3
Métodos de Newmark

3.1.
Método de Newmark convencional (1965)

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. As condições de servicibilidade pós-sismo dependem dos deslocamentos permanentes ocorridos no talude e, em termos da prática da engenharia, a "ruptura" do talude com base nos deslocamentos permanentes serem aceitáveis ou não.

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 e a massa de solo não estará mais em equilíbrio estático.

A situação é análoga à de um bloco rígido sobre um plano inclinado (figura 3.1), 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 conseqüência do carregamento sísmico;

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

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.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

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 estáveis[1]. Se FS < 1,1 o engenheiro projetista deve usar o método de Newmark, ou outro método baseado em análises tensão x deformação, para determinar a magnitude dos 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 (figura 3.1-a) usualmente expressa em função do coeficiente sísmico de escoamento $k_y = a_y/g$. O coeficiente sísmico de escoamento é aquele que produz um coeficiente de segurança FS = 1, sendo determinado com auxílio dos métodos pseudo-estáticos já apresentados no capítulo 2. Neste ponto vale lembrar, como ressaltado por Duncan e Wright (2005), que em vez de se tentar 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. Ambas as superfícies não são geralmente coincidentes.

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

A condição de equilíbrio limite (FS = 1) na massa de solo de peso W é causada por uma excitação que se propaga, em relação à figura 3.1-a da direita para a esquerda, com aceleração de escoamento $a_{y.}$ Este valor de aceleração é limitado pela resistência ao cisalhamento desenvolvida ao longo da potencial superfície de deslizamento; caso a aceleração aumente, então a massa desliza talude abaixo. Pelo princípio de d'Alembert, a aceleração de escoamento é representada por uma força de inércia $a_y W/g$ (ou $k_y W$), aplicada pseudo-estaticamente no centro de gravidade da massa instável, formando ângulo θ com a horizontal, no sentido oposto ao da aceleração. A figura 3.1-b mostra o polígono de forças para a condição de equilíbrio limite, onde o ângulo de inclinação θ da força de inércia pode ser determinado como aquele que minimiza $k_{y.}$ Seu valor é usualmente alguns graus diferentes de zero, sendo geralmente admitido nulo (Franklin e Chang, 1977), o que implica na desconsideração da componente vertical da aceleração de escoamento. O ângulo α indica a direção da resultante S das tensões cisalhantes na interface da massa de solo instável sendo determinado com base na análise de estabilidade pseudo-estática do talude de solo.

O mesmo polígono de forças se aplica ao modelo de Newmark (figura 3.1-c) onde o bloco rígido deslizante em plano inclinado com ângulo α representa a massa de solo em deslizamento no talude. É usualmente assumido que a resistência aos deslocamentos talude acima é bastante grande ($k_y^{'} > k_y$) tal que todos os deslocamentos do bloco são descendentes (figura 3.1-d).

Se a base é sujeita a uma seqüência 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 base pode ser escrita e integrada numérica (duas vezes), em relação ao tempo, para obtenção dos deslocamentos permanentes.

$$a_{rel} = (\ddot{u}_b(t) - a_y)[\cos(\alpha - \theta - \delta)/\cos\delta] \text{ ou}$$
$$a_{rel} = (\ddot{u}_b(t) - a_y)\beta \qquad (3.1)$$

onde δ é o ângulo de atrito na interface com o plano inclinado e $\ddot{u}_b(t)$ a aceleração da base, correspondente àquela atuante na profundidade da massa de

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

solo instável, assumida como a aceleração conhecida do terremoto multiplicada por um fator de amplificação (ou atenuação) que considere a resposta dinâmica do talude de solo. É também assumido que α, δ e θ não variem com o tempo, i.e. β é constante. 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 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 o processo de integração, ilustrado graficamente na figura 3.1-d, 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 pontos onde a_y é ultrapassado, definem as curvas de velocidade de deslizamento do bloco. A área hachurada entre as curvas (figura 3.1-d) 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 linearmente com o tempo até que as velocidades do bloco e da base coincidam.

Este processo de dupla integração também é ilustrado na figura 3.3 para um registro de acelerações observado durante o sismo de Loma Prieta em 1989, na ilha Treasur, onde 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 torna-se nula.

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

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

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 pesudo-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 muito erro. Yan et al. (1996) e Ling et al. (1997) observaram também apenas modestas variações de deslocamento permanente do talude quando acelerações verticais são consideradas.

