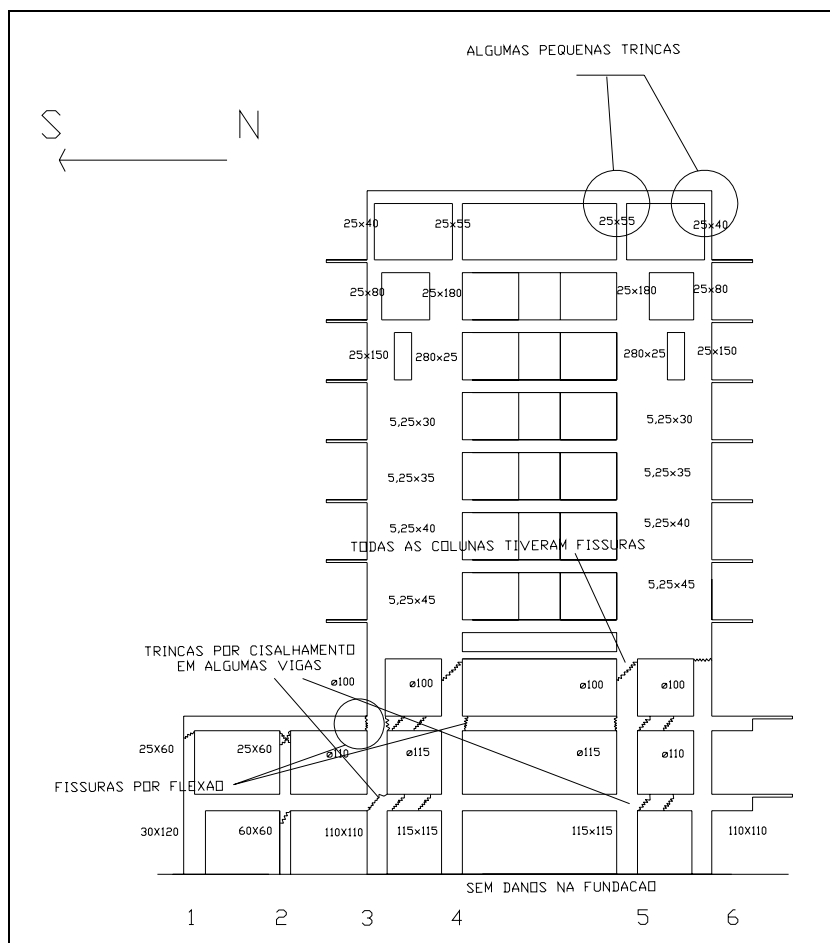


Figura 5.6: Vista dos danos produzidos pelo sismo de 1967.

As colunas sobre o eixo 6 apresentaram algumas trincas pelos esforços de tração. Na mesma figura também pode ser observado que o dano mais intenso foi compatível com a aplicação de uma força lateral sobre a edificação na direção Norte-Sul.

As trincas mais consideráveis aconteceram nos pilares interiores de 1,1 m de diâmetro do nível mezanino como pode ser visto na figura 5.7.

Todos os pilares do eixo 5 e um pilar do eixo 4 sofreram trincas. As características das falhas nestas colunas de 1,1 m de diâmetro foram similares.

Observaram-se trincas largas, algumas perpendiculares mas a maioria delas eram inclinadas ao eixo das colunas.



Figura 5.7: Vista de uma coluna danificada do eixo 5 do andar mezanino (Foto da revista do Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Caracas Janeiro 1980).

Também existiram rupturas de alguns estribos, a armadura (lisa em alguns casos) ficou exposta.

Nos andares próximos do mezanino não se apreciaram danos consideráveis.

A maioria das colunas dos eixos 1 e 2, romperam-se quase completamente na parte superior, precisamente baixo do nível mezanino. Todos os estribos falharam sob esforços de tração.

Apreciaram-se trincas de corte inclinadas entre os eixos 3 e 4 e os eixos 5 e 6 em algumas vigas dos andares inferiores, especialmente do andar térreo.

As falhas mais intensas foram compatíveis com um movimento da edificação na direção Norte-Sul. Também foi observado no referido andar trincas de flexão ao redor dos pilares do eixo 3 e nas vigas entre os eixos 4 e 5.

As bases dos pilares de concreto armado e as fundações não apresentaram danos. Os muros de corte apresentaram fissuras pronunciadas, especialmente na direção longitudinal.

5.3: MOVIMENTO DO TERRENO

Durante o sismo de 1967 não foram registrados os movimentos do solo, ou pelo menos não existem referências na literatura especializada.

Para o presente estudo foram empregados os dados registrados para três sismos diferentes (Petrolia, El Centro, Loma Prieta), cujas características são apresentadas na tabela 5.1.

Sismo	Lugar	Data	Intensidade (Escala de Richter)
Petrolia	California (EEUU)	25.04.1992	7,1
El Centro	California (EEUU)	18.05.1940	7,1
Loma Prieta	California (EEUU)	17.10.1989	7,2

Tabela 5.1: Dados simplificados dos diferentes sismos.

Um dos registros utilizados para o presente estudo é mostrado na figura 5.8. Tal registro corresponde ao sismo El Centro (Estados Unidos, 1940).

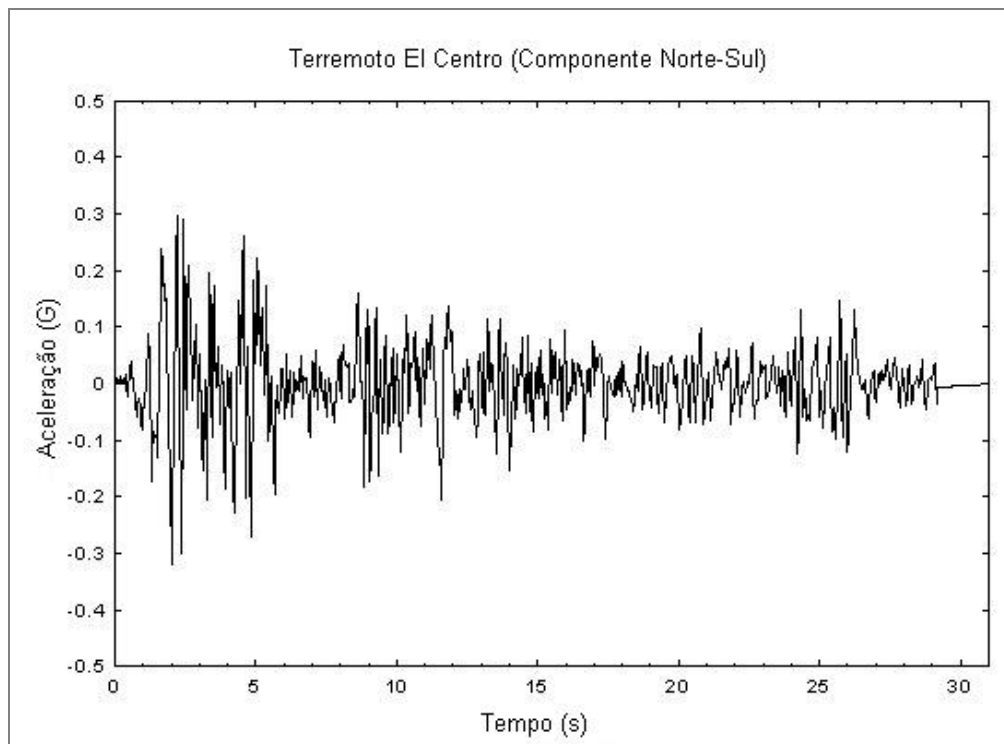


Figura 5.8: Registro da aceleração no tempo para o terremoto de *El Centro*, 1940.

5.4: ANÁLISE ESTRUTURAL

A resposta sísmica de edifícios altos de concreto armado é em termos relativos de difícil predição devido ao caráter não lineal da resposta e à natureza não determinística da excitação. Porém, para serem entendidos os danos ocorridos na situação em questão foram feitas simplificações e adaptações na modelagem do sistema estrutural e excitação sísmica.

Os resultados de análises elásticos são limitados porque não levam em consideração o antecipado comportamento não lineal das estruturas.

No caso da edificação estudada as falhas observadas estão concentradas relativamente em poucos elementos. Portanto, embora esta limitação inerente, os resultados de uma análise elástica poderiam ser capazes de identificar as características do edifício que foram as que causaram os danos.

Tal como foi indicado antes, foi analisado um pórtico transversal, cuja configuração é mostrado na figura 5.9.

A estrutura foi estudada elasticamente usando o programa SAP2000 versão 7.2 e adicionalmente um programa computacional de análise linear de sistemas de n graus de liberdade desenvolvido em linguagem Visual Fortran versão 6.5, chamado AMODAL.

FORTTRAN é uma das linguagens populares mais importantes difundidas no meio científico. Surgiu na metade da década de 50 com a proposta de auxiliar os programadores na codificação de problemas cuja solução requer a utilização de computadores eletrônicos.

A entrada de dados do programa AMODAL é feita através de uma planilha eletrônica, sua estruturação pode ser observada no anexo 1.

AMODAL é baseado em duas sub-rotinas, uma delas foi desenvolvida por Bathe (1976), a qual permite calcular os períodos naturais da estrutura através de um método iterativo desenvolvido por Jacobi. A segunda sub-rotina foi desenvolvida por Paz (1984) e permite calcular a resposta em deslocamentos da estrutura analisada usando uma análise modal.

A segunda sub-rotina utilizará como informação de entrada a matriz de massa e os dados dos autovalores e autovetores calculados com o método de Jacobi.

Pequenas alterações foram realizadas nas duas sub-rotinas para poder adequar seu trabalho em conjunto, mas tais alterações não repercutem na originalidade dos métodos mencionados.

Tomando como base os dados fornecidos pelos estudos de Beek (1980), procedeu-se modelar o edifício através dos programas SAP2000 e AMODAL nos itens 5.4 e 5.5 respectivamente.

Foi determinada a resposta sísmica da estrutura sob a ação do movimento representado pelos registros da aceleração no tempo dos sismos de Petrolia, El Centro, Loma Prieta.

No sistema SAP2000 é possível determinar os efeitos da ação das cargas por gravidades e as cargas sísmicas de forma independente.

Para o cálculo das forças de corte para cada andar, é necessário que o programa SAP2000 primeiro calcule um espectro de resposta em aceleração.

Assim o programa gera um arquivo de texto que posteriormente servirá como base para que depois se determine o efeito dos cortantes na referida estrutura

Foram analisados três modelos do pórtico transversal para pesquisar os possíveis efeitos sobre a resposta estrutural:

- **O modelo I** analisa o efeito do terremoto sobre a estrutura sem considerar os elementos de reforço estrutural, isto é, a estrutura original como é mostrada na figura 5.5.

- **O modelo II** analisa os efeitos do sismo levando em consideração a ação dos muros de reforço antes mencionados.

Os muros de corte foram modelados respeitando as dimensões das seções dos muros superiores e com o intuito de aumentar a rigidez estrutural e de evitar as descontinuidades entre os diferentes pavimentos. Tais elementos estão dispostos nos três primeiros andares, os quais foram os mais atingidos durante o sismo de 1967.

A figura 5.9 mostra a disposição deste modelo.

- **O modelo III** sugere o uso de amortecedores metálicos segundo a disposição da figura 5.10.

Os amortecedores metálicos permitem dissipar a energia induzida numa estrutura.

Curadelli (2003) menciona as seguintes vantagens do uso destes dissipadores metálicos:

1) Num processo de deformação plástica o chumbo tende a se recristalizar, recuperando completamente as propriedades mecânicas originais, levando em consideração que a temperatura ambiente encontra-se acima de sua temperatura absoluta de fusão.

2) Eles têm um ciclo de histerese (força deslocamento) quase retangular, praticamente independente da velocidade de deformação.

3) Para velocidades de deformação superiores a cm/s o comportamento é praticamente independente da velocidade de deformação (Robinson et al, 1976).

4) amortecedores com deformação cortante não restringida poderiam experimentar deformações da ordem de 350% antes de produzir uma queda na carga (Robinson et al, 1976).

