

Estudo de Caso: Análise dos Solos de Fundação e Maciço de Enrocamento para um Cais Nuclear

O objetivo deste estudo é fazer uma avaliação geral usando os procedimentos revisados nos capítulos anteriores. Esta avaliação é aplicada ao estudo dos solos de fundação e do maciço de enrocamento como materiais e geoestruturas que suportam o cais e as estacas. Esta investigação pode ser descrevida nas seguintes etapas:

1. Caracterização da geologia e da tectônica regional e local da região onde está localizado o complexo da Base Naval da Marinha do Brasil;
2. Observações sobre os aspectos de ameaça sísmica da região sismogênica em estudo;
3. Obtenção dos sismos de projeto a serem usadas nas análises sísmicas;
4. Análise de deconvolução do sismo de projeto;
5. Processamento do registro sísmico;
6. Verificação da resposta do terreno de campo livre;
7. Análise de liquefação sísmica, usando as metodologias de Youd *et al.*(2001) e Idriss & Boulanger (2004);
8. Análise sísmica não-linear da estrutura global para verificação da resposta sísmica da geoestrutura.

7.1

Local e condições da região em estudo

A região Sudeste do Brasil e áreas vizinhas, que abrange a região de influência sísmica do local onde está sendo construído o Estaleiro e a Base Naval da Marinha Brasileira no município de Itaguaí-RJ, estão localizadas na porção leste do continente sul-americano, constituindo uma margem passiva com o oceano Atlântico.

Desde o ponto de vista da teoria de tectônica de placas, a região em estudo é uma região intraplaca típica onde os processos tectônicos atuais são inexpressivos se comparados com a atividade tectônica existente nos bordes das placas tectônicas, como na região Andina ou na cadeia meso-atlântica.

Ainda que a região Sudeste do Brasil não pertença a uma região tectonicamente ativa, é possível constatar que existe nas áreas vizinhas, que têm um nível significativo de atividade sísmica evidenciada, principalmente, pela ocorrência de sismos históricos com magnitude m_b até 6,2 (ou provavelmente até próxima de m_b 7,0) e um nível razoável de sismos contemporâneos com magnitude relativamente pequena, m_b menor que 4,0, o qual já foi estudo por Assumpção et al. (1980), Berrocal *et al.* (1984) e (1996).

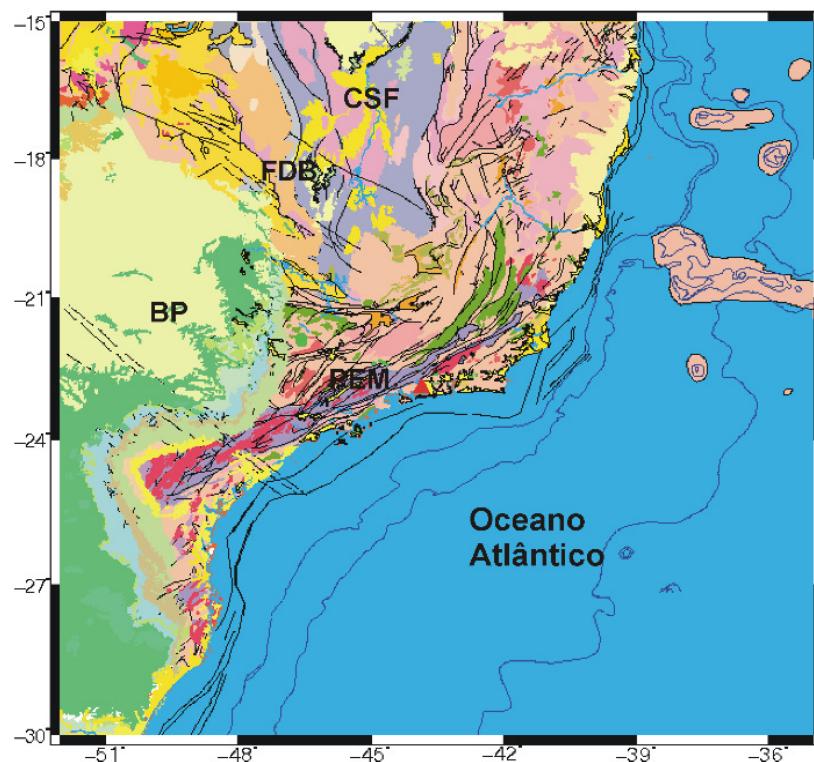


Figura 7.1 - Mapa Tectônico da região de estudo, mostrando as principais feições tectônicas da região Sudeste do Brasil e áreas vizinhas. PEM representa a Província Estrutural Mantiqueira, CSF o Craton de São Francisco, CDB o Cinturão de Dobramentos Brasília e BP a Bacia do Paraná. O triângulo vermelho representa o local de interesse do presente projeto. A legenda das unidades geológicas não se encontra aqui referenciado, recomenda-se procurar o mapa elaborado por Schobbenhaus *et al.* (1984).

7.1.1

Aspectos geológicos e tectônicos

A avaliação geológica tectônica da região e locais próximos à região em estudo tem sido elaborada por Berrocal *et al.* (1984) e (1996), Schobbenhaus *et al.* (1984), e aqui serão apenas levantadas as principais características:

- Dos aspectos geológicos, tem-se:
1. A área de interesse está inserida na província Estrutural Mantiqueira (Almeida *et al.*, 1977) constituída principalmente de rochas pré-cambrianas, intensamente deformadas, metamorfizadas em diferentes graus, migmatizadas e injetadas por granitoides de variadas composições e fases de intrusão;
 2. O embasamento rochoso da Ilha da Madeira, onde está sendo construído o Estaleiro e a Base Naval (EBN) da Marinha Brasileira, é constituído fundamentalmente de rochas granítóides e gnáissicas pré-cambrianas, formadas durante a evolução da Faixa Orogenética Ribeira, durante o Ciclo Tectônico Brasiliano. A área de interesse está situada no terreno tectono-estratigráfico do Segmento Central da Faixa Ribeira denominado Terreno Oriental ou Domínio Costeiro, caracterizado pela presença marcante de ortognaisses gerados em ambiente colisional, onde se destacam os ortognaisses e migmatitos do complexo Rio Negro e os granitoides associados representados pelo Batólito Serra dos Órgãos e pelo Complexo Ilha da Madeira, exibe as estruturas tectônicas e lineamentos estruturais da Ilha da Madeira. Sendo assim, as condições geológicas do embasamento rochoso onde está sendo construído o EBN da Marinha Brasileira são favoráveis do ponto de vista sismológico.
 3. Do ponto de vista tectônico, a área de estudo situa-se no contexto do segmento central da Faixa Ribeira (Cordani *et al.*, 1967, 1973; Almeida 1967, 1969). Segundo Hasui *et al.* (1982), a partir dos aspectos geomorfológicos e da sismicidade, permite a identificação de províncias sismotectônicas. Entretanto, uma observação mais detalhada da sismicidade da região, mostraria que os dados e a qualidade dos mesmos são insuficientes para permitir a definição de fontes sismogênicas na região de estudo, mesmo depois de 26 anos adicionais de dados de

- sismos ocorridos na região, se comparado com a época da publicação acima referida;
4. A sismicidade da região apresenta uma distribuição difusa, a qual não permite qualificar as falhas e outras feições tectônicas existentes na região como fontes tectônicas ativas, embora se admita que os sismos de origem tectônica que ocorrem na região de estudo possam estar associados à reativação de falhas antigas ou ao surgimento de novas falhas, como parece ter ocorrido no ciclo sísmico de Monsuaba de 1988/1989 (Berrocal *et al.*, 1993);

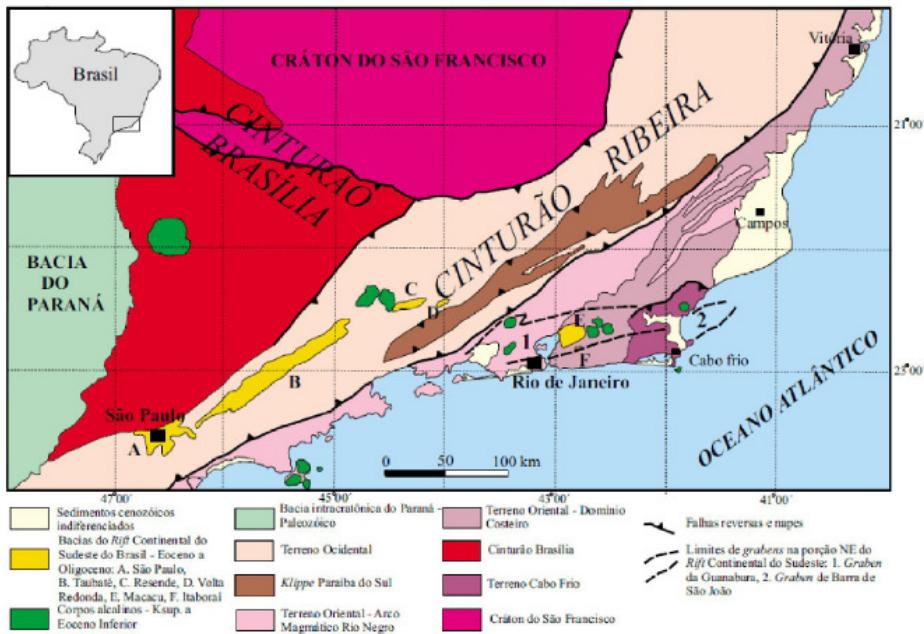


Figura 7.2 - Mapa da região que abrange a AII, mostrando as principais unidades tectônicas. Simplificado por Heilbron *et al.* (2000), Ferrari (1990) e Mohriak & Barros (1990). Ferrari (2001).

7.2 Análise do nível de ameaça sísmica

Aspectos Simológicos:

Os dados simológicos foram extraídos de Berrocal *et al.* (1984), que contém informações sobre sismos ocorridos no território brasileiro entre 1560-1981, e os dados mais recentes, do Boletim Sísmico Brasileiro, que é publicado regularmente na Revista Brasileira de Geofísica; abrangendo desta forma o máximo de registros que a região em estudo pôde registrar, dentro das suas limitações, pois existem poucos registros

confiáveis ou com um bom grau de informação. As localizações epicentrais da maioria dos sismos mais antigos, ocorridos antes da década de 1970, são muito imprecisas. Existem poucos eventos com abundantes dados macrossísmicos confiáveis.

Nas atuais circunstâncias, considerando a imprecisão das determinações hypocentrais da maioria dos sismos ocorridos na região de estudo, não é possível efetuar correlações seguras entre a distribuição espacial da atividade sísmica e as feições tectônicas potencialmente sísmicas. Na realidade a distribuição epicentral da sismicidade na região de estudo pode ser qualificada como uma atividade difusa⁷⁷, sem apresentar concentrações associadas a feições tectônicas conhecidas.

Identificação e caracterização das fontes sísmicas

Apesar dessas dificuldades com relação à quantidade e a qualidade das determinações epicentrais de sismos ocorridos na região de estudo foi descriminada uma única província sismotectônica do sudeste (PSS) que abrange o projeto, Estaleiro e a Base Naval da Marinha Brasileira, durante a vida útil dessas obras.

A partir destas observações, a relação de Toro (2002) descrita no item 4.3.5 é a recomendada a ser empregada. Esta relação de atenuação para aceleração horizontal máxima na rocha (PGA^{rocha}), onde a magnitude sismo M_w vai desde 3,5 até um máximo correspondente ao valor adotado de magnitude máxima, adotado na PSS.

De acordo com os requisitos mínimos exigidos pela *International Atomic Energy Agency* (IAEA) N° NS-G-1.6 (para sítios de implantação de usinas nucleares ou de outras instalações nucleares que não sejam especificamente usinas, localizados em regiões intraplacas, ou com informação sismologicamente difusa, como é o caso do território brasileiro), as exigências mínimas prevalecem em que um valor de 0,1g de PGA^{rocha} para um período de retorno de 10000 anos, e a execução de uma avaliação de nível de ameaça sísmica adequada (*IAEA Safety Guide NS-G-2.13*).

A partir disto, foram propostos sismos e espectros reais ocorridos em regiões geotectônicas de características similares, como os que ocorrem na costa leste do Canadá ou dos Estados Unidos, que cumpram com as exigências mínimas de energia (ou

⁷⁷ O nível baixo de atividade sísmica existente na região Sudeste, o intervalo de tempo relativamente pequeno de auscultação instrumental e a falta de precisão nas localizações epicentrais, não permitem, ainda, a identificação de fontes sismogênicas bem definidas, associadas a estruturas tectônicas conhecidas.

intensidade) que projetos desta importância exigem, ou com segunda opção, a elaboração de um sismo de projeto específico com dados geotécnicos regionais.

Portanto, para as análises sísmicas foi adotado um sismo artificial de projeto baseado no espectro da Norma Brasileira NBR 15421/2006 para uma aceleração espectral de $0,25g$ ($0,1g$ de PGA^{rocha}). Também a magnitude de terremoto adotada foi de $M_w=6,5$.

7.3

Descrição do sismo de projeto adotado nas análises sísmicas

No Brasil, a Norma Brasileira NBR15421 – Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos (ABNT, 2006) fixa os requisitos exigíveis na verificação da segurança de estruturas usuais de construção civil em relação às ações de sismos e os respectivos critérios de quantificação destas ações e das resistências a serem consideradas no projeto. Classifica o território nacional em zonas sísmicas (o município de Itaguaí se encontra na zona 0, de baixa atividade sísmica) (Figura 3.14) e estabelece um espectro de resposta de projeto, para acelerações horizontais, definido em função do valor da aceleração máxima e do tipo de terreno (Figura 4.13).

Este espectro de projeto, já utilizado em outros estudos direcionados ao cenário nuclear em território brasileiro (usinas nucleares de Angra, CTMSP - Centro Tecnológico da Marinha no Estado de São Paulo) é aqui utilizado para geração de sismos artificiais de projeto com aceleração horizontal máxima de $0,1g$ e fatores de amplificação correspondentes à classe de terreno B (rocha).

Três acelerogramas foram artificialmente gerados⁷⁸ com base no espectro de projeto da NBR15421, listados na Tabela 7.3, selecionando-se destes o sismo SH-2, de maior amplitude de energia como o sismo de projeto utilizado nas análises. O acelerograma correspondente é mostrado na Figura 7.6, enquanto que o espectro de resposta de projeto, para acelerações horizontais, é comparado na Figura 7.7 com o estabelecido pela Norma Brasileira.

Tabela 7.1 – Características dos sismos artificiais gerados pela empresa EGT Engenharia Ltda.

⁷⁸ Pela empresa EGT Engenharia Ltda

Sismo	Aceleração horizontal máxima (g)	Amplitude de energia	Frequência máxima (Hz)
SH-1	0.107	0.011805	34
SH-2	0.118	0.012325	34
SH-3	0.121	0.011431	34

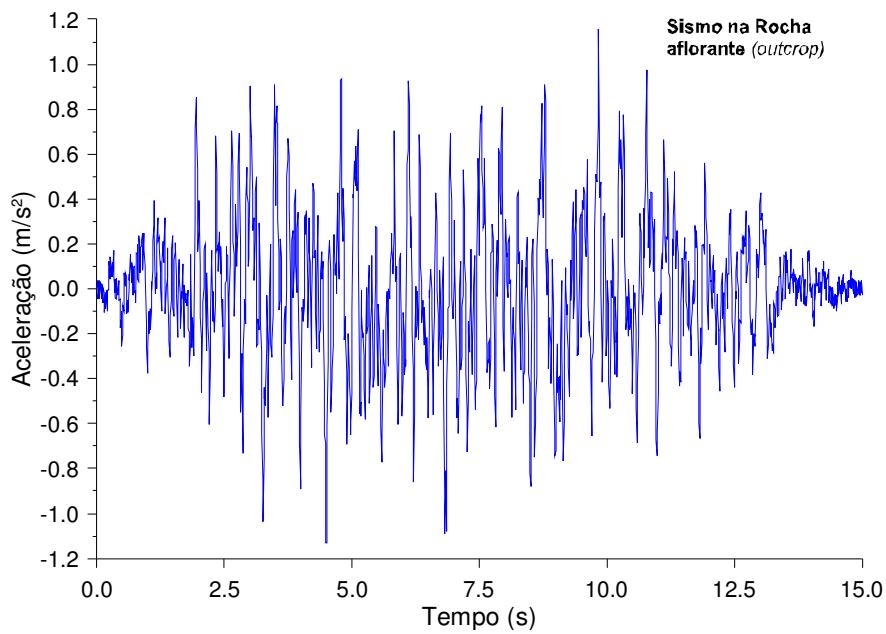


Figura 7.3 – Acelerograma do sismo de projeto SH-2.

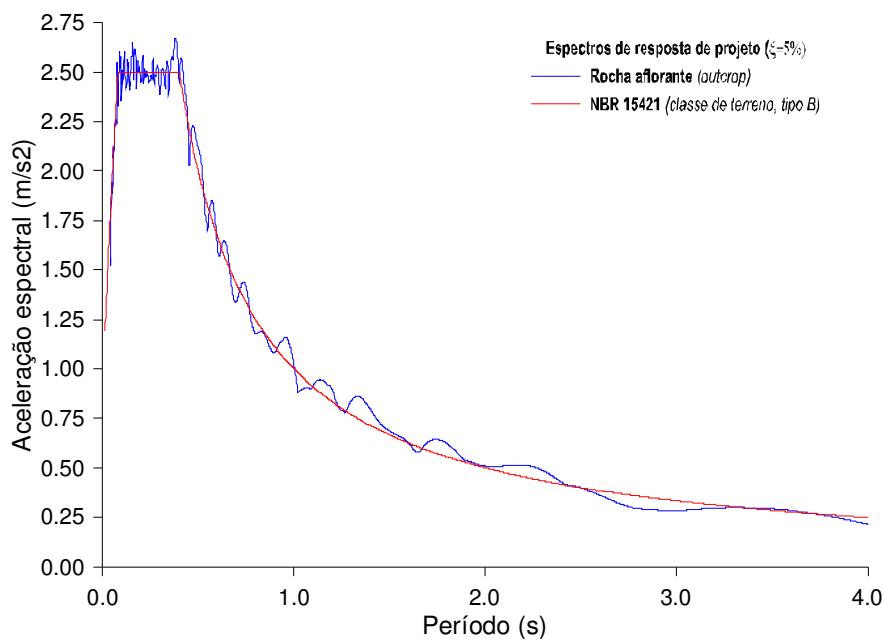


Figura 7.4 – Comparação do espectro de projeto do sismo SH-2 e da Norma Brasileira NBR15421/2006.

7.4

Análise de deconvolução do sismo de projeto

Pela NBR15421 o espectro de resposta de projeto é considerado como aplicado na base da estrutura e o acelerograma correspondente deve ser transferido da rocha aflorante (*outcrop*) para o estrato rochoso profundo presentes nas seções A-A' (Figura 7.16) e C-C' (Figura 7.17) visto que nas análises numéricas com o programa FLAC a excitação sísmica é aplicada na base do modelo discreto. Este processo de deconvolução do acelerograma (Mejia & Dawson, 2006) é executado com base na teoria 1D de propagação de ondas implementada no conhecido programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972) ou suas versões SHAKE91 (Idriss & Sun, 1992) e SHAKE2000 (Ordoñez, 1995).

A Figura 7.8 mostra o acelerograma resultante obtido por deconvolução, considerando uma base rochosa flexível (*compliant base*) na cota $y = -60m$. A condição de base rochosa flexível ($v_s^{\text{rocha}} = 1700 \text{ m/s}$) implica que as ondas SV descendentes, refletidas pela superfície do solo e pelas interfaces entre diferentes camadas, são absorvidas e somente as ondas ascendentes obtidas no SHAKE são utilizadas para composição do acelerograma a ser aplicado na base do modelo numérico.

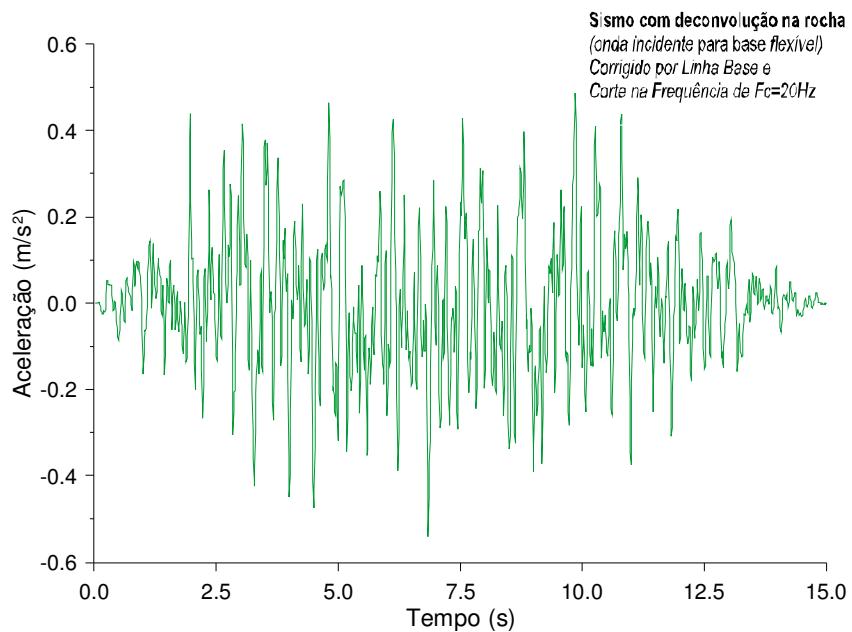


Figura 7.5 – Acelerograma do sismo SH-2, com deconvolução em rocha, aplicado em base flexível situada na cota $y = -60m$, corrigido por linha base e filtro de frequências passa-baixa com corte em $f_c = 20 \text{ Hz}$.

7.5 Processamento do registro sísmico

Como definido no item 5.4.3 para assegurar a transmissão de ondas através de um modelo discreto, o tamanho do elemento Δl (na terminologia do FLAC, o tamanho da zona) deveria ser menor ou no máximo igual a um décimo do menor comprimento de onda S considerada no problema. Esta condição é expressa na Equação (5.32). A frequência de corte, f_c , é a máxima frequência considerada na análise e definida na Equação (5.33), onde v_s a velocidade de propagação da onda cisalhante definida na Equação (5.34).

Com o objetivo de evitar um número excessivo de elementos no modelo numérico (e, consequentemente, aumento no tempo de computação) foi utilizado um filtro de frequências passa-baixa para determinação da frequência de corte, obtendo-se o valor $f_c = 20$ Hz com conservação de 98% da potência do sismo original, energia quantificada na Função Densidade Espectro de Potência (FDEP) descrito no item 4.2.2.3.

Assim, para as diversas camadas de solo da fundação e para o enrocamento foi possível estabelecer um tamanho máximo de elemento, Δl , (entre 0,5m a 1m para camadas de solo e de enrocamento e entre 1,15m a 2,25m para os estratos rochosos) visando assegurar uma adequada transmissão de ondas através do modelo discreto com tempos de processamento aceitáveis.

Adicionalmente foi aplicada, no acelerograma da Figura 7.8, a correção da linha base (descrita no item 4.7) de modo que ao final da excitação sísmica as velocidades dos pontos de controle sejam efetivamente nulas.

A Figura 7.9 compara os espectros de resposta das acelerações horizontais obtidos considerando todo o intervalo de frequências do acelerograma original (até 34 Hz) e até a frequência de corte $f_c = 20$ Hz, com fator de amortecimento do material $\xi = 5\%$. Conforme pode ser observado, a diferença entre os mesmos é bastante pequena, preservando-se 98% da potência do sismo original após aplicação do filtro de frequências passa-baixa.

As Figuras 7.10 e 7.11 mostram os espectros de Fourier das acelerações e velocidades, respectivamente. Do espectro das acelerações pode-se notar que o maior

conteúdo de frequências situa-se até 15 Hz, enquanto que do espectro das velocidades observa-se que a frequência fundamental do sismo é de aproximadamente 0,1 Hz.

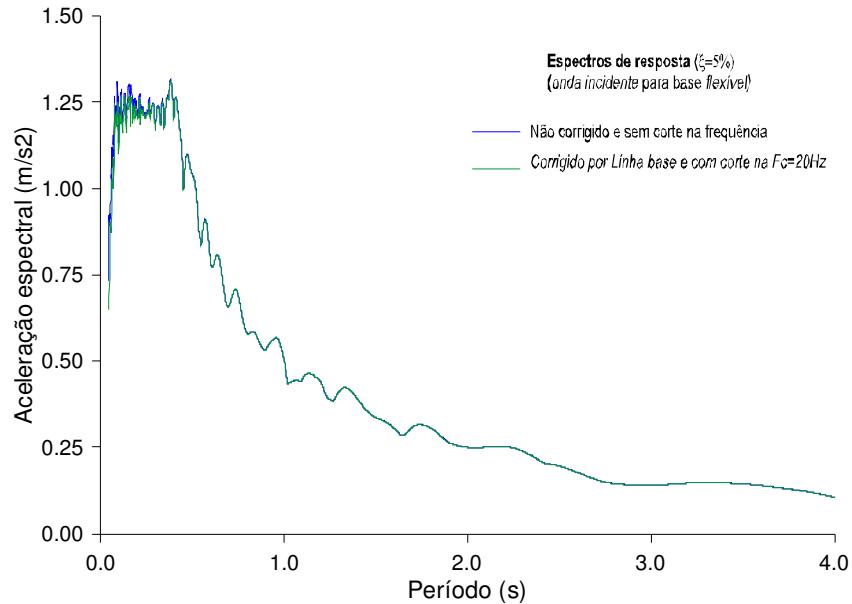


Figura 7.6 – Comparaçāo dos espectros de resposta das acelerações horizontais antes e apōs a filtragem das acelerações horizontais superiores a 20 Hz.

