

4

Aspectos da Análise Sísmica em Geoestruturas

4.1

Introdução

Um dos maiores desafios da engenharia geotécnica de terremotos é a de poder caracterizar e avaliar da melhor forma o comportamento dinâmico dos solos e geoestruturas. É importante que os conceitos e procedimentos que implicam este tipo de análise sísmica sejam previamente revisados para serem aplicados com responsabilidade.

Portanto, neste capítulo, apresenta-se uma revisão dos aspectos básicos de sismicidade, caracterização e estimativa dos parâmetros de movimento, métodos empregados para avaliação da resposta do terreno, bem como da caracterização das propriedades dinâmicas, dentre outros aspectos.

4.2

Conceitos básicos de sismicidade

A sismologia surgiu de uma necessidade natural de entender a estrutura interna e o comportamento da terra, relacionados em particular com os fenômenos sísmicos. A investigação de problemas envolvendo carregamentos sísmicos requer o conhecimento básico de diferentes processos que influenciam a ocorrência de sismo e como estes provocam movimentos do terreno.

Aspectos relacionados à sismologia como a estrutura da Terra, processos de falhas geológicas como a teoria da recuperação elástica são explicados de forma mais abrangente por Bolt (1993), Kramer (1996), pelo Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas (IAG) da Universidade de São Paulo, e pelo Observatório Sismológico da Universidade de Brasília, no Brasil.

Dentre os vários aspectos que o estudo da sismicidade abrange, é feita a continuação uma rápida revisão de conceitos gerais aplicados à análises sísmicas, como

são o processos de propagação e atenuação de ondas sísmicas, localização, intensidade, magnitude e energia de um sismo e os efeitos que estes causariam.

4.2.1 Sismicidade e tectônicas das placas

A sismologia ajuda a explicar a teoria de Tectônicas de placa, na qual a hipótese básica é de que a superfície da terra consiste de um número de blocos grandes e intactos chamados placas tectônicas, as quais apresentam movimentos relativos entre si. As principais placas, denominadas continentais, são seis: Africana, Americana, Antártica, Australo-Indiana, Euroasiática e do Pacífico (Figura 4.1). O movimento relativo destas placas pode ocorrer de forma lenta e contínua (assísmica) ou de forma brusca (sísmica). As regiões situadas na parte interna das placas tectônicas denominam-se de intraplacas. As faixas próximas aos limites destas placas, denominadas de regiões interplacas, correspondem às regiões mais sismicamente ativas. Logo, a ocorrência de sismos e vulcões coincide com as bordas de placas.

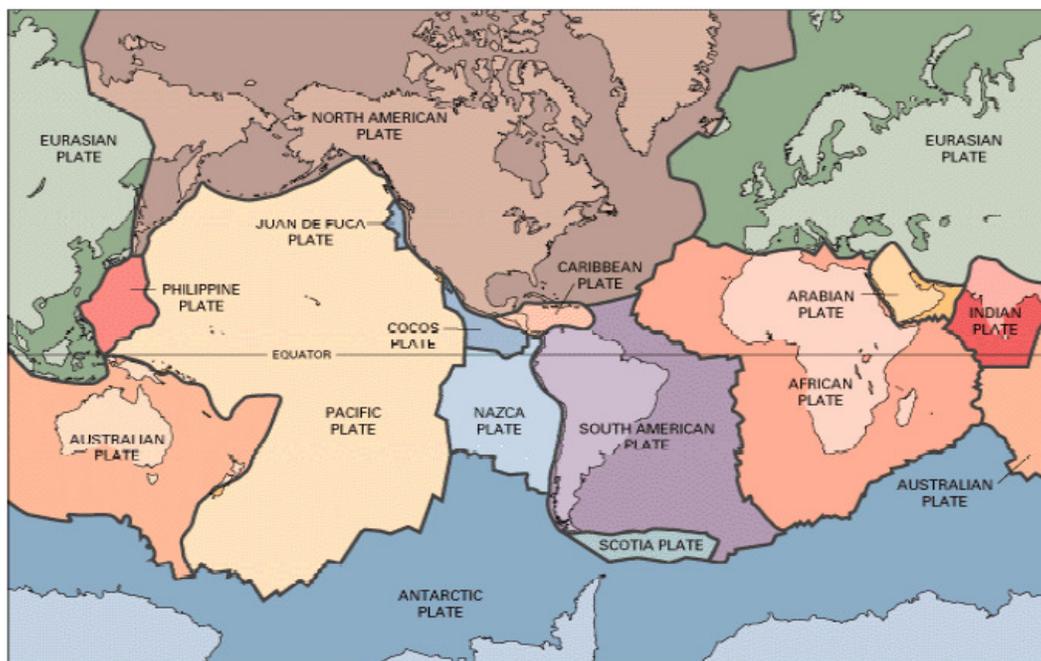
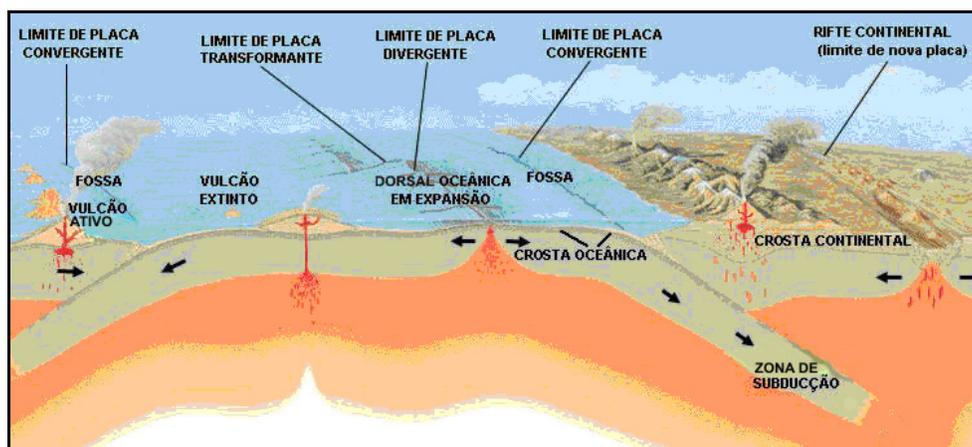


Figura 4.1- A Litosfera, a camada mais superficial da Terra, está dividida em grandes porções, chamadas de PLACAS LITOSFÉRICAS (USGS, Washington, 2001).

Os sismos interplacas ocorrem nas zonas de fronteira entre placas tectônicas (Figura 4.2) e dependem da forma com que as mesmas se movimentam entre si. Movimentos de deslizamento, de separação e de colisão são movimentos característicos destas regiões sísmicas. Um estudo mais detalhado da sismicidade na região interplacas do Pacífico, no Peru, foi estudado recentemente por Gamarra (2009).

Deve-se observar com atenção que o Brasil ocupa região intraplaca. A sismicidade intraplacas ocorre dentro da mesma placa litosférica (no caso, a placa Sul-americana) e a atividade sísmica é menos frequente. Nessa região, a grande maioria dos sismos que ocorrem é de pequena magnitude (<5) e de baixa profundidade (<30km), embora mais de uma dezena de terremotos com magnitude superior a 5 tenham sido registrados no país desde 1922.



Fonte: http://geo.ineti.pt/geociencias/edicoes_online/diversos/guiao_tectonica_placas/texto.htm

Figura 4.2 – Esquemática de movimentos interplacas

4.2.1.1

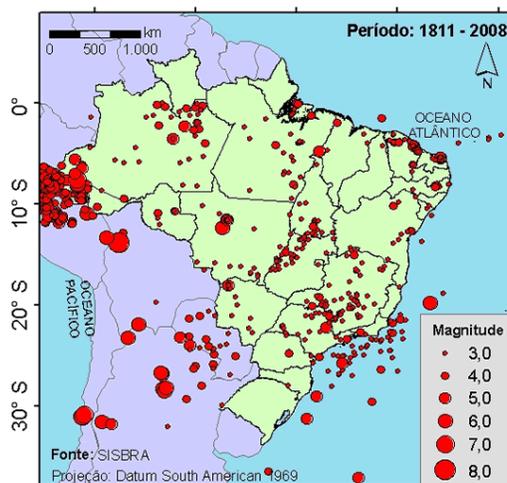
Regiões intraplacas

O Brasil por estar situado no interior da placa tectônica da América do Sul, uma região continental estável, apresenta uma sismicidade bem inferior àquela observada nas bordas de placas, como é o caso da zona de contato entre as placas de Nazca e a Placa Sul-americana, onde os sismos são mais frequentes e de maiores magnitudes. Além disso, a sismicidade observada no Brasil é menor do que em outras regiões intraplacas, como são os casos do leste da América do Norte, Índia, África e Austrália, onde já foram

observados grandes terremotos, como, por exemplo, os de Nova Madri (EUA), em 1811 e 1812, com magnitudes 8,2 e 8,0, respectivamente (Johnston, 1989).

Vários pesquisadores, que vem estudando constantemente as Placas Americanas, têm sugerido que a atividade sísmica que se verifica nas regiões intraplaca representa pequenas acomodações na crosta, relacionados com a abertura do Oceano Atlântico, hipótese também advertida por sismólogos brasileiros (Berrocal *et al.*, 1996). É observado, também, que em regiões oceânicas intraplacas, uma falha ou um conjunto de falhas não podem ser identificados como fonte(s) de terremotos e avaliações errôneas de epicentros podem passar despercebidas. A maioria dos eventos intraplaca confiáveis estão associados a comportamentos tectônicos identificáveis com mecanismos focais que frequentemente parecem representativos de liberação de tensões locais anômalas, e não associadas ao movimento global da placa.

O mapa da Figura 4.3 foi elaborado a partir de dados provenientes do banco de dados do Observatório de Sismologia da Universidade de Brasília (SIS/UnB), o qual foi inicialmente formado da compilação de Berrocal *et al.* (1984) (de registros históricos e instrumentais dos sismos com epicentros no Brasil e regiões vizinhas desde a época da colonização até 1981) sendo complementado até 1995 com dados do Boletim Sísmico Brasileiro, publicado até então na Revista Brasileira de Geofísica. Hoje em dia, este banco de dados do SIS/UnB vem sendo atualizado com os dados da UFRN em conjunto com a USP.



Fonte: http://www.obsis.unb.br/index.php?option=com_content&view=article&id=59&Itemid=71&lang=pt

Figura 4.3 – Sismicidade natural do Brasil – Universidade de Brasília.

4.2.1.2 Ondas sísmicas

Quando um terremoto ocorre, as ondas sísmicas propagam-se através da crosta terrestre e manifestam-se na forma de fortes vibrações do solo por vários quilômetros quadrados na vizinhança da fonte sísmica. O movimento vibratório é mais intenso na região próxima à fonte sísmica e atenua-se com a distância, de maneira geral.

As deformações provocadas durante a passagem das ondas elásticas são de dois tipos, variações do volume sem mudar a forma e variações da forma sem mudar o volume.

O primeiro tipo de onda são as longitudinais que provoca sucessivas compressões e dilatações do meio, induzindo deformações volumétricas no material no qual se propagam e causam um movimento da partícula na mesma direção de propagação da onda. É conhecida também como onda dilatacional, compressional, longitudinal, ou primária, ou simplesmente onda P (Figura 4.4), são as ondas de corpo mais rápidas. Estas ondas P, assim como as ondas sonoras, são capazes de propagar-se tanto através de corpos sólidos como através de corpos líquidos. Quando estas ondas emergem na superfície da Terra, parte delas pode ser transmitida à atmosfera como ondas sonoras.

O segundo tipo de onda provoca deformações de cisalhamento, com vibrações transversais à direção de propagação da onda, são as ondas de corpo mais lentas. Na medida em que essa onda se propaga, esta cisalha o material lateralmente na direção perpendicular à direção de propagação, por isso também são conhecidas como onda cisalhante, transversal ou secundária ou simplesmente onda S (Figura 4.4). As ondas S podem ser polarizadas em vibrações verticais (SV) ou horizontais (SH), transversais à direção de propagação da onda. Como os líquidos não apresentam a capacidade de se deformarem desta maneira, pode se concluir que, as ondas S não se propagam nas partes líquidas da Terra, tais como oceanos e lagos. Estas ondas apresentam uma maior energia a distâncias menores que 100 km do epicentro.

As velocidades das ondas P e S dependem da densidade ρ , do módulo de cisalhamento ou módulo de elasticidade transversal G e do coeficiente de Poisson ν das rochas e solos por onde se propagam. Fórmulas para a determinação das velocidades das

ondas são apresentadas na Tabela 4.1. Uma vez que os materiais geológicos apresentam uma rigidez maior à compressão do que ao cisalhamento, as ondas P propagam-se com velocidades maiores do que as ondas S.

A incidência das ondas de corpo inclinadas com a superfície livre da Terra produz as ondas superficiais, que são basicamente derivadas a partir das sucessivas reverberações que as ondas P e S sofrem nessas camadas, e recebem este nome por terem seus movimentos restritos à superfície terrestre, reduzindo suas amplitudes com a profundidade. Tais ondas correspondem às ondulações superficiais que se propagam em lagos.

As ondas superficiais mais conhecidas são as ondas Rayleigh (R) (Figura 4.4), deslocam-se mais lentamente do que as ondas de corpo. Já que as ondas Rayleigh movimentam as partículas do meio tanto vertical como horizontalmente na forma de elipses retrógradas em um plano vertical paralelo à direção de propagação da onda. As ondas Love (L) são semelhantes às ondas SH, porém com maior período de vibração, movem o solo lateralmente em um plano horizontal e perpendicularmente à direção de propagação, como evidenciado na Figura 4.4. As ondas Love são um pouco mais rápidas do que as ondas de Rayleigh. A partir de distâncias maiores que 100 km as ondas superficiais possuem mais energia que as ondas de volume, por esse motivo são estas que provocam o maior índice de destruição, no caso de ocorrência de sismos nessas distâncias. Portanto, as ondas de Rayleigh são de maior importância na engenharia.

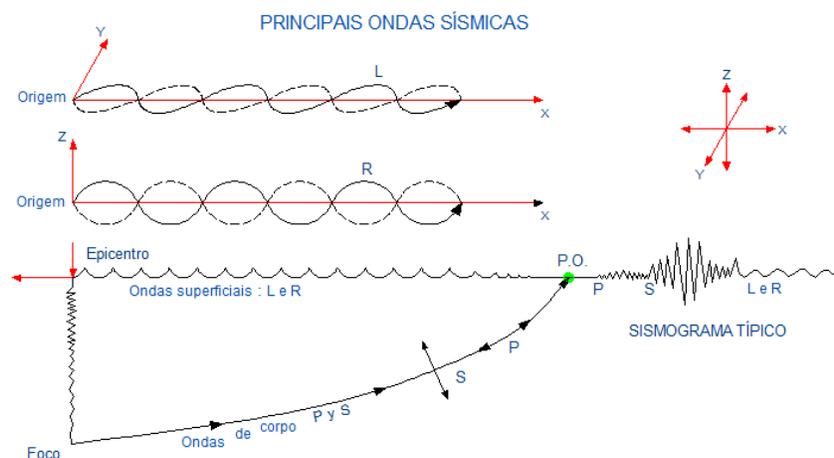


Figura 4.4 - Principais ondas sísmicas com propósitos de engenharia (Kuroiwa, 2002), *apud* Gamarra (2009).

Tabela 4.1 – Velocidade das ondas sísmicas.

Onda	Relação elástica		Observação
P	$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$	$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$ Verificando-se: $v_p \geq v_s \sqrt{2}$	λ e G : sãs as constantes de Lamé (G também conhecido como módulo de cisalhamento), E é o módulo de Young e ν é o coeficiente de Poisson.
S	$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$ v_{s1} (na superfície) v_{s2} (em camadas mais profundas)		
Love	$v_{s1} < v_L < v_{s2}$		
Rayleigh	$v_R = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} \cdot v_s$		

Quando uma onda de corpo inclinada incide sobre uma interface de duas camadas de materiais diferentes, parte de sua energia é refletida e parte é refratada, conforme ilustrado na Figura 4.5. O comportamento das ondas na interface é governado pela relação das impedâncias dos materiais das duas camadas. Quando ondas P ou SV atingem a interface de duas camadas, estas refletem ondas P e SV e refretam ondas P e SV, como esquematizado na Figura 4.5a. Por outro lado, a onda SH reflete e refrata somente ondas SH (Figura 4.5b). Quando uma onda inclinada propaga-se em direção à superfície através de camadas sucessivamente mais flexíveis, a porção da onda que atravessa cada interface se refrate cada vez mais próximo à direção vertical.

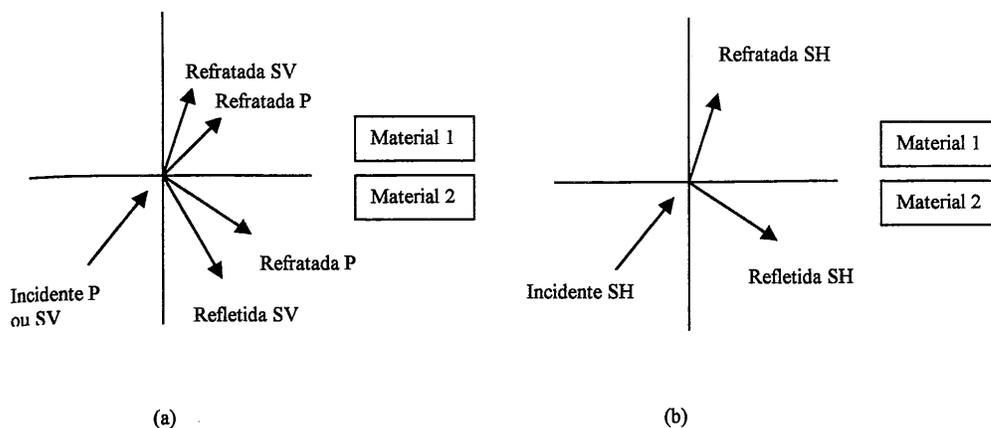


Figura 4.5 – Reflexão e Refração: (a) de ondas P ou SV; (b) de ondas SH (Adaptado de Kramer, 1996).

4.2.1.3 Atenuação das ondas sísmicas

As amplitudes das ondas de tensão decrescem a medida que as ondas se propagam. Existem dois mecanismos que causam a atenuação das amplitudes das ondas. O primeiro é o amortecimento do material, o qual é devido à absorção de energia pelos materiais através dos quais as ondas se propagam. O segundo é o amortecimento de radiação (chamado também de amortecimento geométrico ou atenuação geométrica), o qual resulta do espalhamento da energia das ondas sobre volumes maiores de material à medida que estas se afastam da fonte.

As ondas sísmicas são afetadas tanto pelas condições do solo quanto pela topografia. As ondas de corpo atenuam-se mais rapidamente do que as ondas de superfície. As ondas de frequência mais elevadas também se atenuam mais rapidamente do que ondas de baixa frequência.

A Figura 4.6 esquematiza o processo de radiação das ondas sísmicas. Quando a energia de um terremoto é liberada a partir de uma falha sob a superfície, ondas de corpo propagam-se a partir da fonte em todas as direções. Representando a zona de ruptura como uma fonte pontual, as frentes de ondas são esféricas e a partir do estudo de propagação de ondas evidenciou-se que a atenuação geométrica causa um decréscimo das amplitudes das ondas proporcional a $1/r$, sendo r a distância à fonte. Pode-se também concluir que as amplitudes decresçam na razão de $1/\sqrt{r}$, para as ondas superficiais, e de $1/r^2$ para o caso das ondas de corpo. Em outras palavras, as ondas superficiais apresentam uma atenuação geométrica bem menor do que as ondas de corpo. Isto explica a maior proporção de movimentos devidos a ondas superficiais (quando comparados com movimentos devido as ondas de corpo) normalmente observado a grandes distâncias epicentrais, e em parte também a vantagem de se trabalhar com magnitudes de ondas superficiais para a caracterização de terremotos distantes.