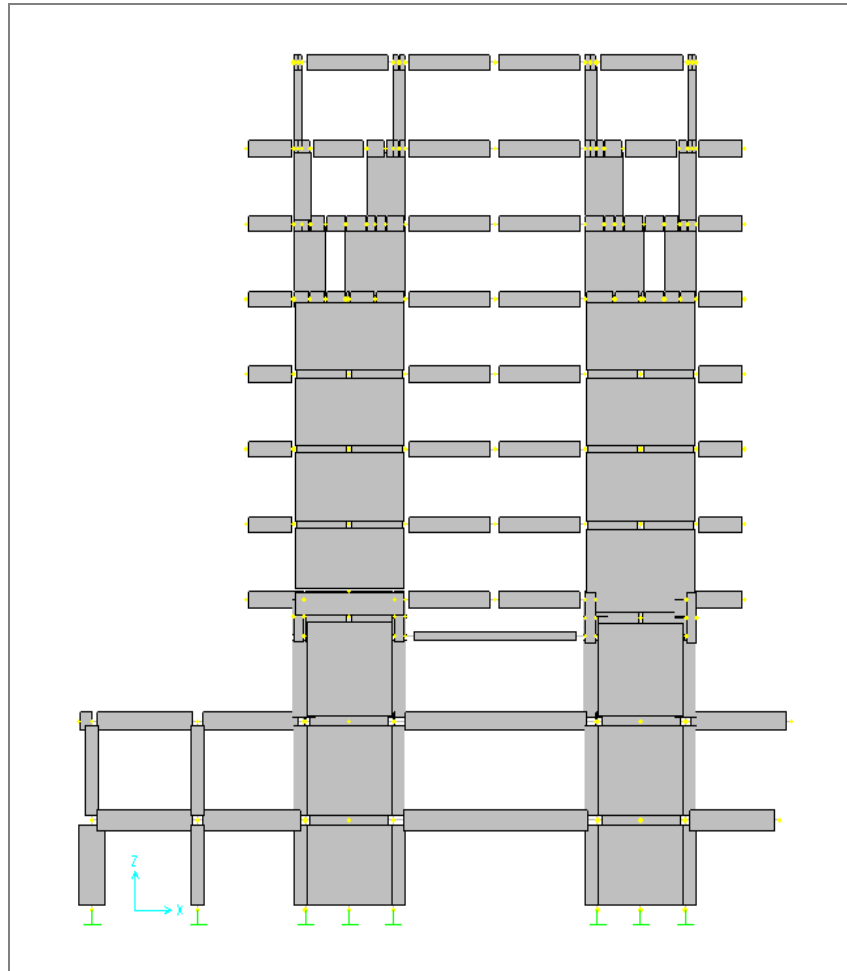


Figura 5.9: Aplicação dos muros de corte a partir do nível 3 (modelo II).

Devido ao ótimo comportamento mecânico do chumbo para dissipar energia e com estudos realizados por Curadelli, decidiu-se modelar em SAP2000 um dissipador que utiliza a deformação plástica deste material.

O dispositivo usado consiste em dois cilindros de aço coaxiais, um externo e o outro interno. Ambos cilindros possuem quatro ranhuras que formam quatro anéis com seção romboidal as quais são enchidas de chumbo. Os anéis experimentam uma deformação quando acontece um deslocamento relativo entre ambos cilindros produzida pela ação conjunta de tensões de compressão e tensões de corte.

O chumbo é forçado a ocupar o espaço que surge de cada deslocamento gerando uma deformação plástica para cada anel.

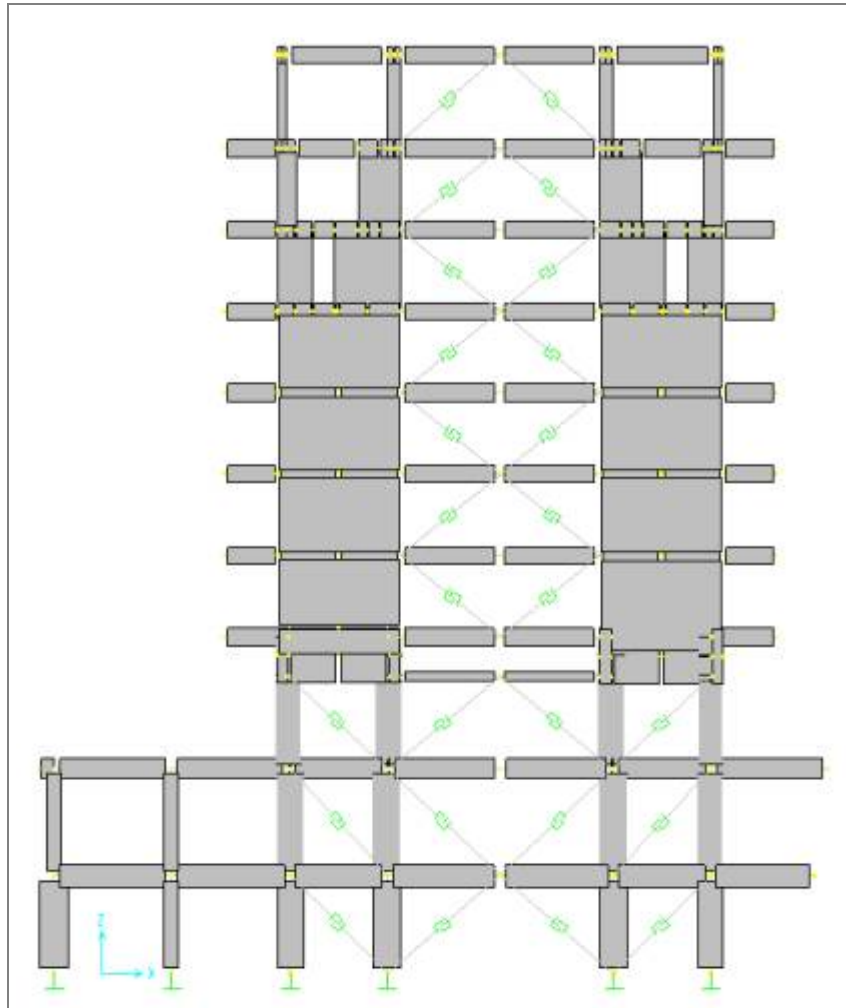


Figura 5.10: Distribuição dos amortecedores metálicos a partir do nível 3 (modelo III).



Figura 5.11: Vista dos cilindros externo e interno do dissipador de chumbo (Curadelli, 2003)

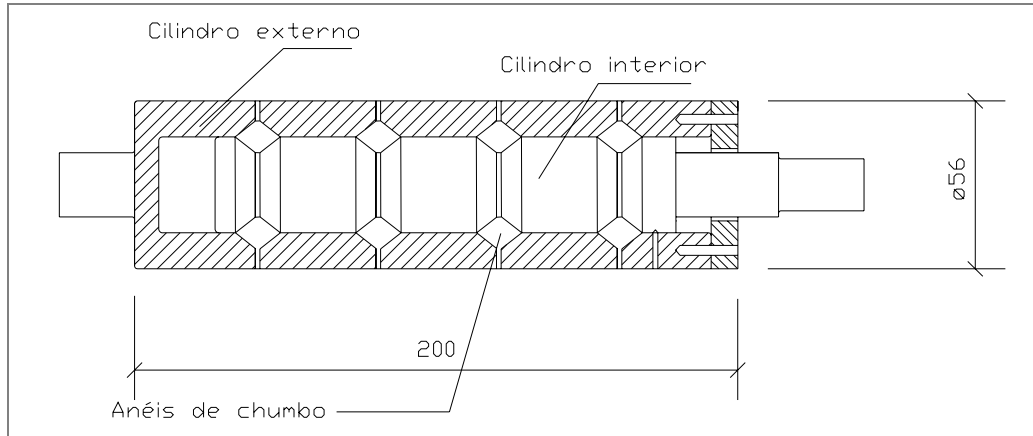


Figura 5.12: Detalhe do dissipador metálico.

A partir da relação que define o comprimento da garganta da ranhura (a) e a altura da seção (h) foi adotado um amortecedor de valor 2,5 cuja curva de tensão deformação calculadas por Curadelli é mostrada na figura 5.13.b

Finalmente com as solicitações das deformações máximas que sofreu a estrutura e com os dados proporcionados pela curva Força-Deslocamento da figura 5.13b, pode-se calcular os valores das rigidezes antes e após a tensão de escoamentos.

Estes dados foram inseridos na modelagem respectiva no SAP2000.

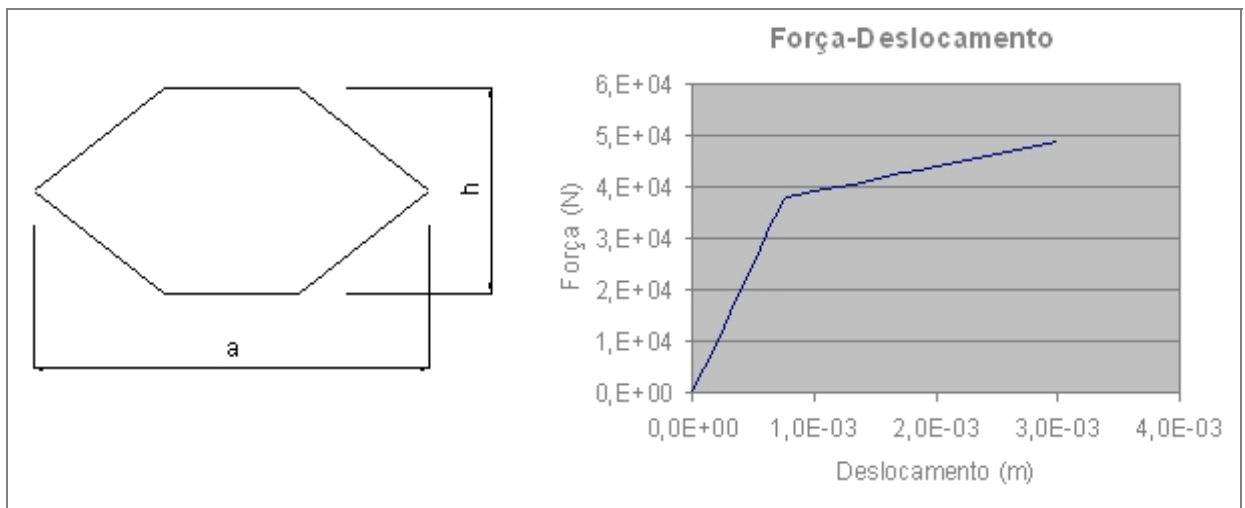


Figura 5.13: Vista da seção transversal do anel e à direita a curva Força-Deslocamento para seções com relações a/h de 2,5.

A configuração escolhida da disposição dos amortecedores obedece a algumas sugestões como observadas na figura 5.14.



Figura 5.14: Vista de uma estrutura de pórticos com amortecedores.

5.5: RESULTADOS NUMÉRICOS

Na análise dinâmica foi assumida uma razão de amortecimento da ordem de 0,5 % para todos os modos de vibração.

Para os três modelos expostos anteriormente foram analisados através do SAP2000 e cujos resultados em termos dos 10 primeiros períodos fundamentais de vibração são mostrados na tabela 5.2.

Modo de Vibração	Modelo I (original)	Modelo II (com muros de corte)	Modelo III (amortecido)
	Período (s)	Período (s)	Período (s)
1	0,6440	0,5635	0,6490
2	0,4424	0,2509	0,4298
3	0,1561	0,1435	0,1267
4	0,1014	0,1045	0,0971
5	0,0798	0,0733	0,0740
6	0,0665	0,0649	0,0694
7	0,0452	0,0530	0,0632
8	0,0320	0,0373	0,0480
9	0,0227	0,0262	0,0392
10	0,0180	0,0207	0,0329

Tabela 5.2: Comparação dos períodos de vibração.

Observa-se também na referida tabela 5.2 que com a utilização dos muros de corte alteraram-se de forma considerável os valores dos dois primeiros períodos naturais de vibração, sendo que entre o modelo I e modelo III não houve grande diferença entre os períodos naturais.

Na tabela 5.3, pode-se notar que a massa modal efetiva (definida no item 3.6) aumenta no primeiro modo de vibração apenas para o modelo II.

Uma das formas de definir a resposta dinâmica de edifícios é através da avaliação das acelerações máximas de cada piso. Uma outra forma alternativa é avaliar os máximos deslocamentos de cada andar, sendo esta última, a escolhida para o presente estudo.

Modo de Vibração	Modelo I	Modelo II	Modelo III
	Massa efetiva (%)	Massa efetiva (%)	Massa efetiva (%)
1	56,24	67,84	56,00
2	33,01	22,39	32,31
3	5,51	7,93	4,96
4	0,31	1,19	4,37
5	4,94	1,66	0,11
6	0,00	0,00	2,25
7	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00

Tabela 5.3: Comparação das massas efetivas para cada modo de vibração.

Para cada tipo de evento sísmico foram analisados os deslocamentos produzidos nos diferentes andares. Afim de ilustrar o presente estudo, foram escolhidos o andar superior e os três primeiros andares (os mesmos que foram atingidos com maior intensidade).

5.5.1: RESULTADOS DO SISMO DE PETROLIA

O sismo de Petrolia aconteceu no sul do estado da Califórnia (EUA) em 25 de Abril de 1992.

Com os dados registrados desta onda sísmica foi analisada a resposta em deslocamentos da estrutura tal como pode ser visto nas figuras 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18 correspondentes ao 7º andar e aos andares mezanino, térreo, sub-solo respectivamente.