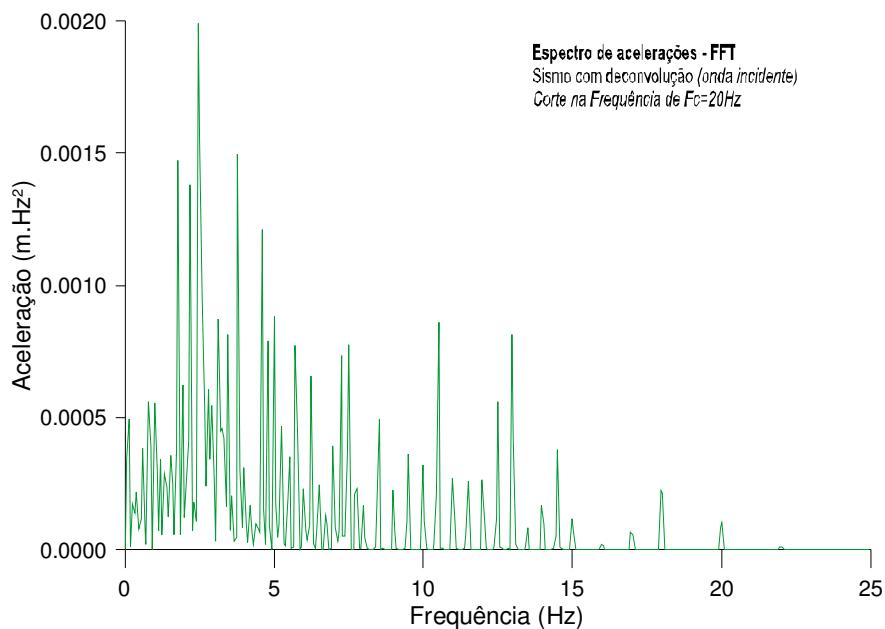


Figura 7.7 – Espectro de Fourier das acelerações.

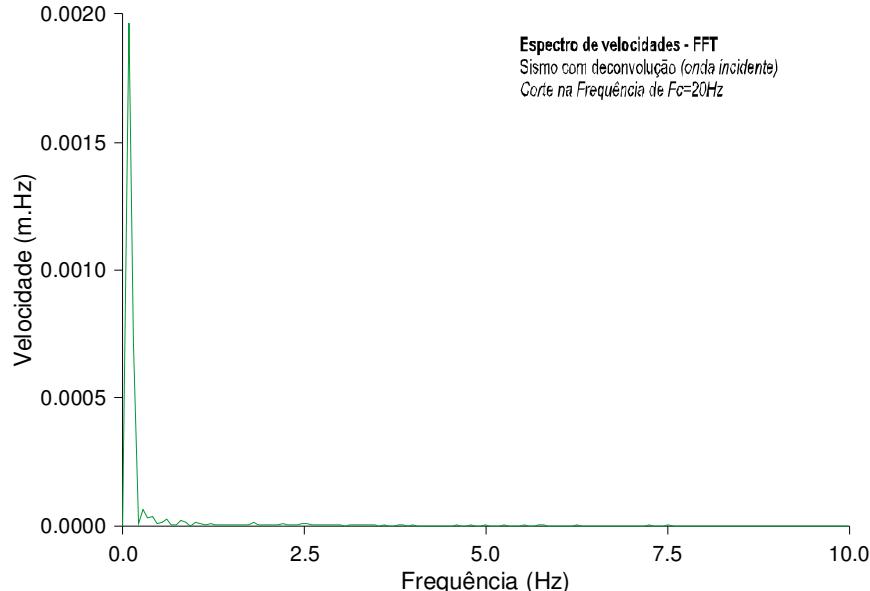


Figura 7.8 – Espectro de Fourier das velocidades.

7.6 Verificação da resposta do terreno *de campo livre*

Após ter realizado o processo de Deconvolução e de ter levado o sismo da superfície para o embasamento rochoso a uma profundidade de 60m, foram realizadas análises de resposta do terreno (dos solos) com base na teoria 1D de propagação de ondas implementada no programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972) ou suas versões SHAKE91 (Idriss & Sun, 1992), SHAKE2000 (Ordoñez, 1995), como esquematizado na Figura 5.3. Para isto, o método linear equivalente foi utilizado com as respetivas curvas de módulo de cisalhamento e razão de amortecimento característico para cada material do depósito de solo. A excitação sísmica foi colocada em termos de aceleração na base do perfil (rocha) para sua propagação até a superfície do terreno. Estas análises foram elaboradas em algumas regiões próximas à geoestrutura a ser construída.

Da Figura 7.12, as sondagens SM-48, NSP-34, SM-60 e SM-63 foram verificadas suas amplificações (Tabela 7.4) para a obtenção do fator de amplificação.

Tabela 7.2 – Amplificação do terreno.

Sondagem	Aceleração horizontal máxima na superfície do terreno (g)		
	SH-1	SH-2	SH-3
NSP-34	0,220	0,215	0,200
SM-48	0,267	0,270	0,240
SM-60	0,205	0,185	0,250
SM-63	0,250	0,235	0,250

Uma esquematização das respostas de amplificação é mostrada nas Figuras 7.13 e 7.14. A partir da Tabela 7.4 e dos gráficos 7.13 e 7.14, pode-se convencionar que o fator de amplificação esperado seja de 0,25 para a região em estudo conformada por solos fracos marinhos, entre argila mole na superfície do terreno e predominantemente areias siltosas de mediana resistência ao longo da profundidade até chegar à rocha fraturada.

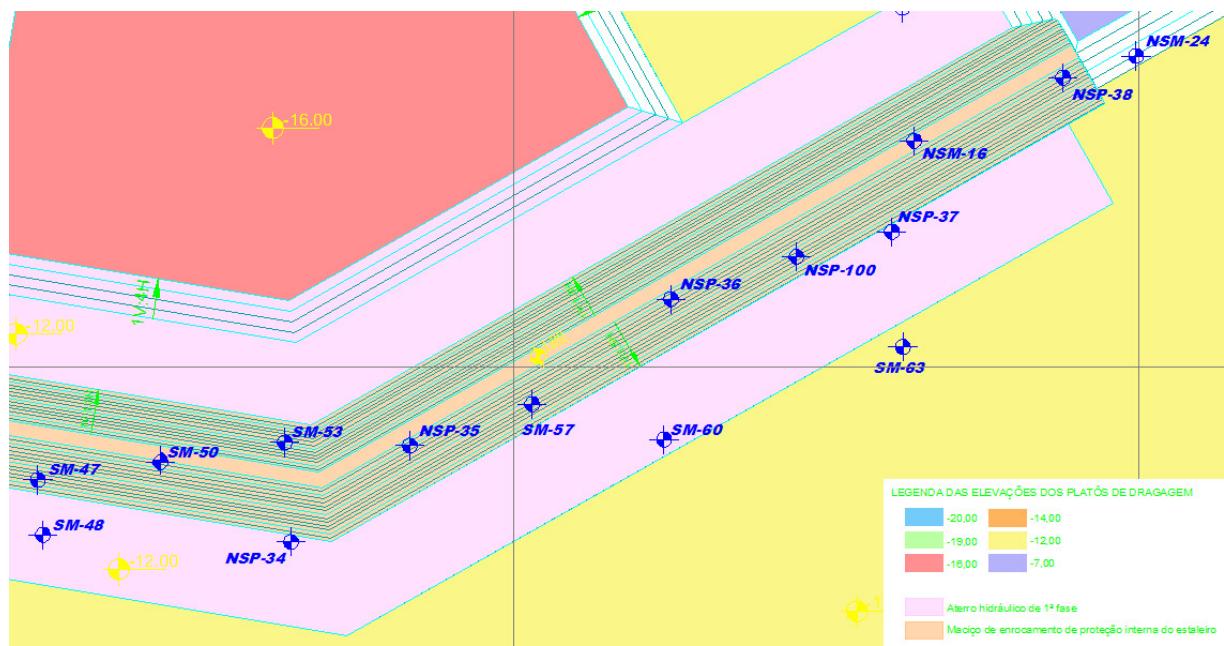


Figura 7.9 – Esquema de localização dos furos de sondagem na região do enrocamento.

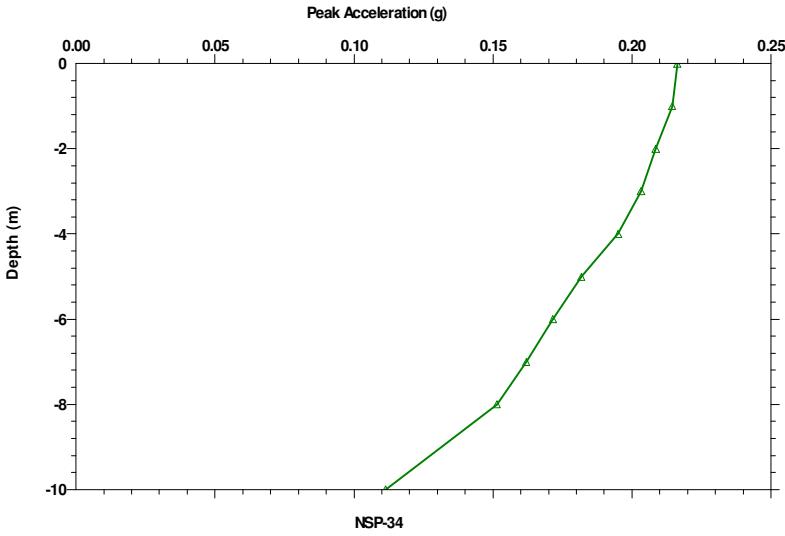


Figura 7.10 – Amplificação do sismo na localização da NSP-35 para o sismo SH-2.

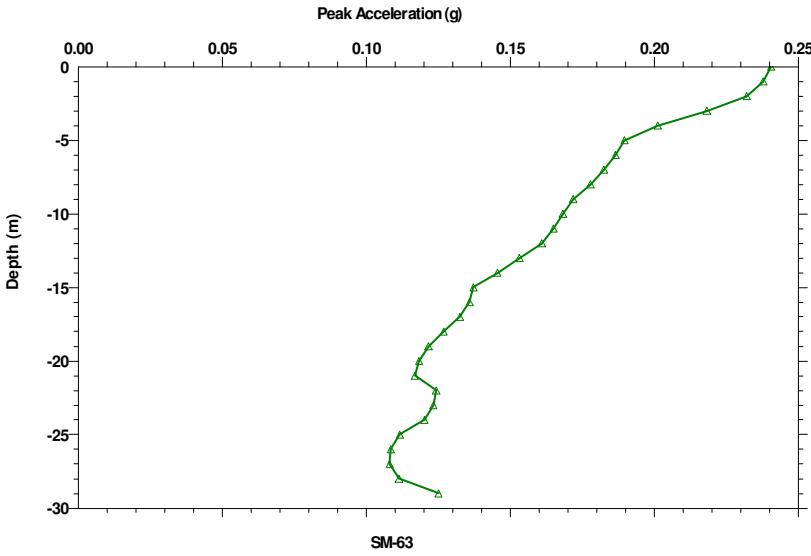


Figura 7.11 – Amplificação do sismo na localização da SM-63 para o sismo SH-2.

7.7 Análise de liquefação sísmica

Nesta seção, uma avaliação quantitativa do potencial de iniciação de liquefação sísmica foi verificada por meio de abordagens simplificadas, baseada no método da razão de tensões cíclicas (item 3.4). A prática de engenharia mais comum para análises de liquefação dinâmica é baseada em uma análise em termos de tensões totais, admitindo-se que o solo suscetível à liquefação permanece na condição não-drenada e conserva o seu

índice de vazios inicial⁷⁹. Resumindo o descrito no capítulo 3 deste trabalho, pode se sugerir que tipicamente esta análise é executada nas seguintes três etapas:

- a) *Avaliação do Início de Liquefação* – geralmente uma análise dinâmica 1D com o modelo linear equivalente é executada (p.ex. com o programa SHAKE) utilizando módulos de cisalhamento e fatores de amortecimento compatíveis com o nível das deformações cisalhantes produzidas pelo sismo de projeto. A razão de tensões CSR (máxima tensão cisalhante cíclica dividida pela tensão vertical efetiva inicial, em determinado ponto do solo) é então calculada e comparada com o valor da resistência ao cisalhamento cíclica CRR, que depende da densidade relativa do solo, normalmente correlacionada com o número de golpes corrigido do ensaio de penetração dinâmica SPT. Um fator de segurança contra a iniciação da liquefação pode então ser estabelecido dividindo-se os valores de CRR por CSR (Youd *et al.*, 2001; Idriss & Boulanger, 2004).
- b) *Avaliação da Estabilidade Pós-Sismo* – análises de estabilidade são realizadas após a ocorrência do sismo, utilizando valores de resistência ao cisalhamento obtidos do número de golpes corrigido (N_1)₆₀ do ensaio SPT e gráficos empíricos da literatura (Seed & Harder, 1990 , Olson & Stark, 2003).
- c) *Avaliação de Deslocamentos Permanentes* – normalmente calculados através do método de Newmark (1965) onde a potencial massa de solo instável em um talude é modelada como um bloco rígido movimentando-se sobre um plano inclinado. O acelerograma é aplicado na base do bloco e a equação do movimento é resolvida para determinação dos deslocamentos permanentes da massa de solo causados pela ocorrência do sismo. Os deslocamentos permanentes são gradualmente somados sempre que a aceleração do sismo ultrapassar determinado valor limite (aceleração de fluência) calculado considerando-se a condição do fator de segurança pseudo-estático igual a 1.

⁷⁹ Análises simplificadas do potencial de liquefação dinâmica em termos de tensões totais pelos métodos de Youd *et al.* (2001) e Seed & Boulanger (2004) foram também realizadas neste trabalho com base nos resultados de ensaios de penetração dinâmica SPT executados na região de interesse. .

A principal deficiência desta abordagem tradicional é que estes três aspectos do problema de liquefação dinâmica (iniciação, ocorrência de deslocamentos permanentes, estabilidade pós-sismo) são tratados sequencialmente, quando na realidade interagem entre si.

Contudo, análises de liquefação foram realizadas. As metodologias descritas na item 3.4.2 comparam valores de Razão de Tensões Cíclicas (CRR) com valores de resistência à penetração do SPT corrigidos por energia N_{1-60cs} . Nesta análise foram apenas usados dois procedimentos, o de Youd *et al.* (2001) e Idriss & Boulanger (2004) para verificação da liquefação, por serem as consensuais (em congressos e fóruns) até a presente data.

Os gráficos de ambos os métodos ou equações usadas estão detalhadas no item 3.4.2.1. Os fatores de correção do para o número de golpes estão descritos nos Anexos A2.1 e A2.2 para Youd *et al.* (2001) e Idriss & Boulanger (2004), respectivamente. Os fatores de escala da magnitude do terremoto para ambos os métodos de Youd *et al.* (2001) e Idriss & Boulanger (2004) são descrito no Anexo A.4.

Da mesma forma, a excitação sísmica foi colocada em termos de aceleração na base do perfil (embasamento rochoso) para sua propagação até a superfície do terreno. Como mencionado, linhas acima, a propagação da onda foi feita com base na teoria 1-D de propagação de ondas implementada no programa SHAKE2000 (Ordoñez, 1995), usando o método linear equivalente para levar em conta a não-linearidade do material, por meio das suas respectivas propriedades dinâmicas, isto é, curvas de variação de módulo de cisalhamento e razão de amortecimento com as deformações cíclicas equivalentes, para cada tipo de material. Com isto, as tensões cisalhantes cíclica calculada é então normalizada com respeito à tensão vertical inicial efetiva σ'_{v0} para obtenção da razão de tensão cíclica CSR (força atuante) conforme Equação (3.8), rescrita abaixo levando em consideração o fator escala.

$$CSR = 0,65 \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0} \cdot MSF} \quad (7.1)$$

As análises foram feitas considerando-se magnitude $M_w = 6.5$, como advertido na item 7.3.

Finalmente, o fator de segurança contra liquefação FS_L será calculado em base a Equação (3.22).

A Figura 7.12 mostra as sondagens que foram analisadas para avaliar o potencial de liquefação, em um total de 15 sondagens, onde o material de Aterro Hidráulico, que seria um material de base para proteger o enrocamento do cais foi considerada na análise para verificação da liquefação também nesse material. Dos resultados das análises pode-se destacar que:

- a) Existem materiais de fundação (em geral areias siltosas) que apresentam comportamento de amolecimento da resistência com as deformações, como ilustrado na Figura 2.6, característico de materiais frágeis, que resultam em valores baixos de N-SPT, como os observados, distribuídos ao longo dos perfis.
- b) A ocorrência de liquefação foi encontrada nestes tipos de materiais em quase todas as sondagens, sendo que ocorreram de forma localizada, em pequenas camadas a diferentes profundidades e em diferentes perfis.
- c) A abordagem de tensões cisalhantes apenas indica a ocorrência de valores de poropressão suficientemente altos (baixos valores de FS_L) cujas consequências devem ser mais profundamente investigadas através de uma análise abrangente da resposta sísmica do maciço de solo, geralmente executada através de modelagem numérica (elementos finitos) considerando modelos constitutivos específicos para a representação do mecanismo de liquefação.

7.8 Análise de resposta sísmica

Análises dinâmicas convencionais do comportamento de solos consideram o modelo 1D de propagação de ondas cisalhantes planas verticais (SV) através de um depósito de extensão lateral infinita formado por camadas horizontais. Para determinação das respostas, utiliza-se normalmente o método linear equivalente, modelando-se o comportamento de uma coluna vertical de camadas de solo, mecanicamente caracterizadas como materiais visco-elásticos com módulo de cisalhamento e fator de amortecimento dependentes do nível das deformações cisalhantes induzidas pelo sismo para verificação da resposta do terreno. Estas análises são executadas sem consideração

de poropressão (devido à formulação em tensões totais) e sem previsão de deslocamentos permanentes (devido à natureza elástica desta abordagem). Histórias de aceleração horizontal e de tensão cisalhante em cada camada do perfil do solo são computadas, normalmente com auxílio do conhecido programa SHAKE.

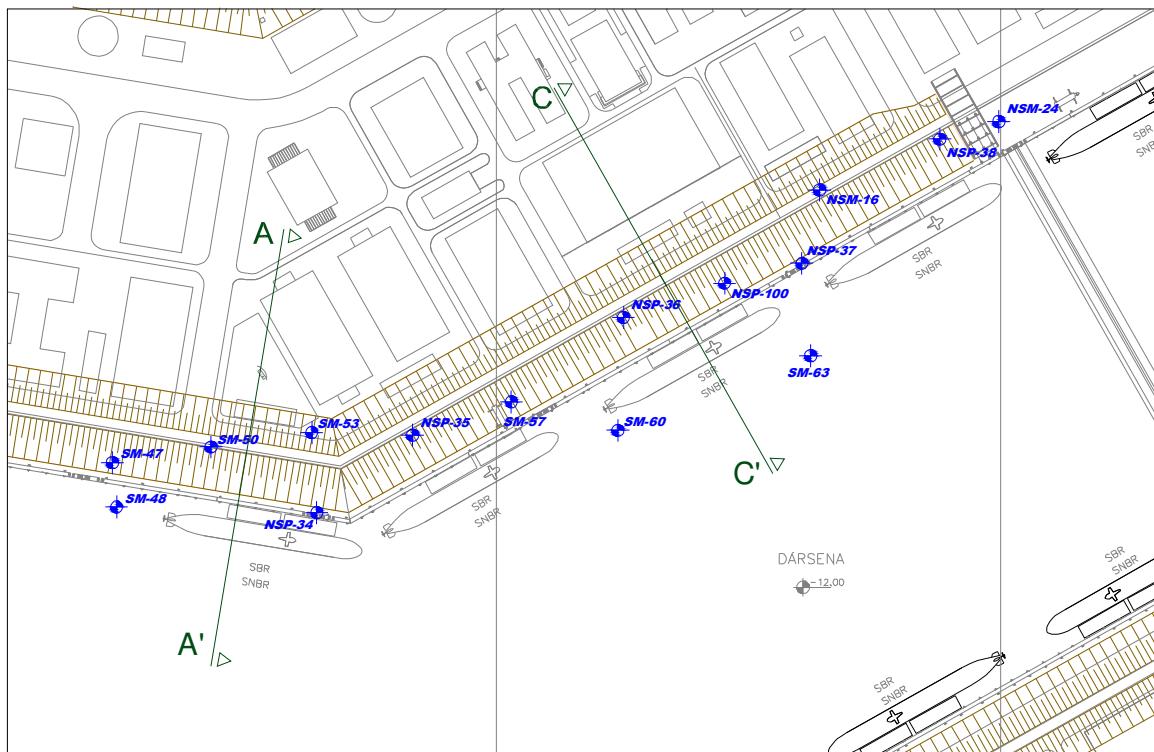


Figura 7.12 – Planta de locação das seções A-A' e C-C'.

Como análises geotécnicas frequentemente requerem somente o conhecimento da aceleração horizontal máxima na superfície do terreno e a magnitude do terremoto, vários investigadores (Seed & Idriss, 1982; Idriss, 1990) propuseram também análises simplificadas pelas quais os valores de aceleração de pico na superfície do terreno ($\text{PHA}^{\text{solô}}$) podem ser estimadas a partir da aceleração de pico na base rochosa ($\text{PHA}^{\text{rocha}}$), em função das condições locais do subsolo, cujos estratos são classificados em função da velocidade média de propagação de ondas S.

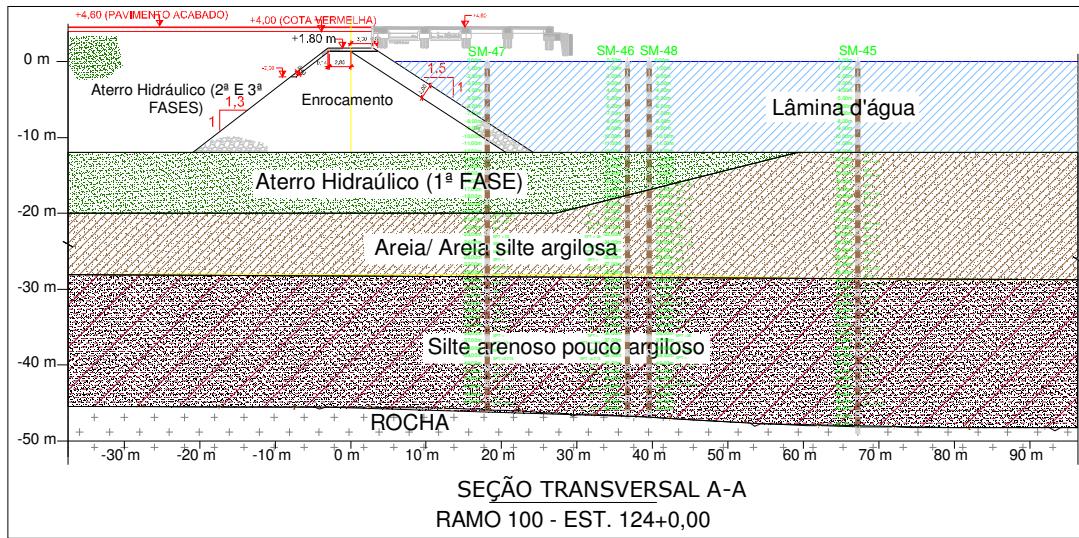


Figura 7.13 – Configuração geométrica e camadas de solo da seção A-A'

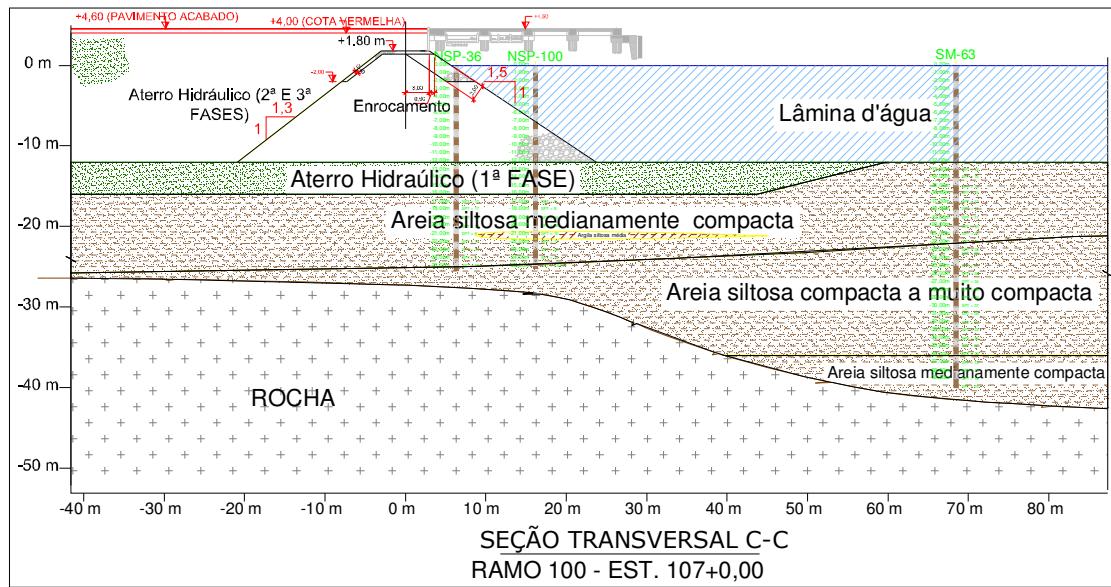


Figura 7.14 – Configuração geométrica e camadas de solo da seção C-C'

Neste trabalho, entretanto, devido à importância da obra da Base Naval de Itaguaí, da necessidade de se executar uma investigação em termos de tensões efetivas para estimativa do potencial de liquefação das camadas arenosas, da modelagem 2D do problema, da conveniência da determinação dos deslocamentos permanentes por meio de um modelo constitutivo elastoplástico, optou-se pela realização de análises hidromecânicas acopladas com auxílio do programa FLAC v.6 para obtenção da resposta

sísmica do maciço de solo. Adicionalmente, uma verificação do potencial de liquefação será feita pela quantificação do parâmetro r_u , definido na Equação (7.2).

