

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS DE OURO PRETO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM CONSTRUÇÃO METÁLICA**

**ESTUDO COMPARATIVO DE NORMAS DE PROJETO
DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES DA
AMÉRICA LATINA**

por
Eng^a. Analúcia Sampaio Maia

orientada por
Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS DE OURO PRETO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM CONSTRUÇÃO METÁLICA**

**ESTUDO COMPARATIVO DE NORMAS DE PROJETO
DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES DA
AMÉRICA LATINA**

Dissertação apresentada ao corpo docente do Mestrado em Construção Metálica do Curso de Pós-graduação de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada por:

Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia
Orientador, EM/ UFOP

Prof. Dr. Ernani Carlos Araújo
EM / UFOP

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
EE/ UFMG

AGRADECIMENTOS

À Deus.

À memória de meu pai, a quem eu dedico este trabalho.

À minha família, pela dedicação e paciência neste período.

Ao professor Antônio Maria Claret de Gouvêia, pela orientação e compreensão.

À professora Terezinha Bonucelli, pelas palavras de incentivo.

À professora Rita Nogueira, pela revisão.

Aos novos amigos que caminharam comigo neste período e aos velhos amigos que foram pacientes em compreender minha ausência em momentos importantes.

À USIMINAS, pelo apoio à linha de pesquisa do Mestrado em Construção Metálica do DECIV/Escola de Minas/UFOP.

Sumário

Lista de Figuras.....	iii
Lista de Tabelas	v
Lista de Símbolos.....	vii
Resumo	x
Abstract.....	xi
 CAPÍTULO I	 1
Generalidades	1
1.1 Introdução	1
1.2 Objetivo	2
1.3 Revisão bibliográfica	2
 CAPÍTULO II	 4
Noções Básicas de Sismologia.....	4
2.1 Sismologia	4
2.2 Ondas sísmicas.....	5
2.3 Medidas das características de movimento de solo.....	7
2.4 Seleção de projetos de terremotos.....	14
 CAPÍTULO III	 16
Análise Determinística de Resposta de Terremoto	16
3.1 Introdução	16
3.2 Translação rígida da base em sistemas com um grau de liberdade	16
3.3 Translação rígida da base em sistemas de múltiplos graus de liberdade	20
3.4 Cálculo prático da resposta com uso do método de Holzer	27
3.5 Rotação rígida de base.....	29
3.6 Excitação múltipla da base.....	31
 CAPÍTULO IV	 36
Estudo de Normas.....	36
4.1 Filosofia	36
4.2 Zona de risco sísmico.....	36
4.3 Influência do solo.....	40
4.4 Classificação dos edifícios de acordo com sua importância, uso e risco de colapso	45
4.5 Métodos de análises - norma chilena	47
4.5.1 Análise estática	47

4.5.2 Análise modal espectral	49
4.5.2.1 Espectro de projeto	50
4.5.2.2 Superposição modal	51
4.6 Métodos de análises - norma peruana	53
 CAPÍTULO V	 55
Exemplos	55
5.1 Exemplo	55
5.2 Exemplo	61
 CAPÍTULO VI	 67
Conclusões e Sugestões	67
6.1 Conclusões	67
6.2 Sugestões	67
 Referência bibliográfica	 68

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Terremotos ocorridos em 1966.....	5
Figura 2.2 Descontinuidade da crosta terrestre	7
Figura 2.3 Acelerograma do terremoto de El Centro (Califórnia, terremoto ocorrido em 18/05/1940)	10
Figura 2.4 Sistema dinâmico de um grau de liberdade	11
Figura 2.5 Espectro de resposta da pseudovelocidade do terremoto de El Centro (Califórnia, terremoto ocorrido em 18/05/1940).....	13
Figura 2.6 Espectro de resposta do tipo que contém S_a , S_v e S_d do terremoto de El Centro (Califórnia, terremoto ocorrido em 18/05/1940).....	14
Figura 3.1 Sistema de um grau de liberdade submetido a translação rígida de base	16
Figura 3.2 Espectro de pseudovelocidade.....	18
Figura 3.3 Espectro de resposta do tipo que contém S_a , S_v e S_d	20
Figura 3.4 Sistema de múltiplos graus de liberdade submetido a translação rígida de base	21
Figura 3.5 Rotação rígida da base, considerando apenas inércia à translação	30
Figura 3.6 Rotação rígida da base, considerando inércia de rotação	31
Figura 4.1 Mapa de zonificação do Chile, regiões I, II, III.....	37
Figura 4.2 Mapa de zonificação do Chile regiões, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX, X e região metropolitana.....	38
Figura 4.3 Mapa de zonificação do Chile, regiões XI e XII	39
Figura 4.4 Mapa de zonificação sísmica do Peru.....	41

Figura 4.5 Mapa de zonificação sísmica do Peru.....	42
Figura 5.1 Pórtico usado no exemplo 5.1.....	55
Figura 5.1.1 Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.1.1	56
Figura 5.1.2 Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.1.2.....	57
Figura 5.1.3.1 Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.1.3.1	58
Figura 5.1.3.2 Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.1.3.2.....	59
Figura 5.1.4 Gráfico comparando os deslocamentos da Tabela 5.1.4.....	60
Figura 5.2 Pórtico usado no exemplo 5.2.....	61
Figura 5.2.1 Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.2.1	62
Figura 5.2.2 Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.2.2.....	63
Figura 5.2.3.1 Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.2.3.1	64
Figura 5.2.3.2 Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.2.3.2.....	65
Figura 5.2.4 Gráfico comparando os deslocamentos da Tabela 5.2.4.....	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Escala Mercalli Modificada e sua relação com a escala Richter	9
Tabela 4.1 Aceleração efetiva em função da aceleração da gravidade	40
Tabela 4.2 Fator de zona sísmica.....	40
Tabela 4.3 Classificação do tipo de solo.....	43
Tabela 4.4 Parâmetros que dependem do tipo de solo	44
Tabela 4.5 Classificação do solo.....	44
Tabela 4.6 Fator de solo.....	44
Tabela 4.7 Tipo de solo em função do período predominante do solo	44
Tabela 4.8 Classificação dos edifícios pelo seu uso e importância	45
Tabela 4.9 Valor do coeficiente de uso e importância do edifício	46
Tabela 4.10 Classificação dos edifícios pelo seu uso e importância	46
Tabela 4.11 Fator de uso e importância do edifício.....	47
Tabela 5.1.1 Resultados dos esforços cortantes na base - Método da força horizontal equivalente.....	56
Tabela 5.1.2 Resultados dos esforços cortantes na base - Método da superposição modal	57
Tabela 5.1.3.1 Comparação entre os 2 métodos para o Chile	58
Tabela 5.1.3.2 Comparação entre os 2 métodos para o Peru	59
Tabela 5.1.4 Superposição modal dos deslocamentos	60
Tabela 5.2.1 Resultados dos esforços cortantes na base - Método da força	

horizontal equivalente	62
Tabela 5.2.2 Resultados dos esforços cortantes na base - Método da superposição modal	63
Tabela 5.2.3.1 Comparação entre os 2 métodos para o Chile	64
Tabela 5.2.3.2 Comparação entre os 2 métodos para o Peru	65
Tabela 5.2.4 Superposição modal dos deslocamentos	66

LISTA DE SÍMBOLOS

A_0	aceleração efetiva Tabela 4.1 - norma chilena	
c	coeficiente de amortecimento	
C_n	elemento genérico da matriz de amortecimento generalizada	
C	coeficiente sísmico - norma chilena e peruana	
c, n, p	parâmetros que dependem do tipo de solo - Tabela 4.4 - norma chilena	
D	dimensão horizontal em metros da edificação na direção do sismo - norma peruana	
E	energia liberada na fonte do terremoto medida em ergs	
E_d	módulo de elasticidade dinâmico do meio de propagação	
F	distribuição do cortante na base segundo a altura da edificação - norma peruana	
g	aceleração da gravidade	
H	esforço cortante na base - norma peruana	
h	altura da edificação em metros	
I	coeficiente de uso e importância da edificação - Tabela 4.9 - norma chilena	
k	coeficiente de rigidez	
K_n	elemento genérico da matriz de rigidez generalizada	
$\log E$	é o logaritmo (base 10) da amplitude máxima [medida em microns 10^{-6} m], do registro de terremoto obtido pelo sismógrafo Wood-Anderson, corrigida para uma distância de 100 quilômetros.	
ℓ_n	fator de excitação de movimento sísmico	
m	massa	
M_n	elemento genérico da matriz de massa generalizada	
M	magnitude de terremoto	
Mom_0	momento fletor na base	
N	números de pisos da edificação - norma peruana	
P	vetor de forças generalizado	
P_{eff}	carregamento efetivo	
P_n	elemento genérico do vetor de força generalizado	
Q_0	esforço cortante na base - norma chilena	
r	coeficiente de influência pseudoestático	
R^*	fator de redução do espectro - norma chilena	
R	coeficiente de modificação do cortante para o método estático - norma chilena	

R_0	fator de modificação do cortante para o método dinâmico - norma chilena
R_d	coeficiente de modificação do cortante na base - norma peruana
S_d	resposta de deslocamento espectral
S_v	resposta de velocidade espectral
S_a	resposta de aceleração espectral
S	fator do solo - Tabela 4.6 - norma peruana
T_n	período de vibração do n-ésimo modo de vibração
T	período e vibração
T_0, T'	parâmetros que dependem do tipo de solo Tabela 4.4 - norma chilena
T^*	período de maior massa translacional - norma chilena
T_S	período predominante do tipo de solo - Tabela 4.7 - norma peruana
U	fator de uso e importância da edificação - Tabela 4.11 - norma peruana
V	resposta sísmica do sistema
V_p	velocidade de propagação das ondas longitudinais (ondas P)
V_S	velocidade de propagação das ondas transversais (ondas S)
v_g	deslocamento da base
v^t	deslocamento total
v	deslocamento da estrutura
ϑ_0	cortante na base
W, P	peso
Y_n	deslocamento generalizado do n-ésimo modo de vibração
Z	fator de zona sísmica - Tabela 4.2 - norma peruana
α	coeficiente de ampliação do espectro de aceleração - norma chilena
γ	densidade da rocha
θ_g	aceleração de rotação rígida da base
μ	módulo de rigidez transversal do meio de propagação
ξ, ξ_n	razão de amortecimento
ρ_{ij}	coeficiente de acoplamento
ϕ_n	n-ésimo modo de vibração
Φ	matriz modal
Ω^2	matriz diagonal que contém a frequência ao quadrado
ω, ω_n	frequência circular natural não amortecida
ω_D	frequência circular natural amortecida

RESUMO

Comparam-se as especificações de projeto sismo-resistentes de edificações estruturadas em aço vigentes no Chile e no Peru. Análises à solicitação sísmica são feitas pelo método de força horizontal equivalente e pelo método de superposição modal clássico. Exemplos numéricos são apresentados.

ABSTRACT

In This work, comparisons between the requirements for seismic resistant steel structures in Chile and Peru are made. The analysis of buildings under base excitation are made through the horizontal equivalent force and the classical modal superposition method. Numerical examples are presented.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Introdução

O desenvolvimento do mercado do aço para a construção civil é uma das metas das empresas siderúrgicas, porque permite agregar um valor significativo à produção de chapas laminadas a quente e a frio. A globalização de mercados permite a produção de estruturas de edifícios e de pontes nas áreas industrializadas e a montagem em lugares relativamente distantes, em face da facilidade de transporte. Em alguns casos, parte do serviço de fabricação e pré-montagem (montagem de subestruturas) pode ser realizado durante o transporte.

O Brasil, possuindo grandes reservas de minério de ferro e um parque industrial instalado, continuará sendo um grande produtor de aço por várias décadas. A industrialização da construção metálica permite atender a mercados relativamente afastados dos polos produtores, mas depende essencialmente da capacidade de projetar em sentido amplo para as regiões que compõem esse mercado.

Para atendimento de uma eventual demanda dos países da América Latina, há a necessidade de considerar-se o projeto e a fabricação de edificações sismo-resistentes de acordo com as normas técnicas do país de destino. Evidentemente, os projetos podem ser feitos exclusivamente por profissionais do país onde será executada a edificação, mas o projeto cooperativo facilitará a fase de execução e levará à redução de custos. Por outro lado, a fabricação exige o concurso dos profissionais de projeto.

Em geral, as normas sismo-resistentes fazem o zoneamento territorial de acordo com a intensidade de sua atividade sísmica e propõem métodos para o cálculo de esforços nas estruturas em função do tipo da construção, tipo de solo e do tipo de ocupação. Os métodos analíticos podem, em geral, consistir do cálculo de forças estáticas horizontais equivalentes ou de análise modal.

Sendo a atividade sísmica no Brasil inexpressiva, a não ser para projetos especiais como o de usinas nucleares, o projeto de estruturas sísmo-resistentes não é uma área de formação profissional comum. Embora as pesquisas em dinâmica básica e nas suas aplicações à área mecânica existam em número e em qualidade significativos no País, a pesquisa aplicada às estruturas sísmo-resistentes é prática inexistente.

O conhecimento das normas técnicas dos países onde a atividade sísmica é um condicionante do projeto é uma metodologia adequada para iniciar o processo de assimilação da tecnologia de projeto de estruturas sísmo-resistentes. Por essa razão, desenvolve-se nessa dissertação o estudo comparativo das normas anti-sísmicas de países da América Latina.

1.2 Objetivos

O objetivo dessa dissertação é o de estudar as especificações das normas sísmo-resistentes do Chile e Peru. A metodologia utilizada consiste na comparação das forças cortantes horizontais e dos deslocamentos obtidos no cálculo de estruturas de edifícios com o emprego dessas normas.

1.3 Revisão Bibliográfica

Há poucos trabalhos na literatura técnica que estudam normas sísmo-resistentes. Particularmente, no caso da América Latina, toda a normalização de projeto é inspirada em normas similares à americana com a introdução de fatores que refletem a intensidade sísmica local.

Chia-Ming [3] compara os fatores de redução de força sísmica usados nos Estados Unidos e Japão. Estes fatores aparecem em formato diferente nos dois países. Este estudo mostra que a filosofia do estado limite para projetos sísmicos aplicado aos terremotos moderados ou severos é tratada diferentemente em cada país; (i) o código japonês requer uma verificação do projeto pelo estado limite de utilização,

enquanto nos Estados Unidos isto não é necessário; (ii) os fatores de redução de força usados no Japão para o estado limite último são menores que os usados nos Estados Unidos.

Chia-Ming e Maarouf [5] fazem um estudo comparativo das respostas sísmicas de edifícios que atendem às normas americanas UBC e NEHRP. A análise experimental indica que os deslocamentos observados são maiores que os previstos pelas normas no método de força horizontal equivalente.

Norma chilena [11] apresenta os requerimentos mínimos para projetos de edificações sismo-resistentes no território chileno.

Norma peruana [12] apresenta os requerimentos mínimos para projetos de edificações sismo-resistentes no território peruano.

CAPÍTULO II

NOÇÕES BÁSICAS DE SISMOLOGIA

2.1 Sismologia

Os sismos constituem a sollicitação estrutural de maior importância, os quais podem causar danos severos às estruturas, levando-as a atingir, freqüentemente, o seu estado limite de utilização, e, não raramente, levando à perda total daquelas situadas mais próximas dos epicentros. O estudo dos sismos é importante, mesmo fora das regiões onde a atividade sísmica não é evidente, no caso do projeto de usinas nucleares em que são adotados critérios muito rigorosos.

O mecanismo básico da formação de terremotos não é totalmente conhecido; existem várias teorias a esse respeito. Nessa dissertação, será suficiente saber que as causas básicas do terremoto estão relacionadas ao processo tectônico global: verificam-se que as placas da crosta terrestre, cujos movimentos caracterizam este processo, são contornados pelo mapa de ocorrência de terremotos, como mostra a Figura 2.1.

As duas principais zonas sísmicas do Terra, também denominadas de cinturões sísmicos, são claramente mostradas na Figura 2.1: o cinturão do Pacífico, que inclui a grande maioria dos terremotos, e o cinturão Alpide, que se estende para a montanha do Himalaia, através do Irã e da Turquia, e dali ao Mar Mediterrâneo. Um outro cinturão de atividades sísmicas, o qual se estende na direção norte-sul ao longo do centro do Oceano Atlântico, claramente localiza-se sobre o contorno de placas da crosta terrestre; entretanto, devido à sua localização marinha, tem pouco interesse para a engenharia estrutural.

H. F. Reid, estudando fraturas do solo ocorridas ao longo da falha de San Andreas, após o terremoto de São Francisco, em 1906, elaborou a teoria que ficou denominada *Elastic-Rebound Theory*, segundo a qual os terremotos são causados

pela liberação súbita de energia de deformação acumulada em placas rochosas no interior da terra, quando elas se rompem no esforço cortante.

