

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UM MURO DE GRAVIDADE

Tania B. Ubillús^a, Celso Romanel^b,

^a*Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rua Marquês de São Vicente, 225, Gávea – Rio de Janeiro, Brasil, bustamante@aluno.puc-rio.br*

^b*Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rua Marquês de São Vicente, 225, Gávea – Rio de Janeiro, Brasil, romanel@puc-rio.br*

Palavras Chave: Comportamento dinâmico, muro de gravidade, deslocamentos permanentes, elementos finitos, carregamento sísmico.

Resumo. O projeto de estruturas de contenção de solos submetidas a carregamentos sísmicos é um importante tema da engenharia geotécnica, principalmente nos países andinos. A abordagem mais comum de solução consiste no emprego de métodos de equilíbrio limite (métodos pseudo-estáticos) ou métodos empíricos baseados em deslocamentos permanentes da estrutura. Um método pseudo-estático clássico é o formulado por Mononobe (*World Eng Congress*, Japan, 9:176, (1929)), enquanto que o método sugerido por Richards e Elms (*J Geotech. Eng Div ASCE*, GT4: 449-464, (1979)) representa a classe de técnicas de projeto de muros de gravidade baseadas em deslocamentos permanentes admissíveis. Neste trabalho os resultados da aplicação do método dos elementos finitos na análise dinâmica do comportamento de um muro de gravidade são comparados com os resultados obtidos pelos métodos tradicionais de análise acima mencionados. As vantagens e limitações resultantes desta comparação são apresentadas, bem como são discutidos os vários aspectos da modelagem numérica que devem ser cuidadosamente considerados pelo engenheiro geotécnico para assegurar uma simulação computacional representativa do problema.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento de estruturas de contenção durante carregamentos dinâmicos (terremotos) é considerado um problema geotécnico importante em regiões com atividade sísmica intensa, como nos países andinos da América do Sul. A ruptura destas estruturas pode causar grandes danos em estradas, barragens, indústrias, habitações, etc., apresentando riscos à vida humana bem como graves problemas econômicos, sociais e ambientais. Assim, é essencial assegurar um bom desempenho destas estruturas sob condições adversas durante a sua vida útil. Uma estrutura de contenção classificada como muro de gravidade utiliza sua massa para lhe conferir estabilidade em relação a movimentos de translação (deslizamento) e de rotação (tombamento).

Pesquisadores ao redor do mundo conduzem pesquisas experimentais e teóricas com o propósito de desenvolver e aperfeiçoar métodos de projeto sísmico para estas estruturas. Tais investigações procuram responder principalmente às seguintes questões:

- Qual a magnitude total (estática mais dinâmica) do empuxo do solo sobre a estrutura de contenção e como este empuxo se relaciona, quantitativa e qualitativamente, com o registro sísmico e a resposta dinâmica da estrutura?
- Qual a distribuição das tensões horizontais sobre a estrutura e qual o ponto de aplicação de sua resultante (empuxo)?
- Como uma estrutura de contenção se movimenta durante terremotos e quais as magnitudes destes movimentos?
- Qual a influência da resistência do solo de fundação nos movimentos (translação e rotação) da estrutura de contenção?

Este trabalho apresenta uma revisão de alguns métodos propostos na literatura para o projeto de muros de gravidade sob carregamento dinâmico, procurando, através de um exemplo numérico, comparar os resultados obtidos com a aplicação das várias abordagens de cálculo.

2 COMPORTAMENTO ESTÁTICO

Métodos de equilíbrio limite são bastante aplicados na análise do comportamento estático de estruturas de contenção, taludes de solo, capacidade de carga de fundações, etc., em parte devido à simplicidade matemática da formulação, em parte pela longa e contínua experiência de utilização dos métodos de equilíbrio limite no projeto de estruturas geotécnicas. Em particular, no caso de muros de gravidade os seguintes métodos se destacam:

2.1 Método de Rankine (1857)

No caso de um muro de gravidade de face vertical contendo um maciço de solo granular de peso específico γ com superfície horizontal, o método de Rankine admite uma distribuição triangular das tensões horizontais sobre a face do muro, com a resultante P_A (empuxo ativo, equação 1) localizada no centróide deste triângulo, na posição $H/3$ a partir da base da estrutura, sendo H a altura do muro.

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (1)$$

onde o coeficiente de empuxo ativo K_A é expresso em função do ângulo de atrito do solo φ por:

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2)$$

2.2 Método de Coulomb (1776)

Considerando o muro de gravidade representado na Figura 1, o equilíbrio das forças atuantes sobre uma cunha de solo granular resulta na seguinte expressão para o empuxo ativo:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (3)$$

com o coeficiente de empuxo ativo K_A definido por

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi) \operatorname{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4)$$

onde δ é o ângulo de atrito da interface solo – muro e os ângulos β e θ são indicados na Figura 1. A superfície de ruptura é inclinada do ângulo α_A em relação à horizontal,

$$\alpha_A = \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (5)$$

onde:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi - \beta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \theta) \cot(\phi - \theta)]} \quad (6)$$

$$C_2 = 1 + \left\{ \tan(\delta + \theta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] \right\} \quad (7)$$

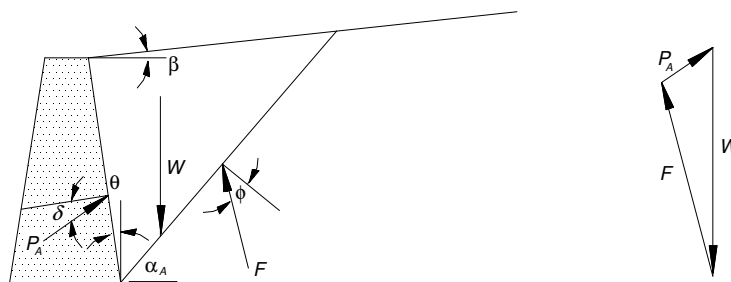


Figura 1: Cunha de solo ativa delimitada pela superfície do aterro, face do muro de gravidade e superfície de ruptura (esquerda); polígono das forças atuantes sobre a cunha de solo (direita) – Kramer (1996).

3 COMPORTAMENTO DINÂMICO

A resposta dinâmica de estruturas de contenção é complexa. Valores dos deslocamentos e de tensões dependem do comportamento do aterro, do solo de fundação, da inércia e rigidez da estrutura, das características do registro sísmico, etc. De modo geral sabe-se que:

- As estruturas podem se movimentar por translação ou rotação. Dependendo das características do muro, ambos os movimentos ocorrem ou um deles pode ser

preponderante (Nadim e Withman, 1983). A magnitude e distribuição das tensões são influenciadas pelo tipo de movimento (Sherif e Fang, 1984).

- O empuxo máximo do solo geralmente ocorre quando o muro apresenta translação ou rotação contra o aterro (empuxo passivo), tornando-se mínimo no sentido contrário (empuxo ativo).
- A posição do ponto de aplicação do empuxo movimenta-se ao longo da face do muro em contato com o aterro, pois a distribuição das tensões nesta interface varia com o tempo.
- Valores de tensões residuais podem permanecer atuantes sobre a estrutura, mesmo após o término da excitação dinâmica (Whitman, 1990).

Como sugerido por Stadler (1996), as soluções para o problema do comportamento dinâmico de estruturas de contenção podem ser classificadas em três grandes categorias, dependendo da magnitude antecipada do movimento da estrutura: métodos rígido-plásticos, elásticos e elastoplásticos. O emprego de métodos elásticos pressupõe a ocorrência de pequenos movimentos enquanto que a utilização de métodos rígido-plásticos (equilíbrio limite) implicitamente assume que estes movimentos são bastante significativos. No caso de movimentos moderados, formulações elastoplásticas, utilizadas em conjunto com o método dos elementos finitos, podem ser empregadas para obtenção de soluções aproximadas do problema. Em qualquer dos casos, observa-se que em qualquer destes métodos são adotadas hipóteses simplificadoras para a construção de modelos matemáticos, podendo o comportamento real da estrutura apresentar diferenças importantes em relação ao resultados previstos.