As análises numéricas, executadas com o programa computacional FLAC v.6, se referem à seção A-A', correspondente ao cais 5, e seção C-C', correspondente ao cais 3, conforme planta de locação da Figura 7.15. As geometrias destas seções, bem como os perfis de solos estão mostrados nas Figuras 7.16 e 7.17.

7.8.1 Modelo constitutivo

O modelo constitutivo elasto-plástico UBCSand (Byrne *et al.*, 2004) foi aqui considerado para simular o comportamento hidromecânico acoplado dos solos arenosos que apresentam potencial de liquefação, enquanto que os demais materiais foram representados através do modelo de Mohr-Coulomb (enrocamento) ou modelo elástico linear (maciço rochoso da fundação). A formulação do modelo foi descrito no item 6.3.

7.8.2 Amortecimento

Nas análises sísmicas foi admitido o amortecimento histerético, considerando-se a degradação do módulo de cisalhamento G e incremento do fator de amortecimento ξ em função da deformação cisalhante efetiva (50% da máxima deformação cisalhante cíclica no elemento de solo). Os gráficos da Figura 7.18 comparam as curvas ajustadas numericamente com o FLAC com as curvas propostas na literatura, obtidas em ensaios de laboratório sob pequenas deformações. O amortecimento histerético não é recomendado para situações com $\text{PHA}^{\text{rocha}}{}^{80} > 0.35\text{g}$ (Bray *et al.*, 1995) ou $\text{PHA}^{\text{solo}} > 0.4\text{g}$ (Ishihara, 1986) ou quando a deformação cisalhante de pico exceder aproximadamente 2% (Kavazanjian *et al.*, 1997).

⁸⁰ $\text{PHA}^{\text{rocha}}$ – Peak Horizontal Acceleration na base rochosa

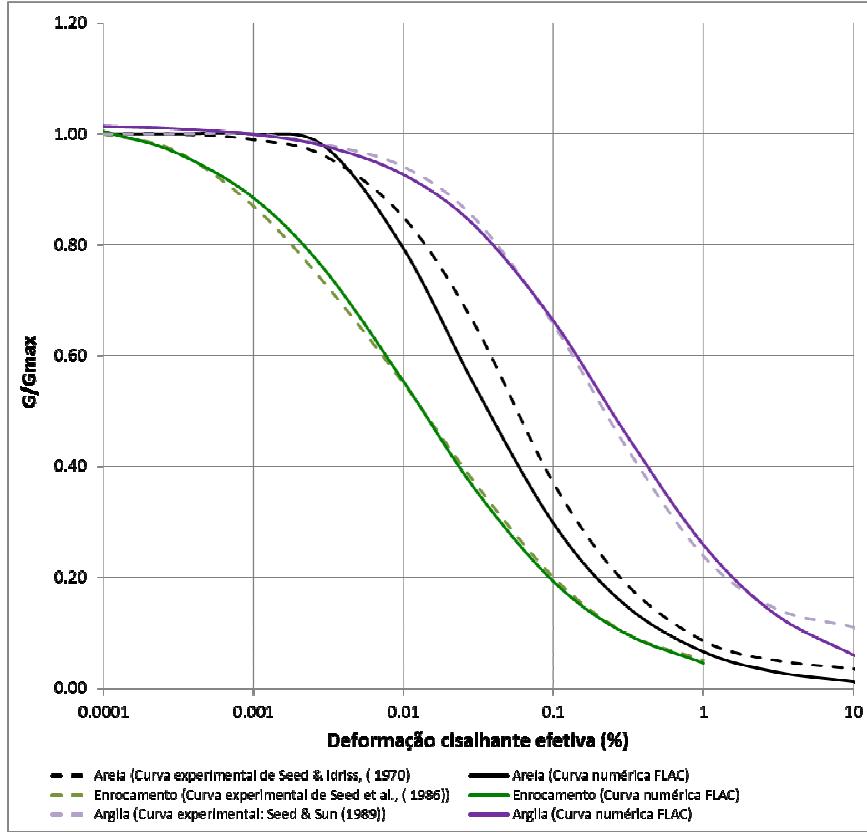


Figura 7.15 – Curvas experimentais (linha tracejada) e ajustadas numéricamente (linha cheia) para a variação da razão de módulos cisalhantes G/G_{\max} com a deformação cisalhante para o caso de areias (curva limite superior de Seed & Idriss, 1970), enrocamento (curva média de Seed *et al.*, 1986) e silte/argilas (curva limite superior de Sun *et al.*, 1988).

7.8.3 Parâmetros geotécnicos

As Tabelas 7.5 e 7.6 listam os modelos constitutivos e correspondentes parâmetros dos materiais para as seções A-A' e C-C', respectivamente.

7.8.4 Condições de contorno na modelagem numérica com o programa FLAC

As análises numéricas apresentadas neste trabalho foram executadas com o programa computacional FLAC versão 6. Como descrito no item 5.4.1, é um programa de grande utilização em análises das respostas sísmicas de maciços de solo, baseado no

método das diferenças finitas, com solução explícita no tempo. Não requer recursos excessivos de memória pois, à diferença dos modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos, matrizes globais de rigidez ou de massa não são armazenadas.

O FLAC também opera no modo de grandes deformações (*large strain mode*), o que permite uma melhor representação de problemas envolvendo liquefação de solos, por exemplo, permitindo acompanhar a deformação progressiva do modelo pela adição de deslocamentos incrementais às coordenadas dos nós da discretização (descrição Lagrangeana Modificada). A relação constitutiva em cada passo do método explícito (item 5.4.2) é formulada ainda sob hipótese de pequenas deformações, mas é equivalente a uma abordagem a grandes deformações para muitos passos de cálculo sequenciais.

Nestas análises sísmicas foram consideradas condições de campo livre nos contornos laterais e amortecedores viscosos no contorno inferior, conforme ilustra o esquema da Figura 7.19, descrito no item 5.4.3.

Tabela 7.3 - Modelos constitutivos e parâmetros dos materiais da seção A-A'

Material	Modelo constitutivo	γ_{sat} (kN/m ³)	Φ_f (°)	c (Pa)	G^e (Pa)	K^e (Pa)	v_s (m/s) velocidade de onda S	N-SPT (modelo UBCSand)
Enrocamento	Mohr-Coulomb	21.0	$f(\sigma'_v)$ *	-	$f(p')$ **	$f(p')$	-	-
Aterro hidráulico - Fase 2	UBCSand	20.5	33	-	$f(p')$ **	$f(p')$	-	10
Aterro hidráulico - Fase 1	UBCSand	20.5	35	-	$f(p')$ **	$f(p')$	-	20
Areia siltosa	UBCSand	20.8	35	5000	$f(p')$ **	$f(p')$	-	30***
Silte arenoso argiloso	Mohr-Coulomb	20.5	33	10000	$f(p')$ **	$f(p')$	-	-
Rocha fraturada	Elástico linear	24.0	-	-	-	-	1000	-
Rocha sã	Elástico linear	27.0	-	-	-	-	1700	-

* Variação do ângulo de atrito com a tensão vertical efetiva de acordo com Leps (1970) – valores fornecidos pelo consórcio SGP, ref. EBN-OEN-7430115-MC-1001 – Análise de Estabilidade do Maciço de Enrocamento de Proteção Externa do Estaleiro.

** Variação do módulo de cisalhamento elástico G^e em função da tensão normal média de acordo com Equação (4.38).

*** Número de golpes N-SPT das sondagens SM-45, SM-46, SM-47 e SM-48 pertencentes ao perfil geotécnico do cais 5, fornecidas pelo consórcio SGP, ref. EBN-OEN-7430112-DE-1036-0 – Perfis Geotécnicos das Seções A e C para Análises Numéricas.

Tabela 7.4- Modelos constitutivos e parâmetros dos materiais da seção C-C'

Material	Modelo constitutivo	γ_{sat} (kN/m³)	Φ_f (°)	c (Pa)	G^e (Pa)	K^e (Pa)	v_s (m/s) velocidade de onda S	N-SPT (modelo UBCSand)
Enrocamento	Mohr-Coulomb	21	$f(\sigma'_v)$ *	-	$f(p')$ **	$f(p')$	-	-
Aterro hidráulico - Fase 2	UBCSand	20.5	33	-	$f(p')$ **	$f(p')$	-	10
Aterro hidráulico - Fase 1	UBCSand	20.5	35	-	$f(p')$ **	$f(p')$	-	20
Areia siltosa superior (medianamente compacta)	UBCSand	20.5	30 -33	5000	$f(p')$ **	$f(p')$	-	13 – 15 ***
Areia siltosa inferior (medianamente compacta)	UBCSand	20.5	30	5000	$f(p')$ **	$f(p')$	-	14
Areia siltosa (compacta)	UBCSand	20.8	36	5000	$f(p')$ **	$f(p')$ *		35
Rocha fraturada	Elástico linear	24.0	-	-	-	-	1000	-
Rocha sã	Elástico linear	2.,0	-	-	-	-	1700	-

* Variação do ângulo de atrito com a tensão vertical efetiva de acordo com Leps (1970) – valores fornecidos pelo consórcio SGP EBN-OEN-7430115-MC-1001 – Análise de Estabilidade do Maciço de Enrocamento de Proteção Externa do Estaleiro.

** Variação do módulo de cisalhamento elástico G^e em função da tensão normal média de acordo com Equação (4.38).

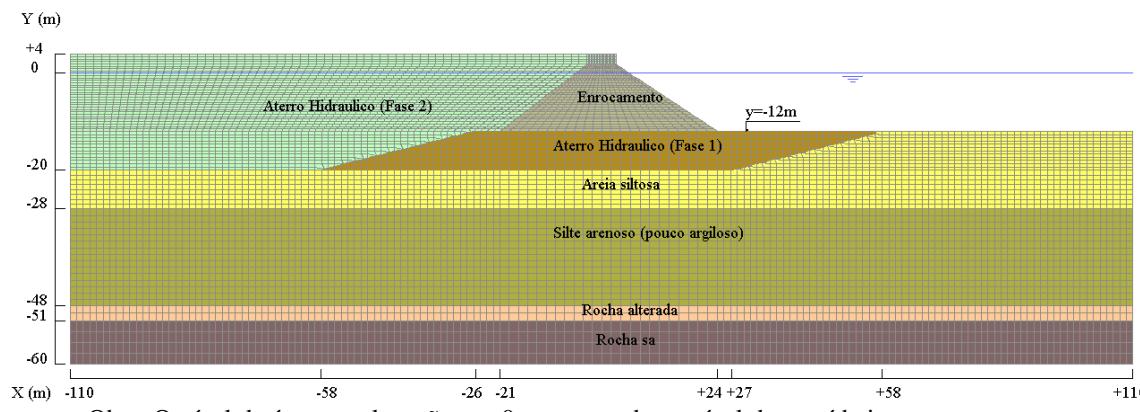
*** Número de golpes N-SPT das sondagens NSP-36, NSP-100 e SM-63 pertencentes ao perfil geotécnico do cais 2 a 4, fornecidas pelo consórcio SGP, ref. EBN-OEN-7430112-DE-1036-0 – Perfis Geotécnicos das Seções A e C para Análises Numéricas.

7.8.5

Resultados das análises

7.8.5.1 Seção A-A'

a) Discretização do modelo



Obs - O nível da água na elevação $y = 0$ corresponde ao nível da maré baixa
Figura 7.16 – Modelo discreto da seção A-A', formado por 11.023 elementos (zonas).

b) Fatores de segurança estáticos

Como uma pré-análise da ordem dos deslocamentos permanentes do talude de enrocamento do cais 5 da Base Naval de Itaguaí (cais 5) executou-se um estudo de estabilidade estática, cujos resultados estão mostrados na Figura 7.20, verificando-se que o valor de FS situa-se próximo a este valor limite, variando no intervalo [1.67 – 1.73], dependendo da posição da potencial superfície de deslizamento.

Visto que estas recomendações de literatura (Hynes-Griffin & Franklin, 1984) se referem a solos não suscetíveis à liquefação, e dada a importância da obra das instalações da Base Naval, o comportamento do maciço de solo sob solicitação sísmica será investigado com mais detalhes nas seções seguintes.

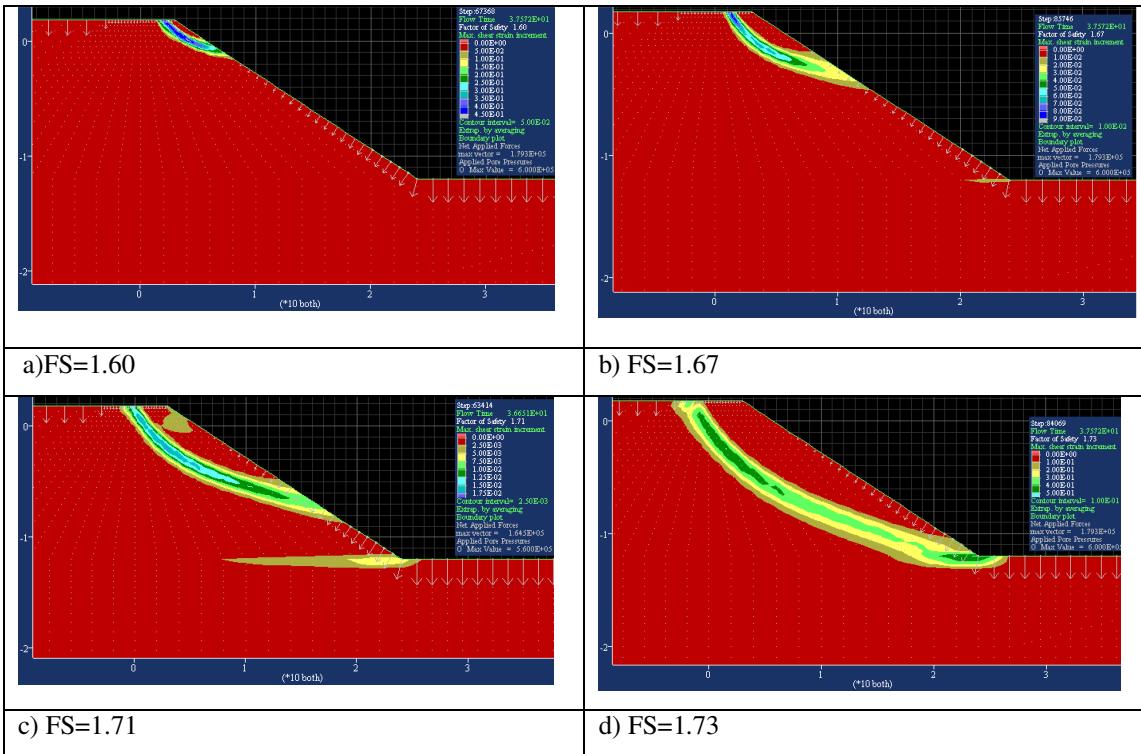


Figura 7.17 – Fatores de segurança estático do talude de enrocamento da seção A-A'.

c) Análise do potencial de liquefação

Como revisado no capítulo 2, solos granulares fofos a medianamente compactos e siltes de baixa plasticidade tendem a densificar quando submetidos a deformações cisalhantes cíclicas provocadas por terremotos. Poropressões no interior destes solos tendem a aumentar, consequentemente diminuindo as tensões normais efetivas e a resistência ao cisalhamento do material. Se esta cair para valores abaixo da tensão cisalhante cíclica atuante, o solo passa então para um estado transitório semi-fluido, até que o excesso de poropressões gerado pelo carregamento dinâmico seja dissipado.

Aterros e fundações são particularmente suscetíveis a danos por liquefação, dependendo da localização e extensão das regiões atingidas. Fundações devem ser projetadas para suportar os efeitos decorrentes do fenômeno e/ou técnicas de melhoramento⁸¹ do solo devem ser previstas para mitigar o problema.

⁸¹Uma variedade de técnicas existe para mitigar o potencial de liquefação de solos, dentre as quais citam-se a vibrocompactação, explosão, compactação dinâmica, estacas de compactação, dentre outras. Os princípios destas técnicas, tipos e condições de solo onde devem ser aplicadas, máxima profundidade do tratamento,

De acordo com os procedimentos descritos no Capítulo 3, referente à análise de liquefação, o primeiro passo em qualquer análise de liquefação é verificar a suscetibilidade de ocorrência no local. De acordo com os procedimentos descritos no item 3.3.2, os critérios geológicos, de teor de finos, profundidade do nível de água abaixo da superfície dos materiais, e a resistência à penetração do solo, indicaram que existe suscetibilidade de liquefação dos materiais.

No caso do solo de fundação dos cais da Base Naval de Itaguaí estas indicações permitem, em princípio, inferir uma baixa probabilidade de ocorrência de liquefação nas camadas mais profundas da seção A-A' (silte arenoso pouco argiloso abaixo da cota -28m, conforme Figura 7.16) e seção C-C' (areia siltosa medianamente compacta abaixo da cota -36m, de acordo com Figura 7.17). Adicionalmente, é baixa a expectativa de ocorrência de liquefação catastrófica na camada de aterro hidráulico da fase 1 (abaixo do talude de enrocamento, Figura 7.16), pois esta deverá ser compactada, conforme informações do Consórcio, até atingir um número de golpes do ensaio SPT medido em campo não inferior a 20. O mesmo, entretanto, não pode ser afirmado em relação ao aterro hidráulico da fase 2, que deverá ser compactado, segundo informações do Consórcio, até atingir um número de golpes do ensaio SPT medido em campo $N_{SPT} = 10$.

Entretanto, como o potencial de liquefação não pode ser descartado apenas com os critérios básicos de engenharia acima descritos, uma análise mais rigorosa do potencial de liquefação dos solos de fundação é necessária.

Para análise dos resultados, define-se a razão de poropressão r_u , implementada no FLAC, para sua verificação com o tempo, como:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_m} \quad (7.2)$$

onde r_u é o excesso de poropressão causado pelo carregamento sísmico e σ'_m o valor da tensão normal efetiva média, ambos calculados no instante de tempo t . O solo inicia o processo de liquefação quando $r_u = 1$, i.e. quando o acréscimo de poropressão induzido pelo sismo atingir o valor da tensão normal efetiva octaedrica atuante no ponto.

melhoramentos esperados das características do solo, tamanhos de áreas para assegurar viabilidade econômica do tratamento e seus custos relativos, podem ser obtidos na literatura (p. ex NRC, 1985).

As Figuras 7.21 e 7.22 mostram a distribuição dos excessos de poropressão e os correspondentes valores da razão de poropressão r_u ao final do sismo ($t = 15s$). Para melhor identificação das áreas que apresentam potencial de liquefação, principalmente na região do aterro hidráulico fase 2 ($N_{SPT} = 10$), as Figuras 7.23 e 7.24 mostram as regiões, identificadas em vermelho, onde durante (Figura 7.23) e ao final do sismo (Figura 7.24) onde $r_u \geq 1$.

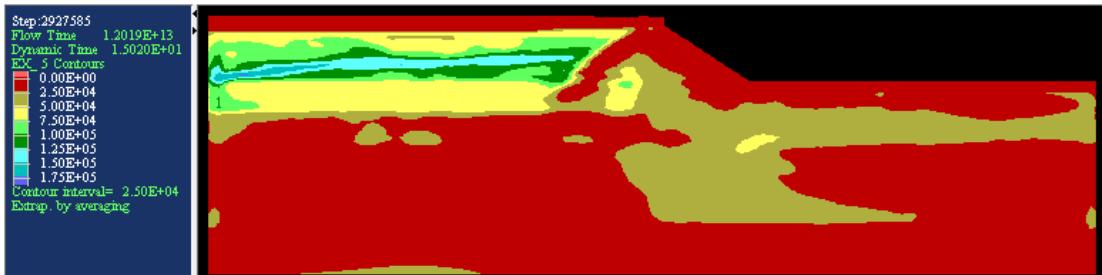


Figura 7.18 – Distribuição dos excessos de poropressão no tempo $t = 15s$ (final do sismo) na seção A-A'. (unidade Pa).

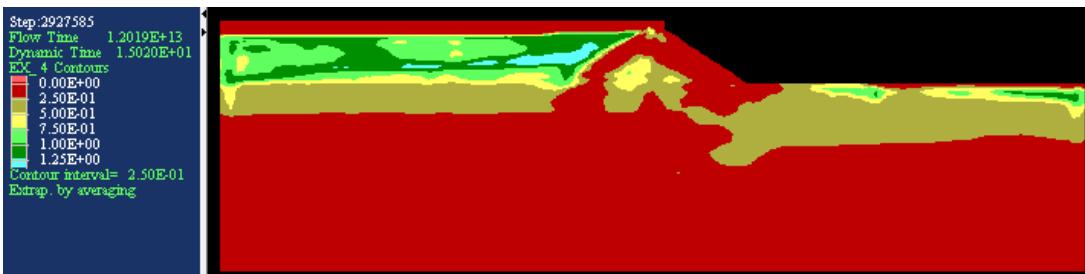


Figura 7.19 – Distribuição dos valores da razão de poropressão ao final do sismo ($t = 15s$) na seção A-A'.

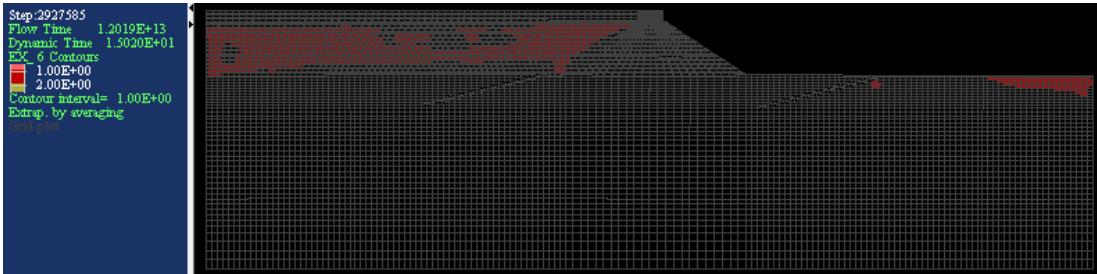


Figura 7.20 – Indicação de áreas (em vermelho) onde $r_u \geq 1$ ao longo dos 15s do sismo.

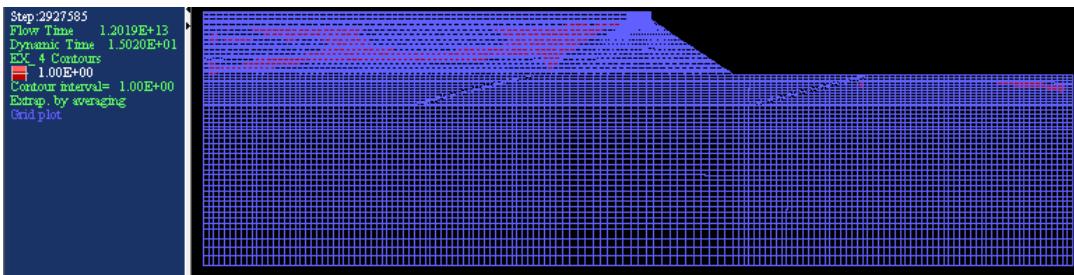


Figura 7.21 – Indicação de áreas (em vermelho) onde $r_u \geq 1$ ao final do sismo ($t = 15s$).

O comportamento hidromecânico do maciço de solo ao longo da duração do sismo foi acompanhado monitorando-se a evolução dos valores do parâmetro r_u nos pontos de controle da Figura 7.25. Os correspondentes resultados estão ilustrados na Figura 7.28, podendo-se observar:

- Baixos valores de r_u nos pontos mais profundos da seção A-A', devido aos maiores valores de tensão efetiva média atuantes (r_u-4 , r_u-6 , r_u-7 e r_u-10);
- Maiores valores de r_u em pontos mais próximos à superfície do terreno (r_u-5 no aterro hidráulico da fase 1, r_u-8 e r_u-9 na camada de areia siltosa medianamente compacta) mas que não atingiram a iniciação de liquefação;
- Valores altos de r_u em pontos do aterro hidráulico da fase 2 (r_u-3) com ocorrência de liquefação localizada (r_u-1 , r_u-2);

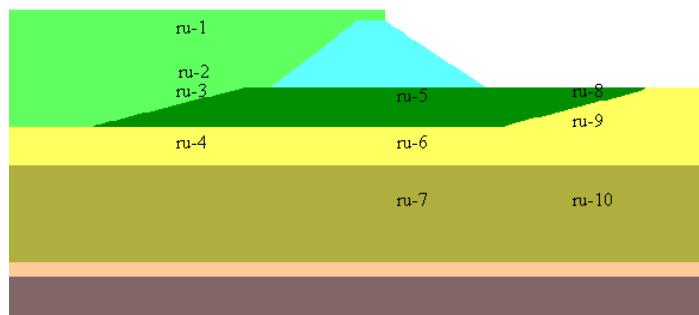


Figura 7.22 – Localização dos pontos de controle para análise da variação no tempo da razão de poropressão r_u na seção A-A'.