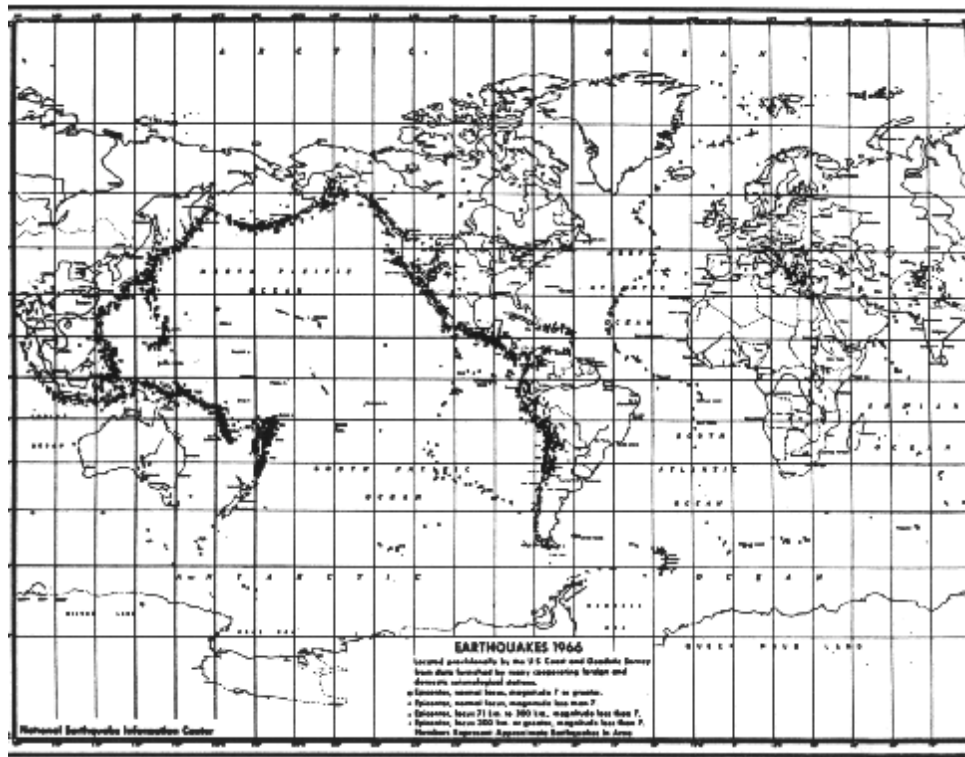


Figura 2.1- Terremotos ocorridos no ano de 1966.

Se uma estrutura é projetada para 50 anos, é desejável ter um registro de sismos que possa caracterizar a provável ocorrência de um terremoto maior na vizinhança da estrutura num período de tempo longo. Os registros de terremotos importantes, do ponto de vista estrutural, iniciaram-se no princípio do século XX.

2.2 Ondas Sísmicas

Quando ocorre um terremoto, uma parte da energia desprendida sai da fonte (foco) em forma de ondas elásticas que se propagam com uma velocidade definida, dependendo das propriedades físicas do meio de transmissão. As ondas subdividem-se em ondas longitudinais (ondas P) e transversais (ondas S) também chamadas de ondas primárias. As primeiras são as ondas que provocam um movimento ondulatório de compressão e de dilatação e viajam com o máximo de velocidade, vários quilômetros por segundo, dependendo das rochas que

atravessam. Essas ondas surgem como uma reação do meio e propagam-se em corpos sólidos, em líquidos e em gases, em forma semelhante à do som. A velocidade de distribuição das ondas longitudinais se determina por

$$V_P = \sqrt{\frac{E_d (1 - \mu)}{\gamma (1 + \mu)(1 - \mu)}} \quad (2.1)$$

As ondas transversais (ondas S) são as que provocam o cisalhamento na direção perpendicular à direção de propagação, podendo distribuir-se somente em corpos sólidos, e sua velocidade de propagação é

$$V_S = \sqrt{\frac{E_d}{\gamma} * \frac{1}{2(1 + \mu)}} \quad (2.2)$$

em que E_d é o módulo de elasticidade dinâmico do solo; μ é o coeficiente de deformação transversal do solo; γ é a densidade da rocha.

Os terremotos também geram ondas superficiais que se formam em consequência da interferência das ondas longitudinais e transversais e se distribuem desde o epicentro por toda a superfície da Terra. Há dois tipos de ondas superficiais: ondas de Rayleigh, em que o movimento das partículas da superfície está confinado ao plano vertical que contém a direção da propagação das ondas; e ondas Love, em que o movimento das partículas está na direção horizontal, perpendicular à direção da propagação das ondas.

A relação entre a velocidade das ondas longitudinais (ondas P) com as das ondas transversais (ondas S) é

$$\frac{V_P}{V_S} = 1,732 \quad (2.3)$$

Apenas nas proximidades do ponto de ruptura (foco ou hipocentro) é que os deslocamentos da superfície são significativamente grandes para terem efeito sobre as estruturas.

O estudo dos tempos de chegada das ondas sísmicas a partir de uma fonte comum, registrados em muitas estações distribuídas ao redor da Terra permitem determinar a posição da fonte, considerando os padrões de reflexão e refração nas discontinuidades existentes na direção de propagação, Figura 2.2.

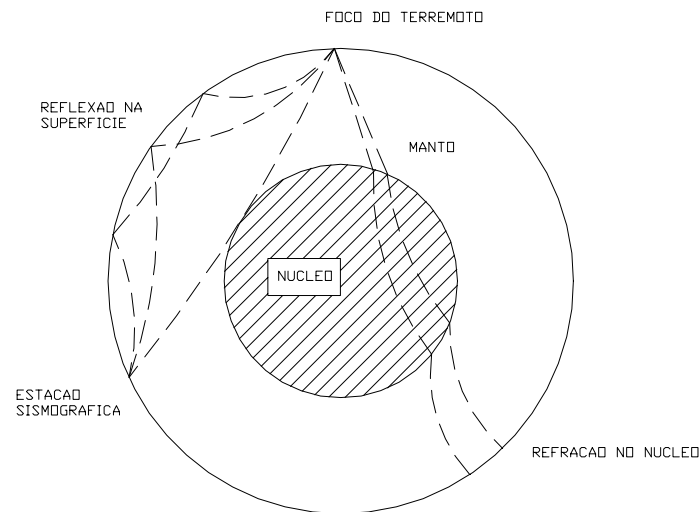


Figura 2.2 - Descontinuidade da crosta terrestre

Uma explicação satisfatória para o registro típico dos terremotos, Figura 2.3, é que eles envolvem uma seqüência de rupturas ao longo da superfície falhada. Cada ruptura sucessiva é uma direção de onda de terremoto, mas, por ocorrerem em tempos e localizações diferentes, o movimento observado em uma estação próxima será uma combinação aleatória de registros simples.

2.3 Medidas das Características de Movimento do Solo

Para um engenheiro de estruturas, o aspecto mais importante de um movimento sísmico é o seu efeito sobre a estrutura. Para a sismologia, os terremotos são medidos pela sua magnitude, grandeza que é relacionada à quantidade de energia liberada no processo sísmico, isto é, a magnitude por definição é

$$\log E = 11,8 + 1,5M \quad (2.4)$$

em que E é energia liberada na fonte do terremoto medida em Ergs; $\log E$ é o logaritmo (base 10) da amplitude máxima [medida em microns $10^{-6}m$], do registro de terremoto obtido pelo sismógrafo Wood-Anderson, corrigida para uma distância de 100 quilômetros; M é a magnitude.

A severidade do movimento sísmico observado em alguns pontos da superfície terrestre é chamada de intensidade de terremoto e diminui geralmente com a distância da origem, apesar de anomalias às condições geológicas locais.

A medida mais antiga de intensidade é baseada na observação dos efeitos dos movimentos sísmicos sobre as construções e sobre o ser humano.

A medida padrão de magnitude de terremotos tem sido, há muitos anos, a escala Mercalli Modificada (MM) que é apresentada na Tabela 2.1. A intensidade medida na escala Richter e a magnitude Mercalli Modificada são relacionadas nessa tabela.

Informações básicas mais importantes para a caracterização de um terremoto somente se tornaram conhecidas após o desenvolvimento dos acelerógrafos e a instalação de uma rede mundial desse equipamento. A Figura 2.3 mostra um acelerograma típico.

O conhecimento dos acelerogramas de um terremoto em três direções ortogonais do espaço permite a completa caracterização do mesmo em um local. Em cada componente do movimento, as grandezas mais importantes do ponto de vista estrutural são: a amplitude, o conteúdo de frequências e a duração.

Tabela 2.1 - Escala Mercalli Modificada e sua relação com a escala de intensidade Richter

Escala MM	Efeito nas pessoas	Efeito nas estruturas	Outros efeitos	Escala Richter
I	Imperceptível, exceto para poucos em circunstâncias favoráveis.			2
II	Perceptível por algumas pessoas em repouso.		Balançam objetos fragilmente suspensos.	3
III	Perceptível em interiores. Os automóveis parados podem balançar.		Pode-se estimar a duração.	
IV	Perceptível em interiores. População desperta.		Balançam os automóveis.	4
V	Perceptível em geral.	Caem alguns enfeites.	Caem vasilhas.	
VI	Perceptível por todos. Susto generalizado.	Danos em chaminés e acabamentos em gesso.	Móveis saem do lugar. Caem objetos.	5
VII	Abandono precipitado das casas. Perceptível nos automóveis em movimento.	Danos moderados.		6
VIII	Pânico generalizado.	Muito destrutivos, danos gerais nas estruturas frágeis. Poucos danos em estruturas rígidas.	Destroem monumento e parede. Variação no nível da água dos poços.	
IX	Pânico generalizado.	Destruição total nas estruturas frágeis. Danos consideráveis em edifícios rígidos.	Dano na fundação. Soltam as tubulações subterrâneas. Fissuras nos solos.	7
X	Pânico generalizado.	Destruição geral em edifícios de alvenaria e concreto armado. Caem edifícios bem construídos. Estado de ruína.	Gretas abertas nos solos. Trilhos retorcidos.	
XI	Pânico generalizado.	Caem edifícios.	Falhas pronunciadas. Tubulações subterrâneas inutilizadas.	8
XII	Pânico generalizado.	Destruição total.	Aceleração superior à da gravidade. Ondas visíveis no solo. Distorção de linhas visíveis.	9

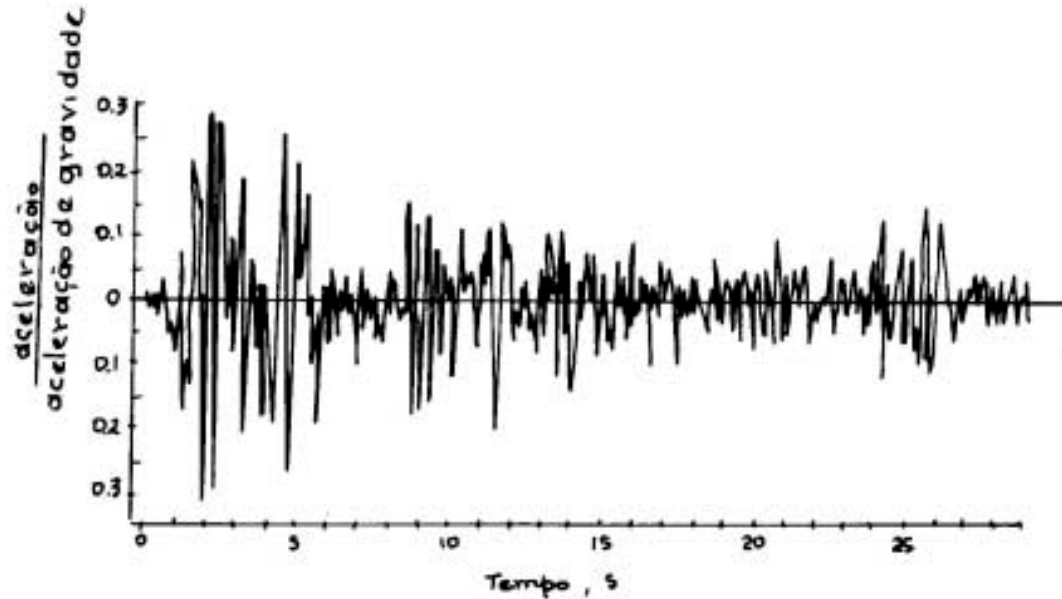


Figura 2.3 - Acelerograma do terremoto de El Centro (Califórnia, terremoto ocorrido em 18/05/1940)

A amplitude é caracterizada pela aceleração de pico ou pelo número de picos de acelerações acima de um determinado nível. O conteúdo da frequência é aproximadamente dado pelo número de vezes em que o acelerograma corta o eixo horizontal na unidade de tempo. A duração do terremoto é medida no acelerograma pelo tempo decorrido entre o primeiro e o último pico de acelerações acima de um valor escolhido. Essas três grandezas, consideradas isoladamente, entretanto, não fornecem informações suficientes sobre a severidade do terremoto.

Uma medida de intensidade do movimento sísmico pode ser obtida, calculando a resposta em um oscilador simples, tal como o pórtico mostrado na Figura 2.4, com uma excitação de base $\ddot{v}_g(t)$. A resposta deste pórtico pode ser expressa pela integral de Duhamel,

$$v(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p_{eff}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (2.5)$$

onde se observa que o carregamento efetivo, neste caso, é dado por

$$p_{eff} = -m\ddot{v}_g(t) \quad (2.6)$$

Então,

$$v(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t -m\ddot{v}_g(\tau) \exp[-\omega\xi(t-\tau)] \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (2.7)$$

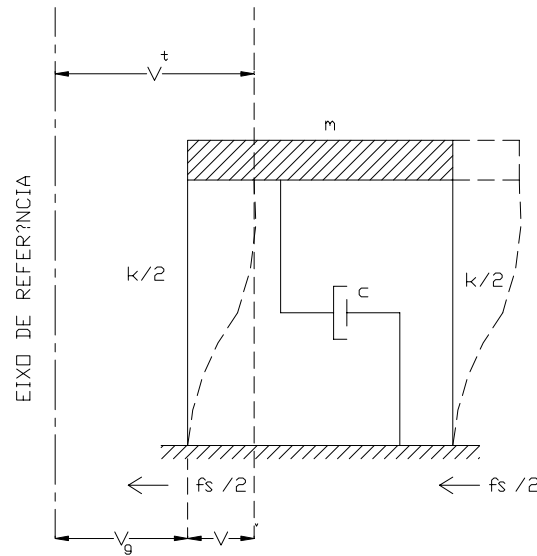


Figura 2.4 - Sistema dinâmico de um grau de liberdade

Quando a diferença entre a frequência de vibração natural do sistema não-amortecido e a frequência de vibração natural do sistema amortecido é desprezível ($\xi < 20\%$), nota-se que o sinal negativo não tem significado real em uma excitação de terremoto, assim a Eq. (2.7) pode ser reduzida a

$$v(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\omega\xi(t-\tau)] \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (2.8)$$

Finalmente, quando o valor máximo do deslocamento relativo à base da massa do oscilador é tomado como a medida de intensidade do terremoto, este máximo pode ser expresso por

$$v_{max} = \frac{1}{\omega} S_v \quad (2.9)$$

em que S_v é dado por

$$S_v(\xi, \omega) = \left[\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin \omega(t-\tau) d\tau \right]_{max} \quad (2.10)$$

e é chamado de resposta de pseudovelocidade espectral do movimento de terra, $\ddot{v}_g(t)$.

Como indicado pela Eq. (2.10), S_v depende não somente do movimento sísmico, mas também da frequência de vibração e do amortecimento do oscilador. Então, para o dado registro de terremoto, admitindo um valor específico de amortecimento na estrutura, é possível calcular valores de S_v para um intervalo máximo de vibração de frequência. Um gráfico mostrando estes valores de resposta de velocidade espectral, plotado como uma função de frequência (ou das quantidades recíprocas, período de vibração), é chamado de espectro de resposta da pseudovelocidade do movimento de terremotos. Desse modo, o espectro generalizado é computado por severas diferenças de razão de amortecimento e todo plotado sobre um simples gráfico, como mostrado na Figura 2.5 para o registro de aceleração da Figura 2.3.

Uma próxima medida relatada da resposta do oscilador para o movimento de base, $\ddot{v}_g(t)$, é o deslocamento espectral, S_d , que é o deslocamento máximo relativo à terra, que concordando com a Eq. (2.9), é dado por

$$S_d = \frac{S_v}{\omega} \quad (2.11)$$

Em adição, a aceleração espectral S_a é definida por

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (2.12)$$

que é uma medida da força máxima repentina desenvolvida no oscilador. Logo,

$$f_{S,max} = kS_d = \omega^2 mS_d = mS_a \quad (2.13)$$

Gráficos de deslocamento espectral e da aceleração espectral podem ser feitos de forma semelhante ao mostrado na Figura 2.5. Entretanto, é mais simples apresentar o deslocamento espectral, a pseudovelocidade e a aceleração espectral em função do tempo e da porcentagem de amortecimento em um gráfico do tipo mostrado na Figura 2.6.

