

4

Aspectos da Modelagem da Resposta Sísmica de Geoestruturas

4.1

Influência do solo no movimento

Relatórios qualitativos sobre a influência das condições locais do solo na intensidade do movimento do terreno bem como na extensão dos danos produzidos por terremotos remontam, pelo menos, ao destrutivo terremoto de São Francisco - EUA, em 1906. Informações sobre a localização de áreas mais afetadas dentro de uma mesma cidade e da ocorrência de danos preferenciais em edificações de certa altura dentro da mesma área, fatos verificados nos terremotos da cidade do México, em 1957, e de Caracas, em 1967, chamaram a atenção dos engenheiros para os efeitos locais do solo durante os sismos.

Retroanálises executadas por Seed (1975) dos acelerogramas do terremoto de São Francisco de 1957 ($M = 5,7$) demonstraram quantitativamente a influência das condições do solo na resposta do movimento. As acelerações de pico e o conteúdo de frequências do movimento do solo em seis sítios situados à mesma distância aproximada do epicentro mostraram-se bastante dependentes do perfil geológico de cada local específico. O solo local atenuou a aceleração horizontal de pico por um fator aproximado de 2 em relação ao seu valor no substrato rochoso, enquanto que o espectro de resposta das acelerações mostrou amplificações das acelerações espectrais para períodos superiores a 0,25s. Se na rocha o movimento tivesse mais energia nestes períodos mais longos, uma característica de sismos de grande magnitude ou de fontes distantes, ou caso o período natural de vibração dos depósitos de solo fossem mais próximos do período predominante de vibração do maciço rochoso, então uma amplificação da aceleração de pico poderia ter ocorrido, em vez da redução realmente observada.

Amplificação dos movimentos da rocha de grande período pelos depósitos de solo locais é um importante fenômeno que exerce uma influência significativa no potencial de danos de terremotos. Danos estruturais significativos foram

atribuídos à amplificação tanto da aceleração horizontal de pico quanto das acelerações espectrais por influência das características do solo. Amplificação da aceleração horizontal de pico ocorre quando a frequência de ressonância do depósito situa-se próxima das frequências predominantes do movimento do substrato rochoso, identificadas pelos picos do espectro de resposta das acelerações. A frequência de ressonância f_n de um depósito de solo de espessura H pode ser, como uma primeira aproximação, determinada em função da velocidade média V_s da onda cisalhante S pela seguinte equação:

$$f_n = \frac{V_s(2n-1)}{4H}n \text{ para } n = 1, 2, 3, \dots \quad (4.1)$$

Para a maioria dos depósitos, a amplificação dos movimentos sísmicos é mais significativo para o primeiro modo de vibração (modo fundamental), decrescendo rapidamente de importância para os modos de vibração seguintes.

Amplificação espectral pode ocorrer em frequências próximas à frequência de ressonância do depósito de solo. A amplificação espectral pode causar muitos danos quando a frequência de ressonância do depósito situa-se próxima à frequência de ressonância da estrutura. Os significativos danos pelos terremotos do México (1985) e de Loma Prieta (1989) foram essencialmente causados porque as frequências predominantes do substrato rochoso e as frequências de ressonância do depósito de solo local e das estruturas ali construídas estavam todas no mesmo intervalo de vibração.

Considerando uma barragem como uma geoestrutura a ser construída sobre um depósito de solo local, há claramente duas considerações principais sobre efeitos locais que devem ser feitas nas análises de impacto sísmico. A primeira, sobre a influência das condições do depósito de solo no movimento do substrato rochoso para determinação do movimento livre na superfície do terreno. A segunda, sobre a influência das características da geoestrutura sobre o movimento livre avaliado. Embora conceitualmente seja conveniente separar estes dois efeitos interdependentes, na prática muitas vezes eles são calculados de forma acoplada.

4.2

Métodos de análise do movimento do solo

4.2.1

Método simplificado

Enquanto em análises da resposta dinâmica de estruturas requer-se informações sobre o conteúdo espectral do movimento, logo necessitando-se de uma história deste movimento no tempo, em análises geotécnicas frequentemente se requer somente o conhecimento da aceleração horizontal de pico (PGA) no depósito de solo ou dos valores do PGA e da magnitude do terremoto. Vários investigadores (Seed e Idriss, 1982; Idriss, 1990) relacionaram a aceleração PGA em uma hipotética rocha aflorante (*outcrop*), como nos mapas apresentados pela USGS – *U.S. Geological Survey*, com a aceleração PGA em um depósito de solo específico, em função de resultados da resposta sísmica obtidas em análises de propagação de ondas 1D e de observações das características do movimento do terreno durante terremotos.

O método simplificado consiste em classificar o solo em função da velocidade média V_S de propagação de onda S nos 30m superiores do depósito, conforme tabela 4.1, para em seguida relacionar a aceleração horizontal máxima no maciço rochoso com a aceleração horizontal máximo no solo através de gráficos como os propostos por Idriss (1990) para solos moles, ilustrados na figura 4.1.

Tabela 4.1 – Classificação do depósito de solo (Borcherdt, 1994).

Classe	Velocidade de onda S (m/s)
Estudo especial*	$V_S < 100$
Solo mole	$100 < V_S < 200$
Solo médio	$200 < V_S < 375$
Solo rijo	$375 < V_S < 700$
Rocha	$V_S > 700$

*solo com potencial de liquefação, turfas, argilas orgânicas, argilas altamente plásticas (IP > 75%), depósitos de solo mole com espessura superior a 37m.

Evidentemente, os resultados assim calculados se referem ao comportamento dinâmico apenas do depósito de solo (vibração de campo livre) sem a presença da geoestrutura. Para estudos de estabilidade de taludes e cálculo

de deformações da barragem, o parâmetro relevante não é a aceleração máxima no topo da barragem mas uma aceleração horizontal média em uma massa de solo delimitada por uma potencial superfície de deslizamento. Esta aceleração média é diretamente proporcional às tensões de cisalhamento e às forças de inércia sismicamente induzidas.

Esta análise desacoplada pode ser feita por vários métodos para estudos de estabilidade e de deformações de taludes de solo sob carregamento dinâmico, dentre os quais o método pseudo-estático (apenas análises de estabilidade, por ser método de equilíbrio limite), o método de Newmark (1965) e o método de Makdisi e Seed (1978). Uma revisão da formulação destes métodos, hipóteses simplificadoras adotadas, vantagens e limitações de sua aplicação, entre outros aspectos, foram discutidas por Morote (2006).

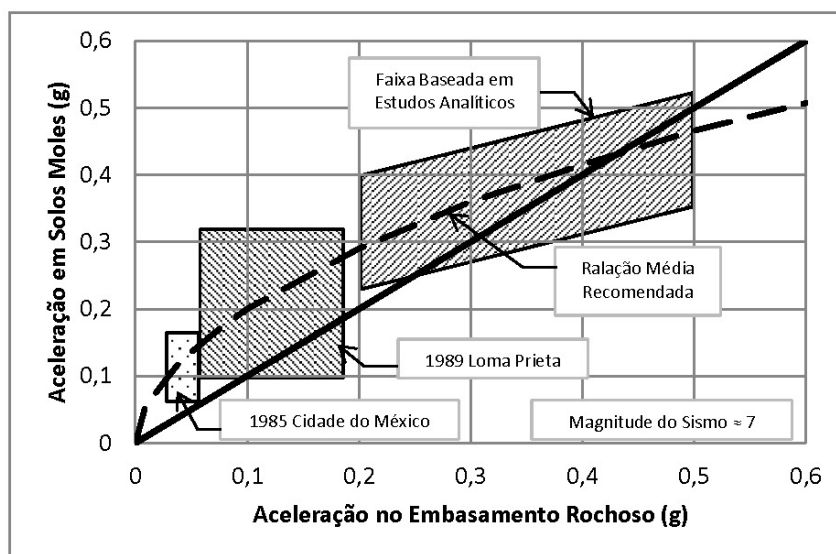


Figura 4.1 – Variação da aceleração horizontal de pico em depósitos de solo mole (Adaptado de Idriss, 1990).

