

**UNIJUÍ - UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO
DO RIO GRANDE DO SUL**

**DETEC – DEPARTAMENTO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

EVANDRO RIBAS MACHADO

**DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS INDUZIDAS
POR SISMO EM EDIFICAÇÕES METÁLICAS**

Análise linear via Método de Elementos Finitos (MEF)

Ijuí/RS

2006

EVANDRO RIBAS MACHADO

**DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS INDUZIDAS
POR SISMO EM EDIFICAÇÕES METÁLICAS**

Análise linear via Método de Elementos Finitos (MEF)

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil apresentado como requisito parcial para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof^o. D.Sc. Marco Antonio Silva Pinheiro

Ijuí

2006

FOLHA DE APROVAÇÃO

Trabalho de conclusão de curso defendido e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelos membros da banca examinadora.

Prof. D.Sc. Marco Antonio Silva Pinheiro - Orientador

Banca Examinadora

Prof. Eng^o Denizard Batista de Freitas.
UNIJUÍ/DeTec

Prof. M. Sc. Luís Eduardo Modler.
UNIJUÍ/DeTec

Dedico este trabalho a meu irmão que partiu ainda criança, deixando muita saudade em meu coração. Joãozinho, tua voz, teu sorriso e teu olhar nunca serão esquecidos. Sempre levarei comigo essa juventude no modo de encarar os desafios, o prazer das descobertas e o amor em aprender sobre a vida.

AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa não teria sido possível sem o apoio do Profº Marco Antonio Silva Pinheiro, pelos ensinamentos, traduções e pelo esforço despendido nas correções durante a orientação.

A Liciane pelo seu amor, paciência e confiança servindo como incentivo e inspiração em todos os momentos.

A minha mãe Cida, meus irmãos Nice, Elvis, Eliane e Eder e principalmente a meu pai Antonio, todos sempre demonstraram apoio e carinho.

A meu amigo Engº Luciano Jorge que sempre esteve pronto ajudar indicando e emprestando livros para este trabalho.

Aos colegas Rafael e André pelas horas de estudo e pela descontração em dias tensos.

A meus amigos e ex-colegas de trabalho que me incentivaram e desafiaram a buscar sempre um pouco mais.

A todos os professores e colegas que durante todos estes anos de curso participaram e ajudaram nesta caminhada com seus ensinamentos, amizade, incentivo e companheirismo.

RESUMO

Embora pareçam fenômenos eventuais, no mundo são registrados mais de 20.000 sismos por ano, causados em sua maioria pela movimentação das placas tectônicas que dividem nosso planeta. Destes registros, muitos resultam em grandes catástrofes urbanas, principalmente pelo colapso estrutural de edificações.

Neste trabalho são investigados aspectos relativos à estabilidade e ao comportamento de estruturas de edifícios sob ação sísmica, sobretudo os deslocamentos, esforços solicitantes e deformações horizontais causados pela aceleração de base, recorrendo para isso ao estudo dinâmico estrutural: equação do movimento, frequências naturais, modos principais de vibração das estruturas e superposição modal.

Exemplos de quatro estruturas metálicas aporticadas com diferentes arranjos estruturais, são induzidas a sinais de sismo reais ocorridos nos E.U.A. e México em diferentes épocas e grau de magnitude na escala Richter, através de modelagem numérica. Dessa forma, é possível a identificação das deformações e, comparando-as aos estados limites últimos da norma brasileira NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites), verificar que outros parâmetros além da magnitude são importantes e muitas vezes decisivos na avaliação dos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Estrutura Metálica, Abalo Sísmico, Deformações Horizontais.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Distribuição dos terremotos no globo.	15
Figura 2. Geração de um sismo por acumulo e liberação de esforços em uma ruptura.	16
Figura 3. Registro de sismo por reflexão.	18
Figura 4. Modos principais de propagação das ondas sísmicas.	19
Figura 5. Exemplos de intervalos da onda P para alguns materiais e rochas mais comuns. ...	20
Figura 6. Registro das ondas: P, S, Love e Rayleigh.	21
Figura 7. Intensidades do sismo de 27/01/1992, com epicentro na região de Mogi-Guaçu, SP.	22
Figura 8. Registro Típico de um sismo.	24
Figura 9. Sismógrafo.	29
Figura 10. Sismicidade da América do Sul (1964 a 1995, mag>4,7).	30
Figura 11. Local do epicentro do terremoto.	33
Figura 12. Tremores de terra desde a época da colonização até 1996.	33
Figura 13. Sismos do Brasil. Epicentros do Brasil de 1724 a 1998, com magnitude >2,5.	34
Figura 14. Aproximação Espectral: entrada vezes resposta em frequência = saída.	49
Figura 15. Decaimento de resposta no tempo.	52
Figura 16. Resposta em frequência de um sistema com um grau de liberdade.	54
Figura 17. Modelos de sistema com 1 grau de liberdade sob excitação de base.	55
Figura 18. Estrutura sob ação sísmica.	57
Figura 19. Modelo dos pórticos para estudo da ação sísmica com massas concentradas no topo da estrutura.	58
Figura 20. Sinal da Aceleração no domínio da Frequência (El Centro) calculada a partir do sinal no tempo pela FFT.	60
Figura 21. Sinal da Aceleração no domínio da Frequência (México) calculada a partir do sinal no tempo pela FFT.	60
Figura 22. Sinal da Aceleração no Tempo (El Centro 1940), Califórnia, E.U.A, (M=7,1). ...	61
Figura 23. Sinal da Aceleração no Tempo (México 1985), (M=8,1).	61
Figura 24. Registro da componente da aceleração horizontal do sismo do México em 1985, na estação SCT.	62
Figura 25. Registro da componente da aceleração horizontal do sismo do México em 1985, na estação da cidade universitária CU.	63
Figura 26. Deformada do Pórtico 1 sismo de El Centro no instante t=12,6s.	69
Figura 27. Diagrama de momento Pórtico 1 sismo de El Centro no instante t=12,6s.	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Escala de Intensidade Mercalli Modificada (abreviada).	23
Tabela 2. Magnitude na escala Richter e efeitos sentidos.	26
Tabela 3. Valores de magnitude na escala Richter de terremotos relevantes.....	27
Tabela 4. Energia relacionada à magnitude dos terremotos.	27
Tabela 5. Alguns Terremotos importantes no mundo.	28
Tabela 6. Principais terremotos em regiões continentais estáveis.....	31
Tabela 7. Sismos mais importantes do Brasil.....	35
Tabela 8. Geometria e vínculos dos perfis	59
Tabela 9. Propriedades dinâmicas do modelo sem massas concentradas.....	65
Tabela 10. Propriedades dinâmicas dos novos modelos com massas concentradas.	66
Tabela 11. Esforços gerados nas estruturas em comparação com os de projeto - NBR 8800 sismo de El Centro.....	67
Tabela 12. Esforços gerados nas estruturas em comparação com os de projeto - NBR 8800 sismo do México.....	68

SIMBOLOGIA

A	- amplitude da onda de cortante
a_o	- amplitude máxima de aceleração do sismo.
b_s	- fator que define o tipo de solo
c_d	- fator para corrigir a distância até o epicentro
C_e	- matriz de coeficientes de amortecimento da estrutura principal
c_s	- fator que depende das condições topográficas
D	- deslocamento médio da fratura
E	- energia do sismo
e	- exponencial
F_A	- força de amortecimento
F_{ef}	- vetor de forças efetivas
F_R	- força elástica
K_e	- matriz de rigidez da estrutura
L	- vetor de coeficientes que define a direção (ou plano) de translação do movimento da estrutura
M	- magnitude do sismo
MM	- escala de intensidade Mercalli Modificada
M_e	- matriz de massa da estrutura
M_o	- momento sísmico
m_R	- escala magnitude regional
M_s	- magnitude em escala Richter
M_w	- nova escala de magnitude
Q_E	- energia do sismo
R	- distância epicentral
R_d	- resistência de cálculo
S	- área da superfície
S_d	- solicitação de cálculo
T	- período da onda
u_1	- deslocamento relativo entre a estrutura e a base
u_2	- deslocamento relativo entre a base e a fundação
$\ddot{u}(t)$	- vetor de aceleração da estrutura principal

$u(t)$	- vetor de deslocamento da estrutura principal
$\dot{u}(t)$	- vetor de velocidade da estrutura principal
V	- velocidade partícula da onda - força vertical atuando da estrutura
$Y(t)$	- coordenada generalizada
ω	- frequência de excitação
ϕ_i	- forma modal do i-ésimo modo
μ	- módulo de rigidez da rocha
Δ	- distância epicentral em graus

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	TEMA DA PESQUISA	13
1.2	DELIMITAÇÃO DO TEMA	13
1.3	FORMULAÇÃO DA QUESTÃO DE ESTUDO	13
1.4	DEFINIÇÃO DOS OBJETIVOS DE ESTUDO	13
1.4.1	OBJETIVO GERAL	13
1.4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	13
1.5	JUSTIFICATIVA	14
1.6	METODOLOGIA	14
2	SISMICIDADE	15
2.1	TERREMOTOS	15
2.1.1	ONDAS SÍSMICAS	17
2.1.2	INTENSIDADE	21
2.1.3	MAGNITUDE	24
2.2	A NOVA ESCALA DE MAGNITUDE M_w	29
2.3	OCORRÊNCIA DE SISMO NO MUNDO	30
2.4	OCORRÊNCIA DE SISMO NO BRASIL	32
2.5	ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL	36
2.6	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	38
2.6.1	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	39
2.6.2	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	40
3	DINÂMICA ESTRUTURAL	41
3.1	SISTEMA DISCRETIZADO VIA MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)	41
3.1.1	EQUAÇÃO DE MOVIMENTO DE UM ELEMENTO	41
3.1.2	EQUAÇÃO DE MOVIMENTO DA ESTRUTURA	42
3.1.3	SUPERPOSIÇÃO MODAL	43
3.1.4	ALGORITMO DE SOLUÇÕES DAS EQUAÇÕES	46
3.2	RESPOSTAS NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA	47
3.2.1	CARACTERIZAÇÃO DE FORÇAS E ESTRUTURAS PELAS FUNÇÕES DE RESPOSTA EM FREQUÊNCIA	47
3.2.2	FUNÇÕES DE RESPOSTA EM FREQUÊNCIA	48
3.2.3	FORMULAÇÃO MATEMÁTICA PARA FUNÇÕES DE RESPOSTA EM FREQUÊNCIA	50
4	MODELAGEM NUMÉRICA	55
4.1	MODELAGEM DA ESTRUTURA SOB ACELERAÇÃO SÍSMICA DE BASE	55
4.2	CONCEPÇÃO DE ESTRUTURA METÁLICA PARA MODELAGEM NUMÉRICA	58
4.3	SINAL DO SISMO	59

<u>5</u>	<u>ANÁLISES DOS RESULTADOS</u>	<u>64</u>
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	64
5.2	RESPOSTAS DA ESTRUTURA	64
<u>6</u>	<u>CONSIDERAÇÕES FINAIS</u>	<u>70</u>
<u>7</u>	<u>REFERÊNCIAS</u>	<u>72</u>
<u>8</u>	<u>ANEXOS</u>	<u>74</u>

1 INTRODUÇÃO

1.1 Tema da pesquisa

Dinâmica das Estruturas.

1.2 Delimitação do tema

Um dos grandes desafios proporcionados pela natureza ao homem, sobretudo na área de engenharia, é como projetar estruturas capazes de minimizar ou mesmo absorver os efeitos causados pelos abalos sísmicos. Num primeiro momento é necessário entender, sob certas circunstâncias, como a estrutura projetada vai reagir, sobremaneira quanto aos esforços e deformações extraordinárias causados por esse fenômeno. Neste trabalho é apresentado um estudo sobre estes efeitos, através de equações simplificadas de movimento e simulação em software, aplicado em estrutura metálica predeterminada, analisando-a em âmbito global.

1.3 Formulação da questão de estudo

Diante da dificuldade de uma avaliação precisa das respostas induzidas por sismos, e da complexidade do fenômeno, prioriza-se este trabalho a uma questão mais qualitativa que quantitativa. Sendo assim, como uma edificação metálica comportar-se-á quando submetida a uma aceleração de base induzida por sismo?

1.4 Definição dos objetivos de estudo

1.4.1 Objetivo Geral

Entender como e de que forma ocorrem os esforços e deformações horizontais causados por sismos em edificações metálicas.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Estudar o mecanismo de dissipação de energia.

- Determinar numérica e qualitativamente as deformações globais, através de modelagem em software.
- Analisar as respostas em termos de deslocamentos e esforços, obtidas comparando-as com os estados limites de deformação.

1.5 Justificativa

Os sismos de maneira geral afetam as estruturas, seja qual for sua concepção: concreto armado ou estruturas metálicas. Esse efeito, dependendo de sua magnitude, pode causar desde pequenas deformações em determinados níveis (comprometendo ou não a estrutura), até o colapso imediato, causado pela instabilidade global e posteriormente a ruína. Neste momento, além de prejuízos de grande monta, há possibilidade de perda de vidas humanas. Por isso, esta investigação procura entender melhor os mecanismos que interagem neste processo, assim como os efeitos deste fenômeno, visto ao aumento da utilização de estruturas metálicas na construção civil e um melhor entendimento dos efeitos por considerar apenas o aço na avaliação (avaliação linear),

Também diante da dificuldade de medição experimental, busca-se uma análise dos efeitos, com os recursos na área de modelagem numérica.

1.6 Metodologia

A fim de cumprir os objetivos propostos realizou-se primeiramente uma pesquisa bibliográfica no que tange às questões teóricas pertinentes ao tema.

O segundo passo consistiu em definir quatro edificações metálicas (pórticos) com arranjos diferentes para cada sinal de sismo. Logo após selecionou-se em um banco de dados, dois sinais de sismos já ocorridos e, cuja magnitude causou colapso estrutural em determinada região.

Definidas as estruturas e os sismos, os mesmos foram inseridos (modelagem numérica) em software para a determinação dos efeitos deste terremoto separadamente em cada edificação.

Estes efeitos, determinados qualitativa e quantitativamente, foram comparados com os estados limites últimos, relacionados ao colapso total ou parcial das estruturas. Isto a fim de compreender quais são as deformações extraordinárias e a extensão possível dos danos.

2 SISMICIDADE

2.1 Terremotos

Queda de objetos, instabilidade/desequilíbrio, deslocamento de estruturas e do solo, são sinais de um abalo sísmico. A excitação sísmica pode ser gerada por diversos fenômenos, desde a formação geológica da região, onde os terremotos podem ter sua fonte em movimentos tectônicos, atividade vulcânica, ou até mesmo por ação humana, como por exemplo, por meio de explosões. Porém os mais comuns são os tectônicos.

Um terremoto é um tremor de terra que pode durar segundos ou minutos. Ele é provocado por movimentos na crosta terrestre, composta por enormes placas de rocha (as placas tectônicas). O tremor de terra ocasionado por esses movimentos é também chamado de "abalo sísmico". (FOLHA ONLINE, 2006).

Os terremotos, mais do que qualquer outro fenômeno natural, demonstram o caráter dinâmico da Terra. O registro de milhares de terremotos em todo mundo (Figura 1) define e emoldura as várias placas que formam a casca rígida da Terra.

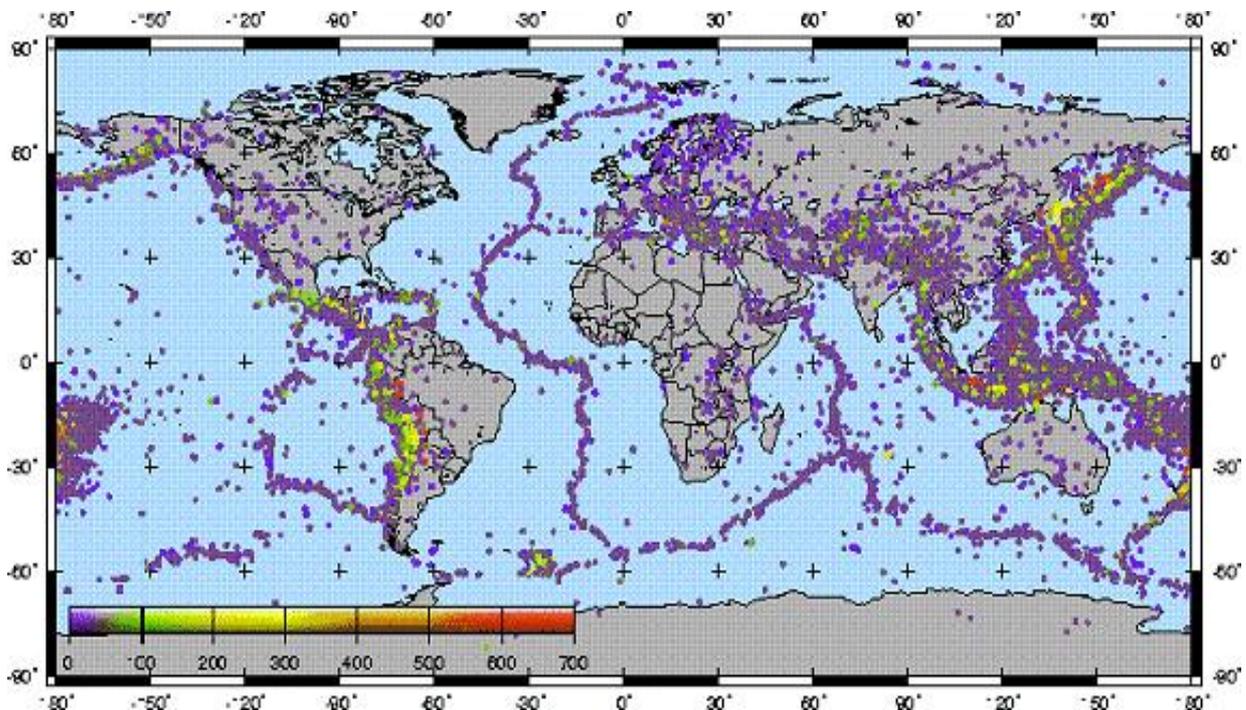


Figura 1. Distribuição dos terremotos no globo.

(Fonte: YAHOO,2006).

Com o lento movimento as placas litosféricas, da ordem de alguns centímetros por ano, tensões vão se acumulando em vários pontos, principalmente perto de suas bordas. As tensões acumuladas podem ser compressivas ou distensivas, dependendo da direção de movimentação relativa entre as placas. Quando essas tensões atingem o limite da resistência das rochas, ocorre uma ruptura (figura 2); o movimento repentino entre os blocos de cada lado da ruptura geram vibrações que se propagam em todas as direções. O plano de ruptura forma o que se chama de **falha geológica**. Os terremotos podem ocorrer no contato entre duas placas litosféricas (caso mais freqüente) ou no interior de uma delas (figura 2), sem que a ruptura atinja a superfície. O ponto onde se inicia a ruptura e a liberação das tensões acumuladas é chamado de **hipocentro** ou **foco**. Sua projeção na superfície é o **epicentro**, e a distância do foco à superfície é a **profundidade focal**.