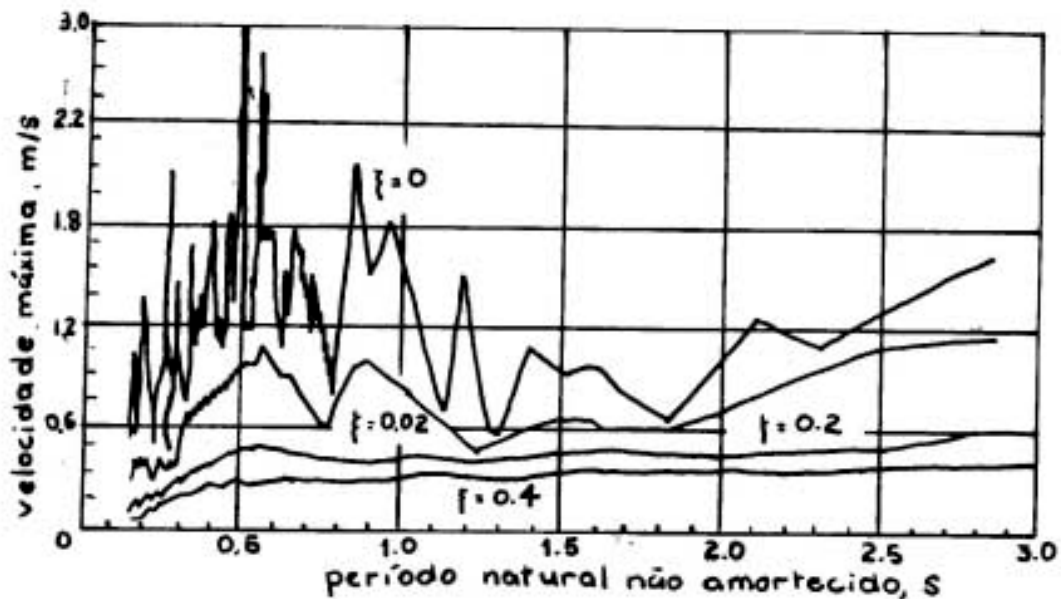


Figura 2.5 - Espectro de resposta da pseudovelocidade do terremoto de El Centro (Califórnia, terremoto ocorrido em 18/05/1940)

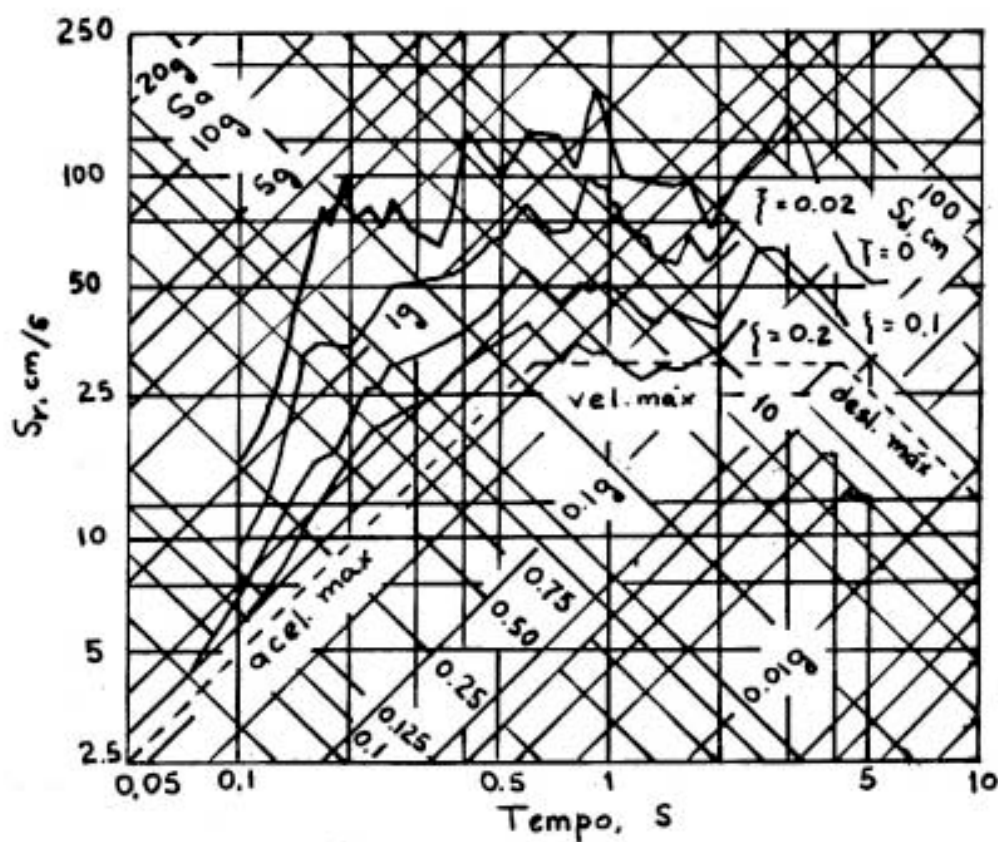


Figura 2.6 - Espectro de resposta do tipo contém S_a , S_v e S_d do terremoto de El Centro (Califórnia, terremoto ocorrido em 18/05/1940)

2.4 Seleção do Terremoto de Projetos

Somente um estudo de sismologia pode caracterizar o terremoto de projeto que deve ser considerado em uma dada área a ser edificada. A solicitação da estrutura por terremoto pode gerar tensões e deformações que comprometam a utilização da edificação, razão pela qual os sismos são considerados, mesmo que a possibilidade de sua ocorrência durante a vida útil da estrutura seja baixa. Para tratar da combinação de cargas intensas de pequena probabilidade de ocorrência, duas estratégias podem ser adotadas:

(a) Um terremoto moderado, cuja probabilidade de ocorrência durante a vida útil da edificação seja razoável (de valor médio), é escolhido como terremoto de projeto e o edifício é dimensionado de modo a não apresentar danos significativos;

(b) embora, haja uma baixa probabilidade de ocorrência o terremoto mais severo esperado no local da edificação é admitido como terremoto de projeto, sendo assim admite-se que o edifício sofra níveis mais elevados de tensões e deformações.

Para estabelecer a característica do movimento sísmico, é necessário conhecer a história da atividade sísmica com dados sobre a intensidade e a frequência dos eventos no local. Com isto, é possível determinar o período de recorrência do terremoto de projeto. Por outro lado, evidências geológicas, como os locais de risco sísmico, têm de ser consideradas. O resultado do estudo do terremoto de magnitude máxima deve ser considerado para o projeto e para a distância do epicentro à edificação.

CAPÍTULO III

ANÁLISE DETERMINÍSTICA DE RESPOSTA DE TERREMOTO

3.1 Introdução

Este capítulo tem por objetivo mostrar a formulação analítica fornecida na literatura técnica destinada à análise determinística da resposta estrutural a sismos, cuja notação adotada nesse capítulo, refere-se a *Clough e Piezien* [6].

Aqui são estudadas os casos de translação rígida de base de estruturas com um grau de liberdade e com múltiplos graus de liberdade. Em seguida, é apresentada a formulação para vários componentes de aceleração.

3.2 Translação rígida da base em sistemas com um grau de liberdade

Um sistema de um grau de liberdade é representado na Figura 3.1. A sua base está sujeita a uma aceleração de translação rígida arbitrária, $\ddot{v}_g(t)$. A equação de seu movimento é

$$m\ddot{v}(t) + 2\xi m\omega\dot{v}(t) + kv(t) = 0 \quad (3.1)$$

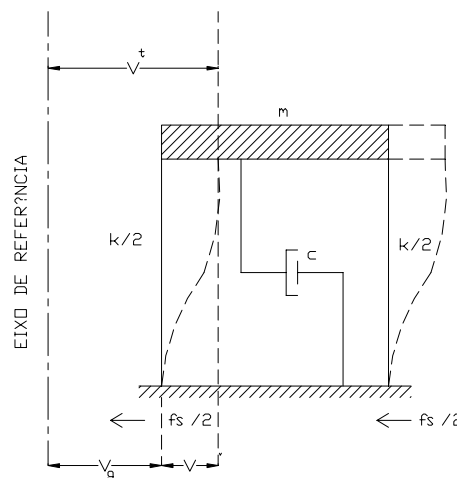


Figura 3.1 - Sistema de um grau de liberdade submetido a translação rígida da base.

onde m e k são, respectivamente, a massa e a rigidez do sistema, e ainda

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{kg}{W}} \quad (3.2)$$

e,

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (3.3)$$

sendo, ω , a frequência circular natural; g , a aceleração da gravidade; c , o coeficiente de amortecimento. $v(t)$, $\dot{v}(t)$ e $\ddot{v}(t)$ são deslocamento, velocidade e aceleração considerados em relação à base. $v_g(t)$ e $\ddot{v}_g(t)$ são deslocamento e aceleração considerados em relação ao referencial fixo. Considerando-se que

$$v'(t) = v_g(t) + v(t) \quad (3.4)$$

a Eq. (3.1) transforma-se em

$$m\ddot{v}(t) + 2\xi m\omega\dot{v}(t) + kv(t) = -m\ddot{v}_g(t) \quad (3.5)$$

a solução para condições iniciais nulas é

$$v(t) = \frac{1}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau) d\tau \quad (3.6)$$

onde τ é uma variável auxiliar no processo de integração. Considerando pequenos valores no coeficiente de amortecimento, $(1-\xi^2) \cong 1$ a Eq. (3.6) fornece

$$v(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.7)$$

Definindo como resposta sísmica do sistema a integral da Eq. (3.7), tem-se

$$V(t) = \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.8)$$

O valor máximo da integral na Eq. (3.8) é chamada de velocidade espectral ou pseudovelocidade e se denota por

$$S_v = \max \left(\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right) \quad (3.9)$$

O termo S_v depende não apenas do movimento da base do sistema (ground motion history), mas também de sua frequência natural de vibração e de seu coeficiente de amortecimento. Conhecendo-se o registro $\ddot{v}_g(t)$ de um sismo, é possível pôr em um gráfico os valores de S_v para um coeficiente de amortecimento fixo e valores da frequência variando em um intervalo apropriado. Um gráfico assim construído constitui um espectro de resposta em pseudovelocidade e é ilustrado na Figura 3.2.

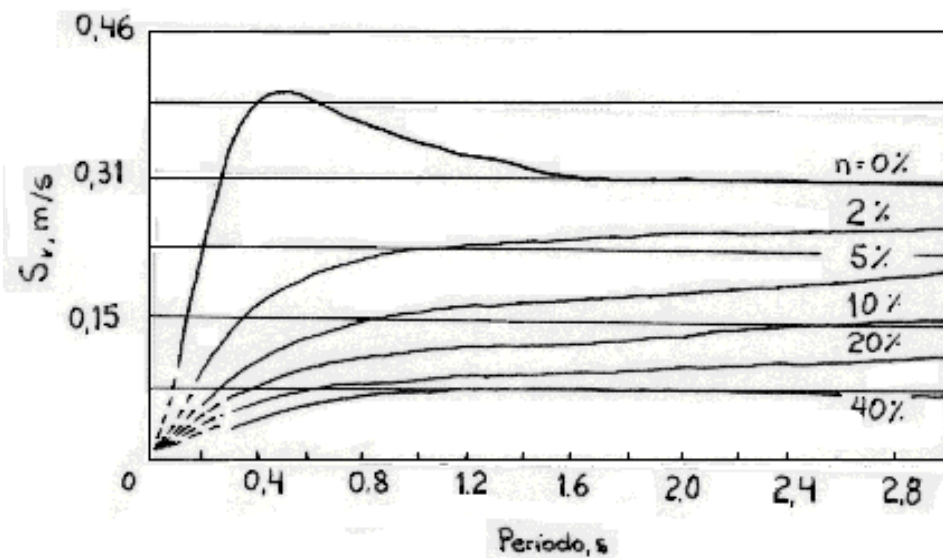


Figura 3.2 - Espectro de pseudovelocidade

Da Eq. (3.7) obtém-se imediatamente o valor máximo do deslocamento em relação à base, $v_{max}(\xi, \omega)$, que passa a ser denominado deslocamento espectral e denotado por S_d

$$S_d = \frac{1}{\omega} S_v(\xi, \omega) \quad (3.10)$$

De modo análogo, define-se a aceleração espectral S_a pela equação

$$S_a = \omega S_v(\xi, \omega) \quad (3.11)$$

S_a é uma indicação do valor máximo da força interna desenvolvida no sistema, porquanto tem-se

$$f_{S,max} = kS_d = \omega^2 mS_d = mS_a \quad (3.12)$$

Espectros de resposta em deslocamentos espectrais e acelerações espectrais podem ser construídos de forma semelhante aos espectros de resposta em pseudovelocidade.

Mas, dadas as Eqs. (3.10) e (3.11), os valores de S_a , S_v e S_d podem ser plotados em conjunto, utilizando-se uma escala logarítmica para as frequências como ilustra a Figura (3.3).

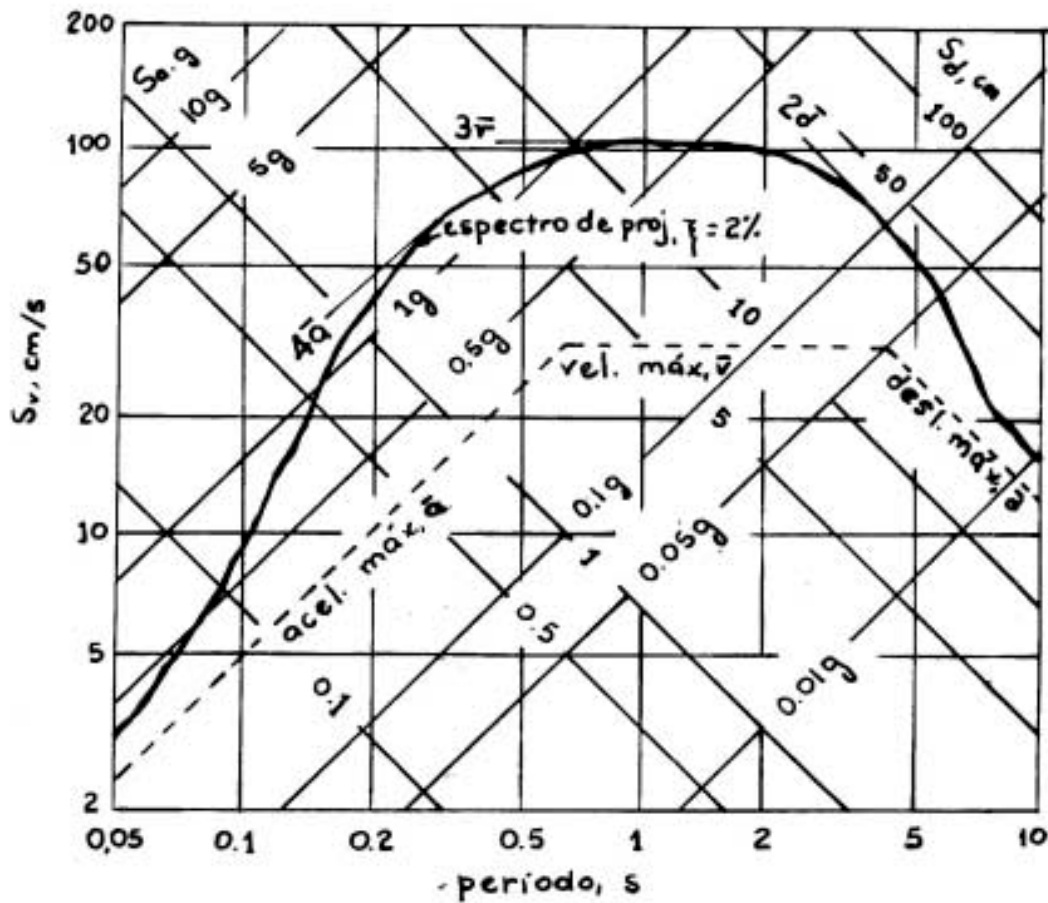


Figura 3.3- Espectro de resposta do tipo que contém S_a , S_v e S_d

3.3 Translação rígida da base em sistemas de múltiplos graus de liberdade

A equação de movimento para um sistema de múltiplos graus de liberdade, representado na Figura 3.4, com distribuição discreta de massas e sujeito a uma translação rígida de sua base dada por $\ddot{v}_g(t)$, é

$$[m]\{\ddot{v}\} + [c]\{\dot{v}\} + [k]\{v\} = -[m]\{\mathbf{1}\}\ddot{v}_g(t) \quad (3.13)$$

onde as notações matriciais guardam perfeita analogia com as notações escalares utilizadas na Eq. (3.1). $\{\mathbf{1}\}$ é um vetor de ordem n , contendo elementos unitários.

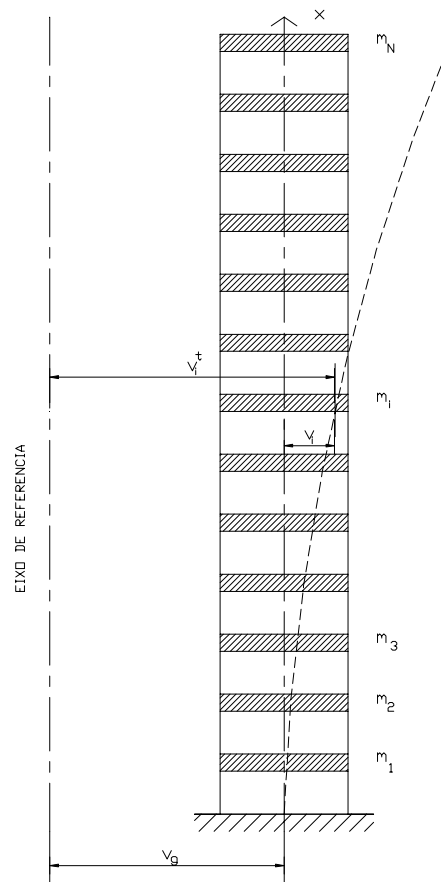


Figura 3.4 - Sistema de múltiplos graus de liberdade submetido a translação rígida de base.

A Eq. matricial (3.13) representa um conjunto de n equações diferenciais que podem ser desacoplados com o uso da matriz modal $[\Phi]$.

Os modos de vibração e as frequências naturais da estrutura são obtidos através da solução do problema de autovalor associado as vibrações livres não amortecidas da estrutura

$$[k][\Phi] = [m][\Phi][\Omega^2] \quad (3.14)$$

onde as colunas de $[\Phi]$ são n os modos de vibração e $[\Omega]$ é matriz diagonal contendo as n frequências naturais.