3.1 Método de Mononobe-Okabe (1929)

Os métodos rígido-plásticos, ou pseudo-estáticos, são baseados no equilíbrio de forças. Determinam os valores das forças atuantes sobre o muro de gravidade, bem como seus respectivos pontos de aplicação, possibilitando o cálculo de um fator de segurança contra a ruptura da estrutura. Um método pseudo-estático clássico foi desenvolvido por Okabe (1926) e Mononobe (1929), atualmente conhecido como o método de Mononobe-Okabe.

As forças atuantes sobre uma cunha de solo granular, seco, são mostradas na Figura 2. Adicionalmente às forças estáticas consideradas na Figura 1 do método de Coulomb (1776), o equilíbrio de forças agora envolve as forças pseudo-estáticas equivalentes às forças de inércia¹ com componente horizontal $k_h W$ e $k_v W$, onde k_h e k_v são os chamados coeficientes sísmicos.

O empuxo ativo total P_{AE} pode ser expresso de maneira similar à apresentada para a condição estática (Equação 3), i.e.

$$P_{AE} = \frac{K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v)}{2} \quad (8)$$

onde o coeficiente de empuxo ativo K_{AE} na condição pseudo-estática é definido por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad (9)$$

¹ Mas de sentido contrário, de acordo com o equilíbrio dinâmico estabelecido pelo princípio de d'Alembert.

onde $\phi - \beta \geq \psi$ com $\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$

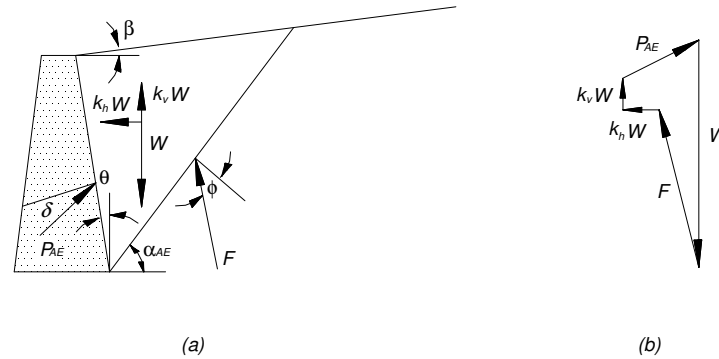


Figura 2: a) Forças atuantes sobre a cunha de solo ativa no método de Mononobe-Okabe; b) polígono de forças incluindo as forças pseudo-estáticas $k_h W$ e $k_v W$ (Kramer, 1996).

A inclinação da superfície de ruptura com a horizontal é dada pelo ângulo α_{AE} (Zarrabi-Kashani, 1979)

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \tag{10}$$

onde

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) \cdot [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cdot \cot(\phi - \psi - \theta)]} \tag{11}$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \} \tag{12}$$

O empuxo ativo total P_{AE} (Equação 8) pode ser subdividido na componente estática P_A (Equação 3) e na componente pseudo-estática ΔP_{AE} como:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \tag{13}$$

Admitindo que a componente estática atua na posição $H/3$, conforme já mencionado, Seed e Whitman (1970) recomendam que a componente pseudo-estática seja localizada à distância $0,6H$ a partir da base da estrutura. Assim, a posição h do ponto de aplicação da força resultante (empuxo ativo total P_{AE}) é calculada pela média ponderada,

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \cdot 0,6 \cdot H}{P_{AE}} \tag{14}$$

Seed e Withman (1970) concluem também que as acelerações verticais (ou sejam o coeficiente sísmico k_v) podem ser ignoradas quando da utilização do método de Mononobe-Okabe para cálculo do empuxo ativo em projetos de muros de gravidade típicos.

3.2 Método de Richards-Elms (1979)

Estruturas de contenção devem apresentar estabilidade durante a ocorrência de carregamentos dinâmicos e, adicionalmente, não devem sofrer deslocamentos permanentes

excessivos após o final da excitação que possam comprometer sua utilidade ou servicibilidade.

Richards e Elms (1979) propuseram um método para análise sísmica de muros de gravidade baseado em deslocamentos admissíveis da estrutura. O método estima deslocamentos permanentes de maneira análoga ao tradicional método de Newmark (1965) para estimativa de deslocamentos permanentes em taludes de solo submetidos a carregamentos sísmicos.

Na Figura 3, entre os pontos O e a as acelerações do solo e da estrutura são iguais. A partir do ponto a , quando o fator de segurança pseudo-estático contra o deslizamento da base atinge o valor crítico 1, a estrutura passa a se movimentar com aceleração horizontal de escoamento a_y constante e o solo com acelerações horizontais superiores entre os pontos a e b . Esta diferença entre valores de aceleração, integrada uma vez no tempo $a \leq t \leq b$ produzirá velocidades relativas da estrutura e , com uma integração adicional no mesmo intervalo de tempo, deslocamentos relativos permanentes da estrutura, como ilustrado na figura.

Do ponto b ao ponto c as velocidades do solo e da cortina novamente coincidem, mas a estrutura volta a apresentar valores de velocidade e deslocamentos permanentes relativos entre os pontos c e d quando a aceleração horizontal do solo ultrapassa novamente o valor da aceleração horizontal de escoamento estabelecida para a estrutura.

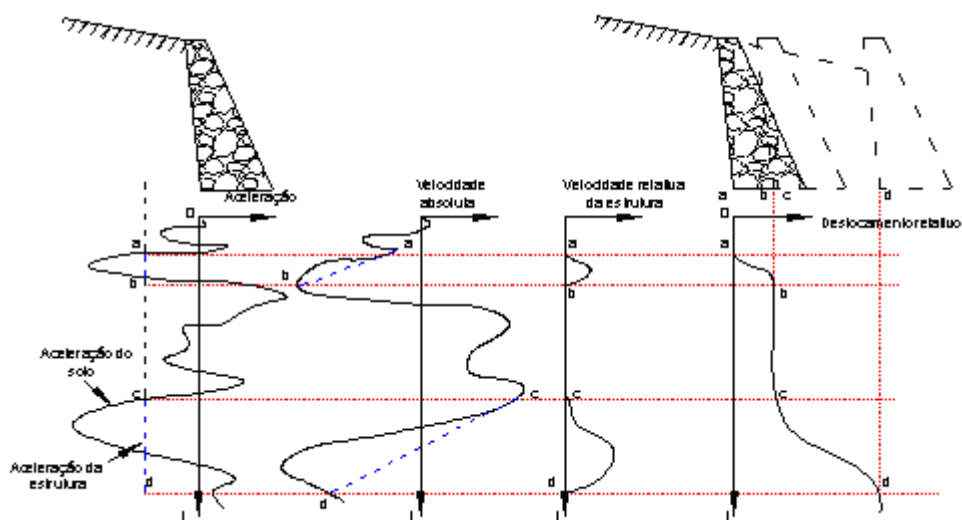


Figura 3: Esquema para cálculo dos deslocamentos permanentes da estrutura de contenção (Richards e Elms, 1979).

A aplicação do método de Richards-Elms necessita da estimativa da aceleração de escoamento a_y da estrutura. Para o muro de gravidade com peso W_w da Figura 4, quando a cunha de solo ativa for submetida a uma aceleração grande o suficiente para causar o deslizamento do muro sobre a sua base, as equações de equilíbrio dinâmico permitem escrever, na iminência do movimento,

$$T = \frac{a_y}{g} W_w + P_{AE} \cos(\delta + \theta) \quad (15)$$

$$N = W_w + P_{AE} \sin(\delta + \theta) \quad (16)$$

Considerando $N = N \tan \phi_b$, onde ϕ_b é o ângulo de atrito do solo de fundação, é possível

determinar a aceleração de escoamento a_y por

$$a_y = \left[\tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \operatorname{sen}(\delta + \theta)}{W_w} \right] g \quad (17)$$

Richards e Elms (1979) recomendam que P_{AE} seja avaliado pelo método de Mononobe-Okabe que, por sua vez, também necessita do conhecimento prévio do valor de a_y para ser aplicado. A solução da Equação 17 deve ser feita, portanto, de modo iterativo.