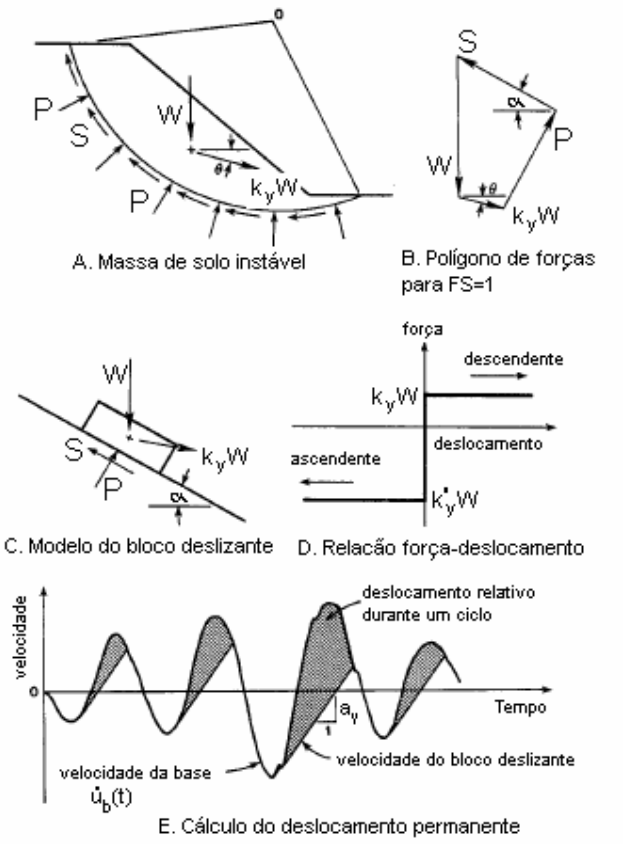

Figura 3.1 – Principais componentes do modelo de bloco rígido deslizante (Hynes-Griffin e Franklin, 1984). .

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

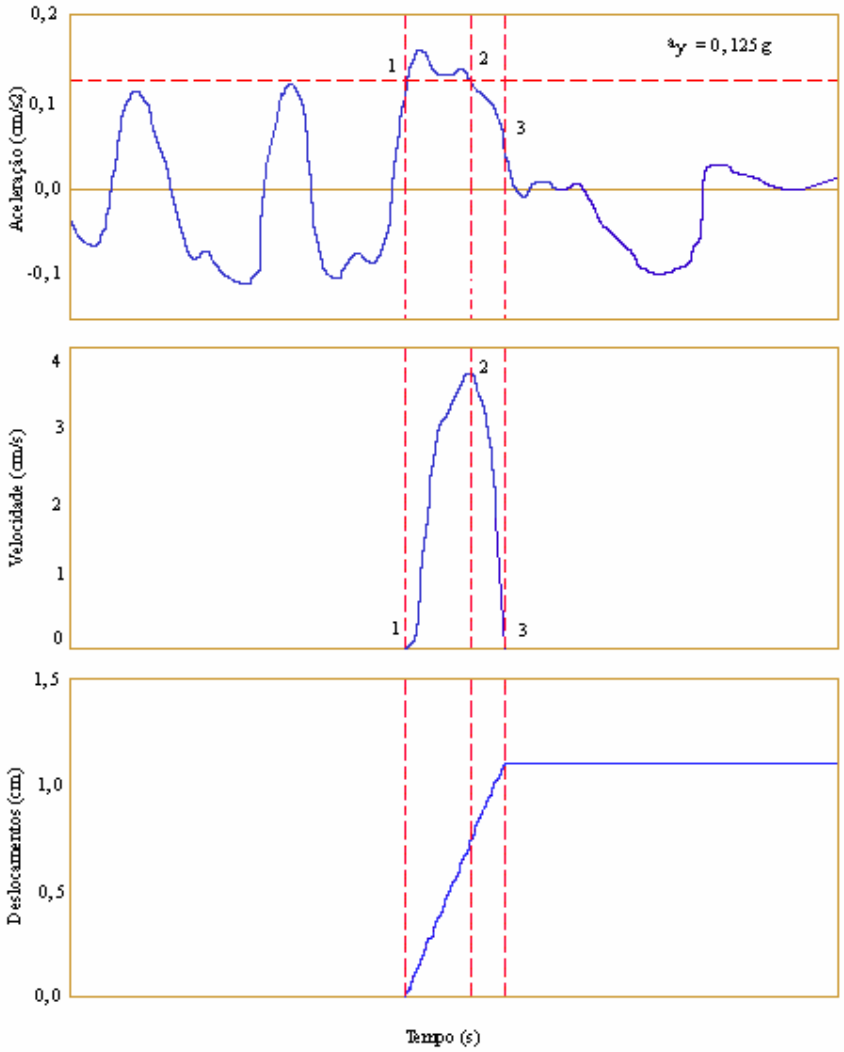

Figura 3.2 – Procedimento da dupla integração no tempo no método de Newmark - Smith (1995)

Várias modificações foram feitas desde 1965 para melhorar a capacidade de previsão de deslocamentos do método de Newmark, dentre as quais as propostas por Lemos e Coelho (1991) e Tika-Vassilikos et al (1993) que sugeriram métodos para incorporar um ângulo de atrito dependente da taxa de deformação de modo a considerar a variação da resistência ao cisalhamento durante o terremoto. Outra proposição da literatura é admitir a resistência ao cisalhamento do solo dependente do nível das deformações permanentes, visto que solos reais exibem propriedades de endurecimento (*strain-hardening*) ou

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

amolecimento (*strain-softening*) plásticos não incorporados no modelo de Newmark original.