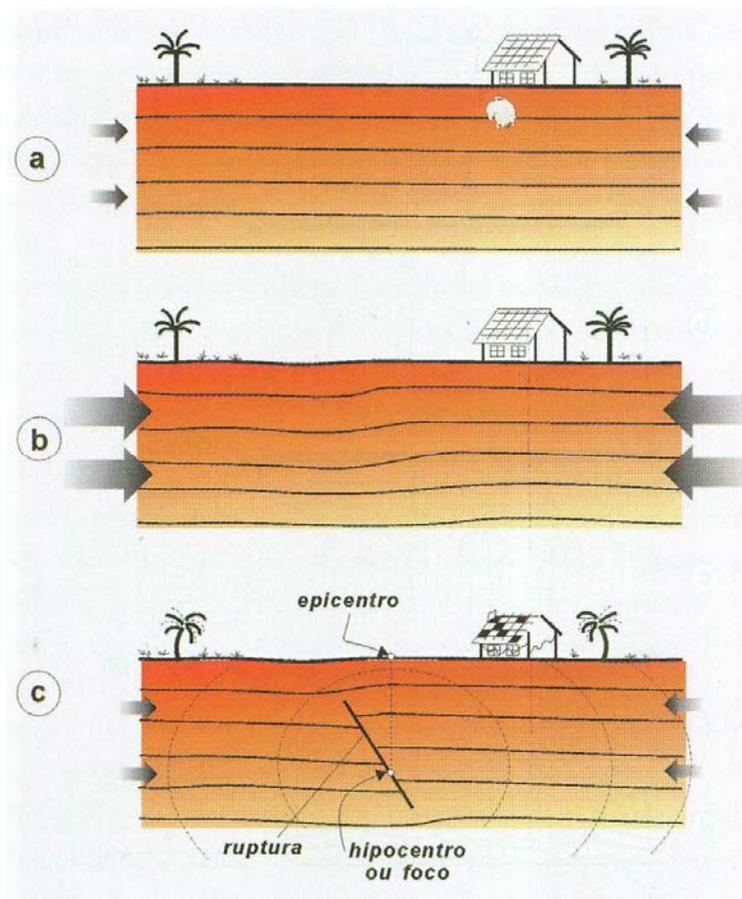


Figura 2. Geração de um sismo por acumulo e liberação de esforços em uma ruptura.
 Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 45.

A crosta terrestre está sujeita a tensões (figura 2a) compressivas neste exemplo, que se acumulam lentamente, deformando as rochas (figura 2b); quando o limite de resistência das rochas é atingido, ocorre uma ruptura com um deslocamento abrupto, gerando vibrações que se propagam em todas as direções (figura 2c). Geralmente, o deslocamento

(ruptura) se dá em apenas uma parte de uma fratura maior pré-existente (falha geológica). O ponto inicial da ruptura é chamado hipocentro ou foco do tremor, e sua projeção na superfície é o epicentro. Nem todas as rupturas atingem a superfície.

Embora a palavra “terremoto” seja utilizada mais para os grandes eventos destrutivos, enquanto os menores geralmente são chamados de abalos ou tremores de terra, todos são resultado do mesmo processo geológico de acúmulo lento e liberação rápida de tensões. O que diferencia os grandes terremotos e os pequenos tremores é principalmente o tamanho da área de ruptura, que determina a intensidade das vibrações emitidas (TEIXEIRA et al. 2000).

2.1.1 Ondas Sísmicas

Por se tratar de processos que culminam com a liberação de muita energia, essa energia de propagação se espalha em forma de ondas.

Quando ocorre uma ruptura na litosfera, são geradas vibrações sísmicas que se propagam em todas as direções na forma de ondas. O mesmo ocorre, por exemplo, com uma detonação de explosivos numa pedreira, cujas vibrações, tanto no terreno como sonoras, podem ser sentidas a grandes distâncias. São estas “ondas sísmicas” que causam danos perto do epicentro e podem ser registradas por sismógrafos em todo o mundo (TEIXEIRA et al., 2000, p. 45).

No dia 23 de janeiro de 1997, ocorreu um terremoto na fronteira Argentina/Bolívia (figura 3a), com profundidade focal de 280 km e magnitude de 6,4. As ondas deste sismo tiveram amplitudes suficientes para serem sentidas na cidade de São Paulo, nos andares superiores de prédios altos (ressonância de alguns prédios com as ondas sísmicas: os andares mais altos oscilam com maior amplitude). A figura 3b mostra os sismogramas registrados naquela região pela estação sismográfica de Valinhos, a 70 km de São Paulo. A ruptura que causou o terremoto foi muito rápida e durou cerca de 5s apenas. No entanto, foram geradas ondas sísmicas que passaram pela estação, a 1.930 km de distância, durante mais de 20 minutos. Isto ocorre porque há vários tipos de ondas sísmicas com velocidades de propagação diferentes e que percorrem trajetórias distintas. (TEIXEIRA et al. 2000).

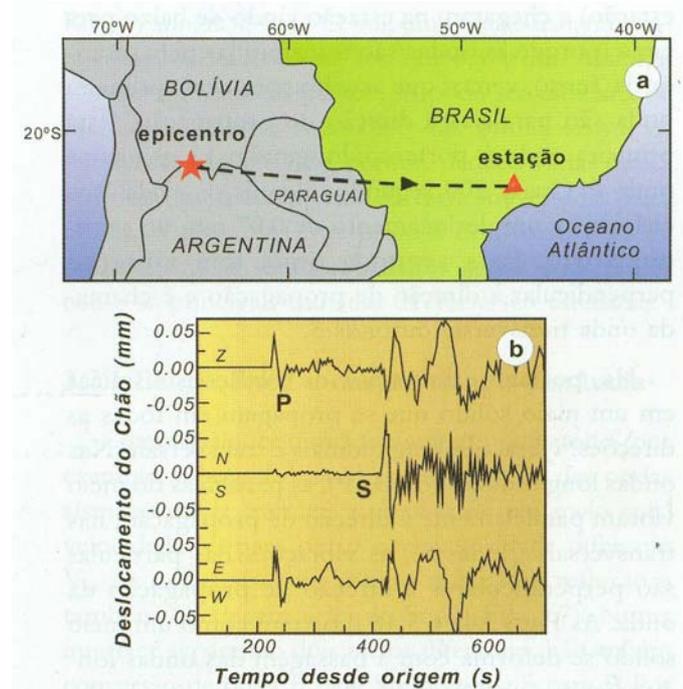


Figura 3. Registro de sismo por reflexão.

Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 45.

A figura 3a mostra um registro na estação sismográfica de Valinhos, SP, de um sismo ocorrido na fronteira Argentina/Bolívia (23.01.1997) com magnitude 6,4. O movimento do chão é descrito pelos três componentes: Z (vertical, positivo para cima), NS (positivo para o Norte) e EW (positivo para leste). As ondas P e S chegam 230s e 410s, respectivamente, após a ocorrência do terremoto (figura 3b).

Teixeira et al. (2000), descreve os dois tipos de onda (figura 4), a primeira com movimentação do chão, (chegando 230s após a ocorrência do terremoto) e deslocamento de 0,03mm para cima e para Leste. Nesta primeira onda, quase não há vibração na direção NS. Como as ondas estavam se propagando de Oeste para Leste (do epicentro para a estação) e chegaram na estação vindo de baixo para cima (ondas transmitidas pelo interior da Terra), é possível ver que as vibrações nesta primeira onda são paralelas à direção de propagação. Portanto, esta primeira onda é longitudinal e chama-se onda P. Quase 200 segundos depois da onda P, o chão sofre um deslocamento de 0,07mm no sentido Norte. Esta segunda onda tem vibração perpendicular à direção de propagação e é chamada onda transversal ou onda S. Evidenciando dessa forma, dois tipos de vibrações sísmicas em um meio sólido que se propagam em todas as direções: vibrações longitudinais e transversais. Nas ondas longitudinais (ondas P), as partículas do meio vibram paralelamente à direção de propagação; nas ondas transversais (ondas S), as vibrações das partículas são perpendiculares

à direção de propagação da onda. As figuras 4a e 4b mostram como um meio sólido se deforma com a passagem das ondas longitudinais e transversais. Numa onda sísmica há transmissão não apenas de vibrações das partículas do meio, mas também de deformações do meio: as ondas P correspondem a deformações de dilatação/compressão, e as ondas S correspondem a deformações tangenciais (também chamadas de cisalhamento).

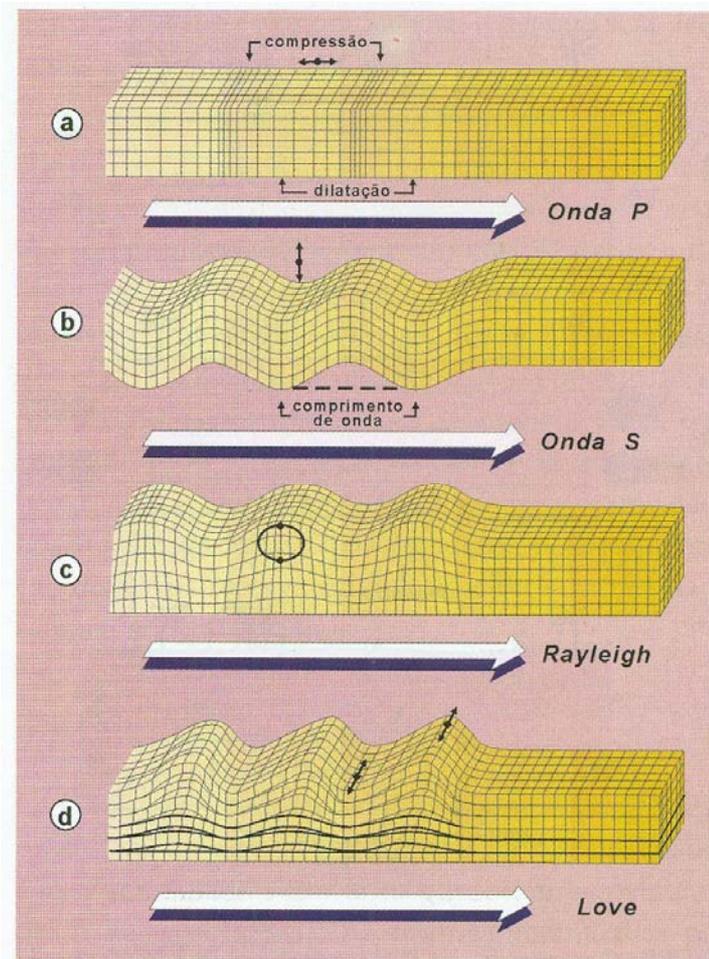


Figura 4. Modos principais de propagação das ondas sísmicas.

Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 46.

Além dos dois modos principais de propagação das vibrações sísmicas: a onda P (figura 4a), longitudinal (vibração paralela à direção de propagação), e a onda S (figura 4b), transversal (vibração perpendicular à direção de propagação), junto à superfície da Terra, propagam-se também as ondas superficiais: onda Rayleigh (figura 4c), que é uma combinação de ondas P e S onde cada partícula oscila num movimento elíptico, e ondas Love, com oscilação horizontal transversal (figura 4d). Nas ondas de superfície, as amplitudes diminuem com a profundidade. Na passagem de ondas sísmicas, o meio se deforma elasticamente.

A velocidade de propagação da onda P é maior que a da S. Por isso, a onda P é a primeira a chegar e a S é a segunda (daí o nome P e S). O som que se propaga no ar também é uma onda P, da mesma forma que as vibrações em um meio líquido. As ondas S não se propagam em meios líquidos e gasosos, apenas sólidos. É possível verificar que a velocidade de propagação da onda P depende do meio ou material por onde ela passa como mostra a figura 5.

Em geral, quanto maior a densidade de uma rocha, maior a velocidade das ondas sísmicas. É justamente esta propriedade que permite utilizar as ondas sísmicas para obter informações sobre a estrutura e a composição em grandes profundidades. Por exemplo, analisando-se as vibrações provocadas por explosões artificiais controladas em uma bacia sedimentar, podemos deduzir as velocidades sísmicas nas várias camadas sedimentares da bacia e obter informações sobre eventuais estruturas geológicas importantes (TEIXEIRA et al., 2000, p. 46).

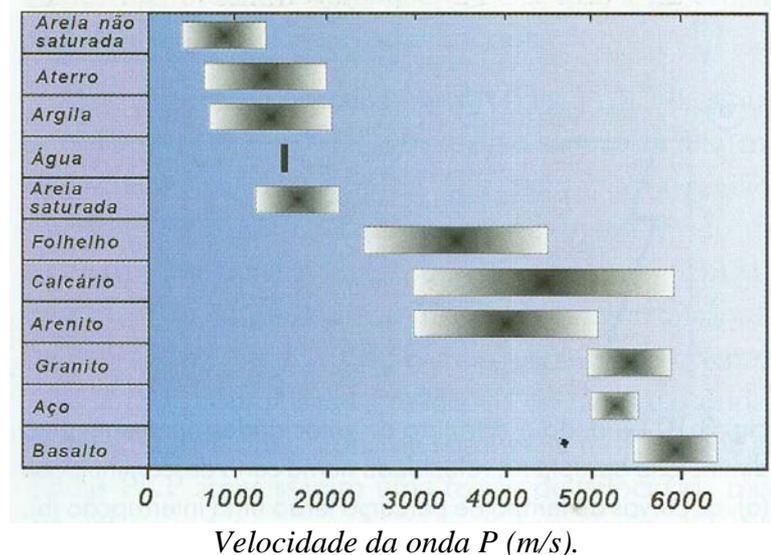


Figura 5. Exemplos de intervalos da onda P para alguns materiais e rochas mais comuns.
Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 47.

Também é possível observar no sismograma da figura 6, que as ondas superficiais aparecem como um trem de ondas de maior duração e com períodos diferentes. Uma característica das ondas superficiais é que a velocidade de propagação depende também do período da oscilação (no exemplo, vê-se que as oscilações de maior período estão chegando primeiro). As ondas Love em geral, têm velocidade de propagação maior do que as ondas Rayleigh.

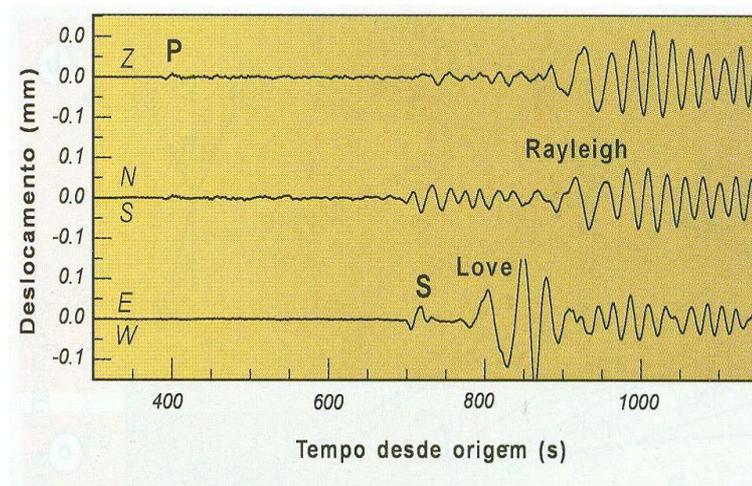


Figura 6. Registro das ondas: P, S, Love e Rayleigh.
 Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 47.

A figura 6 mostra um sismo ocorrido nas ilhas Sandwich (Atlântico Sul) em 27/09/1993, registrado numa estação perto de Poços de Caldas, MG (Brasil), a 3.570 km de distância. No trem de ondas superficiais Rayleigh (componentes Z e NS) e no trem das ondas Love (componente EW), as oscilações com períodos maiores chegam antes por terem velocidades de propagação maiores.

2.1.2 Intensidade

Para se ter um parâmetro dos efeitos provocados por terremotos, foi criada em 1906 pelo sismólogo italiano Giuseppe Mercalli e modificada posteriormente em 1931 por Harry Wood e Frank Neuman a escala Mercalli (MM). Expressa em números romanos, sua classificação depende não somente da distância do epicentro, mas também das condições locais, tais como o tipo de construção e a densidade populacional.

Esta medida é simplesmente uma maneira de descrever os efeitos em pessoas (como elas sentiram) em objetos e construções (barulho e queda de objetos, trincas ou rachaduras em casas, etc.) e na natureza (movimento de água, escorregamentos, mudanças de topografia, etc.), sem medição direta feito com instrumentos.

A figura 7 mostra um exemplo de mapa de intensidade (dito mapa “macrossísmico”) do sismo de Mogi-Guaçu SP, de 1922, sentido até mais de 300 km de distância. Na região epicentral, a intensidade atingiu o grau VI MM, provocando rachaduras em várias casas e despertando muitas pessoas em pânico. As isolinhas de intensidade (linhas que cercam intensidades iguais) são chamadas **isossistas**.

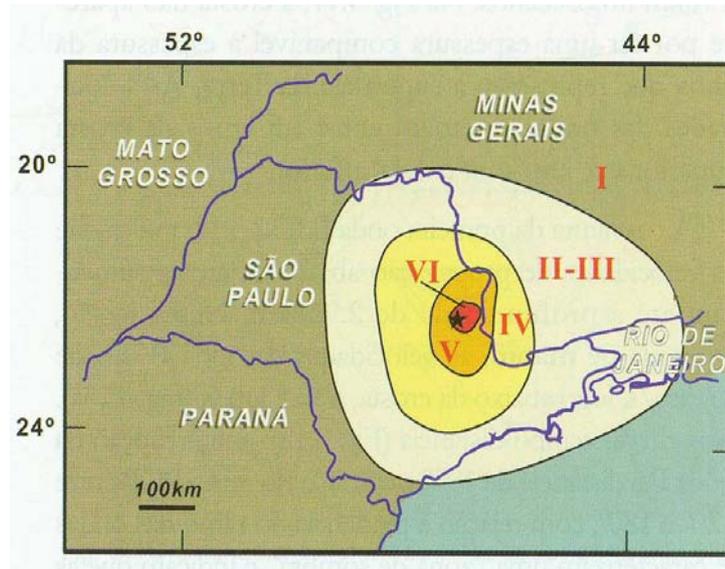


Figura 7. Intensidades do sismo de 27/01/1992, com epicentro na região de Mogi-Guaçu, SP.
 Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p 50.

Nesta figura 7, os números são intensidades “Mercalli Modificada”. As maiores intensidades foram VI. O epicentro (estrela) foi estimado com base na distribuição das intensidades e em dados da estação sismográfica do Observatório Nacional no Rio de Janeiro

A representação da Escala Mercalli Modificada (MM), pode ser observada logo abaixo (tabela 1). Esta escala é a mais usada atualmente, juntamente com valores aproximados das acelerações do movimento do solo. Cada grau da escala MM corresponde aproximadamente ao dobro da aceleração do grau anterior, ou seja a intensidade IV é duas vezes maior que a intensidade III.

A maior utilidade da escala de intensidades é no estudo de sismos históricos, ocorridos antes da existência de estações sismográficas (TEIXEIRA et al. 2000).

Tabela 1. Escala de Intensidade Mercalli Modificada (abreviada).