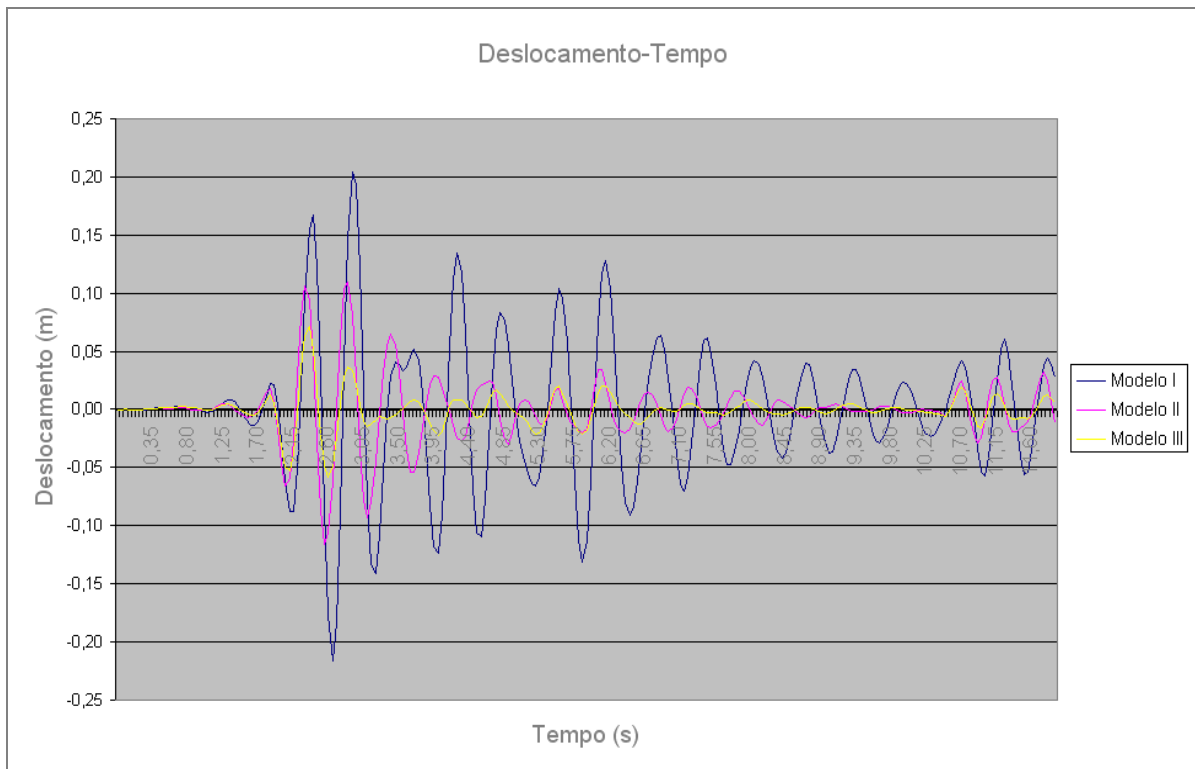


Figura 5.15: Resposta em deslocamentos do 7º nível (sismo de Petrolia).

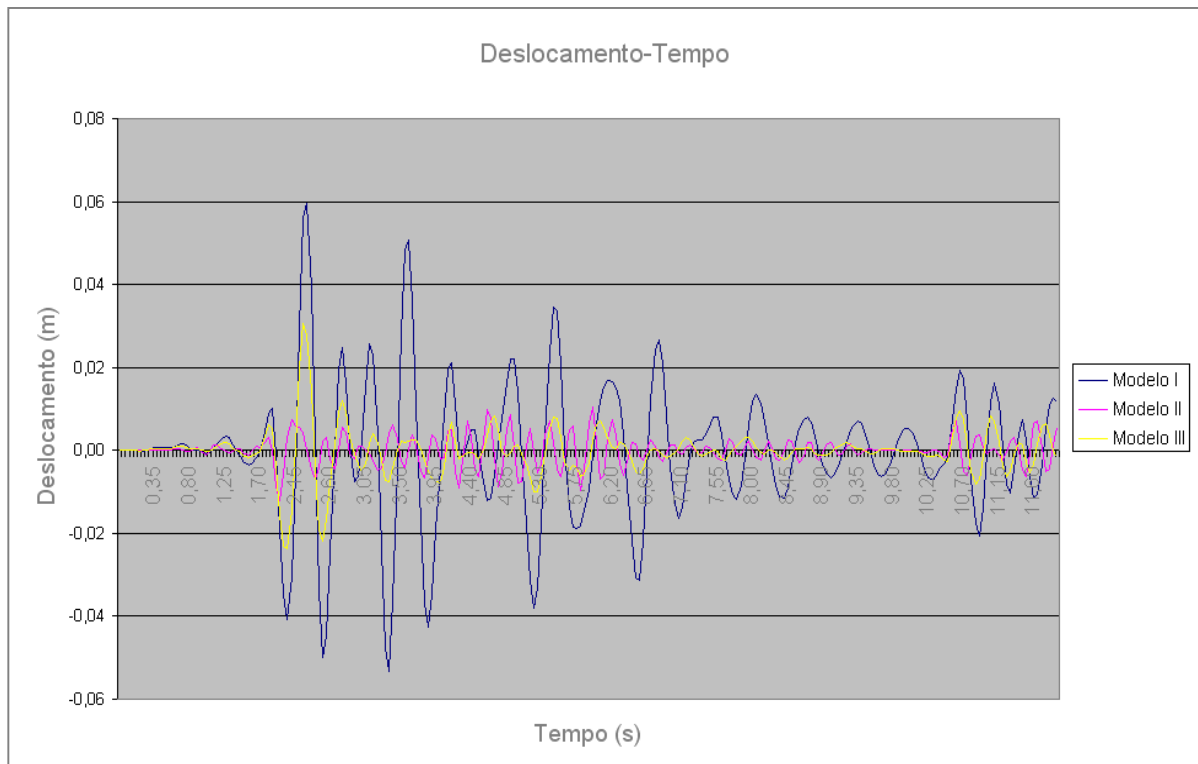


Figura 5.16: Resposta em deslocamentos do nível mezanino (sismo de Petrolia).

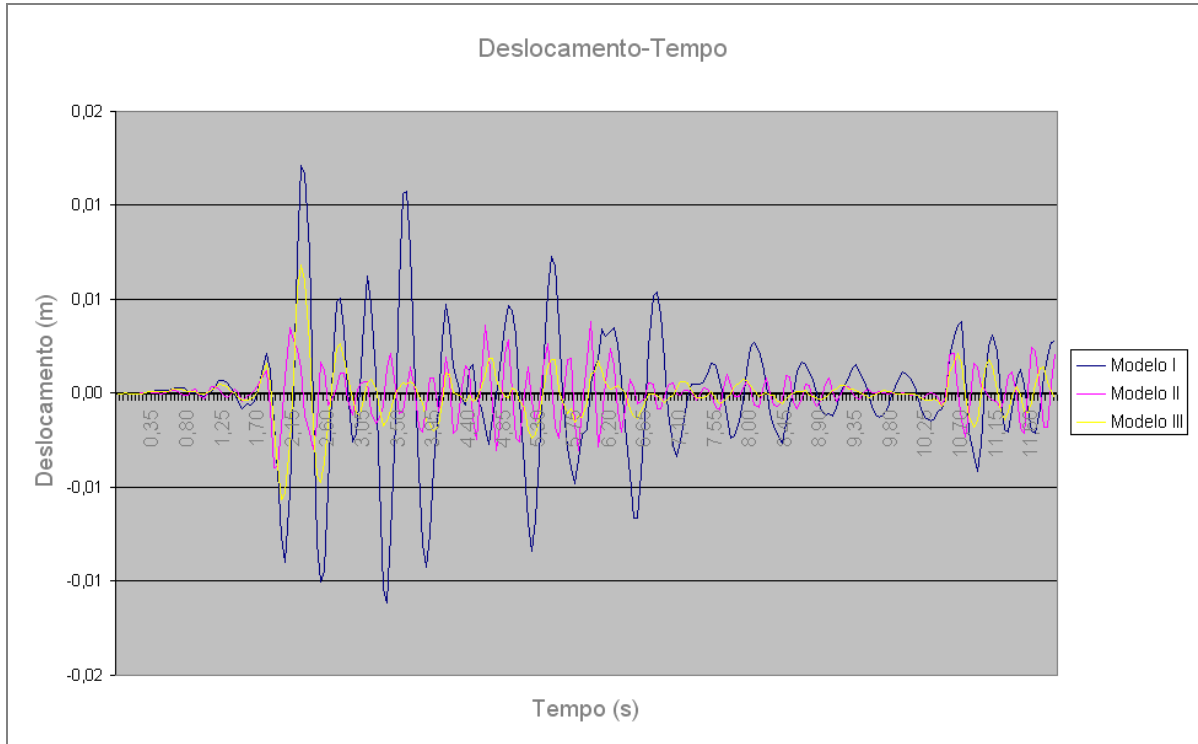


Figura 5.17: Resposta em deslocamentos do nível térreo (sismo de Petrolia).

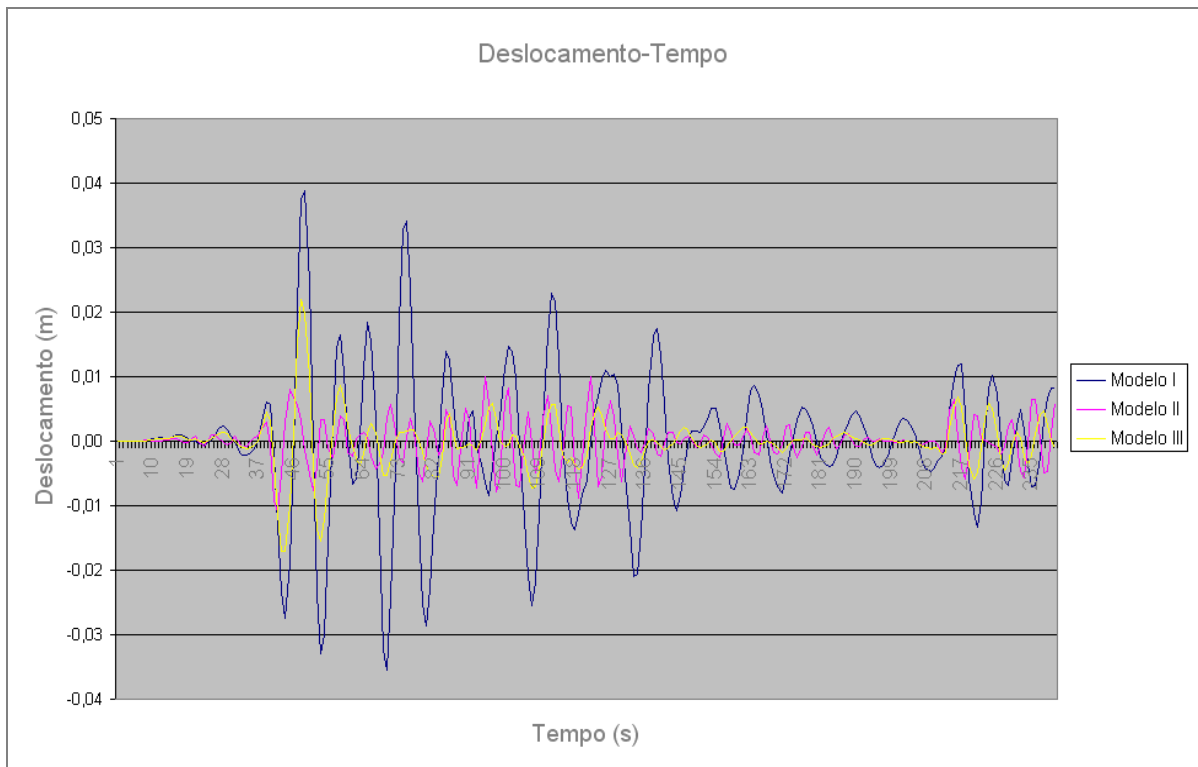


Figura 5.18: Resposta em deslocamentos do nível sub-solo (sismo de Petrolia).

O efeito de amortecimento dos muros estruturais e dos amortecedores metálicos pode ser observado através das figuras 5.15 a 5.18. Neste caso específico, a ação dos muros de corte permitiu atenuar a onda sísmica em maiores proporções do que os dissipadores de energia.

Na tabela 5.3, é importante inferir para ambos os modelos que a maior redução dos deslocamentos máximos foi de 14 cm correspondentes ao último andar e que por sua vez representa uma redução de 65 %.

Finalmente, pode-se apreciar que o efeito dos amortecedores e muros de corte permitiu reduzir a resposta máxima da estrutura em valores da mesma ordem percentual.

Nível	Deslocamentos máximos (cm)				
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Redução Modelo II (%)	Redução Modelo III (%)
Sub-Solo	1,21	0,41	0,68	66,12	43,80
Térreo	3,88	1,10	2,19	71,65	43,56
Mezanino	5,94	1,20	3,07	79,80	48,32
1	6,01	1,26	3,11	79,03	48,25
2	6,15	1,38	3,19	77,56	48,13
3	6,28	1,50	3,26	76,11	48,09
4	6,39	1,60	3,32	74,96	48,04
5	6,57	1,74	3,41	73,52	48,10
6	6,83	1,94	3,59	71,60	47,44
7	20,45	11,60	7,13	43,28	65,13

Tabela 5.4: Comparação entre as variações percentuais para os deslocamentos máximos sob o efeito do sismo de Petrolia.

5.5.2: RESULTADOS DO SISMO DE EL CENTRO (Vale Imperial)

O terremoto do Vale Imperial ocorreu em 18 de Maio de 1940 no estado da Califórnia e teve uma intensidade de 7,1 na escala de Richter. Este sismo teve efeitos altamente destrutivos ao longo do Vale Imperial.

A resposta da estrutura em termos dos deslocamentos correspondentes ao 7º andar e aos andares mezanino, térreo e sub-solo é mostrado nas figuras 5.19, 5.20, 5.21 e 5.22 respectivamente.