Utilizando o método de dupla integração no tempo, acima mencionado, Richards e Elms (1979) propuseram a seguinte correlação para determinação dos deslocamentos permanentes do muro de gravidade

$$d_{perm} = 0.087 \frac{v_{max}^2 \cdot a_{max}^3}{a_y^4} \quad \text{para} \quad \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0.3 \quad (18)$$

onde v_{max} é a velocidade máxima na superfície do solo e a_{max} a aceleração horizontal máxima na superfície do solo.

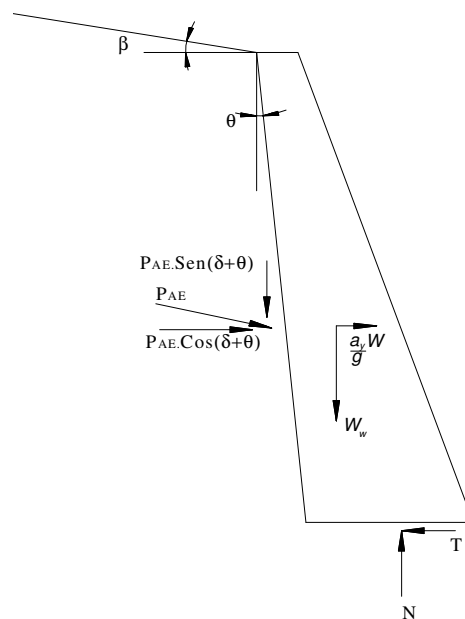


Figura 4: Muro de gravidade sob ação de forças pseudo-estáticas.

Whitman e Liao (1985) identificaram alguns erros nos resultados da aplicação do método de Richards-Elms (1979), decorrentes de hipóteses simplificadoras adotadas no seu desenvolvimento. Dentre os fatores mais importantes estão a desconsideração da resposta dinâmica do aterro, das acelerações verticais produzidas pelo sismo e dos mecanismos combinando movimentos de rotação e de translação. Whitman e Liao (1985), utilizando os resultados de análises de deslocamentos permanentes em 14 casos históricos publicados por Wong (1982), propuseram a seguinte correlação para estimativa do deslocamento permanente do muro de gravidade:

$$\bar{d}_{perm} = \frac{37v_{max}^2}{a_{max}} \exp\left(\frac{-9.4a_y}{a_{max}}\right) \quad (19)$$

4 MODELAGEM NUMÉRICA

Neste trabalho o programa computacional Plaxis 2D (*Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*), v.8.2, foi empregado para investigar o comportamento dinâmico de um muro de gravidade submetido a carregamento sísmico, com o objetivo de comparar os resultados de uma análise mais completa com os resultados previstos pelos métodos aproximados simples descritos na seção 3 deste trabalho.

4.1 Descrição do problema

A geometria do problema, bem como a malha de elementos finitos triangulares quadráticos (6 nós) utilizada, estão mostradas nas Figuras 5 e 6, respectivamente.

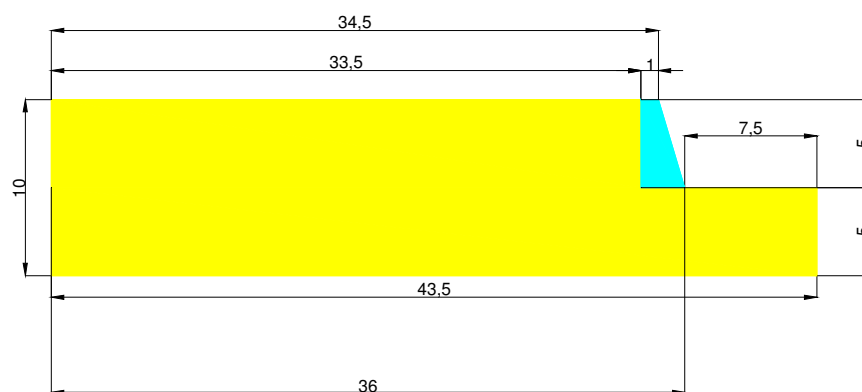


Figura 5: Geometria do problema (muro de gravidade em azul) com distâncias em metros.

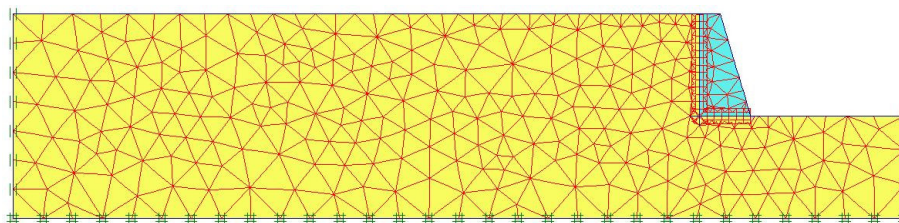


Figura 6: Malha de elementos finitos triangulares (6 nós) e condições de contorno.

O muro é constituído por material homogêneo, isotrópico e linearmente elástico (módulo de elasticidade E , coeficiente de Poisson ν) e o solo representado mecanicamente através do modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb (E , ν , coesão c , ângulo de atrito ϕ , ângulo de dilatação Ψ'). Valores das propriedades dos materiais estão listados na Tabela 1.

Material	E (kPa)	ν	Ψ' ($^{\circ}$)	ϕ ($^{\circ}$)	c (kPa)	γ (kN/m 3)
Solo	1×10^5	0.30	0	30	0	17
Muro	250×10^5	0.15	-	-	-	25

Tabela 1: Propriedades dos materiais.

Elementos de interface são normalmente usados para simulação de problema da interação solo-estrutura, sendo recomendado o seu prolongamento nas vizinhanças de cantos onde ocorram concentração de tensões (Figura 7).

O critério de resistência de Mohr – Coulomb é utilizado para a descrição do comportamento mecânico na interface solo-estrutura, utilizando um fator multiplicativo R_{inter} para indicar a redução da resistência ao longo da interface.

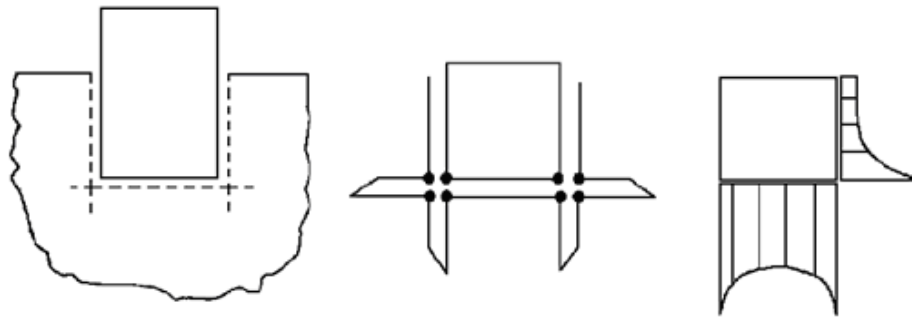


Figura 7: Utilização de elementos de interface em problemas de interação solo-estrutura, com prolongamento nas vizinhanças de cantos (manual Plaxis v8.2)

$$c_{inter} = R_{inter} \cdot c_{solo} \leq c_{solo} \quad (20)$$

$$\tan \phi_{inter} = R_{inter} \cdot \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad (21)$$

$$\Psi'_{inter} = 0^\circ \text{ para } R_{inter} < 1 \text{ caso contrario } \Psi'_{inter} = \Psi'_{solo} \quad (22)$$

Valores típicos de R_{inter} estão listados na Tabela 2. Neste exemplo, adotou-se o valor $R_{inter} = 0,80$, admitindo-se uma interface solo arenoso / muro de concreto, correspondente a um ângulo de atrito na interface $\delta = 25^\circ$.