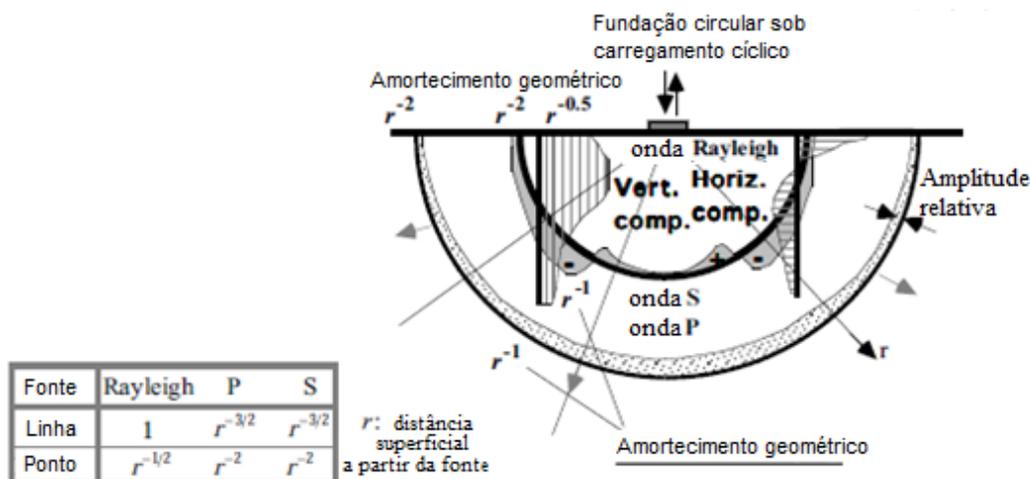


Figura 4.6 – Decréscimo de amplitude de ondas sísmicas com a distância (r) a partir da fonte (amortecimento geométrico), (Woods, 1968) *apud* Towhata (2008).

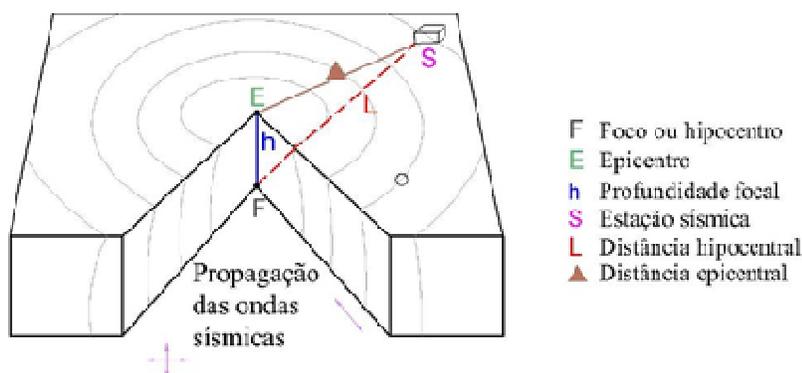
4.2.2 Sismos

É a liberação instantânea, através de deslocamento em uma fratura, de energia elástica acumulada no interior da Terra. Sinônimos de sismo são: abalo sísmico, tremor de terra e terremoto. Este último termo é utilizado principalmente para referir-se a sismos de grande magnitude ($M > 6,0$) ou a sismos que provocam destruição. Existem vários tipos de sismos, entre os quais podemos mencionar:

- Sismos de origem tectônica:** são associados a falhas tectônicas, que normalmente ocorrem pelo movimento e interação das placas tectônicas. São os mais abundantes e também tem as maiores magnitudes, além de ocorrer em profundidades desde muito próximas à superfície da Terra até mais de 600 km de profundidade.
- Sismos de origem vulcânica:** estão associados às erupções vulcânicas, podem atingir grandes magnitudes, porém tem seus focos relativamente superficiais (da ordem poucos km até poucas dezenas de km).
- Sismos de origem secundária:** são provocados normalmente pela acomodação de estratos superficiais, que provocam deslizamentos e afundamentos do solo.
- Sismos induzidos:** são sismos de origem secundária ou tectônica disparados pela ação do homem, principalmente quando constrói reservatórios hidrelétricos, quando injeta água através de poços profundos, ou na escavação de minas subterrâneas.

4.2.2.1 Localização de um sismo

O local onde se inicia o processo de ruptura, isto é, a liberação da energia que está acumulada no interior da Terra, de onde se originam as primeiras ondas sísmicas é chamado de *foco* ou *hipocentro* do sismo (Figura 4.7). Do foco, a ruptura se estende através da falha a velocidades de 2 a 3 km/s (Bolt, 1989). Mas, mesmo que a ruptura de falha possa estender-se à superfície do solo, o foco é localizado debaixo da superfície da Terra a uma distância, h , conhecida como *profundidade focal* ou *profundidade hipocentral* abaixo da superfície da Terra. O ponto que resulta da projeção vertical do foco sobre a superfície da Terra é chamado de *epicentro*. A distância na superfície do solo entre um observador (na Figura 4.7 referenciado com a letra S, como Estação Sísmica) e o epicentro é conhecido como *distância epicentral*, e a distância entre o observador (estação sísmica) e o foco é chamado *distância focal* ou *distância hipocentral*.



Fonte: (adaptado de <http://www.google.com.br/search?hl=pt-BR&q=dinamica+da+terra&meta=>).

Figura 4.7 – Elementos para descrição da localização de um sismo

A localização preliminar do sismo é baseada na diferença entre os tempos de chegada de ondas P e S a uma estação sismográfica, a qual permite estimar a distância epicentral (d) pela expressão (4.1)

$$d = \frac{\Delta t_{P-S}}{\frac{1}{v_S} - \frac{1}{v_P}} \quad (4.1)$$

na qual Δt_{p-s} é a diferença entre os tempo de chegada: e v_p e v_s são as velocidades de propagação das ondas P e S, respectivamente.

Em leitos rochoso, as velocidade das ondas P são geralmente de 3 a 8 km/s e as velocidades das ondas S variam de 2 a 5 km/s (Gamarra, 2009). Conhecendo-se estes elementos obtidos em três diferentes estações sismográficas, basta traçar, com o auxílio de um compasso, três arcos de circunferência centrados nessas estações, com raios iguais às respectivas distâncias epicentrais, para determinar, na interseção, a localização do epicentro do terremoto.

Com o avanço da tecnologia, a localização preliminar de um sismo e demais elementos (Figura 4.7) são obtidos quase imediatamente após iniciado o terremoto (levando em conta o tempo que as ondas sísmicas levam para viajar do epicentro para as estações sísmicas), a partir da transmissão de dados via satélite e por linhas telefônicas desde as estações sísmicas para qualquer central digital no planeta.

4.2.2.2

Grandeza de um sismo: magnitude e intensidade

Magnitude

O conceito de magnitude foi introduzido por Richter na década de 1930, para comparar o tamanho dos sismos, ou seja, para obter uma equivalência da energia liberada pelos terremotos.

Atualmente existem várias escalas de magnitude baseadas no conceito original de Richter que foi elaborado com dados (amplitude máxima e período) de sismos locais da Califórnia, registrados nos sismógrafos Wood-Anderson tecnologicamente inferior aos sismógrafos empregados mais recentemente.

Entre as escalas de magnitude mais usadas tem-se: a) Magnitude Local Richter, M_L ; b) Magnitude de Ondas Superficiais, M_s ; c) Magnitude de Ondas de Corpo, m_b e m_B ; e d) Magnitude do Momento Sísmico M_w . Uma descrição bem detalhada está descrita em Kramer (1996). Scordilis (2006) apresenta também algumas correlações para a conversão de diferentes magnitudes de sismos. A seguir apenas umas observações estão sendo comentadas.

As diferentes formas de medir as magnitudes utilizam as amplitudes de algumas ondas sísmicas, tais como as superficiais (s) e as de corpo (b), que têm sido registrados por equipamentos calibrados. Dados similares de ondas superficiais e de ondas registradas a distâncias telessísmicas (maiores do que 20°) foram utilizados para elaborar a escala M_S e escala m_b , respectivamente. Esta última é a mais utilizada devido a que a onda P pode ser registrada pela maioria das estações e porque os sismos de profundidade maior que 200 km, geralmente, não geram ondas superficiais.

Como verificado na Figura 4.8, as escalas de sismos m_b e M_S começam a saturar para magnitude muito grande, a partir de magnitude 6 para a escala m_b , e a partir de magnitude 8 para escala M_S . Esta limitação é provocada pelo intervalo reduzido do espectro de freqüências das ondas P e, em menor escala, das ondas superficiais. Para resolver essa limitação se utiliza atualmente a escala Magnitude do Momento Sísmico M_w , com base na dimensão da falha e do conteúdo espectral do acelerograma.

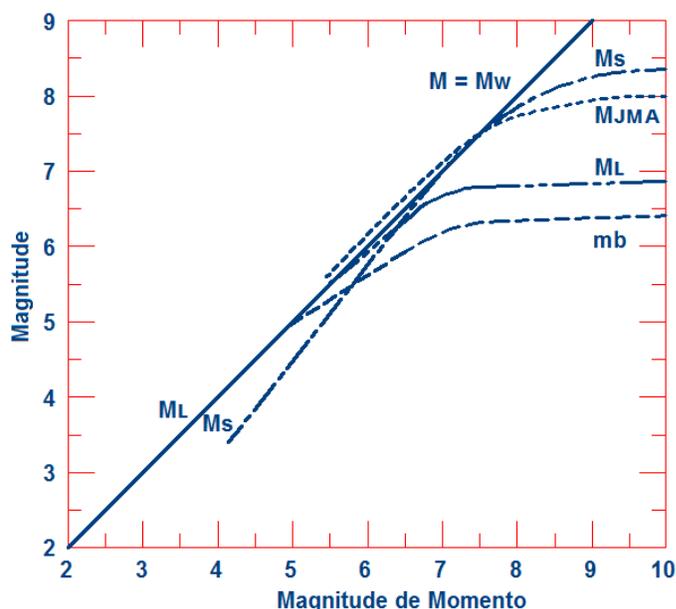


Figura 4.8 – Ilustração da relação entre magnitude e a escala de saturação de várias magnitudes: M_w (Magnitude do Momento Sísmico), M_L (Magnitude Local Richter), M_S (Magnitude de ondas superficiais), m_b (Magnitude de ondas de corpo de período curto), m_B (Magnitude de ondas de corpo de período longo) e M_{JMA} (Magnitude da Agência Meteorológica Japonesa) (Kramer, 1996).

Intensidade

A intensidade de um sismo é a medida mais antiga do tamanho dos terremotos. A intensidade pode ser definida como uma classificação da força da vibração provocada por um abalo sísmico, baseada na descrição qualitativa dos efeitos de um sismo em um

determinado local. Segundo Almeida (1997), na Sismologia, a intensidade é necessária para a consideração dos eventos históricos, ou seja, aqueles ocorridos antes do aparecimento dos sismógrafos. A consideração dos eventos históricos é fundamental para a determinação dos períodos de recorrência, etapa importante para o estudo de ameaça sísmica (item 4.4). As intensidades podem também ser utilizadas na avaliação do movimento do solo, isto é, nas relações de prognóstico (item 4.3.5).

A intensidade é maior nas proximidades do epicentro e pode atenuar com o aumento das distâncias epicentrais. Existem diferentes escalas de intensidade no mundo, as mais conhecidas e usadas são a escala de **Intensidade Mercalli Modificada (MMI)**, originalmente desenvolvida pelo sismólogo italiano Mercalli e modificada em 1931 para uma melhor representação das condições na Califórnia, e a escala de **Medvedev, Sponheuer e Karnik (MSK)**, usada na Europa. Outras escalas são menos usadas como: a) Agência Meteorológica Japonesa (JMA): 7 graus, b) Forel, Suíça, c) Mercalli, Cancani, Sieberg (1902-1904), d) Revisión de Richter (1956): MM-56, XII graus, e) Rossi-Forel (RF; 1883): X graus, f) Rossi, Itália (1874-1878) (Kramer, 1996)

A escala de intensidade Mercalli-modificada classifica os terremotos através de uma escala de números romanos de I a XII segundo os efeitos destes sobre as pessoas, objetos, construções e animais. As medidas nesta escala são referenciadas como intensidades MMI.

O desenvolvimento dos sismógrafos possibilitou a obtenção de medidas quantitativas dos tamanhos dos terremotos, em termos de magnitude, como foi visto anteriormente. A Tabela 4.2 traz uma comparação entre ambas as escalas, de Richter e Mercalli Modificada.

Tabela 4.2 – Comparação entre as escalas de Richter e Mercalli modificada.

Magnitude na escala Richter	Intensidade máxima, escala de Mercalli Modificada
1	-
2	I, II
3	III
4	IV
5	VI, VII
6	VIII
7	IX, X
8	XI

4.2.2.3 Energia de um terremoto

A quantidade de energia liberada nas falhas tectônicas pelos sismos é frequentemente difícil de compreender. Para isto modelos de Fonte Pontual ou Planar simplificados ou mais elaborados são usados (Anderson, 1989; Srbulov, 2004), dependendo da profundidade da localização da ruptura da falha, os quais relacionam o comprimento da ruptura da falha ou a área de ruptura da falha com a magnitude do sismo (Kramer, 1996). De acordo com Kanamori (1983), de uma forma simplificada, a energia sísmica total liberada durante um terremoto na fonte é frequentemente estimada a partir da relação de Gutenberg & Richter (1956)

$$\log E = 11.8 + 1.5M_s \quad (4.2)$$

onde, E é a energia liberada expressa em ergs; e M_s é a magnitude, a qual está relacionada com o comprimento do deslocamento da falha L .

Esta Equação (4.2) foi modificada por Bath in 1966 para

$$\log E = 12.24 + 1.44M_s \quad (4.3)$$

e novamente modificada por diversos autores tais como Tocher (1958), Bonilla (1967) e Houser (1969) até obter a seguinte equação:

$$L = 1.02M_s - 5.77 \quad (4.4)$$

Kanamori (1983) mostrou que esta relação pode ser aplicada em magnitude do momento sísmico M_w , sendo que, uma mudança de unidade na magnitude corresponde a um incremento de 101,5 vezes na energia sísmica. Assim sendo, um sismo de magnitude 5, liberaria portanto, apenas em redor de 0.001 vezes a energia de um sismo de magnitude 7, o que evidencia a inefetividade dos sismos pequenos quando comparados à enorme energia de deformação liberada por sismos muito grandes. Mas, mesmo que a energia de um único erg aparente ser pequena ($1\text{erg} = 1\text{g}\cdot\text{cm}^2/\text{s}^2 = 10^{-7}\text{J}$), a energia liberada em uma bomba atômica do tamanho usado em Hiroshima (20000 toneladas de trinitrotolueno) corresponderia a um sismo de magnitude 6 (Figura 4.9).

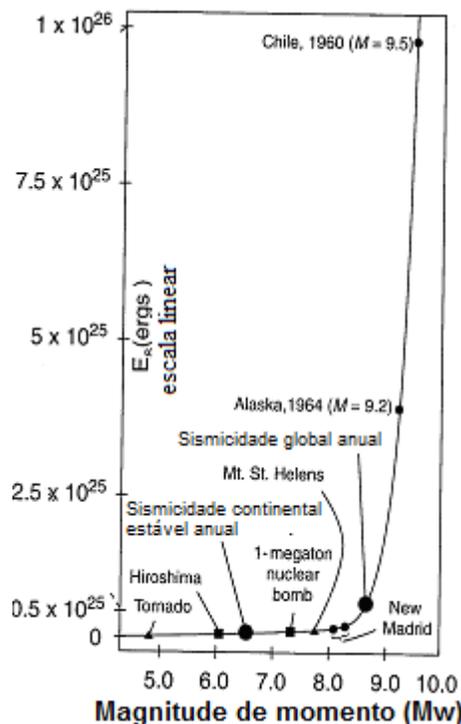


Figura 4.9 – Energia relativa de vários fenômenos humanos e naturais (Johnston, 1990) *apud* Kramer (1996).

Se bem a energia pode ser medida como energia liberada pelo sismo na fonte, na prática da engenharia é requerida a identificação de indicadores críticos de danos para correlacioná-los com parâmetros de movimento. A Intensidade Arias (Arias, 1970) é um parâmetro de movimento que captura o potencial de destruição de um terremoto por meio de uma proporção da integração dos quadrados das acelerações de um registro sísmico.

A Intensidade Arias pode também ser relacionada com a “aceleração da raiz quadrada da média dos quadrados (RMSA)” (Arias, 1969). A Intensidade Arias e a RMSA podem ser bem correlacionadas com vários parâmetros de engenharia usados comumente em projetos estruturais, análises de liquefação e de estabilidade sísmica (Kavazanjian *et al.*, 1997), como visto nas equações 4.5 e 4.6;

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} [a(t)]^2 dt \quad (4.5)$$

$$I_A = \frac{\pi}{2g} (RMSA)^2 \cdot t_f \quad (4.6)$$

onde g é a aceleração da gravidade; t_f a duração do sismo em segundos; $RMSA$ é dado em unidades de g ; e I_A em unidades de m/s .

A ponderação do dano potencial pode ser feita pela verificação direta da energia e potência do registro sísmico. Em geral, este procedimento é recomendado em projetos de análises sísmica para verificação de deslocamentos permanentes e/ou potencial de liquefação, etc., devido a que o potencial de deformação é diretamente proporcional ao conteúdo de energia do registro sísmico. Particularmente, em análises sísmicas, a quantificação da energia do registro sísmico é usada como limite indicador de corte de determinadas frequências, isto é, eliminar frequências (que não são de interesse para o projeto e que em geral contêm mínima energia) em função da energia acumulada. Este procedimento de corte de frequências não deve alterar a energia do sismo em mais de 1%. Isto é, uma frequência de corte, f_c , é quantificada verificando que 99% da energia do sismo seja mantida após a aplicação da f_c . Este procedimento é usado na etapa de processamento do sinal (item 4.7).

A densidade espectral é uma medida da energia do sismo de uma função real positiva em função da frequência associada a um processo aleatório estacionário, a qual tem unidade de potência por hertz ou energia por hertz ($A^2 \cdot Hz^{-1}$), sendo A , a amplitude do sinal. Também chamada de Espectro do sinal (item 4.3.3). Dois procedimentos podem ser usados: a Função Densidade Espectro de Energia (FDEE) e a Função Densidade Espectro de Potência (FDEP).

Função Densidade Espectro de energia, (FDEE)

A FDEE descreve como a energia de uma série no tempo é distribuída coma frequência. Se $f(t)$ é um sinal de energia finita (quadrados integráveis), a densidade espectral $\Phi(\omega)$ do sinal é o quadrado da magnitude de uma série contínua da transformada de Fourier;

$$\Phi(\omega) = \left| \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \right|^2 = \frac{F(\omega) F^*(\omega)}{2\pi} \quad (4.7)$$

onde ω é a frequência angular (2π vezes a frequência ordinária); $F(\omega)$ é a transformada de Fourier contínua de $f(t)$; e $F^*(\omega)$ é a sua conjugada complexa.

Para um sinal discreto com valores f_n , sobre um número infinito de elementos, a densidade espectral da energia é:

$$\Phi(\omega) = \left| \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{n=-\infty}^{\infty} f_n e^{-i\omega n} \right|^2 = \frac{F(\omega) F^*(\omega)}{2\pi} \quad (4.8)$$

onde $F(\omega)$ é a transformada de Fourier contínua no tempo de f_n .

