

5 Análise dinâmica do aterro reforçado

5.1. Sismo de projeto

O território peruano está localizado em uma das regiões de mais alto grau de atividade sísmica do planeta. Castillo e Alva (1993) publicaram o estudo do Perigo Sísmico do Peru, utilizando uma metodologia que integra informações sismotectônicas, parâmetros sismológicos e leis de atenuação regionais para diferentes mecanismos de ruptura. Os resultados foram expressos sob forma de curvas de perigo sísmico, relacionando-se acelerações com a sua probabilidade anual de excedência.

Para um aterro de barragem, conforme critérios de projeto especificados na Tabela 5.1, admite-se um tempo de retorno de 950 anos, com probabilidade de excedência de 10% e vida útil de 100 anos. Nestas condições, para o local previsto da barragem, obtém-se então valores máximos de aceleração ao nível do embasamento rochoso da ordem de 0.28g (Figura 5.1).

Tabela 5.1 - Valores representativos de critérios de projeto considerando movimentos sísmicos.

Tipo de Obra	Vida Útil (t anos)	Probabilidade de Excedência	Tempo de Retorno (anos)
▪ Instalações essenciais com capacidade muito limitada para resistir a deformações inelásticas e perigo de poluição	50 a 100	0.01	<5000
▪ Equipamento de subestação de alta voltagem	50	0.03	1600
▪ Pontes ou viadutos de estradas principais, barragens, aterros reforçados.	100	0.10	950
▪ Tanques de armazenamento de combustível	30	0.05	590
▪ Prédios para moradia.	50	0.10 – 0.20	225-500
▪ Construções provisórias que não ameacem obras de maior importância	15	0.30	40

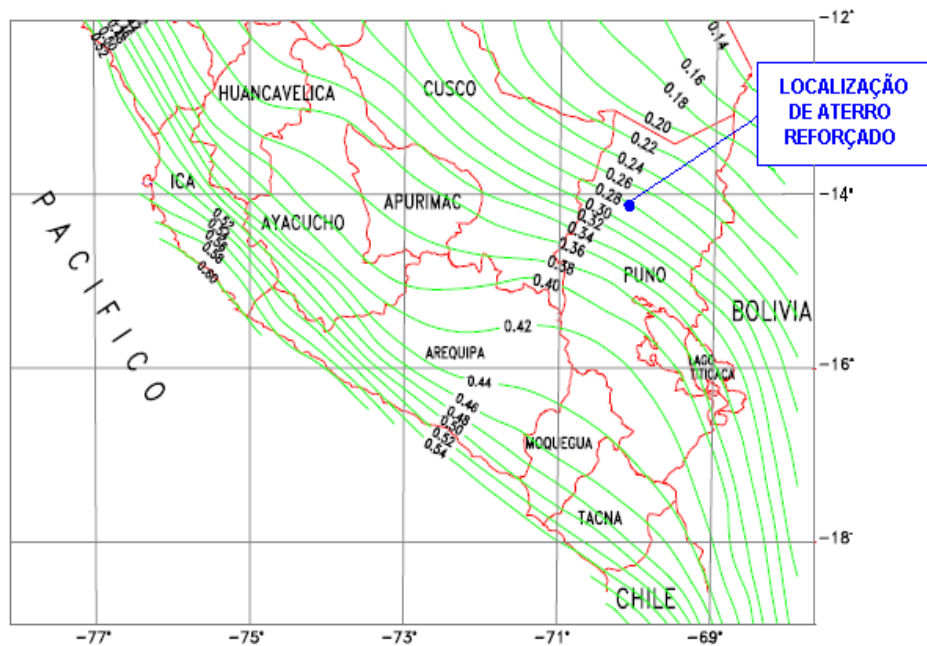


Figura 5.1 - Curvas de isoacelerações para 10% de excedência em 100 anos (Alva e Castillo, 1993), Peru.

Para a análise dinâmica foi considerado o movimento sísmico (história de acelerações) registrado em 23 de junho de 2003 na Estação Moquegua pelo CISMID – PERU (Figura 5.2).

A consideração da aceleração máxima como critério de projeto tem-se, no entanto, revelado muito conservadora (tendo em visto que esta aceleração seria atingida em somente um instante de tempo) e foi então aplicado um fator de redução de 2/3 com o objetivo de estudar-se os efeitos da aceleração média do registro tempo-história ao invés da aceleração máxima. Os valores do acelerograma de Moquegua foram então modificados, normalizando-se o registro para uma aceleração máxima de 0.19g (Figura 5.3).

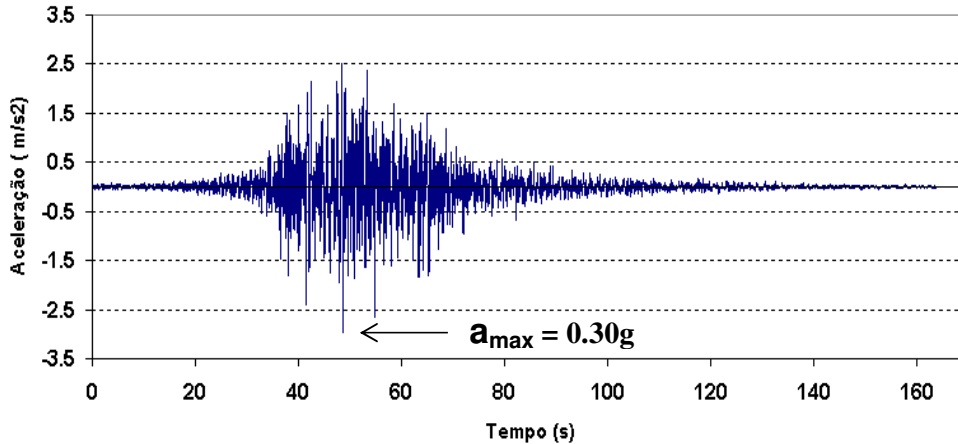


Figura 5.2 - Registro de acelerações do terremoto de Moquegua de 23/06/2003.

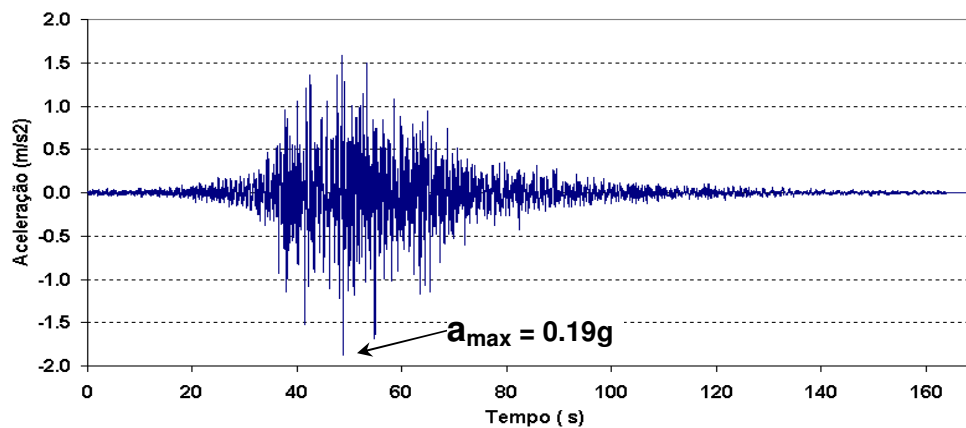


Figura 5.3 - Registro normalizado das acelerações do terremoto de Moquegua de 23/06/2003 em relação à aceleração máxima de 0.19g no embasamento rochoso.

5.2. Perfil de solo

O depósito de solo de fundação tem 41m de profundidade e foi subdividido em 18 camadas (conforme sugestões do programa computacional SHAKE para evitar distorção de propagação de ondas) formadas por materiais com módulo de cisalhamento G_{max} dependente do estado de tensão. Os solos são modelados no contexto dinâmico como materiais lineares equivalentes, com módulo de cisalhamento e razão de amortecimento crítico ajustados em função do nível das deformações cisalhantes. A Tabela 5.2 apresenta as principais propriedades e a localização das camadas de solo no depósito, enquanto que as Figuras 5.4 e 5.5 ilustram as curvas de variação do módulo de cisalhamento e razão de amortecimento crítico para os materiais de rejeito e do botafora, respectivamente.

Tabela 5.2 - Perfil do depósito do solo e respectivas propriedades.

Camada	Profundidade (m)	Material	γ (kN/m ³)	$K_{2,max}$	ν Coeficiente de Poisson	σ_m (kPa)	$G_{máx}$ (MPa)	V_s (m/s)
1	0 - 2	Rejeito	18.5	55	0.30	22.90	57.593	174.7
2	2 - 4	Rejeito	18.5	55	0.30	45.81	81.449	207.8
3	4 - 6	Rejeito	18.5	55	0.30	68.71	99.754	230.0
4	6 - 8	Rejeito	18.5	55	0.30	91.62	115.187	247.1
5	8 - 10	Rejeito	18.5	55	0.30	114.52	128.783	261.3
6	10 - 12	Rejeito	19	60	0.30	138.05	154.245	282.2
7	12 - 14	Rejeito	19	60	0.30	161.57	166.871	293.5
8	14 - 16	Rejeito	19	60	0.30	185.10	178.606	303.6
9	16 - 19	Rejeito	20	60	0.30	213.14	191.658	306.6
10	19 - 22	Rejeito	20	60	0.30	232.08	199.994	313.2
11	22 - 25	Rejeito	20	60	0.30	251.02	207.996	319.4
12	25 - 28	Rejeito	20	60	0.30	269.97	215.702	325.2
13	28 - 31	Rejeito	20	60	0.30	288.91	223.141	330.8
14	31 - 34	Botafora	24	90	0.28	307.85	230.340	336.1
15	34 - 37	Botafora	24	90	0.28	320.34	352.448	379.5
16	37 - 39	Botafora	24	90	0.28	337.19	361.599	384.4
17	39 - 41	Botafora	24	90	0.28	354.04	370.525	389.1
18		Rocha	24		0.22		6386	1615.4

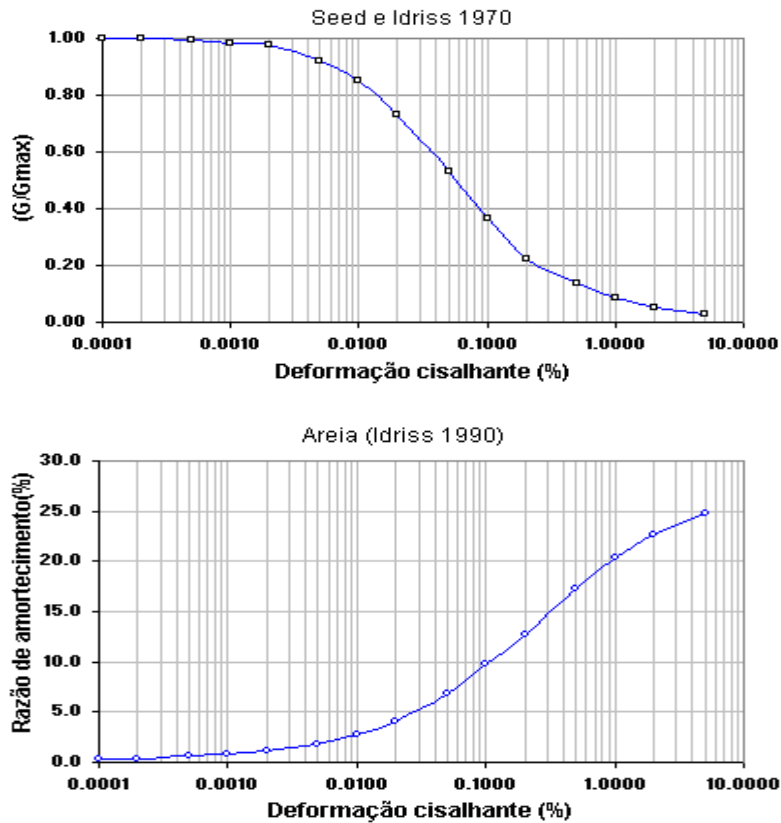


Figura 5.4 – Material do rejeito: curvas de variação do módulo G e da razão de amortecimento para areias (Seed e Idriss, 1970; Idriss, 1990).