Tipo de Interface	R_{inter}
Areia/aço	0.667
Argila/aço	0.5
Areia/concreto	0.8-1
Solo/geogrelha	0.8-1
Solo/geotextil	1

Tabela 2: Valores típicos de fatores de redução de resistência R_{inter} (Pérez More, 2003)

4.2 Análise estática

Inicialmente foram determinadas as tensões horizontais na interface solo-muro de gravidade considerando as formulações dos métodos de Rankine e de Coulomb para empuxos ativos, descritos na seção 2.

- Método de Rankine (1857)

$$K_A = 0.33 \text{ da Equação 2}$$

$$P_A = 70.83 \frac{kN}{m} \text{ da Equação 1}$$

- Método de Coulomb (1776)

$$K_A = 0.30 \text{ da Equação 4 considerando } \theta = 0^\circ, \beta = 0^\circ, \delta = 25^\circ$$

$$P_A = 62.896 \frac{kN}{m} \text{ da equação 3.}$$

$$\alpha_A = 76^\circ \text{ das Equações 5, 6 e 7 com } C_1 = 1.6 \text{ e } C_2 = 2.0.$$

Com o objetivo de comparar a localização da superfície de ruptura determinada pelo método de Coulomb foram realizadas análises de estabilidade pelo método dos elementos finitos, simulando-se a ruptura do aterro, conforme ilustrado na Figura 8.

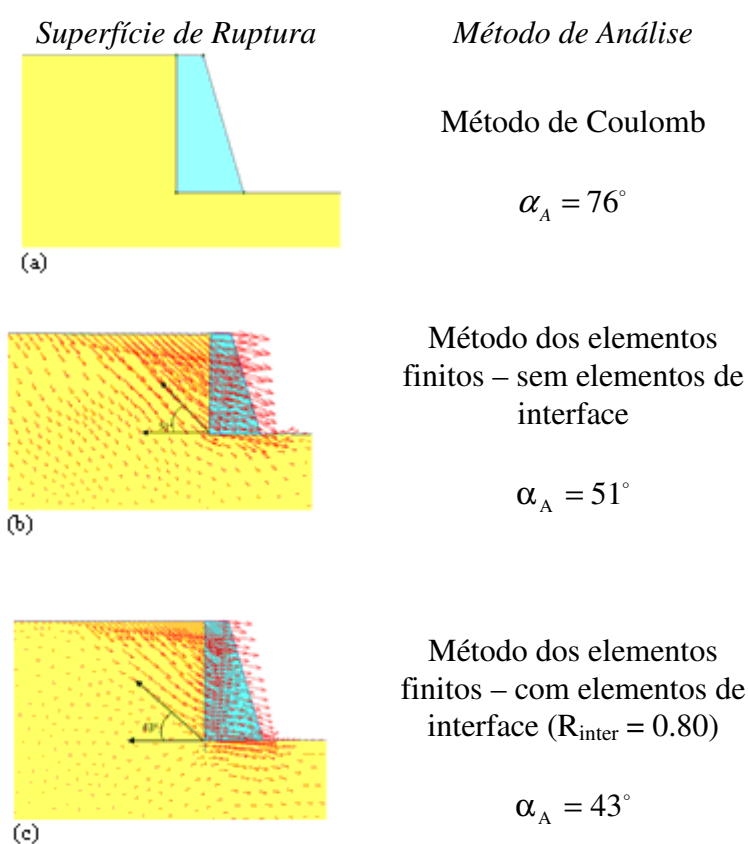


Figura 8: Posição da superfícies de ruptura α_A em análise estática.

Como pode ser observado, há diferenças significativas na inclinação estimada da superfície de ruptura causadas, provavelmente, pela influência de fatores não contemplados na formulação de Coulomb, como o tipo de movimento da estrutura, a flexibilidade do maciço de solo, a resistência desenvolvida na interface base do muro / solo de fundação, entre outros. De acordo com Baker e Bathia (1989), como o modelo de Coulomb não leva em consideração o movimento da estrutura, vários e diferentes resultados podem ser obtidos pelo método dos elementos finitos dependendo do tipo de movimento prescrito na estrutura (translação, rotação pelo pé, rotação pelo topo).

4.3 Análise pseudo-estática

Na análise pseudo-estática, a simulação numérica por elementos finitos foi feita aplicando-se uma força de corpo em todos os elementos da malha de valor equivalente à aceleração horizontal de valor constante. Os resultados assim obtidos foram comparados com os previstos pela solução pseudo-estática de Mononobe-Okabe, considerando-se $k_v = 0$, $\beta = 0^\circ$, $\theta = 0^\circ$, $\delta = 25^\circ$, $\phi = 35^\circ$ e diversos valores para o coeficiente sísmico k_h conforme mostra a Tabela 3.

A Figura 9 mostra graficamente a variação dos coeficientes de empuxo ativo K_{AE} com valores de aceleração horizontal normalizada $k_h = a_h/g$, obtidos pelo método de Mononobe-Okabe e pela simulação pseudo-estática por elementos finitos, observando-se que, de maneira geral, há boa concordância entre os resultados.

Coeficiente sísmico k_h	ψ ($^\circ$)	P_{AE} (kN/m)	K_{AE}
0.00	0.00	62.9	0.30
0.05	2.86	69.9	0.33
0.10	5.71	78.1	0.37
0.15	8.53	87.2	0.41
0.20	11.31	97.8	0.46
0.25	14.04	110.1	0.52

Tabela 3: Resultados obtidos com o método pseudo-estático de Mononobe-Okabe.

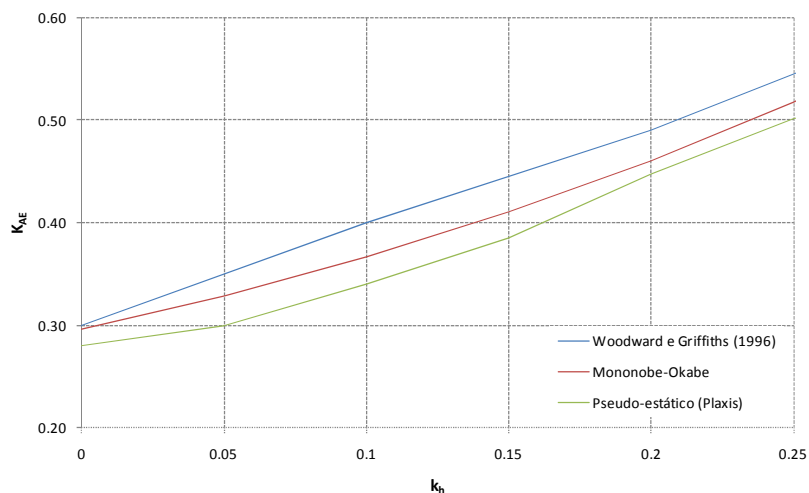


Figura 9: Variação do coeficiente de empuxo ativo K_{AE} com a aceleração horizontal normalizada k_h determinada pelo método de Mononobe-Okabe e pelo método dos elementos finitos (simulação pseudo-estática).

4.4 Análise dinâmica

A história das acelerações se refere ao terremoto de Mammoth Lake, na Califórnia, ocorrido em maio de 1980, medido por sismógrafo na Long Valley Dam ao nível do substrato rochoso, aqui considerado na base da malha de elementos finitos. O registro foi normalizado para dois valores máximos de aceleração, 0.1g e 0.3g, conforme Figura 10.