Grau	Descrição dos Efeitos	Aceleração (g)
I	Não sentido. Leves efeitos de período longo de terremotos grandes e distantes.	
II	Sentido por poucas pessoas paradas, em andares superiores ou locais favoráveis.	<0,003
III	Sentido dentro de casa. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração parecida à da passagem de um caminhão leve. Duração estimada. Pode não ser reconhecido como um abalo sísmico.	0,004 - 0,008
IV	Objetos suspensos oscilam. Vibração parecida à passagem de um caminhão pesado. Janelas, louças, portas fazem barulho. Paredes e estruturas de madeira rangem.	0,008 - 0,015
V	Sentido fora de casa; direção estimada. Pessoas acordam. Líquido em recipiente é perturbado. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham,abrem.	0,015 - 0,04
VI	Sentido por todos. Muitos se assustam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza janelas, louças quebradas. Objetos e livros caem de prateleiras. Reboco fraco e construção de má qualidade racham.	0,04 - 0,08
VII	Difícil manter-se em pé. Objetos suspensos vibram. Móveis quebram. Danos em construção de má qualidade, algumas trincas em construção normal. Queda de reboco, ladrilhos ou tijolos mal assentados, telhas. Ondas em piscinas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos.	0,08 - 0,15
VIII	Danos em construções normais com colapso parcial. Algum dano em construções reforçadas. Queda de estuque e alguns muros de alvenaria. Queda de chaminés, monumentos, torres e caixas d'água. Galhos quebram-se das árvores. Trincas no chão	0,15 - 0,30
IX	Pânico geral. Construções comuns bastante danificadas, às vezes colapso total. Danos em construções reforçadas. Tubulação subterrânea quebrada. Rachaduras visíveis no solo.	0,30 - 0,60
X	Maioria das construções destruídas até nas fundações. Danos sérios a barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra. Água jogada nas margens de rios e canais. Trilhos levemente entortados.	0,60 - 1,0
XI	Trilhos bastante entortados. Tubulações subterrâneas completamente destruídas.	~1 - 2
XII	Destruição quase total. Grandes blocos de rocha deslocados. Linhas de visada e níveis alterados. Objetos atirados ao ar.	~2

Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 51.

2.1.3 Magnitude

Sabendo que na ocorrência do terremoto há liberação de energia através de ondas sísmicas, cabe-nos entender como essa energia se traduz em força de deslocamento na estrutura.

(...) o aspecto mais relevante da ação sísmica é o efeito que esta ação pode causar nas edificações, ou seja, o efeito sobre a resposta da estrutura em termos de deslocamento, tensões (ou deformações) e esforços internos. O potencial de danos é uma função da “potência” do sismo que envolve a quantificação da magnitude do sismo, para isso, são utilizadas grandezas escalares, tais como a quantidade de energia liberada, QE. (BLANDÓN, 2003, p. 07).

$$Q_E :: \int_{t_1}^{t_2} A^2 dt$$

t_1 = tempo inicial do registro

t_2 = tempo final do registro

A=amplitude

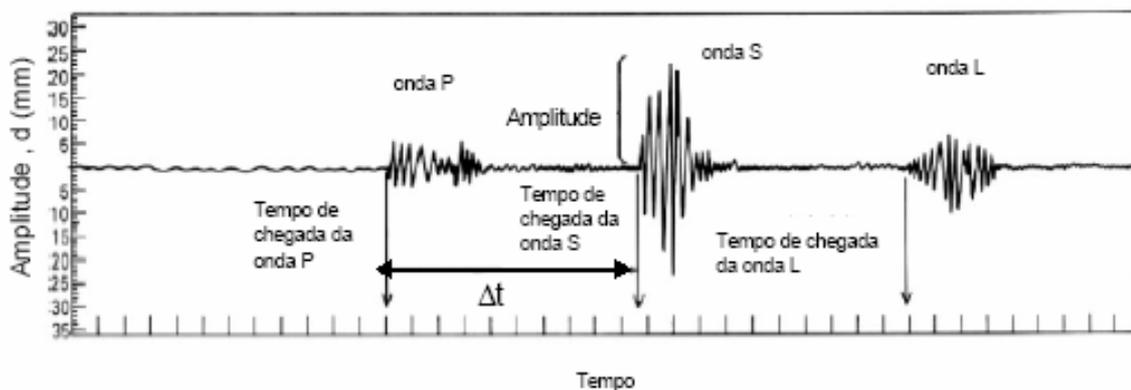


Figura 8. Registro Típico de um sismo.

Fonte: (BLANDÓN, 2003, p. 07).

Por isso uma das maneiras de traduzir os impactos de um abalo sísmico é saber qual sua magnitude.

Magnitude é uma medida quantitativa do tamanho do terremoto. Ela está relacionada com a energia sísmica liberada no foco e também com a amplitude das ondas registradas pelos sismógrafos. Para cobrir todos os tamanhos de terremotos, desde os micros tremores de magnitudes negativas até os grandes terremotos com magnitudes superiores a 8.0, foi idealizada uma escala logarítmica, sem limites. No entanto, a própria natureza impõe um limite superior a esta escala já que ela está condicionada ao próprio limite de resistência das rochas da crosta terrestre. (YAHOO, 2006).

Teixeira et.al (2000), descreve que a magnitude e energia podem ser relacionadas pela fórmula descrita por Gutenberg e Richter em 1935:

$$\log E = 11,8 + 1,5M$$

onde:

E = energia liberada em erg;

M = magnitude do terremoto.

A escala Richter, criada em 1935 na Califórnia nos E.U.A. pelo Dr. Charles F. Richter associa a magnitude do sismo à amplitude da onda sísmica, medida numa escala logarítmica de base 10. É importante ressaltar que a cada (1,0) de magnitude incrementada corresponde a um aumento de energia de 32 vezes. O terremoto de maior magnitude na escala Richter até agora registrado foi de 9,5 no Chile em 1960 e corresponde a uma explosão de 1.119.059.000 toneladas de TNT (dinamite) (BLANDÓN, 2003, p. 08).

Em 1935, para comparar os tamanhos relativos dos sismos, Charles F. Richter, sismólogo americano, formulou uma escala de magnitude baseada na amplitude dos registros das estações sismográficas. O princípio básico da escala é que as magnitudes sejam expressas na escala logarítmica, de maneira que cada ponto na escala corresponda a um fator de 10 vezes nas amplitudes das vibrações. (TEIXEIRA et al., 2000, p. 52).

Ainda, Teixeira et al. (2000), descreve que referente a fórmula, há diferentes possibilidades para se calcular a magnitude Richter, dependendo do tipo da onda sísmica medida no sismograma. Uma das fórmulas mais utilizadas para terremotos registrados a grandes distâncias é da magnitude M_s :

$$M_s = \text{Log} (A/T) + 1,66 \log (\Delta) + 3,3 \quad \text{onde:}$$

A = amplitude da onda superficial Rayleigh (μm) registrada entre 20° e 100° de distância;

T = período da onda superficial (deve estar entre 18 e 22s).

Δ = distância epicentral, em graus; é o ângulo no centro da Terra entre o epicentro e a estação ($1^\circ = 111 \text{ km}$).

Esta escala M_s só é aplicada para sismos com profundidades menores de $\sim 50\text{km}$. Sismos mais profundos geram relativamente poucas ondas superficiais e sua magnitude ficaria subestimada. Nestes casos, são usadas outras fórmulas para onda P.

Para sismos pequenos e moderados no Brasil não se pode utilizar a escala M_s (pois dificilmente são registrados a mais de 20° de distância (2.220 km), e as ondas superficiais têm períodos menores de 20 s). Nestes casos, usa-se uma escala de magnitude regional, m_R , elaborada para as condições de atenuação das ondas sísmicas na litosfera brasileira, e válida entre 200 e 1.500 km de distância:

$$m_R = \log V + 2,3 R - 2,48 \quad \text{onde:}$$

V = velocidade de partícula da onda P, em $\mu\text{m/s}$ ($V = 2\pi A/T$), e R é a distância epicentral (km). (TEIXEIRA et al., 2000, p. 52).

Ainda conforme Teixeira et al. (2000), pela maneira como foi definida, a magnitude Richter não tem um limite inferior nem superior. Tremores muito pequenos (microtremores) podem ter magnitude negativa. O limite superior depende apenas da própria natureza. Tremores pequenos, sentidos num raio de poucos quilômetros e sem causar danos, têm magnitude da ordem de 3. Sismos moderados, que podem causar algum dano (dependendo da profundidade do foco e do tipo de terreno na região epicentral) têm magnitudes na faixa de 5 a 6. Os terremotos com grande poder de destruição têm magnitudes acima de 7. As maiores magnitudes já registradas neste século chegaram a $M_s = 8,5$ (terremotos nos Himalaia em 1920 e 1950, e no Chile em 1960), as tabelas 2 e 3 mostram, respectivamente, a classificação da escala Richter com os danos esperados, e magnitude de alguns terremotos relevantes.

Tabela 2. Magnitude na escala Richter e efeitos sentidos.

Magnitude (M)	Descrição dos Efeitos
1-3	Detectável apenas pelo sismógrafo
4	Sentido pela maioria das pessoas
5	O solo vibra causando danos em torres altas e edifícios poucos armados
6	Causa danos fortes em edifícios
7	Este terremoto danifica até estruturas bem construídas
8	Danifica fortemente construções projetadas para resistir um terremoto
9	Destruição total

Fonte: BLANDÓN, 2003, p. 9.

Tabela 3. Valores de magnitude na escala Richter de terremotos relevantes.

Sismo	Ano	Magnitude
El Centro	1940	7,1
Alasca	1964	8,4
San Fernando	1971	6,6
México	1985	8,1
Northridge	1994	6,7
Kobe	1995	7,2

Fonte: BLANDÓN, 2003, p. 9.

Também é possível relacionar a magnitude (M_s), amplitude máxima do movimento do chão (A) a 50 km de distância, tamanho da fratura (L), deslocamento médio na fratura (D) e energia como mostra a tabela 4.

Tabela 4. Energia relacionada à magnitude dos terremotos.

M_s	A Amplitude a 50 km	L Comprimento da ruptura	D Deslocamento da falha	Energia (j)	Tempo p/taipu gerar a energia (12.000 Mw)
9	1 m	400	10 m	$1,6 \times 10^{18}$	4,5 anos
7	1 cm	30	1 m	$2,1 \times 10^{15}$	2 dias
5	0,1 mm	5	1 cm	$2,8 \times 10^{12}$	4 min
3	0,1 mm	1	1 mm	$3,6 \times 10^9$	0,3 s

Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 52.

Já a tabela 5 contém a relação de alguns tremores no mundo já registrados.

Tabela 5. Alguns Terremotos importantes no mundo.

Data			Local	Magnitude		Mortos	Observações
ano	mês	dia		M _s	M _w		
1556	01	23	China, Shensi			830.000	Maior mortalidade da história.
1755	11	01	Portugal, Lisboa	8,7		70.000	Tsunami devastador; maior terremoto em crosta oceânica.
1811	12	16	E.U.A Missouri, Nova Madrid	8,5	8,1		Um dos dois maiores terremotos intraplaca, intensidade X - MM.
1906	04	18	Califórnia, S. Francisco	7,8	7,9	700	Grande Incidência; falha de San Andrés
1908	12	28	Itália, Messina	~7		120.000	
1923	09	01	Japão, Kwanto	8,2	8,5	143.000	Grande incêndio de Tóquio.
1950	08	15	Índia e Tibet	8,6	8,6	1.500	Um dos maiores do Himalaia.
1960	05	22	Sul do Chile	8,5	9,7	5.700	Maior terremoto do século XX.
1964	03	28	Alaska	8,4	9,2	131	Segundo maior terremoto.
1975	02	04	China, Liaoning	7,2	6,9	Poucos	Único grande terremoto previsto com sucesso.
1976	07	27	China, Tangsham	7,8	7,4	250.000	Não foi possível prever.
1990	06	20	Norte do Irã	7,7	7,3	40.000	
1992	06	28	Califórnia, Landers	7,5	7,3	1	Ruptura na superfície, mais de 70 km.
1993	09	29	Índia central, killari	6,4	6,1	10.000	Região intraplaca; falha nova gerada pelo sismo
1995	08	17	Turquia	7,8	7,5	5.400	100.00 prédios destruídos.
1999	08	17	Turquia	7,8	7,5	15.000	Falha de Anatólia do Norte

Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 53.

Os instrumentos utilizados para se ter os registros de sismos são os sismógrafos. Nele são identificadas a hora, a duração e a amplitude de vibrações dentro da terra e do solo. São formados por um corpo pesado pendente a uma mola, que é presa a um braço de um suporte preso num leito de rocha (figura 9). Se a crosta terrestre é abalada por um terremoto, o cilindro se move e o pêndulo, pela inércia, se mantém imóvel e registra em um papel fotográfico as vibrações do solo (UOL, 2003).

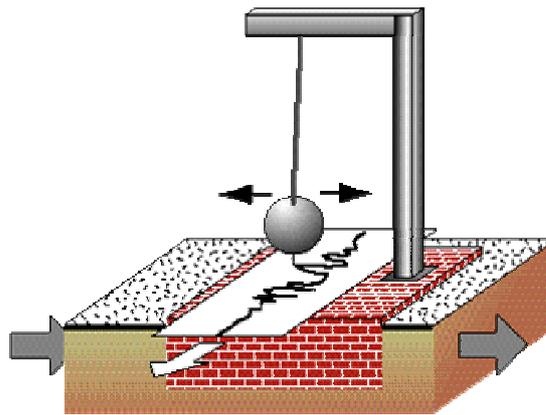


Figura 9. Sismógrafo.

Fonte: UOL, 2003.

2.2 A nova escala de magnitude M_w

Quando há registro de terremotos com unidades estabelecidas, esta grandeza deve-se a nova escala de magnitude “ M_w ”, pois a escala Richter não tem unidade, apenas é comparativa entre terremotos.

A escala de magnitude Richter, por definição, não tem unidade e apenas compara os terremotos entre si. Atualmente, os sismólogos usam uma nova escala de magnitude que melhor reflete os tamanhos absolutos dos terremotos, baseada nos processos físicos que ocorrem durante a ruptura. Essa magnitude é baseada no momento sísmico M_o : (TEIXEIRA et al., 2000, p. 54).

$$M_o = \mu D S \text{ (unidade de N.m)} \quad \text{onde:}$$

μ = módulo de rigidez da rocha que se rompeu;

D = deslocamento médio na falha; e

S = área total da superfície de ruptura.

$$M_w = 2/3 \log M_o - 6.0$$

Nesta escala, o maior terremoto já registrado ocorreu em 1960 no sul do Chile com uma ruptura de mais de 1.000 km de comprimento, dando uma magnitude de 9,7 M_w (TEIXEIRA et al. 2000).

2.3 Ocorrência de Sismo no Mundo

Como mostrado na figura 1, a atividade sísmica mundial, através das concentrações dos epicentros, delimita áreas da superfície terrestre como se fossem as peças de um “quebra-cabeça global”. A distribuição dos sismos é uma das melhores evidências dos limites destas “peças” chamadas placas tectônicas. Cerca de 75% da energia liberada com terremotos ocorre ao longo das estruturas marginais do Oceano Pacífico, caracterizando o “Cinturão Circum-Pacífico” ou “Cinturão de Fogo do Pacífico”, em alusão à presença de vulcões coincidentes com os sismos. A quase totalidade da atividade sísmica mundial ocorre no limite ou regiões próximas ao limite das placas denominando-se sismicidade interplacas.

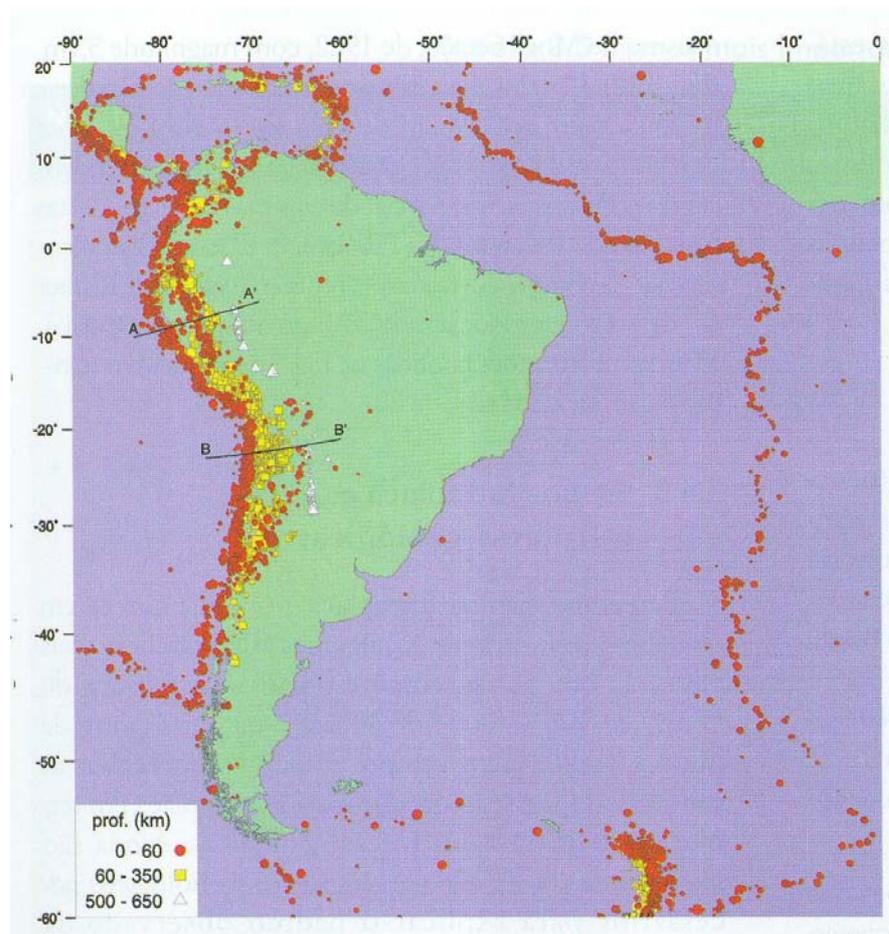


Figura 10. Sismicidade da América do Sul (1964 a 1995, mag>4,7).

Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p 55.

Na América do Sul no período de 1964 a 1995 é possível notar a incidência da maioria dos abalos sísmicos (figura 10), principalmente na região das Cordilheiras dos Andes (divisão da placa de Nazca com a placa Continental), assim como a profundidade desses abalos. O círculo vermelho, quadrado amarelo e triângulo branco indicam epicentros de sismos rasos (<60 km), intermediários e profundos (>350 km).

Porém é preciso destacar outro fenômeno de sismo que, embora remota, a incidência de um grande tremor dessa natureza não é nula. Trata-se de “**sismos intraplacas**”, decorrência de tensões geradas nas bordas das placas e que são transmitidas por todo o seu interior. Esta “**sismicidade intrapaca**” é considerada pequena, ou seja, sismos rasos com até 30 – 40 km de profundidade e magnitudes baixas a moderadas, quando comparadas à sismicidade nas bordas das placas. Entretanto, há registros de sismos altamente destrutivos no interior das placas como o de Nova Madrid, Missouri, E.U.A. – tabela 6 (TEIXEIRA et al. 2000).

Tabela 6. Principais terremotos em regiões continentais estáveis.

Ano	Latitude (°)	Longitude (°W)	Magnitude M_s	Localidade
1811	36,5 N	89,6 W	8,5	Nova Madrid. MO, E.U.A.
1812	36,5 N	89,6 W	8,8	Nova Madrid. MO, E.U.A.
1819	23,6 N	69,6 E	8,0	Kutch, India
1886	32,9 N	80,0 W	7,7	Charleston, SC, E.U.A.
1909	39,0 N	8,8 W	6,6	Costa de Portugal
1918	23,5 N	117,0 E	7,3	Nanai, costa SE China
1929	44,7 N	56,0 W	7,1	Costa leste Canadá
1932	28,5 S	32,8 N	6,8	África do Sul
1933	73,2 N	70,0 W	7,3	Baía de Baffin, Canadá
1935	31,5 N	15,3 S	7,0	Golfo de Sidra, Líbia, África
1968	31,6 S	117,0 E	6,8	Meckering, Austrália
1988	19,8 S	133,9 E	6,8	Tenant Creek, Austrália

Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 55.