4.2.2

Análises 1D da resposta dinâmica

Para sítios com solos classificados como “Estudos Especiais” na tabela 4.1, para projetos de maior responsabilidade ou quando uma análise mais precisa do que a apresentada no item anterior (4.2.1. Método simplificado) for necessária, uma análise 1D da resposta do solo deve ser executada. A análise pode ser feita

somente para o depósito de fundação ou para uma análise acoplada, ainda que aproximada, também com a consideração da barragem.

O programa de computador SHAKE (1972), e suas versões mais recentes (SHAKE91, SHAKE2000, entre outras) é o mais frequentemente usado para análises da resposta de depósitos de solo estratificados com base no modelo constitutivo linear equivalente. As entradas de dados incluem o perfil estratigráfico, as propriedades das camadas (velocidade de onda S ou módulo de cisalhamento máximo G_{max} e peso específico dos materiais), as curvas de redução do módulo de cisalhamento G e do acréscimo da razão de amortecimento ξ com a deformação cisalhante para cada tipo de solo, bem como o acelerograma no substrato rochoso. As curvas das variações de G e ξ podem ser obtidas em ensaios de laboratório (coluna de ressonância, ensaio triaxial cíclico), ensaios de campo (ensaio *cross-hole* ou *down-hole*, refração sísmica ou análise espectral de ondas de superfície) que, geralmente, são considerados mais confiáveis do que ensaios de laboratório. Como alternativa à determinação das propriedades do solo por meio de ensaios de campo ou de laboratório, o módulo de cisalhamento dinâmico e a razão de amortecimento podem ser estimados em função do tipo de solo, com base em recomendações de investigações prévias publicadas na literatura, como as de Vucetic e Dobry (1991) apresentadas nas figuras 4.2 e 4.3.

A relação tensão x deformação de solos sob carregamento cíclico exibe um laço de histerese entre as trajetórias de carregamento e de descarregamento, que pode ser modelado descrevendo-se as trajetórias ou considerando-se parâmetros do material que possam representar de maneira aproximada a forma geral do laço. Na segunda alternativa, no modelo linear equivalente a inclinação do laço de histerese é proporcional à rigidez do solo, descrita pelo módulo de cisalhamento dinâmico secante, e a abertura do laço é proporcional à energia dissipada no ciclo, descrita pela razão de amortecimento. Ambos os parâmetros, referidos como parâmetros lineares equivalentes, são atualizados iterativamente em função dos níveis de deformação cisalhante induzidos na massa de solo. Para a seleção dos novos valores, utiliza-se uma distorção efetiva cíclica empiricamente estimada como $2/3$ da deformação cisalhante máxima (0,65 de acordo com Seed e Martin (1966), ou $(M-1)/10$ de acordo com Idriss e Sun (1992) onde M é a magnitude do terremoto). Este fator de redução da deformação cisalhante máxima é também

designado por alguns autores como fator de deformação cisalhante representativo (*representative shear strain factor*).

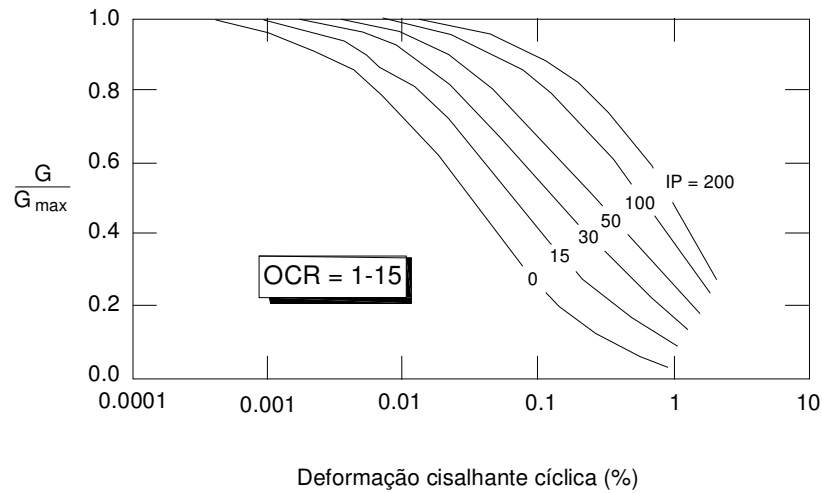


Figura 4.2 – Curvas de variação do módulo de cisalhamento para diferentes índices de plasticidade – Vucetic e Dobry (1991).

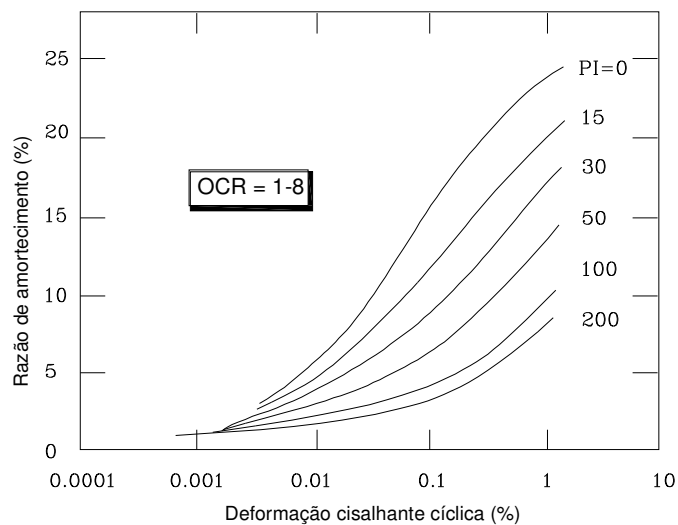


Figura 4.3 – Curvas de variação da razão de amortecimento para diferentes índices de plasticidade – Vucetic e Dobry (1991).

Entretanto, como apenas o valor da deformação cisalhante máxima não fornece informações a respeito de toda a história da resposta do solo, é possível que este procedimento possa levar a sistemas artificialmente amortecidos e enrijecidos / amolecidos. No caso de movimentos relativamente uniformes, por

exemplo, a tendência é de subestimar a razão de amortecimento ξ e superestimar o módulo de cisalhamento G .

Como o método é essencialmente elástico, não tem condições de calcular deformações ou deslocamentos permanentes, necessitando ser complementado por outra técnica aplicada separadamente (Newmark, 1965; Makdisi e Seed, 1978).

Dakoulas e Gazeta (1985) propuseram uma variação do método linear equivalente que evita a definição arbitrária da amplitude da distorção efetiva cíclica. Consiste em atualizar a razão de amortecimento e módulo de cisalhamento do solo em vários intervalos de tempo, de acordo com a distorção efetiva calculada pela equação (4.2). Em outras palavras, a atualização dos parâmetros do solo é feita em vários instantes de tempo, em contraste com a única atualização do método linear equivalente em sua forma original, realizada com as deformações cisalhantes calculadas com base apenas nos resultados da iteração anterior. Assim, a distorção efetiva cíclica é dada por

$$\gamma_e = \sqrt{2} \gamma_{rms}(t) \quad (4.2)$$

onde $\gamma_{rms}(t)$ é a raiz quadrada da média dos quadrados das deformações cisalhantes no tempo t .

A análise numérica é executada em duas fases consecutivas. Na primeira, a história das deformações cisalhantes $\gamma_{rms}(t)$ é determinada; na segunda, a resposta do solo é computada através de uma seqüência de análises lineares utilizando a distorção efetiva cíclica como definida pela equação (4.2) para atualização do módulo de cisalhamento G e da razão de amortecimento ξ .