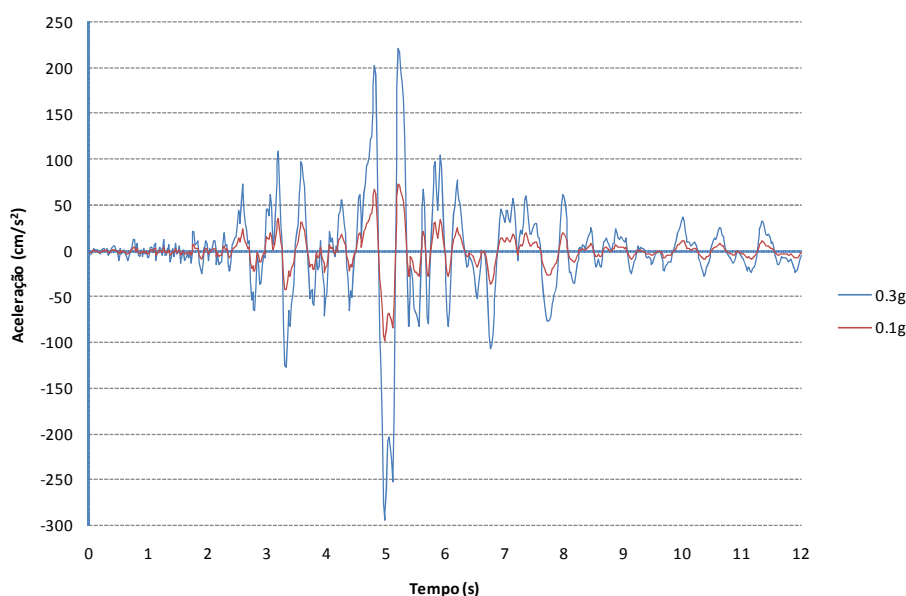


Figura 10: Registros da aceleração do terremoto Mammoth Lake (1980) normalizados para acelerações máximas de 0.1g e 0.3g.

Para simular o amortecimento do solo, considerou-se o amortecimento de Rayleigh caracterizado pelos parâmetros α' e β' definidos por:

$$\alpha' = 2\omega_a \omega_b \xi \frac{(\omega_b - \omega_a)}{(\omega_b^2 - \omega_a^2)} \quad (23)$$

$$\beta' = 2\xi \frac{(\omega_b - \omega_a)}{(\omega_b^2 - \omega_a^2)} \quad (24)$$

onde ω_a e ω_b são frequências utilizadas para definir a função de amortecimento, consideradas iguais a 3.6 Hz e 9.0 Hz, respectivamente, conforme análise semelhante efetuada por Woodward e Griffiths (1996), também considerando o registro sísmico do terremoto de Mammoth Lake (1980). Para o material do muro de gravidade, foi admitida uma razão de amortecimento $\xi = 5\%$ e para o solo dois valores foram considerados neste trabalho: $\xi = 5\%$ (valor típico para solos) e $\xi = 10\%$ (valor extremo correspondente a areias siltsosas) conforme indica a Tabela 4.

Para simular a extensão lateral infinita do maciço de solo (Figura 5) foram utilizados contornos silenciosos ((Lysmer e Kuhlmeyer, 1969) com a utilização de amortecedores viscosos nos contornos laterais da malha de elementos finitos para absorção das ondas sísmicas nele incidentes.

As componentes de tensão normal σ_n e de tensão cisalhante τ no amortecedor viscoso devem ser iguais a

$$\sigma_n = c_1 \rho C_p \dot{u}_x \quad (25)$$

$$\tau = -c_2 \rho C_s \dot{u}_y \quad (26)$$

onde ρ é a massa específica do solo, C_p e C_s são as velocidades de propagação das ondas

P e S, respectivamente, c_1 e c_2 são coeficientes de amortecimento, \dot{u}_x e \dot{u}_y as velocidades da partícula nas direções x (horizontal) e y (vertical), respectivamente.

De acordo com White et al (1977), os coeficientes c_1 e c_2 dependem do valor do coeficiente de Poisson ν do solo, como indicado na Tabela 5. Nesta pesquisa foram utilizados $c_1 = 0.986$ e $c_2 = 0.744$ correspondentes ao valor $\nu = 0.25$.

Coeficiente de Poisson ν	c_1	c_2	Coeficiente de Poisson ν	c_1	c_2
0.00	0.959	0.769	0.25	0.986	0.744
0.05	0.967	0.761	0.30	0.986	0.742
0.10	0.975	0.756	0.35	0.992	0.740
0.15	0.982	0.751	0.40	1.007	0.746
0.20	0.986	0.747	0.45	1.011	0.773

Tabela 4: Valores de c_1 e c_2 em função do coeficiente de Poisson ν do solo (White et al, 1977).

A Figura 11 mostra a discretização por elementos finitos utilizada nas análises dinâmicas, representando-se a aplicação na base da malha (profundidade da rocha) da variação das acelerações do terremoto ao longo do tempo do registro.

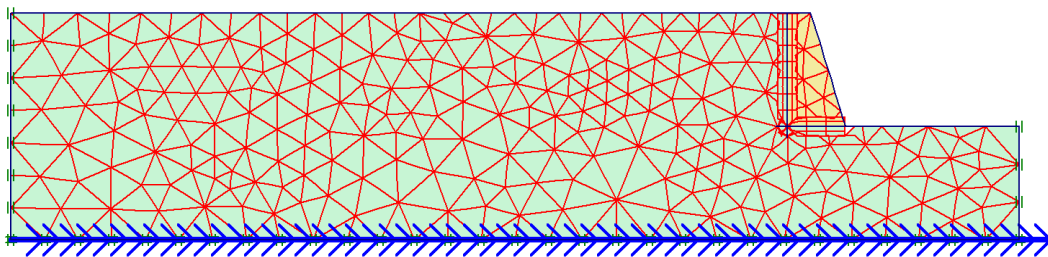


Figura 11: Malha de elementos finitos utilizada na análise dinâmica.

5 RESULTADOS

5.1 Método de Richards-Elms (1979)

O valor da aceleração de escoamento a_y determinado com base nas Equações 17, 8 e 9, num processo de cálculo iterativo, resulta em $a_y = 0.23g$.

Para determinação dos deslocamentos permanentes pelo método de Richards-Elms (1979) é ainda necessário conhecer a aceleração máxima na superfície do terreno a_{max} e a velocidade máxima na superfície do terreno v_{max} . Ambos os valores, para as razões de amortecimento $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$, e para o sismo com aceleração horizontal máxima $0.3g$, foram computados com o programa Plaxis 2D. Os resultados obtidos estão representados nas Figuras 12 e 13, e sumarizados nas Tabelas 5 e 6, apresentadas a seguir.

Aceleração máxima (m/s ²)	
0.3g	
ξ 5%	ξ 10%
4.33	3.23

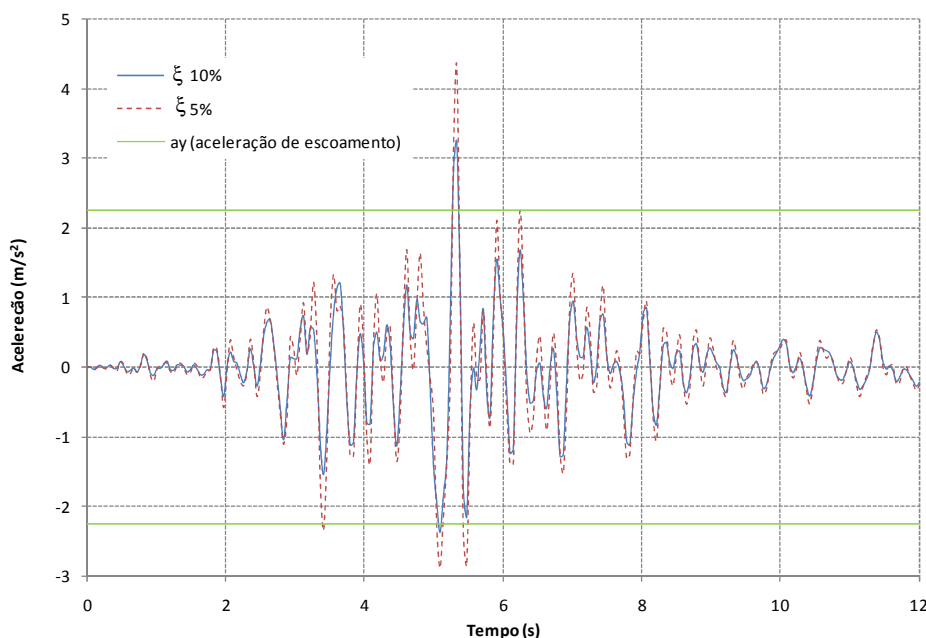
Tabela 5: Acelerações máximas na superfície do terreno para sismos com aceleração máxima 0.1g e 0.3g.