Pode-se observar que nas referidas figuras que os modelos II e III permitiram a redução notória dos deslocamentos. Nota-se o efeito importante dos elementos de reforço sísmo-resistente especialmente nos 5 primeiros segundos de aplicação da onda sísmica.

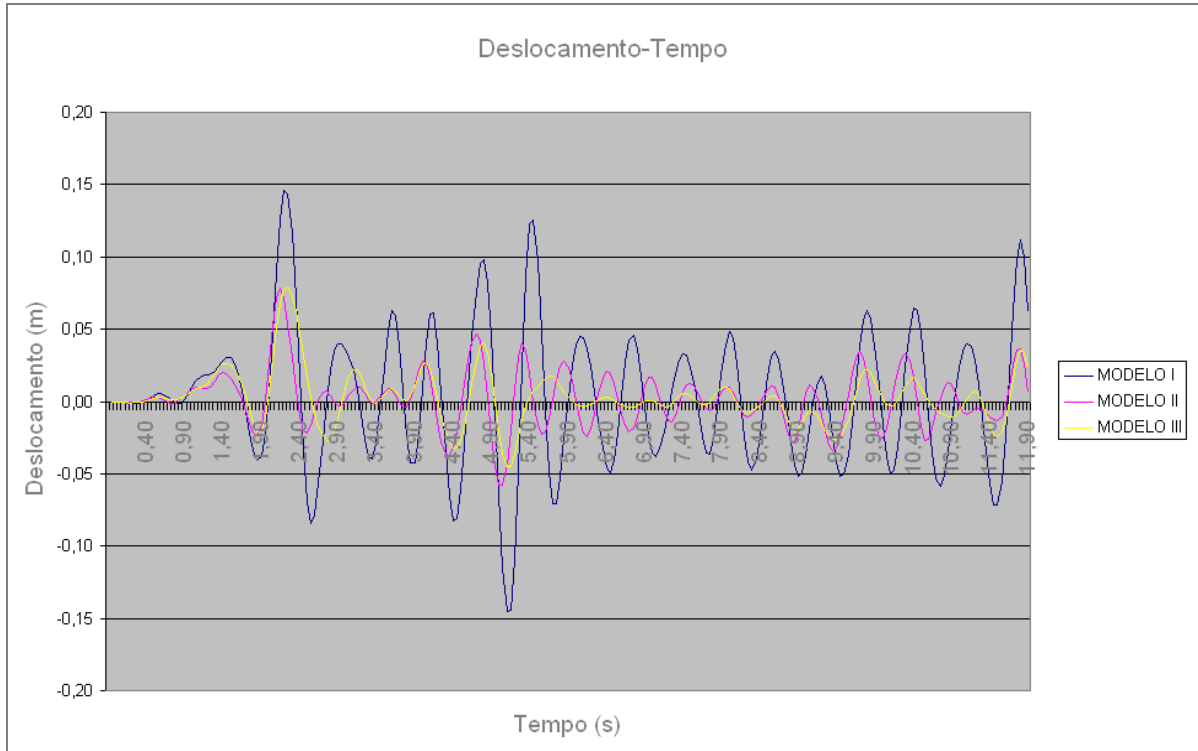


Figura 5.19: Resposta em deslocamentos do 7º nível (sismo de El Centro).

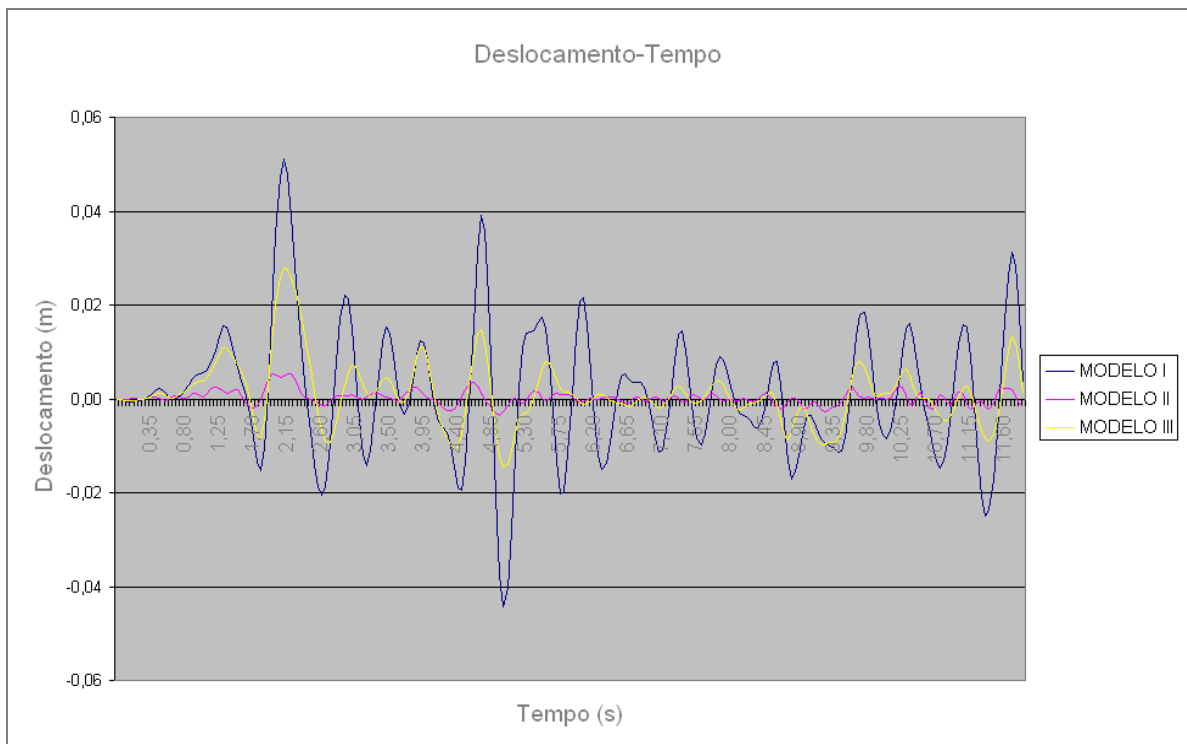


Figura 5.20: Resposta em deslocamentos do nível mezanino (sismo de El Centro).

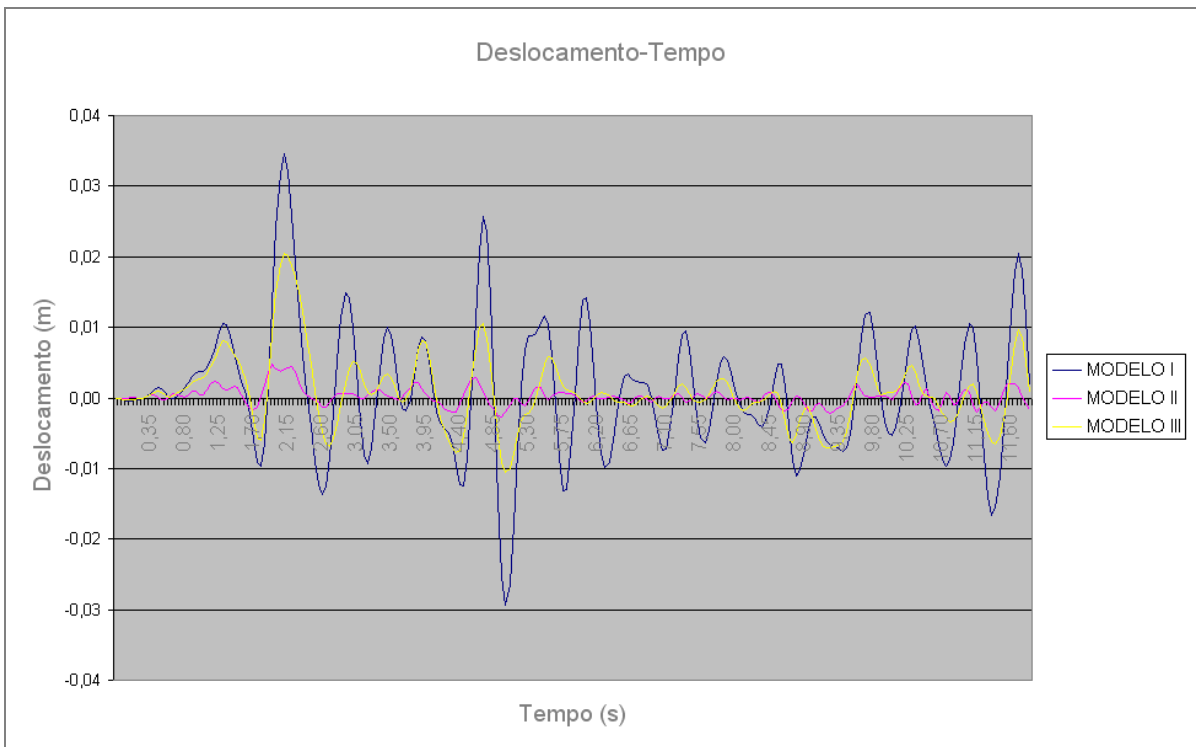


Figura 5.21: Resposta em deslocamentos do nível térreo (sismo de El Centro).

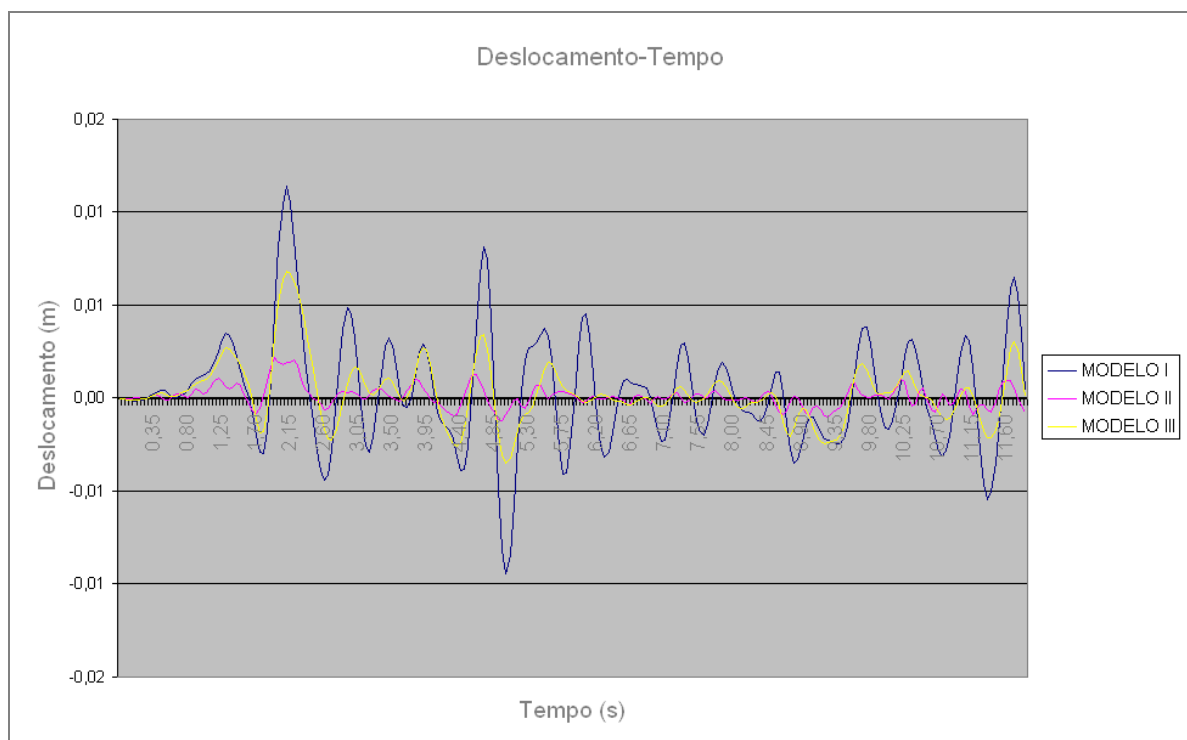


Figura 5.22: Resposta em deslocamentos do nível sub-solo (sismo de El Centro).

Na Tabela 5.5 mostra-se que as maiores reduções dos deslocamentos em termos percentuais são dadas pela ação dos muros de corte.

A máxima redução foi de 7 cm correspondente ao 7º andar. Nos modelos II e III houveram uma importante redução dos deslocamentos nos três primeiros andares, isto é, onde a estrutura analisada sofreu os maiores efeitos dos esforços de corte.

Nível	Deslocamentos máximos (cm)				
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Redução Modelo II (%)	Redução Modelo III (%)
Sub-Solo	1,14	0,22	0,68	80,70	40,35
Térreo	3,46	0,47	2,04	86,42	41,04
Mezanino	5,10	0,54	2,79	89,41	45,29
1	5,15	0,61	2,82	88,16	45,24
2	5,27	0,71	2,90	86,53	44,97
3	5,37	0,80	2,97	85,10	44,69
4	5,47	0,90	3,03	83,55	44,61
5	5,64	1,07	3,13	81,03	44,50
6	5,93	1,42	3,42	76,05	42,33
7	14,56	7,87	7,91	45,95	45,67

Tabela 5.5: Comparação entre as variações percentuais para os deslocamentos máximos sob o efeito do sismo de El Centro.

