

## 6 Exemplos

### 6.1 Características gerais do programa computacional

A formulação do MEF discutida nos capítulos anteriores foi implementada em um programa computacional (anexo C) para análises dinâmicas 2D (estado plano de deformação), elaborado nesta pesquisa em Fortran 90. Para geração de malhas dos elementos finitos é utilizado o programa gráfico iterativo MTOOL desenvolvido na PUC-Rio.

A discretização espacial tem como base elementos finitos isoparamétricos triangulares e quadrilaterais enquanto que a discretização temporal é feita com o método de Newmark Generalizado considerando constantes  $\beta_1 = 0,5$  e  $\beta_2 = 0,55$  para a fase sólida e  $\bar{\beta}_1 = 0,50$  para a fase fluida, atendendo às condições de estabilidade condicional do algoritmo ( $\beta_2 \geq \beta_1 \geq 0,50$  e  $\bar{\beta}_1 \geq 0,50$ ) propostas por Katona e Zienkiewicz [Katona, M.G.; Zienkiewicz, O.C., 1985]. Adota-se também a formulação consistente para a matriz de massa.

As condições iniciais da análise dinâmica, representadas pela análise estática ( $t = 0$ ), são fornecidas ao programa através de um arquivo de entrada (deformações, poropressões e tensões iniciais). O modelo constitutivo utilizado nesta análise corresponde ao modelo P-Z, proposto por Pastor [Pastor, M., et al., 1990], baseado na teoria da plasticidade generalizada. A solução não-linear aproximada, em cada incremento de tempo, é obtida com o método de Newton-Raphson e o sistema de equações é resolvido pelo tradicional método de eliminação de Gauss.

O carregamento externo pode ser dado na forma de: (1) condição de contorno de deslocamento ou poropressão, (2) força nodal ou influxo e (3) carregamento distribuído sob a fase sólida. Estes carregamentos podem ser dados também em função do tempo. O movimento sísmico, tanto horizontal quanto vertical, é pré-definido como aceleração de contorno.

As equações de equilíbrio dinâmico do sistema acoplado sólido-fluido (equação 5.80), apresentadas no capítulo 5, foram ainda simplificadas devido a:

- a) hipótese de carregamento não-drenado, usual no estudo do comportamento sísmico de solos saturados, com possível exceção para o caso de pedregulhos, implicando que a parcela do influxo  $\mathbf{q}$  (equação 5.70) seja admitido nulo;
- b) matriz de amortecimento de Rayleigh,  $\mathbf{C}_R$ , (equação 5.75) será ignorada, tendo em vista que, o amortecimento do material sob carregamento cíclico será admitido representado pelo modelo constitutivo P-Z.

Neste capítulo são apresentadas inicialmente as retroanálises de ensaios de laboratório utilizando o modelo P-Z, tanto sobre carregamentos monotônicos quanto cíclicos. Três exemplos foram analisados utilizando o programa desenvolvido nesta pesquisa. O primeiro exemplo avalia o comportamento de uma coluna de solo, tanto sob condição seca quanto saturada. O segundo exemplo estuda o comportamento dinâmico da barragem de San Fernando enquanto que o último analisa o comportamento de um talude submerso sobre carregamento dinâmico.

## 6.2 Retroanálises de ensaios de laboratório em areias

### 6.2.1 – Parâmetros do modelo Pastor-Zienkiewicz

Para determinação dos parâmetros<sup>1</sup> do modelo P-Z, Pastor e colaboradores [Pastor, M., et al., 1990] recomendam os seguintes critérios:

- a) parâmetro  $K_{epo}$  - valor do módulo de deformação volumétrica efetiva,  $K'$ , (equação 6.1) quando a tensão efetiva média,  $p'$ , for igual à tensão efetiva média inicial,  $p'_0$ ,

---

<sup>1</sup> Para mais detalhes da estimativa dos 11 parâmetros do modelo P-Z, o leitor interessado pode consultar em Zienkiewicz [Zienkiewicz, O.C., et al., 1999].