Velocidade máxima (m/s)	
0.3g	
ξ 5%	ξ 10%
0.25	0.25

Tabela 6: Velocidades máximas na superfície do terreno para sismos com aceleração máxima 0.1g e 0.3g.

O deslocamento permanente do muro de gravidade pode então ser calculado pela Equação 18, considerando aceleração de escoamento $a_y = 0.23g$. Valores assim determinados estão listados na Tabela 7.

Deslocamento permanente (cm)	
0.3g	
ξ 5%	ξ 10%
1.7	0.71

Tabela 7: Deslocamento permanente do muro de gravidade calculado pelo método de Richards-Elms (1979) para sismo normalizado em 0.3g e aceleração horizontal de escoamento $a_y = 0.23g$.Figura 12: Acelerações na superfície do solo para o sismo de Mammoth Lake normalizado para aceleração horizontal máxima 0.3g, $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$, $a_y = 0.23g$.

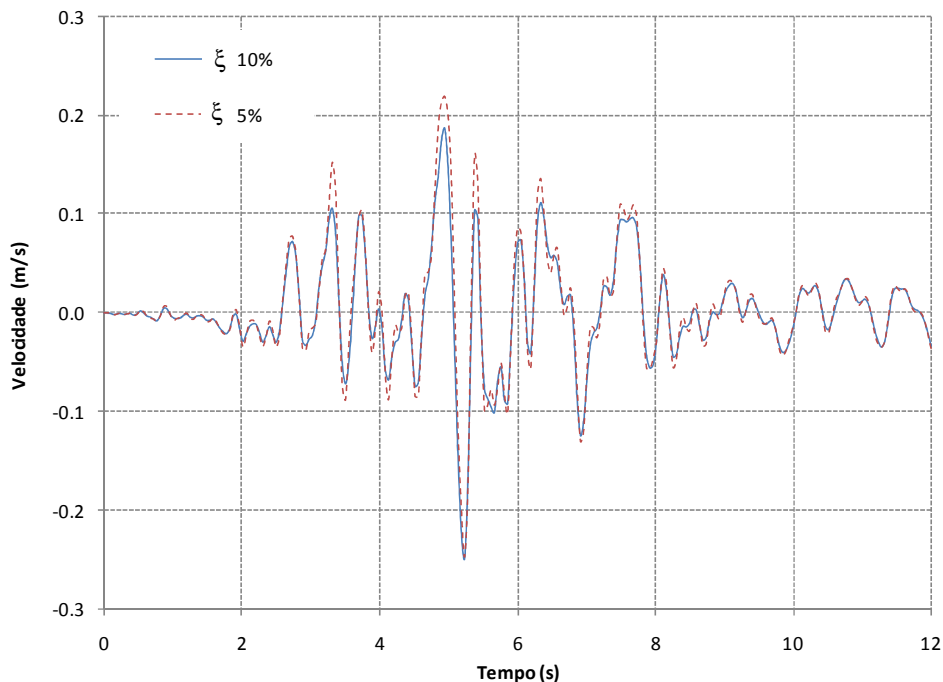


Figura 13: Velocidades na superfície do solo para o sismo de Mammoth Lake normalizado para aceleração horizontal máxima 0.3g, considerando $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$.

5.2 Método de Whitman-Liao (1985)

Considerando que os valores de velocidade máxima e de aceleração máxima na superfície do solo já foram determinados (Tabelas 5 e 6), então a aplicação da Equação 19 é imediata, resultando nos seguintes valores de deslocamento do muro, bastante inferiores aos determinados na aplicação do método de Richards-Elms, indicados na Tabela 8.

Deslocamento permanente (cm)	
0.3g	
$\xi 5\%$	$\xi 10\%$
0.40	0.10

Tabela 8: Deslocamentos permanentes do muro de gravidade para sismos com aceleração horizontal máxima de 0.3g calculados pelo método de Whitman-Liao (1985) considerando $a_y = 0.23g$.

5.3 Método dos elementos finitos

Os resultados das análises numéricas pelo método dos elementos finitos, realizadas com o programa computacional Plaxis 2D, estão apresentados nas Figuras 14 a 22.

As Figuras 14 e 15 apresentam a história dos deslocamentos do muro para ambos os sismos considerados. Da análise dos gráficos mostrados, é possível estimar-se então os deslocamentos permanentes do muro, observando-se o patamar onde os valores ficam praticamente constantes no tempo, indicando ocorrência de deformações plásticas irrecuperáveis (Tabela 9).

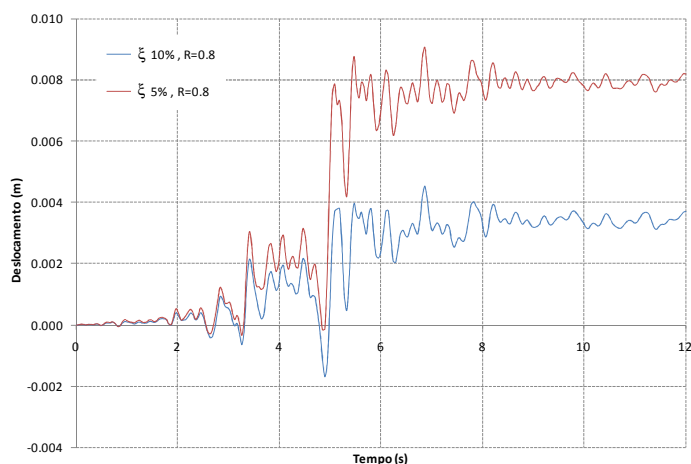


Figura 14: História dos deslocamentos do muro de gravidade para sismo com aceleração máxima normalizada 0.1g, $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$.

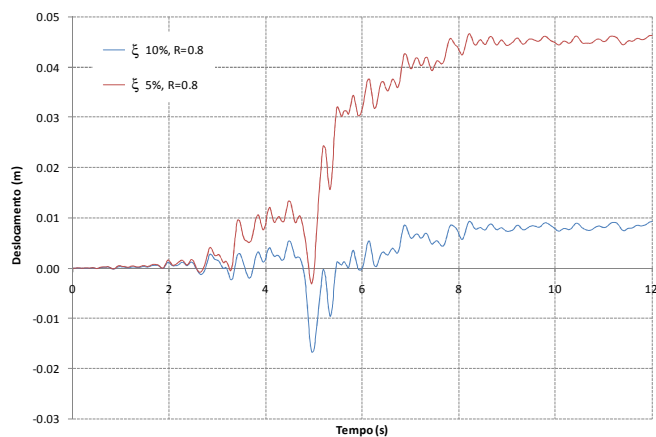


Figura 15: História dos deslocamentos do muro de gravidade para sismo com aceleração máxima normalizada 0.3g, $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$.

Deslocamento permanente (cm)			
0.1g		0.3g	
ξ 5%	ξ 10%	ξ 5%	ξ 10%
0.80	0.35	4.50	0.80

Tabela 9: Deslocamentos permanentes do muro de gravidade para sismos normalizados com aceleração máxima de 0.1g e 0.3g.

Foi feita uma comparação da variação dos deslocamentos do muro considerando três diferentes propriedades das interfaces: interface perfeitamente aderente ($R_{\text{int}} = 1$), interface-padrão utilizada neste estudo ($R_{\text{int}} = 0.8$) e interface lisa ($R_{\text{int}} = 0.5$). De acordo com os resultados das Figuras 16 a 19, os deslocamentos obtidos para este último caso ($R_{\text{int}} = 0.5$) foram significativamente superiores aos demais.