2.4 Ocorrência de Sismo no Brasil

Apesar de ser, até pouco tempo considerado assísmico, por não ocorrer sismos considerados destrutivos, estudos sismológicos desde o final da década de 60 (com a implantação na Universidade de Brasília de um arranjo sismográfico de alta sensibilidade), mostram que tremores pelo menos de baixa e média intensidade, têm sido registrados em nosso país com maior frequência, distribuídos em várias regiões.

É necessário lembrar, que a atividade sísmica não decorre apenas pelo acúmulo de pressões oriundas das forças tectônicas que atritam os bordos dos grandes conjuntos de rochas da crosta terrestre, as chamadas Placas Tectônicas. Segundo Montardo (2006), tremores de baixa, média e alta intensidade podem ser consequência também de outros processos ligados à dinâmica do nosso Planeta:

- pela difusão de vibrações de repercussão de terremotos profundos ao longo de fraturas ou rachaduras antigas das rochas; são deste tipo os mais comuns e podem ocorrer em localizações diversas, como no litoral sudeste, no sul e centro de Minas Gerais e na região nordeste do Brasil;

- por liberação de pressões acumuladas pela deformação de estruturas rochosas nas áreas internas de placas, como os que acontecem no Acre, Rondônia, Mato Grosso e no entorno do Pantanal,

- por desabamentos de cavernas ou blocos de rochas originados pela ação de modificações químicas e físicas das rochas superficiais ou em pequena profundidade há longo tempo expostas ao contato com água, aquecimento pela radiação solar, às variações climáticas de temperaturas. Este conjunto de processos é denominado *intemperismo*. Podem acontecer em variados locais, como em Brasília, na Região Metropolitana de Belo Horizonte e nas bordas do Planalto Meridional em Caxias do Sul e em Santa Maria;

- ou ainda os ligados a impactos de meteoritos, que são de ocorrência muito mais rara.

Justamente pela difusão de vibrações que no começo da madrugada do dia 13 de novembro último, um abalo sísmico ocorrido na Argentina, atingiu pelo menos sete estados brasileiros. O terremoto ocorreu na região da província Santiago del Estero no norte da Argentina, a mais de 500 km de profundidade, às 23h26 de domingo (12). O fenômeno atingiu 6,7 graus na escala Richter, e no Brasil, apesar de não ter causado danos, os tremores ficaram entre os pontos 2 e 3 da escala de Mercalli.



Figura 11. Local do epicentro do terremoto.
Fonte: UOL, 2006.

Na região Sul, os tremores foram sentidos em Santo Ângelo (RS); em Cascavel (PR) e na região oeste de Santa Catarina (figura 11).

A figura 12 mostra tremores com magnitude 3.0 ou mais, ocorridos no Brasil desde a época da colonização. As informações mais antigas, indicadas por triângulos, são chamadas históricas, e foram obtidas após um longo e minucioso trabalho de pesquisa em bibliotecas, livros, diários e jornais. Os dados epicentrais, indicados por círculos, são relativamente mais novos e foram obtidos por equipamentos sismográficos.

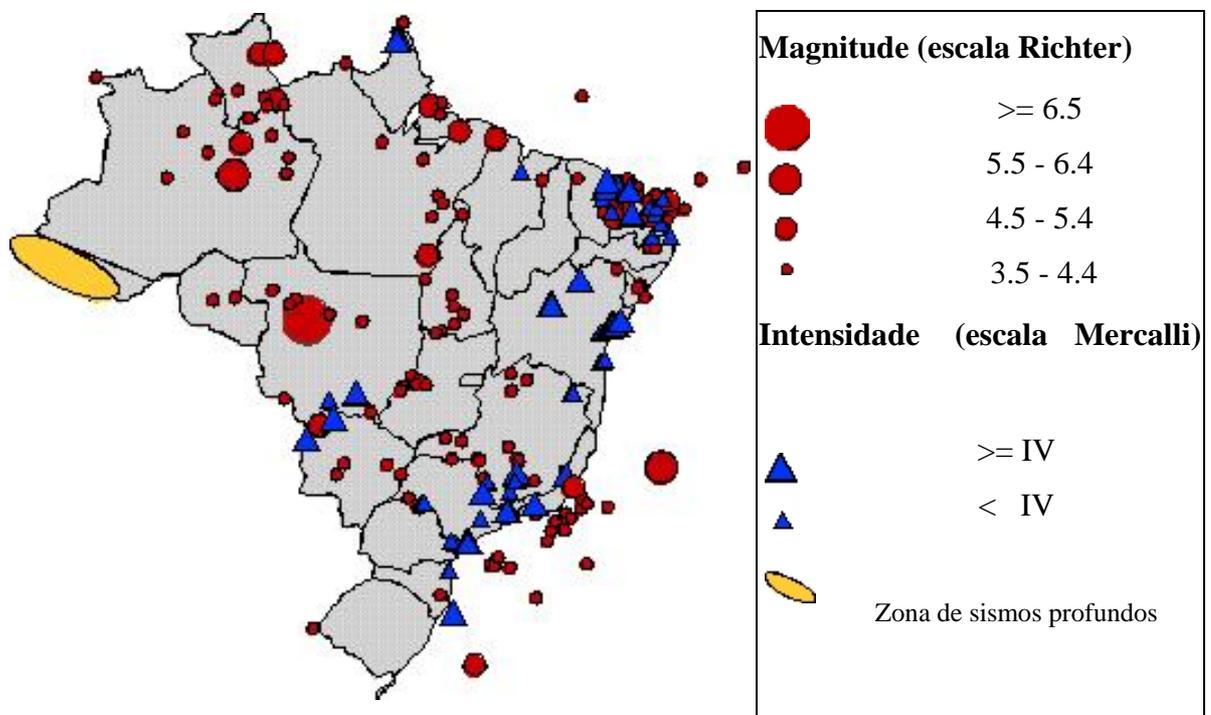


Figura 12. Tremores de terra desde a época da colonização até 1996.
Fonte: SIMPRONOROESTE, 2006.

Além daqueles oriundos de reflexos de terremotos com epicentro em outros países da América Latina, existe também a possibilidade dos sismos intraplacas que podem ocorrer em qualquer lugar, sendo que em algumas áreas como os estados do Ceará, Rio Grande do Norte e parte norte do Mato Grosso, são mais ativas que as outras. Um bom exemplo são sismos registrados em Brasília (DF), em 2000, em Porto dos Gaúchos (MT), o mais recente, em 1998, e em João Câmara (RN), em 1986 e em 1989. Em termos de estrutura e forças geológicas, a variação na sismicidade intrapaca ainda não é bem compreendida, pois os estudos geológicos e sismológicos são insuficientes para se estabelecer um padrão, em consequência da baixa ocorrência deste tipo de fenômeno não permitir uma segura relação estatística.

Já a referência em termos de magnitude, é dada pela escala m_b equivalente e aproximadamente as escalas m_R e M_s .

Para sismos no Brasil usa-se preferencialmente a magnitude m_b calculada com a onda P de estações distantes. Esta escala é equivalente à escala regional m_R e aproximadamente à escala M_s (TEIXEIRA et al., 2000, p. 56).

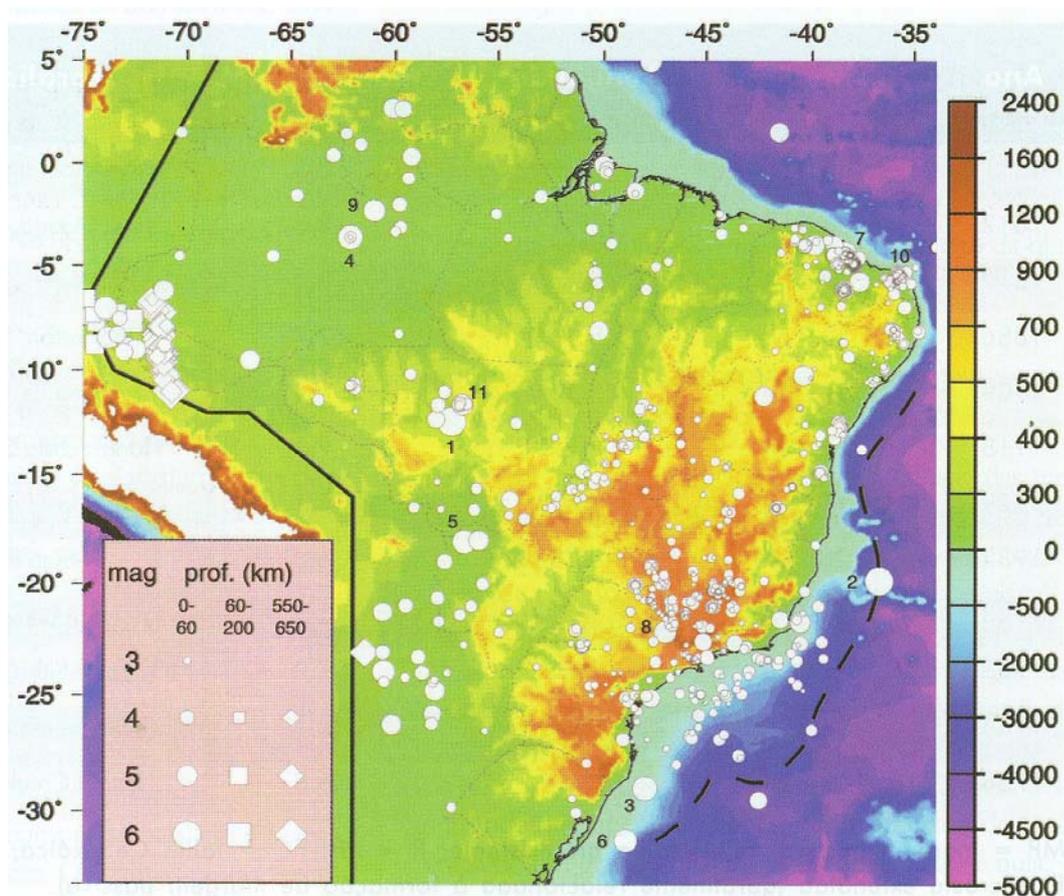


Figura 13. Sismos do Brasil. Epicentros do Brasil de 1724 a 1998, com magnitude $>2,5$.
Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p.56.

Neste mapa, (figura 13) apenas sismos com magnitude acima de 4 em áreas bem povoadas estão incluídos. Atualmente sismos da região sudeste com magnitude acima de 2,5 são registrados, mas na Amazônia o limite de detecção é de 3,5. Os números indicam os sismos da Tabela 7. A linha tracejada no oceano indica o limite da crosta continental que foi estendida e afinada durante a separação entre a América do Sul e a África.

Tabela 7. Sismos mais importantes do Brasil.

Nº	Ano	Latitude (°S)	Longitude (°W)	Magnitude (m _b)	Intensidade MÁX. (MM)	Localidade
1	1955	12,42	57,3	6,2	-	Porto dos Gaúchos, MT. Em Cuiabá, 370km ao sul, pessoas foram acordadas.
2	1955	19,84	36,75	6,1	-	Epícentro no mar, a 300km de Vitória, ES.
3	1939	29	48,0	5,5	>VI	Tubarão, SC, plataforma continental.
4	1983	3,59	62,17	5,5	VII	Cadajás, AM, bacia Amazônica.
5	1964	18,06	56,69	5,4	-	NW de MS, bacia do Pantanal.
6	1990	31,19	48,92	5,2	-	No mar, a 200km de Porto Alegre, RS.
7	1980	4,30	38,40	5,2	VII	Pacajus, CE.
8	1922	22,17	47,04	5,1	VI	Mogi-Guaçu, SP, sentido em SP, MG e RJ.
9	1963	2,30	61,01	5,1	-	Manaus, AM.
10	1986	5,53	35,75	5,1	VII	João Câmara, RN.
11	1998	11,63	56,78	5	VI	Porto dos Gaúchos, MT

Fonte: TEIXEIRA et al., 2000, p. 57.

2.5 Estruturas Metálicas na Construção Civil

Desde a antiguidade com a descoberta do cobre e, posteriormente, sua fusão e modelagem proporcionando ligas mais duras como o ferro e o aço, o homem, através deste material, tem suplantado seu desenvolvimento em todas as áreas da sociedade. Uma delas é claro, é o emprego do aço em estruturas metálicas na construção civil.

Há um momento na História em que o ferro passa a ser empregado com tão diversificados fins, dentre eles a construção de edifícios, que é inevitável o registro desse material como um fator essencial para as transformações de toda ordem por que passou a sociedade. “Este momento é o século XIX.” VARGAS, 1994.

Por ocasião da chamada Primeira Revolução Industrial, já no final do século XVIII, o ferro, entre outros produtos industriais, surgiu como um material em condições de competir com os materiais de construção conhecidos e fundamentados até então, no que se refere a preço e outras qualidades.

A princípio, o ferro esteve presente timidamente, posteriormente com mais intensidade, como material de construção de uso considerável, a ponto de se falar em uma arquitetura do ferro.

Segundo Vargas, esta arquitetura existiu nos países europeus que se desenvolveram com a Revolução Industrial, nos Estados Unidos da América do Norte, e se manifestou praticamente em todo o mundo durante o século XIX.

Empregado inicialmente em grande escala em ferrovias, surgiu também a necessidade de se construírem numerosas pontes e estações ferroviárias, tendo sido estas as duas primeiras grandes aplicações do ferro nas construções. As pontes metálicas eram feitas inicialmente com ferro fundido, depois com aço forjado e posteriormente passaram a ser construídas com aço laminado.

Destacam-se, nesta ordem, algumas obras notáveis de estrutura metálica, ainda em uso: a primeira ponte de ferro construída - ponte Coalbrookdale (Inglaterra), em ferro fundido, vão de 31 m, construída em 1779; Britannia Bridge (Inglaterra), viga caixão, com dois vãos centrais de 140 m, construída em 1850; Brooklin Bridge (New York), a primeira das grandes pontes pênséis, 486 m de vão livre, construída em 1883; ponte ferroviária Firth of Forth (Escócia), viga Gerber com 521 m de vão livre, construída em 1890; Torre Eiffel (Paris), 312 m de altura, construída em 1889; Empire State Building (New York), 380 m de altura, construído em 1933; Golden Gate Bridge (San Francisco), ponte pênsil com 1280 m de vão livre, construída em 1937; Verrazano - Narrows Bridge (New York), ponte pênsil com 1298 m de vão livre, construída em 1964 e World

Trade Center (New York), 410 m de altura, 110 andares, construído em 1972.

Essas obras foram impulsionadas, sobretudo pela revolução industrial e o processo de urbanização das cidades. Empregados em países desenvolvidos em fase de industrialização, desempenhavam também, importante papel para a comercialização dos produtos industrializados, através de portos situados em regiões subdesenvolvidas. Esse foi um fator decisivo para o surgimento de necessidades, que teriam de ser atendidas por novos edifícios e novos serviços. Em determinado momento, se chegou a pensar que o ferro viria substituir quase todos os materiais até então existentes. Em Londres, chegou a ser experimentado um tipo de pavimentação com esse material.

No Brasil, os ingleses no século XIX, monopolizavam os serviços públicos e um deles, na área de transportes, foram as ferrovias. A partir da metade deste século, foram construídas várias estradas de ferro no país, para servir essencialmente aos propósitos da exportação de produtos agrícolas. As linhas construídas não eram locadas com os objetivos de facilitar os transportes de pessoas e mercadorias, servir a rede urbana existente e promover o seu desenvolvimento. Visavam, primordialmente, o escoamento da produção local para os portos de exportação. De qualquer forma, desempenharam importante papel no desenvolvimento local. Foi o caso das estradas de ferro que transportaram café, açúcar e algodão para os portos de Santos, Rio de Janeiro, Recife, e outros.

A arquitetura ferroviária, também se manifestou aqui, repetindo, sem grandes variações e com raras exceções, os modelos europeus. As poucas exceções se constituíram nas estações em ferro corrugado, como Cantagalo Railway, no Estado do Rio de Janeiro. Outra estação que foge à regra geral é a de Bananal em São Paulo.

Dessa maneira e aos poucos, o aço começou a ganhar espaço em nosso país. É necessário destacar que os programas mais ambiciosos elaborados para o desenvolvimento das indústrias siderúrgicas foram elaborados no Brasil. O Brasil conta com a maior população de qualquer país latino americano bem como com o maior consumo de produtos de aço. Possui, além disso, as mais altas jazidas de minério de alto teor do continente, e também generosa parcela dos escassos recursos carboníferos da América Latina.

Até a década de 40 praticamente todas as estruturas eram construídas com o aço importado. A partir daí, com incentivos governamentais na implantação de indústrias de base, foram construídas usinas siderúrgicas como a CSN, Cosipa e Usiminas, incentivando dessa forma a utilização do aço na construção civil.

Desde então, com a ampliação e a modernização das nossas usinas, processou-se um efeito multiplicador que permitiu alcançar elevados índices de produtividade

e de qualidade. Passando da tradicional condição de importadores para a de exportadores de aço, e assim incentivando o emprego nacional com diversos tipos de estruturas metálicas na construção civil.

As principais aplicações das estruturas de aço na atualidade:

- pontes ferroviárias e rodoviárias
 - edifícios industriais, comerciais e residenciais
 - galpões, hangares, garagens e estações
 - coberturas de grandes vãos em geral
 - torres de transmissão e subestações
 - torres para antenas
 - chaminés industriais
 - plataformas off-shore
 - construção naval
 - construções hidro-mecânicas
 - silos industriais
 - vasos de pressão
 - guindastes e pontes-rolantes
 - instalações para exploração e tratamento de minério
 - parques de diversões
- etc.

(baseado no texto de: Thomaz dos Mares Guia Braga, Cronologia do uso dos Metais).

2.6 Estados limites últimos

A norma NBR 8800, no que tange a segurança, define para o dimensionamento das estruturas de aço o método os estados limites.

Significa que os esforços e deformações devem ser inferiores a certos valores limites, que dependendo do material usado e do tipo de estrutura adotada, distinguem-se dois tipos de estados limites:

1) Estados Limites Últimos

São relacionados ao colapso total ou parcial da estrutura, podendo ser:

- perda de equilíbrio;

- ruptura por qualquer tipo de solicitação;
- instabilidade total ou parcial;
- flambagem global de barras;
- flambagem local de elementos de barras.

2) Estados Limites de Utilização

São relacionados com o comportamento da estrutura, impedindo sua utilização para o fim ao qual se destina. Podem ser:

- deformações excessivas;
- vibrações excessivas;

2.6.1 Critérios de Dimensionamento

Para os Estados Limites Últimos, deve-se ter a solicitação de cálculo S_d menor ou igual à resistência de cálculo R_d :

$$S_d \leq R_d \quad (2-1)$$

A solicitação S_d é definida por uma combinação de carregamentos na qual os esforços nominais A_j são majorados:

$$S_d = \sum_{j=1}^n \gamma_j \psi_j A_j \quad (2-2)$$

onde: $\gamma_j \geq 1$ e $\psi_j \geq 1$

A resistência R_d é definida por um percentual da resistência nominal:

$$R_d = \Phi R_n \quad (2-3)$$

onde: $\Phi \leq 1$

2.6.2 Combinações de Ações

A NBR 8800 considera três tipos e combinações de ações para os estados limites últimos,

- 1) Combinações Normais: com os carregamentos possíveis durante a vida útil da estrutura;
- 2) Combinações Construtivas: com os carregamentos possíveis durante a construção ou montagem da estrutura;
- 3) Combinações excepcionais: com os carregamentos devidos a ações excepcionais como explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos.