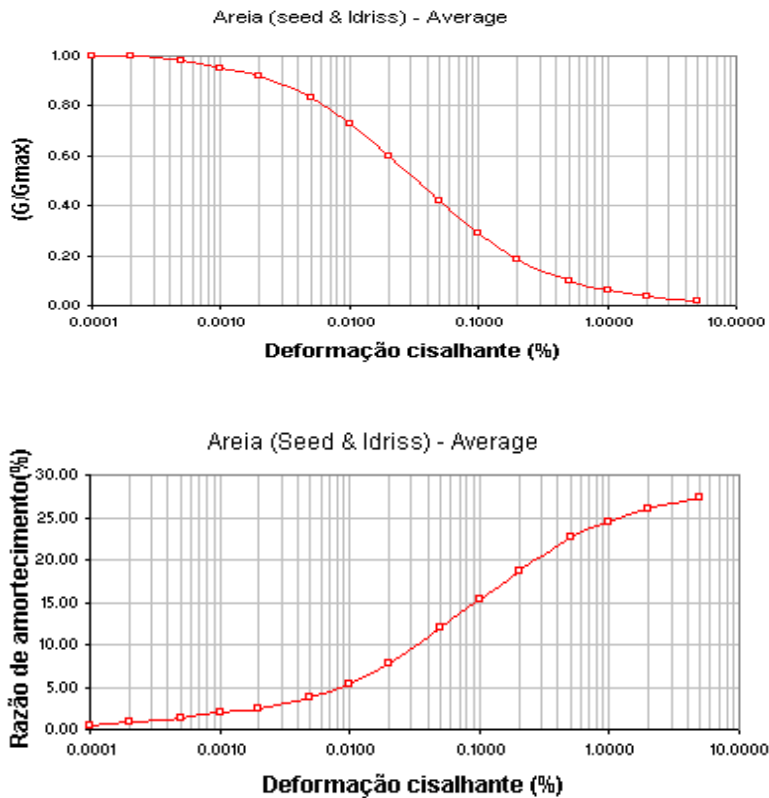


Figura 5.5 – Material do botafora: curvas médias de variação do módulo G e do razão de amortecimento para areias e pedregulhos.

No entanto, a modelagem de todo o depósito de solo exigiria uma malha com um grande número de zonas que demandaria altos recursos de tempo de processamento e de memória. Assim, nesta fase da análise decidiu-se verificar a resposta dinâmica na profundidade de 12m abaixo do topo do aterro (2 m abaixo do pé do talude) através do programa computacional SHAKE (análise 1D) e, em seguida, comparar seus resultados com uma análise 1D similar executada com auxílio do programa FLAC.

Caso os resultados de ambas as análises fossem consistentes, então a próxima etapa da investigação consistiria em utilizar uma malha para o programa FLAC com contorno inferior situado a 2m abaixo do pé do talude (contorno silencioso), onde seria aplicado o carregamento dinâmico correspondente, expresso em termos de tensões cisalhantes.

5.3. Análise 1D com o programa SHAKE

O programa SHAKE é amplamente utilizado em aplicações de engenharia sísmica para determinação da resposta de depósitos de solo formados por camadas de solo horizontais. Em sua formulação, utiliza o modelo linear equivalente.

Os dados de entrada para o programa SHAKE foram os registros do sismo da Figura 5.3 e as propriedades das camadas estão apresentadas na Tabela 5.2 e Figuras 5.4 e 5.5.

A Figura 5.6 mostra o resultado da resposta dinâmica com o carregamento dinâmico aplicado sob forma de história de acelerações na base rochosa situado a 41m de profundidade do topo do aterro. O ponto de controle está localizado na profundidade 12m abaixo da superfície do aterro ou 2m abaixo do pé do talude. Observa-se que, neste caso, a aceleração foi amplificada, passando de 0.19g a 0.34g.

A Figura 5.7 mostra a relação tensão versus deformação cisalhante obtida pelo programa SHAKE, a uma profundidade de 5 m na camada de número 3. É linear a relação entre tensão e deformação, pois o material é considerado elástico, com módulo cisalhante (G) de 51.2 MPa e fator de redução do módulo (G/G_{max}) igual a 0.51. A partir desses dados encontra-se uma razão de amortecimento crítico aproximada de 7.5% na curva correspondente para areias de Seed e Idriss (Figura 5.4) e o valor corresponde à areia siltosa da Tabela 3.2.

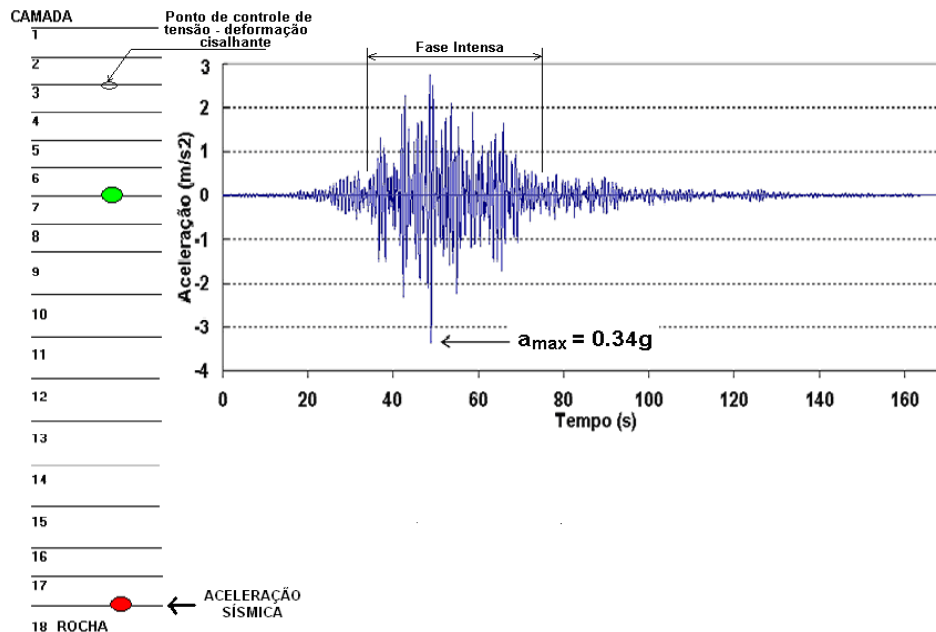


Figura 5.6 – Amplificação da aceleração na profundidade de 12m (SHAKE).

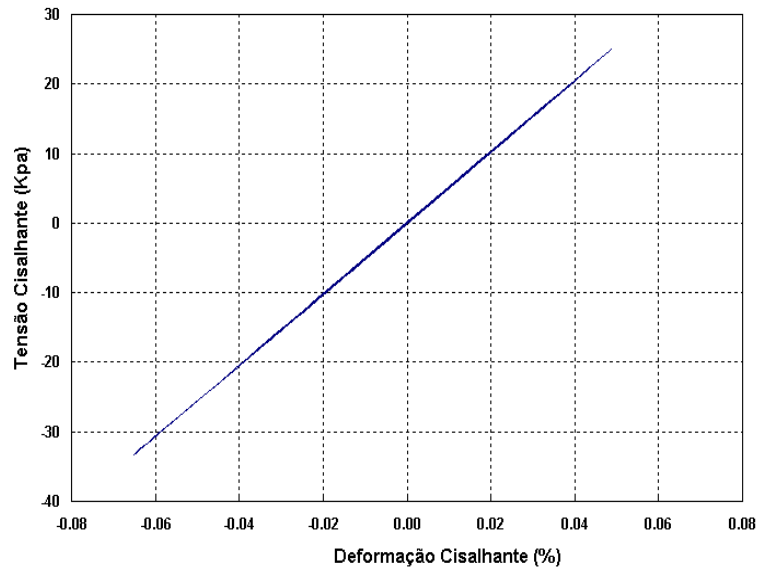


Figura 5.7 – Relação da tensão versus deformação cisalhante no material da camada 3 do aterro (SHAKE).

5.4. Análise 1D com o programa FLAC e amortecimento histerético

A simulação é agora novamente repetida com o programa computacional FLAC, considerando amortecimento histerético para todos os materiais do perfil de solo em análise unidimensional.

O modelo constitui-se de uma coluna de 41m de profundidade (Figura 5.8), com zonas elásticas de 0.85m de altura e propriedades semelhantes às empregadas anteriormente na análise com o programa SHAKE. O valor de 0.85m da altura das zonas foi estabelecido em função da condição de restrição expressa pela equação 3.9. O movimento vertical é restrito nos contornos laterais do modelo. O registro de acelerações horizontais (Figura 5.3) é aplicado na base da coluna.

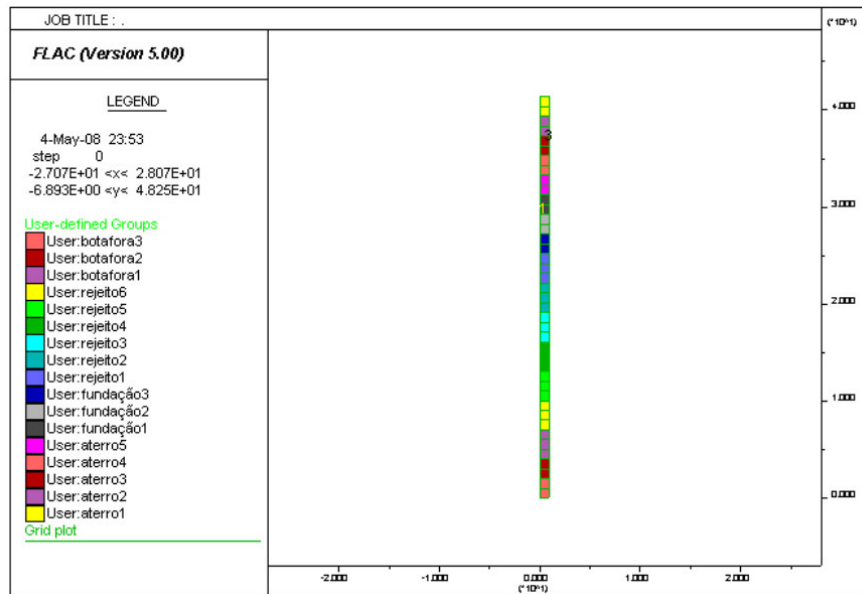


Figura 5.8 - Modelo unidimensional utilizado no FLAC.

O amortecimento histerético é adicionado neste modelo através da aproximação de uma função analítica do módulo tangente para (G/G_{max}) versus deformação cisalhante semelhante às curvas obtidas por Seed e Idriss (1970) para as areias.

Foram computados os valores de tensões cisalhantes versus deformações cíclicas em diferentes pontos de interesse, bem como da razão de amplificação de acelerações, com o objetivo de comparar estes resultados numéricos com aqueles obtidos previamente através do programa SHAKE.

Na Figura 5.9 observa-se que para pontos situados a 12m de profundidade do topo do talude, a amplificação da aceleração máxima calculada com o programa FLAC foi igual a 0.36g enquanto que pelo programa SHAKE este valor foi de 0.34g, valores bastante próximos entre si.

Na Figura 5.10, para o ponto situado a 5m de profundidade do topo do aterro, na camada de número 3, é mostrada a história de tensões cisalhantes versus deformações cisalhantes obtida com a função FISH shrstr37 (anexo I), com ilustração dos laços de histerese entre os ciclos de carregamento e descarregamento.

É evidente que os gráficos das Figuras 5.7 e 5.10 não coincidem, o primeiro dos quais não exibindo aparentemente os efeitos do amortecimento histerético. A possibilidade de explicar estas diferenças vem do fato, já mencionado no Capítulo 3, de que no programa SHAKE a curva de amortecimento histerético reproduz diretamente os resultados de ensaios (Seed

e Idriss, 1970) enquanto que no programa FLAC o amortecimento é calculado teoricamente com base na função de degradação do módulo de cisalhamento, este sim retirado de observações experimentais de laboratório.

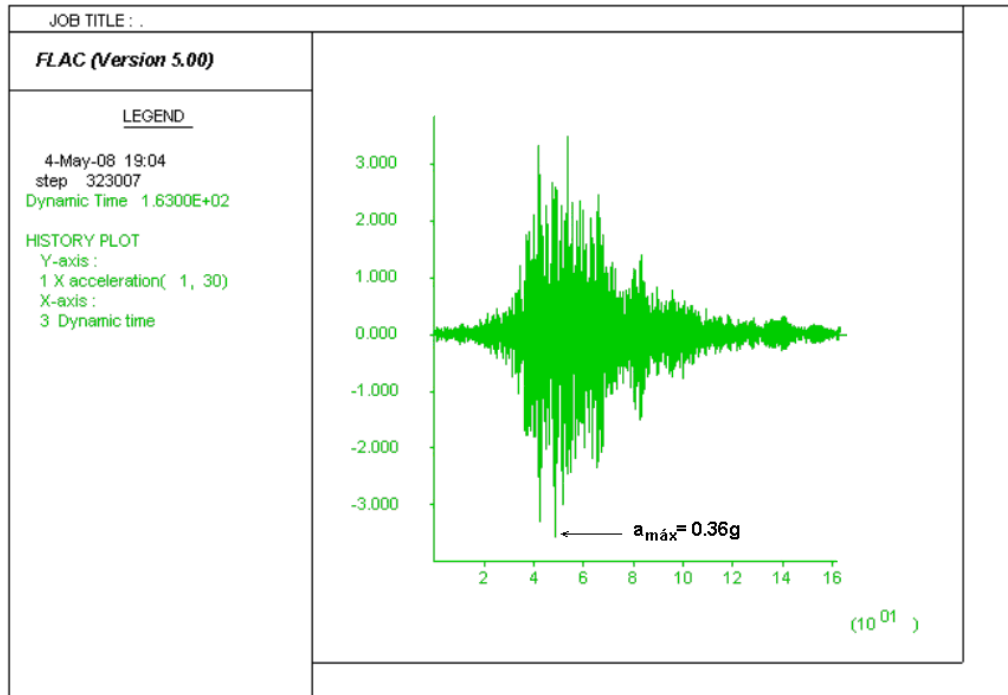


Figura 5.9 - Resposta das acelerações na profundidade de 12m (FLAC).