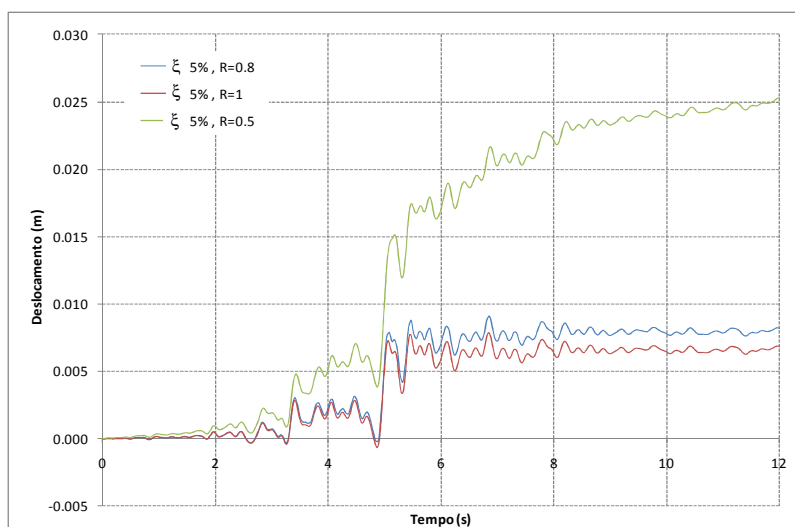


Figura 16: Histórias dos deslocamentos do muro com diferentes propriedades das interfaces, aceleração horizontal máxima do sismo 0.1g e $\xi = 5\%$.

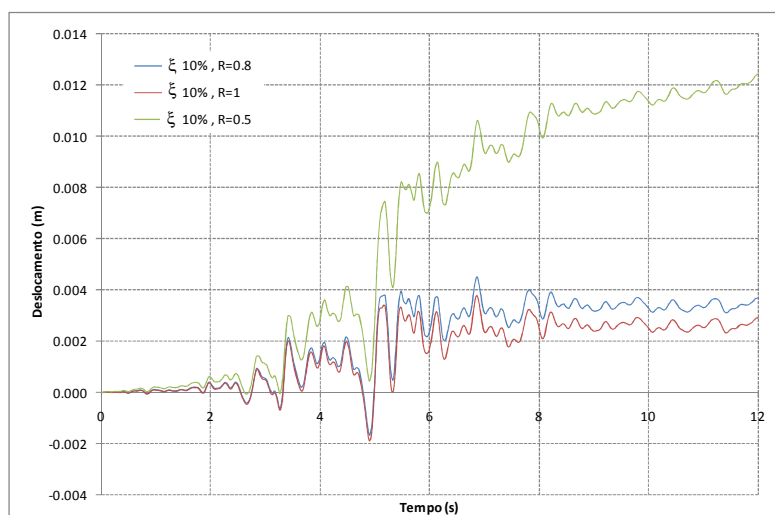


Figura 17: Histórias dos deslocamentos do muro com diferentes propriedades das interfaces, aceleração horizontal máxima do sismo 0.1g e $\xi = 10\%$.

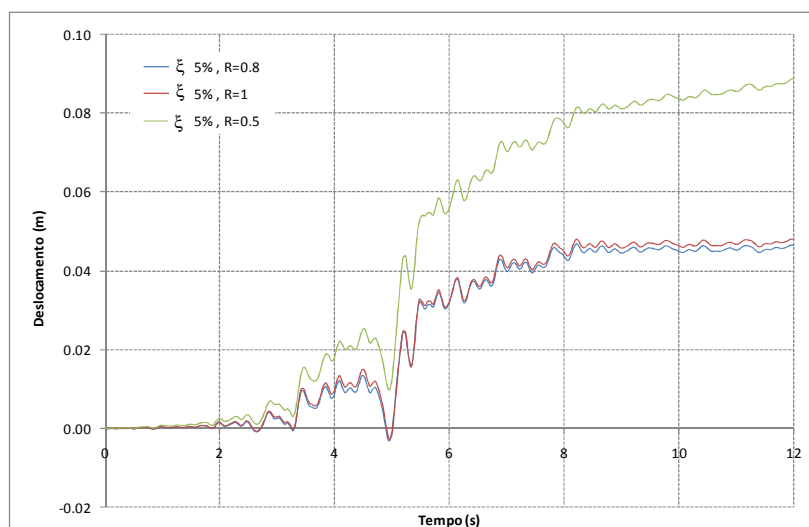


Figura 18: Histórias dos deslocamentos do muro com diferentes propriedades das interfaces, aceleração horizontal máxima do sismo 0.3g e $\xi = 5\%$.

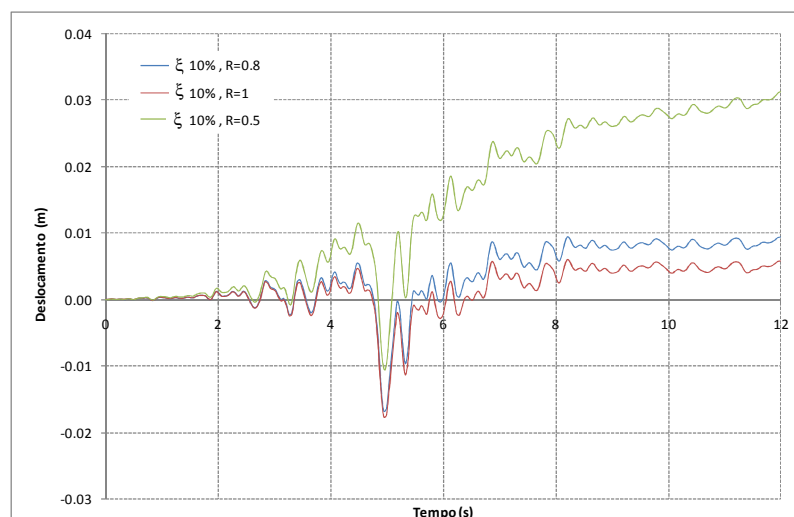


Figura 19: Histórias dos deslocamentos do muro com diferentes propriedades das interfaces, aceleração horizontal máxima do sismo 0.3g e $\xi = 10\%$.

A Figura 20 apresenta a história dos deslocamentos do topo e da base do muro de gravidade, nos 22 segundos do sismo normalizado com 0.3g, considerando $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$, $R_{inter} = 0.5$.

As Figuras 21 e 22 fornecem aproximação da variação com o tempo do coeficiente de empuxo ativo e do ponto de aplicação do empuxo sobre a face do muro de gravidade, respectivamente. Durante o evento, a distribuição das tensões normais atuantes sobre a parede é não-linear, com a variação do ponto de aplicação da força resultante refletindo as influências do movimento de translação e de rotação na resposta dinâmica da estrutura.

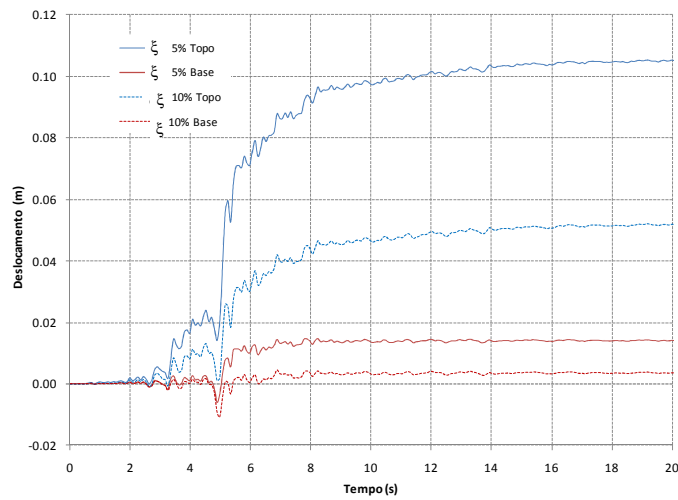


Figura 20: Histórias dos deslocamentos do topo e da base do muro de gravidade, considerando aceleração horizontal máxima do sismo em 0.3g, interface solo-estrutura $R_{inter} = 0.5$.