A distribuição do deslocamento horizontal ao final do sismo, bem como a malha final deformada da seção A-A', estão mostradas nas Figuras 7.26 e 7.27. Conforme pode ser observado, os deslocamentos permanentes do talude de enrocamento⁸² variam de 8cm no pé do talude até 18.5cm no seu topo.

⁸² sem consideração de parcela adicional de deslocamento devido à dissipação dos excessos de poropressão ao longo do tempo, após a ocorrência do sismo (análise drenada pós-sismo).

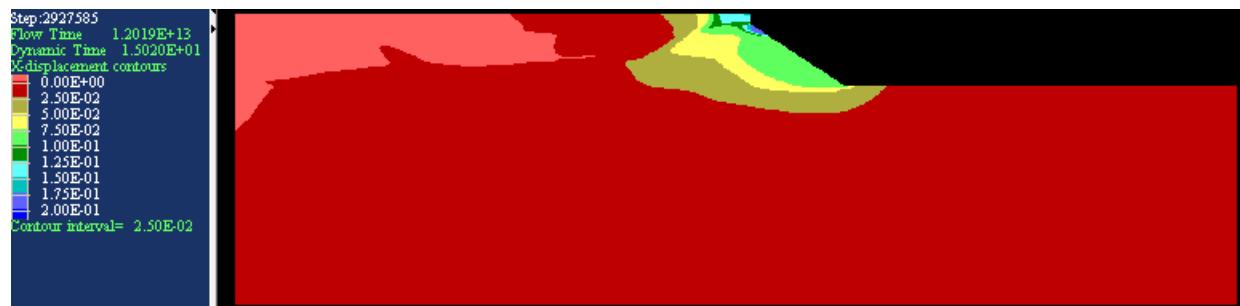


Figura 7.23 – Distribuição dos deslocamentos horizontais ao final do sismo ($t = 15s$). Unidades em m.

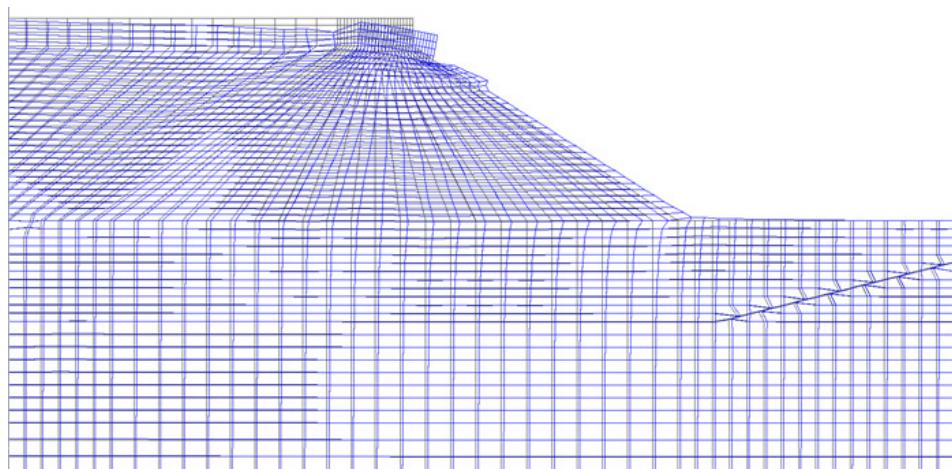


Figura 7.24 – Malha distorcida da seção A – A' ao final do sismo ($t = 15s$).

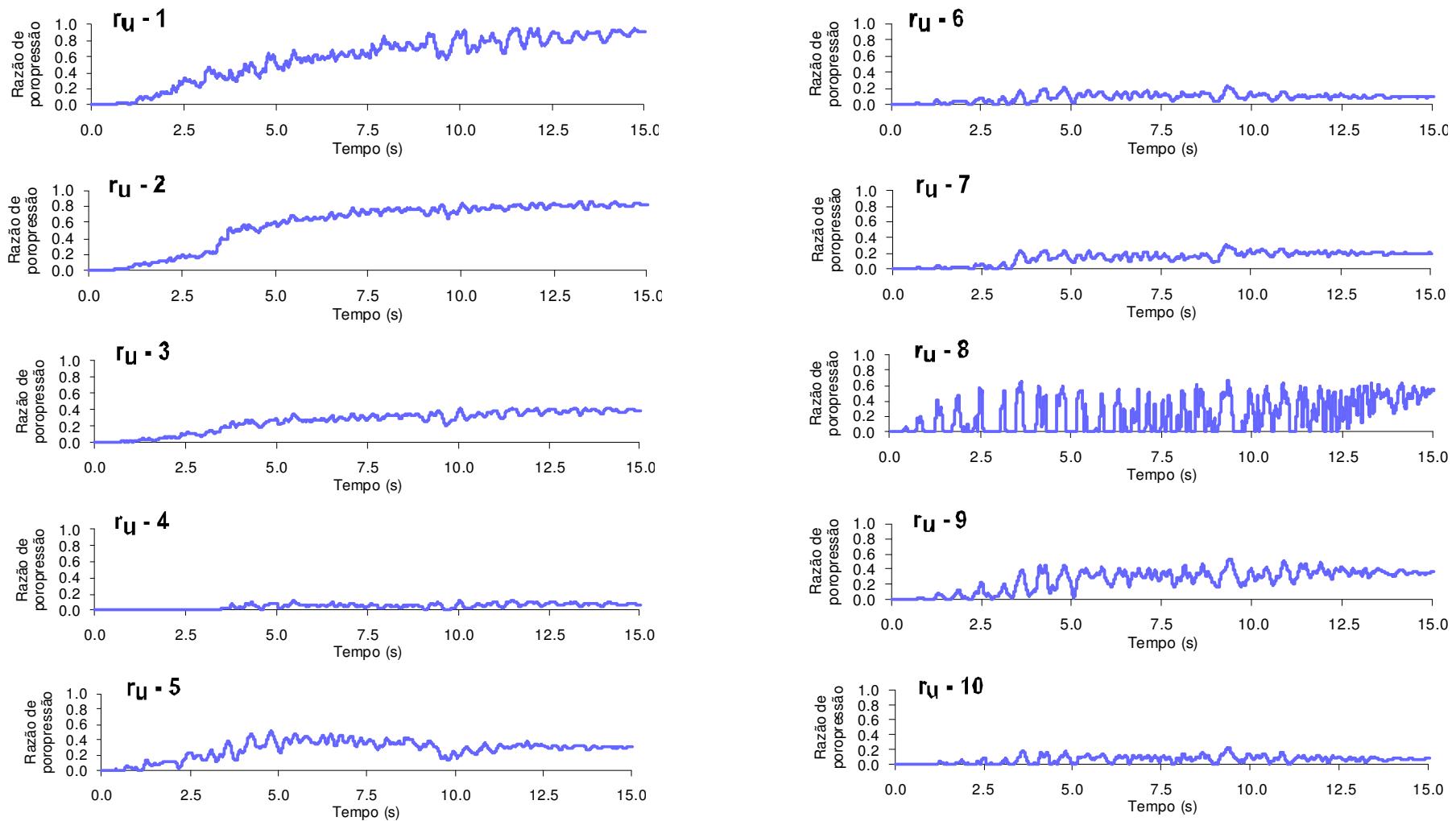


Figura 7.25 – História da razão de poropressão r_u durante a ocorrência do sismo em pontos de controle na seção A-A'.

d) Análise dinâmica do maciço de solo

Nos resultados que se seguem foi considerada durante o evento sísmico, como uma carga equivalente à da superestrutura em operação, a aplicação de um carregamento superficial de 2.5 kPa (10% do carregamento da condição estática), uniformemente distribuído ao longo da superfície do aterro da fase 2 e da crista do maciço de enrocamento.

Histórias de aceleração horizontal

Para a base do modelo e determinados pontos da seção A-A', indicados na Figura 7.29, foram obtidas as histórias de aceleração horizontal, cujos resultados estão apresentados nos gráficos das Figuras 7.30 e 7.31. Os valores de aceleração observados na superfície do terreno (pontos A, B, C, D, E, F) estão no intervalo entre 2 m/s² a 2.7 m/s².

Espectros de resposta da aceleração horizontal

Para a base do modelo e determinados pontos da seção A-A', indicados na Figura 7.29, foram obtidos os espectros de resposta da aceleração horizontal, apresentados nos gráficos das Figuras 7.32 e 7.33, para verificação das respostas máximas em determinados períodos de interesse da excitação.

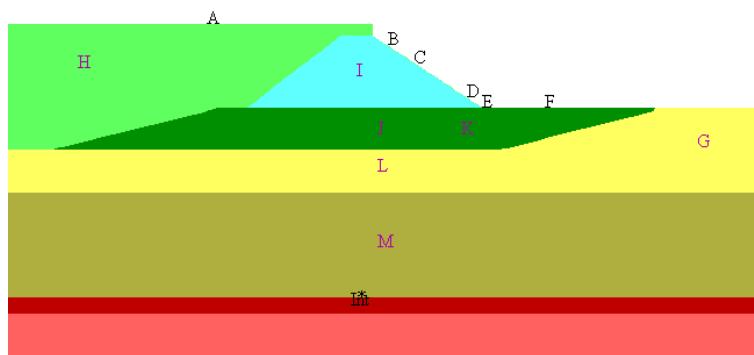


Figura 7.26 – Pontos de controle das histórias de aceleração horizontal, espectros de resposta e histórias de deslocamento horizontal na seção A-A'.

Neste ponto, uma comparação foi feita entre os resultados obtidos através de uma análise 1-D com o modelo linear equivalente do programa SHAKE (domínio da frequência) e o modelo elastoplástico 2-D do programa FLAC (domínio do tempo).

Quatro colunas de solo ao longo do perfil da seção A-A' (Figura 7.34) foram consideradas nesta comparação, utilizando em ambos os programas o mesmo registro sísmico de entrada, mesmas propriedades geotécnicas e curvas de variação do módulo

cisalhante e do fator de amortecimento com o nível da deformação cisalhante efetiva, bem como um número de subcamadas no programa SHAKE correspondente ao número de zonas utilizadas pelo programa FLAC ao longo das colunas.

A Tabela 7.7 lista os valores das acelerações horizontais máximas em alguns pontos destas colunas, enquanto que a Figura 7.35 mostra os espectros de resposta das acelerações determinados em ambos os programas, observando-se que os resultados calculados pelo FLAC indicam a ocorrência de maiores amplificações em menores períodos.

Tabela 7.5 – Valores máximos de aceleração horizontal calculados com os programas SHAKE e FLAC para a seção A-A'.

Ponto de controle	Aceleração máxima (m/s^2)	
	SHAKE	FLAC
A	1,95	2,57
G (topo)	2,21	2,33
H	1,41	1,55
I	1,45	2,23

Na literatura, vários autores compararam as diferenças de resultados das respostas sísmicas do solo utilizando formulações no domínio do tempo e da frequência (Cheng & Glaser, 2001; Visone & Magistris, 2010). Especificamente em relação às formulações dos programas SHAKE e FLAC, um estudo comparativo recente (Strenk & Wartman, 2011) indica que as discrepâncias entre as respostas, para o mesmo fator de amortecimento, podem ser explicadas por diferenças na variação do módulo de cisalhamento com o nível de deformação cisalhante efetiva, com o programa SHAKE utilizando valor do módulo secante (G_{sec}) enquanto que o FLAC emprega o valor do módulo tangente (G_{tan}). Em consequência, aqueles autores concluem que a modelagem do FLAC, comparativamente à do SHAKE, é mais flexível em períodos de excitação intensa e mais rígida em períodos de excitação branda.

Histórias de deslocamento horizontal

Para determinados pontos da seção A-A', indicados na Figura 7.29 (pontos A a L), foram obtidas as histórias dos deslocamentos horizontais, cujos resultados estão apresentados nos gráficos das Figuras 7.36 e 7.37. Os maiores valores de deslocamentos

horizontais permanentes foram observados no ponto B, na interseção do talude com a linha d'água, e no ponto E, junto ao pé do talude, da ordem de 7cm. As Figuras 7.38 e 7.39 apresentam a distribuição dos deslocamentos horizontais no tempo $t = 6.5\text{s}$ (deslocamentos máximos) e no tempo $t = 15\text{s}$ (deslocamentos permanentes), respectivamente.

Histórias de tensão

Para o ponto de controle H da Figura 7.29, foram acompanhadas as histórias de tensão (tensões totais, tensões efetivas e poropressões), cujas variações no tempo podem ser observadas nos gráficos da Figura 7.40, notando-se a variação da tensão horizontal total devido ao carregamento dinâmico induzido pela excitação sísmica. Nesta figura, os valores de tensão estão representados com a convenção de sinais da Resistência dos Materiais (tensão normal de compressão considerada negativa).

Histórias de deformação cisalhante máxima

A Figura 7.41 apresenta as histórias de deformações cisalhantes máximas em determinados pontos de controle da seção A-A', indicados na figura. Os maiores valores ocorrem nos pontos PC-1 (aterro hidráulico fase 1) e, principalmente, no ponto PC-6 (ordem de 0.3%), situado nas proximidades do pé do talude do enrocamento. As distribuições das deformações cisalhantes máximas no talude de enrocamento podem ser observadas nas Figuras 7.42 e 7.43 para os tempos $t = 6.5\text{s}$ e $t = 15\text{s}$, respectivamente.

Deslocamentos horizontais do solo ao longo dos eixos das estacas

Para as linhas verticais marcadas na Figura 7.44, correspondentes aos eixos das estacas E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, com pontas situadas na cota $y = -42\text{m}$, são apresentadas na Figura 7.45 as distribuições de deslocamento horizontal no solo, referenciados à ponta da “estaca”, nos tempos $t = 6,5\text{s}$ e $t = 15\text{s}$ (final do sismo). Os correspondentes valores numéricos são listados na Tabela 7.8.

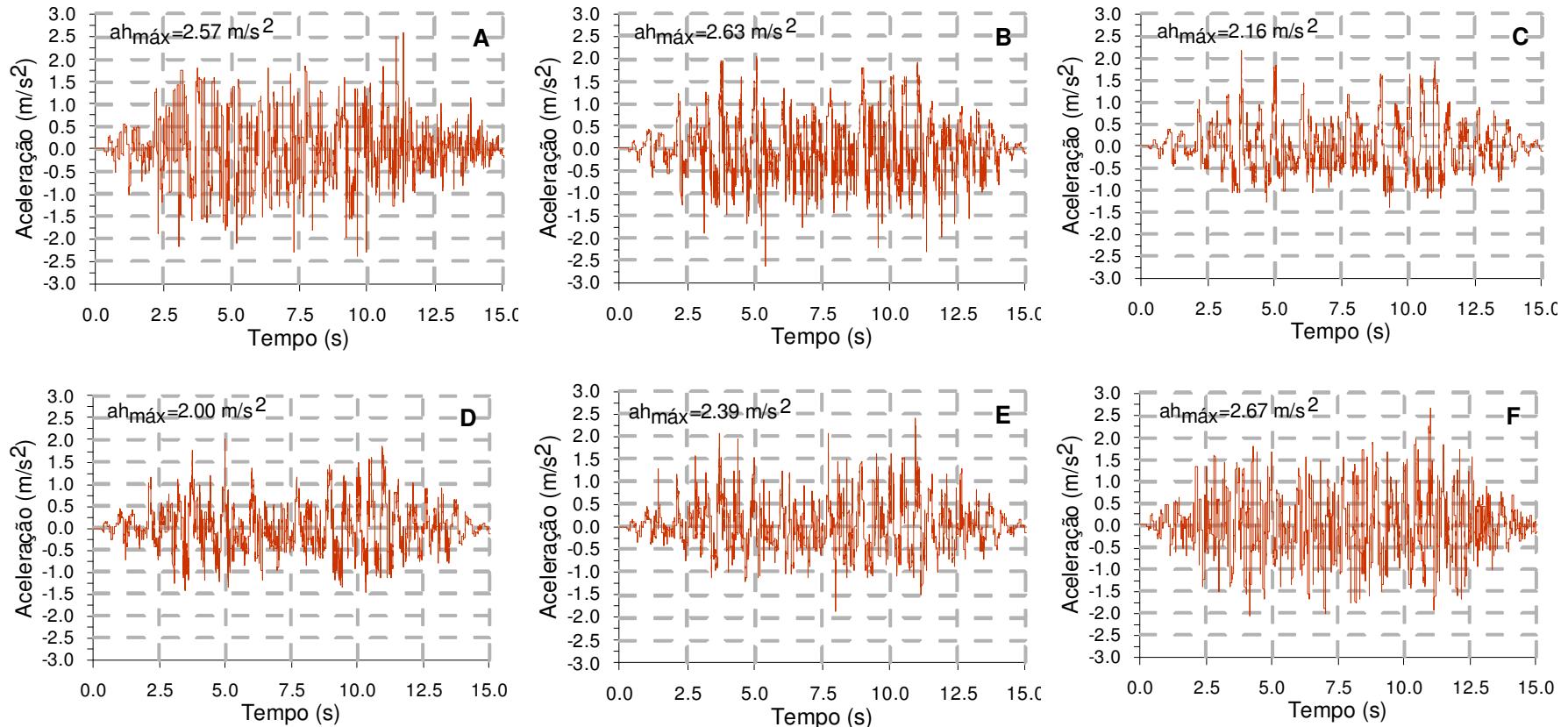


Figura 7.27– Histórias de aceleração horizontal em pontos de controle situados na superfície da seção A-A'.

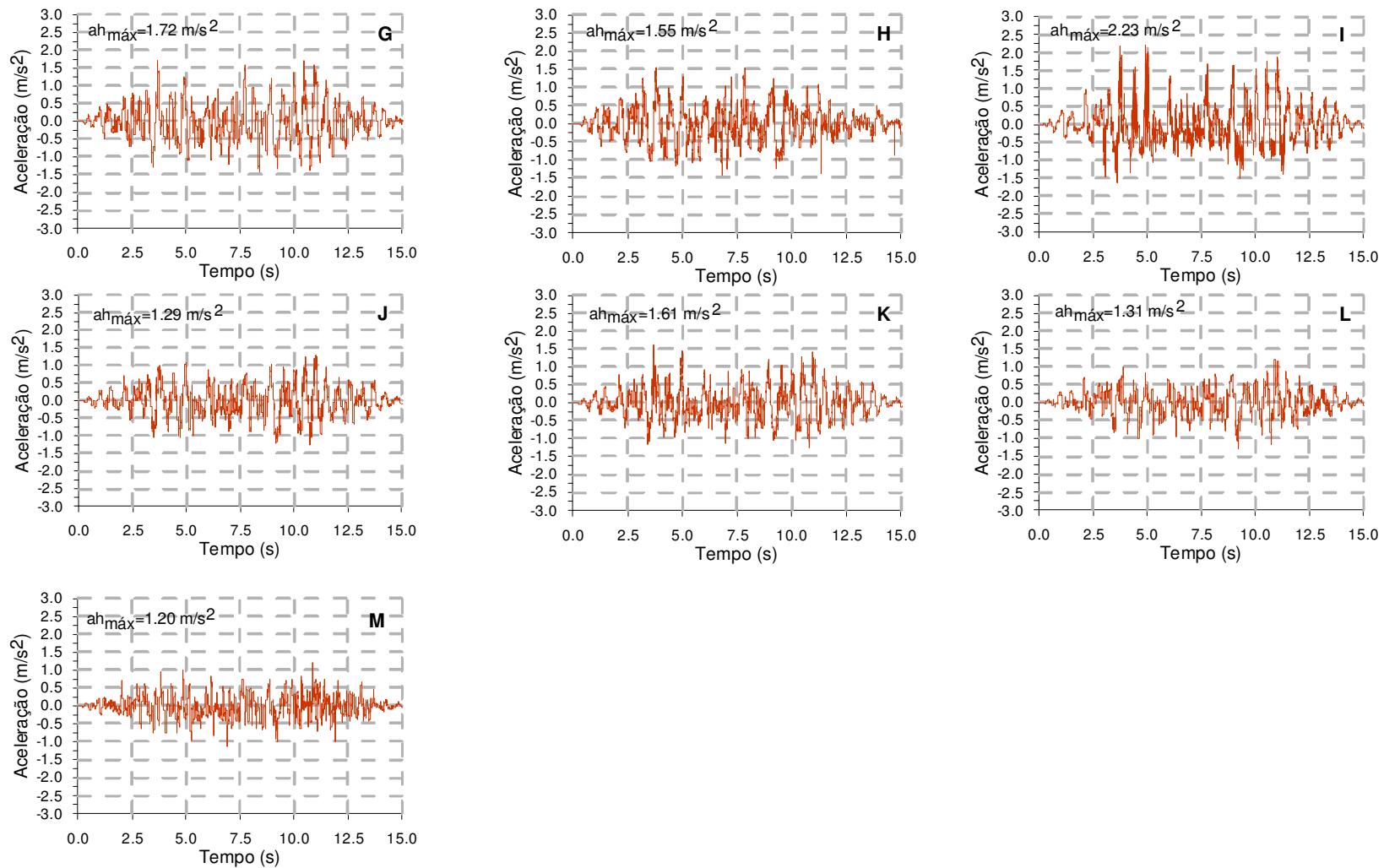


Figura 7.28 – Histórias de aceleração horizontal em pontos situados no interior do maciço de solo e na base do modelo da seção A-A'.

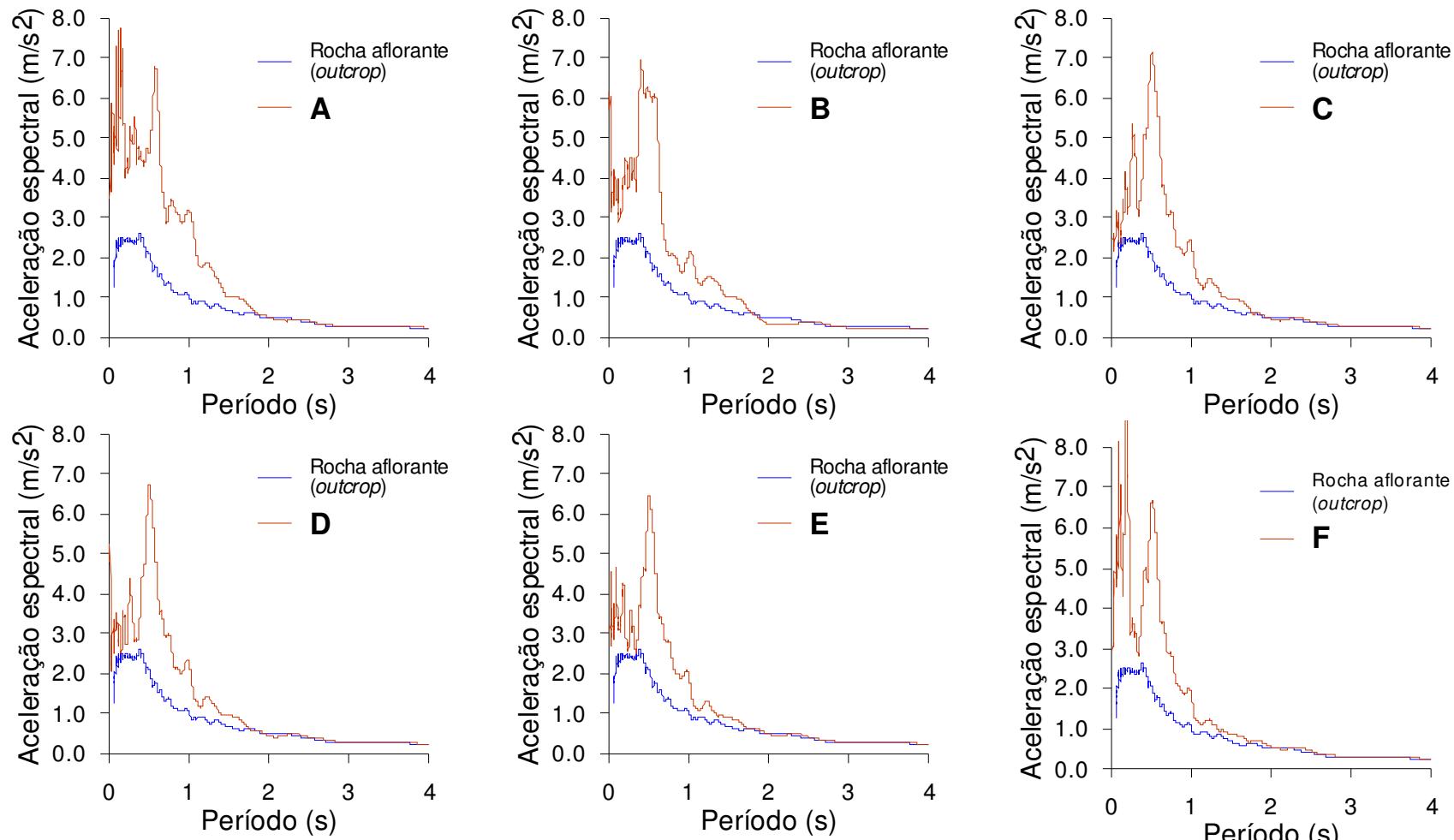


Figura 7.29 – Espectros de resposta da aceleração horizontal em diferentes pontos de controle situados na superfície da seção A-A'.