O fator multiplicador de $1/2\pi$ não é absoluto e dependerá de particulares constantes normalizadoras usadas na definição de várias transformadas de Fourier.

Função Densidade Espectral de potência, (FDEP)

A diferença da FDEE, a FDEP não requer que a transformada de Fourier exista, isto é, que o sinal seja integrável. A FDEP descreve como a potência de um sismo ou de uma série no tempo é distribuída na frequência. Considerando que a potência pode ser de um sinal físico real ou, frequentemente por conveniência, sinais abstratos, é definida como o valor quadrado do sinal. Assim, para um sinal $s(t)$. A potência instantânea é dada por:

$$P(t) = s(t)^2 \quad (4.9)$$

No caso da transformada de Fourier não existir, esta será substituída por outras funções alternativas. A FDEP é a transformada de Fourier da função de autocorrelação, \Re , do sinal quando tratado com um processo estacionário de amplo senso (Ricker, 2003). O resultado pode ser expresso como:

$$S(f) = \int_{-\infty}^{\infty} \Re(\tau) e^{-2\pi i f \tau} d\tau = F(\Re(\tau)) \quad (4.10)$$

A potência do sinal para uma dada faixa de frequência pode ser calculada por integração ao longo das frequências negativas e positivas, como:

$$P = \int_{F_1}^{F_2} S(f) df + \int_{-F_2}^{-F_1} S(f) df \quad (4.11)$$

ou também, a potência pode ser descrita como:

$$G = \int_{-\infty}^f S(f') df' \quad (4.12)$$

4.2.3 Efeitos dos sismos

Alguns fenômenos que poderiam ser desencadeados de um processo sísmico como os terremotos de grande magnitude, acompanhado pelas “condições favoráveis” que os sítios ou matérias geotécnicos possam apresentar, são as aberturas de falhas, deslizamento de massas de solos, colapso ou ruptura da fundação das (geo) estruturas, ocorrência de liquefação, dentre outras.

A avaliação do potencial de ocorrência da liquefação bem com a previsão da resposta sísmica ante um determinado evento serão estudados neste trabalho. Os processos de mitigação também serão considerados.

4.3 Movimento do terreno

Um estudo completo do movimento do terreno na região considerada implica em uma apropriada caracterização e estimativa dos parâmetros do terreno, assim como da avaliação dos efeitos do local da região em estudo, especificamente sob o ponto de vista da Análise da Ameaça Sísmica, a qual resulta, principalmente, na elaboração de um espectro de projeto específico para o local em estudo.

A continuação é feita uma rápida revisão da caracterização e procedimento usado na estimativa destes parâmetros.

4.3.1 Caracterização e estimativa dos parâmetros do movimento do terreno

Os efeitos que os sismos podem ocasionar em pessoas e estruturas dependem da intensidade ou magnitude do movimento. A avaliação dos efeitos do terremoto em um sítio em particular requer formas quantitativas para descrever o movimento do terreno, o qual pode ser feito pela identificação de um número de *parâmetros de movimento do terreno*.

A estimativa do nível do movimento do terreno também é importante no projeto de estruturas sismo-resistentes. Esse nível de movimento, descrito em termos de parâmetros de movimento do terreno, podem ser avaliados através de correlações com variáveis que

os influenciam mais fortemente, requerendo o uso de algum método para calcular estes parâmetros.

Relações de prognóstico, conhecidas como *leis de atenuação*, desempenham um papel importante nas análises sísmicas e têm sido propostas para a caracterização das amplitudes, do conteúdo de frequências e da duração do movimento do terreno devido aos terremotos.

Contudo, para propósitos de engenharia, três características de um terremoto são de principal importância: (1) a amplitude do movimento do terreno; (2) o conteúdo de frequências; e (3) a duração do movimento. A identificação de um único parâmetro para descrever com exatidão todas as características do movimento do terreno é considerada impossível devido à complexidade do movimento do terreno devido a terremotos.

4.3.2 Amplitude do movimento do terreno

A forma mais completa de descrever o movimento do terreno devido a terremotos é através dos sismogramas, os quais descrevem as variações ao longo do tempo das acelerações, das velocidades e dos deslocamentos. Uma destas variáveis é medida diretamente de estações sismográficas, em geral, as acelerações⁴¹, sendo as demais obtidas por integração.

As histórias das acelerações, velocidades e deslocamentos experimentam diferentes frequências predominantes. No caso da história das acelerações, existe uma predominância de altas frequências. O processo de integração produz um leve efeito de filtragem. Em tal caso, a história das velocidades mostra um movimento com frequências substancialmente menores do que o da história das acelerações. A história dos deslocamentos obtida por outra integração é denominado por um movimento de baixas frequências⁴².

Aceleração horizontal máxima:

⁴¹ Chamada de acelerograma, ou histórico das acelerações.

⁴² Este aspecto deve ser levado em consideração se os deslocamentos, assim obtidos, forem utilizados no desenvolvimento dos espectros de projeto.

As acelerações horizontais têm sido usadas para descrever o movimento do terreno devido à relação natural destas com as forças inerciais. Movimentos do terreno com acelerações máximas (pico) elevadas são, em geral, mais destrutivos do que movimentos com menores acelerações máximas.

Relações intensidade-aceleração permite estimar a variação espacial das máximas acelerações, através de mapas isosísmicos obtidos a partir de terremotos passados. Relações magnitude-aceleração também são amplamente encontradas na literatura. Várias relações do tipo intensidade-aceleração são encontradas na literatura, tais como as propostas por Trifunac & Brady (1975), Murphy & O'Brien (1977) e Krinitzsky & Chang (1987), entre outros.

Velocidade horizontal máxima:

A velocidade horizontal é outro parâmetro muito útil para a caracterização da amplitude do movimento do solo. Uma vez que a velocidade é menos sensível às componentes de alta frequência do movimento do solo, a máxima velocidade horizontal caracteriza melhor a amplitude do movimento para frequências intermediárias. De acordo com Almeida (1997), para o caso de estruturas mais sensíveis a carregamentos em faixa intermediária de frequências, a velocidade horizontal pico fornece uma indicação mais precisa do potencial de danos do que a aceleração horizontal pico. Isto se aplica a estruturas altas e flexíveis.

A avaliação das velocidades máxima do terreno são menos frequentes, porém, algumas leis de atenuação para velocidades são encontradas na literatura, tais como as propostas por Trifunac & Brady (1975), Krinitzsky & Chang (1987), Boore *et al.* (1993), entre outros. Com relação a isto, Mohraz & Elghadamsi (1989) e Almeida (1997) concluíram que as velocidades atenuam mais rapidamente do que as acelerações devido a que aparentemente apresentam uma dependência maior com o tipo de solo.

Deslocamento máximo:

Deslocamentos máximos estão geralmente associados às componentes de baixa frequência. Os danos observados são mais frequentemente atribuídos aos movimentos alternados das velocidades do que às acelerações máximas. Porém, a história dos

deslocamentos não é muito recomendável de serem usadas (como parâmetro de entrada o que caracteriza o movimento) devido à erros introduzidos no processamento dos sinais, na filtragem, na integração dos acelerogramas e também a ruídos de longos períodos. Para Almeida (1997), isto explica o fato de poucos pesquisadores terem se dedicado à determinação de leis de atenuação para deslocamentos, o que conseqüentemente explica porque este parâmetro é menos utilizado na caracterização dos movimentos do terreno.

4.3.3 Conteúdo de frequências

O conteúdo de frequência, na configuração de um espectro, descreve a forma como a amplitude do movimento é distribuída entre diferentes frequências. Mas também abrange as mudanças em relação à magnitude e à distância, isto é, maiores magnitudes de terremotos produzem maiores e longos períodos de sismos, além do conteúdo de frequências mudar com a distância de viagem das ondas sísmicas. A avaliação do conteúdo de frequências é necessária para uma melhor caracterização do movimento.

O **espectro de Fourier**⁴³ exibe como a amplitude do movimento é distribuída em relação à frequência. Quando este espectro é plotado em escala logarítmica, suas características de forma podem ser vistas mais facilmente. As amplitudes das acelerações de Fourier tendem a ser maiores sobre uma faixa intermediária de frequências cercada pelas frequências de canto (*corner*)⁴⁴ e de corte (*cutoff*)⁴⁵ (extremidade esquerda e direita da faixa de frequências, respectivamente).

Diferente do espectro de Fourier, o **espectro de fase de Fourier** exibe o ângulo de fase ao longo das frequências do espectro. Os ângulos de fase controlam os tempos nos quais os picos do movimento harmônico ocorrem (Kramer, 1996). O espectro de fase de Fourier influencia na variação movimento do terreno com o tempo, embora não consiga mostrar características de forma, sobretudo em registros reais de terremotos.

O **espectro de potência** (ou função densidade espectro de potência), $G(\omega)$, é usado na caracterização de sismos como um processo aleatório estacionário. É empregado,

⁴³ ou espectro de amplitude de Fourier

⁴⁴ Teoricamente esta frequência é inversamente proporcional à raiz cúbica do momento sísmico (Brune, 1970).

⁴⁵ Esta frequência tem sido caracterizada como efeito de sítio e como efeito de fonte e é usualmente assumida ser constante para uma dada região geográfica.

normalmente, para estimar propriedades estatísticas do movimento, calculando respostas aleatórias usando técnicas de vibração aleatória;

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi t_f} C_n^2 \quad (4.13)$$

onde t_f é a duração do sismo; e C_n é a amplitude do n ésimo harmônico da série de Fourier.

A partir deste espectro, a intensidade total do movimento, de duração t_f , pode ser calculada tanto no domínio do tempo como no domínio da frequência.

Processos aleatórios não estacionários⁴⁶, como os apresentados em sismos reais, são também modelados pela multiplicação de um registro sísmico estacionário por uma função intensidade determinística (ver Saragoni & Hart, 1973), como descrito no item 4.6.1.

O **espectro de resposta** descreve a máxima resposta de um sistema que apresenta um grau de liberdade (*single degree of freedom*, SDOF) para um movimento particular em função da frequência natural (ω) e da razão do amortecimento do sistema SDOF. Espectros de resposta elásticos são mais comuns de serem usados, os quais assumem que o comportamento força-deslocamento é linear. Porém, os efeitos do comportamento inelástico induzidos pelos sismos (relação força-deslocamento não-linear) podem ser mostrados em espectros de resposta inelásticos, sendo, portanto, recomendável a elaboração de ambos os espectros que permitem obter os deslocamentos totais (elásticos mais plásticos).

Os espectros de respostas são altamente irregulares e sua forma reflete os detalhes do seu conteúdo de frequências que permitem conhecer as características do movimento do solo. O conteúdo de frequências, a amplitude e a duração de sismo influenciam nos valores espectrais.

Deve-se observar que os espectros de respostas são diferentes dos espectros de projeto. O **espectro de projeto** permite avaliar a resposta da estrutura ou uma gama de possíveis carregamentos sísmicos. Estes espectros de resposta de projeto são geralmente mais suavizados, isto é, são determinados por meio de uma curva suavizada,

⁴⁶ Onde a intensidade incrementa para um valor máximo aproximadamente no início do sismo, permanece constante para um período de tempo e finalmente decresce perto do final do sismo.

representando a média ou envoltória do espectro de resposta de múltiplos movimentos (Figura 4.12), que é fornecido pelo estudo da ameaça sísmica do local.

A definição de um espectro de projeto pode ser feita partir da avaliação do nível de ameaça sísmica de região em estudo, por vários métodos de análises descritos no item 4.6.1. É recomendável que este estudo envolva a calibração de um modelo baseado nas informações dos aspectos geológicos e sismotectônicos da região e do catálogo sísmico regional, entre outros, tais como a trajetória das ondas, distâncias (do sítio em relação à fonte sísmica), frequências (*corner* e *cutoff*) do catálogo sísmicos regional, amortecimento, e leis de atenuação. Este espectro de projeto servirá, principalmente, de base para a elaboração de acelerogramas de projeto, que são necessários em análises da avaliação da resposta sísmica para solos de fundação e geoestruturas no local.

Parâmetros espectrais

O **período predominante** é definido como o período de vibração correspondente ao valor máximo do espectro da amplitude de Fourier. Este parâmetro pode representar, de forma aproximada, o conteúdo de frequências do sismo. Porém, o mesmo período predominante pode ser encontrado em diferentes sismos com diferentes gamas de frequências, estando, portanto, limitado a informar sobre a dispersão das amplitudes espectrais.

Devido às mudanças no conteúdo de frequências com a distância, isto é, transferência de pico de amplitude de Fourier para baixas frequências (ou altos períodos), o período predominante também incrementa com o incremento da distância (Kramer, 1996).

A **largura de banda** do espectro de Fourier é a faixa de frequências sobre as quais um nível das amplitudes de Fourier é excedido. Assim, a largura de banda é usualmente medida no nível onde a potência do espectro é a metade do seu valor máximo, o que corresponderia a $1/\sqrt{2}$ vezes o valor máximo da amplitude de Fourier. Segundo Kramer (1996) para o caso de espectros de Fourier de formas irregulares, a banda larga é difícil de ser avaliada, sendo mais fácil e comum de ser usada em espectros mais suavizados.

A **frequência central** é a medida da frequência onde a densidade espectral de potência está concentrada. Esta frequência é definida teoricamente por Vanmarcke (1976)

em função da intensidade média e do segundo momento espectral de um sismo. Se, além disso, conhecermos a duração do sismo, a frequência central pode ser usada para a verificação da aceleração pico intermediária.

Em alguns casos, é recomendável ainda a verificação da dispersão da função densidade espectro de potência próxima à frequência central, conhecido como *fator de forma*, que varia de 0 a 1, onde valores maiores indicam amplas larguras de banda.

4.3.4 Duração do movimento

O tempo de duração do terremoto está associado à magnitude do dano que um terremoto possa causar.

A duração do terremoto é relacionada ao tempo necessário para liberar a energia de deformação acumulada pela ruptura ao longo da falha geológica. Assim, quanto maior a ruptura da falha, maior o tempo de ruptura, maior a duração do terremoto e, conseqüentemente, maior a magnitude do terremoto.

Este parâmetro foi investigado por meio da interpretação de acelerogramas de sismos de diferentes magnitudes. Diferentes metodologias foram desenvolvidas para a avaliação da duração de um movimento. Para propósitos de engenharia, a relação apresentada por Bolt (1969) forneceria a indicação mais razoável da influência da duração sobre o dano potencial. Este método é chamado de **intervalo de duração** (*bracketed duration*) definido como o tempo entre o primeiro e o último valor de ultrapassagem em relação a um valor de aceleração pré-determinado (usualmente 0,05g). Adicionalmente se têm a metodologia de Trifunac & Brady (1975) baseado no intervalo de tempo entre os pontos que indicam o 5 e 95% da energia total registrada; e a metodologia de Boore (1983) que toma a duração igual ao período *corner* (inverso da frequência *corner*).

A duração também tem sido expressa em termos de ciclos equivalentes de carga (movimento sísmico). Uma abordagem foi desenvolvida para ser usada em conjunção com a metodologia proposta por Seed *et al.* (1975) para a avaliação do potencial de liquefação. Assim, um registro sísmico real, isto é, de tensões cisalhantes irregulares, pode ser representado por uma série de ciclos harmônicos de tensões, dessa forma

desenvolvendo o conceito de número equivalente de ciclos de tensões uniformes, cuja amplitude máxima harmônica é o 65% da tensão cisalhante máxima do sismo real.

4.3.5

Relações de prognóstico para a estimativa dos parâmetros de movimento

Relações de prognóstico também conhecidas como Leis de atenuação são usadas para a estimativa de parâmetros de movimento, que, como descrito nos itens anteriores, são necessários para a caracterização do movimento ao qual estruturas possam ser submetidas.

Em geral as leis de atenuação expressam o parâmetro desejado em função da magnitude ou da intensidade dos terremotos, da distância epicentral e também de outros parâmetros, tais como as características da fonte sísmica e do solo. Estas relações são desenvolvidas empiricamente através de análises regressivas de dados obtidos de registros de grandes terremotos.

Alguns aspectos importantes têm que ser considerados na utilização das leis de atenuação, como os descritos por Kramer (1996) e Almeida (1997):

- Y é o parâmetro de movimento de interesse (Eq. 4.2). Os valores pico dos parâmetros de movimento do terreno seguem uma distribuição aproximadamente logarítmica, portanto, a regressão é efetuada com o logaritmo natural do parâmetro de movimento ($\ln Y$);
- A magnitude do sismo é tipicamente definida como o logaritmo da soma de algum parâmetro de movimento pico, sendo assim, proporcional ao parâmetro Y . Assim mesmo, deve-se levar em conta as diferenças entre as distâncias às fontes sísmicas (epicentral, hipocentral, mínima e outras), e as diferenças entre as medidas de magnitude (M ou M_w , M_L , M_s , M_b entre outras);
- A energia liberada durante a propagação das ondas de tensão é parcialmente absorvida pelo amortecimento dos materiais através dos quais as ondas se propagam. O amortecimento impõe que as amplitudes do movimento decresçam exponencialmente com a distância R desde a origem até o local;
- Os parâmetros de movimento podem ser influenciados pelas características do sítio da origem (por exemplo, o tipo de falha) ou características do local de estudo (por exemplo, o tipo de rocha).

A combinação destes aspectos importantes e observações anteriores condicionam as relações de prognóstico na seguinte forma:

$$Y = f (M, R, P_i) \quad (4.14)$$

e

$$\sigma_{\ln Y} = C \quad (4.15)$$

onde Y é o parâmetro de movimento do terreno de interesse; M é a magnitude do sismo; R é a medida da distância desde a origem até o local que está sendo considerado (distância epicentral ou distância focal); e P_i outro parâmetro para caracterização da origem do sismo, condições particulares do sítio, trajetórias de propagação de onda, etc.

O termo $\sigma_{\ln Y}$ é o desvio padrão que representa o efeito combinado no valor de $\ln Y$ das incertezas associadas à magnitude M , à distância epicentral R e aos modelos de estrutura crustal utilizados. Para obter uma estimativa razoável requer-se de uma relação baseada em dados que sejam consistentes com as condições relevantes ao prognóstico.

É preciso o emprego das relações mais recentes, uma vez que estas são periodicamente atualizadas à medida que mais dados se tornam disponíveis e que se adquire um melhor conhecimento sobre os fenômenos sísmicos.

Regiões pertencentes ao “cinturão de fogo do Pacífico”, como é o caso do Peru e da costa oeste dos Estados Unidos da América, estão associadas ao mecanismo de subdução (convergência das placas tectônicas) (Figura 4.2), enquanto que a costa do Brasil e a costa leste dos Estados Unidos e Canadá são associadas com o mecanismo de intraplaca (item 4.2.1.1). Diversas relações de prognóstico têm sido desenvolvidas e propostas para determinar os parâmetros de movimento, como por exemplo, a aceleração máxima pico (PHA) para diferentes zonas geográficas e tectônicas. E, desde que as relações de prognóstico tenham sido desenvolvidas por regressão, a partir dos próprios parâmetros de movimento, é razoável que seu uso seja apropriado para condições que sejam consistentes com as características da base de dados.

No Peru, Gamarra e Aguilar (2010) definiram novas fontes sismogênicas baseados em dados e estudos mais atuais, recomendando relações de prognósticos de Youngs *et al.* (1997) para o caso de fontes de subdução, e as de Sadigh *et al.* (1997) para o caso de fontes continentais, para a obtenção da aceleração espectral (Sa_h). Da mesma forma, para

a costa oeste dos Estados Unidos é normalmente usada a lei de atenuação de Boore, Joyner, & Fumal para a obtenção da PHA e S_{ah} .