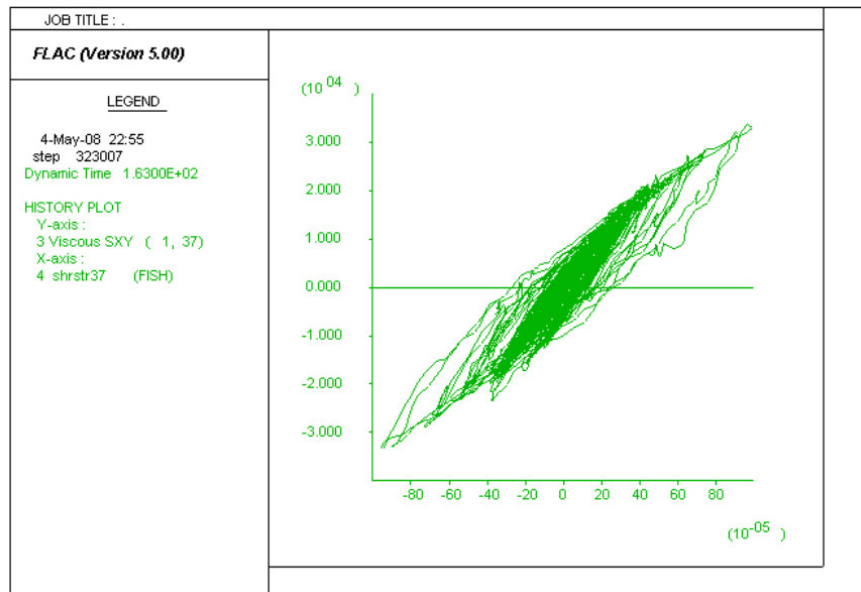


Figura 5.10 - Tensão cisalhante versus deformação cisalhante na camada de número 3, a 5m de profundidade do topo do aterro (FLAC).

5.5. Modelagem dinâmica do aterro reforçado com FLAC

5.5.1. Propriedades dos solos e reforços

As propriedades do aterro reforçado usadas nas análises dinâmicas foram apresentadas na Tabela 5.2 e complementadas pelas Tabelas 5.3 e 5.4 abaixo.

Tabela 5.3 - Propriedades do solo de fundação e aterro.

Propriedades	Fundação	Aterro
Massa específica (kg/m ³)	1938	1887
Coefficiente de Poisson, ν	0.30	0.30
Ângulo de atrito (°)		30
Módulo de cisalhamento G (MPa)	824.5	Função FISH
Modulo deformação volumétrica K (MPa)	1786.42	Função FISH

Tabela 5.4 - Propriedades das geogrelhas.

Geogrelha	Resistência à tração kN/m	Rigidez a 2% de deformação (kN/m)	Módulo de Elasticidade (kPa)
Camadas 1 – 3 (Inferior)	200	1910	191x10 ³
Camadas 4 - 9	150	1510	151x10 ³

A variação com a tensão normal octaédrica do módulo de cisalhamento máximo foi estimada nas diversas zonas do aterro com base em uma função FISH para avaliar as expressões de Seed e Idriss (equação 2.11). Uma vez conhecidos G_{\max} e ν em cada zona, os correspondentes valores do módulo de deformação volumétrica K podem ser obtidas através de relação estabelecida pela teoria da elasticidade linear.

O valor da massa específica do reforço, necessário para as análises dinâmicas, foi considerado igual a $\rho = 1200 \text{ kg/cm}^3$.

5.5.2. Malha, condições de contorno, tamanho de zonas

O paramento do talude de aterro, de 1.33m de largura, foi admitido como um material elastoplástico com as mesmas propriedades do aterro, mas exibindo coesão $c = 30 \text{ kPa}$.

A uma região da malha com largura de 3m, próxima ao contorno lateral esquerdo, foi atribuída propriedades iguais à do aterro mas com coesão muito grande e equivalente a $8 \times 8 \cdot 10^{12}$ Pa. Este procedimento foi necessário para prevenir a ocorrência de escoamento plástico junto ao contorno esquerdo pois o FLAC não admite a utilização de contorno de campo livre no contato quando há existência de fluxo plástico.

A análise dinâmica do modelo de aterro reforçado sujeita à ação sísmica foi realizado usando um modelo numérico com a mesma altura (H) e número de camadas de reforço descritas para o caso das análises estáticas mencionadas na seção anterior. A malha para o estudo dinâmico está ilustrada na Figura 5.11, considerando-se uma fundação com apenas 2m de profundidade.

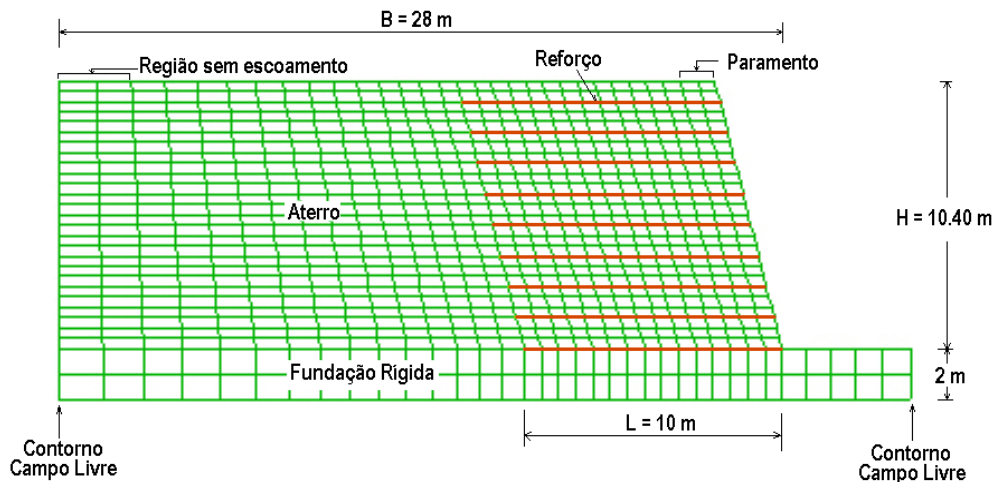


Figura 5.11 - Malha numérica do modelo no FLAC.

Neste problema considera-se que o solo de fundação se estende até a profundidade de 41m, necessitando-se, portanto, da utilização de um contorno silencioso na base inferior da malha de modo a absorver as ondas refletidas pelo talude e superfície do terreno.

A Figura 5.12 mostra os diferentes tipos de materiais e tipos de contorno empregados na análise dinâmica do aterro reforçado através do programa computacional FLAC v.5.

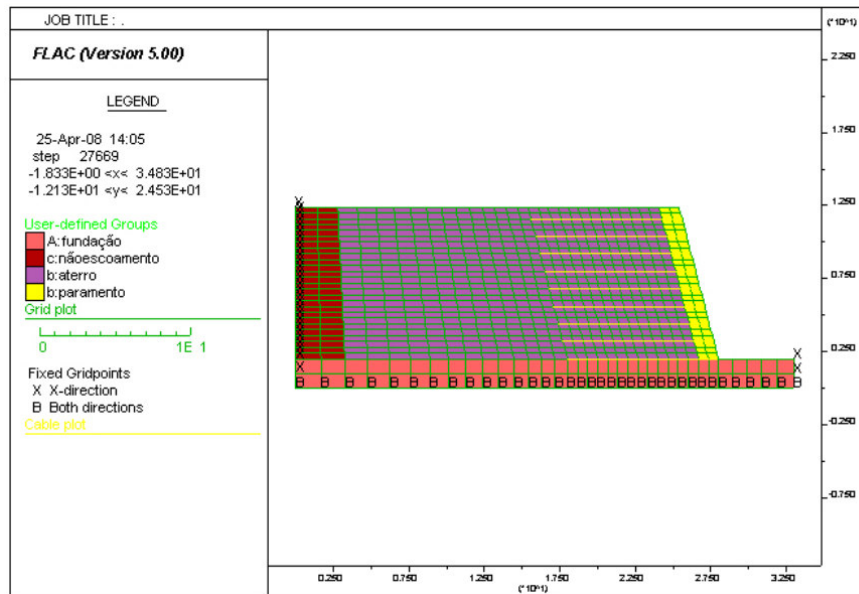


Figura 5.12 - Modelo do aterro reforçado com materiais e condições de contorno indicados (FLAC).

O tamanho da zona na direção de propagação da onda é limitado pela equação 3.9, resultando em

$$\Delta y \leq \frac{v_s}{10f} \quad (5.1)$$

$$\Delta y \leq \frac{87.05 \text{ m/s}}{10 * 7.30 \text{ Hz}} = 1.19 \text{ m}$$

No entanto, o tamanho da maior zona do modelo foi de 0.40m no aterro e 1m na fundação, inferiores ao limite máximo de 1.19m estabelecido acima. A Tabela 5.5 mostra os resultados dos cálculos executados.

Tabela 5.5 - Cálculo de tamanho máximo da zona (elemento).

Camada	ρ (kg/m ³)	$G_{\text{máx}}$ (kPa)	V_s (m/s)	f Hz	$\Delta y_{\text{máx}}$ (Zona) (m)	$\Delta y_{\text{máx}}$ (zona) escolhido (m)
Fundação	1938	824.500	652.26	7.30	8.93	1.00
Aterro	1887	14.300	87.05*	7.30	1.19	0.40

* Menor velocidade de onda cisalhante na zona do aterro.

5.5.3. Filtragem

Para a análise dinâmica com o programa FLAC somente a fase intensa de 40 segundos de duração foi considerada, conforme mostra a Figura 5.13.

Antes de aplicar este registro como carregamento sísmico do problema, o acelerograma deve ser filtrado para remover as componentes de alta frequência. O registro obtido na profundidade 2m abaixo do pé do talude com o programa SHAKE apresentou aceleração máxima de 0.34g, conforme Figura 5.13. Na Figura 5.14 observa-se que o espectro de acelerações correspondente apresenta frequências que excedem ao valor 12 Hz.

Considerando-se uma frequência de corte de 7.3 Hz, 99% da potência é ainda mantida para as análises dinâmicas subseqüentes. A filtragem do registro de acelerações pode ser feita através de um filtro passa-baixo ou pelo emprego da Transformada Rápida de Fourier (FFT) na rotina FILTER.FIS disponível na biblioteca FISH.

As Figuras 5.15 e 5.16 são semelhantes às Figuras 5.13 e 5.14, mas considerando-se os efeitos do filtro que remove as acelerações superiores à 7.3 Hz.

5.5.4. Correção da linha base

A função *FISH INT.FIS* integra o registro de acelerações filtradas da Figura 5.15 para produzir as correspondentes histórias de velocidades e deslocamentos. Contudo, o deslocamento observado após o término deste processo de integração resultou em um valor residual aproximado de -0.7085 m. A correção da linha base é executada acrescentando uma onda senoidal de baixa frequência ao registro das velocidades. Os parâmetros que descrevem esta onda são ajustados de forma que o deslocamento final torne-se nulo. A história de velocidades e deslocamentos, com e sem correção da linha base, estão mostradas nas Figuras 5.17 e 5.18.

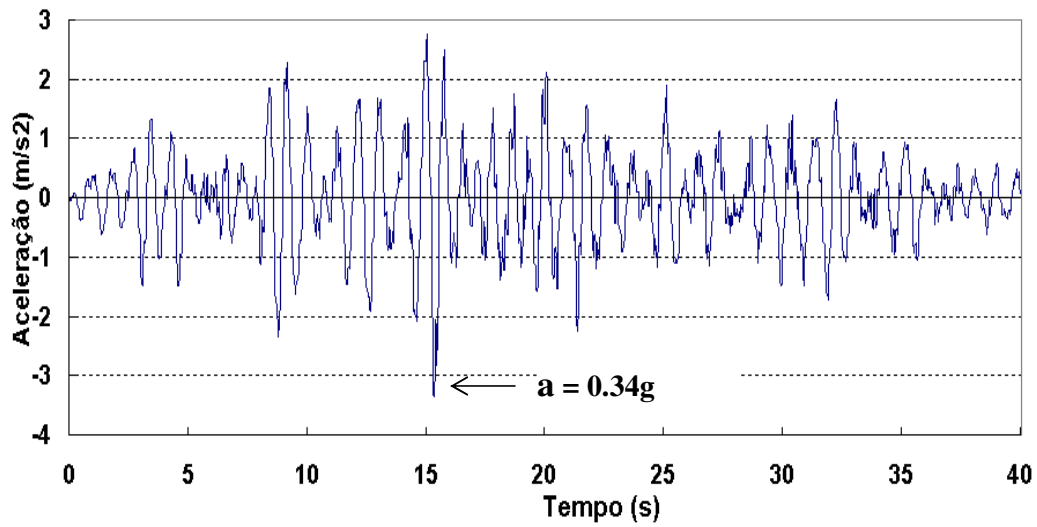


Figura 5.13 – História de aceleração horizontal na fase intensa do sismo.