Diferenças entre os resultados de análises com o modelo linear equivalente e não-lineares depende, naturalmente, do grau de não-linearidade da resposta do solo. Para problemas onde o nível de deformações permanece baixo (solos rígidos ou movimento sísmico de pequena magnitude), ambas as análises devem produzir estimativas razoáveis da resposta dinâmica do solo. No entanto, para situações onde os valores das tensões cisalhantes induzidas pelo terremoto aproximam-se da resistência ao cisalhamento do solo, as análises não-lineares devem fornecer resultados mais confiáveis. De acordo com Bray *et al.* (1995) o programa SHAKE91 (Idriss e Sun, 1992), em virtude da incorporação do modelo linear equivalente, somente deve ser empregado para movimentos com $PGA^{rocha} \leq$

0,35g. De acordo com informações da literatura, o modelo linear equivalente não produz resultados confiáveis para situações onde $PGA^{solo} > 0,4g$ (Ishihara, 1986) ou a deformação cisalhante de pico exceder aproximadamente 2% (Kavazanjian *et al.*, 1997). Segundo Dakoulas e Gazetas (1992) em barragens modernas análises lineares podem ser suficientes para movimentos com $PGA^{solo} \leq 0,2g$. Na utilização do programa computacional FLAC 2D há recomendações (Itasca, comunicação pessoal, 2011) de que a distorção efetiva cíclica no modelo linear equivalente não deva ultrapassar 0,1%, valor além do qual a degradação do módulo G pode ser significativa, com a ocorrência de deformações gradualmente maiores no material além de possíveis dificuldades com o tamanho máximo de elementos finitos adequados para modelagem numérica do problema.

É importante que estas restrições à utilização do modelo linear equivalente devem ser lembradas também na utilização do método simplificado (item 4.2.1) visto que muitos de seus resultados e recomendações foram obtidos com a aplicação do modelo linear equivalente (figura 4.1).

Para estimativa do módulo de cisalhamento máximo G_{max} com base em resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) existem várias sugestões na literatura como a proposta por Seed e Idriss (1970) para areias:

$$G_{max} = 1000 K_{2max} (\sigma'_m)^{1/2} \text{ em psf} \quad (4.3)$$

$$G_{max} = 21,7 K_{2max} p_a \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{1/2} \text{ em Pa}$$

onde σ'_m é a tensão efetiva principal média, p_a a pressão atmosférica e o coeficiente adimensional K_{2max} (no intervalo entre 30 a 70) é obtido de tabelas (Seed e Idriss, *op.cit.*) em função do índice de vazios ou da densidade relativa da areia. Para pedregulhos, Seed *et al.* (1984) indicaram valores de K_{2max} no intervalo entre 80 a 180 enquanto que para solos coesivos estimativas de G_{max} são obtidas com base no índice de plasticidade IP, razão de pré-adensamento OCR e da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u .

Outras correlações podem ser usadas, mas devido às incertezas inerentes em correlações empíricas, um julgamento de engenharia é necessário na interpretação de resultados das análises que utilizam estas correlações e a

execução de estudos de sensibilidade com respeito à variação dos valores destes parâmetros são altamente recomendados.

4.2.3

Análises 2D e 3D da resposta dinâmica

Análises 2D e 3D da resposta dinâmica de solos são executadas com auxílio de métodos numéricos, geralmente o método dos elementos finitos, considerando modelos constitutivos mais complexos e específicos para carregamentos cíclicos: a) modelos cíclicos; b) modelos elasto-plásticos.

Nos modelos cíclicos o objetivo é acompanhar a trajetória tensão – deformação durante a aplicação dos ciclos de carregamento. Vários modelos seguem as regras estendidas de Masing (Kramer, 1996) que estabelecem a forma do ciclo para representação das situações de carregamento inicial, descarregamento e recarregamento. Dentre os modelos cíclicos propostos na literatura podem ser citados os Iwan (1967), Finn *et al.* (1977), Vucetic (1990), Pyke (1979), entre outros, que consideram uma curva tensão x deformação geral (*backbone curve*) e uma série de regras que governam o comportamento de carregamento – descarregamento, a variação da rigidez do solo, o desenvolvimento de poropressões sob condições não-drenadas, etc. Os modelos cíclicos tem vantagens à medida que conseguem representar deformações permanentes e a variação da rigidez do solo também em função da história de tensões e não somente da amplitude das deformações cisalhantes como no modelo linear equivalente. Entretanto, sua aplicabilidade está ainda restrita a determinadas trajetórias de tensão.

Modelos constitutivos elasto-plásticos avançados são os mais precisos e gerais para representação do comportamento do solo, permitindo análises com uma grande variedade de história de tensões, comportamento drenado e não-drenado, etc., mas a avaliação experimental dos parâmetros necessários à completa descrição do modelo pode ser difícil de ser feita em ensaios de laboratório. Apesar desta dificuldade de ordem prática, o uso de modelos constitutivos elasto-plásticos avançados tende a aumentar, assim como já vem ocorrendo nas aplicações geotécnicas envolvendo apenas carregamentos estáticos, principalmente devido à maior disponibilidade de software e recursos computacionais de maior capacidade de processamento numérico.

4.3 Seleção de acelerograma

A seleção de acelerogramas é uma etapa necessária em qualquer dos métodos de análise descritos anteriormente. Como já mencionando, acelerogramas podem ser gerados sinteticamente ou obtidos de catálogos sísmicos regionais, o que é em geral a melhor alternativa. Todavia, devido a limitações nos registros históricos disponíveis, nem sempre é possível encontrar um acelerograma representativo para as condições locais específicas e esta busca deve procurar satisfazer às características relevantes do terremoto de projeto como magnitude, tipo de fonte (falha normal, falha reversa, deslizamento de falha), profundidade focal, distância epicentral, perfil geológico e aceleração horizontal máxima (PGA). A importância relativa destes fatores varia caso a caso. Por exemplo, a importância do perfil geológico varia se o acelerograma se referir ao movimento do substrato rochoso ou ao movimento do terreno superficial, incluindo o potencial de amplificação das camadas de solo.

Normalizar um acelerograma com um fator de 2 ou mais não é recomendável pois as características de frequência do movimento podem estar direta e indiretamente relacionadas com sua amplitude. Devido a incertezas na escolha do acelerograma, análises de resposta sísmica são geralmente executadas utilizando ao menos 3 registros.

Se muitas vezes já é difícil selecionar um acelerograma de grande magnitude na província sísmica, é claro que esta tarefa fica impossível em zonas de moderada ou baixa atividade sísmica. Nestes casos a literatura recomenda a utilização de sísmos de outras regiões / internacionais ou geração de sísmos artificiais.

Assim o fazendo, outras dificuldades surgem, como diferenças nos conteúdos de frequência, como nos sísmos que ocorrem nas costas Oeste e Leste dos Estados Unidos, diferenças na duração dos sísmos devidos a diferentes taxas de atenuação, diferenças nas distâncias hipocentrais (na seleção de sísmos históricos, o ajuste da distância hipocentral deve ser dada precedência em relação ao ajuste da aceleração horizontal de pico).

Programas de computadores são disponíveis para geração de sismos artificiais que atendem a determinada distribuição do conteúdo de frequências, duração do terremoto e aceleração máxima. Todavia, a geração de sismos artificiais não está geralmente entre as habilidades técnicas mesmo de experientes engenheiros civis, o que requer o acompanhamento de profissionais de outras áreas (sismologia, geologia,...) nesta tarefa.

4.4

Métodos de análise do comportamento de taludes

4.4.1

Estabilidade

As diversas soluções de equilíbrio limite para análise das condições de estabilidade de taludes de solo sob carregamento estático, que podem ser consideradas familiares ao engenheiro geotécnico, são possíveis de serem estendidas para um contexto pseudo-estático adicionando-se forças aplicadas no centroide da massa instável conservando-se o mesmo módulo, direção, porém sentido oposto ao das forças inerciais geradas pela propagação da excitação sísmica (princípio de d'Alembert). Neste tipo de análise geralmente a componente vertical da força de inércia é desprezada em função da hipótese de que as ondas cisalhantes incidentes SV são verticais, e a componente horizontal é obtida pela multiplicação do coeficiente sísmico horizontal k pelo peso da massa (ou fatia) de solo.

Porque terremotos são de curta duração, é razoável assumir, exceto possivelmente para pedregulhos e enrocamentos, que a resistência ao cisalhamento não drenada deve ser usada nos métodos pseudo-estáticos para análise da estabilidade de taludes.