Parâmetros de amplitude em termos de velocidades são também empregados, dessa forma, análises de regressão da velocidade horizontal pico (PHV) têm fornecido várias relações úteis para formulação de leis de atenuação. Kramer (1996) apresenta a relação proposta por Joyner & Boore (1988), usando registros de magnitude entre 5,0 e 7,7 para o oeste dos Estados Unidos, descrita pela equação:

$$\log PHV (cm/s) = j_1 + j_2(M - 6) + j_3(M - 6)^2 + j_4 \log R + j_5 R + j_6 \quad (4.16)$$

onde $R = \sqrt{r_0^2 + j_7^2}$, sendo r_0 a menor distância, em km, à projeção vertical da superfície de ruptura. Os coeficientes j_i são fornecidos na Tabela 4.3, para valores de PHV, segundo uma orientação randômica e segundo a orientação máxima da componente.

Tabela 4.3 – Coeficientes j da lei de atenuação de Joyner & Boore (1988) para a Equação 4.16 (*apud* Kramer, 1996)

Componente	j_1	j_2	j_3	j_4	j_5	j_6	j_7	$\sigma_{\log PVH}$
Randômica	2,09	0,49	0,0	-1,0	-0,0026	0,17	4,0	0,33
Máxima (pico)	2,17	0,49	0,0	-1,0	-0,0026	0,17	4,0	0,33

Fonte: Joyner & Boore (1988)

No Brasil, o conhecimento da sismicidade de grandes porções do território brasileiro é ainda insuficiente para definir características sismogênicas ativas e correlações entre epicentros de terremotos, sendo que os lineamentos tectônicos não são claros (Berrocal *et al.*, 1996). As semelhanças entre as regiões centro-leste dos Estados Unidos e do Canadá e a região leste do Brasil leva a sismologistas brasileiros a sugerirem, para esta região (região mais ativa do Brasil), a utilização de leis de atenuação desenvolvidas naqueles países⁴⁷ (Almeida, 1997).

Almeida (1997) faz um estudo comparativo das várias leis de atenuação a serem aplicadas naquela região do Brasil (que inclui os limites de aplicabilidade e os desvios padrões, e inclusive as distâncias epicentrais limites necessárias para a análise de ameaça

⁴⁷ A crosta continental do leste do continente americano é mais resistente e intacta do que a crosta do oeste, que se encontra na borda da placa americana. Este aspecto faz com que as ondas sísmicas atenuem mais lentamente no leste do continente americano, o que tende a produzir acelerações máximas mais elevadas (Almeida, 1997).

sísmica). Ainda segundo a autora, a relação de Toro *et al.* (1997) é a mais confiável, válida para qualquer distância epicentral e qualquer magnitude do momento sísmico, $M=M_w$, sendo que estas relações incluem atualmente a análise das incertezas aleatórias e epistemológicas (considerado o estado da arte para análise de ameaça sísmica).

A relação apresentada em Toro *et al.* (1997), e melhorada em Toro (2002), foi desenvolvida em função de um conjunto de funções de atenuação tanto para acelerações de um espectro de frequências como para a aceleração horizontal máxima do terreno na região centro-leste dos Estados Unidos, com base em um modelo estocástico de excitação da fonte e um modelo de efeitos da trajetória que considera raios múltiplos em uma crosta composta de camadas horizontais. Esses modelos e os valores de seus parâmetros foram desenvolvidos através de uma análise exaustiva de dados reais de movimento do terreno e outros dados relevantes, descrita a seguir:

$$\ln Y = C_1 + C_2(M - 6) + C_3(M - 6)^2 - C_4 \ln R_M - (C_5 - C_4) \max \left[\ln \left(\frac{R_M}{100} \right), 0 \right] - C_6 R_M + \varepsilon_e + \varepsilon_a \quad (4.17)$$

onde

$$R_M = (R_{jb}^2 + C_7)^{1/2} \quad (4.18)$$

sendo Y a aceleração espectral ou PHA em unidades de g ; C_1 a C_7 são constantes a serem determinadas a partir de resultados de modelamento; M é magnitude L_g (m_{Lg}) ou magnitude do momento sísmico (M); e R_{jb} é a distância horizontal mais perto (ou distância Joyner-Boore) à ruptura do terremoto em km.

O significado e valores de cada termo (constantes) estão listados no Anexo B, item B1, incluindo dados para regiões intercontinente e crosta Gulf, para duas escolhas da variável magnitude.

O tratamento das incertezas aleatórias totais na amplitude do movimento do terreno é representado pelas quantidades ε_a (aleatória) e ε_e (epistemológica), que são assumidas segundo uma distribuição com média zero. O desvio-pradão de ε_a e ε_e são, em geral, dependentes da magnitude e distância, como segue:

$$\sigma_{tot} = \sqrt{\sigma_a(M, R)^2 + \sigma_e(M)^2} \quad (4.19)$$

e

$$\sigma_a(M, R) = \sqrt{\sigma_{a,m}(M)^2 + \sigma_a(R)^2} \quad (4.20)$$

A incerteza aleatória dependente da distância R na Equação 4.20, $\sigma_a(R)$ é aproximadamente constante para $R_{jb} < 5$ m, varia linearmente para R_{jb} entre 5 e 20 Km, e novamente é constante para $R_{jb} > 20$ km.

$$\sigma_a(R) = \begin{cases} 0,54 & \text{para } R_{bj} < 5km \\ 0,54 - 0,0227(R - 5) & \text{para } 5km \leq R_{bj} \leq 20km \\ 0,20 & \text{para } R_{bj} > 20km \end{cases} \quad (4.21)$$

As incertezas epistemológicas, dependente da magnitude, são funções lineares da magnitude:

$$\sigma_e(M) = \begin{cases} 0,34 + 0,06(M - 6) & M \text{ eqs, } f = 0,5 \text{ Hz} \\ 0,36 + 0,07(M - 6) & M \text{ eqs, } f \geq 1 \text{ Hz e PGA} \\ 0,37 + 0,10(M_{Lg} - 6) & M_{Lg} \text{ eqs, } f = 0,5 \text{ Hz} \\ 0,35 + 0,08(M_{Lg} - 6) & M_{Lg} \text{ eqs, } f = 1 \text{ Hz} \\ 0,34 + 0,07(M_{Lg} - 6) & M_{Lg} \text{ eqs, } f \geq 2,5 \text{ Hz e PGA} \end{cases} \quad (4.22)$$

Uma referência das relações de prognóstico para diferentes regiões interplaca, subdução e intraplaca é resumida no Anexo B, item B2.

4.4 Avaliação da ameaça sísmica

Em projetos de estruturas que envolvem análises sísmicas é necessária a projeção de estruturas que resistam a certos níveis de vibração do solo sem acarretar danos excessivos. Este nível de vibração é descrito em termos de um único parâmetro do movimento do solo, que ao ser ultrapassado, define a ameaça sísmica. A análise de ameaça sísmica envolve a quantificação de tal parâmetro, que pode ser feita tanto de forma determinística, em que se assume um cenário para um terremoto particular, quanto de forma probabilística, na qual as incertezas na dimensão, localização e no tempo de ocorrência são explicitamente consideradas.

Conforme Almeida (2002), o emprego de modelos probabilísticos é mais apropriado em situações que envolvem manifestações violentas da natureza, como sismos, ondas marítimas, etc., cujas dimensões são envolvidas por um espaço finito e por

um parâmetro eterno (o tempo). A aplicabilidade destes modelos probabilísticos é efetiva em casos em que dificuldades na obtenção de um número suficiente de realizações significativas para o estabelecimento de uma base de dados representativa são apresentadas.

A análise de ameaça sísmica, que se refere à possibilidade de ação danosa associada a fenômeno natural ou acidente provocado, inicia-se com a identificação e modelagem da ameaça juntamente com a avaliação de suas incertezas. Dando continuidade, é avaliada a probabilidade de ameaça, sendo esta, representada pela probabilidade de um nível específico do parâmetro de movimento do solo ser ultrapassado durante um período de exposição, e finalmente realiza-se a estimativa das consequências e do risco associado.

De acordo com Almeida (2002), apesar de o termo risco admitir uma série de definições, este é tratado apenas como probabilidade anual de consequência danosa à população e ao meio ambiente, provocada pela ameaça. Por fim, o risco avaliado deve ser comparado com valores limites estabelecidos por critérios de aceitabilidade.

No caso específico de instalações nucleares o problema ainda é maior em termos de importância e dificuldade, uma vez que os requisitos de segurança são muito mais rigorosos e, em consequência, os períodos de retorno são muito mais extensos.

A metodologia para avaliação da ameaça sísmica (*probabilistic seismic hazard analysis, PSHA*), para um determinado sítio e um dado período de tempo, segue as recomendações apontadas por Budnitz *et al.*(1997). Esta metodologia apresentada sob a forma de uma sistemática analítica, estima a probabilidade de serem excedidos os níveis de movimento do solo causados por fenômenos sísmicos. A identificação e a caracterização da origem da atividade sísmica capaz de produzir movimentos do terreno significativo na região de interesse bem como o estudo das suas incertezas na magnitude do sismo, na razão de recorrência e a variação das características do movimento com a dimensão e a localização do sismo são consideradas. Permitindo que as incertezas sejam identificadas, quantificadas e combinadas de forma racional para uma descrição mais completa da ameaça sísmica. Os resultados de tais análises são expressos através da curva de risco, que relaciona normalmente, o parâmetro do movimento do solo com a probabilidade anual de ser ultrapassado.

Desta forma, o procedimento usado na avaliação do nível de ameaça sísmica pode ser descrito em quatro etapas:

1. Identificar e caracterizar as fontes sísmicas⁴⁸. Esta caracterização refere-se à localização, magnitude e frequência dos prováveis sismos futuros que devem ser estimadas. Adicionalmente, deve-se especificar a distribuição de probabilidade de ruptura da zona da origem, sendo que distribuições de probabilidades uniformes são atribuídas em cada zona de origem. Estas distribuições são combinadas com a geometria da origem para obter a distribuição probabilística correspondente da distância origem-sítio;
2. A sismicidade ou distribuição temporal da recorrência do sismo deve ser caracterizada. É uma relação de recorrência, que especifica a razão média na qual um sismo de determinada magnitude é excedido, sendo então utilizada para indicar a sismicidade da zona de origem. Segundo Kramer (1996), a relação de recorrência pode favorecer a magnitude máxima do terremoto, mas não o limita;
3. Determinar através de relações de prognóstico o nível de movimento do terreno no sítio causado por prováveis sismos de qualquer magnitude, até o de magnitude máxima, e que ocorram em qualquer ponto provável de cada fonte. A incerteza inerente nas relações de prognóstico é também considerada na avaliação probabilística da ameaça sísmica;
4. Finalmente, combinar as incertezas tanto na localização e magnitude dos sismos quanto na predição dos parâmetros de movimento do terreno para obter a curva de ameaça sísmica.

4.4.1 Identificação e caracterização da fonte sísmica

Esta etapa compreende a definição da geometria de cada fonte sísmica e seu potencial sísmico. As distribuições de probabilidade dos locais de futuros epicentros sísmicos e da magnitude destes devem ser também considerados.

⁴⁸ A origem do sismo pode ser especificada com base em evidências geológicas, tectônicas e por instrumentação.

De acordo com USNRC (1997), o termo “fontes sísmicas” é utilizado genericamente para referir-se tanto às fontes sismogênicas quanto às fontes tectônicas capazes. Segundo Almeida (2002), uma fonte sismogênicas tem a capacidade de gerar movimentos no terreno, porém admite-se que não deve provocar deslocamento superficial, que seria o caso de uma fonte tectônica capaz. Uma fonte tectônica capaz é uma estrutura tectônica que pode produzir tanto o movimento do terreno quanto deformações tectônicas superficiais, tais como falhamento ou dobramento na superfície da terra ou próxima dela, durante o presente regime sismotectônico.

A caracterização das fontes sísmicas baseia-se em três elementos principais que devem ser avaliados: (a) geometria e localização das fontes sísmicas; (b) sismo de magnitude máxima; e (c) intervalo de recorrência sísmica.

Pela sua geometria, as fontes sismotectônicas podem ser falhas e áreas fontes. As falhas são representadas por linhas ou planos. As áreas fontes englobam desde sismicidade concentrada, regional e até difusa. As fontes do tipo falhas são identificadas, claramente, em regiões de sismicidade elevada, como é o caso dos Estados Unidos, Japão, Chile e Peru. Em regiões de baixa sismicidade, como o centro-leste dos Estados Unidos e do Brasil, onde não existem condições para definir fontes sismogênicas associadas a feições tectônicas, é recomendável seguir a orientação de Budnitz *et al.* (1997), isto é, definir a fonte sismogênica como sendo uma província sismotectônica.

A caracterização da fonte sísmica é extremamente dependente do ambiente tectônico considerado, o que torna uma tarefa difícil para regiões de baixa sismicidade ou regiões sismicamente estáveis, como é o caso do território brasileiro, particularmente da região Sudeste, é mais problemática que nas regiões mais ativas de bordas de placas, por não existir uma nítida correlação entre a sismicidade e as estruturas tectônicas conhecidas. Portanto, torna-se importante a utilização de modelos alternativos, para tentar diminuir os efeitos dessa incerteza na definição da ameaça sísmica em regiões intraplaca mais estáveis.

Nestas regiões de baixa sismicidade, Budnitz *et al.* (1997) recomendam adotar a hipótese de sismicidade homogênea, isto é, qualquer ponto dentro da província sismotectônica tem a mesma probabilidade de ser o epicentro dos sismos que venham a ocorrer. Para atender ao princípio de homogeneidade em uma fonte representada por uma

província sismotectônica, Budnitz *et al.* (1997) recomendam dividir a área total da província por meio de uma malha suficientemente densa, de modo que essa malha seja consistente com a distribuição espacial da sismicidade pertinente à província. A partir da região geográfica dos epicentros e do sítio, estabelece-se a distribuição de probabilidade da distância epicentral utilizada na curva de ameaça sísmica.

4.4.2

Sismo de magnitude máxima

O sismo de magnitude máxima serve para fixar o limite superior de magnitude da relação de recorrência na análise probabilística de ameaça sísmica. De acordo com Almeida (2002), esta magnitude máxima que uma fonte sísmica é capaz de gerar está intimamente relacionado com as dimensões da ruptura provocado pelo mesmo. Desta forma, no caso de fontes tipo falha, a magnitude máxima é determinada através da sismicidade histórica e, principalmente, pelo conhecimento das dimensões da ruptura. Já no caso das áreas-fontes, estas não apresentam informação sobre a dimensão da ruptura, o que torna uma tarefa difícil, sendo este o principal parâmetro para avaliar o sismo de magnitude máxima.

Nestes casos, Budznitz *et al.* (1997) recomendam que a avaliação da magnitude máxima seja feita através dos registros de sismicidade histórica e através de analogia com outras fontes sismogênicas próximas ou que tenham características sismotectônica semelhantes. É comum também adicionar meia unidade de magnitude ou uma unidade de intensidade ao sismo histórico de maior magnitude para representar o sismo de magnitude máxima dessa fonte.

4.4.3

Relações e intervalo de recorrência

As incertezas no tamanho dos terremotos produzidos para cada zona fonte podem ser descritas por várias leis de recorrência. As leis de recorrência de Gutenberg-Richter, por exemplo, assume uma distribuição exponencial e é comumente usada com modificações para levar em consideração as magnitudes máximas e mínimas. Uma

interpretação da atividade da falha tem produzido a lei de recorrência de terremotos característicos (*characteristic earthquake*).

A lei de recorrência de Guttenberg-Ritcher, que é comumente mais usada, pode ser apresentada de forma simples, chamada de relação de *Gutenberg-Ritcher*, ou acumulada, conhecida como relação de *Bounded Gutenberg-Ritcher*. A relação simples define o número de ocorrências anuais de terremotos de magnitude m ; enquanto que na forma acumulada, avalia-se o número de ocorrências anuais de terremotos de magnitude igual ou superior a um valor m , sendo $m \leq m_{max}$. Dentro do contexto das análises de ameaça sísmica, a razão de recorrência considera apenas os sismos principais, removendo as réplicas e os eventos premonitores.

De acordo com Kramer (1996), a relação de recorrência simples ou de Guttenberg-Ritcher é expressa, pela equação 4.23:

$$\log \lambda_m = a - bm \quad (4.23)$$

onde λ_m é a razão anual média de ultrapassagem da magnitude m ; e as constantes a e b são avaliadas com base nas informações sobre a ocorrência de sismos recentes e históricos.

A lei de recorrência de Gutenberg-Ritcher abraça uma faixa infinita de magnitude, de $-\infty$ a $+\infty$. Para propósitos de engenharia, os efeitos de sismos muito pequenos ou aqueles que não são capazes de causar danos significativos, são considerados como de baixo impacto e então são comumente negligenciados.

Em terremotos menores do que uma magnitude mínima de interesse, m_0 , são eliminados e a razão anual média de ultrapassagem é escrita como:

$$\lambda_m = v \exp[-\beta(m - m_0)] \quad m > m_0 \quad (4.24)$$

onde $v = \exp(\alpha - \beta m_0)$.

Estabelece-se também a função de densidade de probabilidade de magnitude, $f_M(m)$, ambas utilizadas diretamente na equação da curva de ameaça sísmica. Esta função de densidade de probabilidade pode ser expressa em termos da função de distribuição acumulada (*cumulative distribution function*, CDF), fixandos os limites mínimo e máximo de magnitude para a fonte sísmica, m_0 e m_{max} , tem-se:

$$F_M(m) = P[M < m | m_0 \leq m \leq m_{\max}] = \frac{1 - \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{\max} - m_0)]} \quad (4.25)$$

A função densidade de probabilidade correspondente (*probability density function, PDF*) à função de distribuição de probabilidade de magnitude, $F_M(m)$ apresentada anteriormente, é:

$$f_M(m) = \frac{\beta \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{\max} - m_0)]} \quad (4.26)$$

onde $\alpha=2,303a$ e $\beta=2,303b$.

Segundo Kramer (1996) muitos estudos foram feitos para determinar e avaliar a lei de recorrência mais correta, e embora não se pode demonstrar o suficiente para refutar a lei de recorrência de Guttenberg-Ritcher, o modelo de terremoto característico representa melhor as magnitudes de terremotos de distribuição observada. Contudo, é recomendável que ambas as análises sejam incorporadas na análise probabilística de ameaça sísmica por meio de uma árvore lógica.

4.4.4 Relações de prognóstico

Como descrito no item 4.3.5, as relações de prognóstico determinam o nível de movimento do solo produzido por um sismo de uma dada magnitude e a uma determinada distância origem-sítio. A análise probabilística de ameaça sísmica compreende no seu processo o uso de relações de prognóstico da energia sísmica existente da região de estudo. Essas relações de prognóstico tem que ser desenvolvidas em regiões com alto índice de sismicidade, analisando os registros de aceleração das partículas do solo obtidos a diferentes distâncias epicentrais. Esta dispersão de base de dados deve incorporar a incerteza do movimento do terreno.

Exemplos de diferentes relações de prognóstico para diferentes regiões de interesse são descritas no item 4.3.5.