O método de Newmark (1965) incorpora dois dos principais fatores que influenciam os deslocamentos permanentes provocados em taludes por terremotos, i.e. a estabilidade do talude (aceleração de escoamento a_y) e as características do registro sísmico (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 freqüência (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 3.3a) e a hipótese de bloco rígido será aproximadamente satisfeita. Entretanto, para solos de baixa rigidez e/ou taludes sujeitos a excitações de alta freqüência (uma combinação que resulta em pequenos comprimentos de onda) e/ou massas instáveis de grande espessura (deslizamentos profundos), os deslocamentos laterais do talude estarão fora de fase (figura 3.3b), 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.

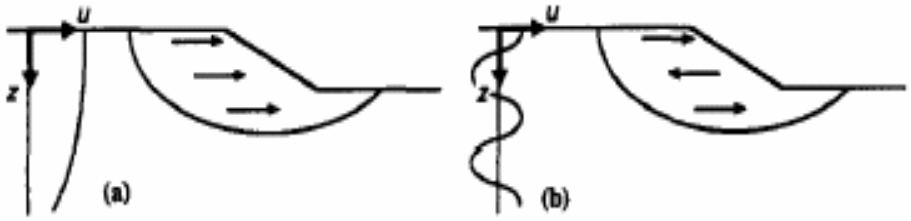

Figura 3.3 – Efeito da freqüência e/ou rigidez no movimento induzido em taludes. a) Baixa freqüência, longo comprimento de onda; b) alta freqüência, curto comprimento de onda (Kramer e Smith, 1997)

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

3.2. Consideração da flexibilidade do solo

3.2.1. Modelos desacoplados

Chopra (1966) através de análises dinâmicas por elementos finitos integrou os valores das componentes de tensão horizontais (normal e cisalhante) ao longo da potencial superfície de deslizamento para determinar uma força resultante, variável no tempo, aplicada na superfície de deslizamento. Dividindo o valor desta força pela massa de solo instável calculou então um valor da aceleração média, referenciada como HEA (*horizontal equivalent acceleration*) que fornece valores mais realistas para a história de acelerações no tempo a ser duplamente integrada. Neste tipo de análise os efeitos da flexibilidade do solo (elementos finitos) e os deslocamentos permanentes do talude (método de Newmark) são calculados separadamente, justificando a terminologia de método desacoplado.

Um procedimento uni-dimensional análogo (Bray et al., 1993; Augello et al., 1995) foi aplicado para depósitos de resíduos sólidos (*landfills*). A estabilidade sísmica de taludes neste tipo de depósito é um importante problema contemporâneo, tendo em vista suas características especiais (grande tamanho, materiais relativamente moles) que fazem com que seus períodos naturais de vibração sejam mais altos do que na maioria das encostas naturais ou taludes de aterros. A história das tensões cisalhantes horizontais $\tau_h(t)$ no nível do revestimento do depósito foi computada e a aceleração que causaria a mesma história de tensões se o material acima do revestimento fosse rígido (HEA), determinada pela equação (3.2), onde σ_v é a tensão vertical na profundidade do revestimento. A aceleração HEA é utilizada então no método de Newmark.

$$HEA(t) = \frac{\tau_h(t)}{\sigma_v} g \tag{3.2}$$

Uma implementação computacional freqüentemente referenciada na literatura deve-se a Houston et al. (1987). A resposta dinâmica do solo devido à excitação sísmica imposta na base rochosa (ponto R da figura 3.4) é obtida utilizando-se programas computacionais para propagação de ondas elásticas 1-D

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

(Schnabel et al., 1972 - SHAKE) que, segundo aqueles autores, produzem resultados geralmente muito próximos dos obtidos com programas mais complexos para propagação de ondas 2D.

O bloco deslizante rígido é simulado admitindo-se a existência de uma camada de material mole imediatamente abaixo da superfície potencial de deslizamento. As propriedades desta camada são obtidas por processo de tentativa-e-erro até que as acelerações horizontais máximas em alguns pontos (como B_1, B_2 e B_3) sejam aproximadamente iguais entre si para satisfazer a hipótese de rigidez do bloco deslizante. Quando esta condição é obtida, então a correspondente história de acelerações do ponto A é comparada com a aceleração de escoamento para aplicação da dupla integração do método de Newmark.