$$K_{epo} = K' \quad (\text{Eq. 6.1})$$

- b) parâmetro  $K_{eqo}$  - três vezes o valor do módulo de cisalhamento,  $G$ , (equação 6.2) quando a tensão efetiva média,  $p'$ , for igual à tensão efetiva média inicial,  $p'_0$ ,

$$K_{eqo} = 3G \quad (\text{Eq. 6.2})$$

- c) parâmetro  $H_{Lo}$  (adimensional) - módulo plástico do primeiro carregamento;
- d) parâmetro  $\alpha$  (adimensional) - inclinação da reta formada com os valores de dilatância,  $d$ , e da razão de tensões,  $\eta$ , na *SSL*. O valor geralmente varia entre 0,2 e 0,8, sendo  $\alpha = 0,45$  frequentemente utilizado;
- e) parâmetro  $M_g$  (adimensional) - obtido através de ensaios triaxiais não-drenados observando-se a mudança de fase entre os comportamentos contrativo e dilatante, ou a partir do ângulo de atrito efetivo mobilizado sob grandes deformações, ou em função do ângulo de atrito na condição residual em ensaios triaxiais drenados, ou através das equações 3.80 e 3.84;
- f) parâmetro  $M_f$  - para areias muito densas com densidade relativa,  $D_r$ , estimado através da seguinte correlação:

$$M_f = D_r M_g \quad (\text{Eq. 6.3})$$

- g) parâmetro  $\beta_0$  (adimensional) - usualmente considera-se 4,2 num intervalo de valores recomendados entre 1,5 e 8,0;
- h) parâmetro  $\beta_1$  (adimensional)- usualmente considera-se 0,2 num intervalo de valores recomendados entre 0,1 e 0,6;
- i) parâmetro  $H_{U_0}$  (unidade de tensão) - módulo plástico no primeiro descarregamento;
- j) parâmetro  $\gamma_U$  (adimensional) – obtido por ajuste entre os parâmetros  $H_{U_0}$ ,  $M_g$  e  $\eta$ , em etapa de descarregamento, conforme equações 3.108 ou 3.109;
- k) parâmetro:  $\gamma$  (adimensional) – obtido através de procedimento de tentativa e erro na equação 3.112.

## 6.2.2 Retroanálises de ensaios triaxiais monotônicos em areias

Este exemplo ilustra a potencialidade do modelo P-Z na simulação do comportamento de areias sob condições não-drenadas em ensaios triaxiais monotônicos. No caso da aplicação em ensaios monotônicos, o modelo P-Z precisa unicamente de 7 parâmetros. Os valores destes parâmetros, para as diferentes retroanálises, são listados na tabela 6.1 e correspondem aos resultados de laboratório extraídos da literatura [Castro, G., 1969], referenciados por Pastor [Pastor, M., et al., 1990]. As figuras 6.1 a 6.3 mostram a comparação dos valores experimentais (pontos) com as retroanálises executadas (traço contínuo) com auxílio do modelo P-Z.

Tabela 6.1 - Parâmetros do modelo P-Z utilizados nas retroanálises dos ensaios de laboratório monotônicos em areias [Castro, G., 1969].

Ensaio	$D_r$ (%)	$K_{epo}$ (kPa)	$K_{eqo}$ (kPa)	$M_g$	$M_f$	$\alpha$	$\beta_0$	$\beta_1$	$H_{Lo}$
(a)	29	35000	52500	1,30	0,34	0,45	4,2	0,2	350
(b)	44	35000	52500	1,14	0,48	0,45	4,2	0,2	350
(c)	47	35000	52500	1,08	0,57	0,45	4,2	0,2	350
(d)	66	35000	52500	0,94	0,70	0,45	4,2	0,2	350