4.4.5 Curva de ameaça sísmica

Depois de definir a fonte sísmica e posteriormente caracterizá-la com o sismo máximo e as curvas de frequência-magnitude, admite-se que em cada possível epicentro da fonte, distante r_l quilômetros do sítio, poderá ocorrer um sismo de magnitude m_k contida no intervalo $[m_o, m_{max}]$, onde o par (r_l, m_k) caracteriza um evento com probabilidade $P_{MR}[r_l, m_k]$. A fração de contribuição deste evento na probabilidade de exceder y^* de aceleração máxima do terreno é dada por:

$$P[Y \geq y^* | M = m_k, R = r_l] \quad (4.27)$$

Como existem várias combinações possíveis de magnitude e distância dentro de uma mesma província, determina-se o resultado, para cada combinação, e faz-se a superposição para obter a probabilidade total de ultrapassar o valor y^* da aceleração na província. Em termos probabilísticos essa sistemática resume-se ao teorema das probabilidades total:

$$P[Y \geq y^*] = \sum_{k=1}^{N_M} \sum_{l=1}^{N_R} P[Y > y^* | M, R] \cdot p_M[m_k] \cdot P_R[r_l] \quad (4.28)$$

onde N_M é o número de magnitudes dentro da faixa considerada; N_R é o número de distâncias epicentrais até o local de interesse; $p_M[m_k]$ é a probabilidade da variável aleatória M adotar o valor m_k ; e $p_R[r_l]$ é a probabilidade da variável aleatória R adotar o valor de r_l .

Entretanto, a Equação 4.28 não é suficiente para a determinação da curva de risco (devido a esta ser independente do tempo), no qual é expressa a possibilidade da aceleração máxima do terreno (y^*) ser ultrapassada em um dado intervalo de tempo. Budnitz *et al.* (1997) e Kramer (1996) admitem a hipótese adicional de que a ocorrência temporal dos sismos seja descrita por um processo de Poisson.

Investigações sobre a aplicabilidade do **modelo de Poisson** e modelos não-Poisson têm mostrado que o modelo de Poisson é adequado para análises de ameaça sísmica, exceto quando a ameaça sísmica é dominada por uma única falha tectônica, que possui um comportamento variando fortemente com o tempo, e para a qual o intervalo de tempo desde o último evento significativo é maior do que o tempo médio entre eventos (Araya & Der Kiureghian, 1988) e para casos em que a fonte mostra um forte comportamento de

tempo-característico (Kramer, 1996). Mas, mesmo que o modelo de Poisson assuma uma independência de eventos que não seja consistente com a teoria do ressalto elástico, a simplicidade da sua metodologia e a escassez de dados torna este modelo o mais comumente usado na análise de ameaça sísmica contemporânea do que o uso de modelos mais sofisticados.

Portanto, com o modelo de Poisson, obtém-se:

$$P[Y \geq y^* \text{ em } t \text{ anos}] = 1 - \exp(-\lambda(y^*) \cdot t) \quad (4.29)$$

sendo $\lambda(y^*)$ a frequência anual média de eventos com a aceleração pico do terreno igual a y^* , calculada por:

$$\lambda(y^*) = \sum_{i=1}^{n_s} v_i \cdot P[Y > y^*] \quad (4.30)$$

onde $n_s(y^*)$ é o número de fontes sísmicas de sismos com magnitude $\geq m_0$.

Substituindo a Equação 4.27 na 4.30, e esta na Equação 4.28, chega-se à equação final da curva de ameaça sísmica, Equação 4.31, onde estão incluídas as características da sismicidade das fontes sismogênicas relacionadas com o local de interesse, as quais devem ser utilizadas na análise probabilísticas de ameaça sísmica, dada por:

$$P_H(y^*) = P[Y > y^* \text{ em } t \text{ anos}] = 1 - \exp\left(\sum_{i=1}^{n_s} \sum_{k=1}^{N_M} \sum_{l=1}^{N_R} -t \cdot v_i \cdot P[Y > y^* | m_k, r_l] p_R(r_l) P_M(m_k)\right) \quad (4.31)$$

Na Equação 4.31, as variáveis aleatórias M e R das Equações 4.27 e 4.28 assumem os valores discretos m_k e r_l , respectivamente, e o parâmetro do movimento do terreno é a aceleração horizontal máxima (y^*) das partículas do mesmo expressado em g .

A curva de ameaça sísmica é uma forma usual de mostrar os resultados de uma análise probabilística, as quais indicam, para um tempo de exposição selecionado (em geral associado à vida útil da estrutura), a probabilidade de ultrapassagem de diferentes valores de um determinado parâmetro do solo. A exatidão das análises do nível de ameaça sísmica depende da precisão de como as diferentes incertezas, anteriormente citadas, e seus efeitos são caracterizados. Ainda que exista uma disponibilidade de diversos modelos e procedimentos para a caracterização destas incertezas, estes devem ser baseados numa coleta de dados sobre períodos de tempo muito curtos quando comparados aos eventos geológicos. É oportuno ressaltar que a experiência do

engenheiro deve ser aplicada na interpretação dos resultados das análises do nível de ameaça sísmica.

As incertezas do modelo devem ser também incorporadas nas análises do nível de ameaça sísmica por meio de uma árvore lógica, como recomendado por Kramer (1996). Esta árvore lógica permite o uso de modelos alternativos, para cada um dos quais é atribuído um peso ponderado relacionado à probabilidade de que o modelo esteja correto. Os fatores de ponderação são geralmente assumidos de forma subjetiva e, conseqüentemente, depende de decisões dos analistas.

Finalmente, é importante enfatizar que geralmente os parâmetros de movimento por si mesmo não descrevem adequadamente os efeitos do sismo. Para o caso de análise de problemas não-lineares ou de deformações permanentes de taludes, os registros sísmicos são necessários. Sismo e espectros de projeto podem ser desenvolvidos especificamente para um determinado sítio por meio de diferentes procedimentos, a partir dos resultados da análise do nível de ameaça sísmica.

4.5

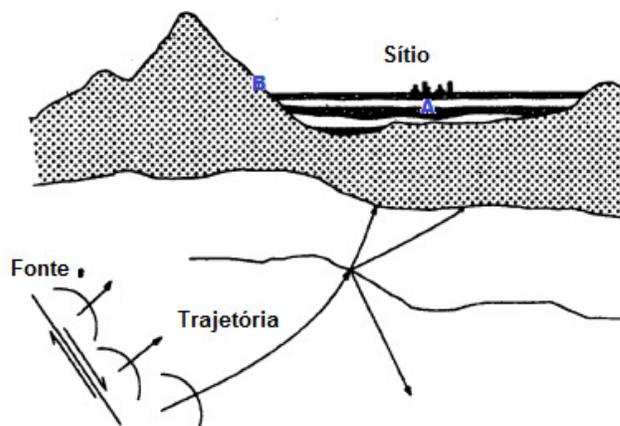
Efeitos do sítio local

Sismos históricos com o de San Fransisco ocorrido em 1906 foram amplamente estudados e os efeitos da sua intensidade foram relacionados às condições geológicas e do solo local. Desde então, especialmente desde o terremoto de México em 1986, os efeitos e influências dos depósitos de solos têm sido tratados com muita severidade e importância.

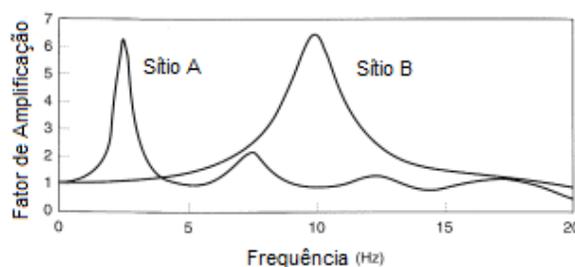
Os efeitos do sítio local têm um papel importante no projeto sismo-resistentes de estruturas, devido às condições do sítio local e às consideráveis variabilidades dessas condições que influenciam profundamente todas as características importantes dos sismos (tais como amplitude, conteúdo de frequência e duração) e conseqüentemente, seus efeitos nas geoestruturas e demias superestruturas. A extensão desses efeitos depende principalmente da geometria, das propriedades dos materiais, da topografia do local e das características do sismo em percorrer o terreno (Figura 4.10).

É importante observar que a natureza da amplificação do local será influenciada pela impedância específica da rocha. Conseqüentemente, qualquer descrição das

condições do local deveriam incluir informações sobre peso específico, densidade específica, e rigidez da rocha.



(a)



(b)

Figura 4.10 – Principais fatores que influenciam os efeitos dos sismos: fonte, trajetória percorrida do sismo e características do sítio. Ponto A equivalente a solo, amplificando a baixas frequências, e ponto B, equivalente a rocha, amplificando a altas frequências.

Os efeitos do solo no local e suas condições geológicas começaram a ser estudadas principalmente em termos de acelerações e velocidades e, mais recentemente, essas ideias foram mudadas a termos de espectros de resposta. Valores de aceleração espectral na superfície do terreno podem ser diferentes do que na base rochosa.

A avaliação dos efeitos antes mencionados requer de análises de resposta do solo que poderiam ser feitas por meio de procedimentos teóricos e/ou numéricos ou por medições em campo para diferentes regiões do local em estudo (ver Kramer, 1996 e Sánchez-Sesma *et al.* 2002).

No caso de análises numéricas, métodos simplificados de resposta dos solos podem ser aplicados quando se têm ocorrências de depósitos de solos de baixa complexidade

onde uma linearidade equivalente dos solos pode ser considerada. Para condições de sítio mais complexas ou sismos mais fortes nas quais a não-linearidade é significativa, análises mais sofisticadas de resposta sísmica não-linear 2D e/ou 3D (dependendo da irregularidade da topografia como no caso de vales) têm de ser elaboradas.

Medições em campo da velocidade de onda cisalhante têm ajudado à caracterização do sítio local. Aki (1988) indica que correlações significantes existem entre amplificação e características geológicas e geotécnicas. Esta relação pode ser representada atualmente por mapas de microzonificação. Métodos geofísicos em campo como os MASW (item 2.6) são hoje em dia amplamente usados como ferramentas para a obtenção das propriedades dinâmicas dos solos bem como para o estudo de amplificação dos solos.

Processos de microzonificação e avaliação dos efeitos da amplificação de depósitos geológicos devido aos sismos foram resumidos por Borchardt (1994). Um procedimento de classificação foi apresentado pelo autor que incorpora leves modificações no projeto de estruturas adotado pela NEHRP (*National Earthquake Hazard Reduction Program*). Procedimentos para projetos de estruturas sísmoresistentes têm adotado valores de velocidade de onda cisalhante na classificação de um determinado sítio (ou terreno) para a incorporação das condições locais na estimativa de sismos de projeto. Normas como a NEHRP-USA (BSSC) 20 classificam o terreno em 6 categorias de acordo a velocidade da onda cisalhante (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 - Definição de categorias do terreno pela NEHRP (Anbazhagan *et al.* 2007)

<i>Classificação do terreno</i>	<i>Faixa do V_{30} (km/s)</i>
A (<i>Rocha firme e dura</i>)	$V_{30} > 1.5$
B (<i>Rocha firme e dura</i>)	$0.76 < V_{30} \leq 1.5$
C (<i>Solos granulares e rochas duras</i>)	$0.36 < V_{30} \leq 0.76$
D (<i>Argilas rígidas e siltes arenosos</i>)	$0.18 < V_{30} \leq 0.36$
E, F (<i>Solos fofos</i>)	$V_{30} \leq 0.18$

V_{30} é a velocidade média da onda cisalhante nos primeiros 30 metros

No Brasil, a norma NBR 15421 (Projeto de estruturas resistentes a sismos-Procedimento) classifica o tipo de terreno em 6 categorias descrevendo os valores da velocidade da onda, v_s , para os 30 primeiros metros a partir da superfície do terreno e mostra uma simples correlação entre valores de v_s e do N-SPT para as diferentes categorias (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 – Classe de terreno usada na Norma Brasileira NBR 15421 (1996).

Classe do Terreno	Designação da Classe do Terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		\bar{v}_s	\bar{N}
A	Rocha sã	$\bar{v}_s \geq 1500m/s$	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \geq \bar{v}_s \geq 760m/s$	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \geq \bar{v}_s \geq 370m/s$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \geq \bar{v}_s \geq 180m/s$	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{v}_s \leq 180m/s$	$\bar{N} \leq 50$
	-	Qualquer perfil incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica, como: 1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 2. Trufa ou argilas muito orgânicas; 3. Argilas muito plásticas; Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.	

\bar{v}_s é a velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento; e \bar{N} , número médio de golpes no ensaio SPT, em ensaio realizado de acordo com a NBR 6484.

De acordo como Kramer (1996), essa avaliação dos efeitos de amplificação do solo do local em estudo deve ser sempre acompanhada pelo desenvolvimento de um ou mais sismos de projetos (sismos que reflitam os níveis de amplitude, conteúdo de frequências e duração que uma estrutura ou instalação em um sítio em particular) que podem ser obtido de forma direta a partir de processos de microzonificação.

4.6

Carregamento sísmico: espectros e sismos de projeto

Em geral, espectros de projeto são usados para análise de estruturas lineares para a determinação das máximas respostas do sistema através de análises modais padrões. Entretanto, nem sempre os espectros de projeto são suficientes para descrever adequadamente os efeitos provocados pelos terremotos. Estruturas de comportamento não-linear requerem que o carregamento sísmico seja fornecido temporalmente, isto é, com acelerogramas.

Os sismos de projeto têm como objetivo verificar a operacionalidade das estruturas sob carregamento dinâmico e também prevenir a ocorrência de rupturas catastróficas. Dois sismos de projeto podem ser considerados: o sismo máximo esperado (*maximum*

credible earthquake, MCE) e o sismo base de operação (*operating basis earthquake*, OBE), embora na literatura haja outras designações como o sismo de desligamento seguro (*safe shutdown earthquake*, SSE), o sismo de nível operacional (*operating level earthquake*), o sismo máximo provável (*maximum probable earthquake*), o sismo de projeto possível (*probable design earthquake*).

Nesta seção, as descrições de diferentes técnicas para determinação de espectros e acelerogramas de projeto são descritos.

4.6.1 Métodos para determinação de espectros de projeto

A importância dos espectros de resposta na Engenharia sísmica levou ao desenvolvimento de métodos para prevê-los. Os espectros de projeto são determinados através de suavização, média ou envoltória de espectros de resposta de vários acelerograma reais.

De acordo com Almeida (1997), idealmente, o acelerograma em rocha a ser aplicado no modelo dever ser ajustado a um espectro definido através de uma análise de registros reais de terremotos significativos ocorridos na região. Na inexistência de tais registros, como no caso do Brasil, o acelerograma ajustado pode ser obtido através de um dos quatro seguintes procedimentos, ilustrando ao mesmo tempo a própria evolução da engenharia sísmica:

- a) Com base em espectros de projeto independentes das condições geotécnicas locais propostos por comissões regulamentadoras reconhecidas internacionalmente;
- b) Determina-se o espectro de projeto no embasamento rochoso, a partir das máximas acelerações, velocidades e deslocamentos horizontais obtidos através de leis de atenuação;
- c) Tendo como base espectros de projeto dependentes das condições geotécnicas locais, propostos por normas;
- d) A partir de espectros de projeto obtidos com dados sismológicos de regiões que apresentem características semelhantes às da região de interesse.

a) Espectros de projeto independente das condições geotécnicas locais

Por muitos anos as normas dos espectros de projeto foram consideradas idênticas, independentemente das condições geotécnicas. A dependência das formas espectrais com as magnitudes e com as distâncias epicentrais era assumida como indireta considerada através do escalonamento dos espectros, segundo as acelerações horizontais máximas, a_{hmax} .

Os primeiros espectros de projeto independentes das condições geotécnicas (Figura 4.11) foram sugeridos por Housner (1959) e Newmark & Hall (1969) com posteriores trabalhos de Newmark *et al.* (1973). Estes últimos serviram de base para o *Regulatory Guide 1.60 / USAEC* (1973). A *U.S. Atomic Energy Commission* (USAEC) mudou de nome em 1975 para a *U.S. Nuclear Regulatory Commission* (USNRC). O advento das usinas nucleares teve muita influência na Engenharia Sísmica por meio da USNRC, que propôs critérios para a determinação de terremotos de projeto que afetaram significativamente não só usinas nucleares, mas também todas as demais aplicações da Engenharia que requeriam a caracterização do movimento do solo imposto por terremotos. Hoje em dia, as recomendações e os espectros recomendados pela USNRC continuam sendo amplamente utilizados nos Estados Unidos e em vários outros países. Todavia, procedimentos mais modernos que fornecem níveis de aceleração não tão conservativos, que podem ser obtidos por métodos determinísticos ou probabilísticos, mostram que a utilização do espectro de projeto recomendado pelo RG 1.60 continua sendo uma prática usada a nível internacional.

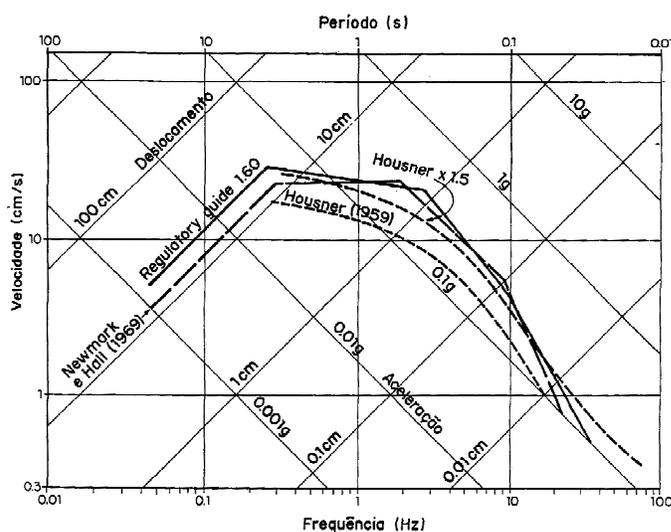


Figura 4.11 – Espectros de resposta de projeto independentes do tipo de solo (Almeida, 1997).

Estes espectros são ditos independentes das condições geotécnicas por basearem-se em registros coletados em uma ampla variedade de tipos de solos, sem, no entanto, levar em consideração este importante aspecto.

b) Espectros dependentes de a_{\max} , v_{\max} e d_{\max}

Esta metodologia proposta por Newmark & Hall (1969), para a definição de espectros de projeto, baseia-se na observação, conforme indica a Figura 4.12, que os espectros de resposta dos terremotos podem ser relacionados, através de parâmetros de amplificação, aos valores máximos das acelerações, velocidades e deslocamentos do solo. Posteriormente, os autores propuseram um refinamento em seu método, na qual esses espectros são considerados como amplificações escalares dos movimentos em rocha, em determinadas faixas de frequência (Almeida, 1997). Na Figura 4.12a encontram-se indicadas as componentes, em linha cheia, dos espectros de resposta da componente N-S do terremoto do El Centro (18/05/1940) e, em linha tracejada, os valores máximos das acelerações, velocidades e deslocamentos do solo.

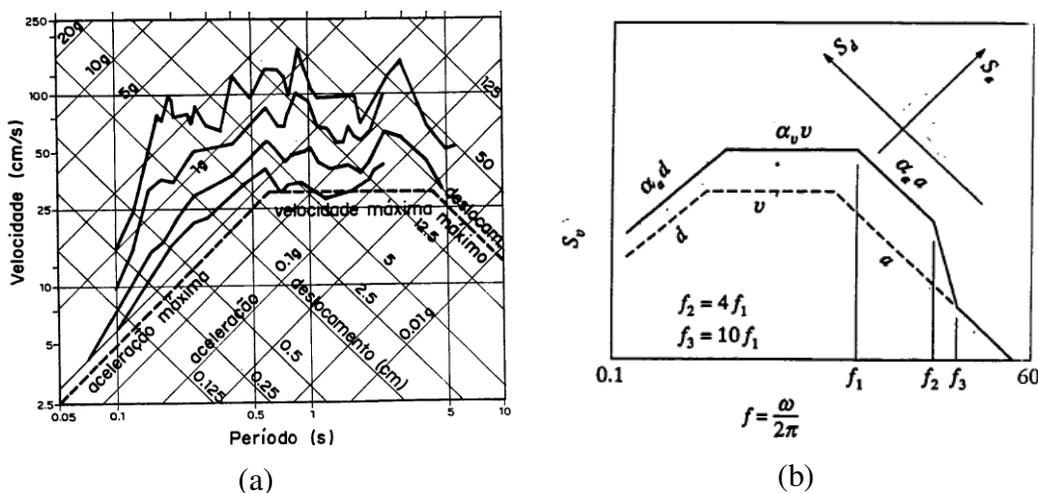


Figura 4.12 – (a) Espectro de resposta da componente N-S do terremoto El Centro (18-maio-1940) e (b) Espectro de resposta dependente de a_{\max} , v_{\max} e d_{\max} . (Clough & Pezien, 1993).