5.5.3: RESULTADOS DO SISMO DE LOMA PRIETA

Em 17 de Outubro de 1989, um forte sismo afetou as localidades de San Francisco e da Baía de Monterrey no estado da Califórnia.

Como nos casos anteriores mostra-se nas figuras seguintes a resposta da estrutura em termos dos deslocamentos.

Pode-se notar que houve uma redução significativa da resposta da estrutura para os modelos II e III, efeito que acontece também nos dois casos analisados nos itens 5.5.1 e 5.5.2.

A figura 5.26 permite observar que as curvas dos deslocamentos máximos têm variações lineares diferentes nos trechos correspondentes aos três primeiros andares e nos trechos dos andares superiores.

Os resultados obtidos com os amortecedores metálicos apresentaram maiores reduções dos efeitos da onda sísmica de Loma Prieta do que a aplicação dos muros de corte.

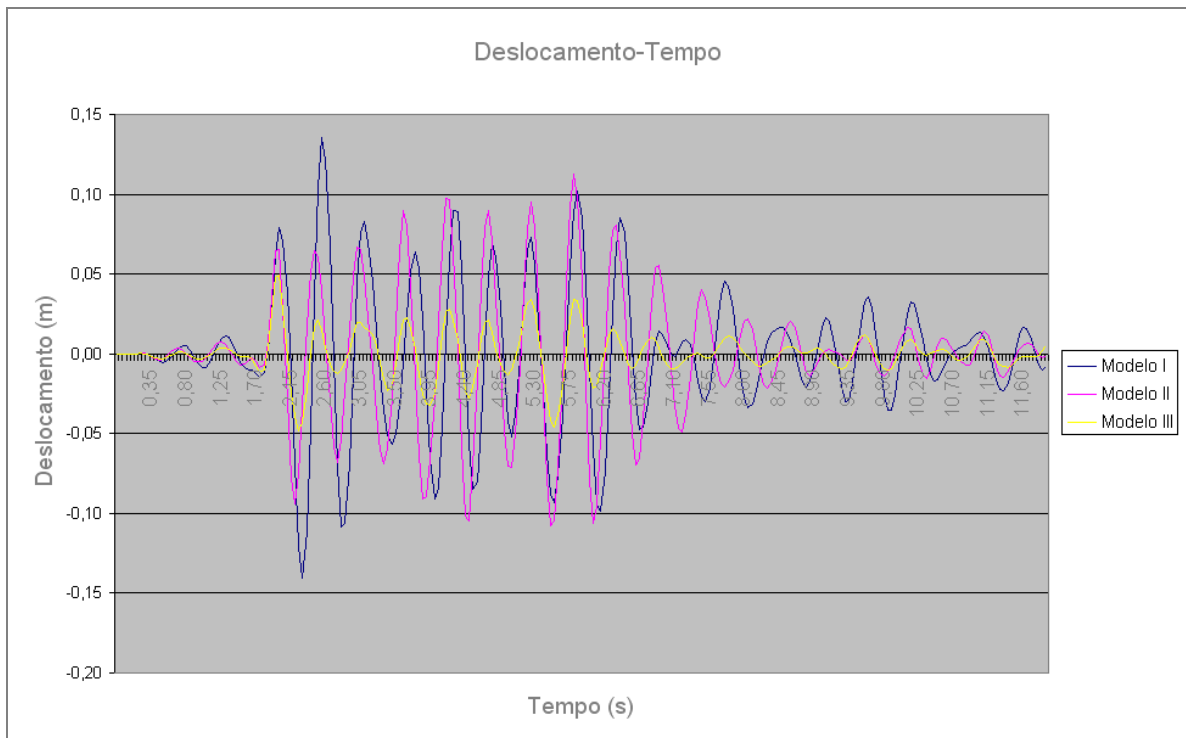


Figura 5.23: Resposta em deslocamentos do 7º nível (sismo de Loma Prieta).

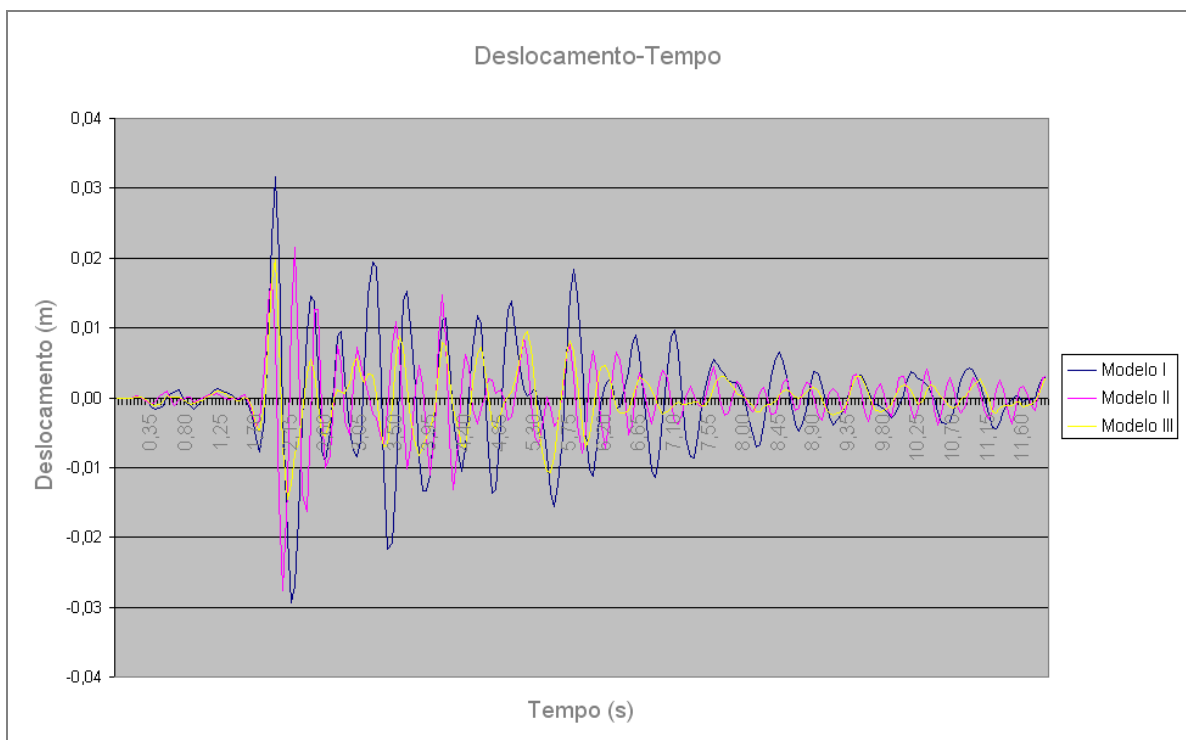


Figura 5.24: Resposta em deslocamentos do nível térreo (sismo de Loma Prieta).

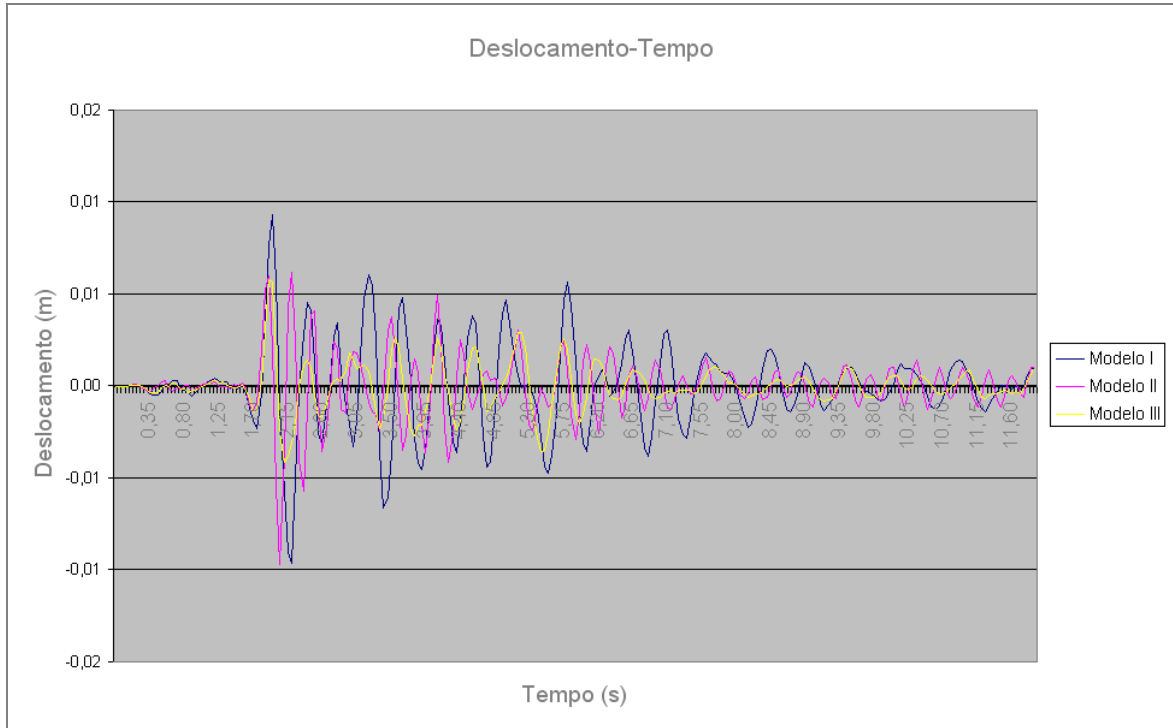


Figura 5.25: Resposta em deslocamentos do nível sub-solo (sismo de Loma Prieta).

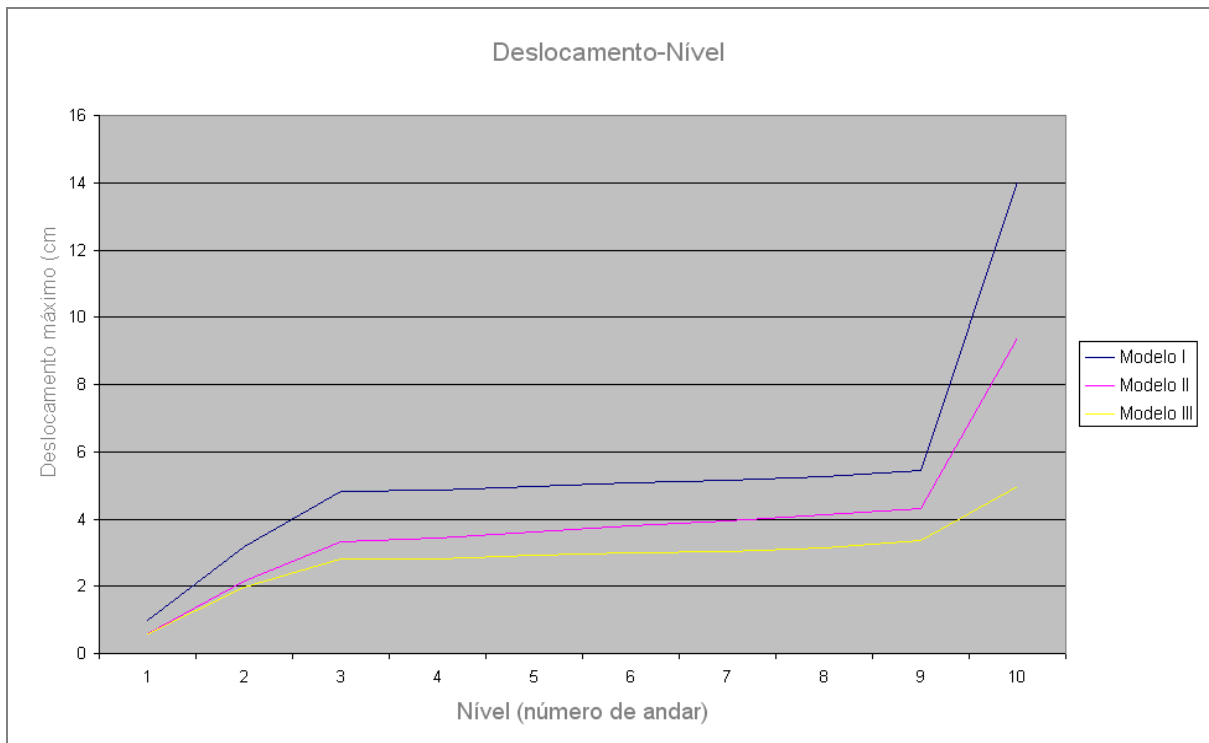


Figura 5.26: Resposta em deslocamentos máximos para a estrutura (sismo de Loma Prieta).

Para o modelo III é importante salientar que as variações percentuais em todos os andares amortecidos sofreram valores da mesma ordem (entre 38 e 42%) como se observa na tabela 5.6.

No último andar é notório um aumento significativo dos deslocamentos, isto acontece devido a tal andar não contar com elementos de rigidez suficiente que possam continuar com essa mesma variação quase linear dos andares inferiores.

Essa mesma tendência é mostrada nas análises realizadas nos itens 5.5.1 e 5.5.2 .