Houston et al. (1987) avaliaram os deslocamentos permanentes do talude em ao menos três perfis de solo (figura 3.4) localizados próximos à crista, ao pé e na altura média do talude. Em virtude da rigidez do bloco, o deslocamento final do talude foi tomado como uma média dos deslocamentos calculados nestes perfis, ainda que seja boa prática de engenharia levar também em conta o deslocamento máximo calculado.

Uma outra característica deste programa para microcomputadores desenvolvido em FORTRAN (listagem disponível em Houston et al., 1987) é que os cálculos são feitos duas vezes, adotando-se na segunda execução do programa um sinal reverso para a história de acelerações, com o objetivo de considerar casos onde este registro seja fortemente assimétrico. Os dois valores calculados são considerados válidos, como indicadores do provável intervalo de resposta do talude.

Houston et al. (1987) também consideram a componente ascendente da aceleração de escoamento para determinar movimentos do bloco “talude acima”. Entretanto, de acordo com Ordoñez (2004), os resultados obtidos são bastante similares aos obtidos somente com movimentos descentes, hipótese usualmente empregada no modelo de Newmark.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

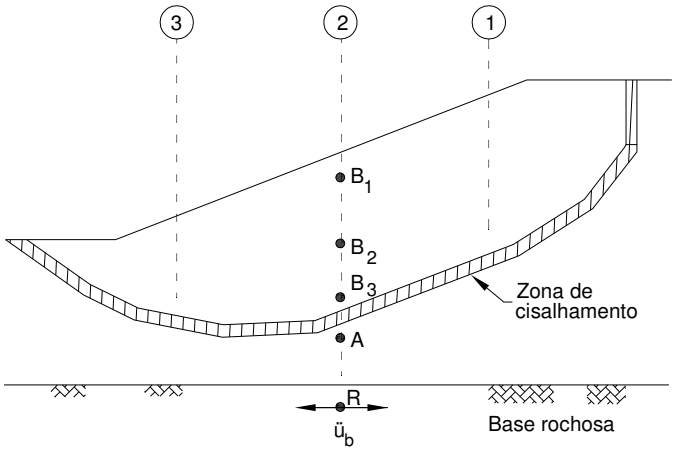

Figura 3.4 – Superfície de deslizamento típica para a qual a analogia do bloco rígido é aplicada (Houston et al., 1987)

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

Uma das críticas feitas em relação às metodologias desacopladas do método de Newmark é que as forças na superfície potencial de deslizamento não são modeladas corretamente, i.e. os deslocamentos relativos entre o bloco (massa de solo deslizante) e a interface não são, e não poderiam ser pela própria natureza do método, representados na primeira etapa de cálculo em que se investiga a resposta dinâmica do aterro. As forças ativas, implícitas na segunda etapa, poderiam então ultrapassar a resistência ao cisalhamento na interface, levando, em geral, a uma superestimativa dos deslocamentos permanentes do talude.

3.2.2. Métodos acoplados

Kramer e Smith (1997) sugeriram uma adaptação do método de Newmark para análises sísmicas de depósitos de resíduos sólidos, onde a flexibilidade da massa de solo instável é representada por um sistema formado por um sistema discreto com um grau de liberdade (figura 3.5a) composto por massa (m_1), mola (rigidez k) e amortecedor (coeficiente de amortecimento c) ligado a um bloco inferior de massa m_0 . Note que dinamicamente se comporta como um sistema amortecido sujeito à vibração da base e considerando-se $m_1 = 0$ ou $k \to \infty$ recupera-se o modelo de Newmark convencional.

. O ângulo de atrito na interface com o plano inclinado é designado por δ e o ângulo de inclinação do plano inclinado é denotado por α. Na figura 3.5b estão ilustrados o deslocamento da base (plano inclinado) u_b, o deslocamento permanente do bloco inferior em relação à base u_0 e o deslocamento permanente do bloco superior em relação ao bloco inferior u_1.

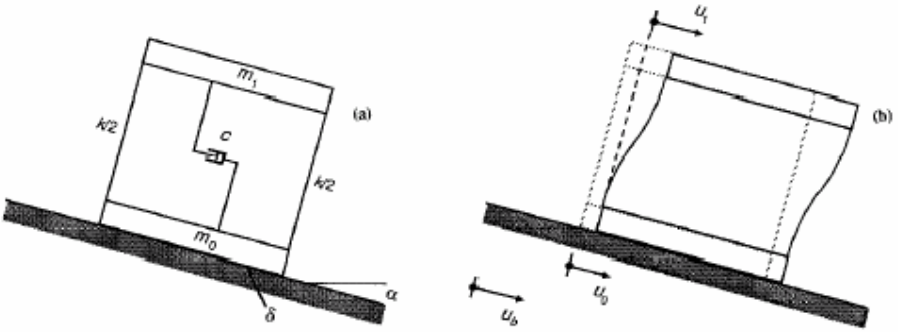

Figura 3.5 – Modelo de Kramer e Smith (1997) - a) ilustração esquemática; b) notação dos deslocamentos.