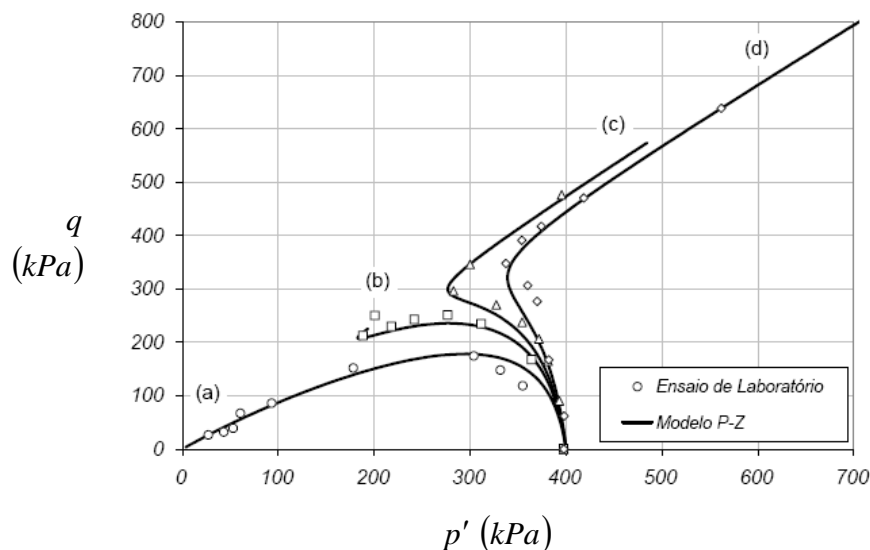


Figura 6.1 - Previsão da curva tensão efetiva média - tensão de desvio nos ensaios triaxiais monotônicos em areias [Castro, G., 1969] com emprego do modelo P-Z.

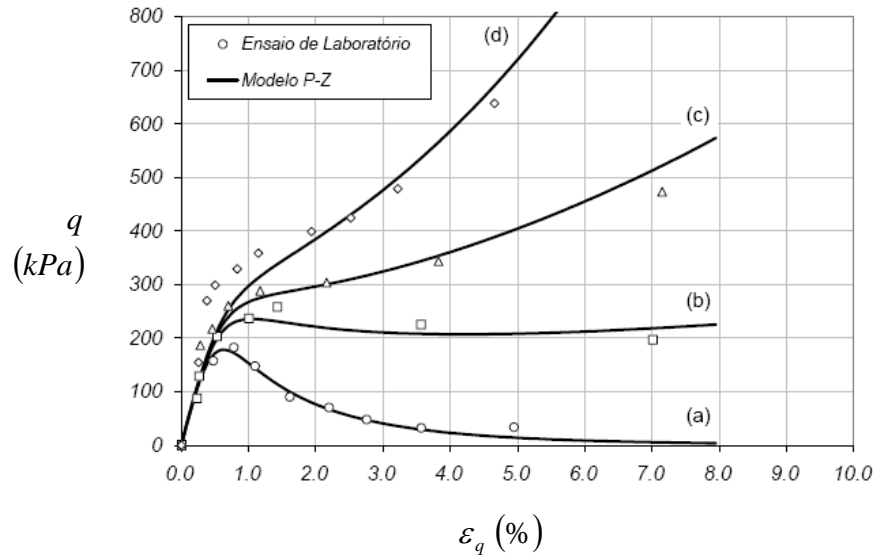


Figura 6.2 - Previsão da curva deformação cisalhante - tensão de desvio nos ensaios triaxiais monotônicos em areias [Castro, G., 1969] com emprego do modelo P-Z.

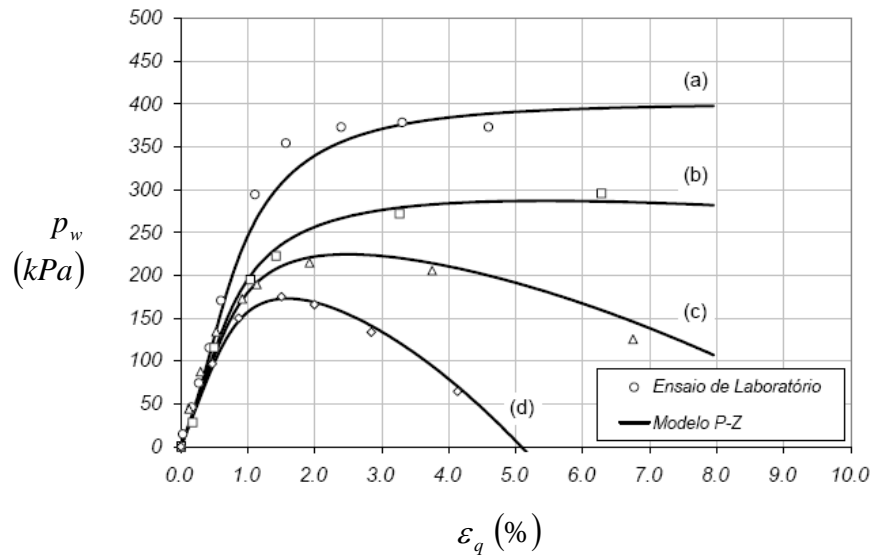


Figura 6.3 - Previsão da curva deformação cisalhante - poropressão nos ensaios triaxiais monotônicos em areias [Castro, G., 1969] com emprego do modelo P-Z.