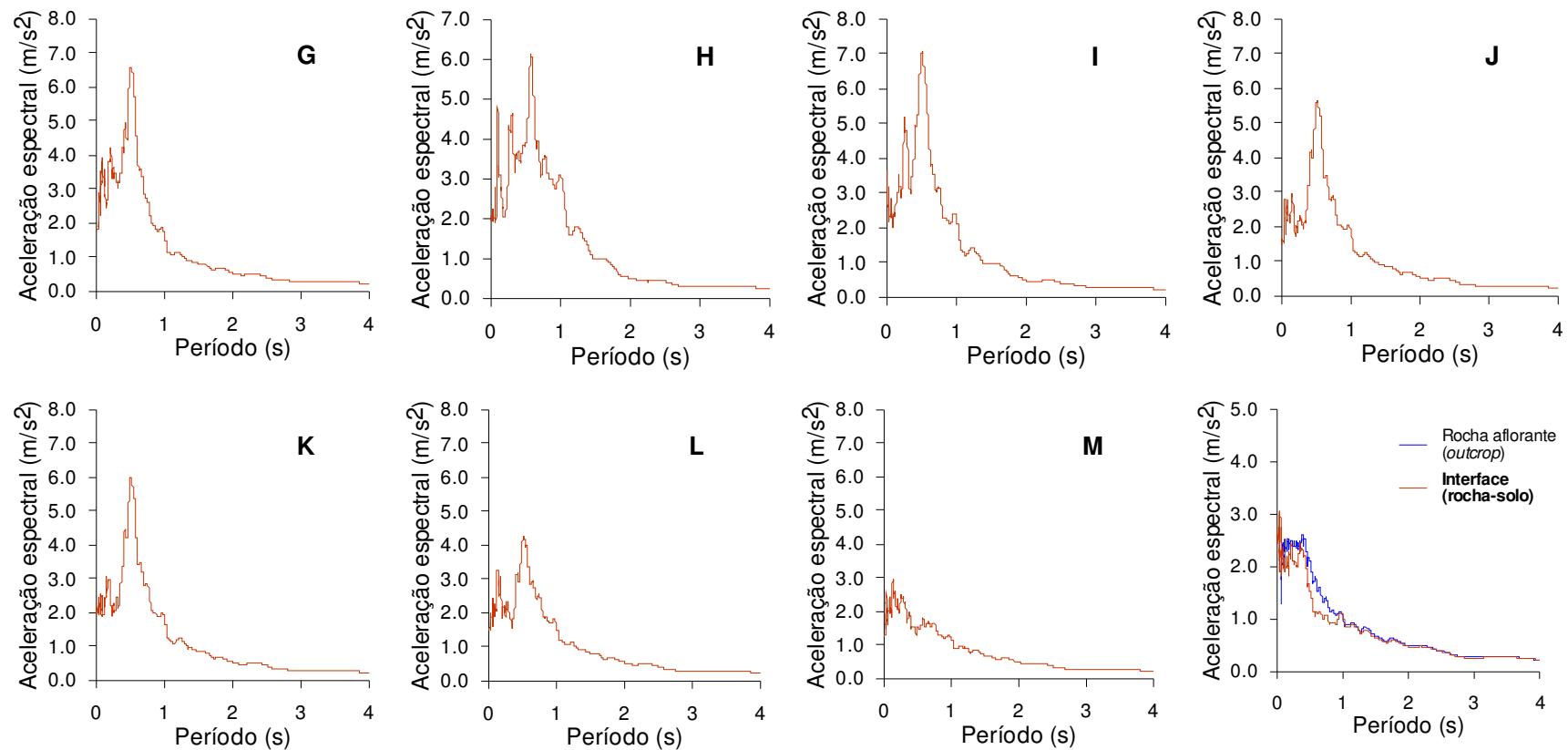


Figura 7.30 – Espectros de resposta da aceleração horizontal em diferentes pontos de controle situados no interior do maciço de solo e na interface solo-rocha.

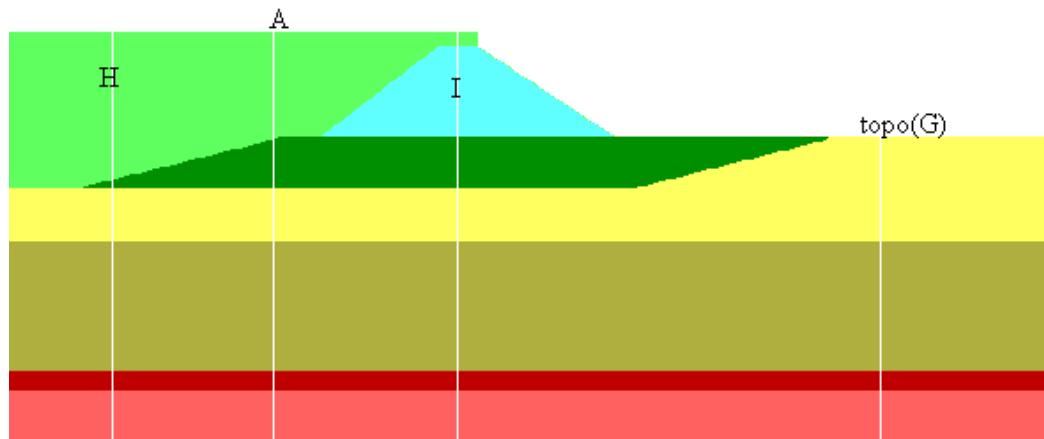


Figura 7.31 – Localização das colunas de solo para comparação dos resultados obtidos com os programas SHAKE e FLAC na seção A-A'.

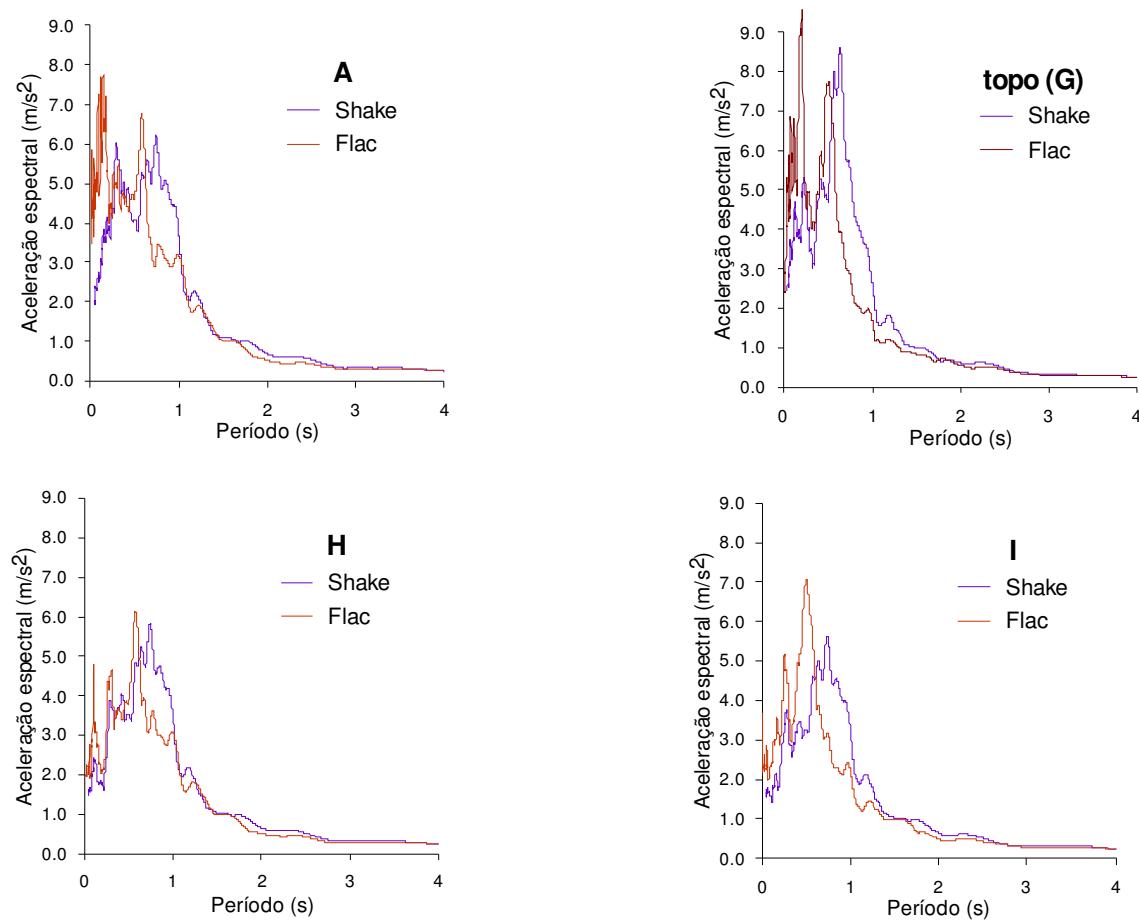


Figura 7.32 – Comparação dos espectros de resposta calculados com os programas SHAKE e FLAC na seção A-A'.

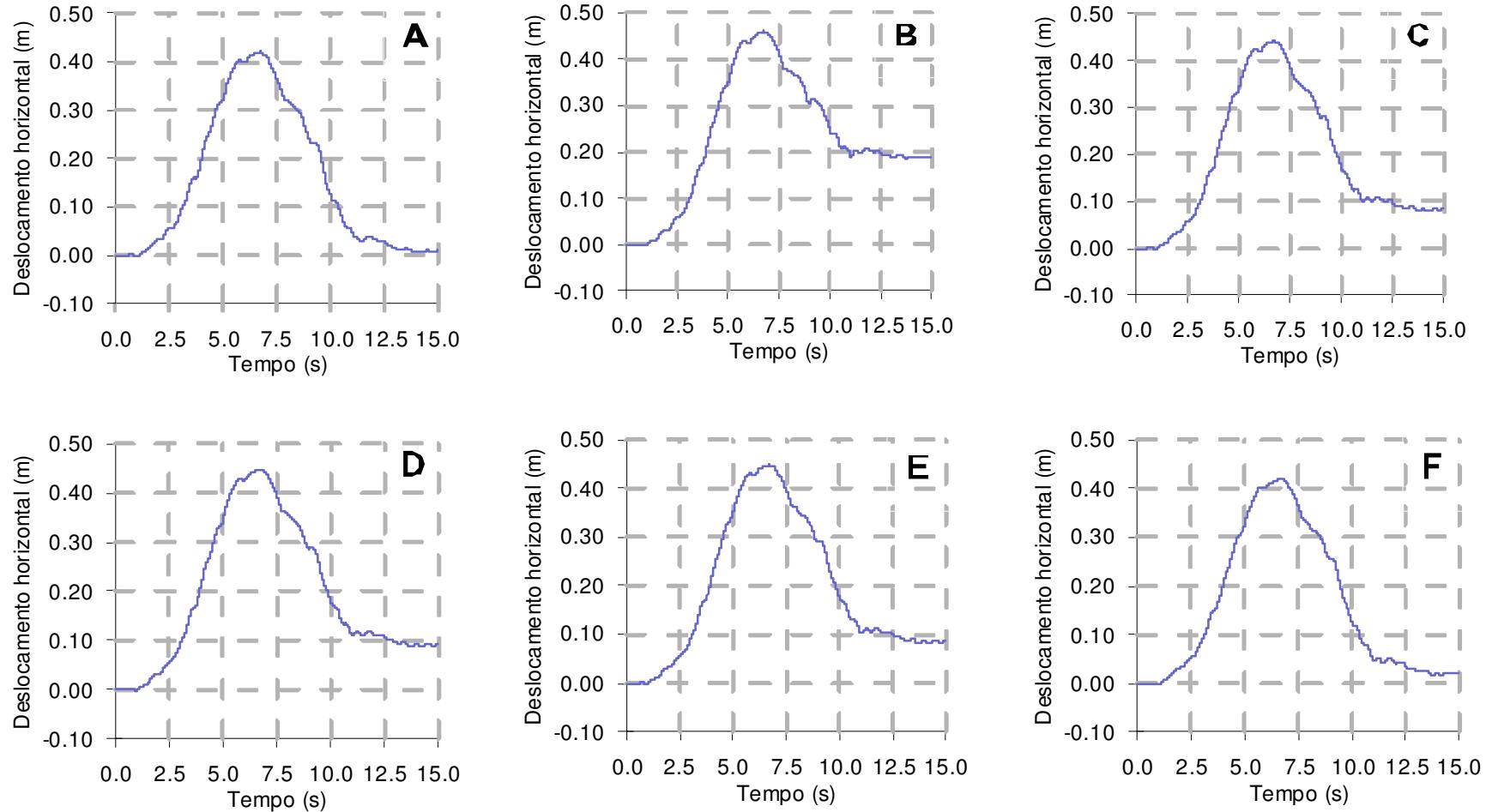


Figura 7.33 – Histórias de deslocamento horizontal em diferentes pontos de controle situados na superfície da seção A-A'.

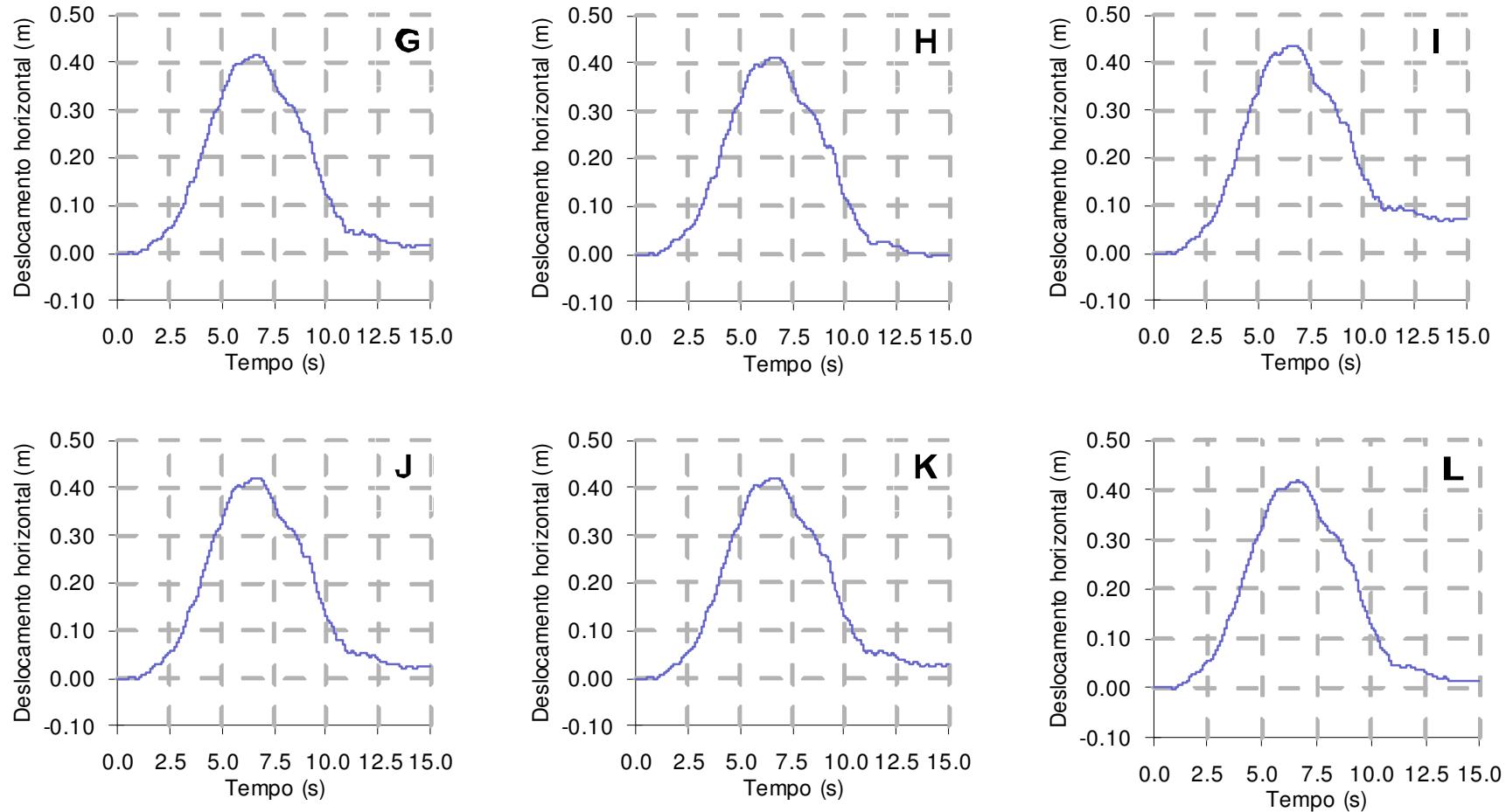


Figura 7.34 – Histórias de deslocamento horizontal em diferentes pontos de controle situados no interior do maciço de solo (seção A-A').

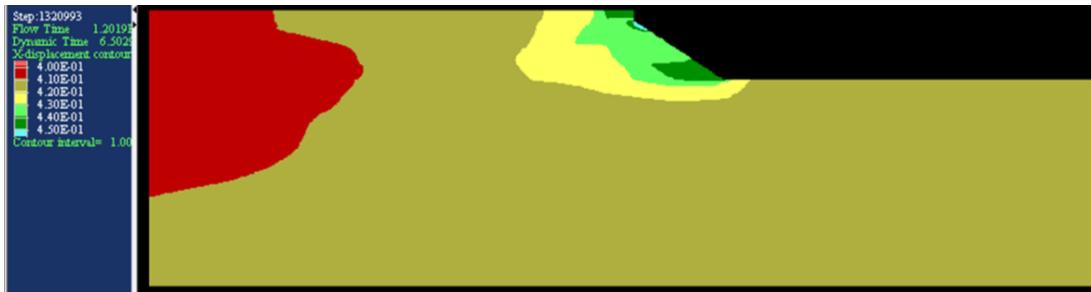


Figura 7.35 – Distribuição de deslocamentos horizontais no tempo $t = 6.5\text{s}$ (unidade m).

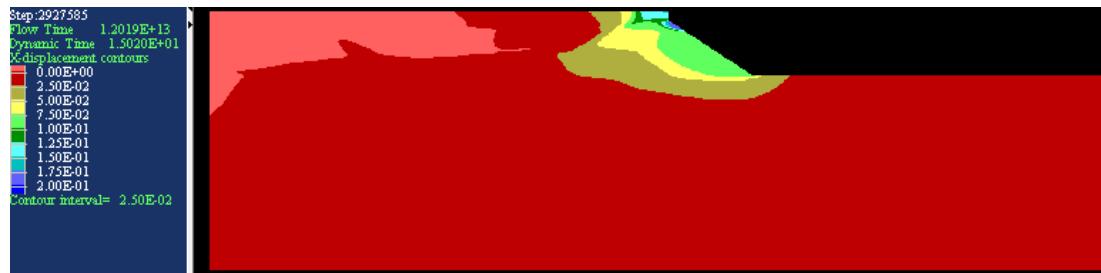


Figura 7.36 – Distribuição de deslocamentos horizontais no tempo $t = 15\text{s}$ (unidade m).

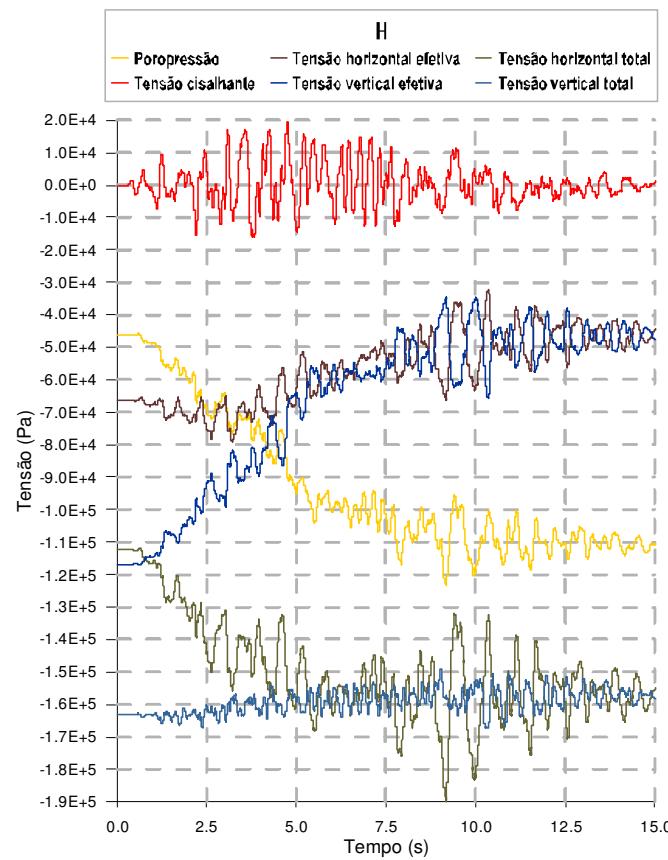


Figura 7.37 – Histórias de tensão e de poropressão no ponto H (convenção de sinais da Resistência dos materiais).

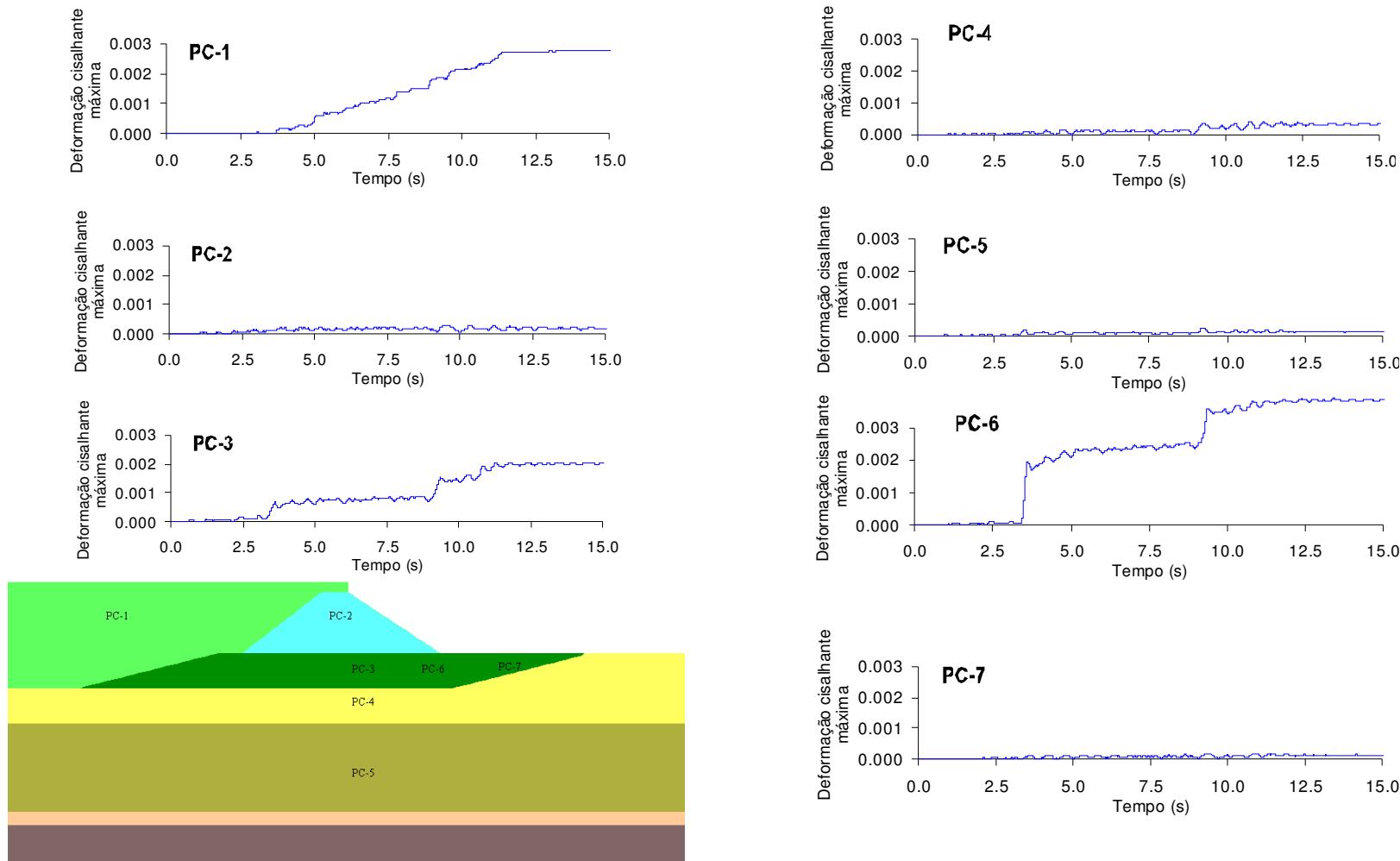


Figura 7.38 - História de deformação cisalhante máxima em diferentes pontos de controle da seção A-A'.