Porque a hipótese de rigidez do bloco é relaxada, o processo de dupla integração deve ser baseado em forças e não mais em valores de aceleração diretamente.

A equação diferencial do movimento é expressa por

$$m_1\ddot{u}_1 + c\dot{u}_1 + ku_1 = -m_1(\ddot{u}_b + \ddot{u}_0) \tag{3.3}$$

onde $\ddot{u}_1$ é a aceleração do bloco superior em relação ao inferior, $\dot{u}_1$ a respectiva velocidade, $(\ddot{u}_b + \ddot{u}_0)$ a aceleração total do bloco inferior, correspondente à soma da aceleração da base $\ddot{u}_b$ e de sua aceleração relativa $\ddot{u}_0$ em relação à mesma.

As forças atuantes sobre o bloco inferior estão ilustradas na figura 3.6, subdividas entre uma força resultante atuante F_D (força estática $F_{estática}$, força da mola F_s, força do amortecedor F_d e a força de inércia F_i, conforme equação 3.4) e uma força resistente F_R. A aceleração de escoamento a_y pode ser neste contexto interpretada como a razão entre a força resistente F_R e a massa do bloco inferior

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

m_0, devendo ser considerada variável no tempo pois F_R depende da história das acelerações no tempo, conforme equação 3.5.

$$F_D = F_{estática} + F_s + F_d + F_i = \\ mg\ sen\alpha + ku_1 + c\dot{u}_1 - m_0(\ddot{u}_b + \ddot{u}_0) \tag{3.4}$$

$$F_R = N\tan\delta \quad \text{onde} \\ N = m[g\cos\alpha - \ddot{u}_b\ sen\alpha] \tag{3.5}$$

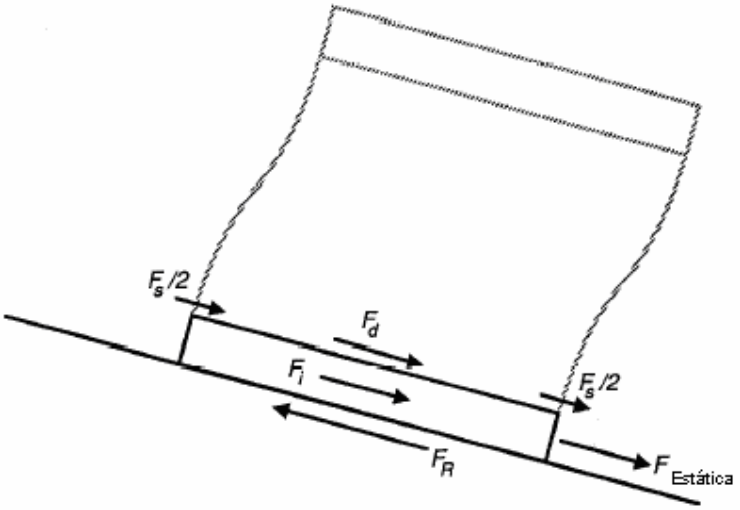

Figura 3.6 – Forças atuando sobre o bloco inferior no modelo de Kramer e Smith (1997).

Quando $F_D > F_R$ o bloco inferior não se mantém em equilíbrio e acelera proporcionalmente ao valor da força não balanceada F_D - F_R. Deslocamentos permanentes ocorrerão e continuarão a crescer até que a velocidade relativa do bloco em relação à base tornar-se nula ($\dot{u}_0 = 0$). Estes deslocamentos podem ser computados pela dupla integração da aceleração do bloco inferior, como realizado no método de Newmark convencional.

A resposta dinâmica do bloco superior e o deslocamento permanente do bloco inferior devem ser computados simultaneamente (ou acopladamente). Kramer e Smith (1997) usaram um algoritmo de Runge-Kutta de 4ª ordem para

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

determinação da resposta do bloco superior e um algoritmo de quadratura trapezoidal para os deslocamentos do bloco inferior. O comportamento do sistema é avaliado considerando-se pequenos incrementos de tempo, sendo os efeitos dos deslocamentos do bloco inferior nas forças de inércia, da mola e do amortecedor incorporados a cada instante de tempo.