Makdisi e Seed (1977) recomendaram para solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados e para solos granulares densos saturados, onde não se espera significativa perda de resistência devido ao fenômeno da liquefação, a utilização de 80% da resistência não drenada estática como valor da resistência dinâmica do solo. Observaram em ensaios de laboratório um comportamento elástico das amostras de solo quando submetidas a um grande número de ciclos (superior a 100 ciclos) de até 80% da resistência não

drenada estática. Deformações permanentes substanciais foram produzidas para carregamentos cíclicos próximos do valor total da resistência não drenada estática. Outros pesquisadores (Hynes-Griffin e Franklin, 1984; Kavazanjian *et al.*, 1997) também sugeriram uma redução de 20% do valor da resistência ao cisalhamento estática, não drenada, para utilização nos métodos de cálculo pseudo-estáticos.

Duncan e Wright (2005) consideram que esta redução pode ser ignorada para materiais não propensos à liquefação devido aos efeitos da velocidade de aplicação do carregamento sísmico. A maioria dos solos sujeita a rápidos carregamentos cíclicos exibe uma resistência não drenada de 20% a 50% superior àquela determinada em ensaios estáticos convencionais de laboratório, onde o tempo para atingir a ruptura pode ser de vários ou muitos minutos. O aumento da resistência devido à velocidade de aplicação do carregamento dinâmico poderia contrabalançar a redução proposta por Makdisi e Seed (1977) para estimativa da resistência dinâmica de solos argilosos, solos.

A escolha do valor do coeficiente sísmico k representa o aspecto mais importante, e o mais difícil, do emprego de métodos pseudo-estáticos. Algumas orientações práticas para uma seleção adequada deste coeficiente são: quanto maior o valor da aceleração horizontal de pico (PGA), maior o valor de k ; quanto maior a magnitude do terremoto, maior sua duração e, portanto, maior o valor de k ; o valor mínimo de k não pode ser inferior ao estabelecido em códigos de obras regionais, caso existente; quanto maior a massa de solo deslizante, menor a probabilidade de colapso do talude durante o terremoto, logo menor o valor de k .

Hynes-Griffin e Franklin (1984) recomendaram o valor $0,5PHA^{rocha}/g$, após aplicação do método de Newmark (1965) considerando 350 acelerogramas. Caso o coeficiente de segurança pseudo-estático resulte superior a 1, concluíram que o talude não é susceptível ao desenvolvimento de deformações permanentes significativas. O critério foi desenvolvido para taludes de barragens, considerando materiais não passíveis de liquefação sob ação de sismos de magnitude 8 ou inferior. De acordo com Kramer (1996), ainda que julgamento de engenharia seja fundamental em todos os casos, o critério de Hynes-Griffin e Franklin (1984) deve ser apropriado para a maioria dos taludes.

4.4.2

Deslocamentos permanentes

O método pseudo-estático, como todos os métodos de equilíbrio limite, calcula um fator de segurança pseudo-estático FS contra a ruptura, mas não fornece informações sobre as deformações do talude causadas pela ação do carregamento sísmico. O fato de que as acelerações induzidas pelo sismo variam com o tempo, faz com que as forças de inércia e os correspondentes fatores de segurança pseudo-estáticos também variem durante o terremoto. Se as forças de inércia atuantes na potencial massa de solo instável tornaram-se grandes o suficiente de modo que a resultante das forças ativas (estáticas e dinâmicas) seja superior à resistência ao cisalhamento desenvolvida ao longo da potencial superfície de deslizamento, então o fator de segurança pseudo-estático será inferior a 1, a massa de solo não estará mais em equilíbrio estático, e neste instante de tempo se produzirá um deslocamento permanente que poderá ser acompanhado de outros, numa série de rupturas progressivas.

A situação é análoga à de um bloco rígido sobre um plano inclinado, analogia usada por Newmark (1965) para desenvolver o método que hoje leva o seu nome. O método de Newmark está baseado em várias hipóteses simplificadoras, quais sejam:

- a) o solo comporta-se como material rígido-perfeitamente plástico;
- b) os deslocamentos do talude ocorrem ao longo de uma única e bem definida superfície plana;
- c) o solo não sofre perda de resistência em consequência do carregamento sísmico;
- d) a resistência ao cisalhamento é igualmente mobilizada ao longo da superfície potencial de deslizamento.

Adicionalmente, na prática da engenharia as seguintes hipóteses também são usualmente assumidas:

- e) as resistências estática e dinâmica do solo são iguais;
- f) a aceleração de escoamento a_y permanece constante;
- g) os deslocamentos do bloco (massa de solo instável) ocorrem somente no sentido descendente;

- h) embora as superfícies de deslizamento em taludes de solo sejam curvas, a analogia do bloco rígido deslizante sobre uma superfície plana é ainda aplicável, admitindo-se que as mesmas não apresentam curvatura muito acentuada.

De acordo com o California's Seismic Hazards Mapping Act – Special Publication 117 (1997), taludes que apresentam um fator de segurança pseudo-estático superior a 1,1, determinado usando um *coeficiente sísmico apropriado*, podem ser considerados estáveis³. Se $FS < 1,1$ o engenheiro projetista deve usar o método de Newmark, ou outro método baseado em análises tensão x deformação, para determinar os deslocamentos do talude induzidos pelo terremoto ou então tomar providências para minimizar seus efeitos.

A primeira etapa de cálculo consiste em determinar a aceleração de escoamento a_y da massa de solo instável, usualmente expressa em função do coeficiente sísmico de escoamento $k_y = a_y/g$. O coeficiente sísmico de escoamento é aquele que resulta em um coeficiente de segurança pseudo-estático $FS = 1$. Neste ponto vale lembrar, como ressaltado por Duncan e Wright (2005), que em vez de se localizar a superfície potencial de ruptura com menor fator de segurança estático, as análises pseudo-estáticas são executadas para localizar a superfície potencial de deslizamento com o mínimo valor de k_y . Geralmente, ambas as superfícies não são coincidentes.

Se plano inclinado for sujeito a uma sequência de pulsos de aceleração (registro sísmico) grandes o suficiente para induzir o deslizamento do bloco, então pela segunda lei de Newton a equação da aceleração a_{rel} do bloco em relação à aceleração da base $\ddot{u}_b$ pode ser escrita e integrada numérica (duas vezes), em relação ao tempo, para obtenção dos deslocamentos permanentes.

$$a_{rel} = (\ddot{u}_b(t) - a_y)\beta \quad (4.4)$$

Ao final da integração da parcela $(\ddot{u}_b(t) - a_y)$ o valor final é multiplicado pela constante β , cujo valor depende das propriedades do solo e do resultado da análise de estabilidade pseudo-estática. Para a maioria dos problemas práticos, de

³ Para aterros de resíduos sólidos (*landfills*) ao menos um valor 1,2 (Bray *et al.*, 1995).

acordo com Franklin e Chang (1977), β pode ser assumido igual a 1 e geralmente difere da unidade em menos do que 15%.

A segunda etapa do método de Newmark convencional é este processo de integração, ilustrado graficamente na figura 4.4, onde é mostrada a variação da velocidade da base em relação ao tempo. Como a tangente à curva de velocidades representa uma aceleração, então os segmentos de reta com inclinação a_y , traçados a partir dos instantes de tempo nos quais a_y é ultrapassado, definem os trechos onde o bloco rígido se movimenta. A área hachurada representa o valor do deslocamento permanente do bloco. Note que o bloco continua a se mover em relação à base mesmo quando $\ddot{u}_b$ torna-se menor do que a_y . O valor absoluto da velocidade do bloco continua a variar no tempo até que as velocidades do bloco e da base coincidam.