Nível	Deslocamentos máximos (cm)				
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Redução Modelo II (%)	Redução Modelo III (%)
Sub-Solo	0,97	0,59	0,58	39,18	40,21
Térreo	3,16	2,15	1,98	31,96	37,34
Mezanino	4,81	3,33	2,80	30,77	41,79
1	4,86	3,42	2,83	29,63	41,77
2	4,97	3,62	2,91	27,16	41,45
3	5,06	3,80	2,98	24,90	41,11
4	5,15	3,95	3,05	23,30	40,78
5	5,27	4,14	3,14	21,44	40,42
6	5,43	4,31	3,36	20,63	38,12
7	14,04	9,39	4,95	33,12	64,74

Tabela 5.6: Comparação entre as variações percentuais para os deslocamentos máximos sob o efeito do sismo de Loma Prieta.

5.6: RESULTADOS ATRAVÉS DO PROGRAMA AMODAL

Com a implementação do programa desenvolvido na linguagem FORTRAN, foram empregados os dados do registro do sismo El Centro e foi feito o modelo idealizado equivalente massa-mola, considerando um grau de liberdade por andar (sentido na direção horizontal), assim para a estrutura analisada, tem-se 10 graus de liberdade.

Para tal fim foi necessário o cálculo das rigidezes equivalentes, massas equivalentes e posteriormente a montagem das matrizes de massa e de rigidez.

Cabe salientar que alguns dados relativos aos elementos não estruturais do prédio em questão não foram informados na referência, razão pela qual tiveram que ser assumidos valores plausíveis para o cálculo das massas por cada nível.

Devido ao elemento de transição entre o mezanino e o 1º andar apresentar uma seção de geometria difícil de ser modelada então foi substituída por uma seção com as mesmas propriedades mecânicas.

As propriedades de entrada, assim como os dados de saída estão especificados no anexo.

A disposição das matrizes de rigidez e de massa ficaram definidas da seguinte forma:

$$[K] = \begin{pmatrix} R_1 + R_2 & -R_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -R_2 & R_2 + R_3 & -R_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -R_3 & R_4 + R_3 & -R_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -R_4 & R_4 + R_5 & -R_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -R_5 & R_6 + R_5 & -R_6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -R_6 & R_6 + R_7 & -R_7 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R_7 & R_8 + R_7 & -R_8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R_8 & R_8 + R_9 & -R_9 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R_9 & R_{10} + R_9 & -R_{10} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R_{10} & R_{10} & 0 \end{pmatrix} \quad (5.1)$$

$$[M] = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_9 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{10} \end{pmatrix} \quad (5.2)$$

Onde:

[M]: matriz de massa total;

[K] : matriz de rigidez da estrutura

Observa-se na tabela 5.7 que para as configurações propostas existem uma certa similitude entre os valores dos períodos naturais calculados através de SAP2000 e AMODAL.

Modo de Vibração	Modelo I (original)	
	Período (s) AMODAL	Período (s) SAP2000
1	0,60424	0,64400
2	0,41111	0,44240
3	0,10848	0,15610
4	0,07848	0,10140
5	0,07168	0,07980
6	0,03518	0,06650
7	0,02040	0,04520
8	0,01132	0,03200
9	0,00822	0,02270
10	0,00666	0,01800

Tabela 5.7: Comparação dos períodos de vibração.

Na figura 5.27 são comparados os deslocamentos máximos para o modelo original mediante os dois programas analisados, na qual pode-se notar que os deslocamentos tiveram variação quase similar para ambos os modelos.

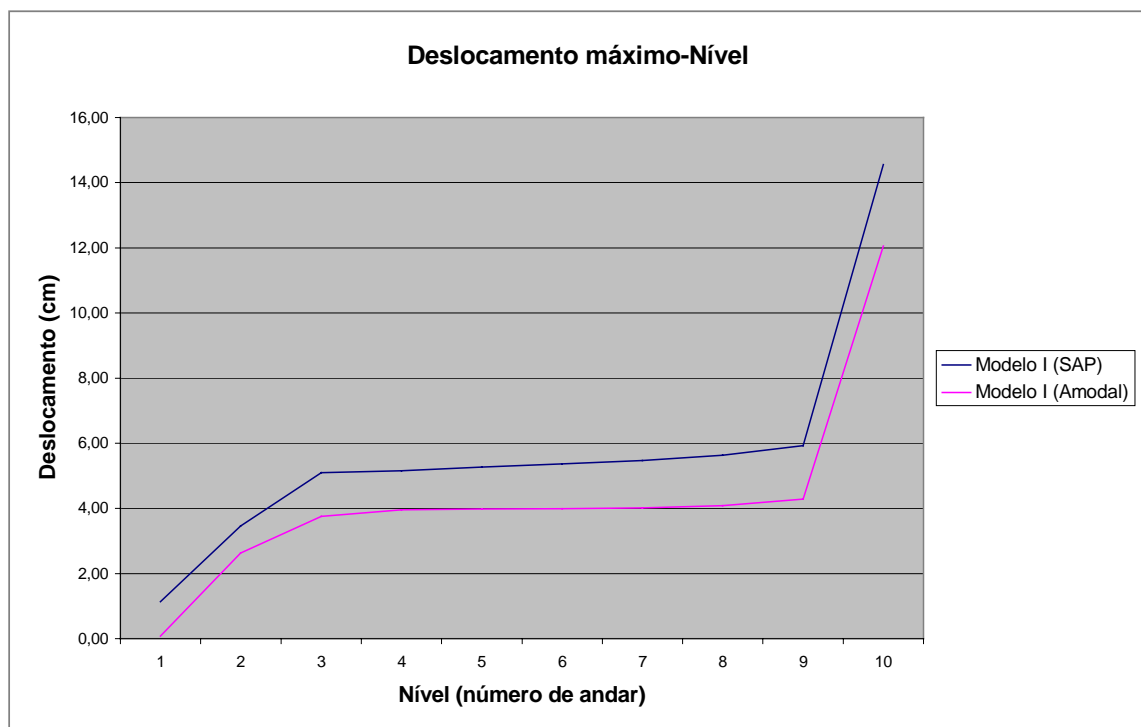


Figura 5.27: Resposta em deslocamentos máximos para a estrutura.

Nas figuras 5.28, 5.29, 5.30 e 5.31 é mostrada a resposta da estrutura em termos dos deslocamentos para o modelo I encontrada nos andares 7, mezanino, térreo e sub-solo respectivamente.

Para os valores encontrados pode-se apreciar que um modelo massa-mola que foi usado para a análise dinâmica através de AMODAL permite calcular valores de períodos e de deslocamentos relativamente próximos aos encontrados no SAP.

Pode-se observar uma certa defasagem entre as ondas que representam os deslocamentos. Esta diferença de fases é devido aos valores calculados para os dois primeiros períodos fundamentais através dos programas SAP2000 e AMODAL.

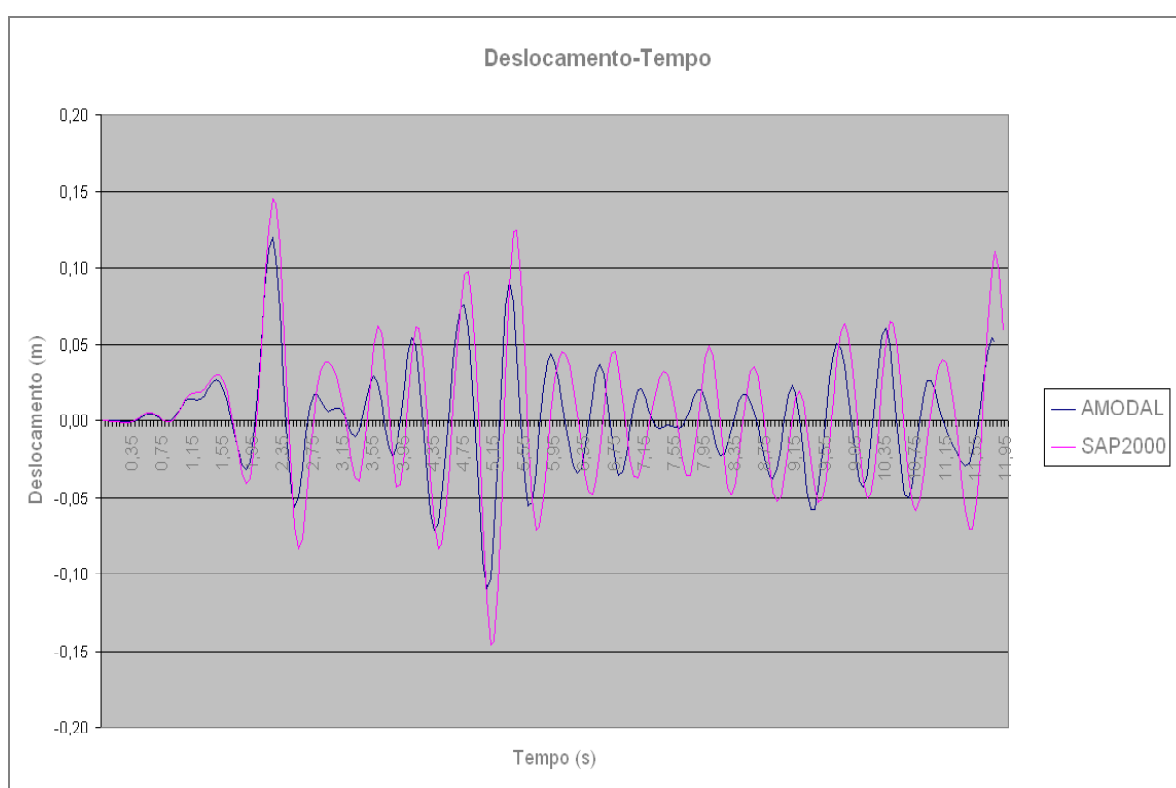


Figura 5.28: Resposta em deslocamentos do 7º nível (modelo I).

Sendo que os períodos calculados representam um vetor de autovalores, porém isso envolve também diferenciais nos autovetores que finalmente incidiram na resposta da análise modal final.

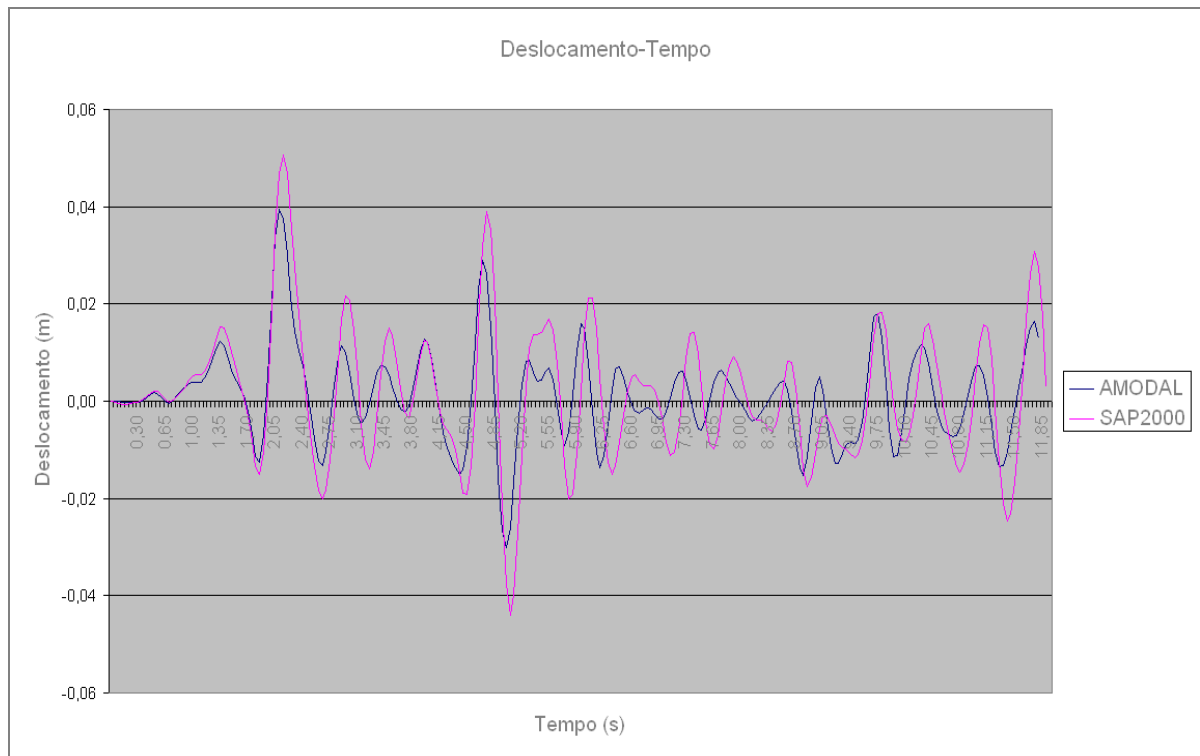


Figura 5.29: Resposta em deslocamentos do nível mezanino (modelo I).