A aplicação do modelo a problemas de estabilidade de taludes requer que as principais propriedades do sistema discreto (massa do bloco superior m_1, rigidez de mola k e coeficiente de amortecimento c) sejam adequadamente estimadas para reproduzir a mesma freqüência natural do sistema contínuo. Para depósitos de solo de altura H e forma trapezoidal, Kramer e Smith (1997) sugerem, com base na solução de Ambraseys (1960) para viga de cisalhamento:

a) Massa do bloco superior $m_1 = 0{,}40m$

b) Freqüência natural do sistema f_n

$$f_n = \frac{1}{4\pi}\frac{v_s}{H}a_n \tag{3.6}$$

onde v_s é a velocidade de propagação da onda S e a_n um valor tabelado em função da geometria e do número do modo de vibração.

Conhecendo-se m_1, m e f_n, as quantidades m_0 e k são facilmente determinadas. O valor do coeficiente de amortecimento c é estimado considerando-se que a razão de amortecimento do depósito real deve ser mantida no sistema discreto.

Rathje e Bray (2000) generalizaram o modelo de Kramer e Smith (1997) através de um sistema discreto massa – mola – amortecedor com múltiplos graus de liberdade, onde a rigidez do solo é simulada através de molas com comportamento hiperbólico (Matasovic e Vucetic, 1995) para representar a resposta não linear histerética do solo. Em um artigo anterior, Rathje e Bray (1999) haviam considerado um modelo acoplado com múltiplos graus de liberdade porém com propriedades linearmente elásticas.

Wartman, Bray e Seed (2003) conduziram uma série de ensaios experimentais de laboratório comparando a resposta dinâmica de um bloco rígido

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

(aço) e duas colunas de solo (ambas de argila saturada considerando 2 diferentes teores de umidade para representação de solo mole e rígido) sobre um plano inclinado excitado por uma mesa vibratória, conforme ilustração da figura 3.7. Ensaios foram executados considerando-se 10 movimentos harmônicos (freqüência entre 1,33 a 12,8Hz) e o registro sísmico do terremoto de Kobe (Japão, 1995).

A figura 3.8 apresenta a variação da razão dos deslocamentos (medidos, computados com modelos acoplado e desacoplado) e obtidos com o método de Newmark convencional em relação à razão de sintonia (*tuning ratio*) definida como o quociente entre as freqüências da excitação e da massa de solo instável. No caso de terremotos, a freqüência da excitação pode ser estimada como a freqüência predominante ou a freqüência quadrática média, como definida por Schnabel (1973).[1]

As implicações práticas das comparações destes resultados foram resumidas por Wartman, Bray e Seed (2003) em:

a) a tendência dos modelos acoplados é similar à observada nos ensaios experimentais, indicando que estes capturam a resposta real de massas de solo deformáveis. Para projetos importantes, este tipo de modelagem deve ser empregado, incluindo simulações pelo método dos elementos finitos;
b) para razões de sintonia muito baixas (< 0,2) os deslocamentos calculados com a hipótese de bloco rígido foram bastante similares aos observados experimentalmente;
c) o modelo de bloco rígido subestima os deslocamentos permanentes para razões de sintonia entre 0,2 a 1,3, aproximadamente. Nestes casos, um modelo desacoplado deve fornecer uma estimativa mais confiável, ainda que muito superestimada, dos deslocamentos;
d) o modelo de bloco rígido pode ser usado como estimativa conservadora dos deslocamentos para razões de sintonia superiores a 1,3 ou, alternativamente, o modelo desacoplado pode ser empregado para obtenção de valores mais precisos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