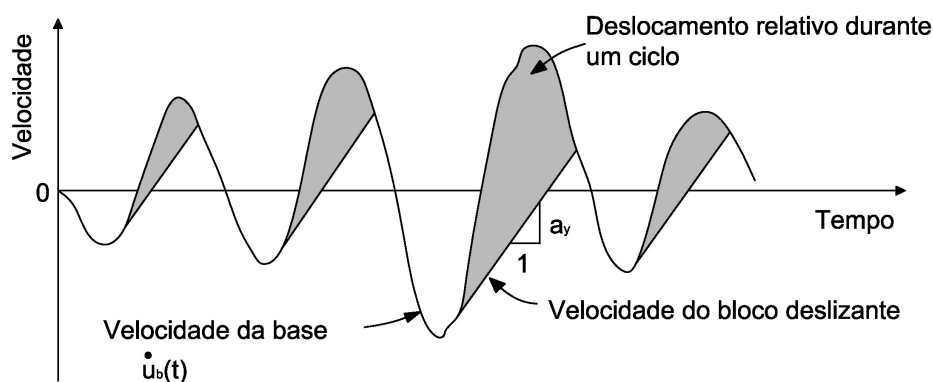


Figura 4.4 – Determinação do deslocamento permanente do bloco rígido (Adaptado de Hynes-Griffin e Franklin, 1984).

Este processo de dupla integração também é ilustrado na figura 4.5 para um acelerograma observado durante o sismo de Loma Prieta em 1989, na ilha Treasur, com $a_y = 0,125g$ (Smith (1995)). O movimento do bloco somente se inicia no ponto 1, quando a aceleração de escoamento é ultrapassada, possibilitando, a partir deste instante, o cálculo da velocidade e do deslocamento relativos do bloco em relação ao plano inclinado pela integração no tempo do registro das acelerações. A velocidade relativa atinge um valor máximo quando a aceleração aplicada retorna ao valor da aceleração de escoamento a_y (ponto 2), produzindo

deslocamentos que somente cessam no ponto 3, quando a velocidade relativa entre o bloco e o plano inclinado torna-se nula.

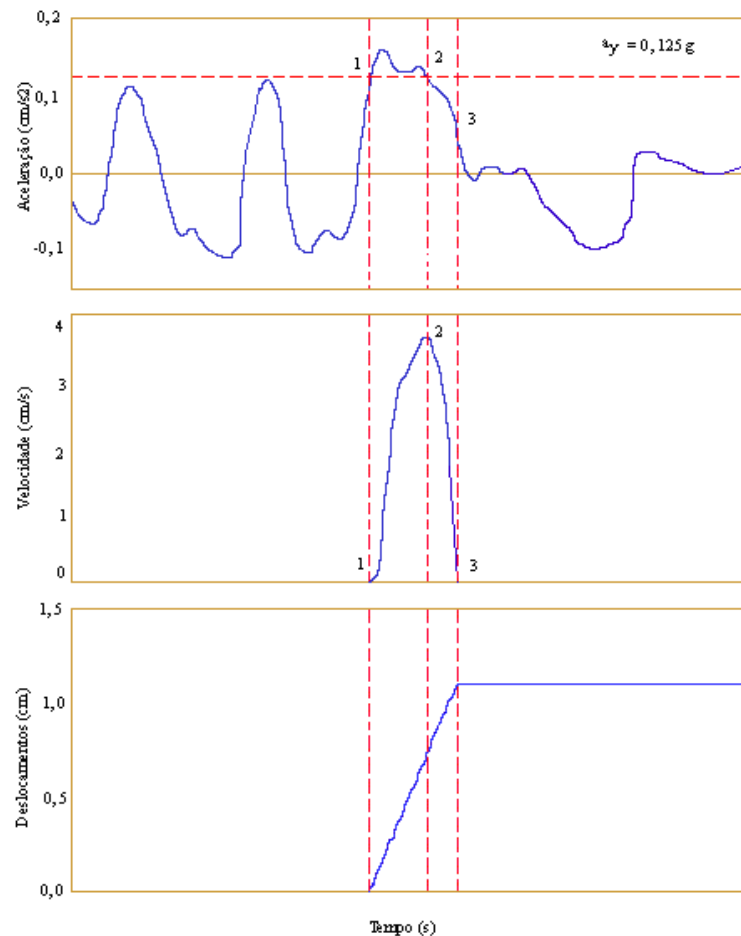


Figura 4.5 – Procedimento da dupla integração no tempo no método de Newmark - Smith (1995).

No artigo original de Newmark (1965) a força de inércia é aplicada no centro de gravidade da massa de solo instável, paralela ao plano inclinado (ou na direção do movimento inicial do centro de gravidade), mas na maioria das aplicações da literatura a força de inércia é admitida horizontal. Kramer e Lindwal (2004) compararam os resultados obtidos considerando ambas as hipóteses e concluíram que a estabilidade não é sensível à direção da força de inércia, podendo-se obter resultados com boa aproximação através da usual hipótese de acelerações horizontais. Sarma (1975) também concluiu que o fator de segurança pseudo-estático e os deslocamentos permanentes são insensíveis à inclinação da força de inércia e, conseqüentemente, as acelerações horizontais podem ser usadas

em análises de estabilidade sem provocar grandes erros. Yan *et al.* (1996) e Ling *et al.* (1997) observaram também apenas modestas variações de deslocamento permanente do talude quando acelerações verticais são consideradas.

O método de Newmark (1965) incorpora dois dos principais fatores que influenciam os deslocamentos permanentes provocados em taludes por terremotos, i.e. a aceleração de escoamento a_y e características do sismo (amplitude e duração). Todavia, sua precisão é limitada pela hipótese de bloco rígido pois solos são materiais deformáveis.

Para taludes de solo muito rígido e/ou taludes submetidos a movimentos de baixa frequência (uma combinação que produz grandes comprimentos de onda) e/ou massas instáveis de pequena espessura (deslizamentos superficiais), os deslocamentos horizontais ao longo da superfície potencial de deslizamento estarão aproximadamente em fase (figura 4.6a) e a hipótese de bloco rígido será aproximadamente satisfeita. Entretanto, para solos de baixa rigidez e/ou taludes sujeitos a excitações de alta frequência (uma combinação que resulta em pequenos comprimentos de onda) e/ou massas instáveis de grande espessura (deslizamentos profundos), os deslocamentos do talude estarão fora de fase (figura 4.6b), com forças de inércia agindo em sentidos opostos em diferentes pontos da massa de solo instável. A força de inércia resultante para toda a massa de solo poderá ser significativamente menor do que aquela obtida com a hipótese de bloco rígido.

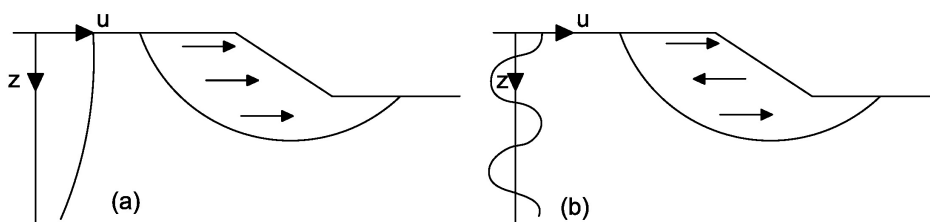


Figura 4.6 – Efeitos da frequência no movimento induzido em taludes. a) baixa frequência, longo comprimento de onda; b) alta frequência, curto comprimento de onda (Kramer e Smith, 1997).

Várias proposições foram feitas na literatura para incorporar a flexibilidade do solo no método de Newmark convencional (1965), em abordagens acopladas e desacopladas, nestas últimas onde os efeitos da flexibilidade do solo nos valores de aceleração são determinados separadamente. Uma discussão sobre as várias adaptações do método de Newmark podem ser obtidas em Morote (2006).