Fazendo-se a transformação de coordenadas, vem

$$\{v(t)\} = [\Phi]\{Y(t)\} \quad (3.15)$$

e pré-multiplicando a Eq. (3.13) por $[\Phi]^T$, tem-se

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{P\} \quad (3.16)$$

onde $[M]$ é a matriz de massas generalizadas, cujo elemento genérico M_n vale

$$M_n = \{\phi_n\}^T [m] \{\phi_n\} \quad (3.17)$$

e, analogamente, $[C]$ é a matriz de amortecimento generalizada, cujo elemento genérico vale

$$C_n = \{\phi_n\}^T [c] \{\phi_n\} = 2\xi_n \omega_n M_n \quad (3.18)$$

sendo ξ_n o coeficiente de amortecimento para o n -ésimo modo, calculado por

$$\xi_n = \frac{\{\phi_n\}^T [c] \{\phi_n\}}{2\omega_n \{\phi_n\}^T [m] \{\phi_n\}} \quad (3.19)$$

e $[K]$ é a matriz de rigidez generalizada, cujo elemento genérico vale

$$K_n = \{\phi_n\}^T [k] \{\phi_n\} = M_n \omega_n^2 \quad (3.20)$$

e, ainda, $\{P\}$ é o vetor de forças generalizado, resultantes da excitação da base e vale

$$P_n = \{\phi_n\}^T [m] \{1\} \ddot{v}_g(t) \quad (3.21)$$

onde o sinal negativo foi retirado. Definindo o fator de excitação sísmica modal por

$$\ell_n = \{\phi_n\}^T [m] \{1\} \quad (3.22)$$

tem-se

$$P_n = \ell_n \ddot{v}_g(t) \quad (3.23)$$

Observando-se que ℓ_n é uma função do modo de vibração e corresponde à massa do andar em analogia à Eq. (3.5).

Reescrevendo a Eq. (3.16) para elementos genéricos, tem-se

$$M_n \ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n M_n \dot{Y}_n + M_n \omega_n^2 Y_n = \phi_n^t m \{1\} \ddot{v}_g \quad (3.24)$$

Substituindo a Eq. (3.22) e passando o elemento genérico da matriz de massa generalizada para o 2º membro, vem

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{\ell_n}{M_n} \ddot{v}_g \quad (3.25)$$

Utilizando a integral de Duhamel para resolver, tem-se

$$Y_n(t) = \frac{\ell_n}{\omega_n M_n} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.26)$$

Como a integral foi definida como sendo a resposta sísmica do sistema, Eq. (3.8), a solução da n -ésima equação é

$$Y_n(t) = \frac{\ell_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \quad (3.27)$$

Desta forma, considerando a Eq. (3.15), o vetor de deslocamentos relativos à base produzido no n -ésimo modo de vibração é

$$\{v_n(t)\} = \{\phi_n\} \frac{\ell_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \quad (3.28)$$

O vetor de deslocamentos relativos à base devido a todos os modos de vibração é obtido por superposição, conforme a equação

$$\{v_n(t)\} = [\Phi] \left\{ \frac{\ell_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \right\} \quad (3.29)$$

As forças elásticas associadas aos deslocamentos relativos podem ser calculados diretamente pela equação

$$\{f_s(t)\} = [k] \{v(t)\} = [K][\Phi] \{Y(t)\} \quad (3.30)$$

Mas, alternativamente, forças de inércia podem ser calculadas em lugar das forças elásticas, considerando-se a sua equivalência em vibrações livres não-amortecidas Eq. (3.14). Assim, resulta para f_s

$$\{f_s(t)\} = [m][\Phi] \left\{ \frac{\ell_n}{M_n} \omega_n V_n(t) \right\} \quad (3.31)$$

A Eq. (3.31) é suficientemente geral para se aplicar ao cálculo de forças elásticas em estruturas amortecidas submetidas a movimento de translação da base arbitrário.

Se a função $\ddot{v}_g(t)$ for conhecida e se for possível efetuar a integração que conduz a $V(t)$, o esforço cortante e o momento fletor na base da estrutura serão calculados em cada instante pelas equações

$$\vartheta_o(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\ell_i^2}{M_i} \omega_i V_i(t) \quad (3.32)$$

e também,

$$Mom_o(t) = [x][m][\Phi] \left\{ \frac{\ell_i}{M_i} \omega_i V_i(t) \right\} \quad (3.33)$$

onde

$$x = [x_1 \quad x_2 \quad \cdots \quad x_n] \quad (3.34)$$

é a matriz-linha que contém as distâncias das massas à base.

A grandeza ℓ_i^2/M_i é denominada massa efetiva modal e corresponde à parcela da massa total da estrutura que corresponde à solicitação sísmica no n -ésimo modo.

O cálculo dos esforços $\vartheta_o(t)$ e $Mon_o(t)$ através das Eqs. (3.32) e (3.33) exige esforço computacional elevado já que $V_i(t)$, $i = 1, n$ necessita ser avaliado em um intervalo de tempo para se concluir a respeito dos valores máximos de ϑ_o e $Mon_o(t)$.

Uma segunda forma de calcular esses esforços é através do uso do espectro de resposta. Por exemplo, o vetor de deslocamentos máximos para o modo n é

$$\{v_{n,max}\} = \{\phi_n\} \frac{\ell_n}{M_n} S_d(\xi_n, T_n) \quad (3.35)$$

onde $S_d(\xi_n, T_n)$ é o deslocamento espectral que corresponde ao amortecimento e período do n-ésimo modo de vibração.

De modo análogo, o vetor de forças elásticas máximas no n-ésimo modo de vibração é

$$\{f_{sn,max}\} = [m]\{\phi_n\} \frac{\ell_n}{M_n} S_{an}(\xi_n, T_n) \quad (3.36)$$

onde $S_a(\xi_n, T_n)$ é a aceleração espectral para o n-ésimo modo.

Ocorre, entretanto, que a máxima resposta não pode ser obtida pela superposição das máximas respostas modais, uma vez que os máximos não ocorrem no mesmo instante. Existem vários métodos para composição dos máximos modais e obtenção da resposta máxima, dos quais o mais comum é a raiz quadrada da soma dos quadrados dos máximos modais. Assim, para o deslocamento máximo em cada modo de vibração, tem-se

$$\{v_{max}\} = \sqrt{(\{v_1\})_{\max}^2 + \dots + (\{v_n\})_{\max}^2} \quad (3.37)$$

e para o esforço cortante máximo na base,

$$\{f_{s,max}\} = \sqrt{(\{f_{s1}\})_{\max}^2 + \dots + (\{f_{sn}\})_{\max}^2} \quad (3.38)$$

Deve-se notar que o esforço cortante máximo na base não pode ser obtido pela soma das forças elásticas máximas de cada andar, componentes do vetor $f_{s,max}$, dado na Eq. (3.38), porquanto esses valores máximos não são simultâneos.

O esforço cortante máximo na base em cada modo de vibração é calculado pela equação análoga à Eq. (3.32)

$$\vartheta_{0n} = \frac{\ell_n^2}{M_n} \omega_n S_{vn} \quad (3.39)$$

Esses valores máximos são combinados através de equações análogas às Eqs. (3.37) e (3.38).

3.4 Cálculo prático da resposta com uso do método de Holzer

O item (3.2) expõe um método prático para o cálculo da resposta dinâmica sem que seja necessário fazer a determinação formal dos modos de vibração. As frequências naturais ω_n são também calculadas por um processo iterativo.

Seja v_{in} o deslocamento (relativo à base) do andar i no n -ésimo modo de vibração. Esse deslocamento pode ser calculado a partir da Eq. (3.35), explicitando-se a i -ésima componente do vetor $\{v_n(t)\}$

$$v_{in} = \phi_{in} \frac{\ell_n}{M_n} S_d(\xi_n, T_n) \quad (3.40)$$

Seja $^1\phi_{in}$ a i -ésima componente do n -ésimo modo de vibração, normalizado de tal modo que a componente ϕ_{1n} seja sempre unitária, definindo, por outro lado, o coeficiente de participação modal pela equação

$$c_n = \frac{\ell_n}{M_n} \quad (3.41)$$

Então, a Eq. (3.40) transforma-se em

$$v_{in} = S_{dn} c_n^{-1} \phi_{in} \quad (3.42)$$

ou, de forma análoga,

$$v_{in} = \frac{S_{an}}{\omega_n^2} c_n^{-1} \phi_{in} \quad (3.43)$$

em que v_{in} é um deslocamento máximo e a aceleração máxima correspondente se calcula em analogia ao movimento harmônico simples

$$a_{in} = \omega_n^2 v_{in} = S_{an} c_n^{-1} \phi_{in} \quad (3.44)$$

Em consequência, a força no andar é devida ao n -ésimo modo de vibração que é

$$f_{in} = m_i S_{an} c_n^{-1} \phi_{in} \quad (3.45)$$

Esse equacionamento coincide com o desenvolvido no item (3.3), a não ser pelo fato de se estar usando $c_n^{-1} \phi_{in}$ em vez de ϕ_{1n} . Isto permitirá que não se faça o cálculo convencional dos modos de vibração. Ilustrando, a análise para o primeiro modo de vibração. O esforço cortante ao nível de cada andar i vale

$$\vartheta_{i1} = \sum_{j=1}^n f_{j1} \quad (3.46)$$

No primeiro andar, tem-se

$$\vartheta_{11} = k_1^{-1} \phi_{11} = f_{11} + \vartheta_{21} \quad (3.47)$$

onde

$$f_{11} = m_1 a_{11} = m_1 \omega_1^2 c_1^{-1} \phi_{11} \quad (3.48)$$

A menos de ω_1^2 , pode-se calcular f_{11} , e a partir da Eq. (3.47) calcula-se ϑ_{21} . Porém, tem-se a relação

$$\vartheta_{21} = k_2 \left({}^1\phi_{11} - {}^1\phi_{21} \right) \quad (3.49)$$

Calculando-se ${}^1\phi_{21}$, calcula-se $f_{21}, \vartheta_{31}, {}^1\phi_{31}$ e assim sucessivamente, fazendo-se toda a análise para o 1º modo de vibração.

Nesse processo, evitou-se determinar ϕ_1 , mas há necessidade de se determinar ω_1 , o que exige uma seqüência iterativa. Na Eq. (3.48), arbitra-se ω_1^2 ; se o valor arbitrado for o quadrado de uma das freqüências naturais de vibração, ao final da análise para o primeiro modo, ter-se-á

$$\vartheta_{n1} = f_{n1} \quad (3.50)$$

Caso o valor de ω_1^2 não aconteça, arbitra-se novo valor, refaz-se a análise no sentido de anular o resto

$$r = \vartheta_{n1} - f_{n1} \quad (3.51)$$

Análise semelhante é efetuada para o segundo e o terceiro modos de vibração.

3.5 Rotação rígida da base

A Eq. (3.13) mantém a mesma forma, mudando-se apenas o vetor $\{1\}$ por um vetor de coeficientes de influência $\{r\}$ apropriado. Assim, tem-se

$$[m]\{\ddot{v}(t)\} + [c]\{\dot{v}(t)\} + [k]\{v(t)\} = -[m]\{r\}\theta_g(t) \quad (3.52)$$

onde $\theta_g(t)$ é a aceleração de rotação rígida da base. Na Figura 3.5, observa-se a natureza desse movimento. Vê-se que o vetor $\{r\}$ é

$$\{r\}^T = \{x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n\} \quad (3.53)$$

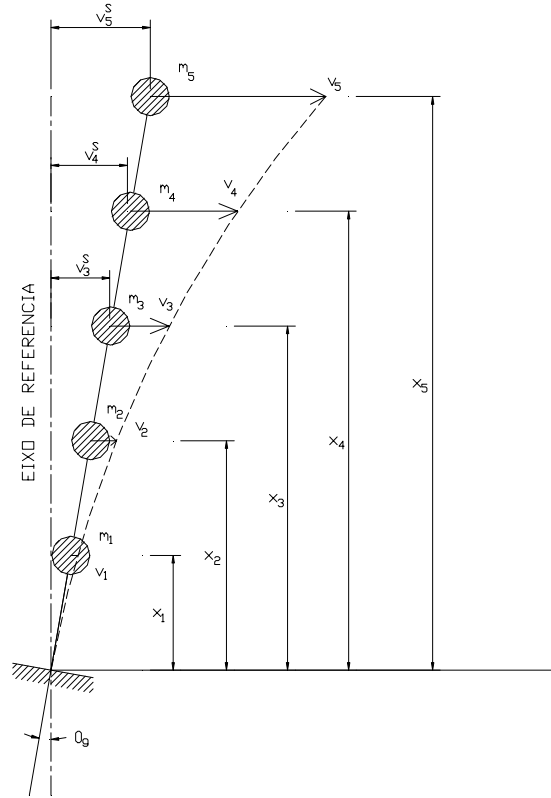


Figura 3.5 - Rotação rígida da base, considerando apenas inércia à translação

A força efetiva no modo n dada pela Eq. (3.21) passa a ser calculada por uma equação análoga

$$P_n = [m]\{r\}\theta_g(t) \quad (3.54)$$

De modo semelhante, o fator de excitação sísmica modal calcula-se por

$$\ell_n = \{\phi_n\}^T [m]\{r\} \quad (3.55)$$

As Eqs. (3.29), (3.31), (3.32) e (3.33) para determinação da resposta sísmica no domínio do tempo permanecem as mesmas para a análise sob rotação rígida da base.

De forma análoga, as Eqs. (3.35), (3.36) e (3.39) para determinação da resposta máxima da estrutura permanecem inalteradas.

Na análise até aqui efetuada não se considerou o efeito das forças de inércia rotacionais (ou seja, os movimentos induzidos na estrutura) na composição do equilíbrio. Caso estas forças devam ser consideradas, como na situação da Figura 3.6, o vetor $\{r\}$ deverá ser adaptado. Na situação da Figura 3.6, como v_3 e v_4 são graus de liberdade de rotação, tem-se, então,

$$\{r\}^T = \{h_1 \quad h_2 \quad 1 \quad 1\} \quad (3.56)$$

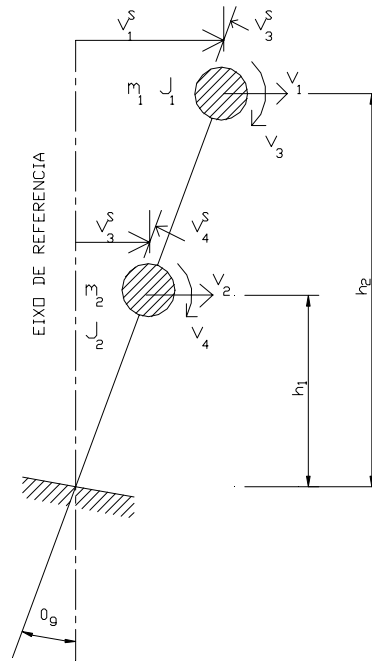


Figura 3.6 - Rotação rígida da base, considerando inércia de rotação

3.6 Excitação múltipla da base

Quando uma estrutura, apoiada em vários pontos nodais, é submetida a diferentes movimentos em cada um deles, a resposta final é obtida pela superposição das respostas devidas aos movimentos independentes de cada apoio. O equacionamento

necessita ser modificado para incluir tensões pseudoestáticas provenientes do movimento de cada apoio em relação aos demais.

Permitindo o movimento de um dos suportes, com aceleração \ddot{v}_g , velocidade \dot{v}_g , e deslocamento v_g , a equação do movimento em relação ao referencial absoluto é

$$[m]\{\ddot{v}^t\} + [m_g]\ddot{v}_g + [c]\{\dot{v}^t\} + [c_g]\dot{v}_g + [k]\{v^t\} + [k_g]v_g = 0 \quad (3.57)$$

na qual $[c_g]$ e $[k_g]$ são vetores que expressam o acoplamento entre os graus de liberdade ativos e o movimento do suporte.

Mantendo o sistema de eixos absolutos para a referência, passa-se ao segundo membro as forças efetivas devidas ao sismo. Tem-se

$$[m]\{\ddot{v}^t\} + [c]\{\dot{v}^t\} + [k]\{v^t\} = -[m_g]\ddot{v}_g - [c_g]\dot{v}_g - [k_g]v_g \quad (3.58)$$

Esta equação pode ser escrita em termos de deslocamento relativos à base, considerando a soma vetorial

$$\{v^t\} = \{v\} + \{v^s\} \quad (3.59)$$

onde $\{v^s\}$ é o vetor de deslocamentos pseudoestáticos. Levando a Eq. (3.59) na Eq. (3.58), tem-se

$$[m]\{\ddot{v}\} + [c]\{\dot{v}\} + [k]\{v\} = -[m]\{v^s\} - [m_g]\ddot{v}_g - [c]\{v^s\} - [c_g]\dot{v}_g - [k]\{v^s\} - [k_g]v_g \quad (3.60)$$

O vetor de deslocamentos pseudoestáticos pode expressar-se em função do deslocamento do suporte através do vetor de coeficientes adequados $\{r\}$

$$\{v^s\} = \{r\}v_g \quad (3.61)$$

Por outro lado, a condição de equilíbrio estático em um instante exige que se tenha

$$[k]\{v^s\} = -[k_g]v_g \quad (3.62)$$

ou seja,

$$\{v^s\} = -[k]^{-1}[k_g]v_g \quad (3.63)$$

ou, considerando a Eq. (3.61),

$$\{r\} = -[k]^{-1}[k_g] \quad (3.64)$$

Levando a Eq. (3.61) na Eq. (3.60), vem

$$[m]\{\ddot{v}\} + [c]\{\dot{v}\} + [k]\{v\} = -([m]\{r\} + [m_g])\ddot{v}_g + ([c]\{r\} + [c_g])\dot{v}_g \quad (3.65)$$

Como se observa, o vetor de forças efetivas não inclui contribuições provenientes das propriedades de rigidez de estrutura, porquanto da Eq. (3.64) tem-se

$$[k]\{r\} + [k_g] = \{0\} \quad (3.66)$$

Se o amortecimento for dependente somente da rigidez da estrutura, o termo dependente da velocidade do suporte no segundo membro da Eq. (3.65) desaparece e o vetor de forças efetivas se reduz a

$$P_{eff}(t) = -([m]\{r\} + [m_g])\ddot{v}_g(t) \quad (3.67)$$

Em geral, espera-se que a contribuição das forças de amortecimento no vetor de forças efetivas devida a sismo seja muito pequena. Assim, sem considerar o tipo de amortecimento, o vetor de forças efetivas é tomado como sendo dado pela Eq. (3.67). Então, a equação do movimento para a excitação de um suporte é

$$[m]\{\ddot{v}\} + [c]\{\dot{v}\} + [k]\{v\} = -([m]\{r\} + [m_g])\ddot{v}_g(t) \quad (3.68)$$

É possível fazer a análise simultânea para o movimento de todos os suportes, sendo suficiente que se defina uma matriz $\{r\}$, cujas colunas contenham os coeficientes de influência de cada caso. De modo análogo, definem-se as matrizes $[k_g]$, $[m_g]$ e $[c_g]$. Uma vez definido o vetor de forças efetivas, a determinação da resposta segue os passos desenvolvidos no item 3.3. O fator de excitação modal ℓ_n para cada modo é definido por

$$\ell_n = \{\phi_n\}^T [m]\{r\} + \{\phi_n\}^T [m_g] \quad (3.69)$$

ϕ_n é o n-ésimo modo de vibração e é obtido com vibrações livres não-amortecidas da estrutura em que todos os pontos de suporte são fixos.