Figura 7.39 – Distribuição das deformações cisalhantes máximas no tempo $t = 6.5s$

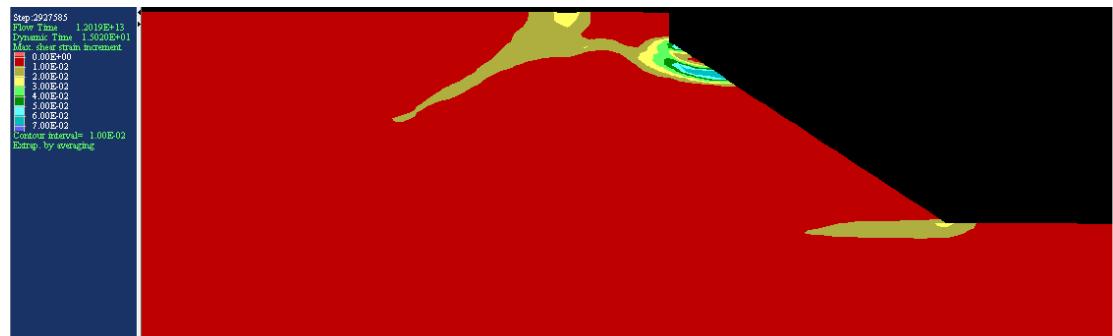


Figura 7.40 – Distribuição das deformações cisalhantes máximas no tempo $t = 15s$.

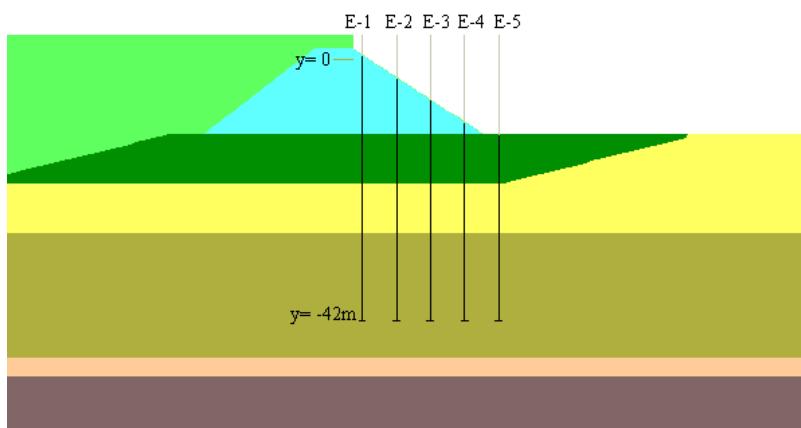


Figura 7.41 – Posição dos eixos das estacas E-1, E-2, E-3, E-4, E-5 com pontas situadas na cota $y = -42m$ (seção A-A').

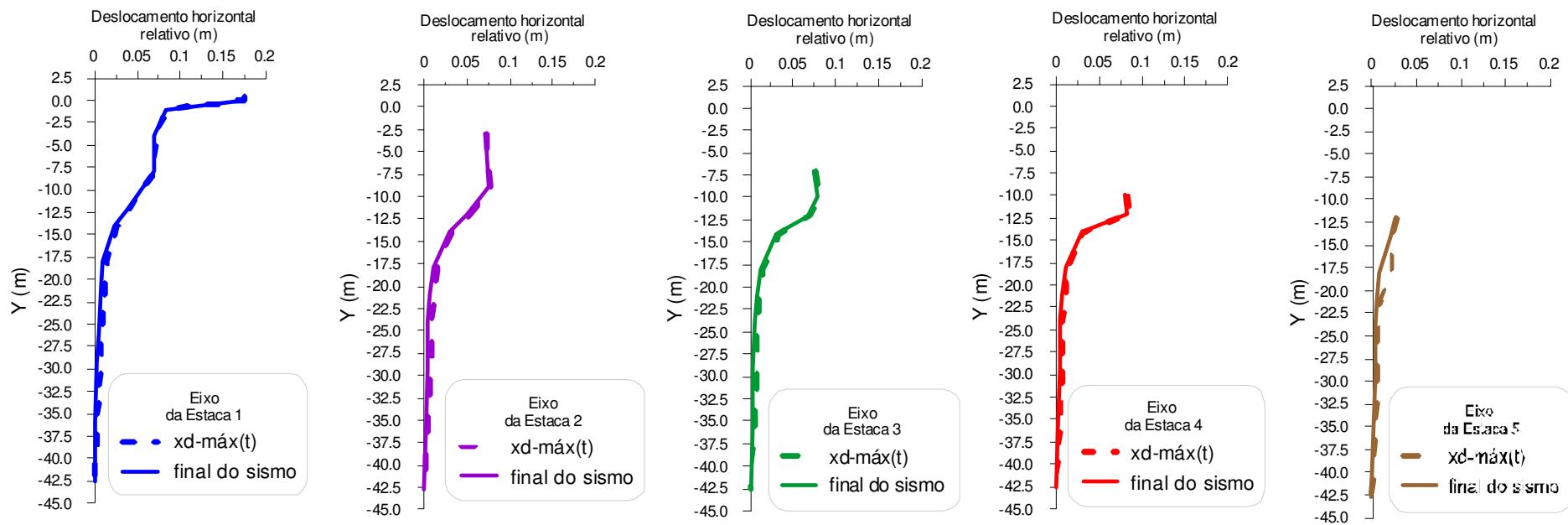


Figura 7.42 - Deslocamentos horizontais ao longo dos eixos⁸³ das “estacas”, relativos às pontas situadas na cota $y = -42\text{m}$, ao final do sismo (deslocamentos permanentes) e deslocamentos máximos durante o sismo. Os maiores deslocamentos na parte superior da “estaca 1” são devidos ao movimento do talude de enrocamento. (Figura 7.44).

⁸³ Devido à posição dos nós da malha alguns dos valores de deslocamento horizontal não estão completamente alinhados com os eixos das “estacas”. Ver Tabela 7.8.

Tabela 7.6 - Deslocamentos horizontais relativos à ponta das “estacas”, ao longo dos respectivos eixos⁸⁴, ao final do sismo (deslocamentos permanentes) e deslocamentos máximos durante o sismo na seção A-A’

Eixo da Estaca E-1		Desl. Horiz. Relativo (m)		Eixo da Estaca E-2		Desl. Horiz. Relativo (m)		Eixo da Estaca E-3		Desl. Horiz. Relativo (m)		Eixo da Estaca E-4		Desl. Horiz. Relativo (m)		Eixo da Estaca E-5		Desl. Horiz. Relativo (m)	
X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente	X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente	X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente	X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente	X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente
5.03	0.45	0.17500	0.17400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.75	0.00	0.17500	0.17400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.82	-1.00	0.08480	0.08320	1.03	-3.00	0.07300	0.07110	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.92	-4.00	0.07090	0.06880	9.99	-5.00	0.07410	0.07210	6.82	-7.00	0.07660	0.07470	-	-	-	-	-	-	-	-
4.48	-8.00	0.07030	0.06840	9.71	-9.00	0.07850	0.07660	15.71	-10.00	0.07970	0.07780	20.95	-10.00	0.08160	0.07970	-	-	-	-
4.00	-12.00	0.04160	0.03920	10.00	-12.00	0.05330	0.05110	16.00	-12.00	0.07000	0.06790	22.00	-12.00	0.08520	0.08330	26.73	-12.00	0.02830	0.02650
4.00	-14.00	0.02670	0.02440	10.00	-14.00	0.03230	0.03000	16.00	-14.00	0.03400	0.03190	22.00	-14.00	0.03250	0.03050	26.73	-14.00	0.02270	0.02090
4.00	-18.00	0.01450	0.01100	10.00	-18.00	0.01500	0.01240	16.00	-18.00	0.01500	0.01250	22.00	-18.00	0.01410	0.01170	26.73	-18.00	0.02270	0.00870
4.00	-21.00	0.01170	0.00751	10.00	-21.00	0.01120	0.00724	16.00	-21.00	0.01110	0.00726	22.00	-21.00	0.01050	0.00670	26.73	-21.00	0.00956	0.00572
4.00	-26.00	0.00906	0.00500	10.00	-24.00	0.00896	0.00496	16.00	-24.00	0.00864	0.00467	22.00	-24.00	0.00781	0.00391	26.73	-24.00	0.00725	0.00350
4.00	-29.33	0.00760	0.00397	10.00	-29.33	0.00791	0.00435	16.00	-29.33	0.00779	0.00426	22.00	-29.33	0.00696	0.00349	26.73	-29.33	0.00623	0.00287
4.00	-36.00	0.00323	0.00130	10.00	-36.00	0.00408	0.00218	16.00	-36.00	0.00472	0.00282	22.00	-36.00	0.00462	0.00276	26.73	-36.00	0.00423	0.00242
4.00	-42.67	-	-	10.00	-42.67	-	-	16.00	-42.67	-	-	22.00	-42.67	-	-	26.73	-42.67	-	-

⁸⁴ Devido à posição dos nós da malha, alguns dos valores de deslocamento horizontal não estão completamente alinhados com o eixo das “estacas”.

7.8.5.2 Seção C-C'

a) Discretização do modelo

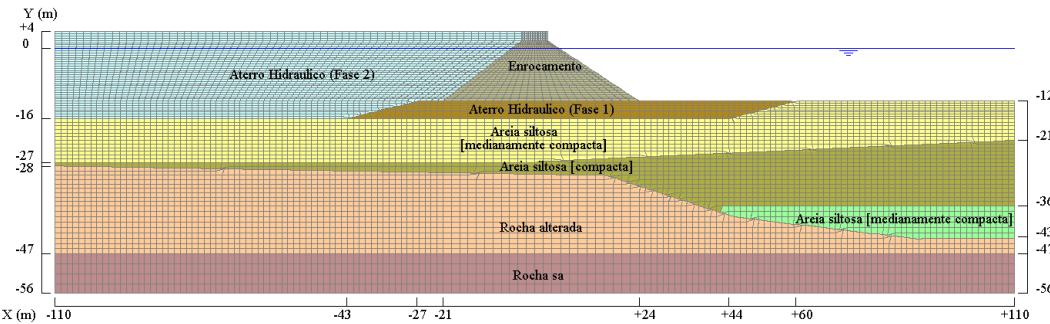


Figura 7.43 – Modelo discreto da seção C-C', formado por 11.325 elementos (zonas).

b) Fatores de segurança estáticos

Seguindo o mesmo procedimento adotado para seção A-A' (pertencente ao Cais 5), executou-se uma investigação da estabilidade estática dos taludes do maciço de enrocamento da seção C-C', referente aos Cais 2 a 4. Os resultados estão mostrados na Figura 7.47, com fator de segurança FS variando no intervalo [1.68 – 1.74], dependendo da posição da potencial superfície de deslizamento.

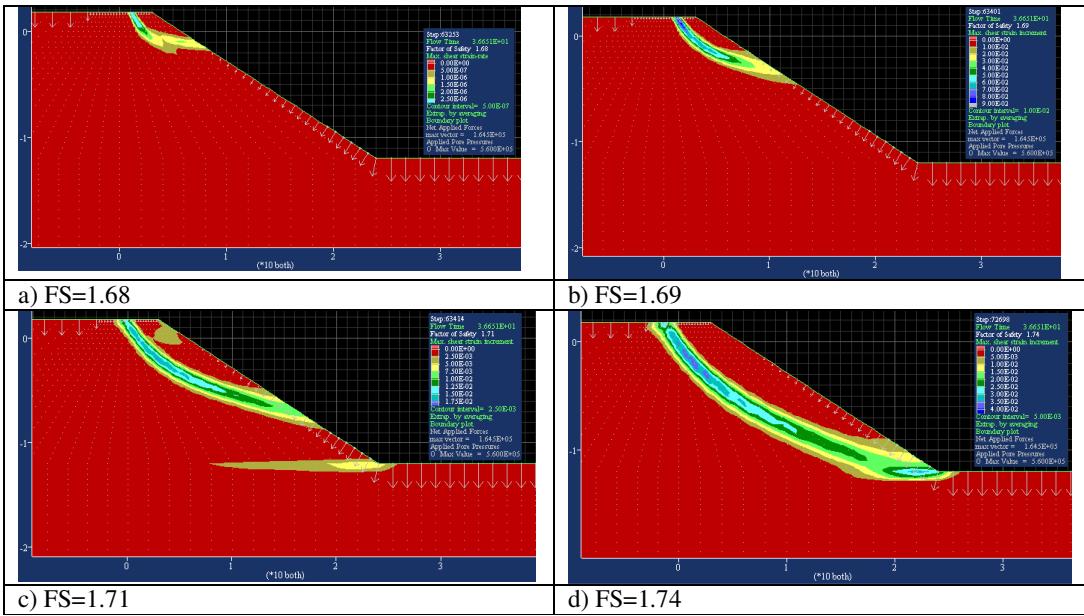


Figura 7.44 – Fatores de segurança estática do talude de enrocamento da seção C-C'

c) Análise do potencial de liquefação

A Figura 7.48 apresenta a distribuição dos excessos de poropressão ao final do sismo enquanto que Figura 7.49 a distribuição dos valores da razão de poropressão r_u também no tempo $t = 15s$. Para melhor identificação das áreas que apresentam potencial de liquefação dinâmica, as Figuras 7.50 e 7.51 mostram a distribuição dos valores de $r_u \geq 1$ ao final do sismo ($t = 15s$) e durante o evento ($0 < t < 15s$), respectivamente. No aterro hidráulico da fase 2, a ser construído com número de golpes de ensaio $N_{SPT} = 10$, conforme informações do consórcio, uma grande área marcada em vermelho indica o potencial de liquefação em decorrência da excitação sísmica.

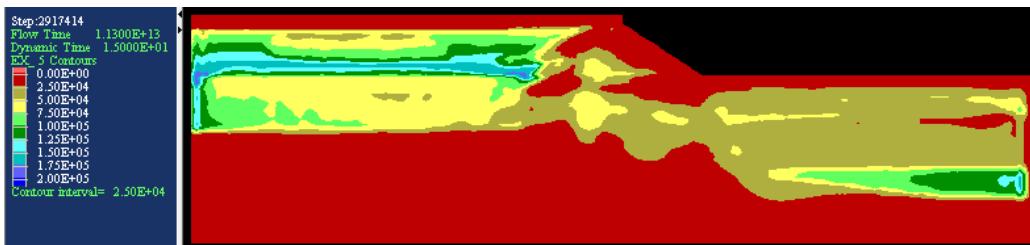


Figura 7.45 – Distribuição dos excessos de poropressão no tempo $t = 15s$ (final do sismo) na seção C-C'. (unidade Pa)

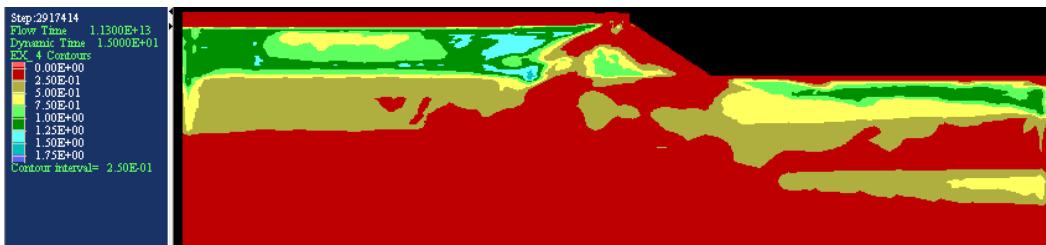


Figura 7.46 – Distribuição da razão de poropressão no tempo $t = 15s$ (final do sismo) na seção C-C'.

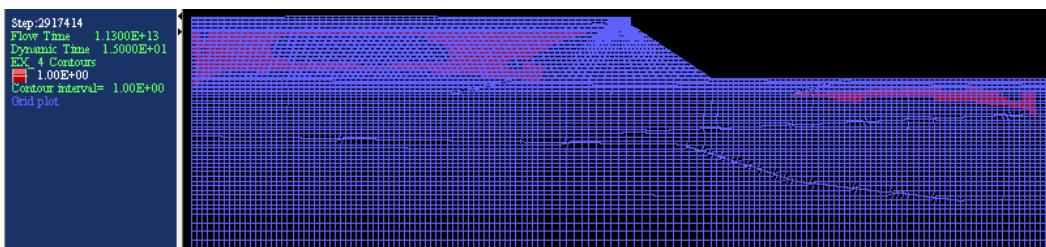


Figura 7.47 – Indicação de áreas (em vermelho) onde $r_u \geq 1$ ao final do sismo ($t = 15s$).

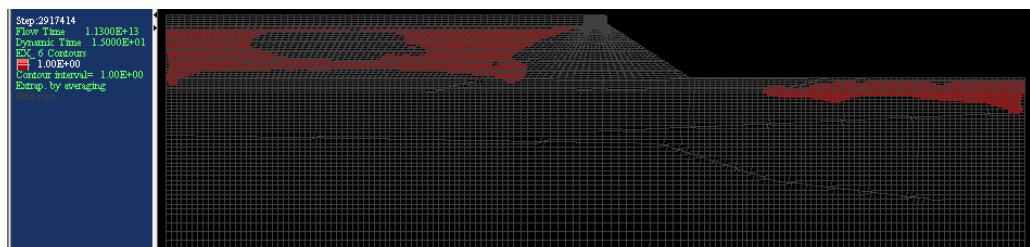


Figura 7.48 – Indicação de áreas (em vermelho) onde $r_u \geq 1$ ao longo dos 15s do sismo.

Para verificar o comportamento hidromecânico do maciço de solo ao longo da duração do sismo, foi acompanhada a evolução dos valores do parâmetro r_u nos pontos de controle da Figura 7.52. Os correspondentes resultados estão ilustrados na Figura 7.53, da qual podem ser observados:

- baixos valores de r_u nos pontos mais profundos da seção C-C', devido aos maiores valores de tensão efetiva média atuantes (r_u-9, r_u-10);
- maiores valores de r_u em pontos mais próximos à superfície do terreno (r_u-6 e r_u-7);
- baixos valores de r_u nos pontos situados sob o talude de enrocamento (r_u-4, r_u-5) devido ao acréscimo de tensões induzido pelo mesmo;
- altos valores de r_u em pontos do aterro hidráulico fase 2 (r_u-1, r_u-2, r_u-3) com ocorrência de liquefação dinâmica (r_u-2, r_u-3);
- altos valores de r_u em pontos próximos à superfície da camada de areia siltosa medianamente compacta, com ocorrência de liquefação dinâmica (r_u-8).

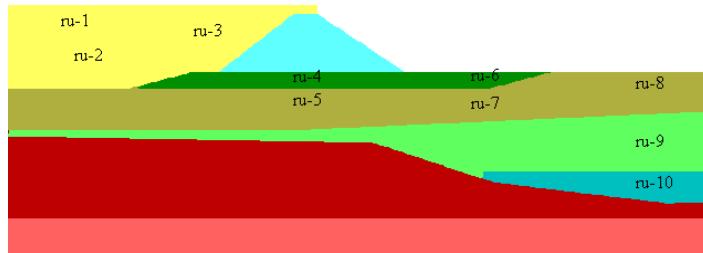


Figura 7.49 – Localização dos pontos de controle para acompanhamento da variação da razão de poropressão r_u no intervalo $0 \leq t \leq 15s$

A distribuição dos deslocamentos horizontais ao final do sismo, bem como a malha final deformada da seção C-C', estão mostradas nas Figuras 7.54 e 7.55. Os deslocamentos permanentes do talude de enrocamento variam entre 9cm, no pé do talude, até 19.5cm no topo do talude.

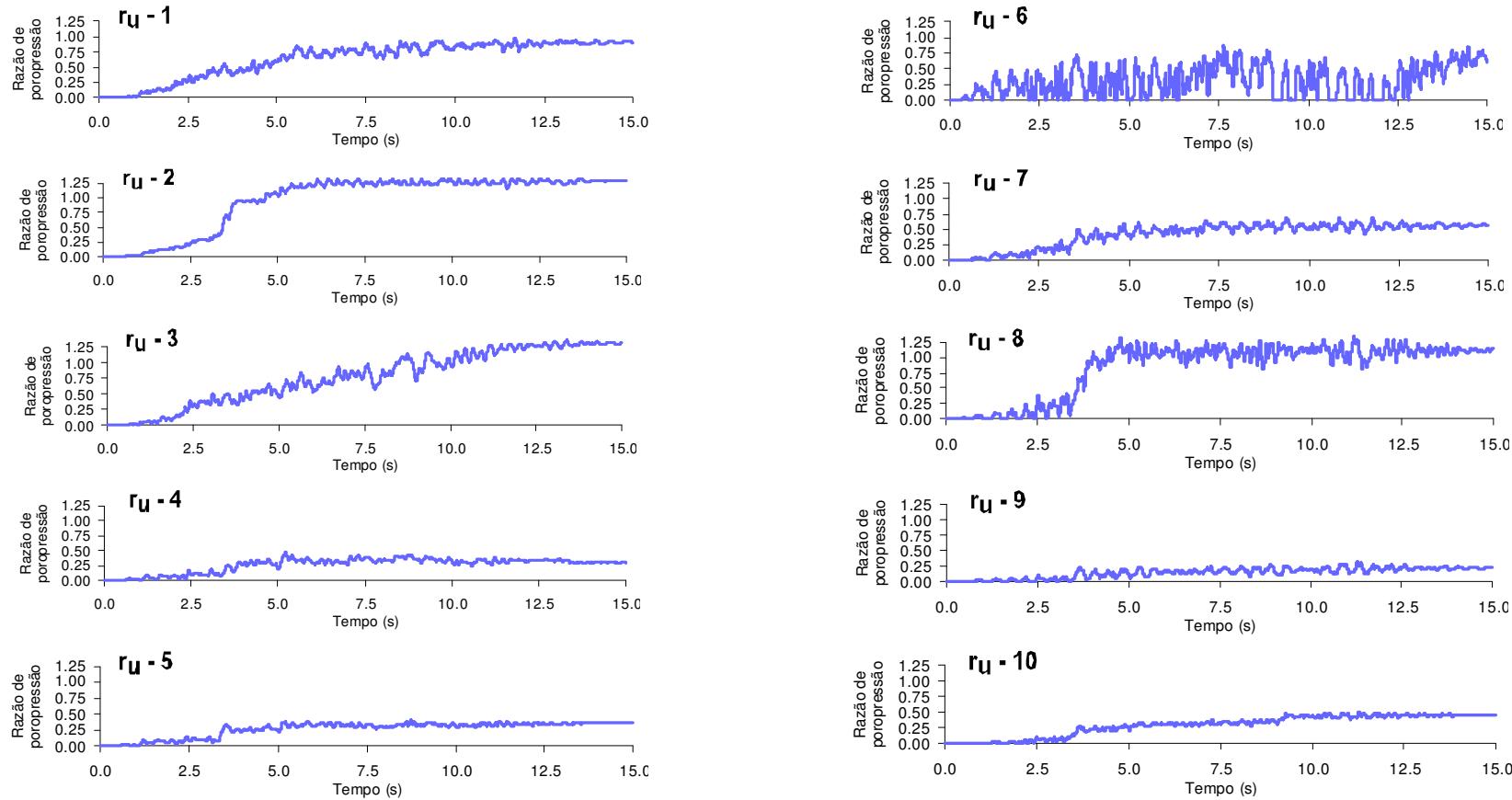


Figura 7.50 – História da razão de poropressão r_u durante a ocorrência do sismo em pontos de controle da seção C-C'

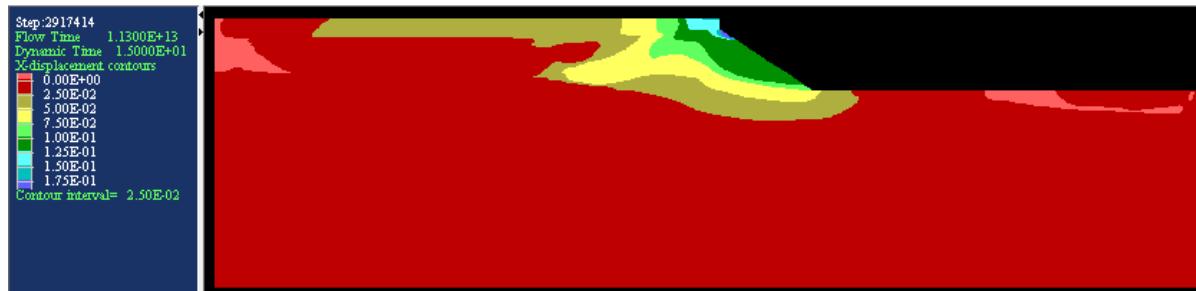


Figura 7.51 – Distribuição do deslocamento horizontal ao final do sismo ($t = 15s$). (unidades em m)

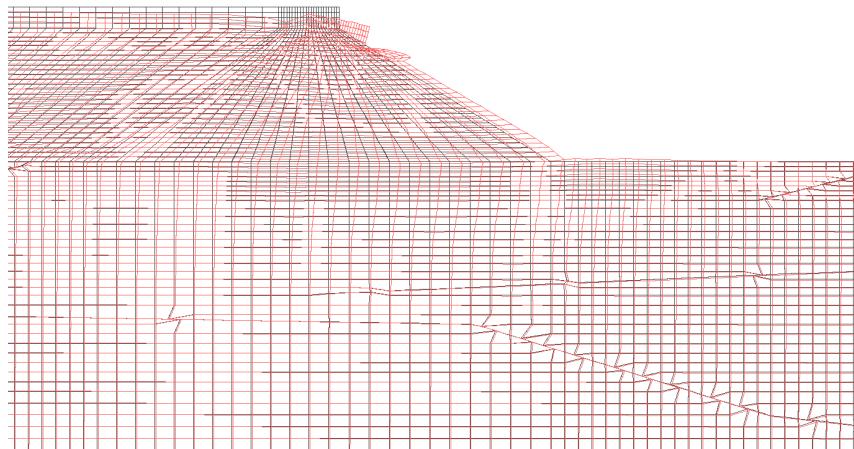


Figura 7.52 – Malha distorcida da seção C-C' ao final do sismo ($t = 15s$).

d) Análise dinâmica do maciço de solo

Nas análises dinâmicas foi considerada a aplicação de um carregamento superficial de 2,5 kPa, uniformemente distribuído ao longo da superfície do aterro da fase 2 e da crista do talude, como carga equivalente da superestrutura em operação na condição dinâmica.