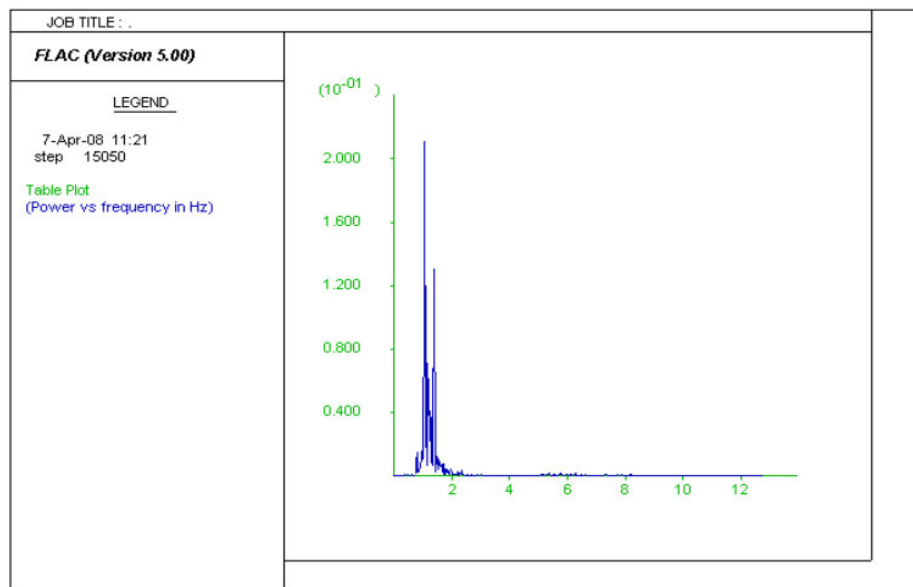


Figura 5.14 - Espectro de potência do registro de acelerações da Figura 5.13 (FLAC).

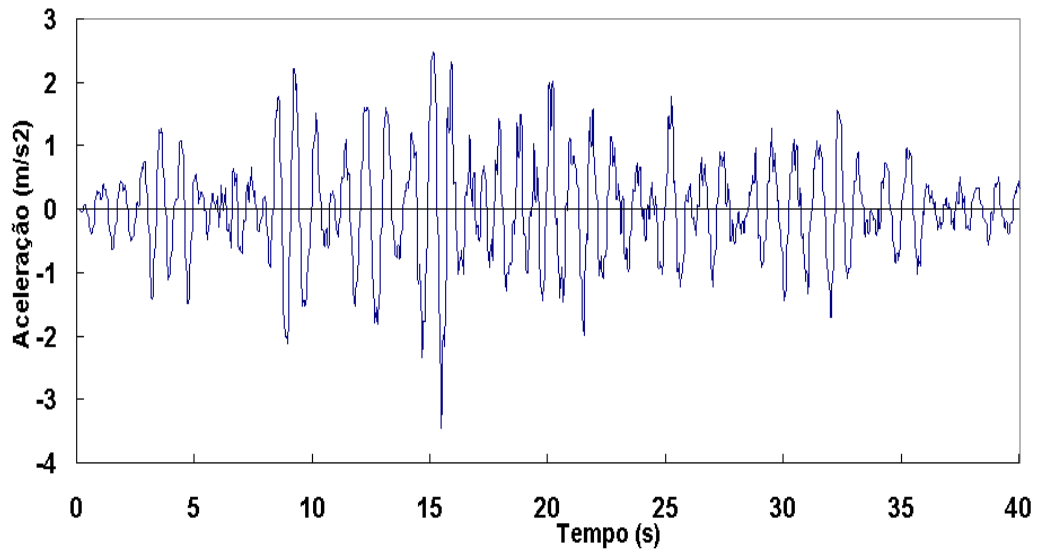


Figura 5.15 – História de aceleração horizontal na fase intensa do sismo considerando filtro de 7.3 Hz.

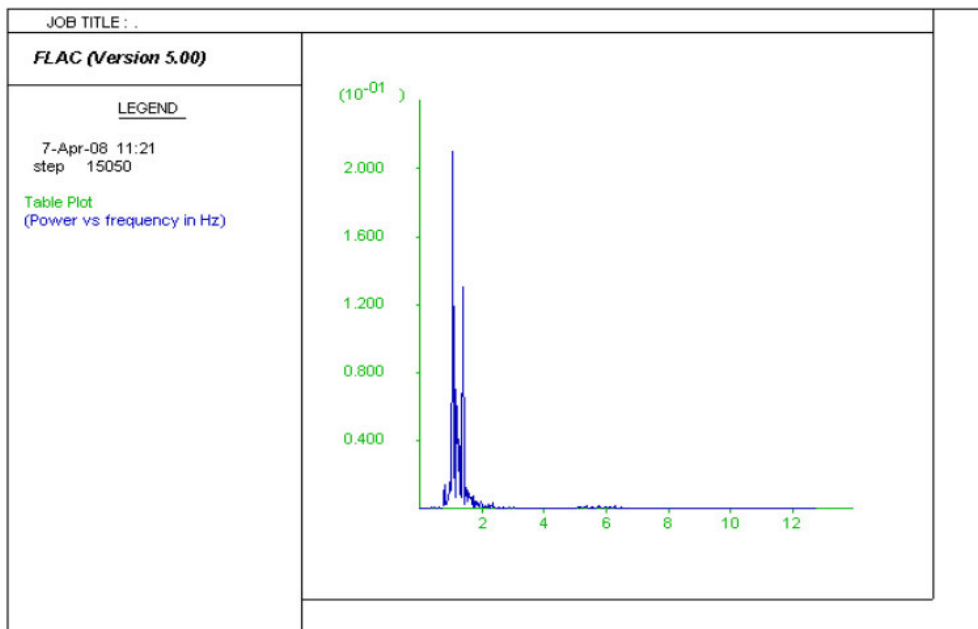


Figura 5.16 - Espectro de potência do registro de acelerações da figura 5.15 considerando filtro de 7.3 Hz.

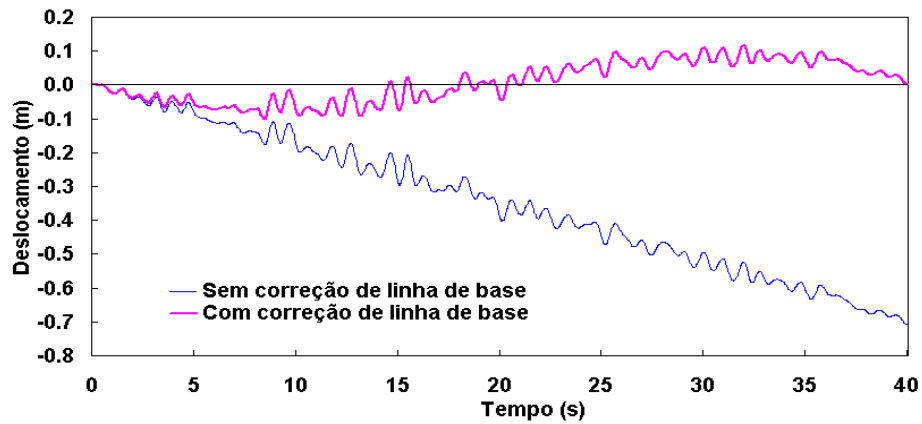


Figura 5.17 – História dos deslocamentos com linha base corrigida e não corrigida (FLAC).

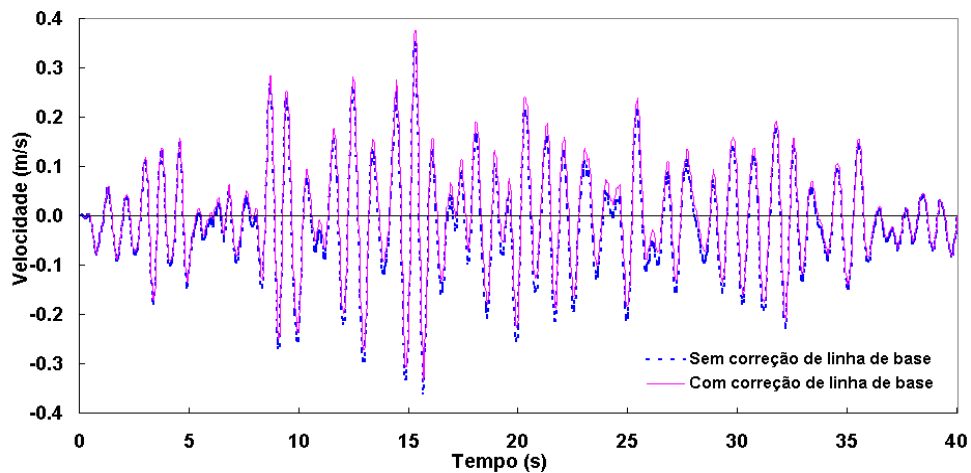


Figura 5.18 - História das velocidades com linha base corrigida e não corrigida (FLAC).

5.5.5. Carregamento dinâmico

Para aplicar um carregamento dinâmico sobre contorno silencioso (como na base inferior do modelo da Figura 5.12) este deve ser especificado em termos de forças ou tensões, porque os efeitos do contorno silencioso poderiam ser anulados caso o carregamento fosse especificado em termos de acelerações ou velocidades.

O registro de velocidades filtrado, e com correção da linha base, conforme Figura 5.18, é convertido em um registro de tensões cisalhantes de acordo com as equações seguintes:

$$\sigma_s = a(\rho C_s)v_s \quad (5.2)$$

$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \quad (5.3)$$

onde:

σ_s = tensão cisalhante aplicada

ρ = massa específica

C_s = velocidade de propagação de ondas S

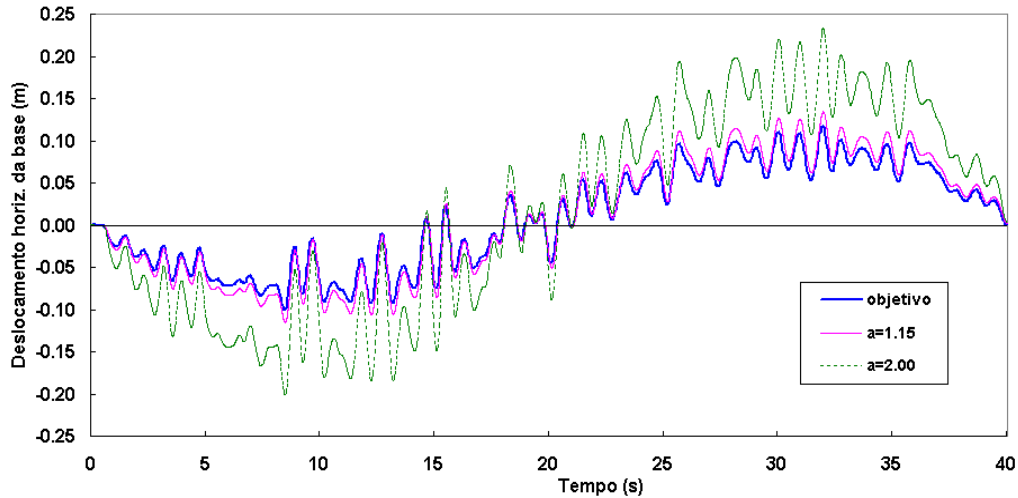
v_s = velocidade horizontal da partícula.

O fator $a = 2$ na equação (5.3) leva em conta que para um meio elástico linear, isotrópico, homogêneo e semi-infinito, metade da energia de deformação é absorvida pelo contorno viscoso.