Conforme indicado na Figura 4.12b, as curvas dos espectros são constituídos por trechos lineares, definidos, para frequências abaixo de f_2 , como simples amplificações dos máximos valores dos deslocamentos, das velocidades e das acelerações em rocha, e suas respectivas faixas de frequências.

O procedimento proposto por Newmark & Hall (1982) com o intuito de adaptar os espectros de resposta às condições locais do solo, requer:

1. Que inicialmente sejam definidos valores das máximas acelerações em rocha (a) para níveis de terremotos previstos em projeto;
2. Posteriormente, que os máximos valores de velocidades (v) e dos deslocamentos (d), sejam avaliados por meio das relações (4.20):

$$v = c_1 \frac{a}{g} \quad \text{e} \quad d = c_2 \frac{v^2}{a} \quad (4.32)$$

onde, as constantes c_1 e c_2 devem ser determinadas em função das condições locais do solo. A definição destas constantes deve ser feita com base em análises estatísticas de numerosos acelerogramas de preferências obtidos na região em estudo. Mohraz (1976) e Hall (1982) sugerem valores típicos para solos rígidos e rochosos;

3. Atribuídos valores para a , v , e d , estes são multiplicados pelos correspondentes fatores (aleatórios⁴⁹) de amplificação α_a , α_v , e α_d . Estes valores marcados em gráficos logarítmicos assumem a forma indicada na Figura 4.12b.

Na obtenção de tais espectros, os valores de a , c_1 , c_2 , α_a , α_v e α_d devem ser obtidos a partir de registros sísmicos dos solos representativos da região em estudo. Geralmente na avaliação destes parâmetros, julgamentos subjetivos devem ser levados em consideração com base em uma avaliação racional de todos os fatores envolvidos.

c) Espectros de projeto dependente das condições geotécnicas, recomendadas em Normas

Algumas normas regulamentam o movimento sísmico de projeto a ser considerado em edificações sísmo-resistentes, que surgiram de uma necessidade natural, evidenciada pela ocorrência de terremotos, em alguns casos catastróficos.

A *Applied Technology Council* (ATC) conhecida como ATC3-06 elaborou normas a serem adotadas de forma unificada nos Estados Unidos, introduzindo nestas, novidades relacionadas aos efeitos geotécnicos locais e à definição do movimento do solo a ser considerado em projeto. Segundo Clough e Pienzien (1993) estes espectros foram obtidos

⁴⁹ Obtidos através de análises estatísticas de dados representativos de cada tipo de solo. Segundo Almeida (1997), a prática usual estabelece fatores de amplificação correspondentes a 84.1% em combinação com valores médios ou 50% das máximas acelerações, velocidades e deslocamentos, portanto, admitindo-se uma distribuição lognormal, o nível de 84.1% corresponde à média mais um desvio padrão.

segundo um procedimento semelhante ao descrito no item b), adotadas pelo *National Earthquake Hazard Reduction Program* (NEHRP) e introduzidas nas recomendações publicadas pelo *Building Seismic Safety Council* (BSSC, 1994a e b) e também pelo UBC (1994).

Atualmente, os documentos mais importantes para a utilização em projetos de estruturas sismo-resistentes para o caso dos Estados Unidos são a ATC3-06 (1978), a BSSC (1994a,b) e a UBC (1994); no caso do Brasil é a NBR 15421 (1996) mostrado na Figura 4.13.

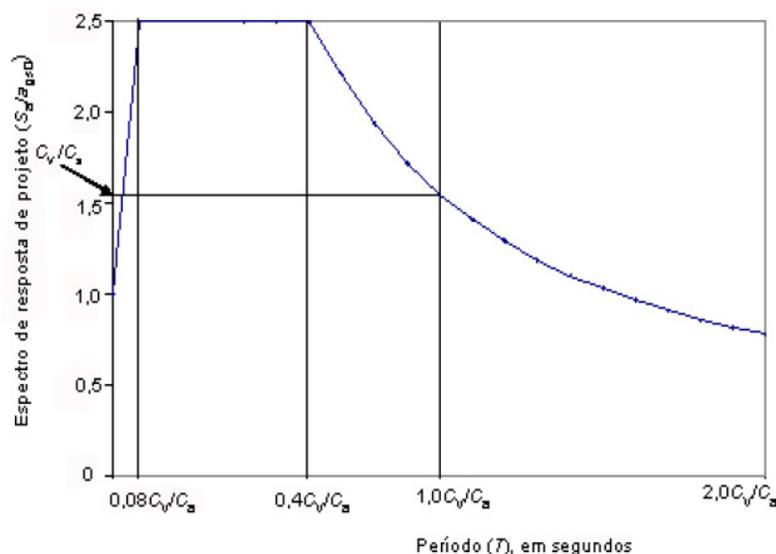


Figura 4.13 – Espectros de resposta de projeto (S_a/a_{gs0}) em função do período T (s) da NBR 15421.

Este Espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, para acelerações horizontais, correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%, é definido a partir da aceleração sísmica horizontal característica a_g e da classe de terreno (Tabela 4.5), utilizando as seguintes grandezas:

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad e \quad a_{gs1} = C_v a_g \quad (4.33)$$

onde, a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente, já considerando o efeito da amplificação sísmica no solo; e C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente.

Valores de C_a e C_v podem ser obtidos a partir da Tabela 4.6, em função da aceleração característica de projeto a_g para sua respectiva classe de terreno.

A norma NBR 15421 indica que quando for necessário definir um espectro para acelerações verticais, as acelerações deste espectro podem ser tomadas como 50% das acelerações correspondentes definidas nos espectros para acelerações horizontais.

Tabela 4.6 - Fatores de Amplificação sísmica no solo usados na NBR 15421.

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,2	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Embora estas normas levem em consideração os efeitos locais do solo, o fazem de uma forma simplificada, definindo um número limitado de categorias de solos (ou classe de terreno), dentro das quais as condições geotécnicas reais de projeto devam ser inseridas.

De acordo com Almeida (1997) estes documentos tratam dos efeitos das condições locais nos movimentos do solo a serem adotados em projeto e descrevem métodos para a obtenção destes movimentos. Ambos exigem que o movimento de projeto seja aquele com 10% de probabilidade de ser excedido em um intervalo de 50 anos, correspondente a um período de recorrência de 475 anos.

d) Espectros de projeto obtidos com dados sismográficos

Todo esforço tem sido feito no sentido de se estabelecer espectros de projeto que sejam dependentes das características sísmicas locais, das magnitudes e das distâncias epicentrais.

As magnitudes influenciam as formas dos espectros. As diferenças entre as formas espectrais para diferentes magnitudes, particularmente na faixa de períodos elevados, evidenciam claramente esta influência. Os espectros dependentes de a_{hmax} , v_{hmax} e d_{hmax} propostos por Newmark & Hall (1978 e 1982) representam uma tentativa de levar em consideração esta dependência.

Para a obtenção de espectros torna-se necessária uma análise empregando conjuntos de espectro de resposta gerados por famílias de acelerograma característicos dos movimentos do solo. A obtenção destes espectros é usualmente determinada por média ou suavização de espectros de resposta de múltiplos registros sísmicos (Figura 4.14). O uso da suavização do espectro de resposta de projeto implicitamente reconhece a incerteza com a qual as propriedades do solo e estruturas são conhecidas, evitando que flutuações agudas nas acelerações espectrais com pequenas mudanças no período estrutural.

Segundo as recomendações de Newmark & Hall (1973) estes espectros de resposta de projeto são desenvolvidos como linhas retas em escala tripartite, correspondente às porções controladas de aceleração, velocidade e deslocamento do espectro.

Os acelerogramas devem ser selecionados de forma conveniente, a fim de serem representativos de uma única magnitude, de uma única distância epicentral do terremoto em questão e das condições locais, em geral, rocha.

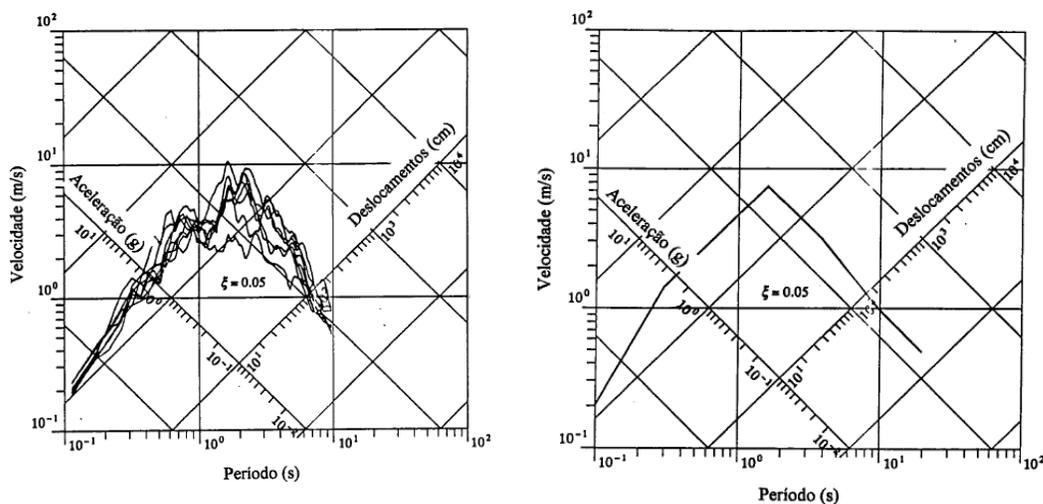


Figura 4.14 – Espectros de resposta de projeto suavizado (Adaptado de Almeida 1997).

De acordo com Kramer (1996), para sítios que seriam submetidos a sismos de mais de uma fonte sísmica, o desenvolvimento do espectro de projeto torna-se mais complicado. Casos como os ocorridos na Califórnia, EE. UU indicaram que os sítios podem ser submetidos a pequenos sismos de fortes movimentos de altas frequências vindos de falhamentos mais próximos do sítio, bem como submetidos também a fortes

sismos de fortes movimentos de baixas frequências vindos de falhamentos mais afastados do sítio.

Para este tipo de aplicação, relações de prognóstico de espectros de resposta para a obtenção da aceleração espectral têm permitido gerar espectros de risco uniforme, cujas ordenadas espectrais são obtidas de estudos individuais de nível de ameaça sísmica baseados em considerações apropriadas de todas as fontes sísmicas. Com essa abordagem, os espectros de projeto têm uma probabilidade uniforme de ultrapassagem para todos os períodos de vibração.

4.6.2

Métodos para geração de acelerogramas artificiais

O desenvolvimento de sismos artificiais é requerido em casos em que as condições geológicas e tectônicas do sítio em estudo não são similares àquelas condições de sítios em que registros sísmicos reais foram previamente medidos e que poderiam ser usados diretamente. Várias técnicas de geração de sismos artificiais foram desenvolvidas, tentando garantir, principalmente, que os sismos artificiais sejam consistentes com os parâmetros “objeto” e que suas características sejam consistentes com os sismos reais.

Este desafio não é fácil de ser vencido, uma vez que muitos movimentos aparentam ser razoáveis no domínio do tempo, mas podem não o ser no domínio da frequência ou *vice-versa*. Muitos acelerogramas aparentemente adequados, após integrados, apresentam-se como histórias no tempo de velocidades e/ou deslocamentos não aceitáveis.

Os métodos mais usados para a geração de sismos artificiais de terreno classificam-se em quatro categorias: (a) modificação por normalização de registros sísmicos reais; (b) Geração de sismos artificiais no domínio no tempo; (c) geração de sismos artificiais no domínio da frequência; e (d) geração de sismos artificiais usando as técnicas de função de Green.

a) Modificação por normalização de registros sísmicos reais

É a mais simples das metodologias. Esta técnica consiste no re-escalamento de níveis dos parâmetros de movimento, tais como aceleração de pico (PGA) e velocidade

de pico (PGV), a partir de registros reais para níveis de vibração mais altos ou mais baixos.

Segundo o que foi apontado por Kramer (1996), o fator de escala, que é a relação de amplitudes do sismo “objeto” e o sismo sendo escalado; deve ser o mais próximo a 1, podendo variar entre 0,25 a 4. Os limites sobre o fator de escalonamento devem ser relacionados com o tipo de problema para o qual o sismo será aplicado. Assim por exemplo, para o caso de análise de liquefação a faixa de fator de escalonamento é recomendável estar entre 0,5 e 2.

Este procedimento de normalização requer uma cuidadosa seleção do sismo real a ser usado. O registro sísmico desejado não só terá a aceleração ou velocidade de pico tão próximo como possível do valor “objeto”, mas também terá magnitude, distância e características do sítio local similares àquelas do sismo “objeto”, isto é, deverá então manter o conteúdo de frequências e duração originais, como possível.

Um procedimento de escalamento de acelerograma no domínio do tempo é proposto por Fahjam (2008) para o caso de múltiplos registros.

b) Geração de sismos artificiais no domínio do tempo

Os sismos são considerados processos aleatórios transientes. Estes processos consideram que suas estatísticas mudam com o tempo. No caso de sismos, nem a aceleração média nem o desvio padrão são constantes durante o terremoto e o conteúdo de frequências varia também com a duração da vibração, portanto, estes são parâmetros não-estacionários.

A geração de um sismo artificial no domínio do tempo envolve tipicamente a multiplicação de um sinal de ruído branco filtrado e estacionário (ou processo de Poisson filtrado) por uma função envoltória⁵⁰ que descreve os incrementos e subsequente decaimento (não-estacionários) tanto para a amplitude quanto para o conteúdo de frequência do movimento. O procedimento é ilustrado na Figura 4.15. Modelos com os de Sarma & Shah (1986) e Shinozuka & Deodatis (1988) têm incrementado o avanço destes procedimentos.

⁵⁰ Sempre que possível devem ser definidas com base em registros sismográficos da região.

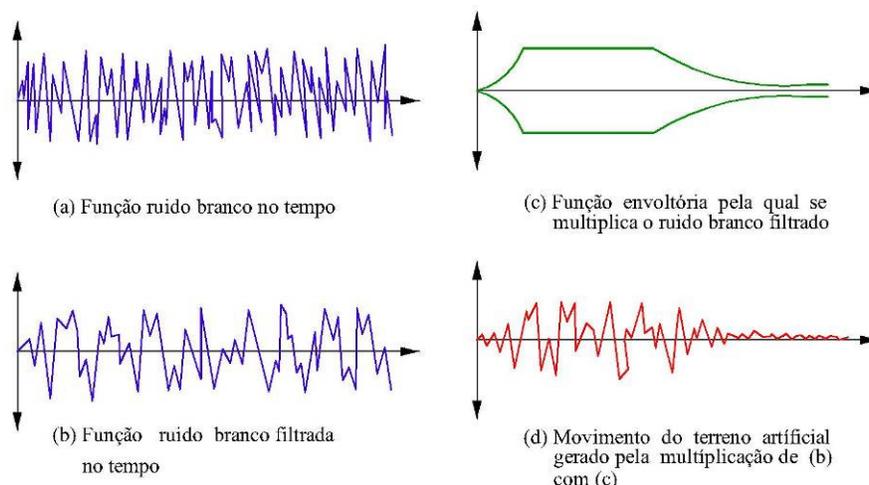


Figura 4.15 - Geração artificial de movimentos de terreno (adaptado de Kramer, 1996).

c) Geração de sismos artificiais no domínio da frequência

A geração de uma história sintética no domínio da frequência é realizada por meio da combinação dos espectros de Fourier de amplitude (FAS) e de fase (FPS). O espectro de amplitude pode ser calculado de diversas formas: a partir de um espectro de um registro sísmico real ou a partir da função densidade espectro de potência. Da mesma forma, o espectro de fase pode ser obtido a partir de um registro sísmico real ou calculado a partir de um registro sísmico dado pelo produto de um ruído branco⁵¹ e por uma função envoltória.

O procedimento para a geração de sismos pode ser verificado na Figura 4.16 e descrito a seguir: Obter a história no tempo da envoltória de um sinal de ruído branco, estimar em seguida o FPS e o FAS deste sinal para, finalmente, combiná-los a fim de se obter a história sintética no tempo (Figura 4.16c). Uma descrição da geração de sismos de projeto no domínio da frequência é descrito no Anexo C.

⁵¹ Os ruídos brancos (conhecidos também por séries aleatórias) devem ter suas formas ajustadas por funções envoltórias a fim de descreverem o acréscimo e o posterior decréscimo das amplitudes do movimento nos terremotos. Estas funções envoltórias servem para simular o caráter não estacionário do movimento e devem, sempre que possível, ser definidas com base em registros sismográficos da região.

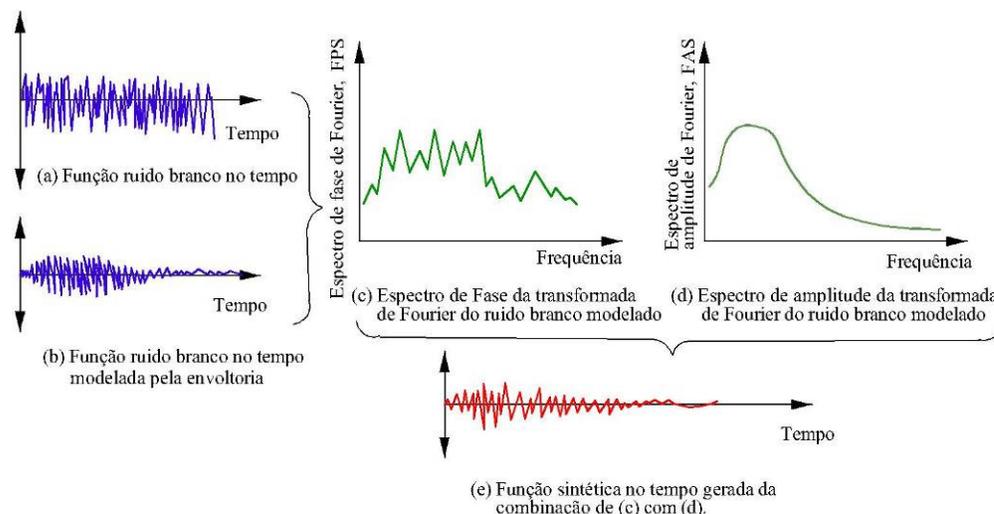


Figura 4.16 – Exemplo de uma função sintética no tempo gerada no domínio da frequência (modificado de Kramer, 1996).