No caso de combinações excepcionais a norma NBR 8800 estabelece que a ação excepcional E é a ação variável principal, que não é majorada, e todas as demais ações são consideradas secundárias:

$$S_d = \sum \gamma_g G + E + \sum_{j=1}^n \gamma_{qj} \psi_j Q_j \quad (2-4)$$

É necessário ressaltar, neste caso, que o coeficiente γ_q de majoração das ações variáveis para casos excepcionais, o que entraria sismo, é classificado na norma como sendo **1,0** (ANDRADE, 1999).

3 DINÂMICA ESTRUTURAL

3.1 Sistema Discretizado via Método de Elementos Finitos (MEF)

Um sistema contínuo pode ser representado por um sistema equivalente discreto, como por exemplo, um mecanismo ou máquina, com um número de graus de liberdade conhecido, chamado de sistema discretizado.

A discretização é dada através de vários elementos que subdividem um sistema contínuo, geralmente nos casos em que a formulação direta das equações de movimento é de grande complexidade ou mesmo impossível de se determinar, em função da geometria ou de características do sistema mecânico estrutural.

A partir das matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez obtidas através dos mesmos procedimentos utilizados na análise estática de estruturas (THOMSON,1978) chega-se à equação matricial diferencial de movimento, para um sistema com n graus de liberdade:

$$\underline{\underline{M}} \ddot{\underline{u}} + \underline{\underline{C}} \dot{\underline{u}} + \underline{\underline{K}} \underline{u} = \underline{\underline{F}} \quad (3-1)$$

Essa equação diferencial de movimento de segunda ordem é o ponto de partida para a análise modal via método por elementos finitos.

O MEF é genericamente uma maneira pela qual uma estrutura contínua, geralmente complexa, é discretizada em vários elementos.

Tais elementos podem ser os mais diversos, dentre eles o elemento barra, cujo campo de deslocamentos (ϕ_i) é representado por funções de forma ou de interpolação que definem a configuração deformada do elemento.

Em função da caracterização do movimento desses elementos, é que se pode chegar até às equações de movimento da estrutura e, finalmente, às equações modais, donde se pode extrair as respostas dinâmicas da estrutura.

3.1.1 Equação de Movimento de um Elemento

Definidos os campos de deslocamentos, pode-se determinar a equação diferencial de movimento para um elemento, utilizando-se, por exemplo, o princípio de Hamilton (CLOUGH,1978).

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W_{nc} dt = 0 \quad (3-2)$$

onde o somatório das energias conservativas e não conservativas é igual a zero.

Para um elemento barra, a partir da variação da Energia Cinética (T), da Energia Potencial (V) e do trabalho das forças não conservativas (W_{nc}) tem-se, por substituição na equação variacional do Princípio de Hamilton, a equação diferencial de movimento do elemento (THOMSON,1978):

$$\underline{\underline{\mathbf{m}}}^e \ddot{\underline{\underline{u}}} + \underline{\underline{\mathbf{c}}}^e \dot{\underline{\underline{u}}} + \underline{\underline{\mathbf{k}}}^e \underline{\underline{u}} = \underline{\underline{f}}^e(t), \quad (3-3)$$

onde,

$\underline{\underline{f}}^e(t)$ é o vetor de forças nodais associadas aos deslocamentos

dinâmicos;

$\underline{\underline{\mathbf{k}}}^e$ é a matriz de rigidez elástica mais a geométrica do elemento, no sistema referencial local;

$\underline{\underline{\mathbf{c}}}^e$ é a matriz de amortecimento do elemento no sistema local e

$\underline{\underline{\mathbf{m}}}^e$ é a matriz de massa consistente ou equivalente, no sistema local.

A partir daí, pode-se montar as equações de movimento da estrutura.

3.1.2 Equação de Movimento da Estrutura

Além da equação de movimento de uma estrutura completa discretizada em elementos finitos, ser obtida na forma matricial a partir das matrizes de massa de rigidez e de amortecimento dos elementos, faz-se ainda o uso da transformação do sistema de referência local para o global.

A equação de movimento determina as acelerações, velocidades e deslocamentos da estrutura, originalmente contínua, através de cada nó discretizado, para um determinado vetor de forças nodais.

Em se tratando de vibração livre, tem-se:

$$\mathbf{M}\ddot{\underline{U}} + \mathbf{K}\underline{U} = \mathbf{Q} \quad (3-4)$$

cuja solução pode ser considerada como um harmônico:

$$\underline{U} = \underline{U}(t) = \bar{\underline{U}} \cos(\omega t) \quad (3-5)$$

onde ω é a frequência de oscilação e $\bar{\underline{U}}$ é um vetor constante, definindo a forma modal de vibração.

Substituindo (3-5) em (3-4) chega-se ao problema de auto-valor

$$\left(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M} \right) \bar{\underline{U}} = \mathbf{0} \quad (3-6)$$

de onde se determinam as frequências naturais ao quadrado e os modos naturais de vibração da estrutura, respectivamente, os auto-valores e auto-vetores.

3.1.3 Superposição Modal

A seguir é apresentado um resumo do método da Superposição Modal baseado nas referências (THOMSON,1978), (CLOUGH & PENZIEN, 1993) e (HARRIS).

Com os modos naturais de vibração determinados, em função da análise de vibração livre do sistema, é possível se definir o deslocamento de um nó ao longo do tempo.

Esses modos, também conhecidos como formas modais, são constituídos por N deslocamentos principais ou amplitudes representativas de cada um dos N modos de vibração, que são usadas como coordenadas generalizadas para exprimir qualquer conjunto de deslocamentos.

As formas modais e os auto-valores de uma estrutura discretizada são a base da superposição modal e trazem as vantagens de possuírem as propriedades de ortogonalidade e mostrarem boas soluções, utilizando-se poucas formas ou os principais modos de vibração.

Os modos naturais de vibração, quando multiplicados por cada uma das amplitudes modais Y_i , fornecem os deslocamentos da estrutura promovidos pelo modo i . Chamando $\bar{\underline{U}}$ de $\underline{\phi}_i$, tem-se:

$$\tilde{U}_i = \tilde{\phi}_i Y_i \quad (3-7)$$

e o vetor deslocamento total é obtido pela soma de cada contribuição de um modo i . Dessa forma:

$$\tilde{U} = \tilde{\phi}_1 Y_1 + \tilde{\phi}_2 Y_2 + \dots + \tilde{\phi}_i Y_i = \sum_{i=1}^N \tilde{\phi}_i Y_i \quad (3-8)$$

ou na notação matricial:

$$\tilde{U} = \tilde{\Phi} \tilde{Y} \quad (3-9)$$

Esta equação permite que o vetor de coordenadas generalizadas \tilde{Y} seja transformado em um vetor de coordenadas geométricas ou nodais \tilde{U} . Cada componente de \tilde{Y} é chamada de coordenada normal da estrutura e pode ser determinada por:

$$Y_i = \frac{\tilde{\phi}_i^T \tilde{M} \tilde{U}}{\tilde{\phi}_i^T \tilde{M} \tilde{\phi}_i}, \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (3-10)$$

levando-se em consideração as propriedades de ortogonalidade com relação à matriz de massa.

As propriedades de ortogonalidade das formas modais podem ser genericamente escritas através de:

$$\tilde{\phi}_i^T \tilde{M} \left[\tilde{M}^{-1} \tilde{K} \right]^b \tilde{\phi}_j = 0, \quad -\infty < b < \infty \quad (3-11)$$

Pode-se notar de (3-11) que a ortogonalidade com relação à matriz de massa é dada para $b = 0$, e com relação à matriz de rigidez, para $b = 1$.

$$\tilde{\phi}_i^T \tilde{M} \tilde{\phi}_j = 0, \quad i \neq j \quad (3-12)$$

$$\tilde{\phi}_i^T \tilde{K} \tilde{\phi}_j = 0, \quad i \neq j \quad (3-13)$$

Essas duas equações formam as principais propriedades das funções modais. Elas são usadas para simplificar as equações de movimento de um sistema de vários graus de liberdade. Em geral, essas equações de movimento têm a forma **Erro! Fonte de**

referência não encontrada.1). Para um sistema não amortecido, as equações desacopladas ficam na forma (3-4).

Com a equação (3-9) e lembrando que as formas modais não mudam com relação ao tempo, tem-se:

$$\underline{\underline{\mathbf{M}}} \underline{\underline{\Phi}} \ddot{\underline{\underline{Y}}}(t) + \underline{\underline{\mathbf{K}}} \underline{\underline{\Phi}} \dot{\underline{\underline{Y}}}(t) = \underline{\underline{\mathbf{F}}}(t) \quad (3-14)$$

Multiplicando-se (3-14) por ϕ_i^T e lembrando que os termos do lado

esquerdo da equação resultante podem ser expandidos na forma:

$$\phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{M}}} \underline{\underline{\mathbf{U}}} = \phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{M}}} \phi_1 Y_1 + \phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{M}}} \phi_2 Y_2 + \dots + \phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{M}}} \phi_j Y_j \quad (3-15)$$

todos os termos, exceto o i -ésimo, serão iguais a zero, devido as propriedades de ortogonalidade. Isso resulta em:

$$\phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{M}}} \phi_i \ddot{Y}_i(t) + \phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{K}}} \phi_i Y_i(t) = \phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{F}}}(t) \quad (3-16)$$

onde,

$$\phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{M}}} \phi_i = M_i \text{ é a coordenada normal de massa generalizada;}$$

$$\phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{K}}} \phi_i = K_i \text{ é a coordenada normal de rigidez generalizada e}$$

$$\phi_i^T \underline{\underline{\mathbf{F}}}(t) = F_i(t) \text{ é a força generalizada associada ao modo } i.$$

Reescrevendo (3-16), tem-se

$$M_i \ddot{Y}_i(t) + K_i Y_i(t) = F_i(t) \quad (3-17)$$

que é uma equação representativa do modo i , donde se pode extrair a freqüência natural ao quadrado (auto-valor) associado a esse modo:

$$\omega_i^2 = \frac{K_i}{M_i} \quad (3-18)$$

Usa-se esse procedimento para se obter as equações de movimento para cada modo de vibração da estrutura. Assim, as coordenadas normais servem para transformar as N equações de movimento, originalmente acopladas, em outro sistema de N equações modais independentes. Resolvendo isoladamente cada equação modal e, em seguida, superpondo os resultados através de (3-9), tem-se, finalmente, a resposta dinâmica das coordenadas geométricas originais.

Esse é o chamado Método da Superposição Modal.

Quando o amortecimento é considerado, não se pode fazer uma aplicação desse método, exceto quando as equações são desacopladas, ao se fazer o amortecimento proporcional a massa ou a rigidez. A equação modal para vibração amortecida pode ser escrita na seguinte forma:

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{Y}_i(t) + \omega_i^2 Y_i(t) = \bar{F}_i(t), \quad (3-19)$$

onde $\xi_i = \frac{c_v}{2 M_i \omega_i} + \frac{c_r \omega_i}{2 E}$ é a taxa de amortecimento modal e

c_v é o amortecimento viscoso, da parte proporcional a massa;

c_r é o amortecimento interno da parcela proporcional a rigidez;

$C_i = c_v + c_r$ é o coeficiente de amortecimento modal e

$$\bar{F}_i(t) = \frac{F_i(t)}{M_i}$$

3.1.4 Algoritmo de Soluções das Equações

A seguir, descreve-se sucintamente alguns passos para análise dinâmica.

Passo 1 - Modelagem da estrutura com elementos de barra.

Passo 2 - Montagem das Matrizes de Rigidez e de Massa da Estrutura:

Essa montagem é feita a partir das contribuições de cada elemento discretizado da estrutura, resultando nas matrizes globais de massa e de rigidez (CLOUGH,1993).

Passo 3 - Imposição das Condições de Contorno.

Passo 4 - Análise Modal:

A partir das matrizes de massa e de rigidez da estrutura, são extraídas as suas propriedades modais, com os auto-valores e auto-vetores, de onde se tem as frequências naturais ω_i e as funções de forma ou de interpolação ϕ_i .

As formas modais são representadas por matrizes quadradas, de ordem igual ao número de graus de liberdade da estrutura e, para cada modo i , há uma frequência natural associada.

$$\tilde{\Phi} = \begin{bmatrix} \phi_1 & \phi_2 & \dots & \phi_{ngl} \\ \sim & \sim & & \sim \end{bmatrix} \quad \phi_i = \begin{bmatrix} \phi_{i1} \\ \phi_{i2} \\ \vdots \\ \phi_{ingl} \end{bmatrix} \quad \phi_i^n = \frac{1}{\phi_{ij}} \phi_i$$

ϕ_i^n é a forma modal i , normalizada.

A normalização da função de forma é feita através da divisão de cada elemento desse vetor pelo elemento de maior valor absoluto. Dessa maneira, os vetores normalizados são formados por 1 e frações de unidade, sendo o elemento de valor unitário equivalente à coordenada representativa daquele modo i .

Passo 5 - Montagem dos Vetores de Forças Generalizadas:

$$\tilde{F} = \phi_i^T \tilde{F}$$

Último Passo - Solução das Equações:

Chega-se, finalmente, a solução das equações que representam a estrutura discretizada, obtida via Método de Integração Numérica de Runge-Kutta de 4ª ordem. Tem-se da análise modal, portanto, os deslocamentos da estrutura que são dados por:

$$\tilde{U} = \tilde{\Phi} \tilde{Y}$$

3.2 Respostas no Domínio da Frequência

3.2.1 Caracterização de forças e estruturas pelas funções de resposta em frequência

Quando se trabalha no domínio da frequência, a principal vantagem é a identificação imediata de parcelas de energia tanto da estrutura, quanto das fontes de excitação, que podem se combinar para gerar respostas dinâmicas significativas.

Apresenta-se, a seguir, uma introdução a aproximação de sistemas simplificados e unificados no domínio da frequência.

3.2.2 Funções de Resposta em Frequência

As funções de resposta em frequência têm alto grau de complexidade matemática e, em razão disso, faz-se referência aqui a parte efetivamente usada na análise estrutural.

Inicialmente deve-se definir a função de transferência de um sistema em termos da transformada de Laplace¹:

$$F(S) H(S) = R(S) \quad (3-20)$$

De um modo geral, o operador Laplace, pode ser usado para transformar equações diferenciais em equações algébricas.

Reduz-se a relação de transferência (3-20) a uma relação complexa em frequência fazendo com que o operador S tenda a uma forma imaginária. Assim,

$$S \rightarrow j \omega \quad (3-21)$$

Onde j é $\sqrt{-1}$ e ω é a frequência natural circular. Com este artifício, permite-se escrever a relação da função de resposta em frequência na forma seguinte:

$$F(j \omega) H(j \omega) = X(j \omega) \quad (3-22)$$

Ressalta-se que j carrega a informação relativa a fase entre entrada e saída. A representação gráfica da função de resposta em frequência é mais útil para o entendimento de casos práticos do que a avaliação matemática simplesmente.

A equação (3-22) é um importante ferramenta no tratamento de análise dinâmica de estruturas. A função de resposta em frequência para a força é conhecida; A função $H(j \omega)$ é a representação da estrutura, construída pelas informações de seus modos de vibração. O produto entre essas duas funções resulta no deslocamento como uma função de frequência. A representação gráfica dos resultados assim obtidos é um fator importante na implementação bem sucedida desse método.

De forma simples, a equação (3-22) pode ser representada graficamente conforme ilustra a figura a seguir.

¹ A transformada de Laplace de uma função qualquer é obtida pela integração do produto entre sua história no tempo e e^{-st} , onde s é uma variável complexa.

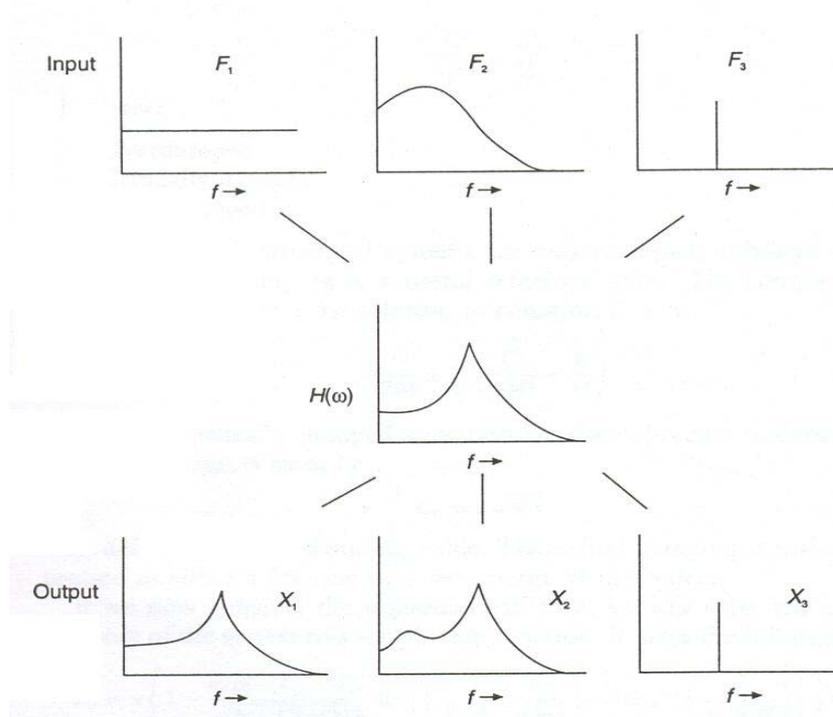


Figura 14. Aproximação Espectral: entrada vezes resposta em frequência = saída.
 Fonte: Fonte:JEARY, 1997, p.22.

Uma resposta X_1 é simplesmente o produto entre a força F_1 e a representação da estrutura $H(j\omega)$. Esta representação é uma simplificação em que o módulo do termo permite uma melhor visualização do que se a informação relativa à fase fosse incluída.

Os três exemplos ilustrados na figura 14 mostram situações completamente diferentes. F_2 é típica de uma força que ocorre naturalmente gerada pelo vento ou sismo. A resposta correspondente tem a característica de ser distribuída em comparação com a frequência da mesma forma, no entanto com as características da estrutura sobreposta.

A função F_3 é típica de uma fonte de sinal de frequência única, como por exemplo, máquinas. Há pouca energia para outras frequências de modo que a resposta tem uma forma similar e também numa frequência simples. Se a frequência da força é modificada, a frequência de entrada também será alterada. A resposta é então modificada pela função de resposta em frequência da estrutura e a resposta resultante será maior ou menor, dependendo de onde a força ocorre na estrutura. Uma avaliação na função de resposta em frequência mostra que, para determinadas frequências, a resposta é multiplicada por um fator muito maior. Estas frequências correspondem às condições de ressonância da estrutura, cada uma tendo sua característica na forma de deflexão.

A mudança da frequência de entrada até a coincidência com a frequência ressonante da estrutura é similar ao processo de sintonia de uma estação de rádio

ou televisão. Quando a frequência é sintonizada na especificada, a resposta é amplificada. Na estrutura, esta ressonância é caracterizada pelo fator de amplificação dinâmica, e valores diferentes de amplificação ocorrerão para cada condição de ressonância da estrutura.

A força representada por F_1 na Figura anterior é uma condição artificial em que a função força é denominada ruído branco. Neste caso, a resposta é dada pelo produto entre o valor constante de entrada pela função de resposta em frequência da estrutura. Esta condição é utilizada para amplificar o ponto ou pontos cuja resposta é característica de frequências naturais da estrutura. Todas as funções de resposta da estrutura contem informações acerca da força e da própria estrutura.

3.2.3 Formulação Matemática para funções de resposta em Frequência

Uma vez definida a função de resposta em frequência, segue-se o desenvolvimento das principais equações que normalmente estão associadas com o comportamento estrutural e as expressões no domínio da frequência.