Os deslocamentos relativos à base em cada excitação de um suporte são calculados pela equação

$$\{v(t)\} = [\Phi] \left\{ \frac{\ell_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \right\} \quad (3.70)$$

onde $V_n(t)$ é dado pela Eq. (3.8). Com esses deslocamentos calculados, os deslocamentos finais são provenientes da adição dos deslocamentos pseudoestáticos como mostra a equação

$$\{v^t(t)\} = \{v(t)\} + \{r\}v_g(t) \quad (3.71)$$

O vetor de forças elásticas calcula-se através da equação

$$\{f_s^t\} = [k]\{v^t\} + [k_g]v_g \quad (3.72)$$

Considerando a equação (3.71), tem-se

$$\{f_s^t\} = [k]\{v\} + ([k]\{r\} + [k_g])v_g \quad (3.73)$$

Através da Eq. (3.66), verifica-se que f_s^t depende apenas dos deslocamentos relativos e são calculados por

$$\{f_s^t\} = [m][\Phi] \left\{ \frac{\ell_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \right\} \quad (3.74)$$

A matriz f_s não inclui, entretanto, as forças nos suportes; para calculá-las é necessário fazer

$$\{f_g^t\} = [k_g^T]v^t + [k_{gg}]v_g \quad (3.75)$$

onde k_g^T representa todas as forças nos suportes devido a valores unitários dos graus ativos de liberdade e k_{gg} representa as forças desenvolvidas nos suportes devido os deslocamentos unitários deles próprios. Considerando (3.71), tem-se

$$\{f_g^t(t)\} = [k_g^T]\{v(t)\} + ([k_{gg}] - [k_g^T][k^{-1}][k_g])v_g(t) \quad (3.76)$$

CAPÍTULO IV

ESTUDO DAS NORMAS

4.1 Filosofia

As normas de projeto sismo-resistentes do Chile e do Peru [11] e [12] como, em geral, nos outros países da América Latina, admitem uma classificação da intensidade da atividade sísmica, na área onde se aplicam, a partir da qual determinam-se as características da solicitação da estrutura.

O tipo da construção, a sua função social e a forma de estabilização lateral empregada, bem como a natureza da sua ocupação, são considerados na determinação do risco sísmico admitido.

As normas prevêm a análise da estrutura sob excitação sísmica por meio de uma força horizontal equivalente (método estático) e por meio do método de superposição modal clássico.

4.2 Zonas de Risco Sísmico

Distinguem-se três zonas sísmicas no território chileno, tal como se indica nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3. Para a zonificação sísmica das regiões IV, V, VI, VII, VIII, IX e metropolitana, deve prevalecer a zonificação baseada na divisão política indicada.

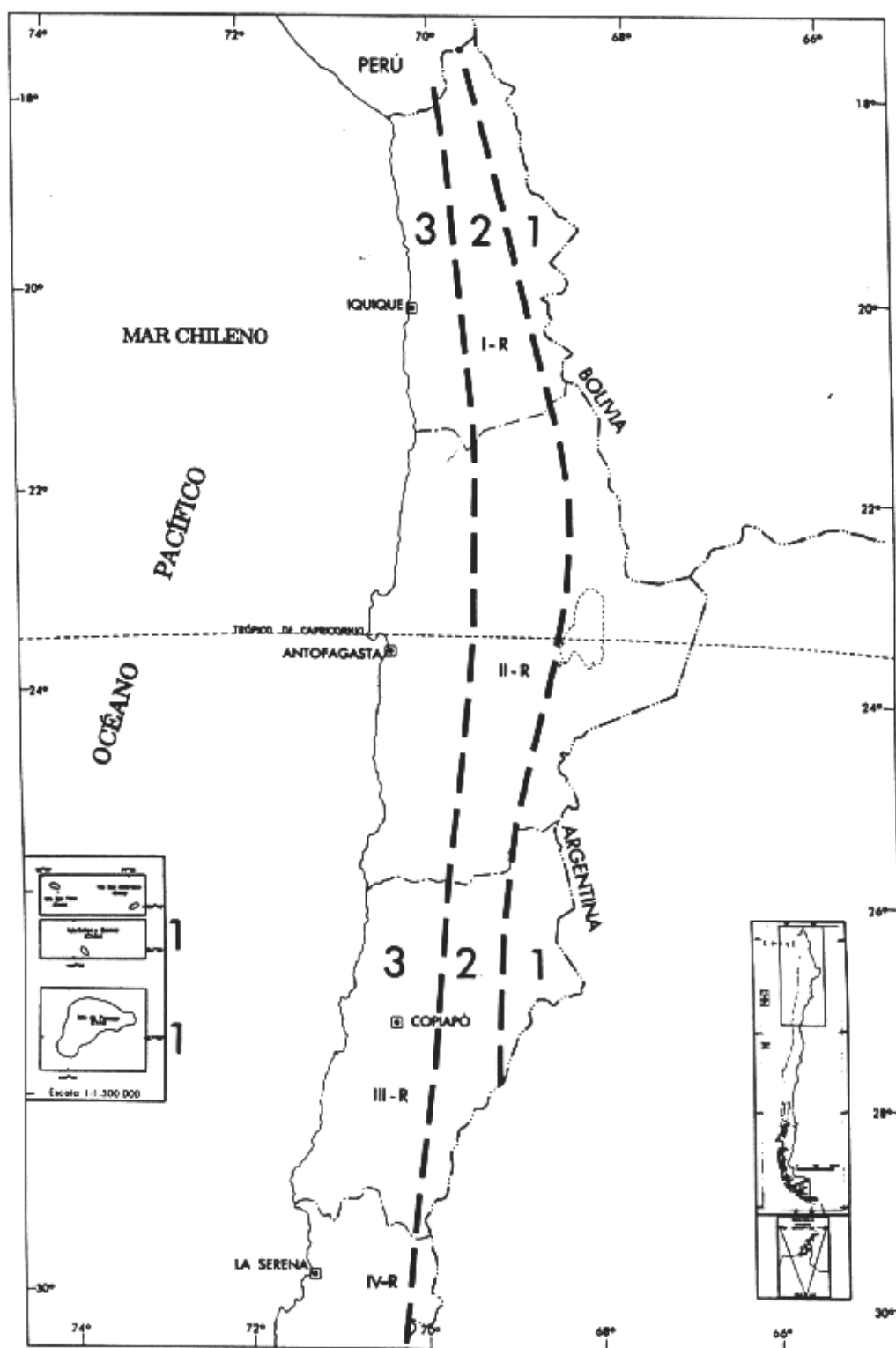


Figura 4.1 - Mapa de Zonificação Sísmica do Chile, regiões I,II e III.

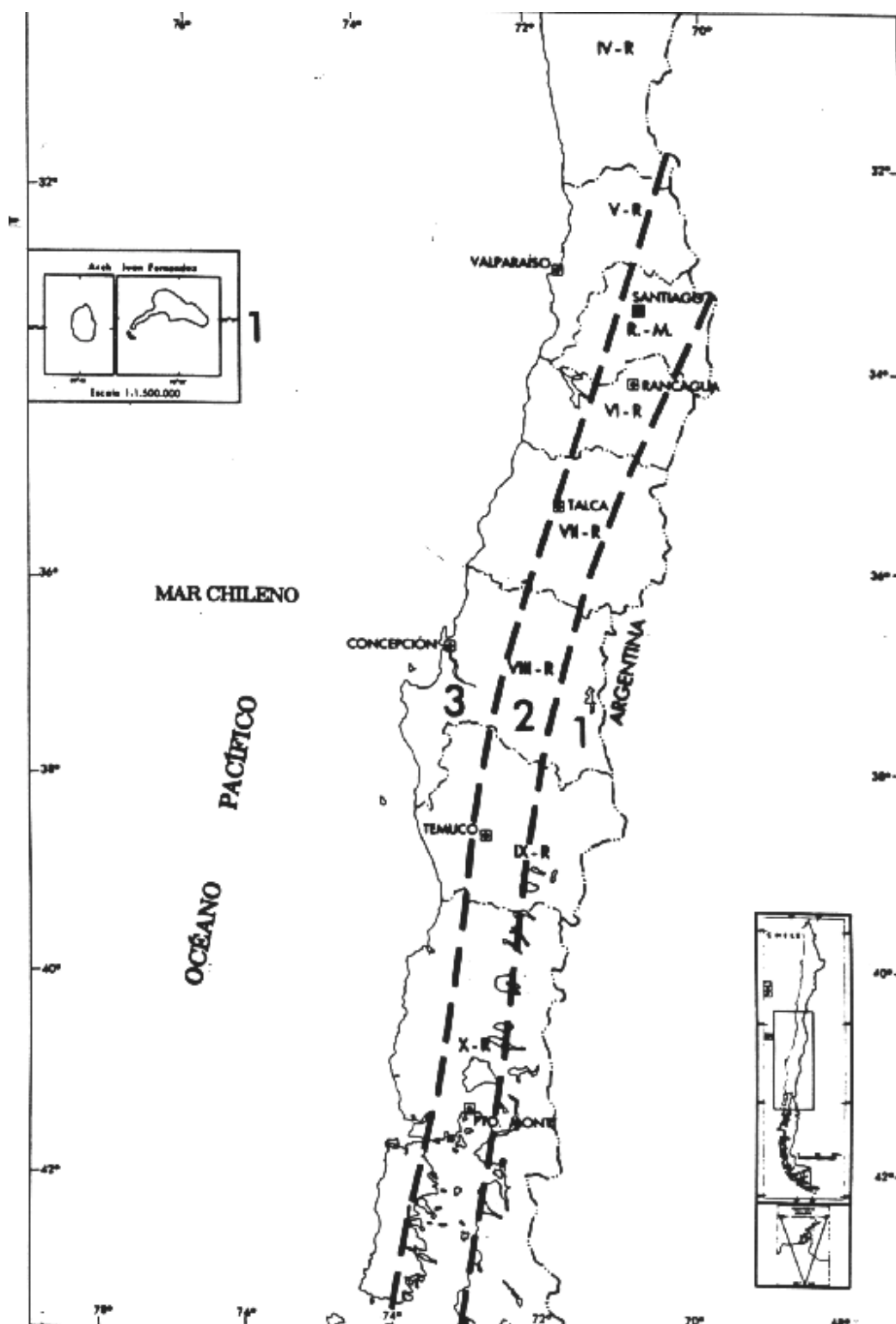


Figura 4.2 - Mapa de Zonificação do Chile, regiões IV, V, VI, VII, VIII, IX, X e Região Metropolitana.

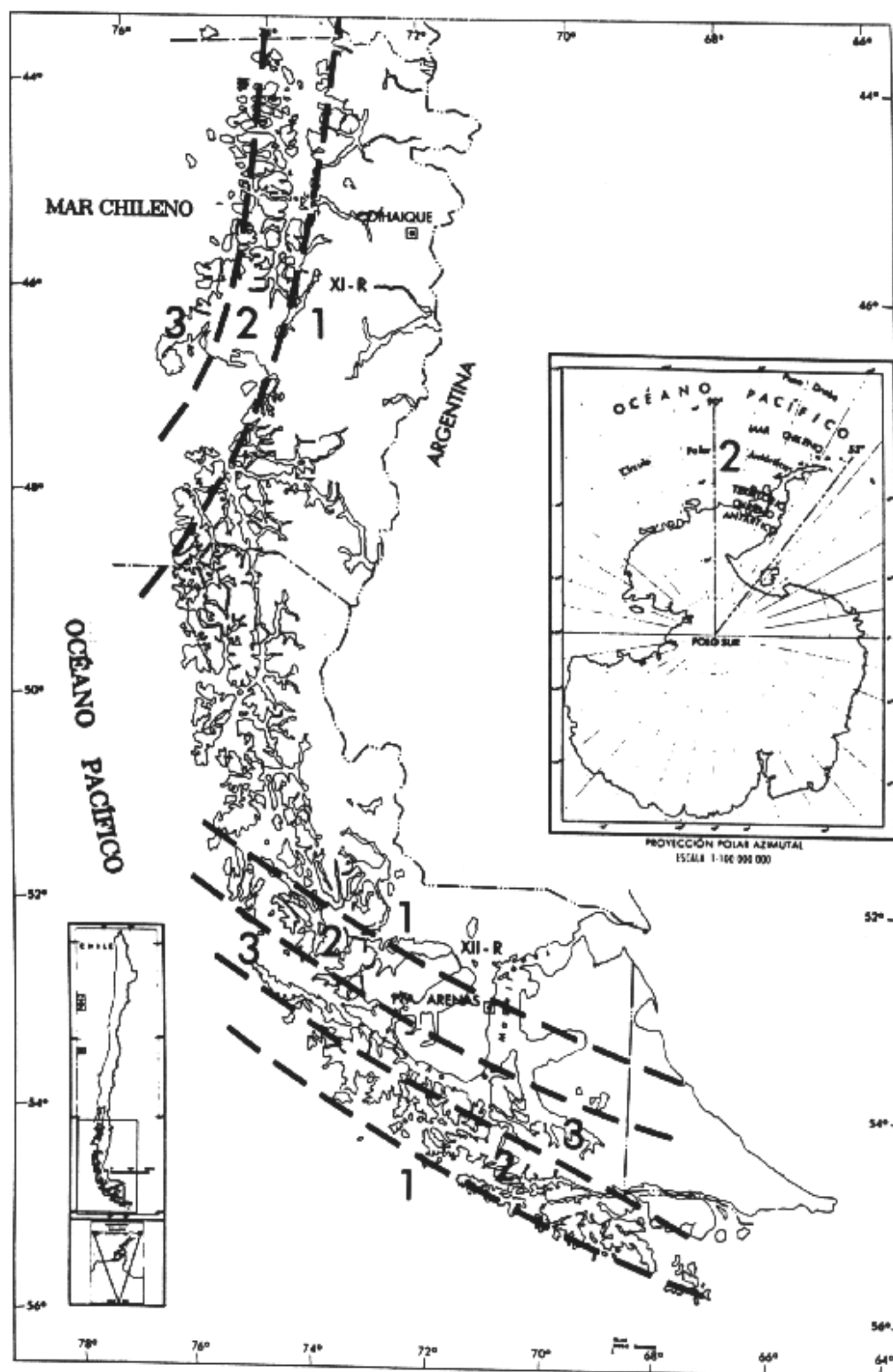


Figura 4.3 - Mapa de Zonificação Sísmica do Chile regiões, XI e XII.

Tabela 4.1 - Aceleração efetiva em função da aceleração da gravidade

Zona Sísmica	A_0
1	0,20g
2	0,30g
3	0,40g

onde A_0 é dado em função da aceleração da gravidade, g.

O território peruano é dividido em 3 zonas de risco de acordo com a sismicidade observada e a potencialidade sísmica. Estas zonas são indicadas no mapa mostrado na Figura 4.4. Como complemento a esta zonificação, se inclui a Figura 4.5 que indica os epicentros.

Tabela 4.2 -Fator de zona sísmica

	zona 1	zona 2	zona 3
fator (Z)	1,0	0,7	0,3

4.3 Influência do Solo

No Chile, os parâmetros que representam as características do solo da fundação que influem no valor do esforço do cortante na base determinam-se de acordo com os valores estabelecidos na Tabela 4.4 para os tipos de terrenos que se definem na Tabela 4.3. Supõem-se que estes terrenos são de topografia e estratificação horizontal e as estruturas afetadas se incluem distantes da singularidade geomorfológica e topográfica.