A figura 6.1 apresenta os resultados da previsão da tensão efetiva média e tensão de desvio, observando-se que este modelo simula satisfatoriamente os resultados de laboratório. Uma característica da modelagem a ser notada, é sua habilidade em simular comportamentos de amolecimento, inclusive representando os fenômenos de fluxo por liquefação (solo a) e mobilidade cíclica (solos b, c, d). A figura 6.2 mostra o resultado da previsão da tensão de desvio, percebendo-se, para o solo d, um leve aumento nos seus valores entanto que para os outros materiais (solo a,b,c), apresentam-se valores coincidentes com as observações experimentais. A figura 6.3 ilustra o resultado da previsão da poropressão. É

possível observar, para o solo a, um leve aumento nos seus valores entanto que para os outros materiais apresentam concordância com os resultados de laboratório.

Tendo em vista o bom desempenho do modelo P-Z, são apresentadas a seguir as figuras 6.4 a 6.7 as quais destacam alguns pontos particulares da influência dos parâmetros na previsão dos resultados (ensaio c da tabela 6.1). Cabe ressaltar que, estas características servem como indicativo para uma melhor tomada de decisões no caso de assumir parâmetros através da técnica de tentativa e erro.

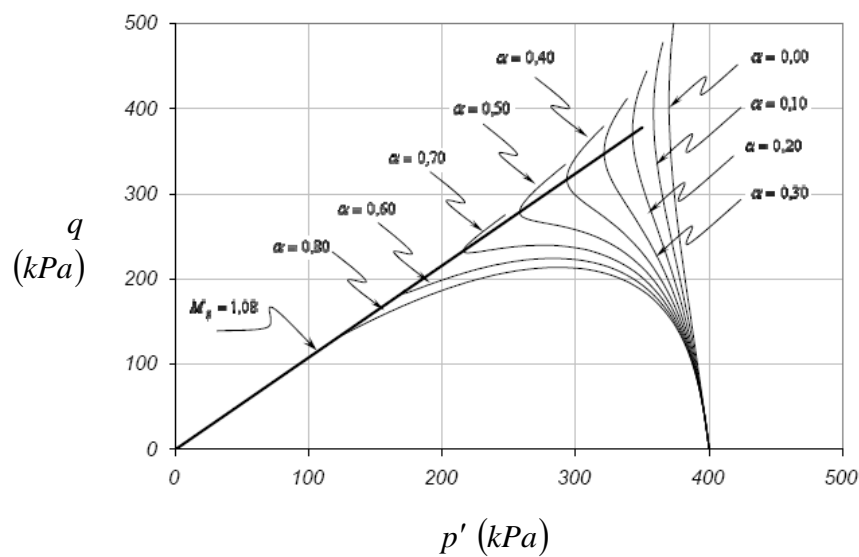


Figura 6.4 - Influência do parâmetro  $\alpha$  na representação da trajetória de tensão efetiva  $p' : q$  nos ensaios monotônicos com emprego do modelo P-Z.