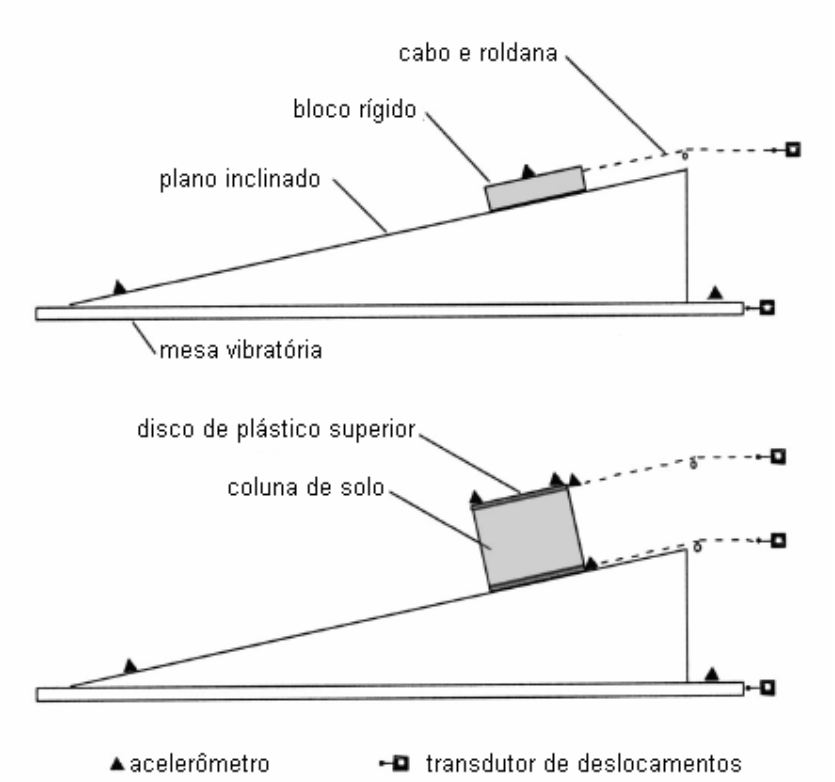

Figura 3.7 – Bloco rígido, coluna de solo, esquema de ensaio e instrumentação (Wartman, Bray e Seed, 2003)

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

[1] A terminologia, embora empregada, é enganosa porque as freqüências não são elevadas ao quadrado (Rathje et al., 1998)

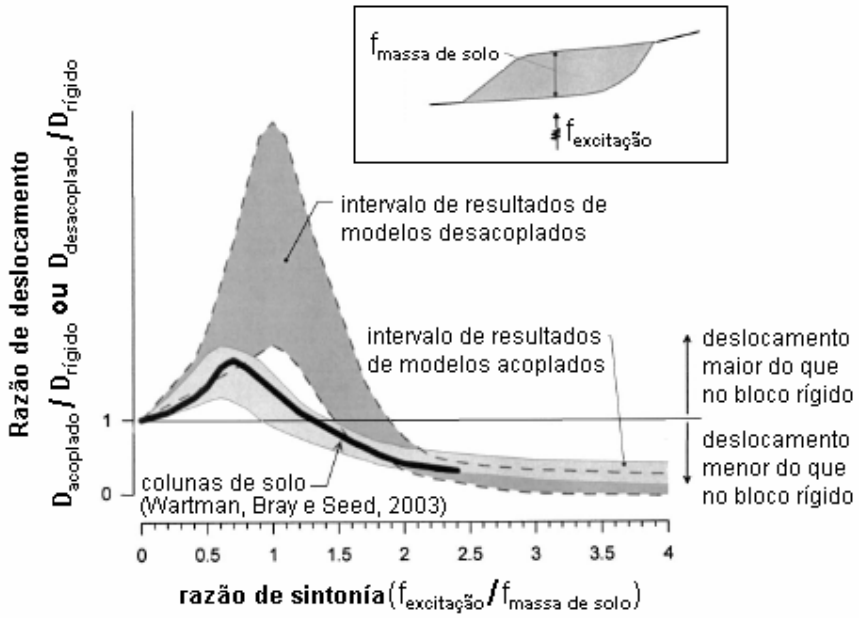

Figura 3.8 – Comparação dos resultados experimentais de Wartman, Bray e Seed (2003) com valores obtidos por modelos desacoplados e acoplados de Kramer e Smith (1997) e Rathje e Bray (1999, 2000).

3.3. Comentários finais

O método de Newmark convencional deve ser usado somente como um indicador do comportamento sísmico de taludes de solo ou para obtenção da ordem de grandeza dos deslocamentos permanentes esperados (centímetros, decímetros ou metros). Como recomendação geral (California's Seismic Hazards Mapping Act – Special Publication 117 de 1997), taludes estáveis apresentam deslocamentos permanentes inferiores a 10cm enquanto que taludes com deslocamentos superiores a 100cm devem ser classificados como instáveis. No intervalo entre estes valores (10cm a 100cm), os deslocamentos do talude podem para causar trincas ou perda de resistência ao cisalhamento que resultem em movimentos progressivos pós-sismo até a ruptura do talude.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

A característica do método de Newmark em fornecer um indicador é que o torna muito utilizado atualmente na elaboração de mapas de risco regionais de instabilidades de taludes induzidas por terremotos.

Um exemplo deste tipo de aplicação é o método de Newmark Simplificado (Jibson, 1993) que desenvolveu a equação (3.7) para estimativa dos deslocamentos permanentes d_n (em centímetros) em função da aceleração de escoamento a_y e da intensidade Arias (1970) I_a do terremoto, que representa uma medida de intensidade obtida pela integração no tempo do quadrado dos valores das acelerações do registro sísmico.

$$\log d_n = 1{,}521 \log I_a - 1{,}993 \log a_y - 1{,}546 \tag{3.7}$$

A correlação acima foi determinada analisando-se 555 histórias de acelerações horizontais, registradas em 280 sismógrafos e 13 terremotos de magnitude entre 5,1 a 7,5. Para cada registro, a intensidade Arias foi calculada e os deslocamentos permanentes foram obtidos pelo método de Newmark convencional, admitindo-se acelerações de escoamento entre 0,02g a 0,40g. Por regressão estatística dos resultados, a equação 3.7 foi obtida por Jibson (1993) com coeficiente de regressão $r^2 = 0{,}83$, o que representa um nível de significância estatística alta.