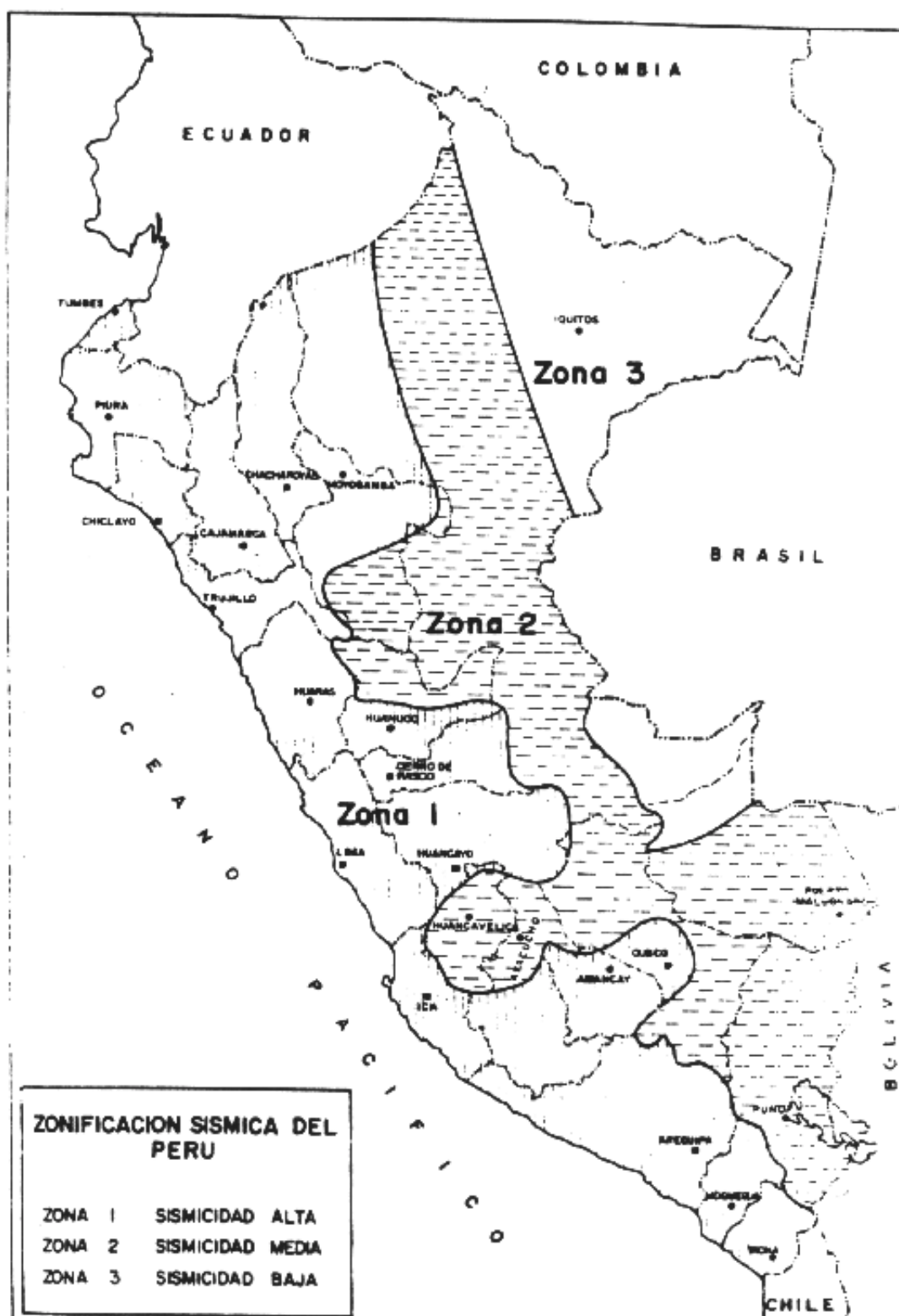


Figura 4.4 - Mapa de Zonificação Sísmica do Peru.

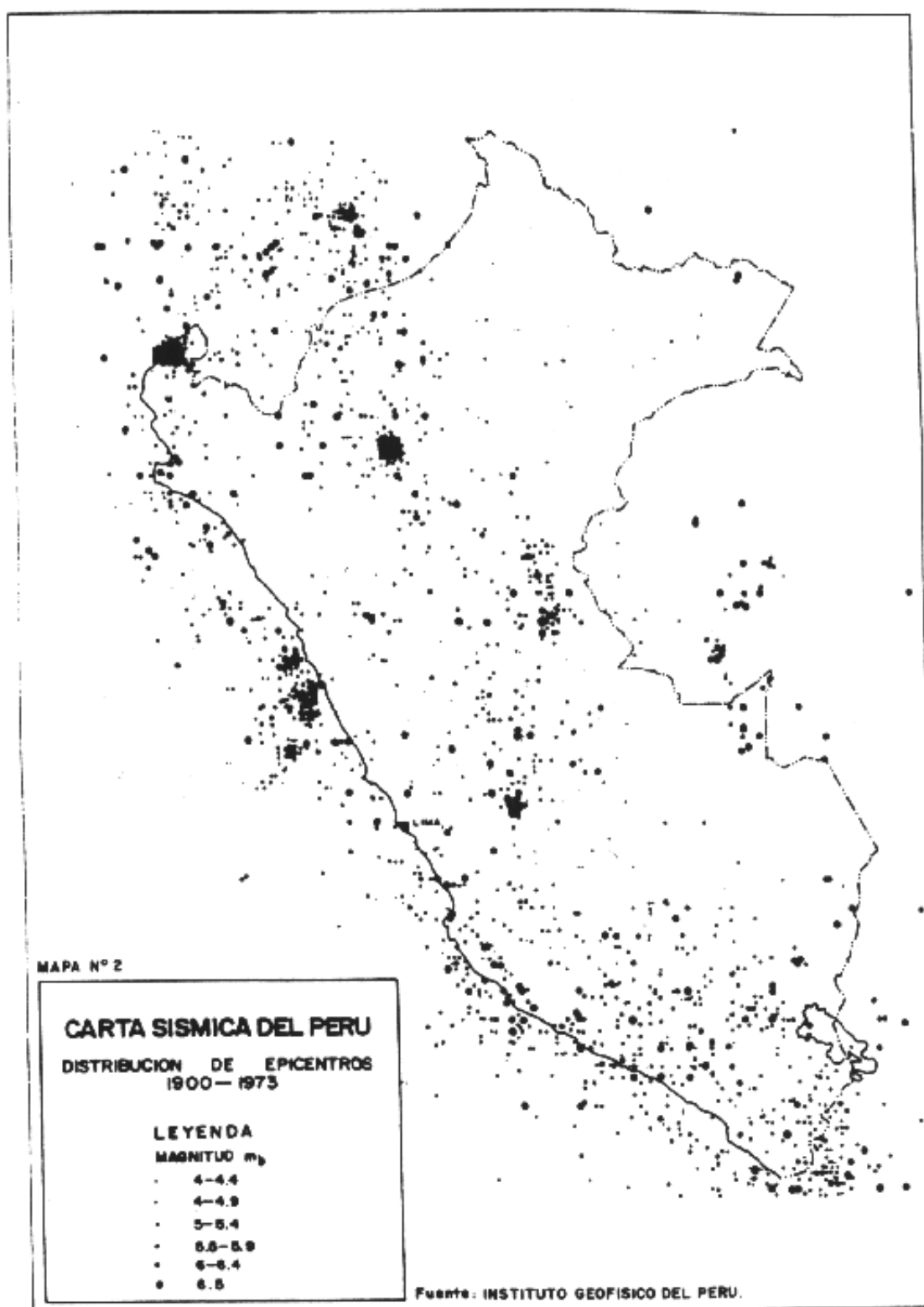


Figura 4.5 - Mapa de Zonificação Sísmica do Peru.

Tabela 4.3 - Classificação do tipo de solo

I	rocha: material natural, com velocidade de propagação de ondas igual ou maior que 900m/s, resistência a compressão uniaxial de corpo de prova (sem fissuras) igual ou maior que 10 MPa.
II	a) Solo com v_s igual ou maior que 400m/s nos 10m superiores e crescente com a profundidade;
	b) Cascalhos densos, com peso unitário seco γ_d igual ou maior que 20kN/m ³ , ou índice de densidade ID (DR densidade relativa) igual ou maior que 75%, ou grau de compactação maior que 95% do valor do Próctor Modificado;
	c) Areia densa, com ID (DR) maior que 75%, ou índice de penetração N maior que 40 (normalizado na pressão efetiva de sobrecarga de 0,10 MPa), ou grau de compactação superior a 95% do valor do Próctor modificado;
	d) Solos coesivos duros, com resistência ao corte não drenado S_u igual ou maior que 0,10MPa (resistência a compressão simples q_u igual ou maior que 0,20MPa) em corpos de prova sem fissuras.
	Em todos os casos, as condições indicadas deverão cumprir-se independentemente da posição do nível freático e da espessura do estrato deve ser de 20m. Se a espessura sobre a rocha for menor que 20m, o solo se classifica como solo I.
III	a) Área permanentemente não saturada, com ID (DR) entre 55 e 75%, ou N maior que 20 (sem normalizar a pressão efetiva de sobrecarga de 0,10MPa);
	b) Cascalho ou área não saturada, com grau de compactação menor que 95% do valor do Próctor modificado;
	c) Solos coesivos com S_u compreendido ente 0,025 e 0,10 MPa (q_u entre 0,05 e 0,20 MPa) independente do nível freático;
	d) Área saturada com N compreendido entre 20 e 40 (normalizado na pressão efetiva de sobrecarga de 0,10MPa).
	Espessura mínima do estrato: 10m. Se a espessura do estrato sobre a rocha ou sobre o solo correspondente ao tipo II é menor que 10m, o solo se classificará como solo tipo II.
IV	Solo coesivo saturado com S_u igual ou menor que 0,025 MPa (q_u igual ou menor que 0,050MPa).
	Espessura mínima do estrato: 10m. Se a espessura do estrato sobre solo correspondente a alguns dos tipos I, II, III é menor que 10m, o solo se classificará como solo tipo III.

Tabela 4.4 - Parâmetros que dependem do tipo de solo

Tipo de Solo	T_0 (segundos)	T'	c	n	p
I	0,15	0,25	2,50	1,00	2,00
II	0,30	0,35	2,75	1,25	1,50
III	0,75	0,80	2,75	2,00	1,00
IV	1,20	1,50	2,75	2,00	1,00

No Peru, classificam-se os solos em três grupos por tipo de solo Tabela 4.5 e por período predominante do solo, T_s , como indicado na Tabela 4.6.

Tabela 4.5 - Classificação do solo

Solo I	Rochas, cascalhos densos, cascalhos arenosos densos.
Solo II	Areias densas, solos coesivos duros ou firmes.
Solo III	Solos granulares soltos, solos coesivos medianos ou moles.

Tabela 4.6 - Fator de solo

	Fator (S)
Solo I	1,0
Solo II	1,2
Solo III	1,4

Tabela 4.7 - Tipo de solo em função do período predominante do solo

	Solo I	Solo II	Solo III
T_s	0.3	0.6	0.9

Em casos de não ter informações sobre o período predominante, este poderá ser estimado em base das características indicadas na Tabela 4.6. Em caso de determinar o período do solo com base em sua estratigrafia, este poderá considerar-se como uma variação de 25% em aumento para sua classificação e determinação do coeficiente sísmico. Este fator considera os efeitos de amplificação da ação sísmica que se produz pelas características do subsolo, considerado a uma profundidade de metade da maior dimensão da base da edificação e dependendo, fundamentalmente, de sua capacidade portante.

4.4 Classificação de Edifícios e Estruturas de acordo com sua Importância , Uso e Risco de Colapso

No Chile, classificam-se os edifícios em função de seu uso e importância da seguinte forma:

Tabela 4.8 - Classificação dos edifícios pelo seu uso e importância

Categoria A	edifícios governamentais, municipais, de serviços públicos ou de utilidade pública (como: centrais de polícia, centrais telefônicas e elétricas, correios e telégrafos, rádio emissoras, canais de televisão, centrais de água potável e bombeiro, hospitais, postos de primeiro socorro, garagens de veículos de emergência, estação rodoviária, ferroviária, etc.).
Categoria B	edifícios cujo conteúdo seja de grande valor (como: bibliotecas, museus, etc.) e aqueles onde existem freqüentemente aglomeração de pessoas. Entre este último se incluem os seguintes edifícios: salas destinadas a assembléias para 100 ou mais pessoas; estádios e galerias ao ar livre para 2000 ou mais pessoas; escolas, recintos universitários; cárcere e lugares de detenção; locais comerciais com uma superfície igual ou maior que 500m ² por piso, ou de altura superior a 12m; centros comerciais com pisos cobertos, com uma área total superior a 3000m ² , sem considerar a superfície de estacionamento;
Categoria C	edifícios destinados a habitação privada ou ao uso público que não pertençam a nenhuma das categorias A ou B e construções de qualquer tipo cujo colapso pode pôr em risco outras construções das categorias A, B e C.
Categoria D	construções isoladas ou provisórias não destinadas a habitação, não classificadas em nenhuma das categorias anteriores.

Tabela 4.9 - Valor do coeficiente de uso e importância do edifício

Categoria do Edifício	I
A	1,2
B	1,2
C	1,0
D	0,6

No Peru, de acordo com seu uso e especial importância, quando ocorre um sismo, as construções se classificam:

Tabela 4.10 - Classificação dos edifícios pelo seu uso e importância

Categoria A	Edificações cujo colapso representa um perigo adicional importante. Incluem-se nesta categoria as estruturas para reatores atômicos, grandes fornos, depósitos inflamáveis e outros similares.
Categoria B	Edificações especialmente importantes por prestarem serviços vitais que não devem ser interrompidos ou que ao ruírem causariam perdas diretas ou indiretas, edificações com custos altos comparados às demais e que requeiram uma maior segurança. Dentro desta categoria, estão os hospitais, centrais telefônicas, estação de rádio, estação de bombeiro, subestações elétricas, silos, tanques de água, colégios, estádios, auditórios, templos, salas de espetáculos, arquivos e registros públicos, museus, e em geral, locais que alojam grande quantidade de pessoas ou equipamentos especialmente caros.
Categoria C	Edificações comuns, cujo colapso ocasionaria perdas de magnitude intermediária tais como: edifícios de departamento ou oficinas, hotéis, residências, edifícios comerciais, restaurante, depósitos e edifícios industriais.
Categoria D	Edifícios cujo colapso por sismos implicam gastos reduzidos e normalmente não causam dano em consequência de seu colapso. Incluem-se nesta categoria casas pequenas, casas provisórias ou similares.

Para estruturas do tipo A e outras não consideradas neste quadro, o projetista apresentará um estudo detalhado, justificando a força sísmica adotada; sem embargo em qualquer caso, esta não será menor que a obtida, considerando a estrutura como tipo B. As estruturas do tipo D estão exoneradas de projeto sísmico

e sem embargo em sua concepção e construção tomar-se ão as previsões necessárias para que essas tenham a resistência à força sísmica.

Tabela 4.11 - Fator de uso e importância do edifício

	categoria B	categoria C
fator (U)	1,3	1,0

4.5 Métodos de Análises - norma chilena

Qualquer que seja o método de análise usado, deve-se considerar um modelo da estrutura com um mínimo de três graus de liberdade por piso: dois deslocamentos horizontais e a rotação do piso em torno da vertical.

4.5.1 Análise Estática

O método de análise estática somente se pode usar na análise sísmica das seguintes estruturas resistentes:

(1) todas as estruturas das categorias C e D situadas na zona sísmica 1 da zonificação indicada no item zona de risco sísmico; (2) todas as estruturas com menos 5 pisos e altura inferior a 20m; as estruturas superiores a 5 pisos e inferiores a 16 pisos, com a condição que o sistema de forças sísmicas horizontais do método estático satisfaça, para cada direção de análise, as restrições seguintes: **(i)** o esforço do cortante na base seja igual ao determinado segundo a Eq. (4.1) porém não inferior ao obtido na análise modal espectral; **(ii)** os esforços cortante e momento em cada nível não podem ser diferentes em mais de 20% a respeito do resultado obtido, mediante uma análise modal espectral com igual esforço de cortante na base.

No método de análise, a ação sísmica assemelha-se a um sistema de forças cujos efeitos sobre a estrutura calculam-se seguindo os procedimentos da estática. Este

sistema de forças horizontais aplicadas no centro de massa de cada uma das partes define-se para o esforço do cortante na base

$$Q_0 = CIP \quad (4.1)$$

em que,

$$C = \frac{A_0 c}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (4.2)$$

onde C é o coeficiente sísmico; I é coeficiente obtido na Tabela 4.9, cujos valores foram estabelecidos pela classificação do edifício na Tabela 4.8; P é o peso do edifício sobre o nível basal; c, n, T' são parâmetros relativos ao tipo de solo de fundação que determinam-se na Tabela 4.4 segundo a classificação da Tabela 4.3; A₀ é a aceleração efetiva máxima que se determina conforme a Tabela 4.1; R é um fator de redução que, em se tratando de pórticos em aço, é igual a 8 (valor fixado pela norma chilena); T* é o período do modo com maior massa translacional equivalente na direção da análise.

Em nenhum caso, o valor de C poderá ser menor que $A_0/6g$, nem tão pouco necessita ser maior que $0,6A_0/g$.

As forças devem aplicar-se independentemente em cada uma das direções de análise, todas no mesmo sentido.

Para determinar o esforço cortante na base dos edifícios de um piso nas categorias C e D, pode-se usar um coeficiente sísmico igual a $0,5A_0/g$. Se o edifício não tem diafragma rígido em nível do firmamento, o valor anterior deve incrementar em 20%.

4.5.2 Análise Modal Espectral

Este método aplica-se nas estruturas que apresentam modos normais de vibração clássicos, com amortecimentos modais da ordem de 5% do amortecimento crítico. Uma vez determinados os períodos naturais e modos de vibração, as massas equivalentes para cada modo n são dadas pelas seguintes equações, segundo a direção x:

$$M_{nx} = \frac{L_{nx}^2}{M_n} \quad (4.3)$$

em que

$$L_{nx} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_x\} \quad (4.4)$$

e

$$M_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\} \quad (4.5)$$

segundo a direção y:

$$M_{ny} = \frac{L_{ny}^2}{M_n} \quad (4.6)$$

em que

$$L_{ny} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_y\} \quad (4.7)$$

e M_n é dado pela Eq. (4.5).

segundo a rotação:

$$M_{n\theta} = \frac{L_{n\theta}^2}{M_n} \quad (4.8)$$

em que

$$L_{n\theta} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_\theta\} \quad (4.9)$$

e M_n é dado pela Eq. (4.5).