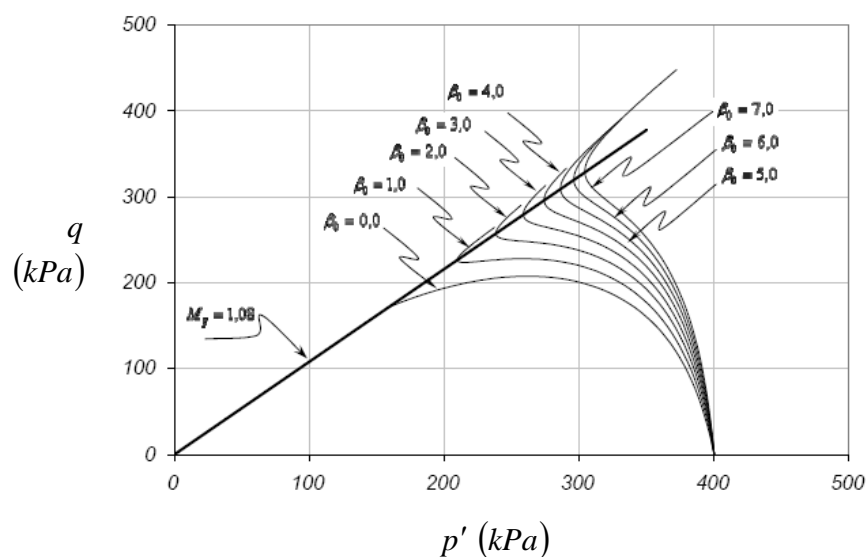


Figura 6.5 - Influência do parâmetro  $\beta_0$  na representação da trajetória de tensão efetiva  $p' : q$  no ensaio monotônico com emprego do modelo P-Z.

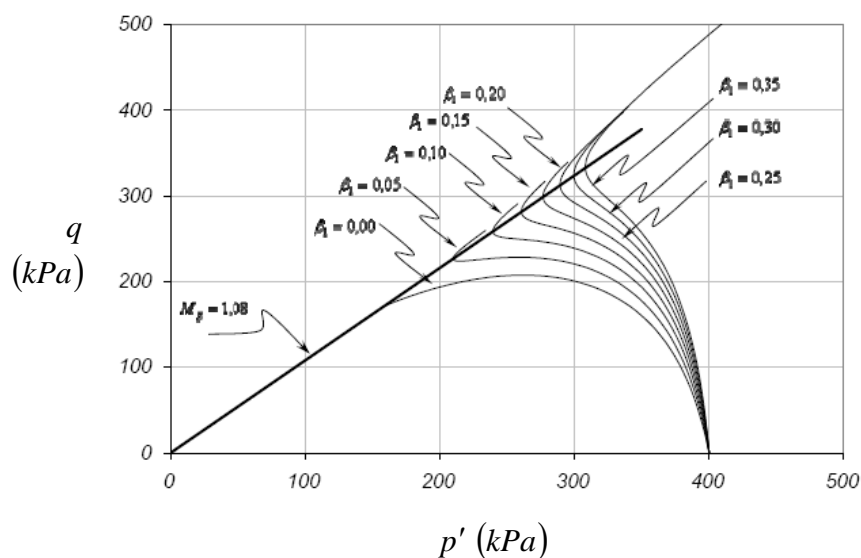


Figura 6.6 - Influência do parâmetro  $\beta_1$  na representação da trajetória de tensão efetiva  $p' : q$  nos ensaios monotônicos com emprego do modelo P-Z.

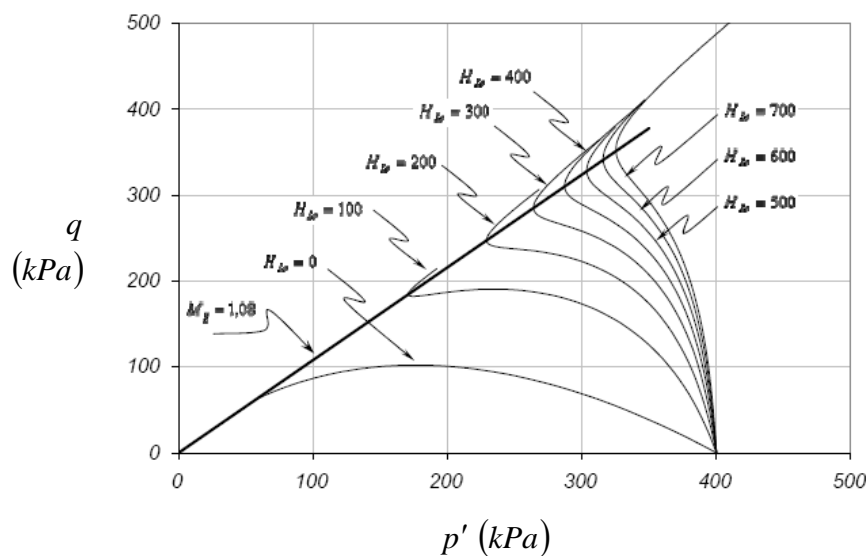


Figura 6.7 - Influência do parâmetro  $H_{L0}$  na representação da trajetória de tensão efetiva  $p' : q$  nos ensaios monotônicos com emprego do modelo P-Z.