Na análise dinâmica, todas as considerações são uma representação matemática de equilíbrio de energia. Neste ponto, pode-se recorrer a Segunda Lei de Newton:

$$F = M \frac{d^2 x}{dt^2} \quad (3-23)$$

Nesta análise, é necessário considerar o somatório de todas as componentes das forças que geram aceleração de massa da estrutura. Estas forças compreendem as forças externas $f_e(t)$, forças elásticas f_s e forças dissipativas ou de amortecimento f_c . Tem-se então:

$$F = f_e(t) + f_c + f_s \quad (3-24)$$

As forças elásticas são descritas como:

$$f_s = -K x \quad (3-25)$$

Onde K é a constante de mola das forças opostas ao movimento. A força de amortecimento geralmente é descrita como:

$$f_c = -C \dot{x} \quad (3-26)$$

Aqui a força de amortecimento é considerada proporcional à velocidade e é denominada de amortecimento viscoso.

Dessa forma a equação de movimento é escrita como:

$$f_e(t) = M \ddot{x} + C \dot{x} + K x \quad (3-27)$$

Esta equação é freqüentemente usada em vários problemas de avaliação de resposta dinâmica de estruturas.

Observando-se que o operador Laplace pode ser usado como um operador diferencial, segue-se que:

$$F(t) = (S^2 M + S C + K) X \quad (3-28)$$

É conveniente resolver esta equação diferencial considerando que o sistema é perturbado por uma função de passo unitário. Há três tipos de solução, dependendo do valor da função complementar (3-29).

$$\frac{C^2}{4M^2} = \frac{K}{M} \quad (3-29)$$

Tais soluções fornecem três tipos de amortecimento: supercrítico, crítico e subcrítico.

Na prática, todo sistema estrutural é subcrítico, embora o conceito de amortecimento crítico seja útil como referência. A equação complementar obtida da solução da equação (3-28) é dada por:

$$-\frac{C}{2M} \pm \sqrt{\frac{C^2}{4M^2} - \frac{K}{M}} \quad (3-30)$$

Dessa forma, o caso de amortecimento crítico ocorre quando o termo sob a raiz quadrada é igual a zero, ou seja,

$$C_c = 2\sqrt{KM} \quad (3-31)$$

Esta expressão define o valor de amortecimento crítico. O amortecimento real geralmente é expresso como uma fração deste valor.

Considerando-se o caso de sistema com amortecimento subcrítico, tem-se como solução fechada para uma função impacto (passo simples) a equação seguinte:

$$x_0 = x \left\{ 1 - \frac{e^{[-(C/2M)t]}}{\sqrt{1 - C^2/4MK}} \operatorname{sen} \left[\left(\sqrt{\frac{K}{M} - \frac{C^2}{4M^2}} \right) t + \cos^{-1} \left(\frac{C}{2\sqrt{KM}} \right) \right] \right\} \quad (3-32)$$

A equação (3-32) pode ser simplificada e reduzida a uma forma mais utilizável na engenharia por meio de considerações matemáticas simples.

Considera-se que o amortecimento no sistema é nulo e daí o sistema poderia oscilar na forma da equação (3-33).

$$x_0 = x \left[1 - \operatorname{sen} \left(\sqrt{\frac{K}{M}} t \right) \right] \quad (3-33)$$

Isto define a frequência natural não amortecida ω_n

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (3-34)$$

Usando-se a definição de taxa de amortecimento real em relação ao amortecimento crítico, tem-se:

$$\xi = \frac{C}{2\sqrt{KM}} \quad (3-35)$$

Assim, a equação (3-32) pode ser reescrita na forma seguinte:

$$x_0 = x_i \left\{ 1 - \frac{e^{-\xi \omega_n t}}{\sqrt{1 - \xi^2}} \operatorname{sen} \left(\omega_n \sqrt{1 - \xi^2} t + \cos^{-1} \xi \right) \right\} \quad (3-36)$$

Obtém-se daí uma oscilação com envoltória do tipo (3-37) e ilustrada na Figura 15.

$$x = e^{-\xi \omega_n t} \quad (3-37)$$

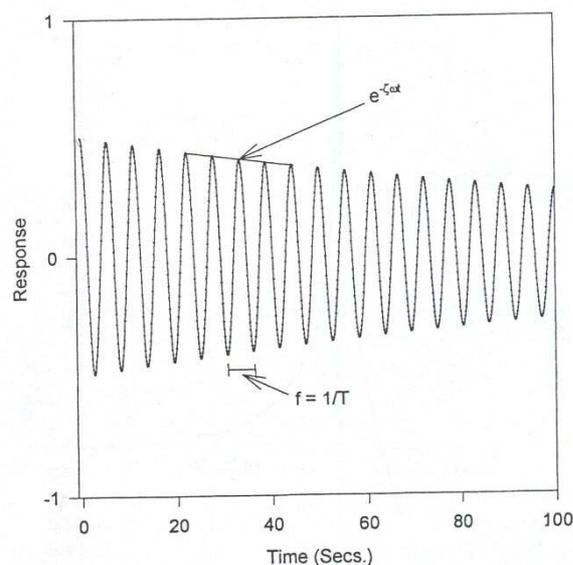


Figura 15. Decaimento de resposta no tempo.

Fonte: JEARY, 1997, p.25.

Todas estas equações estão associadas à resposta de um modo simples ou único grau de liberdade da estrutura. Neste ponto, deve-se observar que a resposta de um

modo simples de vibração pode ser descrita de maneira mais simples. A equação (3-27) é a base para maior parte das soluções dos problemas dinâmicos mais freqüentes.

Usando as expressões para amortecimento (3-35) e freqüência (3-34) na equação (3-27), obtém-se:

$$\ddot{x} + 2\xi\omega_n\dot{x} + \omega_n^2 x = \frac{F(t)}{M} \quad (3-38)$$

Esta equação é geral, mas pode ser específica para um sistema com um grau de liberdade:

$$\ddot{x}_r + 4\pi\xi_r f_r \dot{x}_r + 4\pi^2 f_r^2 x_r = \frac{F_r(t)}{M_r} \quad (3-39)$$

O termo subscripto r refere-se a um determinado modo, que tem propriedades de freqüência, amortecimento, deslocamento e massa específica. Todos os parâmetros com r subscripto representariam quantidades de contribuição particular de um modo de vibração.

A aplicação do operador Laplace em (3-39) gera a equação seguinte:

$$(S^2 + 4\pi\xi_r f_r S + 4\pi^2 f_r^2)x_r = \frac{F_r}{M_r} \quad (3-40)$$

Considerando-se apenas a parte imaginária do operador Laplace, tem-se:

$$((j\omega)^2 + 4\pi\xi_r f_r j\omega + 4\pi^2 f_r^2)x_r = \frac{F_r}{M_r} \quad (3-41)$$

Ou ainda

$$x_r = F_r \left(\frac{1/K_r}{1 - \frac{f^2}{f_r^2} + j2\xi_r \left(\frac{f}{f_r}\right)} \right) \quad (3-42)$$

Comparando a equação (3-42) com (3-22) e com a Figura 14, nota-se que em (3-42) há ação da força F_r e a resposta x_r , sendo a estrutura representada por uma parte desta equação. Esta parte é chamada de função de resposta em freqüência $H(f)$ da estrutura. Exemplificando para um modo com taxa de amortecimento igual a 1%, a função de resposta em freqüência é ilustrada na Figura 16.

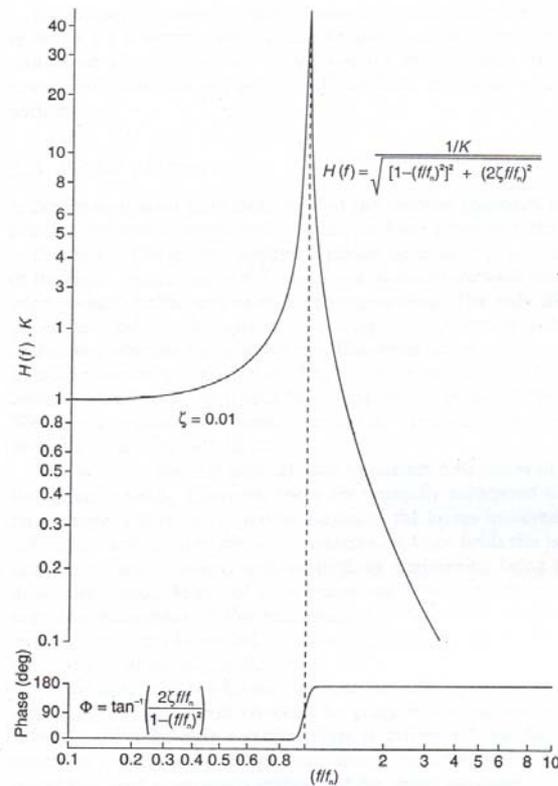


Figura 16. Resposta em frequência de um sistema com um grau de liberdade.

Fonte: Fonte: JEARY, 1997, p.27.

A resposta é descrita em duas partes: o módulo e o ângulo de fase da resposta com relação à força.

Mostrou-se, então, a forma da função de resposta em frequência e, em termos gerais, como obtê-la. Sua importância na avaliação de respostas dinâmicas está na identificação das faixas de frequência naturais associadas às faixas, em frequência, das fontes de excitação.

4 MODELAGEM NUMÉRICA

4.1 Modelagem da Estrutura sob Aceleração Sísmica de Base

Blandón 2003, descreve que a resposta estrutural é caracterizada por acelerações, velocidades e deslocamentos em todo e qualquer ponto da estrutura. O comportamento da estrutura sujeita à ação sísmica de base pode ser explicado inicialmente usando um modelo simplificado de um único grau de liberdade, (figura 17). O movimento horizontal do solo provocado pelo sismo, $x_s(t)$, é o deslocamento da base da estrutura em relação a um eixo de referência fixo, $u(t)$ é o deslocamento relativo da estrutura, m_e é a massa da estrutura, k_e é a rigidez linear, e c_e é o amortecimento linear viscoso. Estes parâmetros já foram estudados no capítulo de dinâmica estrutural.

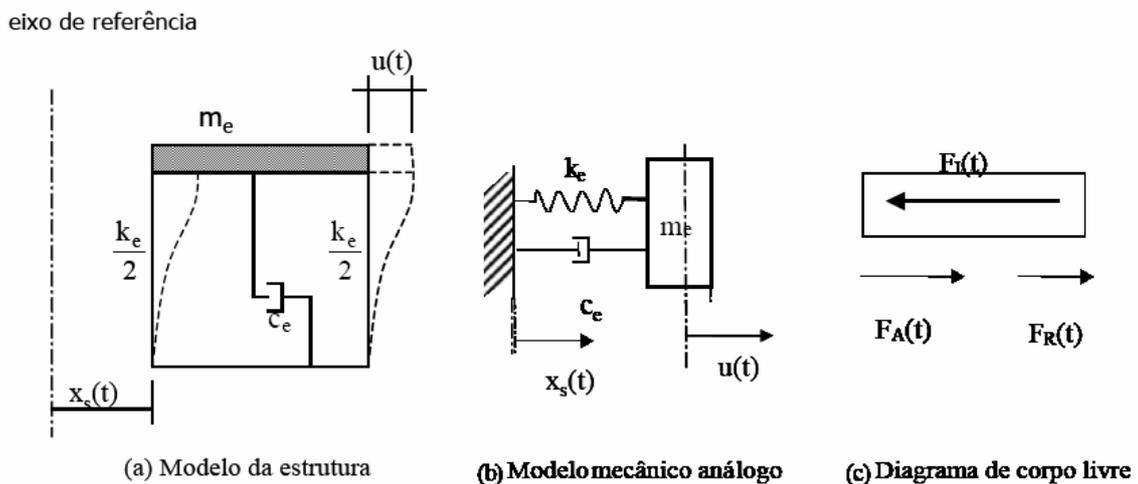


Figura 17. Modelos de sistema com 1 grau de liberdade sob excitação de base.

Fonte: BLANDÓN, 2003, p.35.

O equilíbrio das forças indicadas no diagrama de corpo livre, para uma configuração deformada do modelo mecânico análogo da figura 17 pode ser escrito da seguinte forma:

$$F_I(t) + F_A(t) + F_R(t) = 0 \quad (4-1)$$

$F_I(t)$ = força de inércia

$F_A(t)$ = força de amortecimento; $c_e \dot{u}(t)$

$F_R(t)$ = força elástica resistente; $k_e u(t)$

A força de inércia neste caso é dada por:

$$F_I(t) = -m_e [\ddot{u}(t) + \ddot{x}_s(t)] \quad (4-2)$$

O cálculo das forças de inércia em relação à ação de outras forças ambientais sobre uma estrutura, constitui uma peculiaridade da ação sísmica, já que estas forças não dependem somente das acelerações e velocidades relativas entre partículas do meio, onde a estrutura está inserida (ar, água, etc) e a própria estrutura, mas também do movimento sísmico do solo na base da estrutura; mais especificamente, das componentes da aceleração sísmica. A equação do equilíbrio dinâmico (4-1) do sistema com IGL pode ser re-escrita na forma de equação diferencial:

$$m_e (\ddot{u}(t) + \ddot{x}_s(t)) + c_e \dot{u}(t) + k_e u(t) = 0 \quad (4-3)$$

A parcela de força de inércia correspondente à aceleração sísmica pode ser escrita do lado direito da equação como força externa.

$$m_e \ddot{u}(t) + c_e \dot{u}(t) + k_e u(t) = -m_e \ddot{x}_s \quad (4-4)$$

No estudo da ação sísmica a formulação do modelo matemático para um sistema estrutural descrito por vários graus de liberdade pode ser feita com auxílio do método dos elementos finitos (MEF), apresentado no capítulo anterior, sendo a equação diferencial de movimento resultante expressa em notação matricial.

$$\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}_e \mathbf{u}(t) = \mathbf{F}_{ef}(t) \quad (4-5)$$

onde, \mathbf{M}_e é a matriz de massa da estrutura, \mathbf{C}_e é a matriz de amortecimento e \mathbf{K}_e é a matriz de rigidez da estrutura. Os vetores $\ddot{\mathbf{u}}(t)$, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ e $\mathbf{u}(t)$ representam as acelerações, velocidades e deslocamentos nodais, respectivamente. O vetor de forças externas do lado direito da equação (4-5) é a força efetiva que representa as forças de inércia resultantes do produto da aceleração do solo e a matriz de massas vezes o vetor da direção de translação do movimento da estrutura.

$$\mathbf{F}_{ef}(t) = \mathbf{L} \mathbf{M}_e \ddot{x}_s(t) \quad (4-6)$$

onde,

\mathbf{L} é o vetor de coeficientes que define a direção (ou plano) de translação dos nós da estrutura;
 \mathbf{M}_e é a matriz de massa;

$\ddot{x}_s(t)$ é a componente horizontal de aceleração do solo, na base da estrutura.

O vetor \mathbf{L} expressa a translação horizontal segundo um grau de liberdade em cada nó, para um deslocamento unitário na base da estrutura. A forma do vetor

depende dos graus de liberdade da estrutura considerados na análise e da direção considerada do sismo (horizontal ou vertical). Se for aplicada só a componente horizontal do terremoto, o grau “i” correspondente a esta direção é igual a 1, os demais graus de liberdade neste nó são iguais a zero, como mostrado na figura 18.

O movimento na base da estrutura, gerado pela ação sísmica, é tridimensional, composto por duas componentes horizontais e uma vertical, porém, na prática, são consideradas somente duas componentes horizontais de translação nas direções dos eixos principais da estrutura, pois a componente vertical na maioria dos terremotos é menor que as horizontais e pode ser desconsiderada.

Nesta pesquisa, para a análise dos resultados, será utilizado o software “SAP2000” v. 7.42, (Structural Analysis Program). Este programa é usado para análises estruturais estáticas e dinâmicas através de elementos finitos. Na análise estática é possível obter os esforços solicitantes (normal, cortante, momentos: fletor e torsor) e deslocamentos. Na análise dinâmica além destes esforços e deslocamentos, é possível obter as propriedades dinâmicas da estrutura (frequências naturais, formas de vibração) tanto com análises linear e não linear.

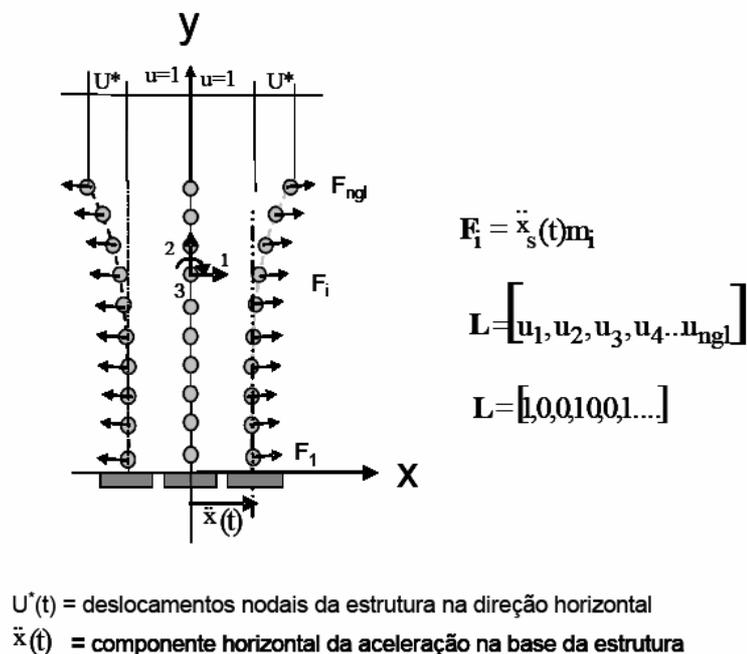


Figura 18. Estrutura sob ação sísmica.

Fonte: BLANDÓN, 2003, p.37

Para a estrutura escolhida, o sistema de equações dinâmicas é linear, a resposta no tempo do sistema estrutural pode ser obtida por meio de métodos de integração numérica aplicados às equações diferenciais lineares resultantes do método de superposição

modal (capítulo 3 - 3.4 Superposição Modal), no qual as amplitudes das formas modais (obtidas da análise por vibração livre) são funções das coordenadas generalizadas ou incógnitas do sistema linear de equações.

4.2 Concepção de estrutura metálica para modelagem numérica

O modelo geral da estrutura é reticulado, conforme figura 19. Será avaliado o comportamento das quatro estruturas (pórticos), para dois sinais de sismo, considerando-se os mesmos perfis. Todas as dimensões em milímetros; material aço limite de escoamento $f_y = 250$ MPa, tensão última $f_u = 400$ MPa. Massas dos perfis (peso-próprio) e carga variável P igual a 10 kN, vertical, para baixo, aplicada no topo de cada coluna.