Este método de geração de sismos no domínio da frequência é particularmente usado (a partir de sismos reais) também para gerar movimentos de terreno compatíveis com o espectro de resposta alvo, onde as amplitudes dos FAS e FPS (dentro da faixa de frequência de interesse) assumem valores iniciais. Logo, as amplitudes do FAS são iterativamente ajustadas até que um registro sísmico consistente com o espectro de resposta “objeto” seja produzido. A vantagem na utilização de acelerograma reais é o fato de tais registros fornecem informações importantes sobre as características sísmicas da região, cujas influências sobre o movimento do solo são complexas de serem avaliadas. Este procedimento⁵², por exemplo, foi usado por Almeida (1997) para a geração de um sismo artificial para a região sudeste do Brasil.

d) Técnicas de função de Green

Esta técnica é baseada na ideia que o movimento total de um sítio particular é igual à soma de movimentos produzidos por uma série de pequenas falhas individuais de pequenas áreas. A partir da definição da geometria e da fonte sísmica, a fonte é dividida em um número finito de segmentos. Define-se então, a sequência dos segmentos e em cada um define-se uma função de Green que descreverá a variação do deslocamento com o tempo (durante o deslizamento entre as superfícies da falha). Combinando-se em cada

⁵² O procedimento usado é amplamente descrito em Almeida (1997) no item 4.6.1.

segmento a função de Green com a função de deslocamento respectiva, produz-se então o movimento de cada parte no campo originado pelo deslocamento. Finalmente, para obter o movimento total do sítio, somam-se os efeitos dos deslocamentos em cada parte, considerando a ordem em que eles produziram a ruptura.

Esta metodologia é particularmente útil para gerar movimentos superficiais em locais próximos à falha geológica. Desta forma, o modelo de ruptura inclui a direção geral na qual a ruptura vai se progredir. O azimute do sítio (relativo à falha) influencia fortemente o sismo perto da falha.

A inexistência de registros reais de grandes terremotos e de um mapeamento de falhas para a região em estudo fazem da geração do movimento no domínio da frequência o método mais recomendável. Quando os movimentos do solo associados aos terremotos de projeto são somente caracterizados em termos espectrais, acelerograma compatíveis com tais espectros podem ser artificialmente gerados. A geração de sismos artificiais no domínio da frequência é particularmente eficaz quando se requer que estes (seus espectros) se ajustem a um determinado espectro de resposta de projeto (Almeida, 1997).

4.7 Processamento de registros sísmicos

Os registros sísmicos são sempre afetados por ruídos de algum grau, que podem alterar os acelerogramas para altas e baixas frequências⁵³. É importante identificar a presença desses ruídos nos acelerogramas digitalizados e a sua influência sobre os parâmetros que são derivados a partir destes, sendo necessária, portanto, a aplicação de um apropriado processamento dos registros, com a consequência que alguma porção do sinal (do domínio da frequência) deve ser sacrificada.

Os efeitos de amplificação de ruídos de altas frequências devem-se geralmente à aplicação de uma correção de instrumentos, como os requeridos em registros sobre sítios

⁵³ Dois agentes são principalmente identificados, o primeiro corresponde a ruídos ocasionados pelo tráfego, atividades de construção, vento transmitido ao terreno por vibração de árvores e/ou prédios e até mesmo por mudanças de pressão atmosférica, que são ruídos não sísmicos capturados a altas e baixas frequências. Neste caso, o ruído do terreno deve ser removido ou suprimido do registro sísmico para isolar o movimento real produzido pelo terremoto. O segundo agente é atribuído ao próprio instrumento, que mesmo que os instrumentos estejam localizados em condições de campo livre e/ou longe de grandes estruturas, estes podem ser influenciados pelos próprios protetores dos instrumentos, que apesar desses efeitos serem usualmente importantes somente a relativas altas frequências, estes podem influenciar os movimentos que ditos instrumentos medem.

de rocha muito rígida. Porém, mesmo que não seja esse o caso, será realmente desejável a aplicação de um filtro nas frequências altas (*high-cut filter*) para remover ruídos de altas frequências.

A principal dificuldade de um procedimento de processamento de registros sísmicos é a aplicação de filtros para baixas frequências (*low-cut filter*) para a remoção de partes de baixas frequências dos registros contaminados por ruídos de longos períodos. Filtros *acausal* geralmente são aplicados para produzir séries de tempos e espectros de resposta compatíveis.

O mais importante aspecto da aplicação de filtros para baixas frequências é a seleção de longo-período de corte (*long-period cut-off*) para o qual um modelo de ruído é idealmente requerido. A escolha é incerta e depende do que é considerado ser uma razão sinal-ruído aceitável. Uma vez definida a frequência de filtro, esta automaticamente define a faixa de períodos sobre a qual a informação é aproveitável.

Existem várias metodologias que permitem o processamento dos registros sísmicos, sendo altamente recomendável conhecer os procedimentos e efeitos que estes usam e causam, com o propósito de evitar erros na interpretação e uso dos resultados. Boore & Bommer (2005) descrevem e discutem opções de processamentos de registros sísmicos, as quais são apresentadas sob o ponto de vista de aplicação de engenharia. Atualmente, técnicas de ajuste de linha base são também usadas para remover ruídos de longos-períodos, embora isto efetivamente signifique aplicar um filtro de baixas-frequências (*low-cut filter*) de frequência desconhecida.

Em alguns casos, os ajustes de linha base podem ser feitos em conjunção com filtros⁵⁴ para fornecer um processamento dos registros mais apropriado. Uma vantagem das técnicas de ajuste de linha base em relação aos filtros é o poder recuperar deslocamentos residuais (Joyner & Boore, 1988), que podem direcionar a erros de repercussão proporcional.

Para ter uma melhor ideia do efeito do erro, que é usualmente inapreciável em um acelerograma, integra-se duas vezes a história de acelerações não corrigida, em que pode concluir que o produto será um erro linear na velocidade e um erro quadrático no

⁵⁴ Para remoção de certos níveis de frequências, que podem ser filtros de passa-alta, passa-baixa e passa banda.

deslocamento, como verificado na Figura 4.17. Corrigir tais erros é o que corresponde ao **ajuste de linha base** (*baseline adjustments*).

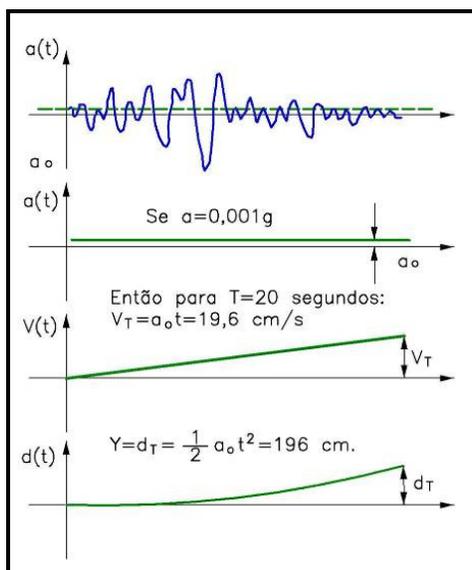


Figura 4.17 – Ajuste de Linha base. (after Carreño *et al.*,1999).

Ajuste de Linha Base

O procedimento mais adequado implica que o ajuste de linha base do registro sísmico seja feito após a filtragem (baseado na identificação da frequência de corte), já que após a filtragem o registro sísmico encontra-se com valores de aceleração, velocidade e deslocamentos finais diferentes de zero.

O ajuste de linha base foi originalmente executado por subtração de uma parábola bem ajustada a partir da história de acelerações, onde é aplicada uma função, a qual pode ser quadrática ou cúbica, que seguiria a seguinte forma:

$$\ddot{y}_c(t) = \ddot{y}_n(t) + a + 2bt + 3ct^2 \quad (4.34)$$

onde o subscrito c e n indicam o registro sísmico corrigido e não corrigido, respectivamente, no tempo t . As constantes a , b e c são obtidas utilizando a Equação (4.35) que estabelece a operação de minimização aplicada ao funcional $F(t, V_0, a, b, c)$.

$$\delta F(t, V_0, a, b, c) = \delta \int_0^s \dot{y}_c^2 dt = 0 \quad (4.35)$$

onde s é a duração do terremoto; e $\dot{y}_c(t) = \dot{y}_n(t) + V_0 + at + bt^2 + ct^2$ é a velocidade do terremoto no tempo t . Este ajuste é feito ponto a ponto da série discreta de valores do registro sísmico.

No caso de os registros sísmicos serem de origem artificial, isto é, gerados como *Sismos de projeto* (item 4.6.2), uma verificação de ajuste de linha base dos registros deve ser devidamente realizada.

Atualmente, alguns softwares realizam o processamento de registros sísmicos (ver Converse, 1992), como os elaborados pela USGS, e outros programas comerciais como o SKAKE2000 e SeismoSignal, entre outros.

4.8

Caracterização das propriedades dinâmicas: módulo de cisalhamento e razão de amortecimento

Os solos exibem um comportamento tensão-deformação não-linear, sendo inelástico sob condições de carregamento cíclico. Em nível de pequenas deformações, a rigidez do material é muito grande e o amortecimento muito pequeno. Em altos níveis de deformações, os efeitos da não-linearidade e inelasticidade incrementam produzindo baixa rigidez e grande amortecimento. Uma caracterização completa desse comportamento é muito complicada. Existem modelos tensão-deformação que podem ser usados para representar tais comportamentos não-lineares e analisar estes tipos de condições de carregamento e características de comportamento de rigidez e amortecimento, alguns mais complexos e completos do que outros.

O modelo linear equivalente trata o solo como um material viscoelástico linear. O comportamento não-linear é incluído pelo uso de parâmetros de amortecimento e rigidez dependentes da deformação. A rigidez do solo é usualmente caracterizada pelo módulo de cisalhamento máximo, o qual é mobilizado a pequenas deformações. O comportamento de amortecimento é caracterizado pela razão de amortecimento, o qual aumenta com o incremento da amplitude das deformações. A forma das curvas de amortecimento e de redução dos módulos é influenciada pela plasticidade do solo, que para solos de baixa plasticidade, é influenciada principalmente pela tensão de confinamento efetiva.

4.8.1 Módulo cisalhante

Ensaio de laboratório têm mostrado que a rigidez do solo é influenciada pela amplitude da deformação cíclica, índice de vazios, tensão principal efetiva média, índice de plasticidade, razão de pré-adensamento e número de ciclos.

O módulo de cisalhamento secante, G_{sec} , de um elemento de solo varia com a amplitude da deformação cisalhante cíclica, onde a baixas deformações o módulo é alto, decrescendo com o incremento das amplitudes das deformações.

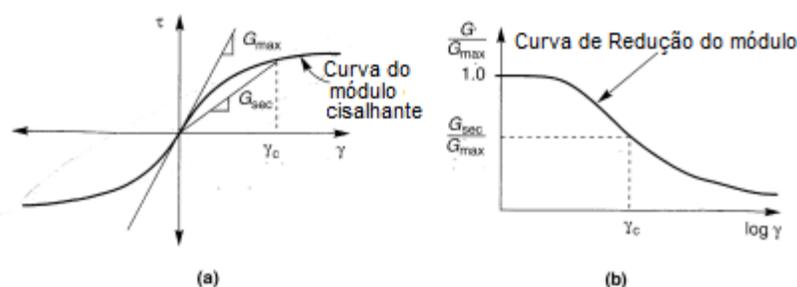


Figura 4.18 – Módulo de cisalhamento secante, G_{sec} , e módulo de cisalhamento tangente, G_{tan} . (Kramer, 1996).

A inclinação da curva cruzando a origem representa o maior valor do módulo cisalhante, G_{max} (Figura 4.18a). A normalização do módulo secante pelo seu máximo valor (*modulus ratio*), G_{sec}/G_{max} pode ser representada em uma curva para sua caracterização. Nas grandes amplitudes de deformação cisalhantes, a razão G_{sec}/G_{max} será aproximadamente igual a 1 (Figura 4.18b). A variação da razão de módulos, G/G_{max} (notação comumente usada na literatura para a razão dos módulos) com a deformação cisalhantes é descrito graficamente pela “curva de redução do modulo de cisalhamento”.

O módulo de cisalhamento máximo, G_{max} , pode ser obtido através de medições de velocidade da onda cisalhante, v_s , para baixos níveis de deformação (aprox. $3 \times 10^{-4}\%$) a partir de ensaios geofísicos (item 2.6), como indicado na expressão (4.36), ou quando quando medidas da ondas cisalhantes não possam ser possíveis, o G_{max} pode ser estimado através da relação proposta por Kramer (1996), indicado na expressão (4.37):

$$G_{\max} = \rho v_s^2 \quad (4.36)$$

$$G_{\max} = 625 F(e) (OCR)^k P_a^{1-n} (p')^n \quad (4.37)$$

onde $F(e)$ é uma função do índice de vazios; OCR é a razão de pré-adensamento; k é o expoente da razão de pré-adensamento (Tabela 4.7); p' é a tensão principal efetiva média [$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$]; n é o expoente da tensão; e P_a é a pressão atmosférica nas mesmas unidades da p' e G_{\max} .

Hardin (1978) propôs que $F(e) = 1/(0,3 + 0,7e^2)$ enquanto que Jamiolkowski *et al.* (1991) sugeriu que $F(e) = 1/e^{1,3}$. O expoente da tensão é frequentemente tomado como n igual a 0,5, mas este pode ser calculado para cada solo a partir de resultados de ensaios de laboratório a diferentes níveis de tensões de confinamento efetiva.

O G_{\max} também pode ser obtido a partir de relações empíricas, como a proposta por Seed & Idriss (1970):

$$\begin{aligned} G_{\max} &= 1000 K_{2,\max} (p')^{0,5} \quad \text{em psf} \\ G_{\max} &= 21,7 K_{2,\max} P_a \left(\frac{p'}{P_a} \right)^{0,5} \quad \text{em Pa} \end{aligned} \quad (4.38)$$

onde $k_{2,\max}$ (no intervalo entre 40 a 70) é obtido da Tabela 4.8 (Seed & Idriss, 1970) em função do índice de vazios (e) ou densidade relativa (DR) e p' . Para o caso de solos granulares (pedregulhos) os valores de $K_{2,\max}$ estão tipicamente na faixa de 80 a 180 (Seed *et al.*, 1984).

Para o caso de solos granulares com presença de finos, estimativas preliminares do G_{\max} pode ser obtidas a partir do Índice de Plasticidade (IP), razão de pré-adensamento (OCR) e resistência não drenada⁵⁵ (Tabela 4.9).

Tabela 4.7 – Expoente da razão de pre-adensamento, k (Kramer, 1996).

Índice de Plasticidade (IP)	k
0	0,00
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
≥100	0,50

Source: After Hardin & Drnevich (1972)

⁵⁵ Devido a que a resistência não drenada é altamente variável e que o módulo cisalhante para uma resistência não drenada varia diferentemente com a tensão confinante efetiva, os resultados devem ser usados cuidadosamente.

Tabela 4.8 – Estimação de $K_{2,max}$ (Kramer, 1996).

e	$k_{2,max}$	$DR(\%)$	$k_{2,max}$
0,4	70	30	34
0,5	60	40	40
0,6	51	45	43
0,7	44	60	52
0,8	39	75	59
0,9	34	90	70

Source: Adapted from Seed & Idriss (1970)

Tabela 4.9 – Valores de G_{max}/S_u^a (Kramer, 1996).

Índice de Plasticidade (IP)	Razão de pré-adensamento, OCR		
	1	2	3
15 – 20	1100	900	600
20 – 25	700	600	500
35 – 45	450	380	300

Source: After Weiler (1988); ^aUndrained strength measured in CU triaxial compression.

O módulo cisalhante máximo pode ser estimado, também, a partir de parâmetros de ensaios de campo, como as relações empíricas listadas na Tabela 4.10, limitados atualmente a uma estimativa preliminar⁵⁶ do G_{max} .

Tabela 4.10 – Relações empíricas de correlação entre G_{max} e parâmetros de ensaios *in situ* (modificado a partir de Kramer, 1996).

Ensaio <i>in situ</i>	Relação	Tipo de solo	Referências	Comentários
SPT	$G_{max} = 20000 (N_{1-60})^{0,333} (p')^{0,5}$	Areia	Ohta & Goto (1976); Seed <i>et al.</i> (1986)	G_{max} e p' em lb/ft ²
	$G_{max} = 325 (N)_{60}^{0,68}$	Areia	Imai & Tonouchi (1982)	G_{max} em kips/ft ²
CPT	$G_{max} = 1634 (q_c)^{0,250} (\sigma'_v)^{0,375}$	areia quartzosa	Rix & Stokoe (1991)	G_{max} , q'_c e σ'_v em kPa
	$G_{max} = 406 (q_c)^{0,695} e^{-1,130}$	Argila	Mayne & Rix (1993)	G_{max} , q'_c e σ'_v em kPa

A avaliação do módulo cisalhante pode tornar-se mais complexa devido aos efeitos de tempo e taxa de deformação. Os efeitos de taxa podem causar um aumento no G_{max} com o incremento da taxa de deformação e; a influência da taxa de deformação no G_{max} incrementa com o incremento da plasticidade do solo. Um breve resumo dos efeitos de

⁵⁶ Kramer (1996) indica que existe uma grande variabilidade na correlação dos resultados devido à dificuldade de correlacionar o G_{max} de pequenas deformações com ensaios de penetração de grandes deformações.

condições de carregamento e de ambiente no G_{max} para solos normalmente adensados a moderadamente pré-adensados é apresentada na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Efeitos das condições de carregamento e ambientais sobre os módulos de cisalhamento máximo, razão de módulos e razão de amortecimento de solos normalmente adensados e moderadamente sobreadensados (adaptado de Kramer, 1996).

<i>Fator incrementador</i>	G_{max}	G/G_{max}	<i>Razão de amortecimento, ζ</i>
Tensão de confinamento efetiva, p'	Incrementa com a p'	Incrementa com a p' , decrecem com o incremento do PI	Decresce com a p' , efeitos decrescem com o incremento do PI
Índice de vazios, e	Decresce com o e	Incrementa com o e	Decresce com o e
Idade geológica, t_g	Incrementa com a t_g	Pode incrementar com a t_g	Decresce com a t_g
Cementação, c	Incrementa com a c	Pode incrementar com a c	Pode incrementar com a c
Razão de pré-adensamento, OCR	Incrementa com o OCR	Não é afetada	Não é afetada
Índice de plasticidade, IP	Incrementa com o IP se $OCR > 1$; e fica aprox. constante se $OCR = 1$	Incrementa com o IP	Decresce com o IP
Deformação cíclica, γ_c	---	Decresce com a γ_c	Incrementa com a γ_c
Taxa de deformação, $\dot{\gamma}$	Sem efeitos para solos não plásticos; Incrementa com a $\dot{\gamma}$ para solos plásticos	G incrementa com a $\dot{\gamma}$ mas G/G_{max} provavelmente não seja afetada se G e G_{max} são medidos na mesma $\dot{\gamma}$	Fica constante ou pode incrementar com a $\dot{\gamma}$
Número de ciclos de carregamento, N	Decresce após N de ciclos de grande γ_c mas recupera- se com o tempo (em argilas); e Incrementa com o N (em areias)	Em areias pode incrementar (sob condições drenadas) ou decrecer (sob condições não drenadas)	Não há influencia significante para moderadas γ_c e N

Source: Modified from Dobry & Vucetic (1987)

A curva de redução dos módulos de cisalhamento, G/G_{max} , é caracterizada para avaliar o comportamento de redução dos módulos cisalhantes. Esta caracterização das curvas de redução dos módulos é extremamente importante por poder influenciar grandemente na reposta ou na forma com um depósito de solo amplificará ou atenuará um terremoto. Inicialmente, as curvas de redução dos módulos foram tratadas separadamente para solos arenosos e pedregulhosos como as caracterizadas por Seed & Idriss (1970). Todavia, a partir da década de 1980, estudos de Dobry & Vucetic (1987), Sun *et al.* (1988), Vucetic & Dobry (1991), entre outros, concluíram que há uma transição gradual entre o comportamento de materiais granulares e coesivos, sendo que a

forma das curvas de redução de módulo de cisalhamento é mais afetada pelo índice de plasticidade do que pelo índice de vazios (Dobry & Vucetic, 1987 e Sun *et al.*, 1988). Os autores apresentaram os tipos de curvas como visto na Figura 4.19, deixando em evidência que a deformação cisalhante cíclica de início linear (*threshold shear strain*), γ_{tl} , é maior para solos altamente plásticos do que para solos de baixa plasticidade.