Histórias de aceleração horizontal

Para determinados pontos da seção C-C', indicados na Figura 7.56, foram determinadas as histórias de aceleração horizontal, conforme gráficos apresentados nas Figuras 7.57 e 7.58. Os valores máximos de aceleração horizontal na superfície do terreno (pontos A a G) variaram de 2 m/s^2 a $3,1 \text{ m/s}^2$.

Espectros de resposta da aceleração horizontal

Para os pontos de controle da seção C-C', foram também obtidos os espectros de resposta das acelerações, apresentados nos gráficos das Figuras 7.59 e 7.60, para verificação das respostas máximas em determinados períodos de interesse da excitação.

De maneira semelhante ao procedimento descrito para a seção A-A as respostas sísmicas de 4 colunas de solo (Figura 7.61) foram obtidas com o programa SHAKE, considerando o mesmo valor de G^{\max} , as mesmas curvas de degradação do módulo e de aumento do fator de amortecimento com as deformações cisalhantes, o mesmo registro sísmico e um número de subcamadas igual ao número de zonas existentes ao longo das colunas no modelo discreto utilizado pelo programa FLAC.

Os resultados obtidos estão sumarizados na Tabela 7.9 e na Figura 7.62, de onde se constata que novamente são maiores as acelerações máximas e menores os correspondentes períodos determinados numericamente com auxílio do programa FLAC.

Tabela 7.7 – Valores máximos de aceleração horizontal calculados com os programas SHAKE e FLAC para a seção C-C'.

Ponto de Controle	Aceleração máxima (m/s^2)	
	SHAKE	FLACc
A	2,26	2,91
G	2,23	3,11
H	1,64	1,83
I	1,53	2,20
M	1,19	1,42
N	1,38	1,73

Histórias de deslocamento horizontal

Para determinados pontos da seção C-C', indicados na Figura 7.56, foram obtidas as histórias de deslocamentos horizontais, com resultados apresentados nos gráficos das Figuras 7.63 e 7.64. Os maiores valores de deslocamento permanente foram observados ao longo do talude, atingindo um máximo de 20cm na interseção com a linha d'água e 9cm em seu pé. As Figuras 7.65 e 7.66 apresentam a distribuição dos deslocamentos horizontais no tempo $t = 7s$ (deslocamentos máximos) e no tempo $t = 15s$ (final do sismo), respectivamente.

Histórias de tensão

Para o ponto de controle H da Figura 7.56, foram acompanhadas as histórias de tensão (tensões totais, tensões efetivas, poropressões), cujas variações no tempo podem ser observadas nos gráficos da Figura 7.67, notando-se a variação da tensão horizontal total devido ao carregamento dinâmico induzido pela excitação sísmica. Nesta figura, os valores de tensão estão representados com a convenção de sinais da Resistência dos Materiais (tensão normal de compressão considerada negativa).

Histórias de deformação cisalhante máxima

A Figura 7.68 apresenta as histórias de deformações cisalhantes máximas em determinados pontos de controle da seção C-C', também indicados na mesma figura. O maior valor de deformação cisalhante, da ordem de 0,9%, ocorreu no ponto de controle PC-2, nas proximidades do talude, junto à interseção de sua face com a linha d'água. A distribuição das deformações cisalhantes máximas também pode ser verificada nos tempos $t = 7\text{s}$ e $t = 15\text{s}$ nas Figuras 7.69 e 7.70, respectivamente.

Deslocamentos horizontais do solo ao longo dos eixos das estacas

Para as linhas verticais marcadas na Figura 7.71, correspondentes aos eixos das estacas E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, com pontas situadas na cota $y = -28\text{m}$, são apresentadas na Figura 7.72 as distribuições de deslocamentos horizontais no solo, referenciados à ponta da “estaca”, nos tempos $t = 7\text{s}$ e $t = 15\text{s}$ (final do sismo). Os correspondentes valores numéricos são listados na Tabela 7.10.

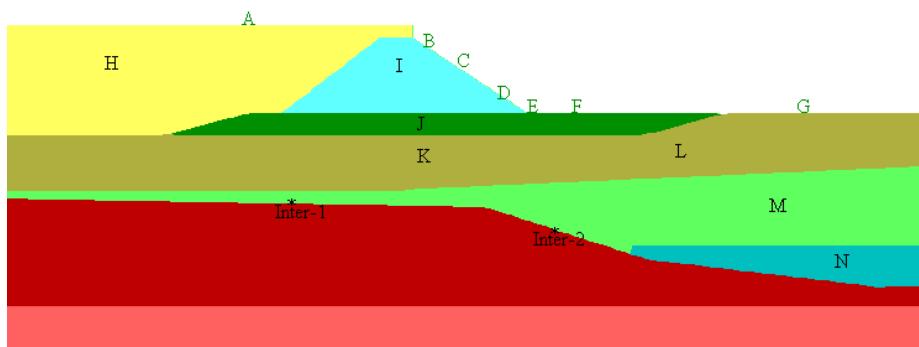


Figura 7.53 – Pontos de controle das histórias de aceleração horizontal, espectros de resposta e histórias de deslocamento horizontal na seção C-C'.

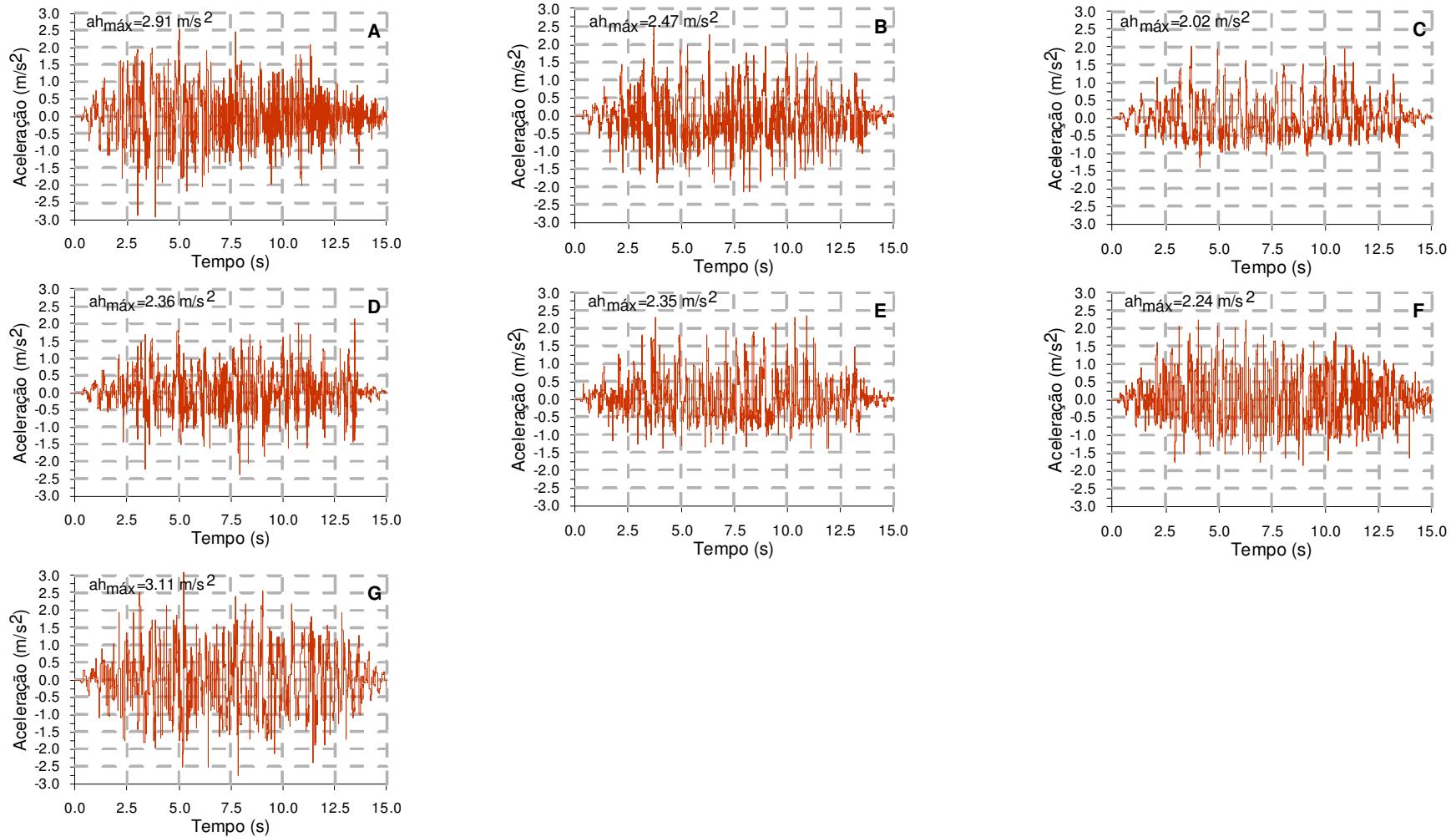


Figura 7.54 – Histórias de aceleração horizontal em pontos de controle situados na superfície da seção C-C'.

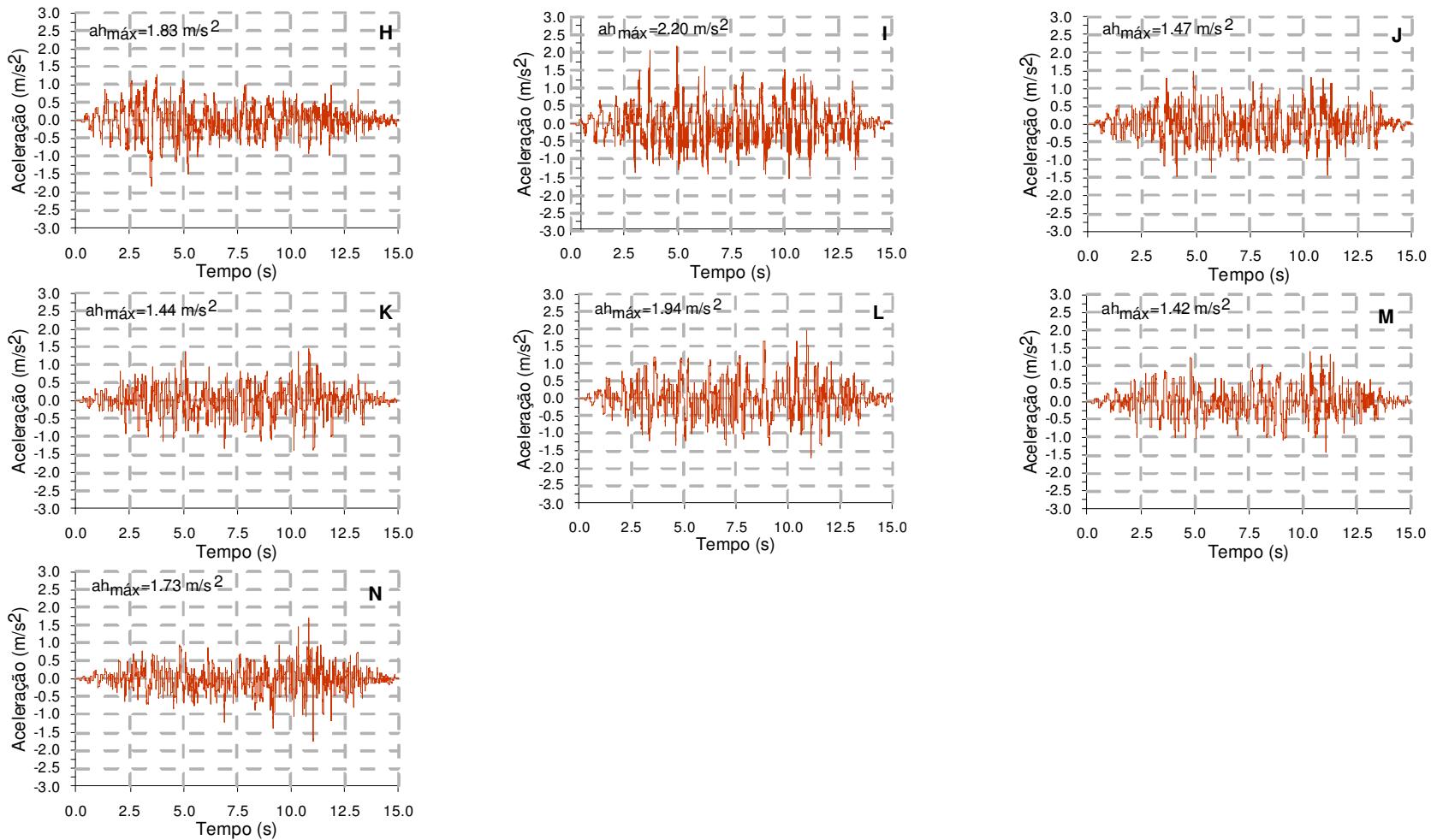


Figura 7.55 – Histórias de aceleração horizontal em pontos de controle situados no interior do maciço de solo da seção C-C'.

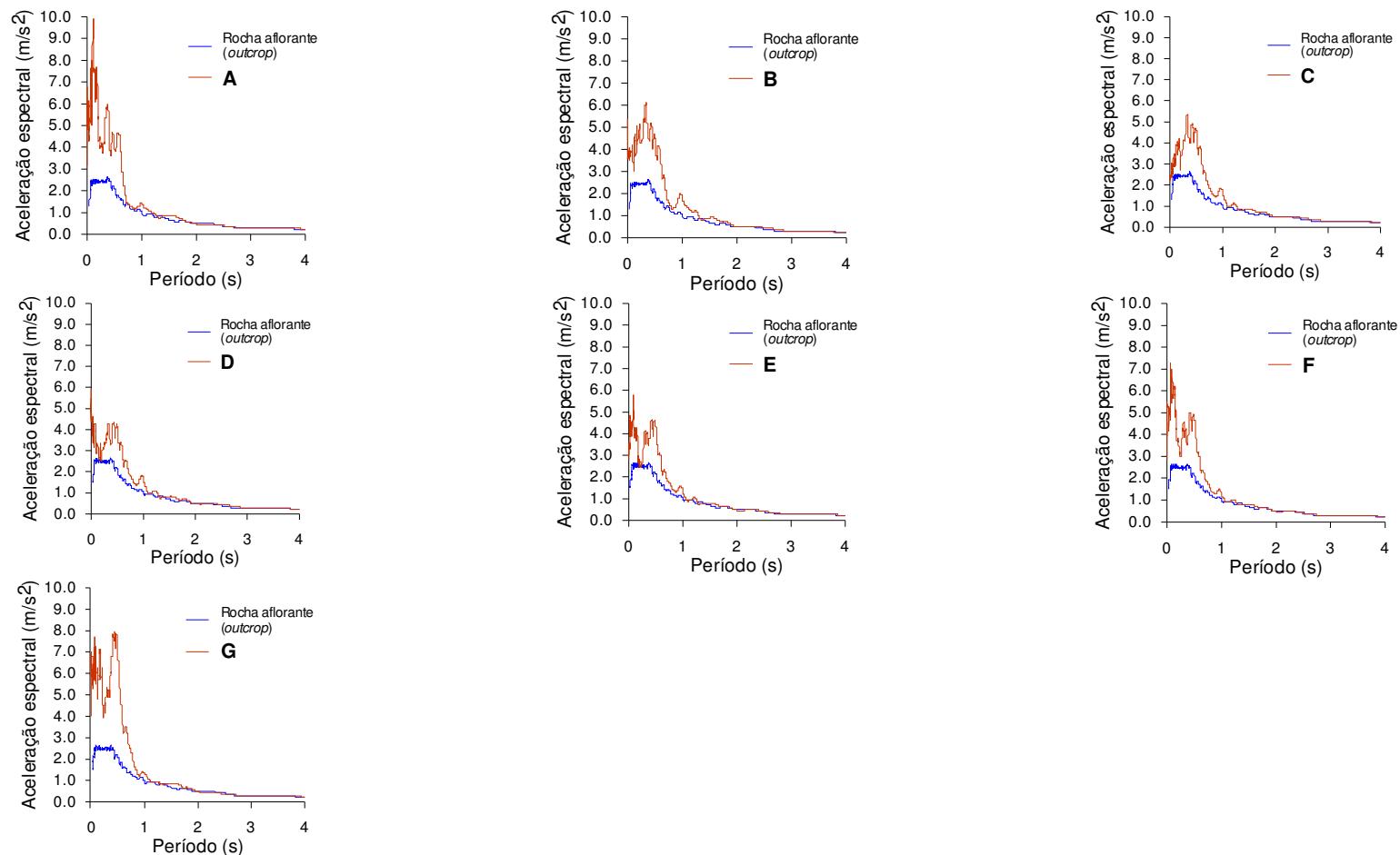


Figura 7.56 – Espectros de resposta em diferentes pontos de controle situados na superfície da seção C-C'.

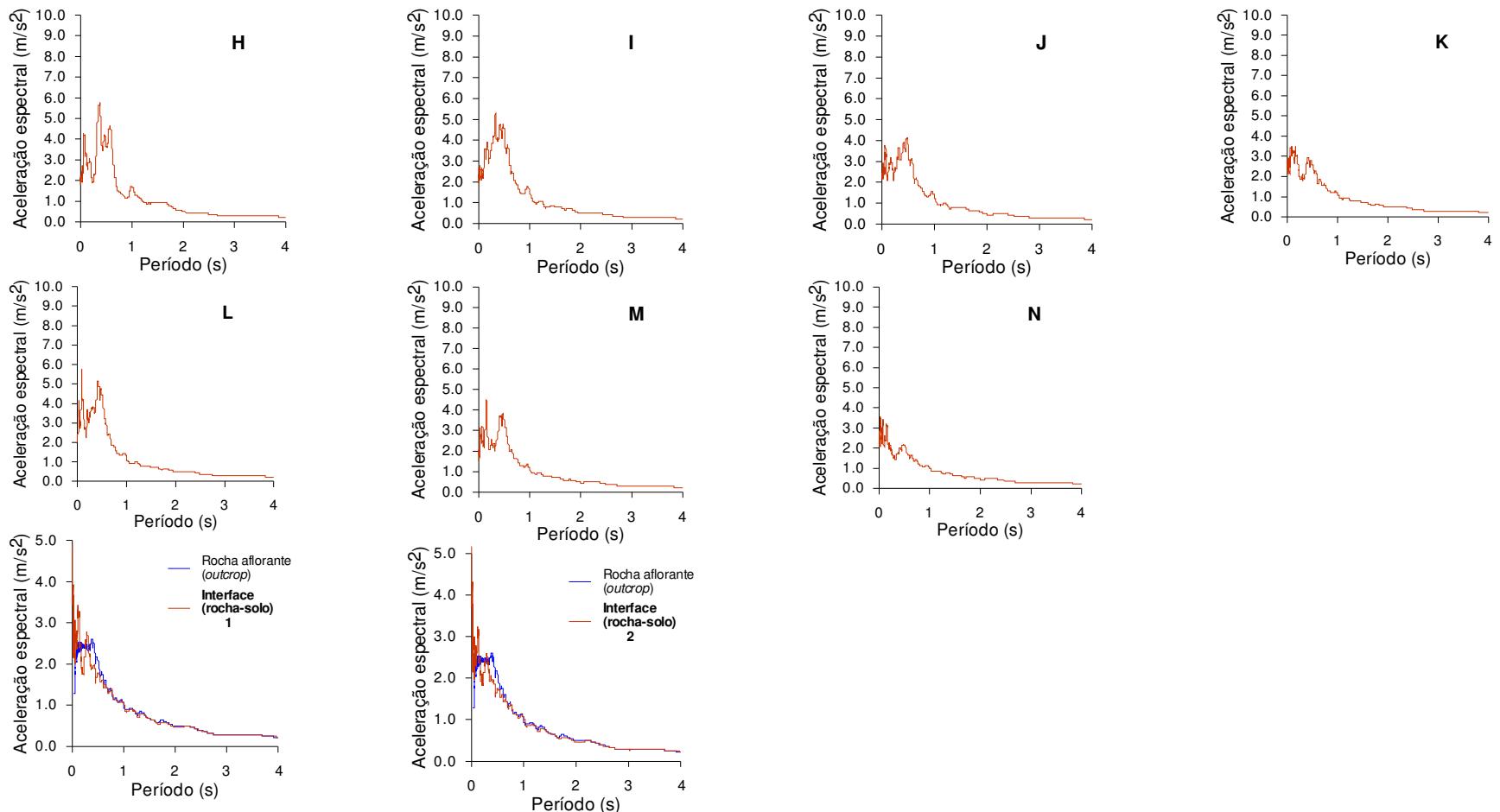


Figura 7.57 – Espectros de resposta em diferentes pontos de controle situados no interior do maciço de solo e na interface solo-rocha da seção C-C'.

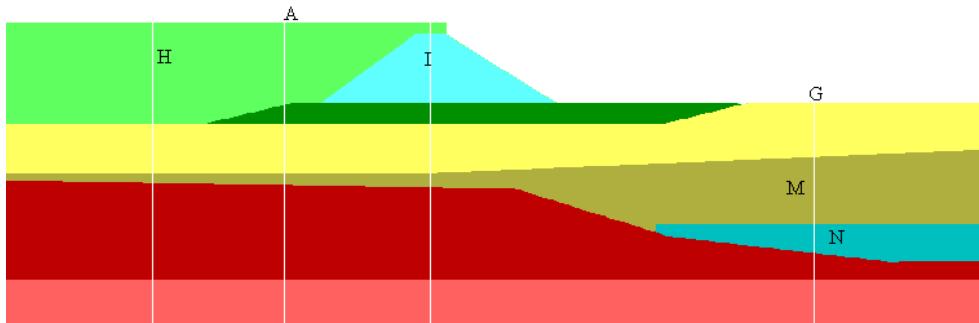


Figura 7.58 – Localização das colunas de solo para comparação dos resultados obtidos com os programas SHAKE e FLAC na seção C-C'.

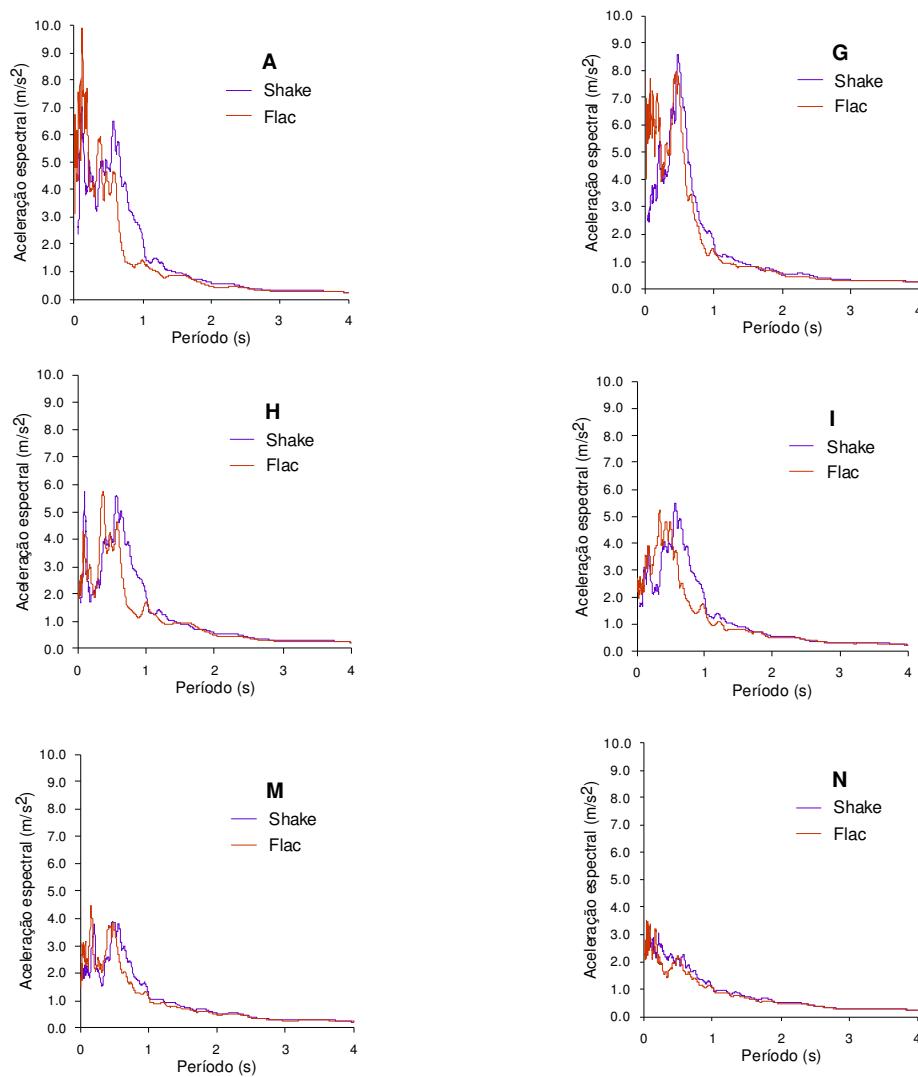


Figura 7.59 – Comparação dos espectros de resposta calculados com os programas SHAKE e FLAC na seção C-C'.