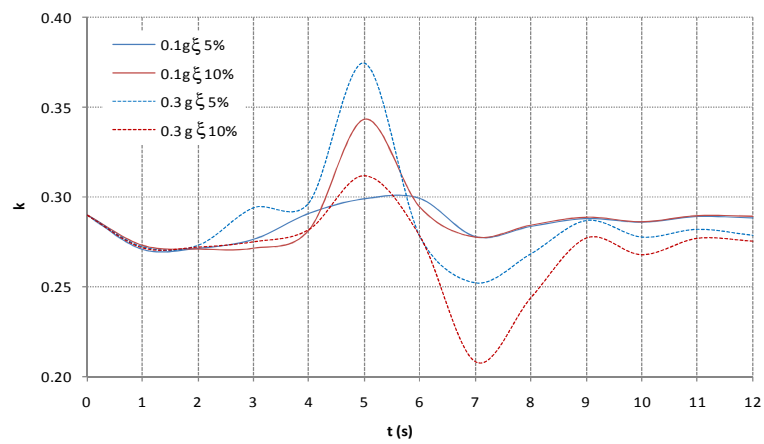


Figura 21: Variação com o tempo do coeficiente de empuxo ativo para aceleração horizontal máxima do sismo 0.1g e 0.3g, com $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$.

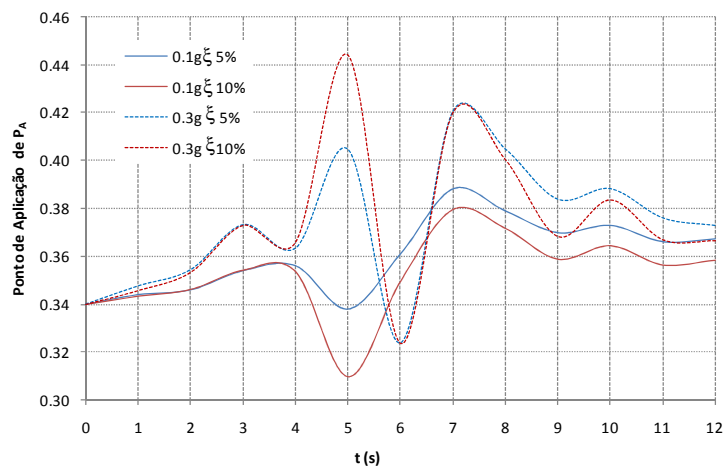


Figura 22: Variação com o tempo do ponto de aplicação do empuxo ativo para aceleração horizontal máxima do sismo 0.1g e 0.3g, com $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$.

6 CONCLUSÕES

- Muros de gravidade são normalmente projetados utilizando ou o método pseudo-estático clássico de Mononobe-Okabe, considerando que a componente dinâmica do empuxo situa-se à distância $0.6H$ a partir da base do muro, ou através do método de Richards-Elms (1979) baseado no método simplificado de Newmark (1965). Uma das principais deficiências do método de Richards-Elms é que não considera os efeitos de rotação da estrutura, mas apenas considera ruptura devido ao deslizamento do muro sobre sua base.
- Há discrepâncias na literatura quanto à localização da componente dinâmica do empuxo. Mononobe-Okabe (1929) assumem implicitamente o valor $0.33H$, enquanto Seed e Whitman (1970) sugerem $0.6H$ e Wood (1973) propõe $0.45H$, onde H é a altura total do muro.
- O método pseudo-estático de Mononobe-Obake apresenta uma variação quase linear dos coeficientes de empuxo com a aceleração horizontal, mostrando boa aproximação com as correspondentes quantidades calculadas através do método dos elementos finitos, resultado também verificado anteriormente por Woodwarth e Griffiths (1996).
- Nesta pesquisa foram determinados valores previstos de deslocamento do muro de gravidade bastante discrepantes entre si, quando calculados pelos métodos de Richards-Elms (1979), Whitman-Liao (1985) e pelo método dos elementos finitos. Observações semelhantes também foram registrados na literatura, indicando que as hipóteses adotadas nos métodos de Richards-Elms (1979) e Whitman-Liao (1985) simplificam bastante o mecanismo do problema.
- Dos gráficos da Figura 21 observa-se que o coeficiente de empuxo varia no tempo em função do comportamento dinâmico do muro.
- Dos gráficos da Figura 22 observa-se que o ponto de aplicação do empuxo sobre o muro também se movimenta, em consequência da influências dos movimentos de translação e de rotação apresentados pela estrutura durante a ocorrência do terremoto.

REFERÊNCIAS

- Bakeer, R. M., Bathia, S. K., Earth Pressure Behind a Gravity Retaining Wall. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 13, 1989.
- Barkan, *Dynamics of Bases and Foundations*. McGraw-Hill, New York, 1962.
- Coulomb C.A., Essai sur une Application des Règles des Maximis et Minimis a Quelques Problèmes de Statique Relatifs a l'Architecture. *Mémoires de l'Academie Royale Divers Savants*, vol. 7, pp. 343 – 387, 1776.
- Hall J., Richart F., Dissipation of Elastic Wave Energy in Granular Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 89, 1963
- Hardin, B. O. The Nature of Damping in Sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 91, SM1, pp. 63-97, 1965.
- Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc, 1996.
- Lysmer, J., Kuhlemeyer, R., Finite Dynamic Model for Infinite Media, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 1969.
- Mononobe N., On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes. *World Engineering Congress*, Tokyo, Japan, v.9, p. 176, 1929.
- Nadim, F., Whitman, R.V., Seismically Induced Movement of Retaining Walls. *Journal of*

- Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 109, n. 7, July 1983, pp. 915–931, 1983.
- Newmark N., Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Géotechnique*, vol. 115, n. 2, pp. 139-160, 1965.
- Okabe S., General Theory on Earth Pressures, *Journal of the Japanese Society of Civil Engineering*, vol. 12, n.1, 1926.
- Pérez More, J.Z., *Análise Numérica de Cortinas Atirantadas em Solos*, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2003.
- Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. *Reference Manual*, version 8.2, 2006.
- Rankine, W., On the Stability of Loose Earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, vol. 147, 1857.
- Richards, R. Jr; Elms, D. G., Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, GT4, v.105, pp. 449-464,1979.
- Seed, H., Whitman R., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads. *Specialty Conference, Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, ASCE, 1970.
- Sherif, M., Fang, Y., K_a Dynamic Earth Pressures on Walls Rotating about the Top. *Soils and Foundations*, 1984.
- Stadler, A. T., *Dynamic Centrifuge Testing of Cantilever Retaining Walls*. PhD Thesis. University of Colorado at Boulder, 1996.
- Stevens, H. W., *Measurement of the Complex Moduli and Damping of Soil under Dynamic Loads*. U.S. Army Cold Regions Research and Eng. Laboratory, 1966.
- Weissmann, G., Hart, R., *Damping Capacity of Some Granular Soils*, ASTM STP No. 305, 1961.
- White, W., S. Valliapan, I.K.Lee., Unified Boundary for Finite Dynamic Models. *J. Eng. Mech.*, ASCE, 103, 949-964, 1977.
- Whitman, R.V., *Stress – Strain – Time Behavior of Soil in One Dimensional Compression*. Rep. R63-25, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1963.
- Whitman, R. V., Liao, S., *Seismic Design of Gravity Retaining Walls*. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1985.
- Whitman, R.V., Seismic Design and Behavior of Gravity Retaining Walls, *Soil Mechanics Specialty Conference*, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE 1990.
- Wong, C., *Seismic Analysis and an Improved Design Procedure for Gravity Retaining Walls*, M.S. Thesis. Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, USA,1982.
- Wood, J. H., *Earthquake Induced Soil Pressures on Structures*. PhD Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, CA, 1973.
- Woodward, P. K., Griffiths, D. V., Comparison of the Pseudo-Static and Dynamic Behavior of Gravity Retaining Walls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1996.
- Zarrabi-Kashani, K., *Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical accelerations and changing inclination of failure surface*, Ms thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 1979.