Incluem-se na análise todos os modos normais ordenados segundo os valores crescentes das frequências próprias, que sejam necessários para que a soma das massas equivalentes para cada uma das ações sísmicas seja maior ou igual a 90% da massa total.

4.5.2.1 Espectro de Projeto

O espectro de projeto que determina a resistência sísmica da estrutura é

$$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*} \quad (4.10)$$

em que

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3} \quad (4.11)$$

os valores de I e A_0 se determinam-se como indicado nas Tabelas 4.9 e 4.1, respectivamente; T_n é o período de vibração do modo n ; T_0 e p são parâmetros que se determina na Tabela 4.4, relativos ao tipo de solo de fundação.

O fator de redução R^* determina-se por

$$R^* = 2 + \frac{T^*}{0,10T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (4.12)$$

onde T^* é o período do modo com maior massa translacional equivalente na direção de análise; R_0 é o valor para a estrutura que em se tratando de pórtico em aço, é igual a 11 (valor definido pela norma chilena).

Para os edifícios estruturais com muros, o fator de redução R^* pode ser determinado usando a seguinte equação:

$$R^* = 2 + \frac{NR_0}{4T_0R_0 + N} \quad (4.13)$$

onde N é o número de pisos do edifício.

4.5.2.2 Superposição Modal

Os deslocamentos e rotações dos diafragmas horizontais e as solicitações de cada elemento estrutural devem-se calculados para cada uma das direções da ação sísmica, superpondo as contribuições de cada um dos modos de vibração.

A superposição dos valores máximos modais deve ser feita mediante a equação

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} S_i S_j} \quad (4.14)$$

em que as somas S_i e S_j são sobre todos os modos considerados; os coeficientes de acoplamento modal ρ_{ij} determinam-se por

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{\frac{3}{2}}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad (4.15)$$

em que $r = \frac{T_i}{T_j}$ e ξ é a razão de amortecimento, uniforme para todos os modos de vibração, que se deve tomar igual a 0,05.

Se a componente do esforço cortante basal na direção da ação sísmica for menor que $IA_0P/6g$, os deslocamentos e rotações dos diafragmas horizontais e as solicitações dos elementos estruturais devem ser multiplicados por um fator, de maneira que o esforço do cortante alcance um dado valor mínimo.

A componente do esforço cortante basal na direção da ação sísmica não pode ser maior que $3IA_0P/gR_0$, nem maior que $0,6IA_0P/g$. Em caso de a componente ser maior que qualquer das entidades anteriores, os deslocamentos e rotações dos diafragmas horizontais e as solicitações dos elementos estruturais podem multiplicar-se por um fator de maneira que o esforço do cortante não ultrapasse o menor valor entre $3IA_0P/gR$ e $0,6A_0P/g$.

No projeto dos elementos estruturais, deve-se considerar que os esforços internos e os deslocamentos somente satisfaçam às condições de equilíbrio e de compatibilidade quando for obtido pelo método de análise modal espectral. O projetista deve considerar este texto no projeto sismo-resistente, de modo a assegurar que o projeto cumpra a segurança.

4.6 Métodos de Análises - norma peruana

A força horizontal ou cortante total na base, devido a ação sísmica, determina-se pela equação

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d} \quad (4.16)$$

em que

$$C = \frac{0,8}{\frac{T}{T_s} + 1,0} \quad (4.17)$$

onde Z é o fator de zona de risco sísmico dado na Tabela 4.2; U é o fator de uso e importância dado na Tabela 4.11; S é o fator de solo dado na Tabela 4.6; C é o coeficiente sísmico expresso em função do período fundamental da estrutura (T) e do período predominante do solo (T_s) dado Tabela 4.7; R_d é o fator de ductilidade que, em se tratando de pórticos em aço, é igual a 6 (valor fixado pela norma do Peru); P é o peso da edificação.

O valor de C não será considerado se for menor que 0,16 nem maior que 0,40. T_s não será considerado menor que 0,3 segundos nem maior que 0,9 segundos.

O período de vibração da estrutura determina-se mediante procedimentos teóricos que cumpram com as equações da dinâmica e que levam em conta as características estruturais da distribuição em massa da edificação. Não usando os procedimentos ditos teóricos, o período poderá ser determinado pelas seguintes equações:

a) para estruturas que estão conformadas por colunas e vigas (pórticos), exclusivamente, é dado por

$$T = 0,08N \quad (4.18)$$

onde N é o número de pisos da edificação.

b) para edificações cujos elementos resistentes à força sísmica estão constituídos unicamente por pórticos e muros das caixas de elevadores, sem outros elementos que enrijeçam a estrutura, é dado por

$$T = \frac{0,09h}{\sqrt{D}} \quad (4.19)$$

onde h é a altura da edificação ao nível do terreno em metros; D é a dimensão horizontal em metros da edificação na direção do sismo.

A força horizontal ou cortante na base calculada em cada direção se distribuirá na altura da edificação, segundo a seguinte equação

$$F_i = fH \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} \quad (4.20)$$

onde f será igual a 0,85 para edifícios cuja relação altura-largura na direção especificada exceda 6; f será igual a 1,00 quando a relação não exceda 3. Para relações entre 3 e 6 o valor de f deverá ser interpolado linearmente. O resto da força H se aplicará no último nível.

CAPÍTULO V

EXEMPLOS

5.1 Exemplo

Analizando o edifício de 3 andares, sendo dado a massa e a rigidez, como mostra a Figura 5.1; assumindo que o edifício é destinado à residência, categoria C; o solo onde está assentada a fundação é estável, tipo 2; a zona risco sísmico é alta; e o sistema estrutural é pórtico em aço.

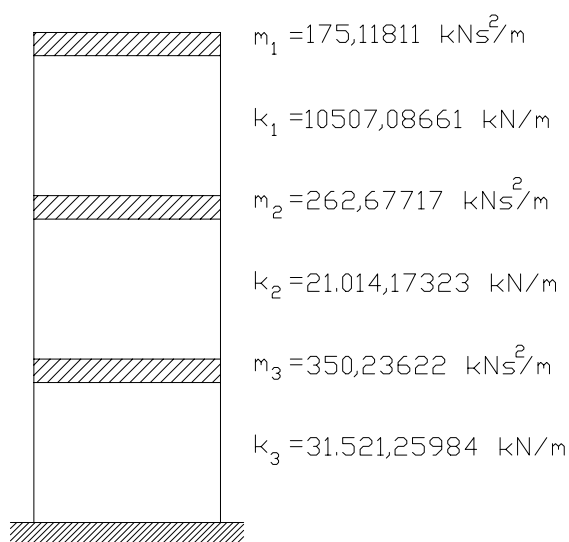


FIGURA 5.1 - Pórtico usado no exemplo 5.1

5.1.1 Método da força horizontal equivalente

Na Tabela 5.1.1 apresentam-se os resultados obtidos dos esforços cortantes na base pelo método da força horizontal equivalente.

Tabela 5.1.1 - Resultados dos esforços cortantes na base - Método da força horizontal equivalente

nº de massa	Chile (kN)	Peru (kN)
1	386,71	327,77
2	614,85	423,23
3	773,42	572,90

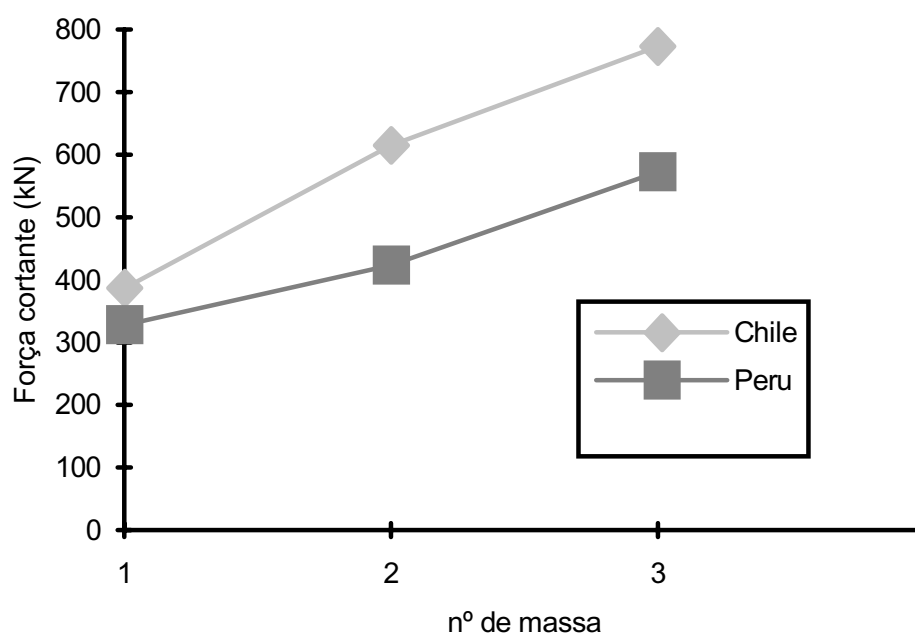


Figura 5.1.1 - Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.1.1

Podemos verificar na Tabela 5.1.1 que os resultados apresentam uma diferença entre os países de 17,98% no nº de massa 1; 15,28% no nº de massa 2; 35,00% no nº de massa 3.

5.1.2 Método da superposição modal

Na Tabela 5.1.2 apresentam-se os resultados obtidos dos esforços cortantes na base pelo método da superposição modal.

Tabela 5.1.2 - Resultados dos esforços cortantes - Método da superposição modal

nº de massa	Chile (kN)	Peru (kN)
1	686,05	716,44
2	982,30	1.155,19
3	1.357,17	1.562,63

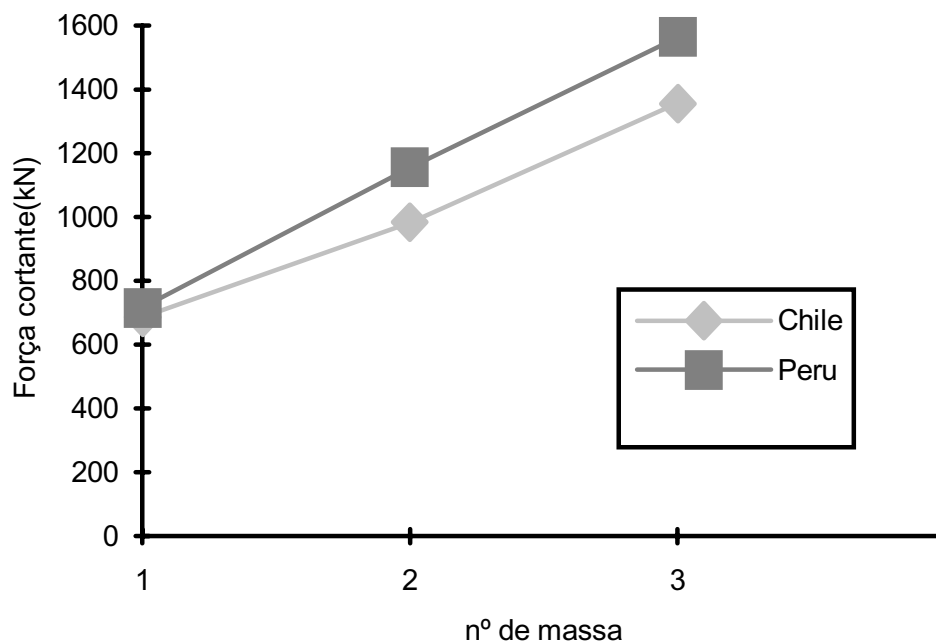


Figura 5.1.2 - Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.1.2

Podemos verificar na Tabela 5.1.2 que os resultados apresentam uma diferença entre os países de 4,43% no nº de massa 1; 17,60% no nº de massa 2; 15,14% no nº de massa 3.

5.1.3 Comparação entre os esforços cortantes na base pelos método da força horizontal equivalente e método da superposição modal

5.1.3.1 Norma chilena

Na Tabela 5.1.3.1 apresentam-se os resultados obtidos dos esforços cortantes nos 2 métodos para o mesmo país.

Tabela 5.1.3.1 - Comparação entre os 2 métodos

nº de massa	Força horiz. equiv. (kN)	Superposição modal(kN)
1	386,71	686,05
2	614,85	982,30
3	773,42	1.357,17

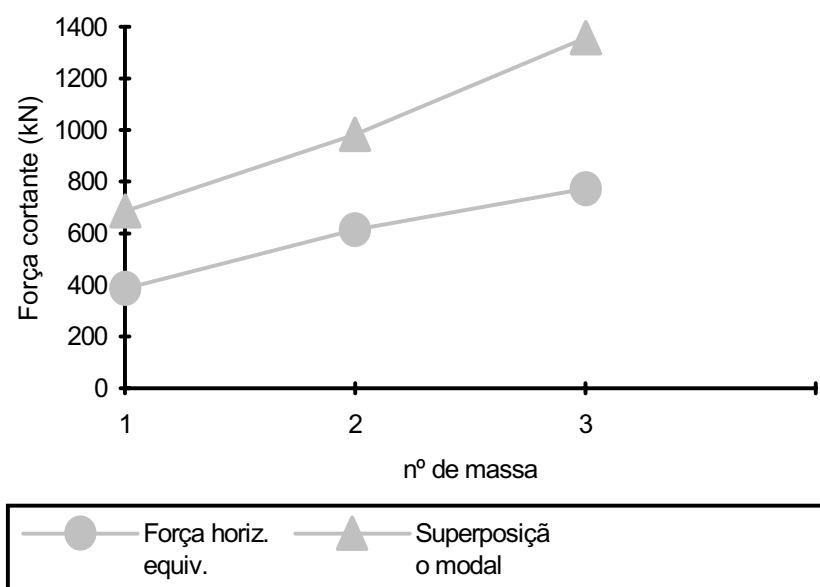


Figura 5.1.3.1 - Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.1.3.1

Podemos verificar na Tabela 5.1.3.1 que os resultados apresentam uma diferença no mesmo país de 77,40% no nº de massa 1; 59,76% no nº de massa 2; 75,48% no nº de massa 3.

5.1.3.2 Norma peruana

Na Tabela 5.1.3.2 apresentam-se os resultados obtidos dos esforços cortantes na base pelos 2 métodos para o mesmo país.

Tabela 5.1.3.2 - Comparação entre os 2 métodos

nº de massa	Força horiz. Equiv. (kN)	Superposição modal (kN)
1	327,77	716,44
2	423,23	1.155,19
3	572,90	1.562,63

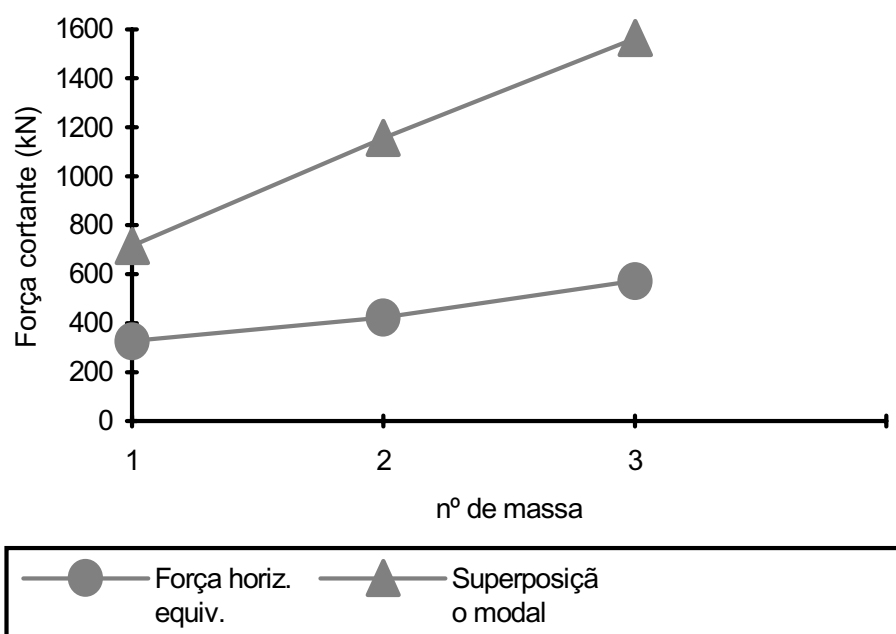


Figura 5.1.3.2- Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.1.3.2

Podemos verificar na Tabela 5.1.3.2 que os resultados apresentam uma diferença no mesmo país de 118,58% no nº de massa 1; 172,95% no nº de massa 2; 172,76% no nº de massa 3.

5.1.4 Comparação entre os deslocamentos calculados pelo Método da superposição modal

Na Tabela 5.1.4 apresentam-se os resultados obtidos dos deslocamentos calculados pela superposição modal.

Tabela 5.1.4 - Superposição dos deslocamentos

nº de massa	Chile (m)	Peru (m)
1	0,2146	0,2664
2	0,0792	0,0683
3	0,0094	0,0076

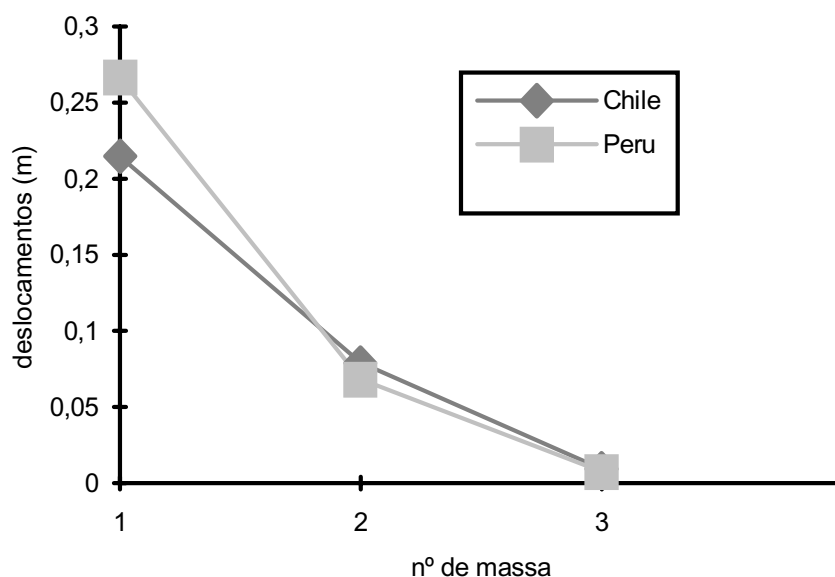


Figura 5.1.4 - Gráfico comparando os deslocamentos da Tabela 5.1.4.