4.4.3

História da resposta (aceleração, velocidade ou deslocamento)

A resposta dinâmica de taludes de solo, ou de obras geotécnicas em geral, durante um terremoto podem se melhor avaliadas por métodos numéricos, principalmente o método dos elementos finitos, empregando modelos constitutivos elastoplásticos para representação mecânica do comportamento cíclico do solo. O procedimento envolve várias etapas:

4.4.3.1

Processamento do acelerograma

a) Correcao da linha base

O maior problema que acontece com acelerogramas registrados analógica ou digitalmente são os resíduos de velocidade em relação à linha de aceleração nula, também conhecida como linha base. Ainda que este erro possa ser pequeno em termos de aceleração, no final do registro sísmico, pode ser muito importante quando se calcula a velocidade por integração no tempo, geometricamente representada pela área contabilizada entre o acelerograma e a linha base. Para ter uma ideia da importância deste erro, pode-se supor um desvio constante do acelerograma em relação à linha base de 0,001g, como ilustrado na figura 4.7. Ao se integrar este erro, obtém-se um incremento linear da velocidade e um incremento parabólico do deslocamento, resultando em um erro de deslocamento no valor de 196cm após transcorridos 20s. Uma forma de compensar este erro é realizar um ajuste da linha base pelo acréscimo de uma onda de velocidade de baixa frequência, descrita por uma função polinomial ou periódica, de forma que a velocidade no final do registro torne-se nula.

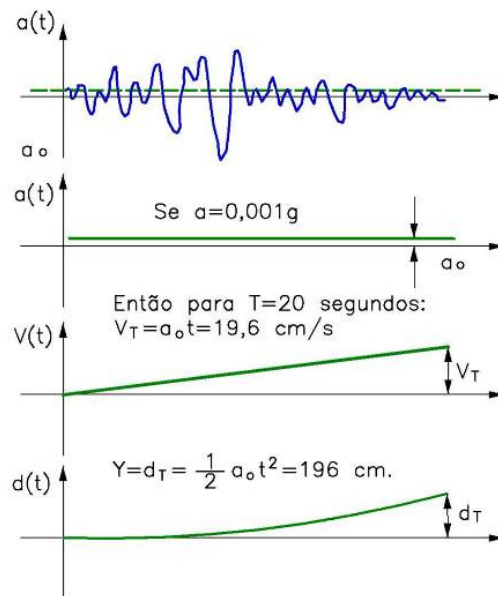


Figura 4.7 – Erros introduzidos nas velocidades e deslocamentos pela falta da correção da linha base no acelerograma (modificado de Hudson, 1979).

b) Filtragem

Uma vez feita a correção da linha base, deve se levar em conta os efeitos causado por ruído no registro sísmico. O ruído pode ser causado tanto por fenômenos naturais como pelo tratamento dos dados. Assim pode-se considerar que o acelerograma é a superposição do registro sísmico mais o ruído:

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad (4.5)$$

sendo $a(t)$ o acelerograma sem correção, $s(t)$ o sinal sísmico e $r(t)$ o ruído.

O ruído pode ser de alta ou de baixa frequência. O primeiro afeta fundamentalmente os picos de aceleração, ao passo que o segundo afeta basicamente o processo de integração (ondas cujos períodos são maiores do que a duração do terremoto tendem a causar valores não nulos na história de velocidades e deslocamentos, afetando a posição da linha base). Estes erros podem ser eliminados limitando o registro sísmico a uma faixa de frequências desejada, empregando-se filtro de passa-baixa (remoção de altas frequências a partir de determinada frequência de corte), filtro de passa-alta (remoção de baixas frequências) ou filtro de passa-banda (remoção simultânea de altas e baixas frequências). A figura 4.8 apresenta os efeitos de filtragem de ruídos de alta e

baixa frequência no acelerograma. Existem vários programas de computador disponíveis para filtragem de sinais como o SeismoSignal, Degtra A4.

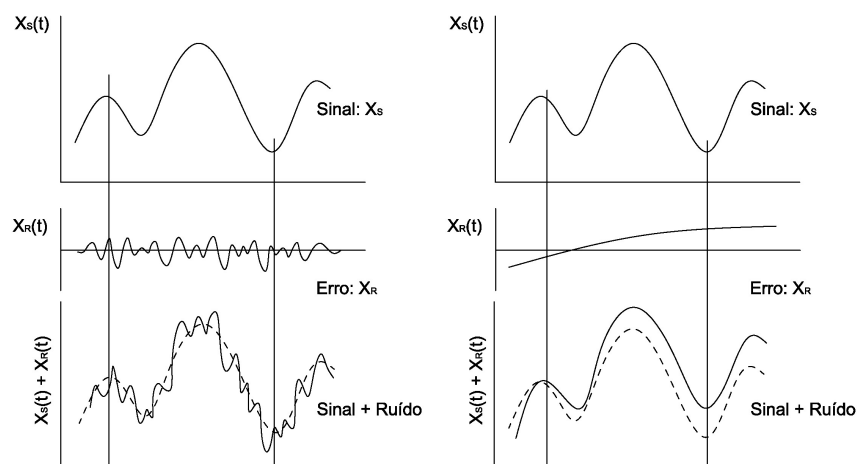


Figura 4.8 – À esquerda, efeito dos ruídos de alta frequência, à direita efeitos dos ruídos de baixa frequência (modificado de Hudson, 1979).

c) Frequência de corte

Na aplicação do método dos elementos finitos para determinação da resposta dinâmica de maciços de solo alguns cuidados especiais devem ser tomados em relação ao tamanho do elemento finito. Kuhlemeyer e Lysmer (1973) verificaram que a dimensão do elemento na direção de propagação da onda é de importância fundamental, pois grandes elementos são incapazes de transmitir movimentos produzidos por excitações de altas frequências. Recomendaram então, como sugestão empírica, que o tamanho do elemento para uma eficiente transmissão do movimento não ultrapasse 1/8 do menor comprimento de onda esperado no problema. Em estudos mais detalhados, Celep e Bazant (1983) e Mullen e Belytschko (1982) concluíram que a relação 1/10 é um valor razoável para várias configurações de malha e tipos de elementos.

Para maior eficiência computacional, é desejável que o número de elementos finitos seja o menor possível. Como o tamanho do elemento é controlado pelo critério do comprimento de onda, a redução do número de elementos se converte em um problema da escolha da máxima frequência de onda (frequência de corte) utilizada na modelagem computacional.

Há três tipos de espectros utilizados normalmente na engenharia sísmica: o espectro de Fourier, o espectro de potência e o espectro de resposta. Para o cálculo

de espectros no domínio da frequência, emprega-se a transformada discreta de Fourier da função $f(k)$, i.e. do acelerograma, onde k mede tempo e j mede frequência.

$$F(j) = \sum_{k=0}^{N-1} f(k) e^{-\frac{2\pi}{N}jk} \text{ para } j = 0, 1, \dots, N-1 \quad (4.6)$$

Se T for o tempo de duração e N o número de pontos igualmente espaçados com intervalo de tempo $\Delta t = T/(N-1)$, então o tempo real é dado por $t = k\Delta t$, a frequência incremental $\Delta\omega = 2\pi/T$, a frequência real $\omega = j\Delta\omega = 2\pi j/T$ e a frequência máxima ⁴ (ou frequência de Nyquist) por $\omega_{max} = \pi/\Delta t$.

A forma mais comum de executar uma transformada de Fourier é através do algoritmo conhecido como FFT – *Fast Fourier Transform*, proposto por Cooley e Tukey (1965).

Na equação (4.6) a função $F(j)$ é denominada espectro de Fourier e mostra a distribuição do conteúdo das frequências presentes no acelerograma.

A função densidade espectro de potência (PSDF – *power spectrum density function*) mostra também o conteúdo de frequências em relação à energia do sismo, também normalmente usada para uma previsão probabilística da distribuição de frequências. A função densidade espectro de potência $P(j)$ é obtida considerando-se o quadrado dos valores calculados no espectro de Fourier com o fator de normalização $2\Delta t/N$

$$P(j) = \frac{2\Delta t}{N} [F(j)]^2 \quad (4.7)$$

A escolha da máxima frequência (frequência de corte) para a modelagem computacional pode ser feita observando-se o comportamento da PSDF ou, mais sistematicamente, integrando-se a função densidade espectro de potência para obter o espectro de potência acumulada (CSP – *cumulative spectrum power*). Em seguida, comparando-se a variação deste valor com a diminuição gradual da frequência máxima da distribuição é possível selecionar uma frequência de corte f_c adequada.