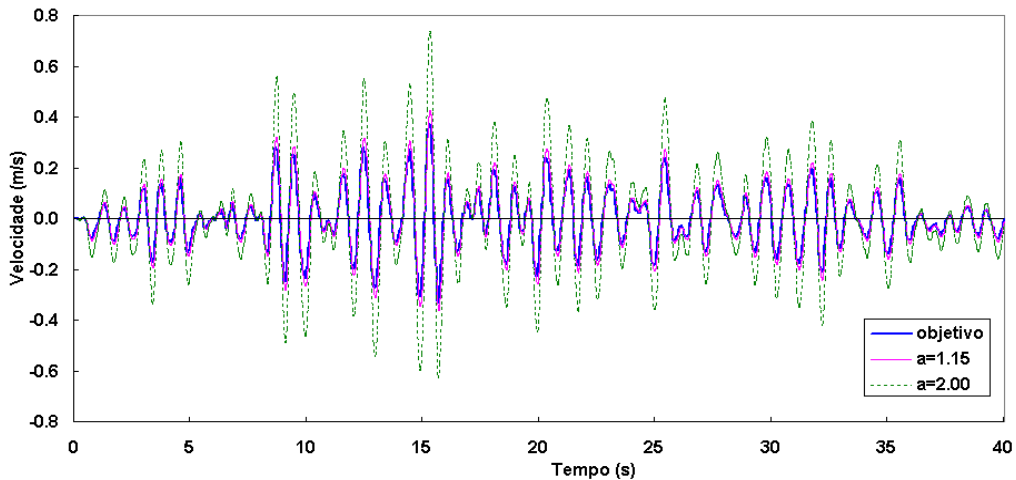
O valor da constante “ a ” deve ser monitorado durante as análises dinâmicas porque pequenos ajustes em seu valor podem ser necessários para o problema dinâmico particular sendo investigado. É necessário que o valor da constante “ a ” produza velocidades na base do modelo (contorno silencioso) iguais àsquelas da história de velocidades do sismo corrigido (Figura 5.18).

A Figura 5.19 ilustra a história dos deslocamentos e velocidades horizontais na base do modelo da Figura 5.11 para distintos valores de “ a ”, considerando a aplicação do mesmo registro de tensões cisalhantes no contorno inferior da malha. Pode ser observado que para $a = 2$ as diferenças são significativas entre os valores determinados com base na equação (5.3) e os valores diretamente obtidos a partir dos registros das histórias de deslocamentos e das velocidades horizontais. Já para $a = 1.15$ ambos os registros tendem a concordar de modo mais satisfatório.

O ajuste para converter o registro de velocidades em um registro de tensão cisalhante foi feito considerando o valor da constante $a = 1.15$ na equação (5.2).



(a)



(b)

Figura 5.19 - Ajuste necessário para concordar os registros de ondas de velocidades e de ondas de tensões cisalhantes (a) na base de modelo, em função dos deslocamentos horizontais; b) na base do modelo, em função das velocidades horizontais.

5.5.6. Freqüência fundamental do sistema

Antes de aplicar diversos tipos de amortecimento do material, uma análise da resposta dinâmica do sistema não-amortecido é executada para determinação de sua freqüência fundamental. Velocidades são monitoradas em diferentes pontos do solo de aterro e dos elementos de reforço. Com estes registros de velocidade, análises posteriores com o emprego da Transformada Rápida de Fourier (FFT) permitem então determinar a freqüência dominante que, para este problema, foi igual a 1.048 Hz. O conhecimento deste valor é

necessário para a definição dos parâmetros de Rayleigh em algumas das análises dinâmicas onde se empregou o amortecimento de Rayleigh.

As Figuras 5.21 e 5.22 mostram o resultado do registro de velocidades horizontais e o respectivo espectro de potência para o ponto (15,15) do aterro, situado atrás da região de reforço.

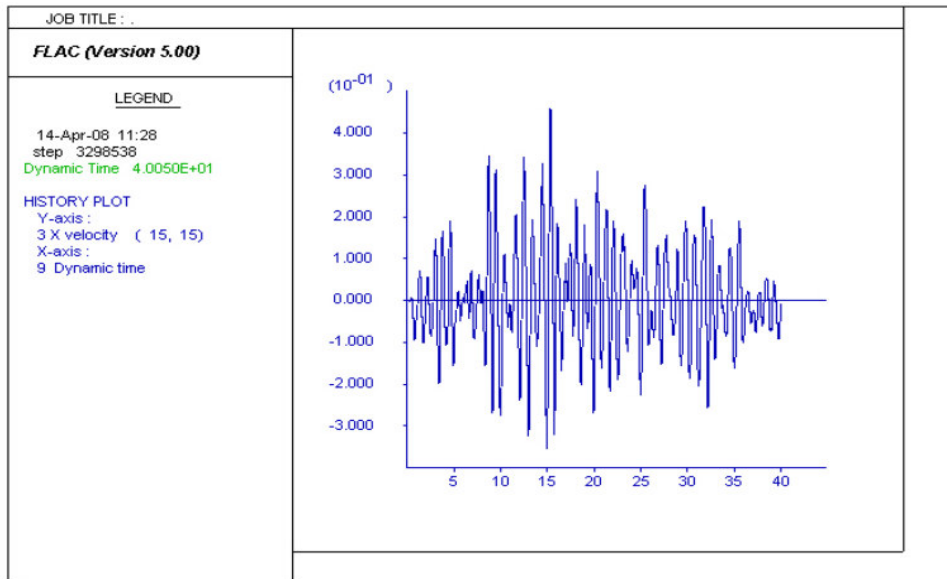


Figura 5.20 – História das velocidades horizontais (m/s) não-amortecidas no ponto nodal (15,15) usando FLAC.

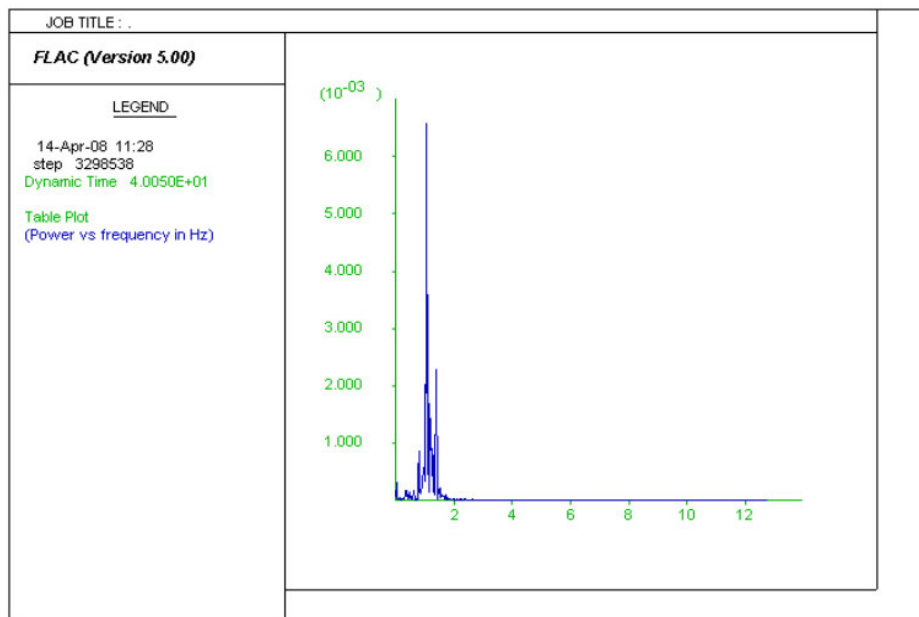


Figura 5.21 - Espectro de potência das velocidades horizontais não-amortecidas no ponto nodal (15,15). Freqüência fundamental = 1.048 Hz.

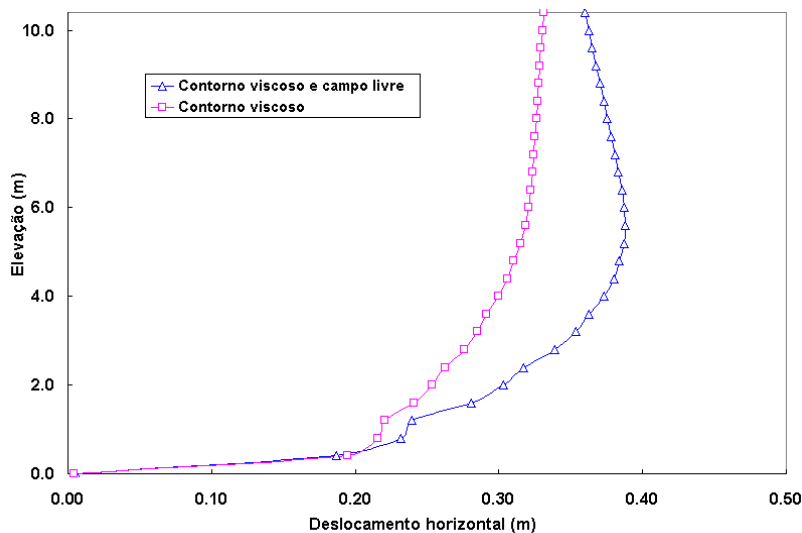
5.6. Resultados da análise dinâmica do aterro reforçado

5.6.1. Influência dos contornos

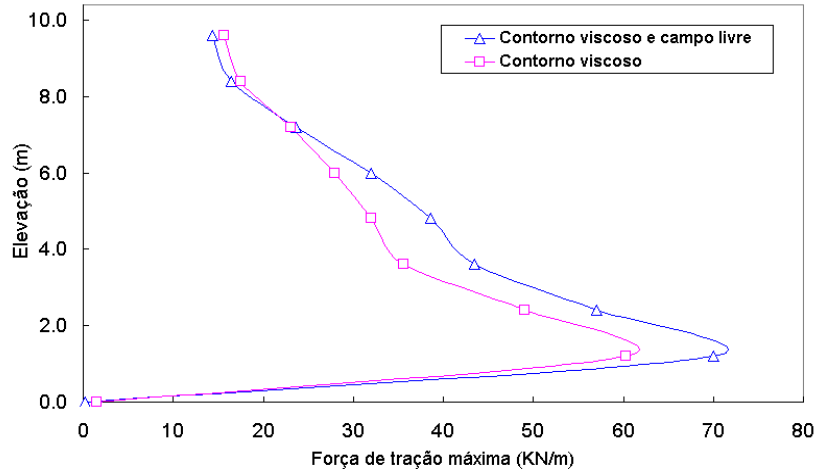
Para investigar a influência da consideração de contornos laterais de campo livre, estes foram substituídos por contornos laterais rígidos em análises dinâmicas do aterro de solo reforçado. O contorno silencioso inferior (contorno viscoso) foi mantido em ambos os tipos de análises.

A Figura 5.22(a) apresenta os deslocamentos horizontais observados no final do terremoto na face do talude de aterro reforçado, admitindo-se primeiro a existência de contornos laterais de campo livre e contorno inferior viscoso, e segundo considerando contornos laterais rígidos e contorno inferior viscoso. Como esperado, os deslocamentos são maiores com contornos laterais de campo livre e contorno inferior viscoso, onde a distribuição dos deslocamentos apresentou um significativo *embarrigamento* na altura média do aterro, conforme mostra a Figura 5.22a.

A Figura 5.22b mostra o resultado das forças de tração máximas nas camadas do reforço ao final do terremoto, notando-se que para a situação de contornos laterais de campo livre as maiores forças atuam nas camadas intermediárias do reforço, atingindo o valor de 70 kN/m na segunda camada, um valor 10% maior do que aquele obtido considerando o modelo de contorno laterais rígidos e contorno inferior viscoso.



(a)



(b)

Figura 5.22 - Influência de introdução de contornos de campo livre: a) na distribuição dos deslocamentos horizontais; b) na distribuição da forças de tração nos reforços.

A Figura 5.23 apresenta os resultados do registro de velocidades em um ponto nodal do topo da região reforçada do aterro. Observe-se que quando são introduzidos contornos viscosos e de campo livre existe uma maior amplificação das velocidades durante o movimento sísmico.

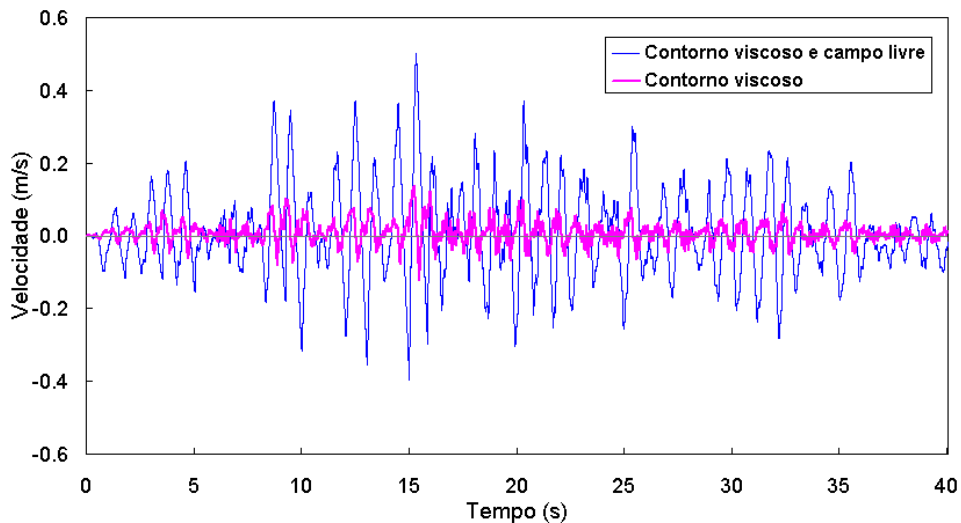


Figura 5.23 - Influência da consideração de contornos de campo livre no registro de velocidades do nó (31,29), do topo do talude.