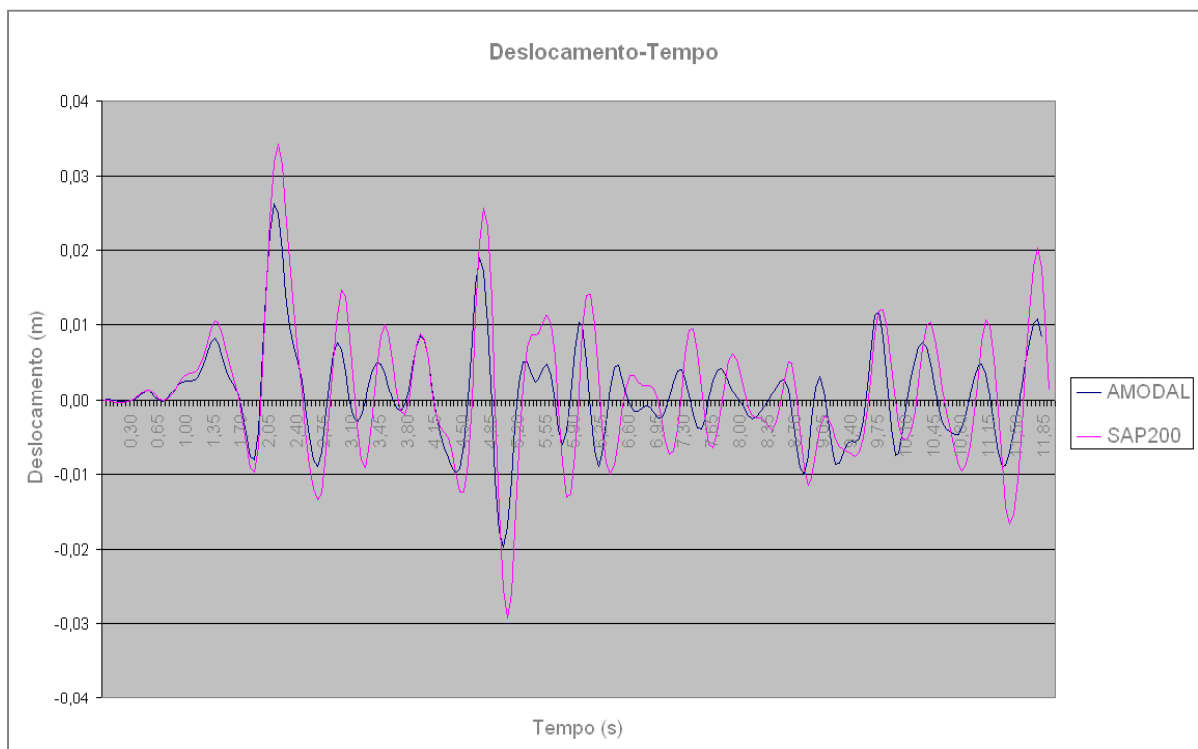


Figura 5.30: Resposta em deslocamentos do nível térreo (modelo I).

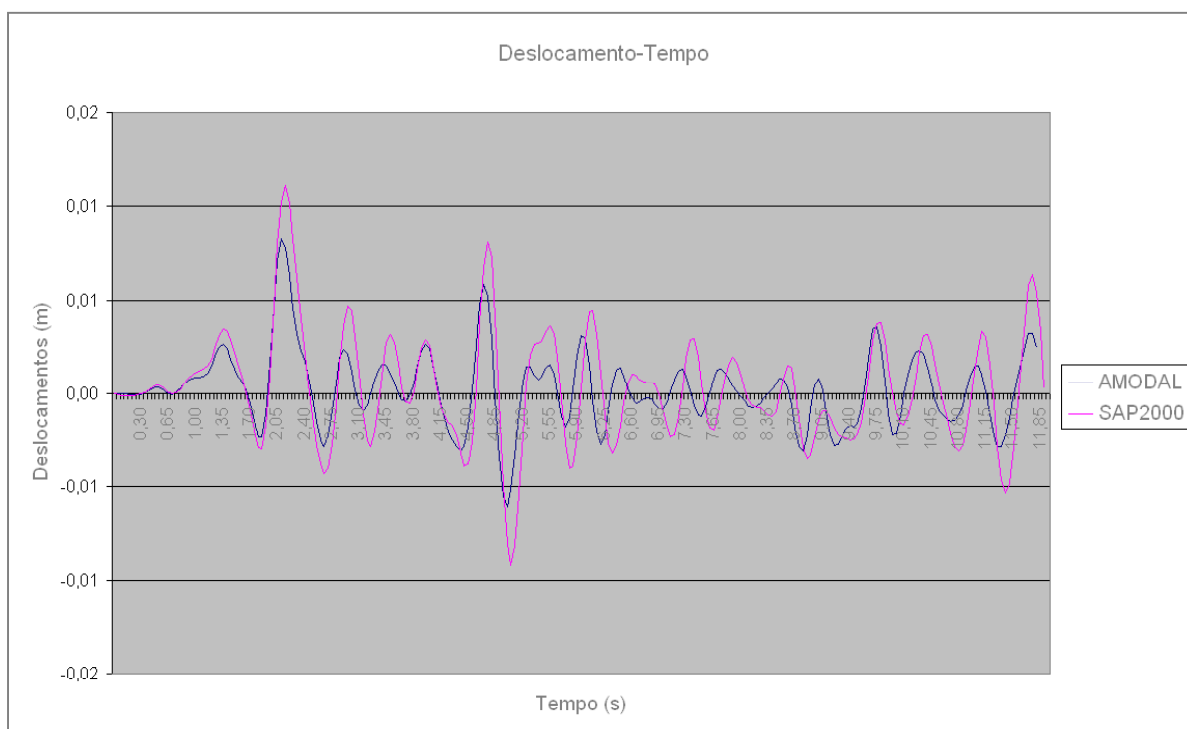


Figura 5.31: Resposta em deslocamentos do nível sub-solo (modelo I).

Para o modelo I (estrutura original) os resultados mais aproximados e as maiores diferenças entre os deslocamentos máximos aparecem em forma resumida na tabela 5.8.

Comparando os resultados entre SAP2000 e AMODAL, pode-se ver que a melhor concordância em deslocamentos foi de 17,24% no 7º nível, onde houve uma diferença de 2,51 cm. Ao mesmo tempo a referida tabela permite concluir que as diferenças percentuais são praticamente da mesma ordem (entre 17 a 23%).

Modelo I			
Nível	Deslocamentos SAP (cm)	Deslocamentos AMODAL (cm)	Varição (%)
Térreo	3,46	2,63	23,99
Mezanino	5,10	3,76	26,27
1	5,15	3,96	23,11
2	5,27	3,98	24,48
3	5,37	3,99	25,70
4	5,47	4,01	26,69
5	5,64	4,09	27,48
6	5,93	4,29	27,66
7	14,56	12,05	17,24

Tabela 5.8: Comparação entre as variações percentuais para os deslocamentos máximos para o modelo I

5.7: CÁLCULO DOS ESFORÇOS DE CORTE NA BASE DA ESTRUTURA

Como parte final desta análise procedeu-se comparar os valores dos esforços cortantes obtidos mediante SAP com os métodos estáticos equivalentes da norma sismo-resistente Argentina CIRSOC (1983) e a norma Venezuelana COVENIN (1998).

Levando em consideração que o edifício estudado encontra-se localizado numa zona considerada de alto risco sísmico, assentado em solo granular semi-denso, consistente de pórticos de concreto armado com muros de corte e com uma altura menor de 50 m, procedeu-se calcular com a Norma Argentina segundo a seguinte fórmula:

$$V_0 = C \cdot W \quad (5.3)$$

Sendo que:

$$C = \frac{S_a \cdot \Upsilon_d}{R} \quad (5.4)$$

Onde:

V_0 : força de corte na base da construção.

W: peso total da estrutura.

C: coeficiente sísmico de projeto.

S_a : pseudo-aceleração elástica horizontal.

Υ_d : fator de risco.

R: fator de redução

Para o cálculo dos esforços de corte na base, as Normas COVENIN tem alguns parâmetros diferentes da norma CIRSOC. A fórmula 5.5 permite calcular as forças de corte na base da estrutura.

$$V_0 = \mu \cdot A_d \cdot W > \frac{\alpha \cdot A_0 \cdot W}{R} \quad (5.5)$$

Onde:

A_d : espectro de resposta da aceleração elástica

A_0 : coeficiente de aceleração horizontal.

α : fator de importância.

A distribuição dos esforços para cada andar é relacionada com a fórmula (4.22) :

$$f_i = V_0 \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (5.6)$$

Com os dados disponíveis para ambos os métodos estáticos, obtêm-se os resultados da tabela 5.9, onde pode se observar que em relação ao calculado pelo programa SAP existem diferenças entre a norma Argentina e Venezuelana da ordem de 2% e 12% respectivamente.

Um estudo comparativo com as Normas sísmo-resistentes Chilena e Peruana, pode ser visto em Sampaio (2002).

Nível	Forças Cortantes (Tn)		
	Norma Argentina	Norma Venezuelana	SAP2000
Sub-Solo	70,10	73,85	68,67
Térreo	135,82	143,09	133,06
Mezanino	144,22	151,93	141,28
1	161,36	169,99	158,07
2	192,36	202,65	188,45
3	222,70	234,61	218,16
4	251,17	264,60	246,05
5	277,75	292,61	272,09
6	296,98	312,86	290,93
7	383,54	497,82	375,73
Σ	2136,00	2344,00	2092,50

Tabela 5.9: Comparação dos esforços cortantes distribuídos para cada andar.

6: CONCLUSÕES

Através da análise numérica deste trabalho e apartir dos resultados apresentados neste estudo, pode-se concluir que:

- 1) O uso dos amortecedores metálicos permitiu reduzir consideravelmente os efeitos dos deslocamentos. Este estudo permite inferir que com as três ondas sísmicas analisadas foram encontrados valores percentuais de redução da mesma ordem (entre 40 e 50%).
- 2) As paredes estruturais também conseguem reduzir os deslocamentos da estrutura. Observaram-se reduções dos deslocamentos em até 9 cm mas os valores percentuais de redução dos deslocamentos não foram da mesma ordem para cada evento sísmico.
- 3) Com a diminuição dos deslocamentos nas zonas mais críticas onde os elementos estruturais sofreram rupturas por causa do sismo em questão, isto é nos níveis térreo e mezanino, espera-se que os danos estruturais também diminuam.
- 4) Foi notoriamente benéfico o efeito dos elementos de reforço para os níveis da edificação onde foram dispostos, produzindo uma curva de deslocamentos como é mostrada na figura 5.26.
- 5) Mediante uma análise estática equivalente dos esforços de corte, obtem-se resultados bem aproximados entre as normas Argentinas e Venezuelanas que são bastante similares aos obtidos pela análise modal. Essas pequenas diferenças acontecem devido ao fato de que em cada país são considerados diferentes parâmetros segundo sua respectiva atividade sísmica.
- 6) A implementação do programa AMODAL permitiu calcular valores da mesma ordem que os obtidos mediante SAP, sendo que este último método computacional, por ser um programa comercial precisa de um grande investimento econômico.
- 7) Uma das dificuldades de AMODAL é que a entrada de valores precisa de um cálculo adicional, tal como a implementação da matriz de massa e dos valores para a matriz de rigidez.

7: RECOMENDAÇÕES

- 1) Sugere-se para futuros estudos, analisar os mecanismos de ruptura dos elementos estruturais, fazer o estudo da redução das probabilidades de colapso da estrutura usando os elementos de reforço.
- 2) Realizar a implementação de isoladores nas fundações como um modelo adicional de análise, tal como foi feito na Prefeitura de Los Angeles (EUA) e fazer um estudo comparativo.
- 3) Recomenda-se para futuras pesquisas a complementação do programa AMODAL para a análise de sistemas amortecidos.
- 4) Fazer uma avaliação econômica entre o uso dos muros de corte e a utilização de amortecedores metálicos, levando em consideração a facilidade para serem fabricados.

ANEXO

A: PROGRAMA AMODAL

Para a implementação do programa AMODAL em linguagem FORTRAN, foi necessário fazer adaptações em duas sub-rotinas, a primeira delas é baseada no método de Jacobi e foi desenvolvida por Bathe (1976). Tal sub-rotina permite o cálculo dos autovalores e autovetores, isto é, os valores dos períodos naturais da estrutura e seus respectivos vetores normalizados.

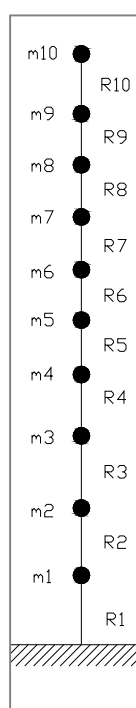


Figura A.1: Sistema massa-mola para a estrutura analisada.

A segunda sub-rotina que forma parte de AMODAL, é um programa desenvolvido por Paz (1984), baseado em análise por superposição modal e permite o cálculo da resposta da estrutura em termos de deslocamentos ante uma excitação de onda sísmica.

Esta sub-rotina de análise modal, receberá os dados dos autovalores e autovetores calculados pela sub-rotina desenvolvida por Bathe.

Os dados de entrada necessários para o programa AMODAL são:

- . matriz de massa M;
- . matriz de rigidez K;

- . número de graus de liberdade;
- . aceleração da gravidade;
- . valores da onda de excitação sísmica em termos de acelerações ao longo do tempo;
- . intervalo de tempo da resposta em deslocamentos;
- . tamanho de cada intervalo de saída;
- . razão de amortecimento da estrutura.

A.1: CÁLCULO DOS PERIODOS NATURAIS

Para um sistema massa-mola de 10 graus de liberdade como o da figura A.1, e com os dados das propriedades geométricas dos elementos estruturais, procedeu-se calcular as matrizes de rigidez e de massa, segundo a disposição das equações (5.1) e (5.2).