Finalmente, menciona-se o espectro de resposta que apresenta a resposta máxima absoluta (em termos de aceleração, velocidade ou deslocamento) de sistemas com um grau de liberdade para diferentes períodos naturais de vibração.

⁴ Frequência máxima que o registro pode ser corretamente transformado.

O espectro de resposta fornece uma indicação dos potenciais efeitos do movimento do terreno em diferentes estruturas.

4.4.3.2 Amortecimiento

Idealmente, um modelo constitutivo para comportamento de solos deveria considerar todos os efeitos que acontecem durante um carregamento cíclico, como dissipação de energia, variação de volume e degradação da rigidez. Este modelo ideal ainda não existe, e geralmente os modelos constitutivos elasto-plásticos somente consideram histerese se o ciclo de carregamento ultrapassar a tensão de escoamento do material e a variação de volume é geralmente de dilatação (aumento de volume) como no modelo de Mohr-Coulomb.

Assim, uma quantidade adicional de amortecimento do material e variação de volume deve ser introduzida separadamente por meio dos tipos de amortecimento mais conhecidos: amortecimento de Rayleigh ou amortecimento histerético.

a) Amortecimento de Rayleigh

Este tipo de amortecimento foi originalmente utilizado em análises dinâmicas de estruturas e corpos elásticos para amortecer os modos naturais de vibração. É formulado como uma função da massa e da rigidez do sistema,

$$[C] = \alpha_r [M] + \beta_r [K] \quad (4.8)$$

onde $[C]$ é a matriz de amortecimento, α_r é uma constante de amortecimento proporcional à matriz de massa $[M]$ e β_r é uma constante de amortecimento proporcional à matriz de rigidez $[K]$.

Para baixas frequências α_r é a constante predominante, e consequentemente a massa é a propriedade que prevalece, enquanto que para altas frequências a constante β_r domina o sistema e a rigidez é a propriedade mais importante.

Considerando o amortecimento de Rayleigh, a razão de amortecimento (ξ) pode ser escrita como (Bathe e Wilson, 1976):

$$\alpha_R + \beta_R \omega^2 = 2\omega\xi \quad (4.9)$$

onde ω é a frequência angular em rad/s.

A solução dessa equação, levando em conta duas diferentes frequências (ω_1 e ω_2) e suas correspondentes razões de amortecimento (ξ_1 e ξ_2) possibilita a obtenção dos coeficientes de amortecimento de Rayleigh.

$$\alpha_R = 2\omega_1\omega_2 \frac{\omega_1\xi_2 - \omega_2\xi_1}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \text{ e } \beta_R = 2 \frac{\omega_1\xi_1 - \omega_2\xi_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (4.10)$$

Para um único valor de frequência, que é a frequência mínima (ω_{min}), o amortecimento de Rayleigh é composto por partes igualmente proporcionais tanto de massa quanto de rigidez.

$$\xi_{min} = (\alpha_R \beta_R)^{\frac{1}{2}} \quad (4.11)$$

$$\omega_{min} = (\alpha_R / \beta_R)^{\frac{1}{2}} \quad (4.12)$$

ou

$$\alpha_R = \xi_{min} \omega_{min} \quad (4.13)$$

$$\beta_R = \xi_{min} / \omega_{min} \quad (4.14)$$

Como o amortecimento em solos é praticamente independente da frequência, também podemos estimar ξ_{min} (conforme tabela 4.2) e calcular ω_{min} como aproximação da frequência angular predominante do sistema não-amortecido.

Tabela 4.2 – Valores típicos da razão de amortecimento crítico.

Tipo de solo	Razão de amortecimento crítico	Referência
Pedregulho e areia seca	0,03 – 0,07	Weissmann e Hart (1961)
Areia seca e saturada	0,01 – 0,03	Hall e Richardt (1963)
Areia seca	0,03	Whitman (1963)
Areia seca e saturada Pedregulho	0,03 – 0,06	Barkan (1962)
Argila	0,02 – 0,05	Barkan (1962)
Areia siltosa	0,03 – 0,10	Stevens (1965)
Areia seca	0,01 – 0,03	Hardin (1965)

É importante ressaltar que o amortecimento de Rayleigh somente pode ser usado para um intervalo limitado de frequências e envolve, para soluções explícitas, uma redução severa nos passos de tempo da solução.

b) Amortecimento histerético

O amortecimento histerético é independente da frequência de excitação, independente do modelo constitutivo do material e, ao contrário do amortecimento de Rayleigh, não afeta o passo de tempo no esquema de integração explícita. Este tipo de amortecimento, que em geral melhor representa o comportamento de solos sob carregamento cíclico, já foi descrito anteriormente no item 4.2.2. na discussão sobre o modelo linear equivalente.

c) Estimativa dos parâmetros de amortecimento

O programa computacional SHAKE pode ser usado para estimar os parâmetros de amortecimento que representam o comportamento inelástico de solos especificados como materiais de Mohr-Coulomb sob carregamento cíclico. Os parâmetros podem ser determinados tanto para o amortecimento de Rayleigh quanto para o amortecimento histerético.

Uma análise linear equivalente é executada com os valores de velocidade de propagação de onda, pesos específicos, fator de deformação cisalhante representativo e curvas de variação do módulo de cisalhamento e da razão de amortecimento para as diferentes camadas que compõem o perfil geotécnico.

No caso do amortecimento histerético, a distorção efetiva média em cada camada de solo é obtida pelo programa SHAKE e, com este valor, determina-se os fatores de redução do módulo de cisalhamento e do acréscimo da razão de amortecimento que, por sua vez, permitirão a escolha das curvas de amortecimento histerético disponíveis em outros programas computacionais para análises 2D / 3D, como o FLAC 2D / 3D, por exemplo. Uma aferição desta escolha deve ser feita analisando-se com este novo programa o comportamento de uma coluna de solo (análise 1D) e comparando-se os resultados assim obtidos com aqueles anteriormente calculados com o programa SHAKE.

Observe que com o fator de redução do módulo de cisalhamento, é então possível estimar o módulo de cisalhamento G compatível com o nível de distorção efetiva para cada camada para determinar o valor do comprimento de onda S a ser utilizado na determinação do tamanho máximo do elemento finito, como discutido no item 4.4.3.1-c.

No caso do amortecimento de Rayleigh, é necessária ainda determinar a frequência predominante nas camadas de solo, o que pode ser feito com uma análise dinâmica não amortecida do problema em estudo.

d) Amortecimento numérico

Na implementação numérica de problemas dinâmicos, a formulação do processo de integração no tempo constitui um fator importante para a estabilidade do método e precisão dos seus resultados. Os esquemas de integração utilizam um método explícito (como no programa computacional FLAC) ou um método implícito (como no programa computacional Plaxis, usado nesta pesquisa, que emprega o esquema de integração de Newmark).

No esquema de Newmark o deslocamento e a velocidade do ponto no tempo $t + \Delta t$ são expressos como:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha_N \right) \ddot{u}^t + \alpha_N \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (4.15)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left[(1 - \beta_N) \ddot{u}^t + \beta_N \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad (4.16)$$

onde os parâmetros α_N e β_N tem, como valores típicos, $\alpha_N = 1/4$ e $\beta_N = 1/2$ que conduzem a um esquema incondicionalmente estável com aceleração média constante (Barrios *et al.*, 2005).

Com o objetivo de introduzir uma dissipação numérica na solução, mas preservando as características de estabilidade incondicional e precisão de segunda ordem do esquema de Newmark, Hilbert *et al.* (Lusas, 2000) introduziram um novo parâmetro de dissipação numérica γ nos coeficientes de Newmark,

$$\alpha_N = \frac{(1+\gamma)^2}{4} \text{ e } \beta_N = \frac{1}{2} + \gamma \quad (4.17)$$

com o valor de γ no intervalo $[0, 1/3]$. Para garantir a estabilidade da solução, a desigualdade abaixo deve ser atendida.

$$\alpha_N \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{4} + \beta_N \right)^2 \quad (4.18)$$

No programa computacional FLAC (integração explícita) um amortecimento não viscoso, denominado amortecimento mecânico, também pode ser utilizado, mas com precauções. O algoritmo consiste em amortecer a aceleração, adicionando uma massa aparente quando a velocidade for nula, e removendo-a quando a aceleração for nula, i.e. nos instantes de velocidade máxima. Assim, a massa total é conservada durante um ciclo, mas energia é removida do sistema por duas vezes.