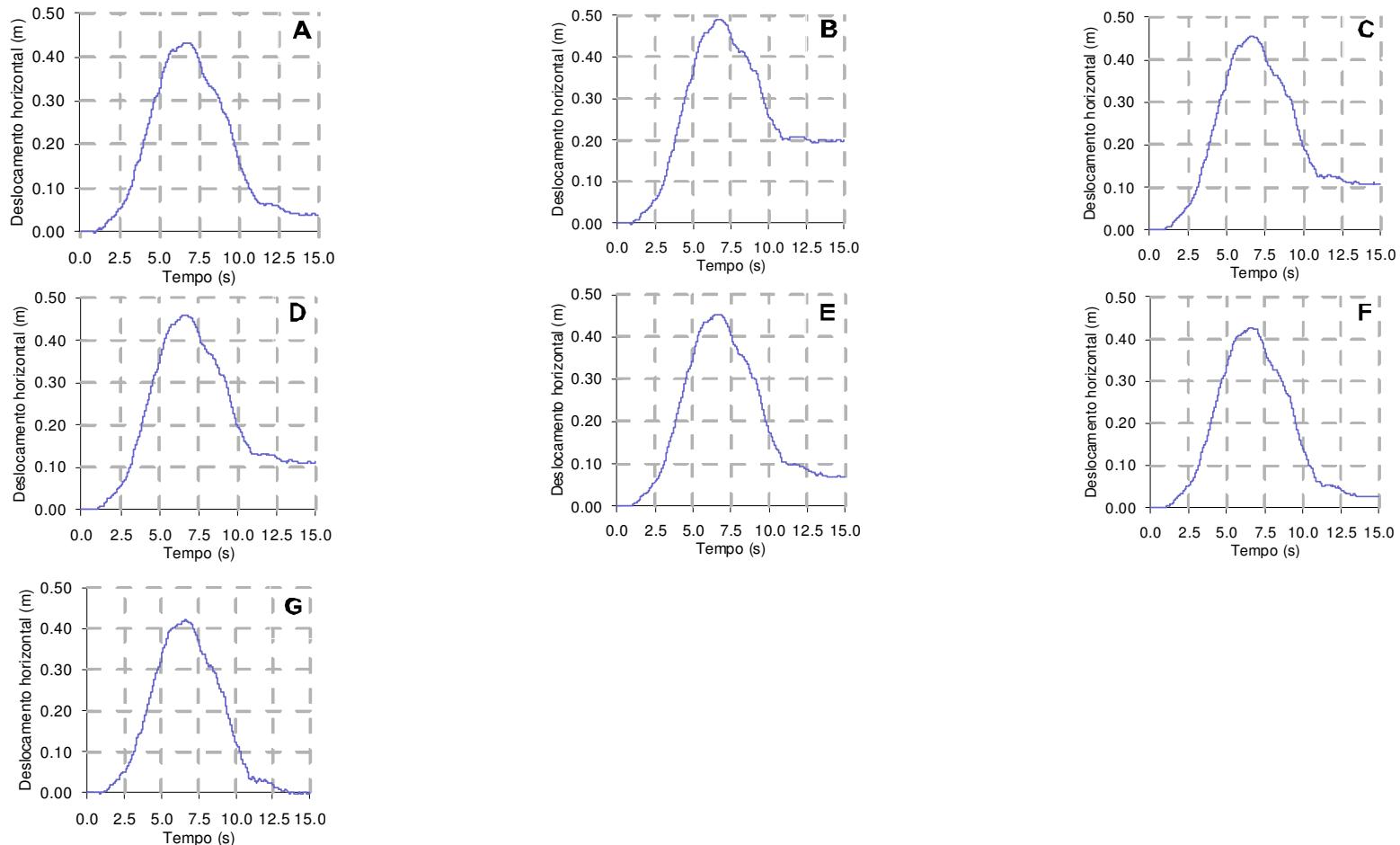


Figura 7.60 – Histórias de deslocamento horizontal em diferentes pontos de controle na superfície da seção C-C'.

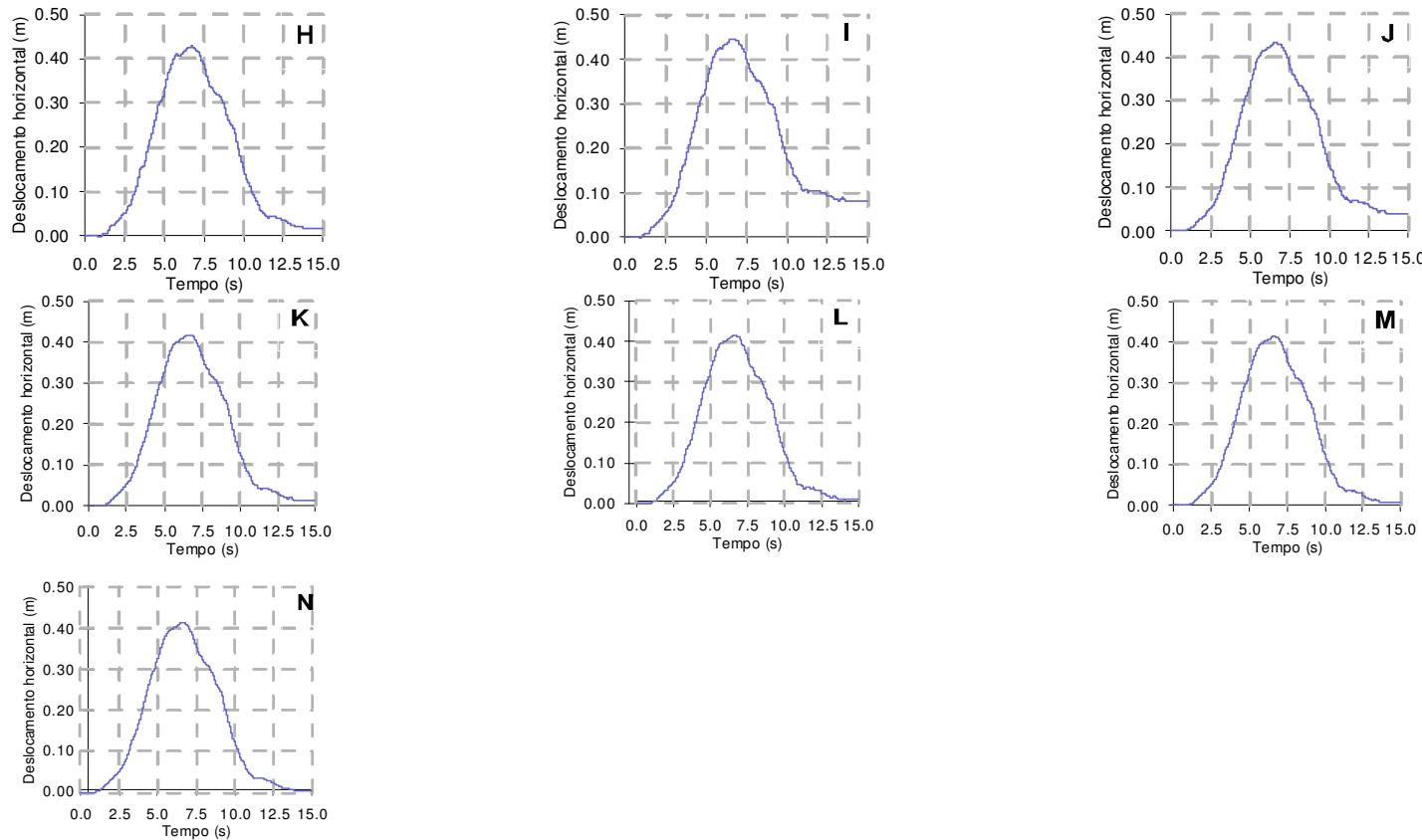


Figura 7.61 – Histórias de deslocamento horizontal em diferentes pontos de controle no interior do maciço de solo da seção C-C'.

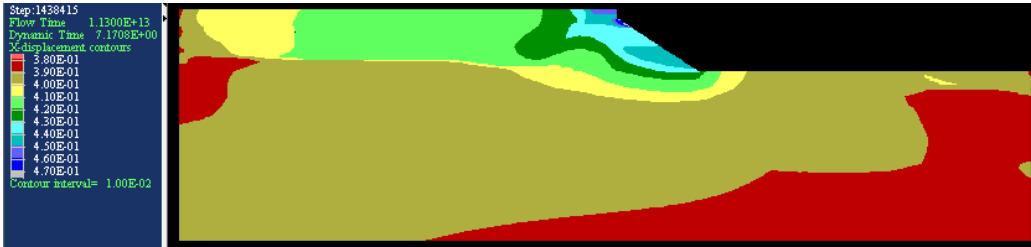


Figura 7.62 – Distribuição de deslocamentos horizontais no tempo $t = 7\text{s}$ (unidade m).

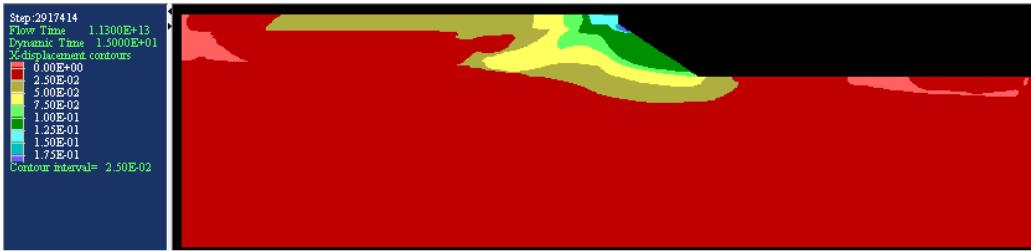


Figura 7.63 – Distribuição de deslocamentos horizontais no tempo $t = 15\text{s}$ (unidade m).

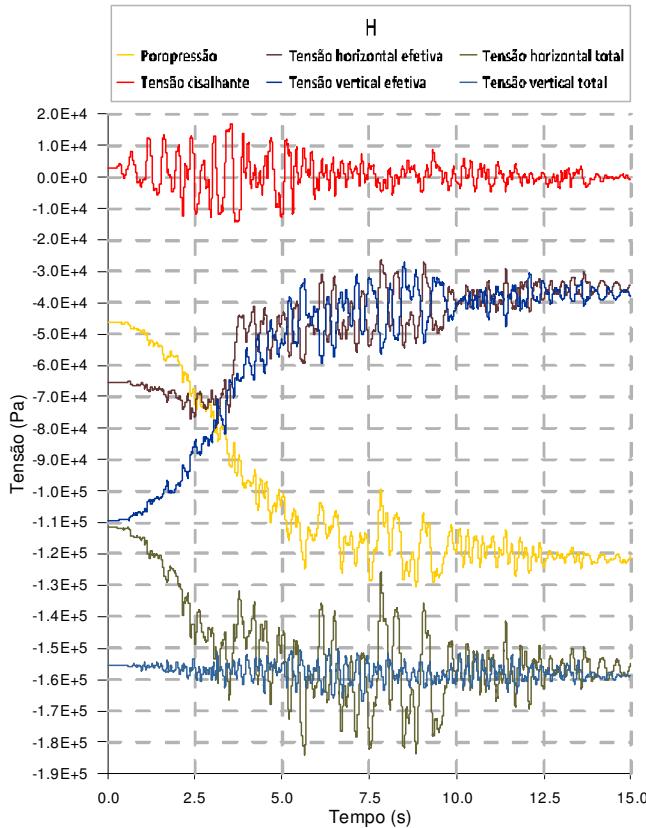


Figura 7.64 – Histórias de tensão e de poropressão no ponto H (convenção de sinais da Resistência dos Materiais).

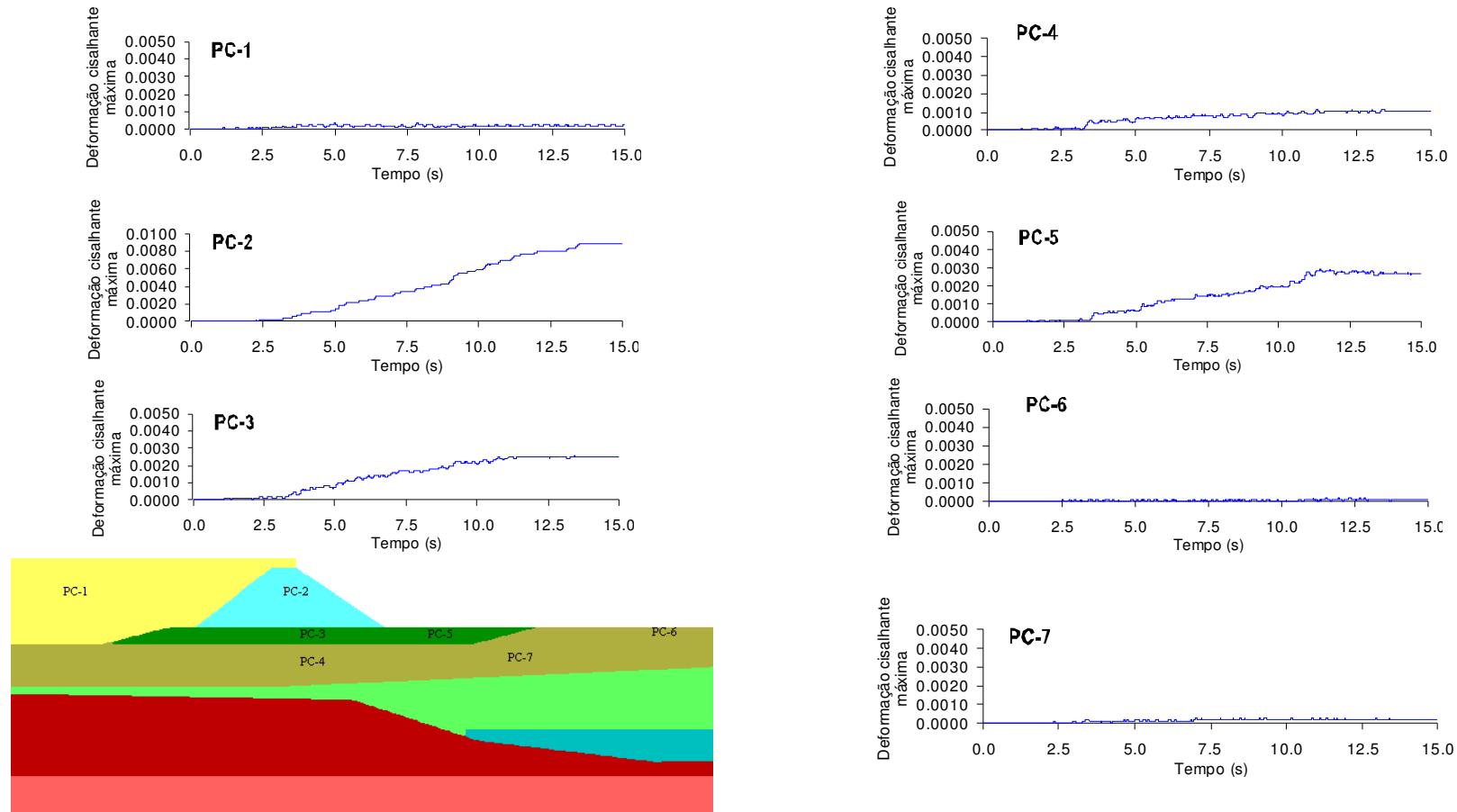


Figura 7.65 - Histórias de deformações cisalhantes máximas em diferentes pontos de controle da seção C-C'.

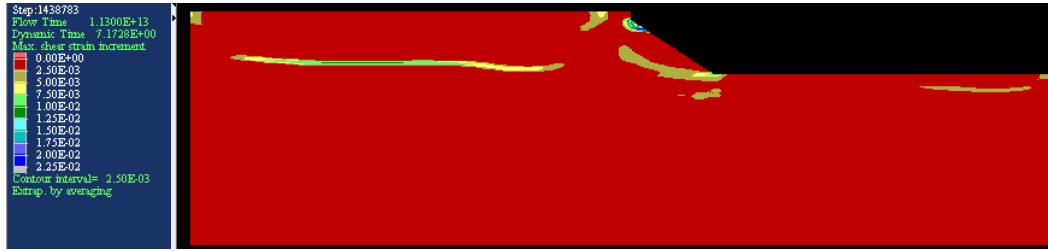


Figura 7.66 – Distribuição das deformações cisalhantes máximas no tempo $t = 7\text{s}$

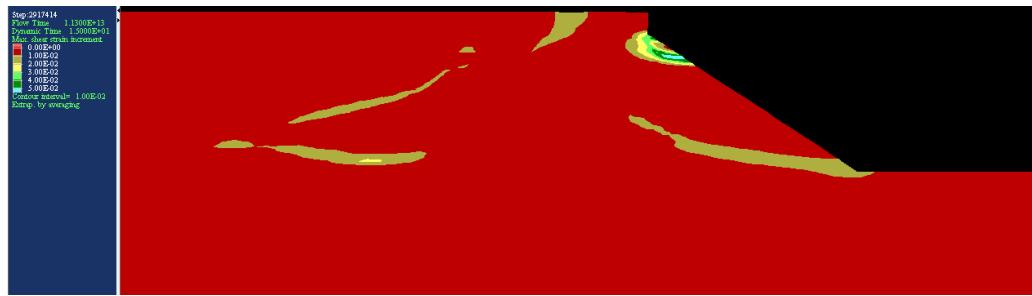


Figura 7.67 – Distribuição das deformações cisalhantes máximas no tempo $t = 15\text{s}$

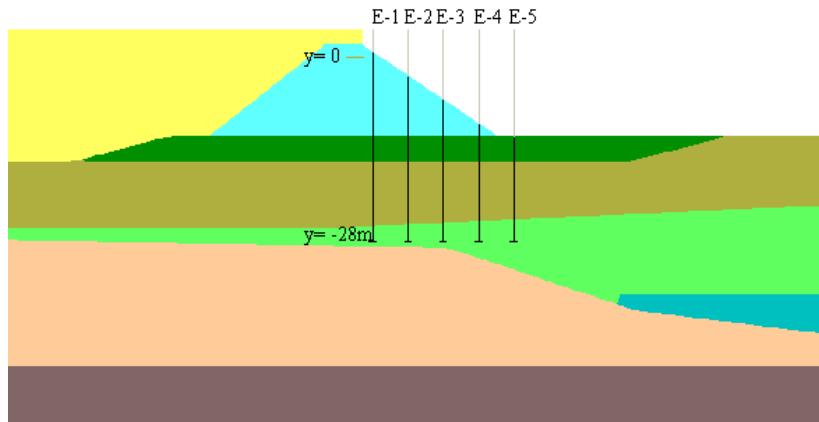


Figura 7.68 – Posição dos eixos das “estacas” E-1, E-2, E-3, E-4, E-5 com pontas situadas na cota $y = -28\text{m}$ (seção C-C').

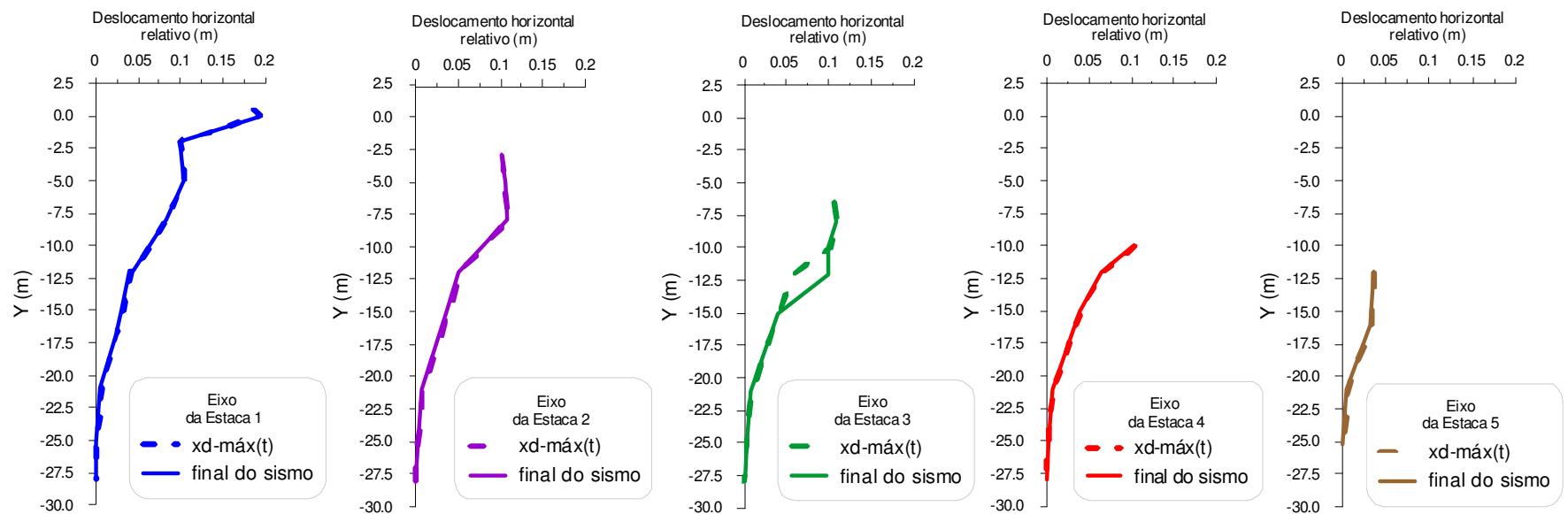


Figura 7.69 - Deslocamentos horizontais ao longo dos eixos⁸⁵ das “estacas”, relativos às pontas situadas na cota $y = -28\text{m}$, ao final do sismo (deslocamentos permanentes) e deslocamentos máximos durante o sismo. Nota-se que os deslocamentos na parte superior do eixo da “Estaca” 1 são devidos aos movimento do talude (Figura 57).

⁸⁵ Devido à posição dos nós da malha alguns dos valores de deslocamento horizontal não estão completamente alinhados com os eixos das “estacas”. Ver Tabela 7.10.

Tabela 7.8 - Deslocamentos horizontais relativos à ponta das “estacas”, ao longo dos respectivos eixos⁸⁶, ao final do sismo (deslocamentos permanentes) e deslocamentos máximos durante o sismo na seção C-C’.

Eixo da Estaca E-1		Desl. Horiz. Relativo (m)		Eixo da Estaca E-2		Desl. Horiz. Relativo (m)		Eixo da Estaca E-3		Desl. Horiz. Relativo (m)		Eixo da Estaca E-4		Desl. Horiz. Relativo (m)		Eixo da Estaca E-5		Desl. Horiz. Relativo (m)	
X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente	X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente	X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente	X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente	X(m)	Y(m)	máximo no tempo	permanente
4.61	0.45	0.1862	0.1857	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.23	0.00	0.1936	0.1931	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.38	-2.00	0.0995	0.0990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.44	-5.00	0.1047	0.1042	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.48	-8.00	0.0835	0.0829	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.00	-12.00	0.0455	0.0440	10.28	-3.00	0.1021	0.1016	15.61	-6.50	0.1075	0.1071	-	-	-	-	-	-	-	-
4.00	-12.00	0.0410	0.0395	9.99	-5.00	0.1050	0.1046	14.92	-8.00	0.1086	0.1081	-	-	-	-	-	-	-	-
4.00	-15.00	0.0324	0.0311	10.44	-8.00	0.1088	0.1083	15.71	-10.00	0.1012	0.1007	20.95	-10.00	0.1048	0.1044	-	-	-	-
4.00	-16.83	0.0245	0.0233	10.00	-12.00	0.0521	0.0506	16.00	-12.00	0.0598	0.1007	22.00	-12.00	0.0667	0.0655	26.73	-12.00	0.0375	0.0361
4.00	-21.00	0.0070	0.0062	10.00	-15.00	0.0389	0.0376	16.00	-15.00	0.0413	0.0399	22.00	-15.00	0.0406	0.0393	26.73	-16.00	0.0338	0.0326
4.00	-25.17	0.0016	0.0012	10.00	-21.00	0.0085	0.0076	16.00	-21.00	0.0098	0.0088	22.00	-21.00	0.0082	0.0073	26.73	-21.00	0.0069	0.0061
4.00	-27.00	0.0004	0.0003	10.00	-25.44	0.0019	0.0016	16.00	-25.18	0.0027	0.0023	22.00	-24.91	0.0022	0.0018	26.73	-25.17	0.0016	0.0012
4.00	-28.00	-	-	10.00	-28.00	-	-	16.00	-28.00	-	-	22.00	-28.00	-	-	26.73	-28.00	-	-

⁸⁶ Devido à posição dos nós da malha, alguns dos valores de deslocamento horizontal não estão completamente alinhados com o eixo das “estacas”.