A.1.1: modelo I (modelo original)

Os valores da matriz de rigidez e de massa para o modelo original foram os seguintes:

$$[K] = \begin{bmatrix} 389004 & -113519 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -113519 & 245635 & -132116 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -132116 & 12307022 & -12174906 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -12174906 & 19905935 & -7731029 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -7731029 & 14495680 & -6764651 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -6764651 & 12562923 & -5798272 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -5798272 & 6643985 & -845713 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -845713 & 1057551 & -211837 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -211837 & 216875 & -5038 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -5038 & 5038 \end{bmatrix}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} 61,03 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 56,27 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 41,16 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 34,36 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 34,01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 33,66 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 33,16 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 32,54 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 31,28 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 36,18 \end{bmatrix}$$

Onde:

$[M]$: matriz de massa total em $Tn.s^2m^{-1}$;

$[K]$: matriz de rigidez da estrutura em Tn/m .

Foi necessário criar um arquivo de texto para a entrada de dados.

Os cálculos obtidos para os autovalores e os autovetores, podem ser vistos na tabela A.1:

EIGENVALUES

0.76840E+04	0.33545E+04	0.23358E+03	0.89089E+06	0.58490E+06	0.30808E+06	0.94907E+05	0.31897E+05	0.64095E+04	0.10813E+03
-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

EIGENVECTORS

0.10147E+00	0.64727E-01	0.10843E-01	-0.36209E-06	-0.66919E-06	-0.30985E-05	-0.42469E-04	-0.27319E-03	0.41880E-01	0.53438E-02
-0.71460E-01	0.10507E+00	0.35796E-01	0.17219E-03	0.20814E-03	0.50258E-03	0.20214E-02	0.37486E-02	-0.79992E-03	0.18001E-01
0.13822E-01	-0.10382E-01	0.53675E-01	-0.65015E-01	-0.51463E-01	-0.65009E-01	-0.77914E-01	-0.43721E-01	-0.35288E-01	0.28048E-01
0.14388E-01	-0.11517E-01	0.53827E-01	0.13009E+00	0.49738E-01	0.19885E-02	-0.53783E-01	-0.39522E-01	-0.34898E-01	0.28147E-01
0.14789E-01	-0.13133E-01	0.54009E-01	-0.77752E-01	0.79814E-01	0.10477E+00	0.69063E-02	-0.27306E-01	-0.33289E-01	0.28289E-01
0.14675E-01	-0.14758E-01	0.54155E-01	0.32967E-01	-0.12052E+00	0.59959E-01	0.72970E-01	-0.89656E-02	-0.30378E-01	0.28436E-01
0.13888E-01	-0.16367E-01	0.54252E-01	-0.83572E-02	0.54974E-01	-0.99558E-01	0.10984E+00	0.14091E-01	-0.25850E-01	0.28589E-01
0.43080E-02	-0.25244E-01	0.54416E-01	0.25305E-03	-0.25868E-02	0.93944E-02	-0.46114E-01	0.15455E+00	0.11684E-01	0.29521E-01
-0.39023E-01	-0.47676E-01	0.53120E-01	-0.19387E-05	0.30311E-04	-0.21127E-03	0.35499E-02	-0.41929E-01	0.15003E+00	0.32750E-01
0.72022E-03	0.20648E-02	-0.78412E-01	0.30307E-09	-0.72179E-08	0.95533E-07	-0.52161E-05	0.18385E-03	-0.33318E-02	0.14654E+00

Tabela A.1: Saída de dados (autovalores e autovetores).

A.2: CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS

A.2.1: Modelo I

Observa-se na Tabela A.2 e A.3, os dados de entrada e de saída respectivamente para o programa AMODAL (modelo I).

INPUT

10	9.8								
61.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	56.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	41.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	34.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	34.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	33.66	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	33.16	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.54	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	31.28	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.18
0.05	11.95	74							

Entrada da Onda Sísmica El Centro

Tempo	Aceleração (a/g)	Tempo	Aceleração (a/g)
0,0000	0,0108	6,5750	-0,0017
0,1610	-0,0001	6,6860	0,0457
0,2910	0,0059	6,7690	-0,0288
0,4290	-0,0237	6,8520	0,0022
0,6230	0,0094	7,0740	0,0360
0,7201	-0,0256	7,1490	0,0026
0,8720	-0,0232	7,2950	-0,0492
0,9411	-0,0603	7,4250	0,0186
1,0661	-0,0381	7,5720	0,0036
1,3150	-0,1696	7,6690	-0,0196
1,4400	-0,0945	7,7940	-0,0603
1,5370	-0,1280	7,9600	-0,0140
1,8000	0,1428	8,0700	0,0468
2,0070	-0,3194	8,1950	-0,0128
2,3200	-0,2984	8,3340	0,0246
2,5190	-0,0469	8,5330	-0,0344
2,7080	0,1087	8,7350	0,1534
2,9760	-0,0803	8,8820	-0,0261
3,2120	0,0065	9,0530	0,1260
3,4190	-0,0937	9,1500	0,1246
3,6680	0,0365	9,4270	0,1301
3,9040	-0,1833	9,6350	-0,0936
4,1060	0,0216	9,8980	0,0064
4,4160	0,1460	10,0220	-0,0713
4,6650	-0,2045	10,1050	0,0093
4,9700	0,1779	10,2720	-0,1243
5,1990	0,0267	10,4520	0,0386
5,3300	0,1089	10,5340	-0,0572
5,5100	-0,1021	10,7140	0,0515
5,7730	-0,0242	10,9220	0,0471
5,8690	-0,0573	10,9910	-0,0120
5,9800	0,0108	11,1160	-0,0416
6,1320	0,0014	11,2270	0,0756
6,1881	-0,0200	11,4340	0,1180
6,3260	-0,0058	11,7250	-0,2094
6,4090	0,0200	11,8080	0,0000
6,5200	0,0043	11,9880	0,1354

Razão de amortecimento para cada ondar

0.05 0.05 0.05 0.05 0.05 0.05 0.05 0.05 0.05 0.05 0.05

Tabela A.2: Entrada de dados para AMODAL (modelo I).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações: NBR6123. Rio de Janeiro, 1988.

ATHE, K. J. Numerical methods in finite element analysis. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1976. 528 p.

BECK, M. S. Comportamiento sísmico del Macuto Sheraton durante el terremoto de Caracas de 1967. Boletín técnico del Instituto de materiales y modelos estructurales, n.66, p. 1-40, 1980.

BLESSMANN, J. Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento. p. 266-274 Porto Alegre, 1998.

BLUME, J. A.; NEWMARK, N. M.; AND CORNING, L. H. Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, 1961.

BUCKLE, I.G. Passive Control of Structures for Seismic Loads. Auckland, New Zealand, 2000.

CHIA-MING, UANG. Comparison do seismic energy in structural. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol 20,389-397,1990.

CHOPRA, A. K. Dynamics of Structures : A Primer Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA, 1985.

CHOPRA, A. K. Dynamics of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering Prentice Hall, 1995.

CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. Dynamics of Structures, McGraw-Hill International editions, 1975.

CONSTANTINOU, M.C. E SYMANS, M.D. Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Fluid Viscous Dampers. Report NCEER-92-0032, *National Center for Earthquake Engineering Research*, State University of New York at Buffalo, Buffalo. New York, USA ,1992.

CURADELLI, O. R. Controle de Vibrações em Estruturas Usando Amortecedores Metálicos. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PROMEC, 2003. 139p. Tese de Doutorado em Engenharia Mecânica.

CURADELLI, O.; RIERA J. D., 2002 , Procedimentos de Análise de Estruturas providas de dissipadores metálicos, Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília-DF, Brasil.

FARZARD, N.; KELLY, J.M. Design of Seismic Isolated Structures from Theory to Practice. John Wiley & Sons, USA, 1999.

GASTAÑAGA, W.J. Avaliação dos critérios para aplicação da análise espectral sísmica em sistemas de tubulações. Departamento de Engenharia Civil PUCRJ,1998. 82 p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.

GUERREIRO, L. Revisões de análise modal e análise sísmica por espectros de resposta. Instituto Superior Técnico de Lisboa (1999).

GUPTA, A.K. Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures, CRC Press, Inc., 1992.

HANSON, R. D. AND SOONG, T. T. Seismic Design with Supplemental Energy Dissipation Devices Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA, 2001

HIRSCH, G.; BAHCMANN, H. Wind Induced Vibrations. In: Vibration Problems in Structures. . Zürich / Berlin: Institut für Bustatik und Konstruktion/Birkäuser Verlag Basel, 1995.

HOUSNER, G. W; AND JENNINGS, P. C. Earthquake Design Criteria Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA, 1982

HUMES, A. F. P. C.; MELO, I. S. H.; YOSHIDA, L. K. e MARTINS, W. T. Noções de cálculo numérico. São Paulo: McGraw-Hill, 1984.

INPRES-CIRSOC 103, Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, 1983.

JEARY, A.P.; ELLIS, B.R. On predicting of response of tall building to wind excitation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v.13,n.2-3,p.173-182, 1983.

KELLY, J. M. Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5, 4, 202-206, 1986.

KELLY, J.M. Base Isolation: Origins and Developmen. National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley, USA, 1998.

KRISHNA, J.; CHANDRASHEKARAN, A. R. AND CHANDRA, B. Elements of Earthquake Engineering 2nd Edition South Asian Publishers, N. Delhi, 1994

LAGOMARSINO, S. Forecast Model for damping and vibration periods of buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v.48, n.2-3,p.221-339, 1993.A-12.

LAZAN, B. J. Damping of Materials and Members in Structural Mechanics. 1 ed. New York, Pergamon Press, 1968.

LEE, Y.; ANDERSON, J. G., Evaluation of empirical Ground Motion Relations in South California, *Bull. Seism. Soc. Of Am.*, 90, 6B.

MAHRENHOLTZ, O.; BACHMANN, H. Damping in Vibrations. Zürich / Berlin: Institut für Bustatik und Konstruktion/Birkäuser Verlag Basel, 1995.

MIYAMOTO, H. K. Seismic Rehabilitation of a Historic Non-Ductile Soft Story Concrete Structure Using Fluid Viscous Dampers. Em: <http://www.taylordevices.com/rahab.htm>, (2004).

NEWMARK, N. M.; ROSENBLUETH, E. Fundamental of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, 1971.

NORMA ARGENTINA CIRSOC. Normas para construccies sismorresistentes, 1983.

NORMA VENEZUELANA COVENIN. Normas para Edificaciones Sismorresistentes, Ministério de Vivienda de Venezuela ,1998.

OSHIRO, F. Cálculo estructural antisísmico de edificios de concreto armado. Editora Horizonte, Lima, 2000.

PAPAZOGLU, A.J.; ELNASHAF, A. S. Analytical and Field Evidence of the Damaging Effect of Vertical Earthquake Ground Motion. Journal of the International Association for Earthquake Engineering, v. 25, n. 10, p. 1109-1136, 1996.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M.N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings John Wiley & Sons, 1992

PAZ, M. Structural dynamics : theory and computation. New York: Van Nostrand Reinhold, c1980. xxii, 446 p.

PAZ, M. Microcomputer-aided engineering : structural dynamics. New York: Van Nostrand Reinhold, 1986. xiii, 321 p.

POLYAKOV, S.V. Earthquake Resistant Structures, Mir Publishers, Moscu, 1979.

RIERA, J. D. Overview of Recent Developments in Attenuation Models. Proceedings SMiRT 14 Post

ROBINSON, W.H.; GREENBANK, L.R. An Extrusion Energy Absorber Suitable for the Protection of Structures during an Earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.4, 1976.

ROSENBLUETH, E. Diseño de estructuras resistentes a sismos, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 1998.

SAMPAIO M.A. Estudo Comparativo de Normas de Projeto de Estruturas Sismo-Resistentes da América Latina. Ouro Preto: Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto (MG), 2002. 69 p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.

SHING, P.B., DIXON, M. E. Control of Building Vibrations with Active and Passive Devices. Journal of the International Association for Earthquake Engineering, v. 25, n. 10, p. 1019-1040, 1996.

SOONG, T.T.; DARGUSH, G.; Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering. John Wiley & Sons, USA, 1997.

SISKIND, D. E. Vibration from Blasting. Cleveland, USA: Society of Explosives Engineers.,2000. 120 p.

SHINOZUKA, M.; ROSE, A. AND EGUCHI, R.T. Engineering and Socioeconomic Impacts of Earthquakes: An Analysis of Electricity Lifeline Disruptions in the New Madrid Area MCEER Monograph, 1998

TIMOSHENKO, S.; GERE, J. M. Theory of Elastic Stability. Ed. McGraw-Hill. Nova Iorque, EUA, 1961.

<http://www.abag.ca.gov/bayarea/eqmaps/eqmaps.html>

<http://wwwneic.cr.usgs.gov/neis/current/world.html>

<http://www.eerc.berkeley.edu/ebooks>

<http://pubs.usgs.gov/publications/text/dynamic.html>

<http://nicee.org/NICEE/Gujarat/iaeemanual.htm>

<http://www.arup.com/geotechnics/HTML/Articles/DesignGuide.htm>

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)