Bathurst e Hatami (1999) analisaram os efeitos de diferentes condições laterais na resposta sísmica de muros de contenção de solos reforçados e concluíram que as condições de contorno de campo livre fornecem os maiores valores de deslocamentos horizontais da face de um talude, bem como maiores valores das forças de tração ao longo dos reforços, principalmente naqueles situados em alturas intermediárias.

A Figura 5.24 ilustra a distribuição dos contornos de deslocamentos horizontais no aterro reforçado, ao final de uma simulação não-amortecida, considerando condições de contorno laterais de campo livre e de contorno viscoso na parte inferior da malha. Como esperado, observe-se que os maiores deslocamentos ocorrem próximos à face do talude.

A Figura 5.25 ilustra a identificação da potencial superfície de ruptura do talude com base nos contornos de incrementos máximos de deformação cisalhante, enquanto que a Figura 5.26 mostra a distribuição das forças de tração nas camadas de reforço ao final da excitação sísmica.

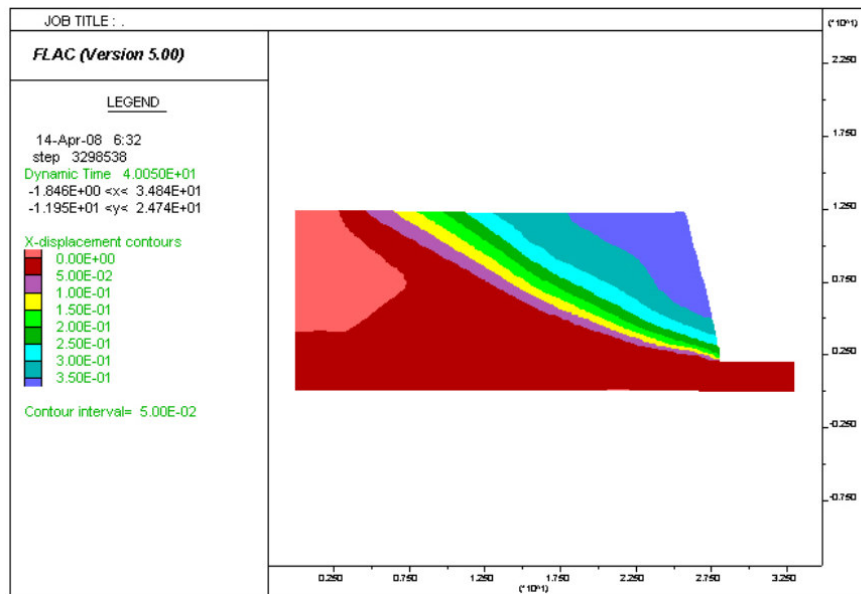


Figura 5.24 - Contornos de deslocamentos horizontais ao final da excitação sísmica. Análise não-amortecida.

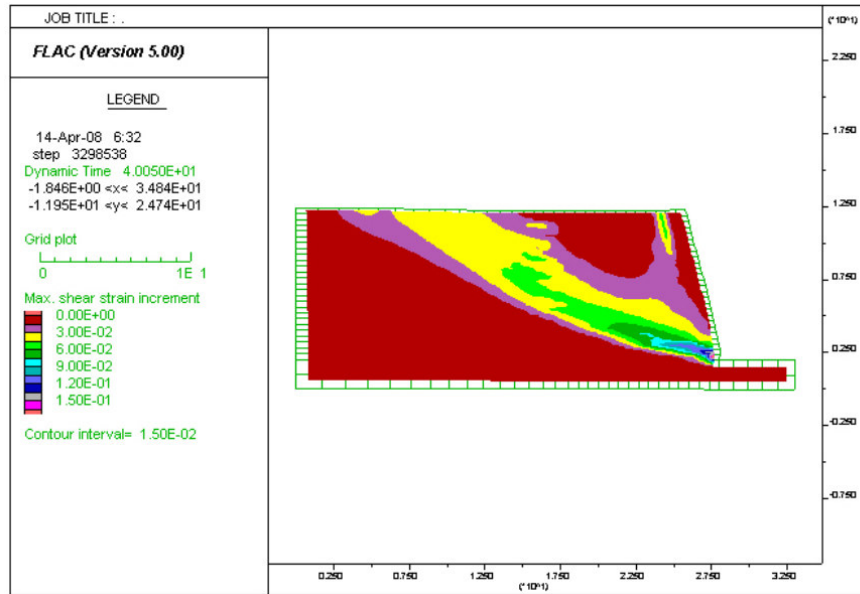


Figura 5.25 - Contorno de máximos incrementos de deformação cisalhante ao final de excitação sísmica. Análise não-amortecida.

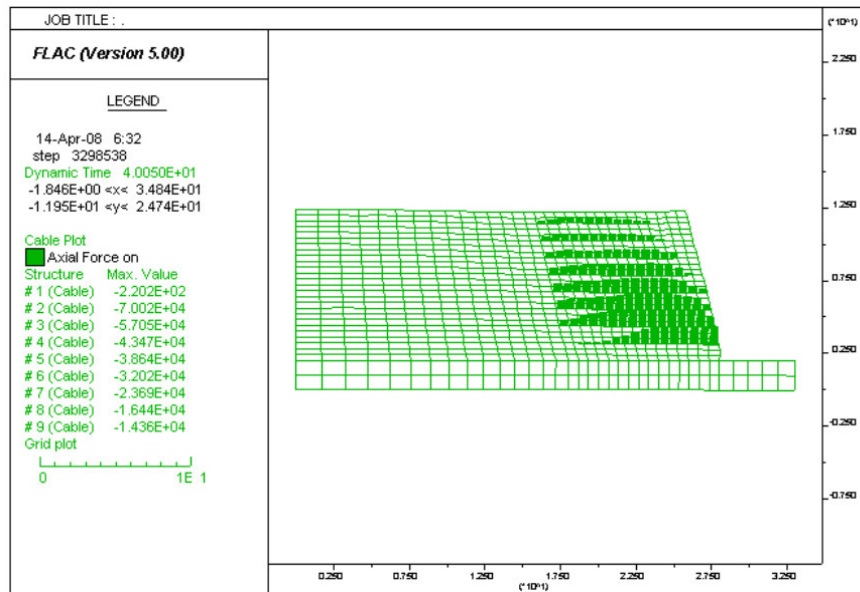


Figura 5.26 – Distribuição de forças de tração nos reforços do aterro ao final da excitação sísmica. Análise não-amortecida.

5.6.2. Influência do amortecimento mecânico

5.6.2.1. Amortecimento de Rayleigh

Uma simulação dinâmica utilizando amortecimento Rayleigh, com frequência dominante de 1.048Hz e razão de amortecimento crítico de 7.5% foi executada no aterro de solo reforçado, durante os 40 segundos da fase intensa do sismo.

As Figuras 5.27, 5.28 e 5.29 mostram alguns dos resultados numéricos obtidos após o final da excitação.

5.6.2.2. Amortecimento histerético

A dissipação de energia em solos é em grande parte de natureza histerética. A simulação anterior do comportamento do aterro reforçado é novamente repetida atribuindo-se parâmetros de amortecimento histerético. A curva de degradação do módulo de cisalhamento é aquela proposta por Seed e Idriss (1970) e mostrada na Figura 3.9. A partir desta, a curva de aumento da razão de amortecimento crítico é obtida de forma teórica pelo programa FLAC v.5.

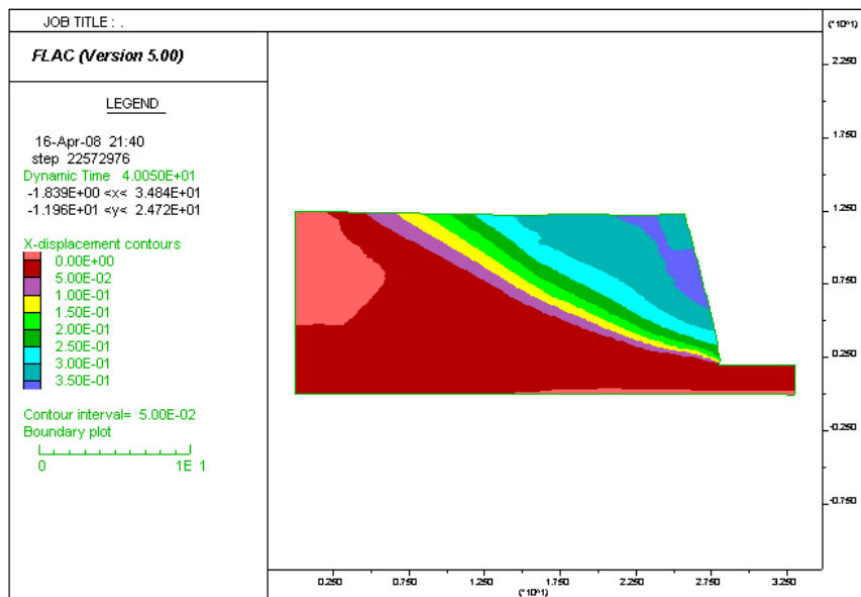


Figura 5.27 - Contorno de deslocamentos horizontais ao final da excitação sísmica. Amortecimento de Rayleigh.

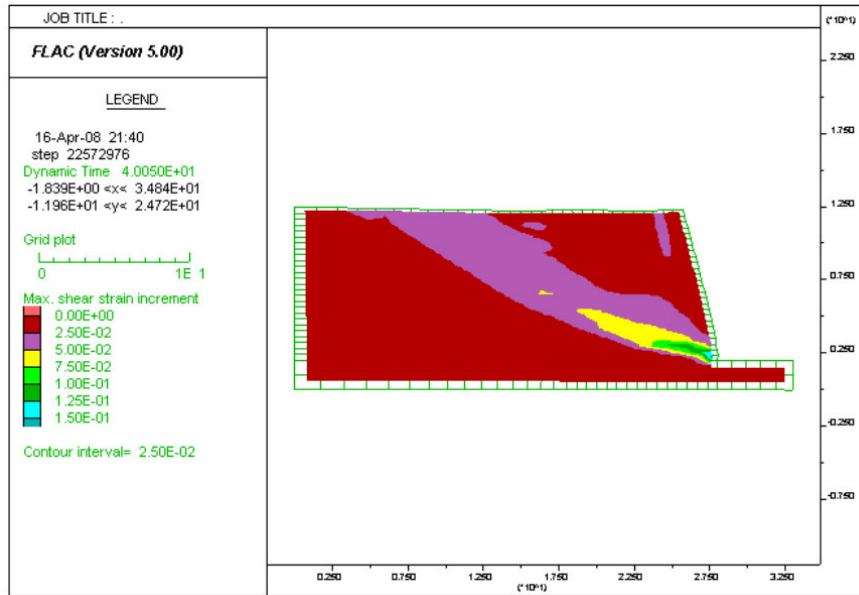


Figura 5.28 - Contornos de incrementos máximos de deformação cisalhante ao final da excitação sísmica. Amortecimento de Rayleigh.

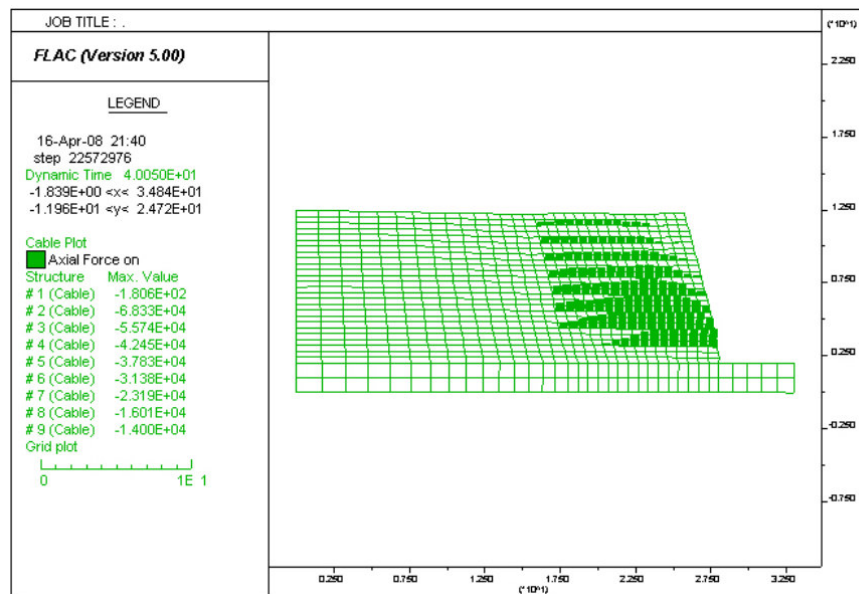


Figura 5.29 - Forças máximas de tração nas camadas de reforço do aterro ao final da excitação sísmica. Amortecimento de Rayleigh.