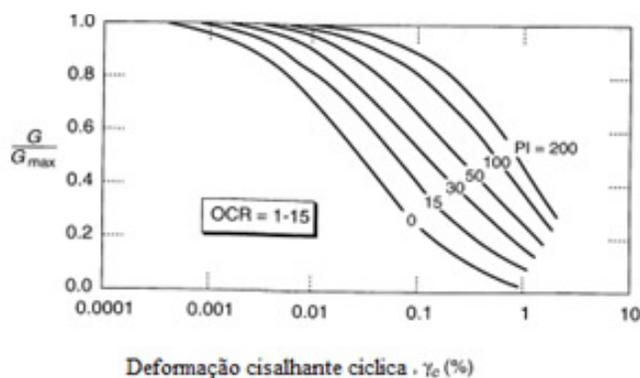


Figura 4.19 – Curvas de redução de módulos para solos granulares finos de diferentes plasticidades (After Vucetic & Dobry, 1991).

Na Figura 4.19 a curva de redução do módulo para PI igual a 0 é muito semelhante à curva de redução do módulo média usada comumente para areias de Seed & Idriss (1970). Kramer (1996) sugere que essa similitude das curvas de redução dos módulos (Figura 4.19) recomendaria a sua aplicabilidade a ambos os solos granulares (arenosos e pedregulhosos⁵⁷).

O comportamento das curvas de redução é também influenciado pela tensão de confinamento, particularmente para solos de baixa plasticidade (Iwasaki *et al.* 1978; Kokoshu, 1980). A deformação cisalhante cíclica de início linear, é maior a altas tensões de confinamento efetivas do que a baixas tensões de confinamento efetivas. Ishibashi & Zhang (1993) estudaram os efeitos combinados de tensão de confinamento efetiva e índice de plasticidade no comportamento da redução dos módulos e propuseram a seguinte expressão:

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, PI) (p')^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (4.39)$$

em que

⁵⁷ Para pedregulhosos, apesar da dificuldade experimental da execução de ensaios em laboratório, algumas evidências indicam que a curva média de degradação de G tem forma similar, porém mais achatada, do que a curva média das areias (Seed *et al.*, 1986).

$$\begin{aligned}
 K(\gamma, PI) &= 0,5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0,000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0,492} \right] \right\} \\
 m(\gamma, PI) - m_0 &= 0,272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right] \right\} \exp(-0,0145 PI^{1,3}) \\
 n(PI) &= \begin{cases} 0 & \text{para } PI = 0 \\ 3,37 \times 10^{-6} PI^{1,404} & \text{para } 0 < PI \leq 15 \\ 7,0 \times 10^{-7} PI^{1,976} & \text{para } 15 < PI \leq 70 \\ 2,7 \times 10^{-5} PI^{1,115} & \text{para } PI > 70 \end{cases}
 \end{aligned} \tag{4.40}$$

O comportamento da curva de redução dos módulos foram também estudadas no laboratório sob condições de carregamento harmônico a tensão controlada, advertindo-se primeiro que a geração da poropressão e mudanças estruturais podem causar um aumento na amplitude da deformação cisalhante com o incremento do número de ciclos, e para o caso de areias saturadas quando carregadas sob condições não drenadas, a amplitude das tensões cisalhantes foi observada decrescer com o incremento do número de ciclos. Ambas as condições ilustram a tendência das cargas cíclicas repetitivas a degradar a rigidez do material. A influência das condições de carregamento e outros aspectos na curva de redução dos módulos, G/G_{max} para solos normalmente adensados a moderadamente pré-adensados é apresentada também na Tabela 4.11.

4.8.2 Razão de amortecimento

Durante o carregamento cíclico ocorrerá dissipação de energia mesmo para baixos níveis de deformação (abaixo da deformação cisalhante cíclica inicial, γ_{H1}) de modo que a razão de amortecimento nunca é zero. Acima da deformação γ_{H1} a largura do laço de histerese exibida pelo solo carregado ciclicamente incrementará com o incremento das amplitudes das deformações cisalhantes cíclicas, o qual indicará que a razão de amortecimento incrementa com o incremento das amplitudes das deformações.

Da mesma forma que o comportamento de redução dos módulos é influenciado pelas características de plasticidade, o comportamento de amortecimento também é influenciado pelo índice de plasticidade do material, constatado por Kokushu *et al.* (1982), Dobry & Vucetiic (1987), Sun *et al.* (1988), Vucetic & Dobry (1991) entre

outros. Razões de amortecimento de solos altamente plásticos são menores do que aqueles de baixa plasticidade (ou granulares) na mesma amplitude de deformação cíclica (Figura 4.20). Da Figura 4.20, a curva de amortecimento para um IP igual a 0 é bastante próxima da curva de amortecimento média usada para areias proposta por Seed & Idriss (1970). Esta similitude sugere também que as curvas de amortecimento da Figura 4.20 podem ser aplicadas a ambos os solos, pedregulhos e arenosos. De acordo com Seed *et al.* (1984) o comportamento de amortecimento dos solos pedregulhosos é muito similar aos dos arenosos.

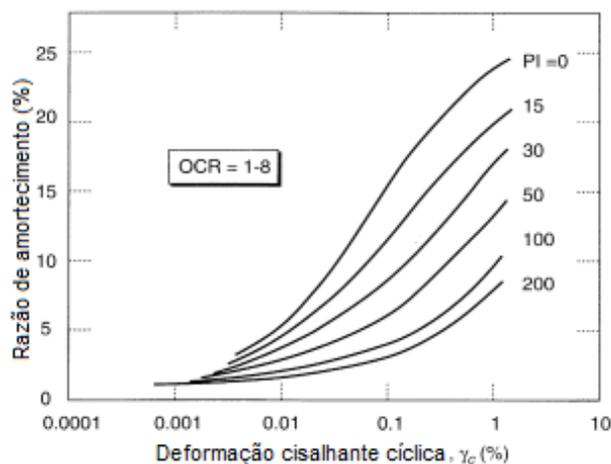


Figura 4.20 – Variação da razão de amortecimento de solos granulares finos com a amplitude de deformação cisalhante cíclica e o índice de plasticidade (After Vucetic & Dobry, 1991).

O comportamento de amortecimento é também influenciado pela tensão de confinamento efetiva, particularmente para solos de baixa plasticidade. Dessa forma, Ishibashi & Zhang (1993) desenvolveram uma expressão empírica para calcular razões de amortecimento de solos plásticos e não plásticos baseados no fator de redução, G/G_{max} . Da mesma forma, tal como foi usado a Equação 4.39 para G/G_{max} , a razão de amortecimento, ξ , é dada como segue:

$$\xi = 0,333 \frac{1 + \exp(-0,0145 PI^{1,3})}{2} \left[0,586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1,547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (4.41)$$

Um resumo dos efeitos de condições de carregamento e de ambiente na razão de amortecimento, ξ , para solos normalmente adensados a moderadamente pré-adensados é apresentada adicionalmente na Tabela 4.11. Curvas de razão de amortecimento para diferentes tipos de materiais foram elaboradas por diferentes pesquisadores.

4.9 Amortecimento

A energia dos terremotos liberada da falha (ou fonte) nas profundezas da terra geram ondas de corpo que viajam e se propagam em todas as direções a partir da fonte pelo meio geológico contínuo. As amplitudes destas ondas de tensão durante sua propagação mudam continuamente dependendo das condições de contorno e/ou características do meio⁵⁸. Mesmo que as ondas sejam consideradas elásticas estas tendem a atenuar com a distância. Esta atenuação pode ser atribuída a dois fatos: o primeiro, ao amortecimento interno do material geológico e; segundo, ao amortecimento geométrico do meio.

O estudo do amortecimento geométrico foi explicado no item 4.2.1.3 e ilustrado na Figura 4.6, na qual se aprecia o decréscimo da amplitude das ondas de corpo com o viajar destas através do meio, a diferença das ondas de superfície, que quase mantém sua amplitude ao propagar-se ao longo da superfície.

O estudo da propagação das ondas de corpo e de superfície, os fenômenos de refração e reflexão, bem como a atenuação e/ou amplificação das suas amplitudes através do meio contínuo geológico é realmente extensivo; e não está sendo detalhado por não formar parte do objetivo da pesquisa. Este trabalho prioriza o estudo do amortecimento do material, usado na análise dinâmica.

O amortecimento interno ou do material pode ser viscoso ou histerético, e fisicamente este é representado em grande parte pela perda de energia como um resultado do atrito interno no material íntegro, mas este pode ser originado também pelas deformações inelásticas que o material apresenta.

Em uma análise dinâmica, o amortecimento deve reproduzir em magnitude e forma a perda de energia do sistema natural. Em materiais geológicos como solos ou rochas, o amortecimento natural é principalmente histerético, isto é, independente da frequência.

Atualmente, modelos constitutivos cíclicos afeiçoam adequadamente a histerese que ocorre em um material real, considerando que um amortecimento adicional não seria necessário. Porém, a maioria desses modelos não representa a histerese dinâmica bem o

⁵⁸ Isto é, efeitos de estratificação do meio, com a ocorrência de reflexão e refração das ondas.

suficiente como para omitir completamente esse amortecimento adicional, sendo a razão pela qual um amortecimento adicional adequado possa ser incluído.

O amortecimento de *Rayleigh* provê amortecimento dependente da frequência, sobre uma faixa restrita de frequências, incluindo dois elementos viscosos (na qual a energia absorvida é dependente da frequência). Um amortecimento alternativo é o amortecimento *Histerético*, o qual incorpora funções de amortecimentos e módulos dependentes das deformações do material. Estes amortecimentos são usualmente implementados em programas computacionais no domínio do tempo. Comparações gerais entre os dois tipos de amortecimentos para a escolha do tipo de amortecimento ideal, a ser usado em projetos de engenharia de rotina, indicam que geralmente o amortecimento histerético é muito mais realístico. As principais características destes amortecimentos do material são descritas a continuação.

4.9.1 Amortecimento de Rayleigh

Sistemas dinâmicos naturais contém algum grau de amortecimento da energia de vibração dentro do sistema, do contrário estes oscilariam indefinidamente. O amortecimento do material, ou melhor, a razão de amortecimento pode ser representada como sendo proporcional à frequência do carregamento (ondas elásticas). O amortecimento de Rayleigh é um modelo especial de amortecimento viscoso que admite a matriz de amortecimento como uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez, como originalmente proposto por Rayleigh & Lindsay (1945).

O amortecimento de Rayleigh que foi originalmente concebido e usado na análise de estruturas e meios contínuos elásticos, para amortecer os modos de oscilação naturais do sistema, é comumente usado na formulação dinâmica para análises da reposta do solo, análise espectral, levando em consideração a não-linearidade da rigidez.

As equações, portanto, são expressas na forma matricial (Equação 4.42), onde \mathbf{C} indica a matriz de amortecimento, com componentes proporcionais à massa (\mathbf{M}) e à rigidez (\mathbf{K}); α é a constante de amortecimento proporcional à massa, e β é a constante de amortecimento proporcional à rigidez.

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (4.42)$$

Embora ambos os termos sejam dependentes da frequência, uma resposta aproximadamente independente da frequência pode ser obtida para uma faixa de frequências limitada com uma apropriada escolha dos parâmetros a serem discutidos.

Bathe & Wilson (1976) indicam que para um sistema de vários graus de liberdade, a razão de amortecimento crítico, ξ_i , pode ser encontrada para qualquer frequência angular do sistema, ω_i .

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2 \omega_i \xi_i$$

ou

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (4.43)$$

A variação da razão de amortecimento crítica normalizada pela frequência angular é mostrada na Figura 4.21, onde 3 curvas são apresentadas: a componente de massa, a componente de rigidez e a soma de ambas as componentes. Como verificado nesse gráfico, o amortecimento proporcional à massa é dominante na faixa de baixas frequências angulares, enquanto que o amortecimento proporcional à rigidez domina a altas frequências angulares. A curva representando a soma de ambas as componentes alcança um mínimo em:

$$\xi_{\min} = (\alpha \beta)^{1/2} \quad (4.44)$$

$$\omega_{\min} = (\alpha / \beta)^{1/2}$$

ou

$$\alpha = \xi_{\min}^2 \omega_{\min} \quad (4.45)$$

$$\beta = \xi_{\min}^2 / \omega_{\min}$$

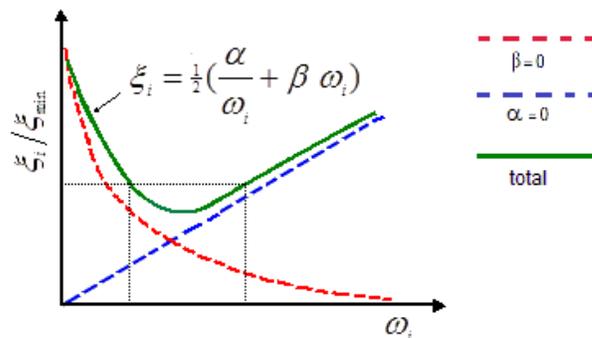


Figura 4.21 – Variação da razão de amortecimento crítica normalizada com a frequência angular. Nesta figura, a linha azul, $\alpha=0$, a linha vermelha, $\beta=0$, e a linha verde, o total.

A frequência central é então definida como:

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \quad (4.46)$$

onde a frequência ω_{\min} (ou f_{\min}) (e somente naquela frequência) contém parcelas iguais do amortecimento da massa e rigidez do total da força de amortecimento. Da Figura 4.21, a ω_{\min} é frequentemente escolhida por estar no centro da faixa de frequências presentes na simulação numérica. O amortecimento de Rayleigh opera diretamente no módulo tangente do modelo constitutivo, mesmo sendo linear ou não-linear. O amortecimento histerético é simulado numericamente de forma aproximada.

Em análises dinâmicas, a simulação numérica (integração das equações de movimento) usualmente usa passos de tempo internos pequenos os suficientes para poder evitar a instabilidade numérica e poder capturar a não-linearidade do processo dinâmico. Porém, normalmente este passo do tempo está em função do amortecimento proporcional à rigidez, que causa uma redução no passo de tempo crítico quando um esquema de solução explícita é usado. A razão de amortecimento correspondente à frequência mais alta⁵⁹ do sistema reduz o tamanho do passo do tempo de execução (Equação 5.30), isto poderia resultar em um incremento substancial na execução da simulação numérica dinâmica.

Determinação dos parâmetros do amortecimento de Rayleigh:

Os parâmetros de Rayleigh podem ser obtidos em função da deformação cisalhante máxima equivalente. A deformação cisalhante máxima equivalente expressa, em média, o 65% da deformação cisalhante máxima (a maior no tempo), a qual deve ser calculada a partir de uma análise de vibração livre observada para cada material em estudo.

Dessa forma, o nível de amortecimento crítico necessário para o cálculo dos parâmetros (coeficientes) de Rayleigh da Equação 4.45 é determinado a partir das curvas de razão de amortecimento versus deformação cisalhante cíclica (esquemáticamente na Figura 4.20). Esta metodologia foi recomendada recentemente por Itasca (2011) e foi adotada neste trabalho.

⁵⁹ Isto é, período mais curto.

4.9.2 Amortecimento histerético

Para muitos solos e estruturas a energia elástica de uma onda é dissipada histereticamente. O amortecimento do material pode ser representado neste caso como sendo dependente das deformações (ou escoamento) do material, isto é, independente das frequências (Figura 4.22). O comportamento do amortecimento e/ou do material é mais bem caracterizado avaliando-se a resposta não-linear do sistema.

A não-linearidade (amplamente conhecida) dos materiais geológicos pode ser modelada pela inclusão de duas funções⁶⁰: o módulo cisalhante e a razão de amortecimento, ambos dependentes do nível de deformação causado pelas condições de carregamento externo. Estas funções foram estudadas no item 4.8. O amortecimento histerético quando dependente das deformações cisalhantes é chamado de Modelo Linear Equivalente, o qual aproxima alguns efeitos de não-linearidade (como é o caso do amortecimento e amolecimento do material), que são as duas funções mencionadas linhas acima.

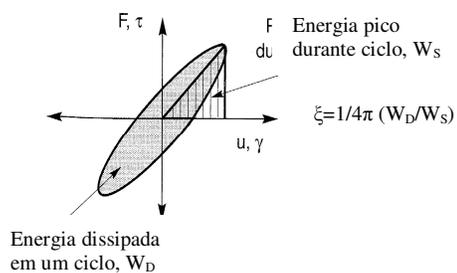


Figura 4.22– Relações entre o laço histerético e a razão de amortecimento. (Kramer, 1996)

Da Figura 4.22, os efeitos de dissipação de energia podem ser representados matematicamente em uma forma conveniente, onde a razão de amortecimento (a forma do laço de histerese depende da razão de amortecimento) é tomada como a relação da área do laço de histerese com a área do triângulo (área tracejada), tudo dividido por 4π . As curvas de degradação dos módulos implicam uma curva tensão-deformação não-linear, como ocorre em um solo ideal, onde a tensão é dependente da deformação, portanto, uma relação constitutiva incremental das curvas de degradação podendo ser

⁶⁰ O amortecimento histerético incorpora funções de módulo secante (item 4.8.1) e razão de amortecimento (item 4.8.2).

rescrita na forma incremental na Equação 4.47, onde $\bar{\tau}_c$ é a tensão cisalhante cíclica normalizada $= (\tau_c / G_0)$ (onde G_0 é o módulo de cisalhamento a pequenas deformações do material), γ_c é a deformação cisalhante cíclica e \bar{G} é o módulo de cisalhamento secante normalizado dependente da deformação.

$$\bar{\tau}_c = \bar{G} \cdot \gamma_c \quad (4.47)$$

e o módulo tangente, \bar{G}_t , é então obtido como

$$\bar{G}_t = \frac{d\bar{\tau}_c}{d\gamma_c} = \bar{G} + \gamma_c \frac{d\bar{G}}{d\gamma_c} \quad (4.48)$$

onde o \bar{G}_t é o módulo tangente normalizado.

O módulo de cisalhamento incremental em uma simulação não-linear é então dado por $G_0 \cdot \bar{G}_t$ e este é usado em vez do módulo de cisalhamento dado, G_0 .

O amortecimento histerético ou modelo linear equivalente pode ser usado por si mesmo, ou em alguns casos em conjunção com outros esquemas de amortecimento (como o amortecimento de Rayleigh)⁶¹. Na maioria de programas computacionais, o amortecimento histerético é implementado. O uso deste amortecimento é para ministrar amortecimento àqueles modelos que não tenham incluído um amortecimento intrínseco quando não estejam escoando.

Para baixos níveis de deformação cíclica e apropriadas condições uniformes, os resultados dos amortecimentos de Rayleigh e Histerético são similares, considerando que o nível de amortecimento para ambos são consistentes com o nível de deformação cíclica experimentada. O amortecimento Histerético, todavia, fornece uma dissipação de energia quase nula em níveis de deformações cíclicas bem baixos, o qual é irrealístico.

⁶¹ Para evitar baixos níveis de oscilação, é normalmente recomendado que uma pequena quantidade (por exemplo, 0,2%) de amortecimento de Rayleigh proporcional à rigidez seja aderida quando o amortecimento Histerético for usado em uma análise dinâmica, para remover ruídos de frequências altas.