4.4.3.3 Condições de contorno

No estudo do comportamento dinâmico de solos por métodos numéricos, a inclusão de condições de contorno rígidas, como normalmente é feito nos problemas envolvendo carregamento estático, causam a reflexão de ondas para o interior do modelo e não permitem a radiação de energia para o exterior. Este problema pode ser minimizado com o uso dos contornos de campo livre (*free field*) e contornos silenciosos (*quiet boundaries*).

a) Contornos silenciosos

A utilização de contornos silenciosos (designação em oposição ao ruído introduzida nos resultados numéricos por contornos rígidos) em aplicações do método dos elementos finitos foi proposta por Lysmer e Kuhlemeyer (1969), considerando amortecedores independentes, dispostos ao longo dos contornos da malha de elementos finitos, nas direções normal e tangencial.

Este método é quase completamente eficiente para ondas com ângulos de incidência superiores a 30°, medidos em relação aos contornos. Para menores ângulos de incidência ou para ondas de superfície ainda ocorre absorção de energia pelos amortecedores, porém esta não é perfeita (daí porque estes contornos são também conhecidos como de *contornos de transmissão imperfeita*). Todavia, esta técnica tem a vantagem de que opera nos domínios do tempo e da frequência, bem como sua eficiência foi comprovada ao longo dos anos em vários programas computacionais, dentre os quais o FLAC 2D e o Plaxis 2D. Um

O fator 2 que acompanha as equações anteriores considera o fato de que as tensões aplicadas devem ser dobradas, pois metade da energia será absorvida pelo contorno silencioso. Em certos casos, se o modelo for de pequena espessura, a superfície livre pode causar um incremento na velocidade da base. Assim, na execução de uma análise dinâmica, deve-se primeiramente avaliar a resposta na base do modelo. Se a aceleração e/ou a velocidade na base não foram similares às do sismo, empregadas para cálculo das tensões pelas equações (4.19) e (4.20), então se deve efetuar ajustes, reduzindo gradualmente o fator 2 até que a resposta na base do modelo e o sismo de entrada estejam em razoável coincidência. Quispe (2008) apresenta um exemplo deste procedimento, determinando um fator de 1,15 após concordar os registros na base de modo satisfatório (figura 4.10).

No programa FLAC a conversão do registro de velocidades para um registro de tensões, conforme mencionado anteriormente, deve ser feito pelo usuário. No programa Plaxis 2D v. 2011, o registro sísmico pode ser fornecido em termos de acelerações e o próprio software internamente faz a transformação dos sinais. O acompanhamento desta transformação pode ser feito selecionando-se um nó na base do modelo, onde o carregamento sísmico é imposto, para verificar se as histórias de aceleração fornecidas e calculadas estão em razoável concordância.

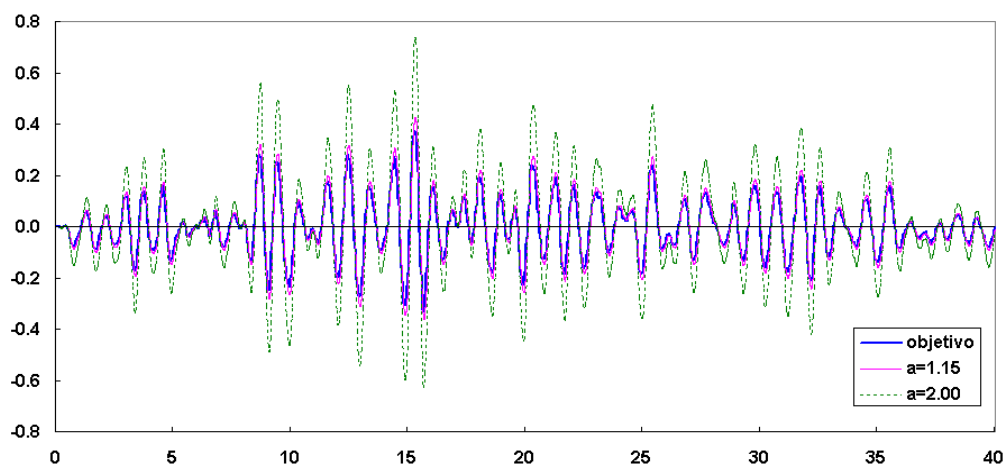


Figura 4.10 – Comparação entre os sinais prescritos e calculados na base da malha de elementos finitos (Quispe, 2008).

b) Contornos de campo livre

O contorno de campo livre consiste na simulação de colunas de solo junto aos contornos laterais da malha de elementos finitos (figura 4.11), sujeitas à propagação 1D de ondas geradas pelo terremoto, propagando-se verticalmente. Na ausência da geoestrutura (condição de campo livre) obtém então a resposta do maciço de solo ao longo dos contornos laterais, que seriam praticamente as mesmas se a geoestrutura fosse também modelada, mas situada suficientemente distante dos contornos laterais.

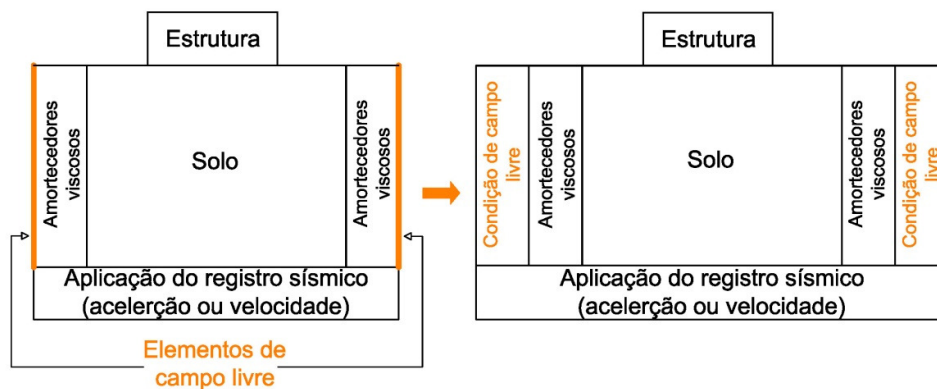


Figura 4.11 – Condições de contorno de campo livre (Adaptado de *New Plaxis Developments*, Plaxis v.2011).

As colunas de solo laterais são acopladas à discretização principal por meio de amortecedores viscosos que atuam sempre que o movimento da discretização 2D principal se diferencia do movimento 1D das colunas de solo, fato que pode ser causado por reflexões de onda na geoestrutura, em interface não horizontais entre camadas de solo, etc.

4.4.3.4

Considerações sobre a base do modelo

Quando o registro sísmico a ser aplicado na base do modelo numérico tiver sido adquirido em outra localização, normalmente na rocha aflorante (*outcrop*), a

deconvolução do registro sísmico é geralmente feita⁵ utilizando o programa computacional SHAKE e seguindo as recomendações de Mejia e Dawson (2006).

A aplicação do registro sísmico assim processado pode ser feita considerando-se ainda 2 hipóteses:

Base rígida – história das acelerações ou das velocidades é aplicada diretamente;

Base flexível – história das tensões, obtida a partir da história das velocidades, é aplicada diretamente nos programas FLAC e Plaxis, enquanto que no programa Plaxis 2D v.2011, se for utilizada a opção *compliant base boundary*, a história de acelerações é internamente transformada em um história de tensões sem interveniência direta do usuário.

Para maioria das situações encontradas na prática, possivelmente exceto para apenas para o caso de substrato rochoso muito rígido, a hipótese de base flexível é admitida.

⁵ Para modelos com baixos níveis de não linearidade.