O amortecimento histerético disponível no FLAC v.5 não fornece suficiente amortecimento para níveis de deformação muito baixos ou para altas componentes de frequência, sendo aconselhável, nestas situações, aliar-se o amortecimento histerético com o amortecimento de Rayleigh. Esta combinação de amortecimentos permite que o número de passos impostos para estabilidade numérica seja reduzido automaticamente, diminuindo assim o tempo de execução do problema no computador.

Os parâmetros do amortecimento de Rayleigh são 0.5% de razão de amortecimento crítico e frequência fundamental $f = 1.048$ Hz.

As Figuras 5.30, 5.31 e 5.32 mostram os efeitos, ao final da excitação sísmica, do amortecimento histerético combinado com amortecimento de Rayleigh. Observa-se na Figura 5.31 a geometria da potencial superfície de ruptura, do tipo bi-linear, com ângulos de elevação de 15° a 30° e maior concentração de deformações cisalhantes na área de ancoragem acima da superfície de ruptura estimada.

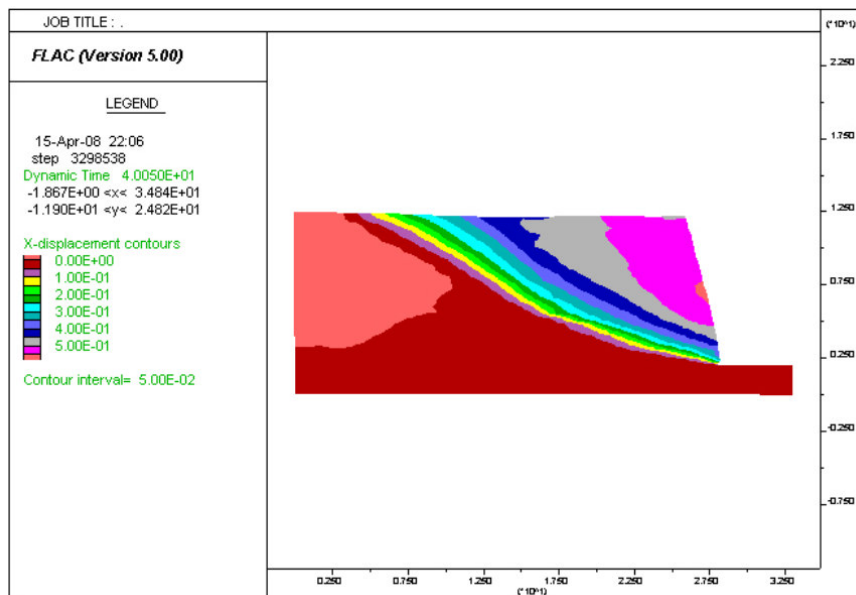


Figura 5.30 - Contornos de deslocamentos horizontais ao final da excitação sísmica. Amortecimento histerético e de Rayleigh (0.5%).

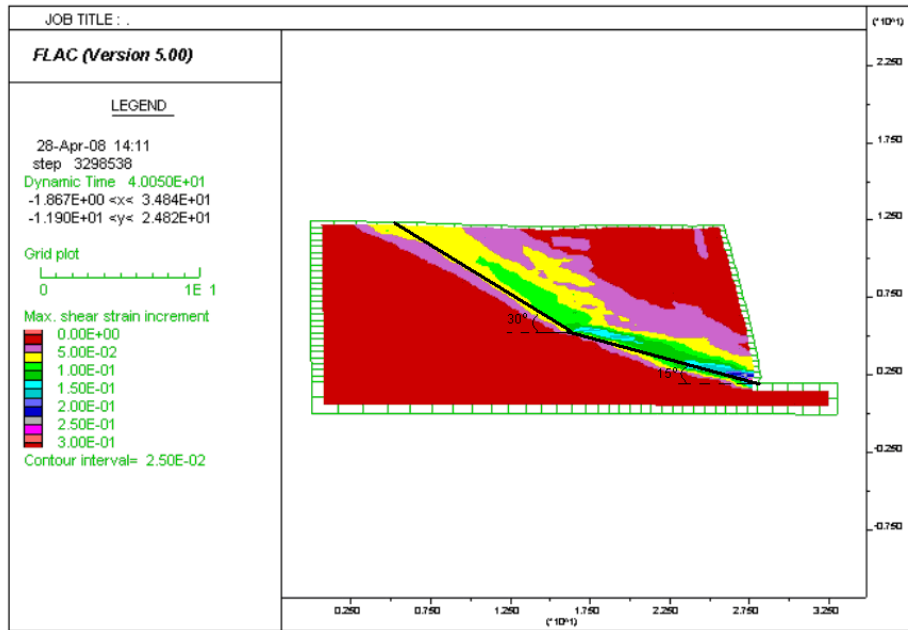


Figura 5.31 - Contornos de incrementos máximos de deformação cisalhante, ao final da excitação sísmica. Amortecimento histerético e de Rayleigh (0.5%).

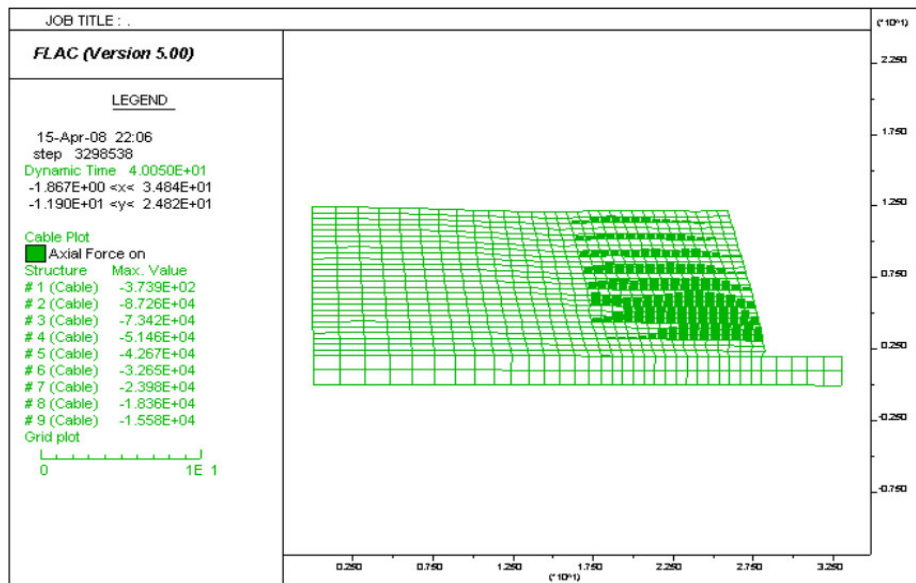


Figura 5.32 - Forças máximas de tração nas camadas de reforço ao final da excitação sísmica. Amortecimento histerético e de Rayleigh (0.5%).

5.6.2.3. Amortecimento Local

O programa FLAC v.5 incorporou em sua implementação um tipo de amortecimento local, concebido originalmente para problemas estáticos, mas que pode ser usado, com cautela, também em análises dinâmicas.

Uma razão de amortecimento crítica de 7.5% foi admitida para o problema em análise e este valor foi substituído na equação 3.20 para definição do coeficiente de amortecimento local.

As Figuras 5.33, 5.34 e 5.35 apresentam os resultados da simulação do aterro reforçado considerando amortecimento local. Observe-se que estas figuras mostram resultados bastante semelhantes com aqueles obtidos considerando-se somente o amortecimento de Rayleigh.

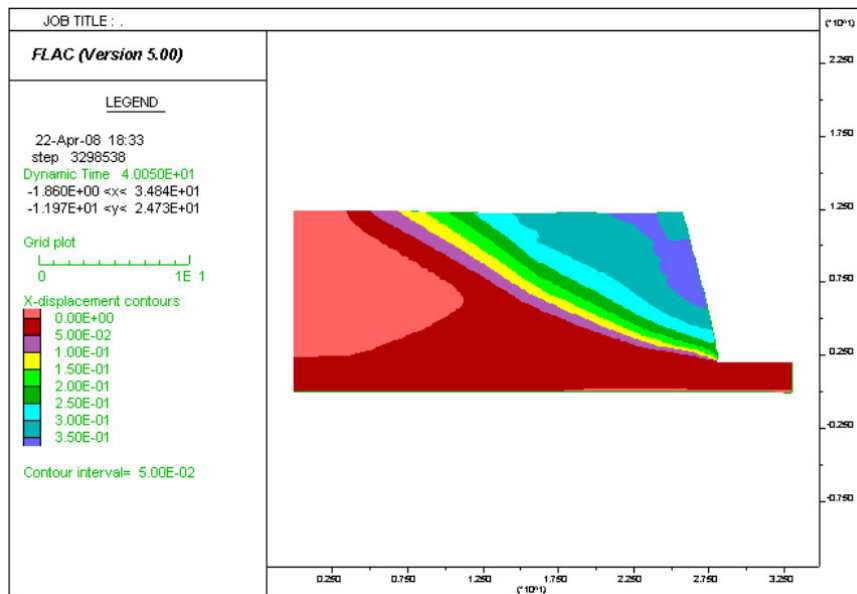


Figura 5.33 - Contornos de deslocamentos horizontais ao final da excitação sísmica. Amortecimento local.

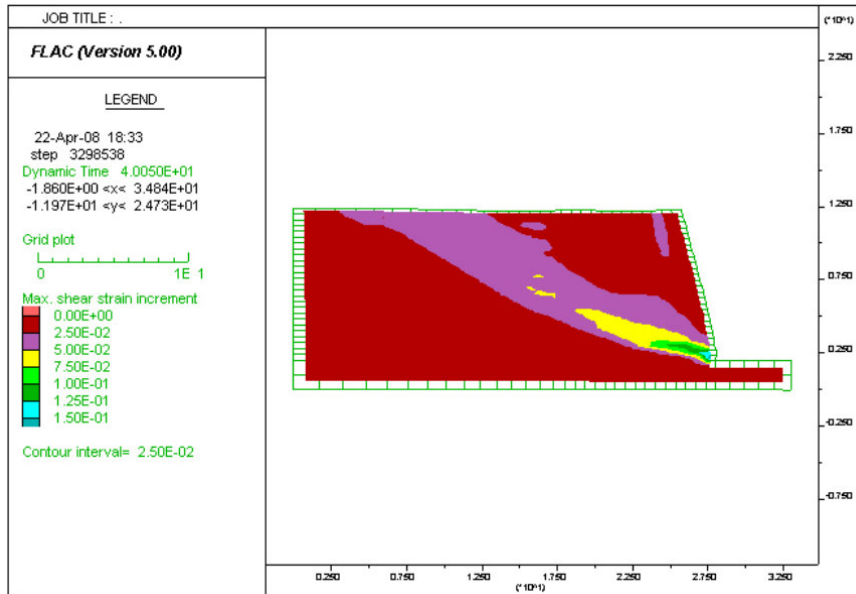


Figura 5.34 - Contornos de incrementos máximos de deformação cisalhante ao final da excitação sísmica. Amortecimento local.

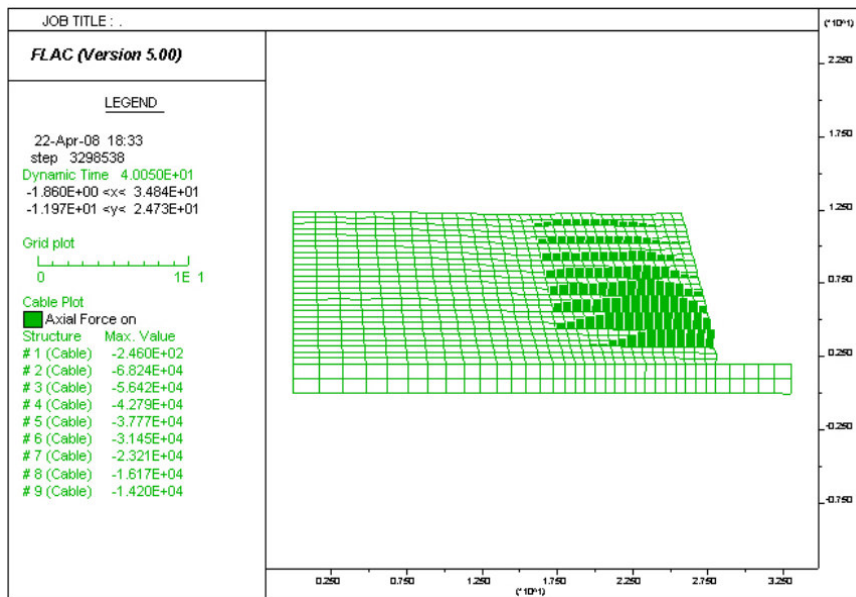


Figura 5.35 - Forças máximas de tração nas camadas de reforço ao final da excitação sísmica. Amortecimento local.