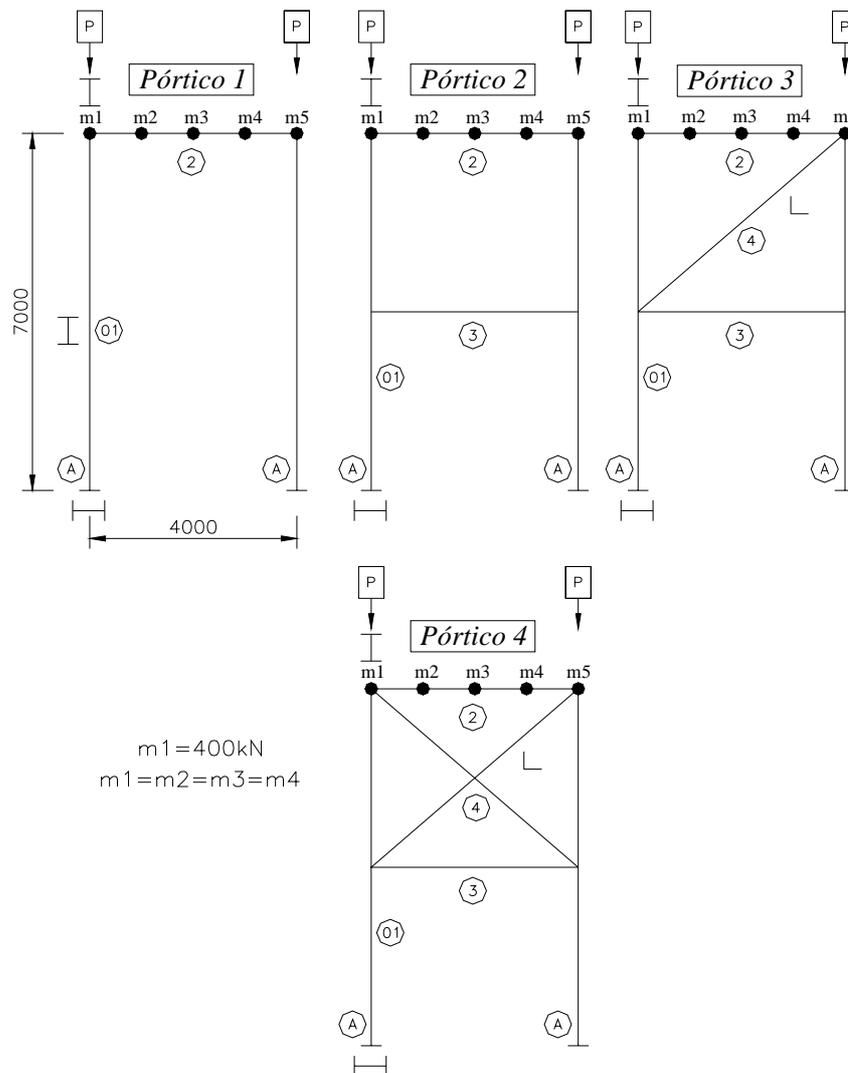


Figura 19. Modelo dos pórticos para estudo da ação sísmica com massas concentradas no topo da estrutura.

Tabela 8. Geometria e vínculos dos perfis

Número	Perfil
1	I 210x120x4,75x4,75
2	I 210x120x4,75x4,75
3	I 210x120x4,75x4,75
4	L 50x50x3,17
A	Engaste (rotações e translações impedidas em todas as direções)

4.3 Sinal do sismo

Os sinais de sismo são casos reais, abalos que aconteceram em determinada região/país, e que de alguma forma causaram desastre: colapso em estruturas construídas e mortalidade.

O primeiro sinal de aceleração a ser empregado neste estudo, aconteceu em El Centro, região da Califórnia E.U.A. em 1940 e atingiu a magnitude de 7,1 na escala Richter. O segundo sinal aconteceu no México em 1985, atingindo 8,1 na escala Richter, (para ambos os sismos ver tabela 3 - Valores de magnitude na escala Richter de terremotos relevantes). Estes sinais estão disponíveis em vários sítios na internet e em centros de pesquisa.

Conforme Blandón 2003, quando se analisa um sismo através do seu sinal é necessário lembrar que a sua intensidade, num determinado lugar, depende principalmente de três parâmetros:

- quantidade de energia liberada;
- distância do epicentro;
- condições geológicas e tipo de solo.

O movimento sísmico do terreno num certo local é descrito por três componentes (comumente em termos de aceleração): duas horizontais e uma vertical. No entanto os fatores que mais o caracterizam são: a amplitude, o conteúdo em frequência e a duração do sismo. A amplitude é caracterizada pelo seu valor de pico de aceleração. A densidade espectral de potência é obtida pela aplicação do algoritmo de transformada rápida de Fourier (Fast Fourier Transforms – FFT) ao sinal temporal da aceleração.

As figuras 20 e 21 mostram respectivamente os sinais da aceleração

no domínio da frequência dos terremotos de El Centro e do México, sinais estes que serão utilizados para a determinação das deformações horizontais nesta pesquisa, calculados a partir do sinal no tempo pela FFT.

É possível notar que no sismo de El Centro, as maiores amplitudes de aceleração encontram-se numa faixa maior de frequências (1 a 2Hz). Já o sinal do México, mostra um pico maior de aceleração numa faixa menor de frequências (entre 0,4 e 0,6Hz). Os picos de aceleração de El Centro ($0,055 \text{ m/s}^2$) e do México ($0,073 \text{ m/s}^2$) são coerentes com os valores de magnitude dos sismos em escala Richter (El Centro 7,1; México 8,1).

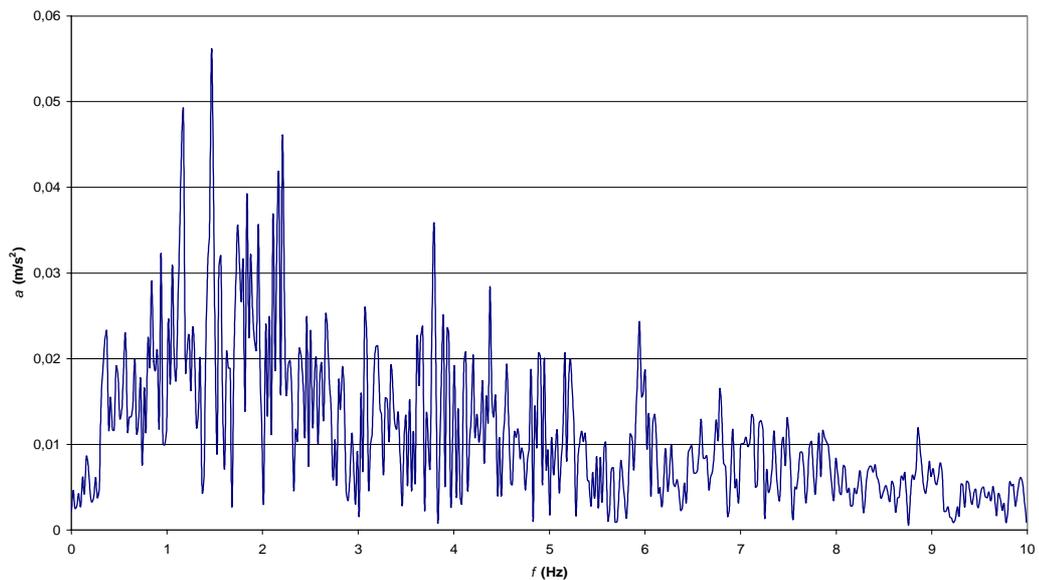


Figura 20. Sinal da Aceleração no domínio da Frequência (El Centro) calculada a partir do sinal no tempo pela FFT.

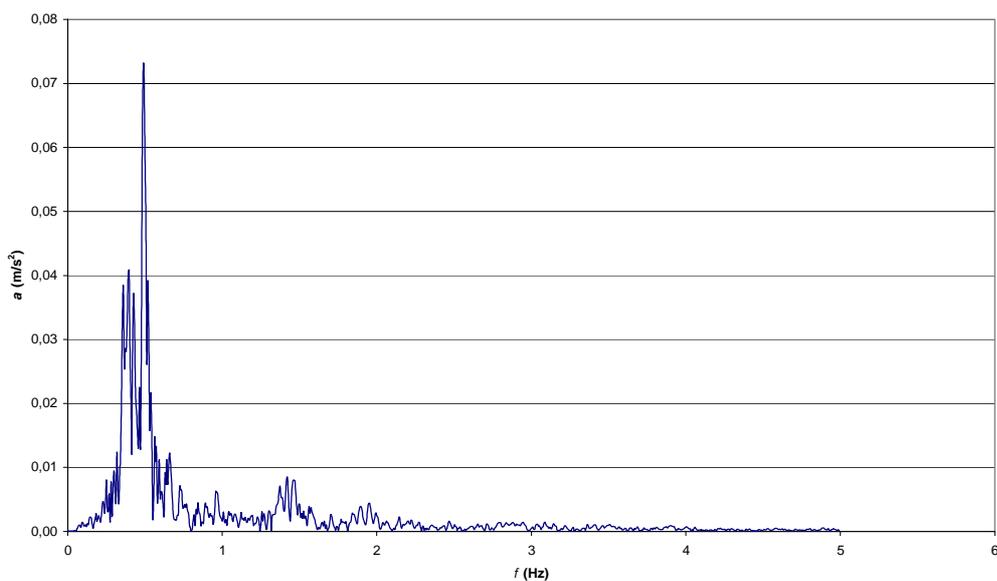


Figura 21. Sinal da Aceleração no domínio da Frequência (México) calculada a partir do sinal no tempo pela FFT.

Os registros de aceleração no tempo dos sismos de El Centro e do México podem ser visto nas figuras 22 e 23, respectivamente. Esta aceleração no tempo é considerada real em termos de aceleração medida.

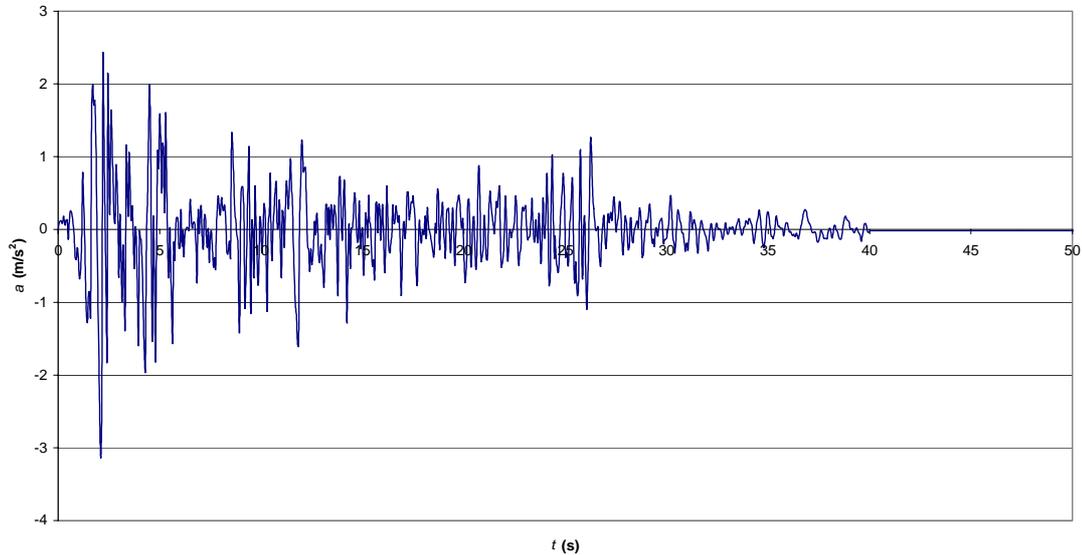


Figura 22. Sinal da Aceleração no Tempo (El Centro 1940), Califórnia, E.U.A, ($M=7,1$).

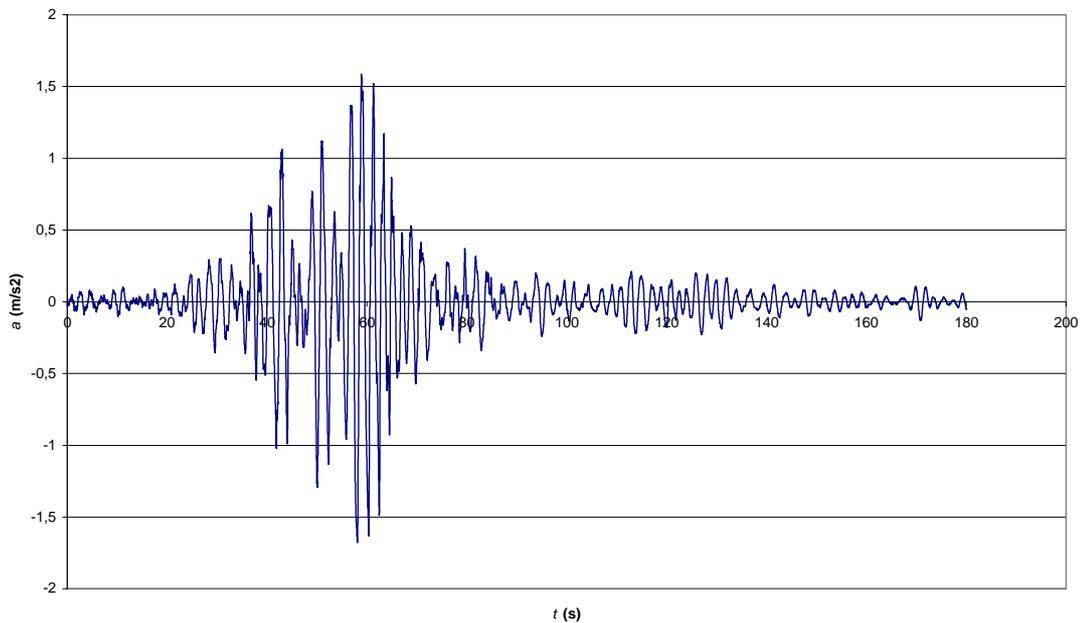


Figura 23. Sinal da Aceleração no Tempo (México 1985), ($M=8,1$).

Tomando-se como base a magnitude e distância até o epicentro do sismo, é possível obter um valor aproximado da amplitude máxima de aceleração 'ao', conforme expressão logo abaixo. Apesar desta equação não considerar todos os parâmetros locais, para alguns sismos as amplitudes de aceleração obtidas são aceitáveis.

$$a_o = \frac{b_s (e^{c_s M})}{r_e^2} \quad [\text{m/s}^2] \quad (4-7)$$

onde:

r_e = distância até o epicentro;

M = magnitude do sismo na escala Richter;

e = exponencial;

b_s e c_s são fatores que dependem do tipo de solo e das condições topográficas.

Entretanto, há considerações importantes sobre esta expressão, pois não pode ser aplicada em casos onde a influência do tipo de solo é decisiva no comportamento do sismo. As figuras 24 e 25 mostram dois registros de aceleração horizontal medidos durante o sismo do México em 1985, em duas diferentes estações na cidade do México. A estação SCT encontra-se numa região com sedimentos arenosos e registrou amplitudes de picos de aceleração de $1,68 \text{ m/s}^2$, (ver figura 24). Já na estação da cidade universitária, CU, localizada apenas a 8 quilômetros de distância da estação SCT, sobre solo rochoso, registrou valores máximos de aceleração de $0,35 \text{ m/s}^2$, uma amplitude 4,8 vezes menor (figura 25) para uma mesma distância do epicentro de 400 quilômetros. As condições do solo, neste caso, provocam uma amplificação dos deslocamentos e mudanças na faixa de frequências predominantes (BLANDÓN, 2003).

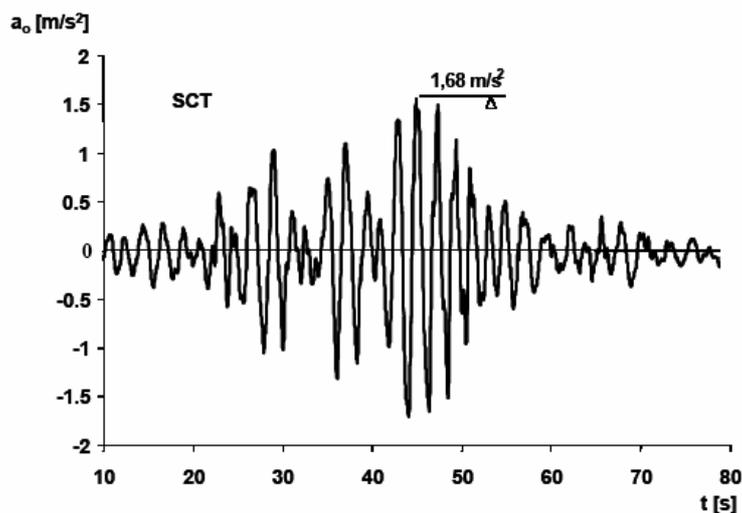


Figura 24. Registro da componente da aceleração horizontal do sismo do México em 1985, na estação SCT.

Fonte: BLANDÓN, 2003, p. 12.

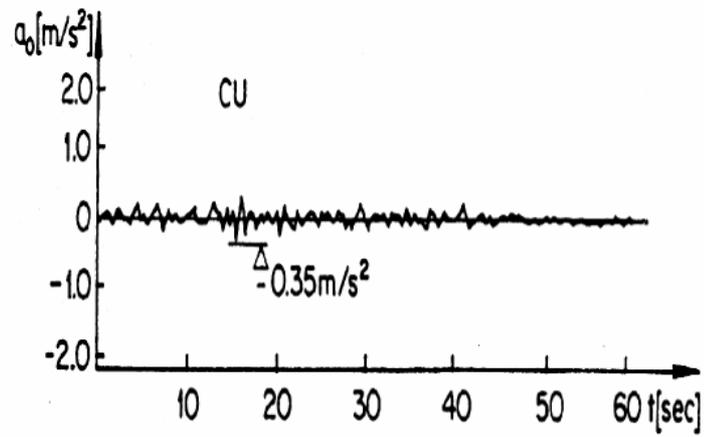


Figura 25. Registro da componente da aceleração horizontal do sismo do México em 1985, na estação da cidade universitária CU.

Fonte: BLANDÓN, 2003, p. 12.

5 ANÁLISES DOS RESULTADOS

5.1 Considerações Gerais

Neste capítulo, analisa-se o comportamento de estruturas aporricadas submetidas à excitação sísmica. O objetivo da análise é comparar as deformações geradas na estrutura pela ação sísmica, aos estados limites últimos, prescritos na norma NBR 8800 referente ao Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites) e também, avaliar a resposta da estrutura sob o ponto de vista das frequências originárias desta excitação sísmica de base.

5.2 Respostas da estrutura

Antes dos resultados obtidos são necessárias algumas considerações importantes sobre a modelagem numérica:

O solo sob a edificação é aqui considerado como sendo um maciço rígido, já que esta pesquisa não explora o efeito da interação solo-fundações-estrutura.

Para as estruturas (pórticos), foram usados 3 modos de vibração, sendo que o 1º, 2º e 3º modos foram considerados com taxas de amortecimento iguais a 1, 2 e 3%. Ressalta-se que em uma estrutura já construída o amortecimento deve ser medido experimentalmente. Os valores aqui utilizados são estimados dentro da faixa para estruturas metálicas que é de 1 a 5% (JEARY, 1997).

Inicialmente as estruturas foram modeladas sem as massas concentradas (m_1 , m_2 , m_3 e m_4), ou seja, analisando apenas as massas dos perfis (peso-próprio), carga variável P, e sinal dos sismos. Já para o pórtico 1, verificou-se que as menores frequências naturais encontradas nos primeiros modos de vibração das estruturas, atingiram valores superiores a 5 Hz (ver tabela 9). Embora esta frequência esteja dentro da faixa de frequências apresentada nos sinais de aceleração, fica afastada da região de maiores picos para os sinais de El Centro (de 1 a 2 Hz, figura 20), e do sismo do México (de 0,4 a 0,6 Hz, figura 21), Dessa forma, o pórtico, que é bastante rígido, não sofreria a influência do efeito dinâmico do sismo.

Tabela 9. Propriedades dinâmicas do modelo sem massas concentradas.