Na prática, mapas digitais de fatores de segurança estáticos são primeiramente produzidos (figura 3.9) com base na hipótese de talude infinito, estimando-se os parâmetros de resistência a partir de mapas geológicos digitais e a inclinação dos taludes com base nos mapas de terreno digitais. Em seguida, para cada valor de $FS_{estático}$ é calculada a correspondente aceleração horizontal de escoamento através da equação 3.8, apresentada por Newmark (1965),

$$a_y = (FS_{estático} - 1) g \, sen\alpha \tag{3.8}$$

onde α é o ângulo com a horizontal que o centro de massa do solo instável primeiramente se move, geralmente considerado igual à inclinação do plano inclinado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA

Os mapas indicadores de deslocamentos permanentes (figura 3.10) podem ser construídos aplicando-se a equação (3.7) para o terremoto do qual se conhece a intensidade Arias.

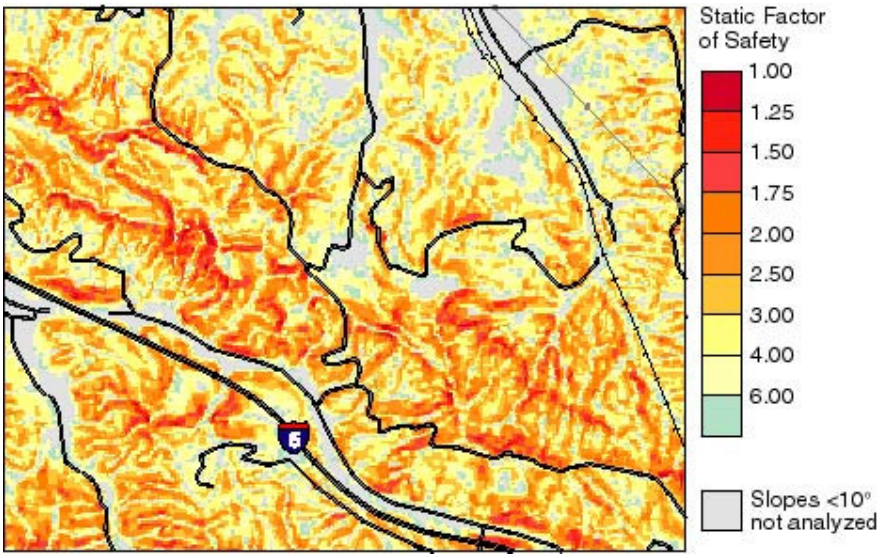

Figura 3.9 – Exemplo de mapa de fatores de segurança estáticos (Jibson et al., 1998)

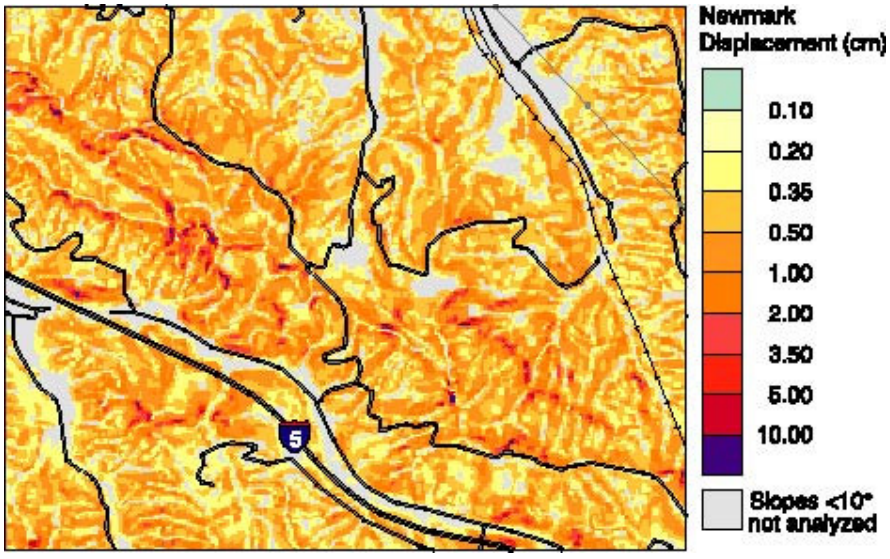

Figura 3.10 – Exemplo de mapa dos indicadores de deslocamentos permanentes (Jibson et al., 1998)

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310940/CA