5.7. Comparação dos resultados

A Figura 5.36 mostra os resultados da análise dinâmica do aterro reforçado usando diferentes tipos de amortecimento mecânico. De acordo com os

resultados, o amortecimento de Rayleigh e o amortecimento local implicaram em menores deslocamentos horizontais na face do aterro reforçado, atingindo ambos os valores próximos a 0.33m no topo do talude, com curvas quase semelhantes em todas as elevações, caracterizada por pequenos embarrigamentos na parte média do talude.

Na Figura 5.36 observa-se que a variação das curvas dos deslocamentos horizontais na face do talude, considerando-se amortecimento de Rayleigh e amortecimento hysterético + 0.5% Rayleigh, foi de 0.33m a 0.50m, respectivamente, no topo do talude.

Outro aspecto importante a ressaltar é que a adição ao amortecimento hysterético de 0.5% de amortecimento de Rayleigh permitiu melhores absorções de energia, causando maiores deslocamentos da face e melhores condições de uniformidade na distribuição dos deslocamentos horizontais ao longo da altura do talude,

A Figura 5.37 apresenta as curvas de forças axiais máximas nos reforços. Observa-se que as curvas correspondentes ao amortecimento local e amortecimento de Rayleigh apresentaram valores significativamente menores do que as curvas com amortecimento hysterético, onde a força de tração máxima atingiu o valor de 68 KN/m na segunda camada de reforço. No entanto, a curva de forças máximas de tração nos reforços, considerando amortecimento hysterético + 0.5% Rayleigh, apresentaram valores ainda maiores, chegando até a 87.5 KN/m na segunda camada de reforço.

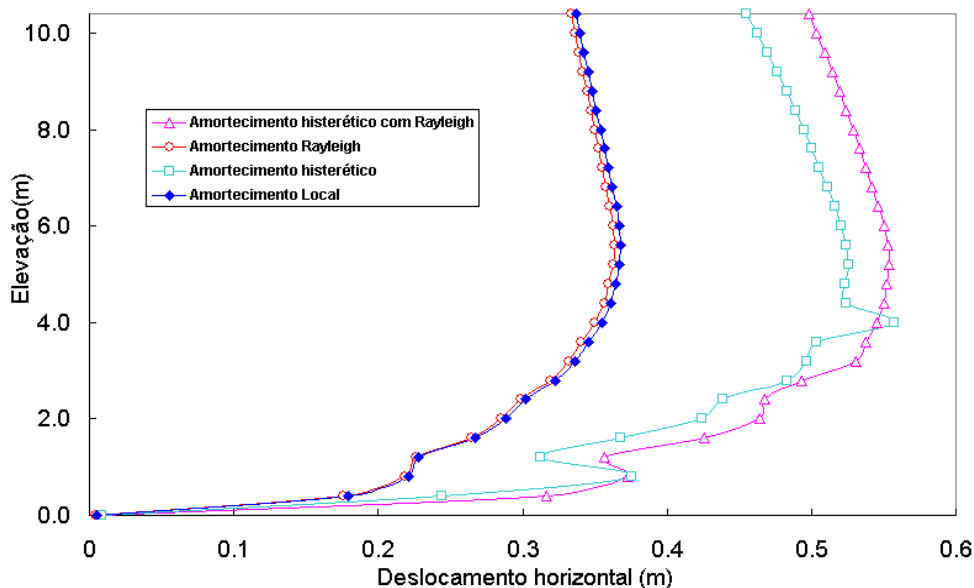


Figura 5.36 - Influência do amortecimento mecânico no deslocamento horizontal da face do aterro reforçado.

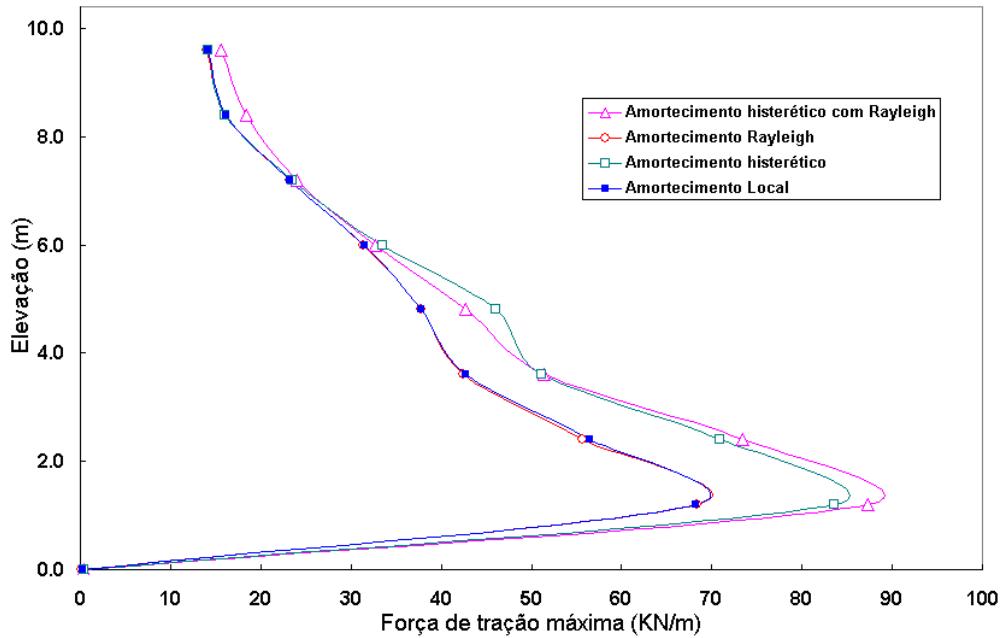


Figura 5.37 - Influência do amortecimento mecânico na força de tração máxima do aterro reforçado.

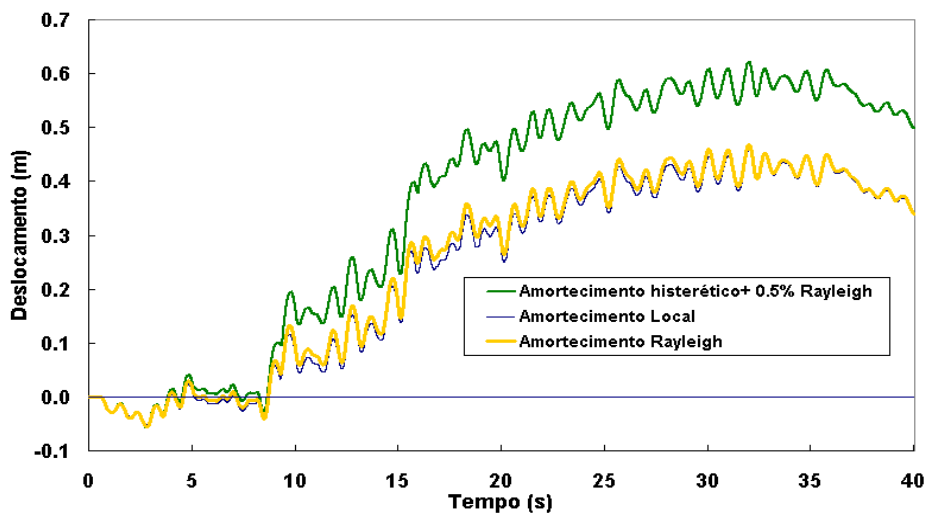


Figura 5.38 – História dos deslocamentos no topo do aterro reforçado (nó 31,29).

A Figura 5.38 apresenta a história de deslocamentos horizontais no topo do aterro reforçado, no ponto nodal (31,29). Note-se os maiores deslocamentos considerando amortecimento histerético +0.5% combinado com o amortecimento de Rayleigh. As curvas das histórias de deslocamentos relacionadas com o

amortecimento local ou amortecimento de Rayleigh isoladamente são menores e bastante similares entre si.

5.8. Influência do ângulo de atrito no amortecimento histerético

Aproveitando o modelo do item anterior, verificou-se a influência do ângulo de atrito do material do aterro, considerando-se o caso de amortecimento histerético mais 0.5% de amortecimento de Rayleigh na frequência dominante de 1.048 Hz. A Figura 5.39 mostra os resultados ao final da excitação sísmica, notando-se, como esperado, que os deslocamentos relativos horizontais da face do talude diminuem à medida que o ângulo de atrito do material do aterro aumenta.

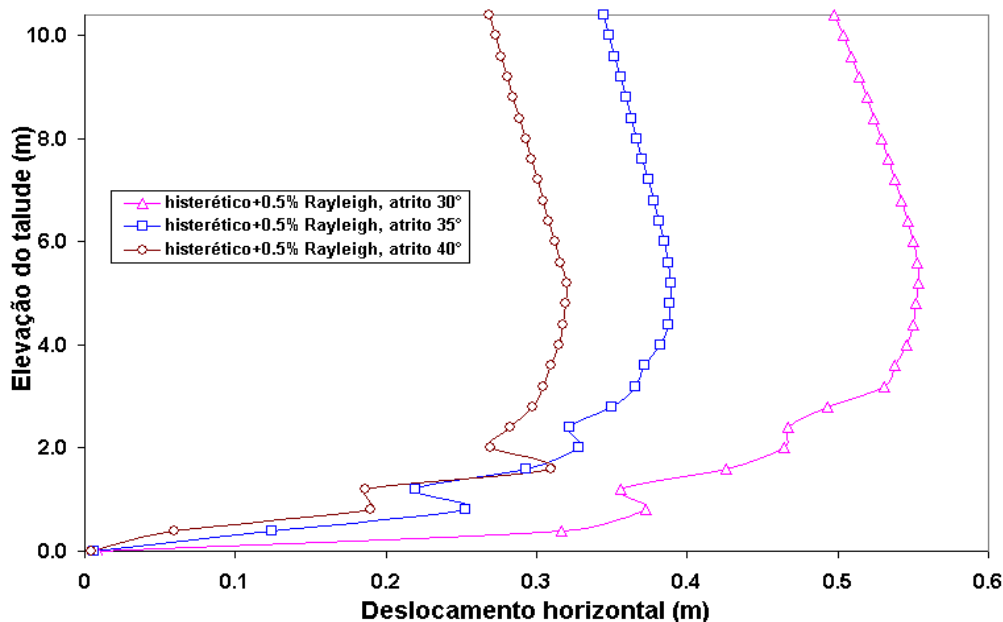


Figura 5.39 - Influência do ângulo de atrito nos deslocamentos horizontais da face do talude do aterro reforçado.

A Figura 5.40 mostra os resultados das forças de tração máxima nas camadas de reforço ao final da excitação sísmica, considerando diferentes ângulos de atrito. Note-se que as curvas de forças máximas de tração nos reforços diminuem na mesma proporção em que incrementa o ângulo de atrito do material do aterro, como antecipado.

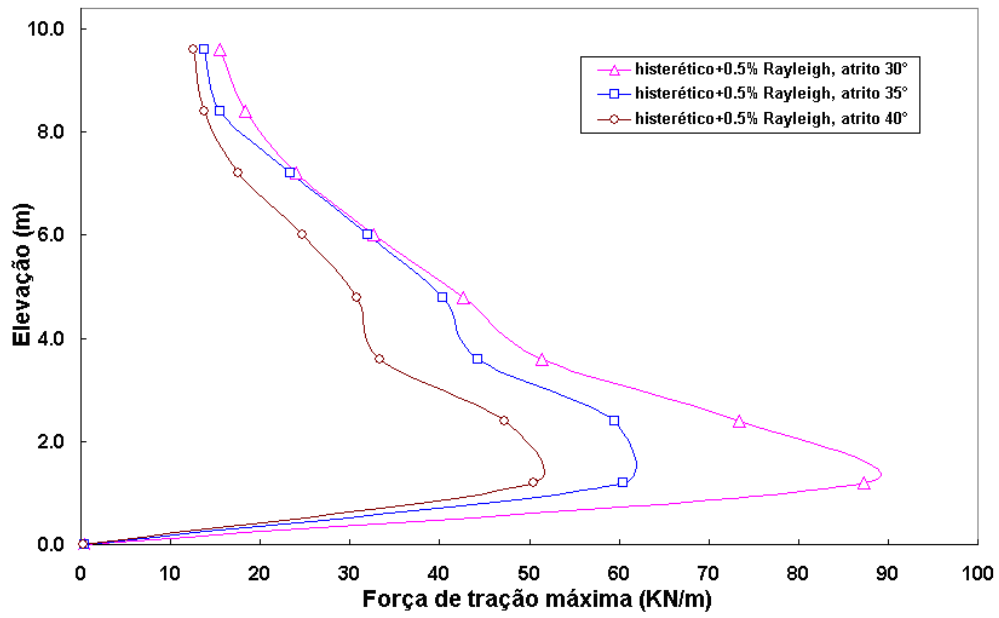


Figura 5.40 - Influência de ângulo de atrito nas forças de tração máxima nos reforços do aterro.