Modelos	Modos	Frequência [Hz]
Pórtico 1	1º	5,5
	2º	24,5
	3º	32,4
Pórtico 2	1º	7,9
	2º	26,1
	3º	52,3
Pórtico 3	1º	9,2
	2º	21,6
	3º	27,2
Pórtico 4	1º	8,9
	2º	10
	3º	11,1

Do capítulo 3 (Dinâmica Estrutural) é possível observar a equação referente a frequência natural da estrutura ω_n :

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (5-1)$$

onde:

K = matriz de rigidez elástica mais a geométrica do elemento,

M = é a matriz de massa consistente ou equivalente, no sistema local.

Isso permite concluir que para diminuir a frequência natural da estrutura deve-se diminuir 'K' ou aumentar 'M'. Alterações em 'K' podem ser feitas modificando-se as seções das barras, aumentando a altura da estrutura ou mesmo seu arranjo estrutural. Para se aumentar 'M' o recurso é a própria adição de massas concentradas. Assim é possível encontrar valores de frequência natural da estrutura mais próximos da faixa de frequências da excitação sísmica com maiores amplitudes.

Esta é a principal razão da presença das massas concentradas nos pórticos. Num caso real, essas massas podem ser representativas de escadas, paredes ou

outros equipamentos presentes nas estruturas. Os novos valores de frequência para os pórticos com concentração de massas no topo ficaram o seguinte:

Tabela 10. Propriedades dinâmicas dos novos modelos com massas concentradas.

Modelos	Modos	Frequência [Hz]
Pórtico 1	1 ^o	1,4
	2 ^o	24,5
	3 ^o	27,8
Pórtico 2	1 ^o	2,1
	2 ^o	21,5
	3 ^o	52,3
Pórtico 3	1 ^o	3,4
	2 ^o	10,1
	3 ^o	27,1
Pórtico 4	1 ^o	3,5
	2 ^o	-
	3 ^o	-

Obs.: No pórtico 4 o 2^o e 3^o modos de flexão apresentam valores de frequências naturais muito altos, em razão da presença do contraventamento.

Após a definição das novas frequências naturais das estruturas, foram determinadas as deformações e comparadas aos esforços de projeto da norma NBR 8800 (estados limites últimos), para os sismos de El Centro e do México conforme tabela 11 e 12 respectivamente.

Tabela 11. Esforços gerados nas estruturas em comparação com os de projeto - NBR 8800 sismo de El Centro.

		Sismo El Centro						
		Esforços Dinâmicos			Esforços Projeto NBR 8800			
Pórtico	Deslocmt ^o δ (mm)	Momento máx. (kN.m)	Tração Nmáx (kN)	Comp Nmáx (kN)	Momento Md (kN.m)	Tração Ndt (kN)	Comp Ndc (kN)	Relação β Mmáx/Md
Pórtico 1	154	51,7	21,2	21,2	34,6	471	346	1,5
Pórtico 2	73	33,1	33	33	34,6	471	346	0,96
Pórtico 3	16,6	17,8	25,6	21,5	34,6	471	346	0,51
Pórtico 4	16,6	19	23,2	23,2	34,6	471	346	0,48

É possível observar que no Pórtico 1 o esforço excessivo de momento (51,7 kN.m), é proveniente do alto deslocamento (154mm) no topo da estrutura. Tanto a deformada, quanto os diagramas de momento estão nas figuras (26 e 27) para o instante $t = 12,65s$ (instante de maiores deslocamentos). A relação β entre o momento solicitante ($M_{máx}$), e o momento resistente de projeto M_d (memória de cálculo para M_d momento resistente de projeto - NBR 8800, ver anexo 1), é utilizada como um parâmetro na avaliação de possíveis danos na estrutura, uma vez que o momento de cálculo é estabelecido, conforme NBR 8800, dentro dos estados limites. Neste caso, como o Pórtico 1 apresentou $\beta = 1,5$ sua estabilidade fica comprometida, podendo vir ao colapso da estrutura. Já na análise da estrutura em termos dos esforços dinâmicos (axiais de tração e compressão), pode-se observar que não há comprometimento estrutural em virtude dos baixos valores da relação entre os esforços solicitantes e de projeto (memória de cálculo para esforços axiais tração e compressão – NBR 8800, ver anexo 2), na ordem de $N_{t_{máx}}/N_{dt} = 0,04$ e $N_{c_{máx}}/N_{dc} = 0,06$.

No Pórtico 2 $\beta = 0,96$ demonstra que a estrutura não está comprometida. Há duas razões para isso: a primeira é em função da geometria, com a inserção

do travamento lateral garantindo uma menor deformação no topo, conseqüentemente com esforços de momento menores. A segunda, em virtude de um aumento na freqüência natural da estrutura proveniente do ganho de rigidez conseqüentemente afastando esta freqüência da faixa de maiores amplitudes de aceleração do sismo.

Nos Pórticos 3 e 4 segue-se as mesmas situações. Não há deslocamentos excessivos, em razão do contraventamento e ganho de rigidez, conseqüentemente são gerados menores esforços ($\beta = 0,51$ e $0,48$).

Tabela 12. Esforços gerados nas estruturas em comparação com os de projeto - NBR 8800 sismo do México.

		Sismo México						
		Esforços Dinâmicos			Esforços Projeto NBR 8800			
Pórtico	Deslocmt ^o δ (mm)	Momento Máx. (kN.m)	Tração Nmáx (kN)	Comp Nmáx (kN)	Momento Md (kN.m)	Tração Nd (kN)	Comp Nmáx (kN)	Relação β Mmáx/Md
Pórtico 1	75,3	25,2	10,3	10,3	34,6	471	346	0,73
Pórtico 2	17,3	7,9	7,7	7,7	34,6	471	346	0,22
Pórtico 3	5,9	6,3	9,41	8,14	34,6	471	346	0,18
Pórtico 4	4,9	5,6	6,9	6,9	34,6	471	346	0,16

No caso do sismo do México, pode-se perceber que os valores de β não atingiram 1 para todos os pórticos. Isso demonstra que nenhum dos pórticos ficaria comprometido quanto à estabilidade, em termos de esforços. Outra consideração importante a partir desse segundo exemplo, é a de que nem sempre as maiores magnitudes sísmicas implicam em maiores deformações estruturais. Como foi visto, os maiores esforços aconteceram no sismo de El Centro com magnitude de 7,1 na escala Richter. Estes esforços comprometeriam significativamente o Pórtico 1 por exemplo, o que não acontece com esse mesmo Pórtico induzido ao sismo do México com magnitude de 8,1 na escala Richter. A principal diferença encontra-se na faixa de amplitude das freqüências de aceleração do sismo em comparação as freqüências naturais das estruturas. No sismo de El Centro, as maiores acelerações encontram-se entre 1 e 2Hz e no sismo do México entre 0,4 e 0,6Hz, ou seja,

com um maior intervalo das mais altas acelerações o sismo de El Centro abrange uma gama maior de estruturas. É o caso do 1º pórtico, pois sua frequência natural de vibração é de 1,43Hz, ficando, portanto, dentro da faixa de maiores acelerações do sismo. No sismo do México, as maiores amplitudes de aceleração estão relacionadas com uma faixa de frequências de excitação mais distante das frequências naturais das estruturas. Dessa forma não atinge significativamente os pórticos em termos de esforços solicitantes.

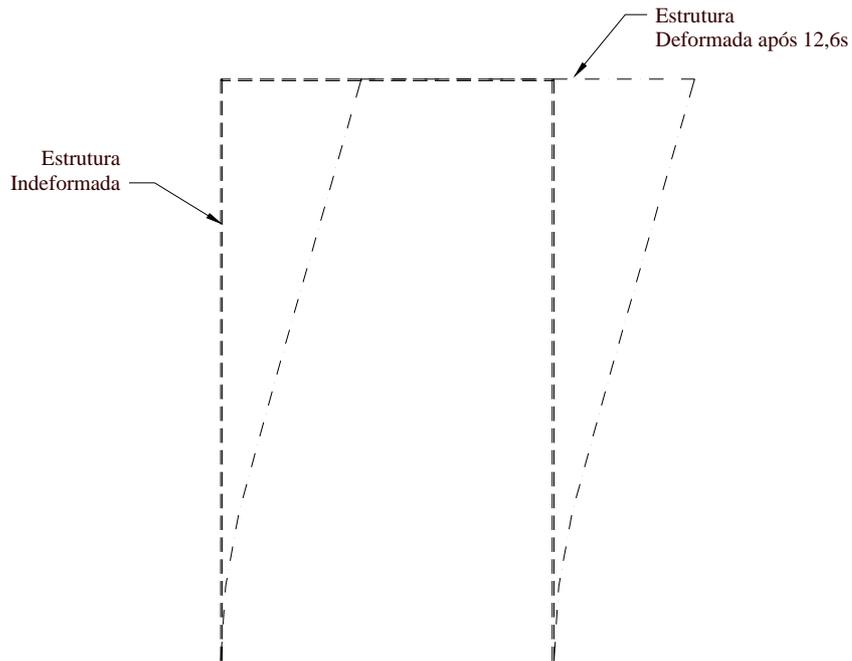


Figura 26. Deformada do Pórtico 1 sismo de El Centro no instante $t=12,6s$.

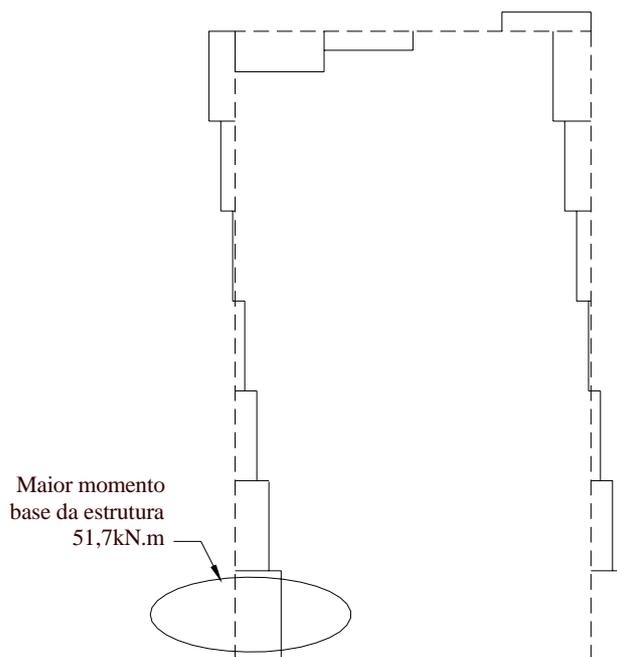


Figura 27. Diagrama de momento Pórtico 1 sismo de El Centro no instante $t=12,6s$.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

É comum quando se imagina a incidência de um sismo em um determinado lugar, atribuir à extensão de possíveis perdas/danos geológicos, estruturais (edificações) ou humanas, à sua magnitude. Sem dúvida uma das primeiras informações que se quer saber é a ‘força’ em escala, um valor que pode ser obtido através da escala Richter, que num primeiro momento serve como referência. Na engenharia a análise a ser feita é quanto aos esforços e deslocamentos excessivos oriundos da aceleração de base induzidos por abalo sísmico em edificações e estruturas projetadas. Deslocamentos e deformações que como pode ser visto nesta pesquisa, depende de outros parâmetros além da magnitude.

As amplitudes das respostas em termos de esforços, obtidas por meio da análise dinâmica, atuando como ações superpostas aos esforços devido ao peso próprio e cargas de serviço, mais a atuação das forças dinâmicas induzidas pela ação sísmica de base, tornam a estrutura susceptível a vibrações laterais excessivas. A excitação sísmica, como toda a ação aleatória possui características próprias de frequência, duração, e amplitude das quais depende a amplificação da resposta da estrutura.

Como pode ser visto inicialmente, as estruturas sem as massas concentradas (m_1 , m_2 , m_3 e m_4) para o primeiro modelo de pórtico sem travamento lateral, já alcançava frequências naturais para os 3 modos de vibração acima de 5 Hz. Embora esta frequência estivesse dentro da faixa de frequência apresentada nos sinais de aceleração, ficava afastada da região de maiores picos, de 1 a 2 Hz para o sinal de El Centro e 0,4 a 0,6 Hz para o sismo do México. Dessa forma é possível concluir que este pórtico não sofre a influência do efeito dinâmico do sismo, pois é bastante rígido em sua concepção estrutural.

Já com a inclusão das massas concentradas, observou-se uma diminuição na frequência natural do pórtico 1, caindo de 5,5 para 1,43 Hz entrando dessa maneira, na faixa de maiores acelerações do sinal de El Centro.

Dessa forma analisando os esforços provenientes do efeito dinâmico, do sismo com as novas frequências da estrutura, foi possível observar que no Pórtico 1 o esforço excessivo de momento (51,7 kN.m), foi proveniente do alto deslocamento (154mm) no topo da estrutura. Tanto a deformada como o diagrama de momento para o instante de maior deslocamento, indicaram deslocamentos e deformações excessivas. A relação β entre o momento solicitante ($M_{máx}$), e o momento resistente de projeto M_d , (utilizada como um parâmetro na avaliação de possíveis danos na estrutura), apresentou para o Pórtico 1

$\beta = 1,5$. Apontado um comprometimento na sua estabilidade, podendo vir ao colapso da estrutura. Já na análise da estrutura em termos dos esforços dinâmicos (axiais de tração e compressão), foi possível observar que não houve comprometimento estrutural em virtude dos baixos valores da relação entre os esforços solicitantes e de projeto, na ordem de $N_{t_{\max}}/N_{dt} = 0,04$ e $N_{c_{\max}}/N_{dc} = 0,06$.

A partir do pórtico 2 em função da geometria, com a inserção do travamento lateral garantindo uma menor deformação no topo, conseqüentemente com esforços de momento menores, e em virtude de um aumento na freqüência natural da estrutura proveniente do ganho de rigidez afastando esta freqüência da faixa de maiores amplitudes de aceleração do sismo, as estruturas não ficaram comprometidas.

No caso do sismo do México, pôde-se perceber que os valores de β não atingiram 1 para todos os pórticos. Demonstrando que nenhum dos pórticos ficaria comprometido quanto à estabilidade, em termos de esforços.

Por isso comprova-se, a partir desse segundo exemplo, de que nem sempre as maiores magnitudes sísmicas implicam em maiores deformações estruturais. É importante ressaltar que os maiores esforços aconteceram no sismo de El Centro com magnitude de 7,1 na escala Richter. Estes esforços comprometeriam significativamente o Pórtico 1 por exemplo, o que não aconteceu com esse mesmo Pórtico induzido ao sismo do México com magnitude de 8,1 na escala Richter. Assim, a principal diferença encontra-se na faixa de amplitude das freqüências de aceleração do sismo em comparação as freqüências naturais das estruturas.

Também em razão do contraventamento e conseqüentemente ganho de rigidez, são gerados menores esforços, resultando em menores deslocamentos.

Neste aspecto reforçam-se nesta pesquisa algumas medidas que são tidas como “mandamentos” quanto às normas de projeto para edificações em zonas de risco sísmico: simetria, regularidade na distribuição de massa e rigidez e coincidência entre o eixo principal de inércia de massa e o eixo vertical de rigidez torsional para evitar efeitos extras de torção.

A interação solo-fundações-estrutura, assim como a análise de estruturas em 3D, desenvolvimento de arranjos estruturais, dispositivos de minimização em estruturas, todos esses tópicos voltados aos efeitos dos abalos sísmicos ficam como sugestão para trabalhos futuros.

7 REFERÊNCIAS

- ANDRADE, Péricles Barreto de. **Curso Básico de Estruturas de Aço**. IEA 2ª edição. Minas Gerais, 1999. 192p.
- BLANDÓN, Norma Auxiliadora Rodrigues. Tese de doutorado: **Dissipação de energia em estruturas de edifícios sob ação sísmica**. Rio de Janeiro, 2003. 148 p.
- CLOUGH, R. W e PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. 2nd Edition. McGraw-Hill. 1993.
- HARRIS, C. M.; Crede, C. E. **Shock and Vibration Handbook**, McGraw-Hill Book Co.
- JEARY, Alan. **Designer's Guide to the Dynamic Response Of Structures**. E & FN Spon. Hong Kong, 1997. 235p.
- ROSENBLUETH, Newmark N.M. **Fundamentals of Earthquake Engineering**. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, 1971.
- THOMSON, William T., **Teoria das Vibrações com Aplicações**. Rio de Janeiro. Interciencia, 1978.
- TEIXEIRA, Wilson, et al. **Decifrando a Terra**. São Paulo. Oficina de Textos. 2ª Reimpressão, 2003. 558p.
- TOMAS, dos Mares Guia Braga. **Cronologia do Uso dos Metais**. Texto em cd-rom com título: Tecnologia para Pré-Dimensionamento de Estrutura Metálica. Usimetal – Usiminas.
- VARGAS, Milton. **Historia da Técnica e da Tecnologia no Brasil**. SP. Universidade Estadual Paulista, 1994.
- NBR 8800. Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (método dos estados limites).
- MONTARDO, Doris Ketzer. **Afinal, acontecem Terremotos no Brasil?** Simpronoroeste. Artigo nº 164, dez. 2006. Disponível em: <<http://www.sinpronoroeste.org.br>>. Acessado em 12 dez. 2006.

Sites consultados:

<<http://www1.folha.uol.com.br>> Acesso em: 29/08/2006.

03/12/2006.

<<http://www.br.f556.mail.yahoo.com>> Acesso em: 29/08/2006.

<<http://www.sinpronoeste.org.br>>. Acessado em 12 dez. 2006.

8 ANEXOS

Anexo 1

**MOMENTO RESISTENTE - VIGA "I" SIMETRICA
VALIDO APENAS PARA VIGA BI-APOIADA**

fy=	2.500	(kgf/cm ²)
fu=	4.000	(kgf/cm ²)
fr=	115	(kgf/cm ²)
E=	2.050.000	(kgf/cm ²)

h	bf	tf	to	ho	b/t	b/tmax	h/t	h/tmax	Verif0	A	P	Ix	Wx
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	mesa	mesa	alma	alma		(cm ²)	(kg/m)	(cm ⁴)	(cm ³)
210	120	4,75	4,75	201	13	11	42	100	lim b/t	20,9	16,4	1.520	145

ix	ly	Wy	iy	Lb	M1	M2	M1/M2	Lpd	Verif1	Lp	Verif2	CB
(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm)	(menor)	(maior)		(cm)		(cm)		
8,5	137	23	2,6	200	1,0	1,0	(1,0)	97	** Lb>Lpd	128	** Lb>Lp	1,00

Mn1
Lb < Lp

Mn3
Lp < Lb <= Lr

Mn4
Lb > Lr

ht	At	It	rt	X	Lr	Z	Mpl	Mr	Mnmax	Mn2	f1
(mm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)		(cm)	(cm ³)	(tf.m)	(tf.m)	(tf.m)	(tf.m)	
33,4	7	68	3,06	6,04	304,11	165	4,12	3,45	4,52	3,85	1.920

f1	f2	Mcr	Mn	Md,r	Mk
		(tf.m)	(tf.m)	(tf.m)	(tf.m)
1.920	4.668	7,31	3,85	3,46	2,47



Md,r
(kN.m)
34,62

Anexo 2

PERFIL "I" - Verificação à compressão e tração

f_y	E	I_x
(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(cm)
2.500	2.050.000	700

h	bf	tf	to	A	P	i_y	λ_{lim}	Q_s
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(kg/m)	(cm)		
210	120	4,75	4,75	20,9	16,4	2,6	OK	1,00

Q_a	Q	λ_x	λ_y	λ	ρ	N_{d,r}	T_{d,r}	INT.
						(tf)	(tf)	
1,00	1,00	0,91	0,00	0,91	0,73	34,6	47,1	OK

↓	↓
N_{d,r}	T_{d,r}
(kN)	(kN)
346	471