Podemos verificar na Tabela 5.1.4 que os resultados apresentam uma diferença entre países de 24,14% no nº de massa 1; 15,99% no nº de massa 2; 23,33% no nº de massa 3.

5.2 Exemplo

Analisando o edifício de 3 andares, sendo dado a massa e a rigidez, como mostra a Figura 5.2; assumindo que o edifício é destinado à residência, categoria C; o solo onde está assentada a fundação é solo estável, tipo 2; a zona risco sísmico é alta; e o sistema estrutural é pórtico em aço.

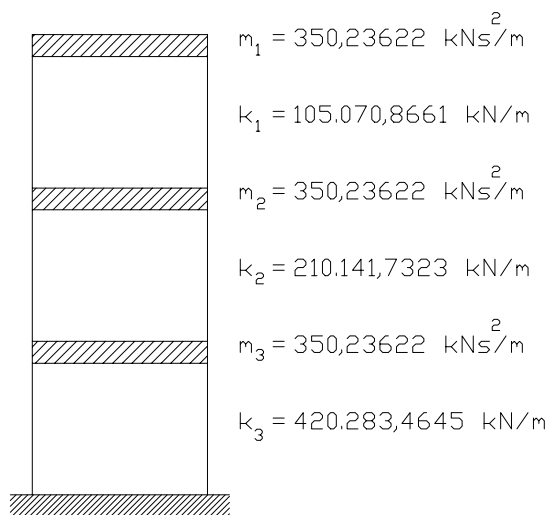


FIGURA 5.2 - Pórtico usado no exemplo 5.2

5.2.1 Método da força horizontal equivalente

Na Tabela 5.2.1 apresentam-se os resultados obtidos dos esforços cortantes na base pelo método da força horizontal equivalente.

Tabela 5.2.1 - Resultados dos esforços cortantes na base - Método da força horizontal equivalente

nº de massa	Chile (kN)	Peru (kN)
1	515,08	490,66
2	617,43	780,40
3	1.031,22	944,13

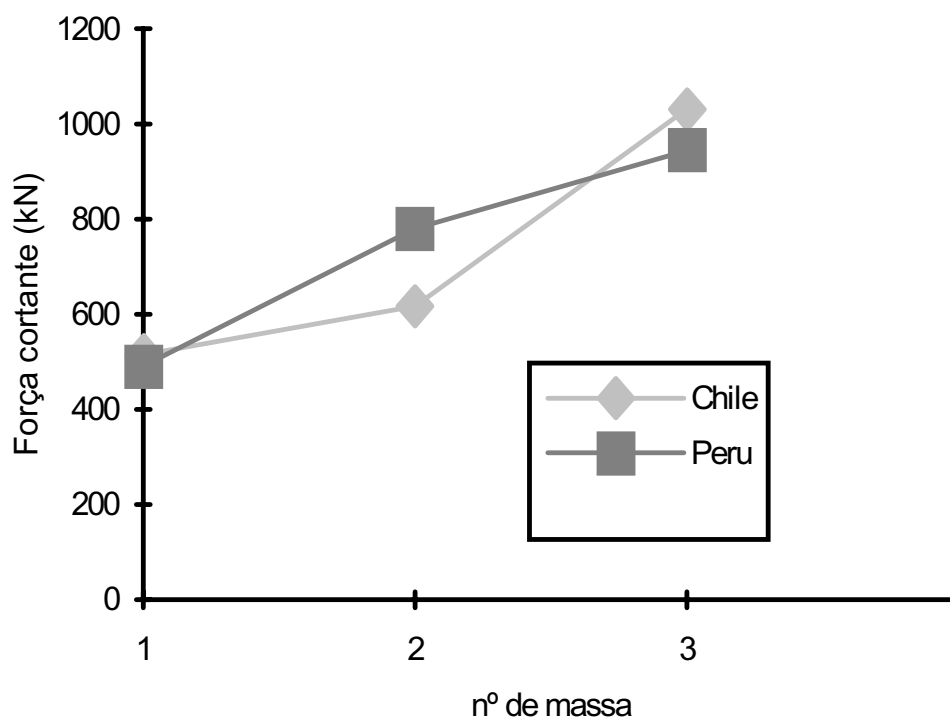


Figura 5.2.1 - Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.2.1.

Podemos verificar na Tabela 5.2.1 que os resultados apresentam uma diferença entre os países de 4,98% no nº de massa 1; 26,40% no nº de massa 2; 9,22% no nº de massa 3.

5.2.2 Método da superposição modal

Na Tabela 5.2.2 apresentam-se os resultados obtidos dos esforços cortantes na base pelo método da superposição modal.

Tabela 5.2.2 - Resultados dos esforços cortantes - Método da superposição modal

nº de massa	Chile (kN)	Peru (kN)
1	3.371,41	2.830,57
2	4.893,42	4.212,88
3	5.771,19	4.889,91

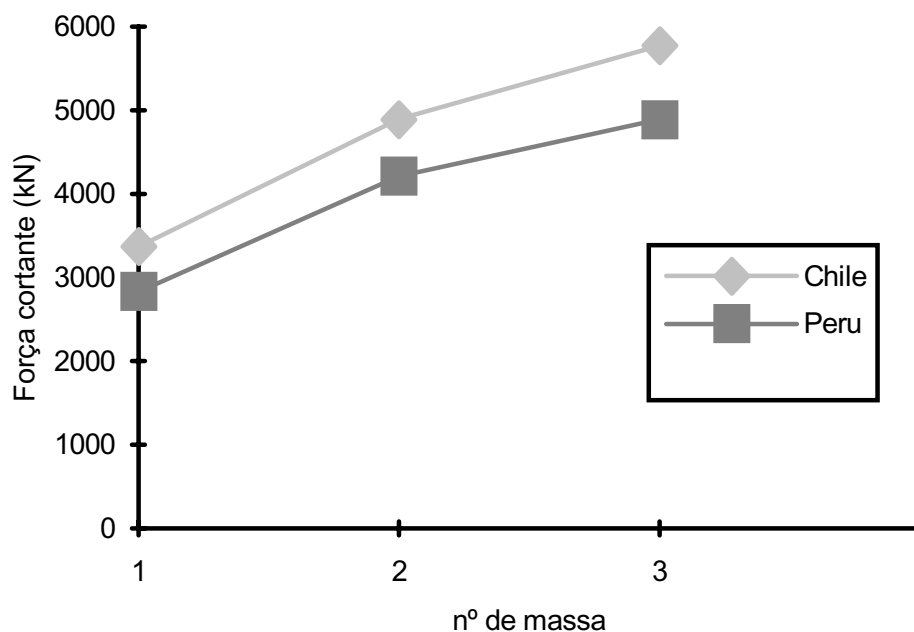


Figura 5.2.2 - Gráfico comparando os esforços da Tabela 5.2.2.

Podemos verificar na Tabela 5.2.2 que os resultados apresentam uma diferença entre os países de 19,11% no nº de massa 1; 16,15% no nº de massa 2; 18,02% no nº de massa 3.

5.2.3 Comparação entre os esforços cortantes na base pelos método da força horizontal equivalente e método superposição modal

5.2.3.1 Norma chilena

Na Tabela 5.2.3.1 apresentam-se os resultados obtidos dos esforços cortantes nos 2 métodos para o mesmo país.

Tabela 5.2.3.1 - Comparação entre os 2 métodos

modo de vibração	Força horiz. equiv. (kN)	Superposição modal (kN)
1	515,08	3.371,41
2	617,43	4.893,42
3	1.031,22	5.771,19

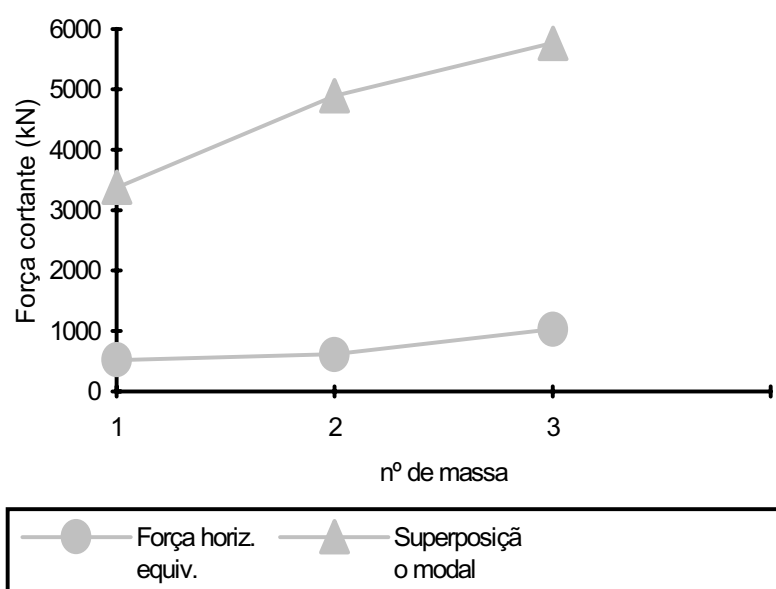


Figura 5.2.3.1 - Gráfico comparando os 2 métodos mostrados na Tabela 5.2.3.1

Podemos verificar na Tabela 5.2.3.1 que os resultados apresentam uma diferença no mesmo país de 554,54% no nº de massa 1; 692,55% no nº de massa 2; 459,64% no nº de massa 3.

5.2.3.2 Norma peruana

Na Tabela 5.2.3.2 apresentam-se os resultados obtidos dos esforços cortantes na base pelos 2 métodos para o mesmo país.

Tabela 5.2.3.2 - Comparação entre os 2 métodos

nº de massa	Força horiz. Equiv. (kN)	Superposição modal (kN)
1	490,66	2.830,57
2	780,40	4.212,88
3	944,13	4.889,91

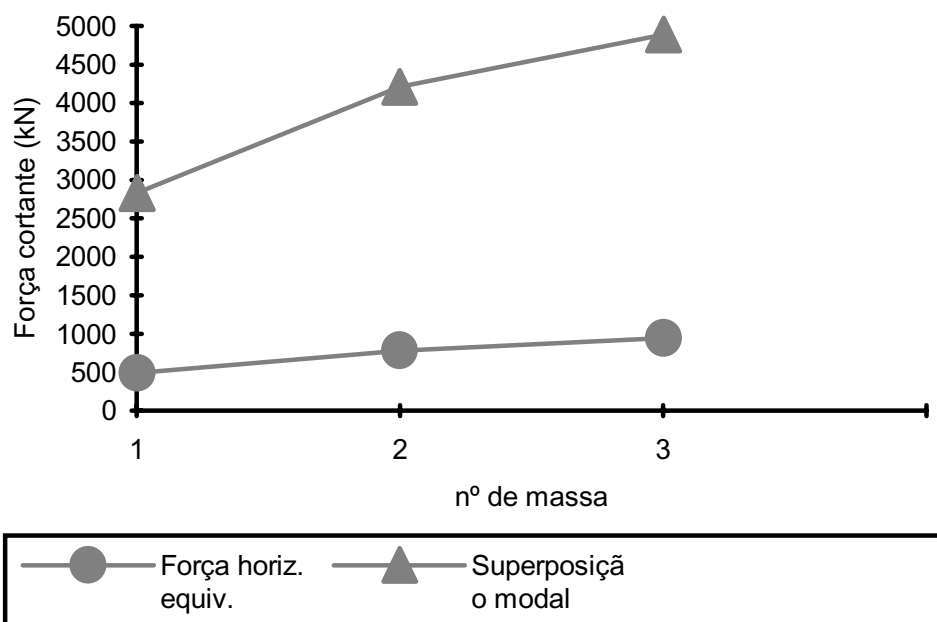


Figura 5.2.3.2 - Gráfico comparando os 2 métodos mostrados na Tabela 5.2.3.2.

Podemos verificar na Tabela 5.2.3.2 que os resultados apresentam uma diferença no mesmo país de 476,89% no modo de vibração $n = 1$; 439,83% no modo de vibração $n = 2$; 417,93% no modo de vibração $n = 3$.

5.2.4 Comparação entre deslocamentos calculados pelo método da superposição modal

Na Tabela 5.2.4 apresentam-se os resultados obtidos de superposição modal dos deslocamentos.

Tabela 5.2.4 - Superposição dos deslocamentos

nº de massa	Chile (m)	Peru (m)
1	0,1138	0,0986
2	0,0319	0,0216
3	0,0018	0,0015

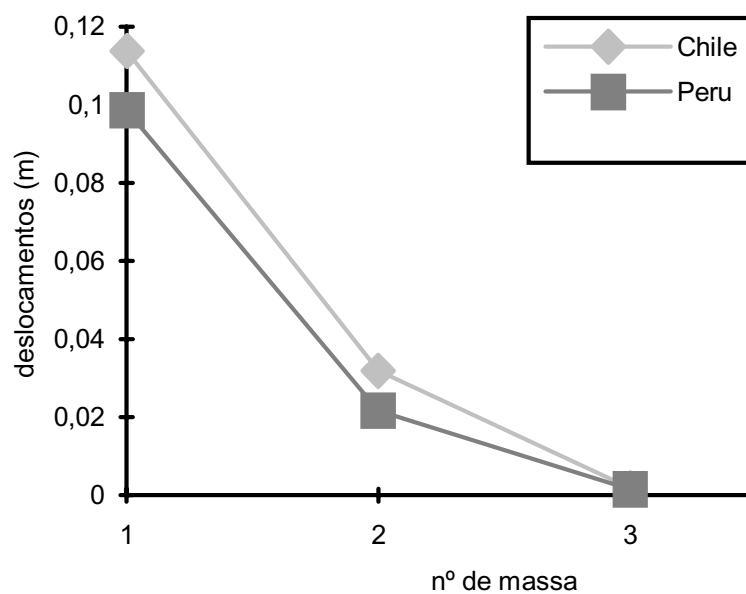


Figura 5.2.4 - Gráfico comparando os deslocamentos da Tabela 5.2.4.

Podemos verificar na Tabela 5.2.4 que os resultados apresentam uma diferença entre países de 15,46% no modo $n = 1$; 47,06% no modo $n = 2$; 16,67% no modo $n = 3$.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Conclusões

- [a] O emprego do método de força horizontal equivalente resulta em valores das forças cortantes na base e dos deslocamentos sensivelmente diferentes em cada país, porque varia a forma como cada um considera a intensidade da atividade sísmica;
- [b] pela mesma razão, o método de superposição modal clássico pode conduzir a resultados bastante diferentes para a mesma estrutura em países diferentes;
- [c] o estágio de desenvolvimento da normalização anti-sísmica no Chile e no Peru é equivalente, com ligeira superioridade para a norma chilena que incentiva a adoção de métodos de análise dinâmica mais avançados.

6.2 Sugestões

- [a] Elaborar um estudo comparativo das classificações das zonas de risco sísmico em toda a América Latina;
- [b] estudar o impacto econômico do método de força horizontal equivalente em estruturas metálicas de edifícios de média altura;
- [c] estudar a prevenção das patologias geradas por sismos frequentes de baixa intensidade em edificações estruturadas em aço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ANAGNOSTOPOULOS, S. A. (1981) **“Response Spectrum Techniques for three Componente Earthquakes Design”**, EESD, vol. 9, 459-476.
- [2] BLUME, J.A.; SHARPE, R. L.; KOST, G. (1971) **“Earthquake Engineering for Nuclear Reactor Facilities”**, J. A. Blume & Associates, Engineers, San Francisco.
- [3] CHIA-MING, UANG (1990) **“Comparison of Seismic Force Reduction Factors Used in USA and Japan”**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 20, 389-397.
- [4] CHIA-MING, UANG (1989), **“Evaluation of Seismic Energy in Structural”**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 19, 77-90.
- [5] CHIA-MING UANG; MAAROUF A. (1993), **“Deflection Amplification Factors for Seismic Design Provision”**, Journal of Structural Engineering”, vol. 120.
- [6] CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. (1975), **“Dynamics of Structures”**, ;McGraw-Hill Internation Editions.
- [7] FERRERAS, O.; ESPANES, D. M. (1985), **“Análisis Modal Espectral segun INPRES-CIRSOC 103”**, Jornadas Sulamericanas de Ingenieria Estrutural, Buenos Ayres.
- [8] KRISHNA, J.; CHANDRASEKARAN, A. R. (1976), **“Elements of Earthquake Engineering”**, Sarita Prakashan.
- [9] LACABA, R. G. (1983), **“Los Terremotos”**, Editorial Oriente.

- [11] NORMA CHILENA OFICIAL (1993), **“Instituto Nacional de Normalizaçã Diseño Sísmico de Edificios”**, Earthquake resistant design of buildings.
- [12] REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES - DISEÑO SISMORESISTENTE - (1991), **“Instituto Nacional de investigacion y Normalizacion de La Vivenda”**.
- [13] STAMATO, M. C., (1966), **“Distribuição das Cargas do Vento entre Painéis de Contraventamento”**, apostila de São Carlos.