Em vista que o modelo P-Z considera a influência da razão da tensão efetiva média com a tensão de confinamento efetiva (equação 3.118) nos módulos elásticos, a seguir é apresentada a influência exponencial ( $n = 0; 1; 2; 3; 4; 5$ ) desta razão de tensões,  $(p'/p'_0)^n$ , na previsão dos resultados (ensaio c da tabela 6.1). Esta modificação é feita através da substituição dos termos da matriz constitutiva elástica (equação 3.118) pelas seguintes equações:

$$\hat{D}_p^e = K_{epo} \left( \frac{p'}{p'_0} \right)^n \quad (\text{Eq. 6.4})$$

$$\hat{D}_q^e = K_{eqo} \left( \frac{p'}{p'_0} \right)^n \quad (\text{Eq. 6.5})$$

Na figura 6.8 apresenta-se a influência do expoente,  $n$ , na resposta em ensaios monotônicos (ensaio c da tabela 6.1). Observe-se que para  $n=1$  o resultado corresponde ao modelo P-Z original, percebendo-se que para  $n > 1$ , em comparação ao modelo P-Z original, a resposta do material tende a ser mais rígida, ocorrendo o contrário para  $n < 1$ . A inclusão deste expoente pode contribuir a um melhor ajuste das curvas obtidas, sendo seu valor determinado unicamente pelo método de tentativa e erro.

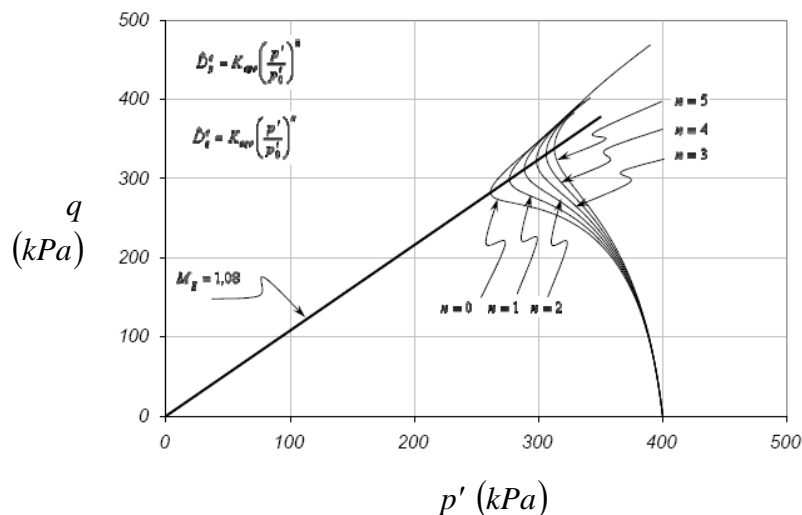


Figura 6.8 - Influência exponencial ( $n = 0; 1; 2; 3; 4; 5$ ) da razão da tensão efetiva média com a tensão de confinamento efetiva na representação da trajetória de tensão efetiva  $p' : q$  nos ensaios monotônicos com emprego do modelo P-Z modificado.

Nesta tese é feita uma modificação aos parâmetros elásticos do modelo P-Z, considerando estas dependentes da tensão de confinamento efetiva através das inclusões das equações 6.6 e 6.7 no modelo original. A efetividade destas equações foi verificada por Cárdenas [Cárdenas, J.L., 2004] na previsão de respostas para tensões de confinamento variáveis. Através desta adaptação, o modelo P-Z modificado torna-se hábil para representar o comportamento sob distintas condições de confinamento e não apenas de valores constantes como no modelo original.



$$G = G_r \left( \frac{\sigma'_3}{P_{ref}} \right)^r \left( \frac{\sigma'_3}{p'} \right)^{\alpha_r} \quad (\text{Eq. 6.6})$$

$$K = K_s \left( \frac{\sigma'_3}{P_{ref}} \right)^s \left( \frac{\sigma'_3}{p'} \right)^{\beta_s} \quad (\text{Eq. 6.7})$$

onde  $P_{ref}$  é uma pressão de referência, geralmente a pressão atmosférica,  $P_{atm}$ , e  $G_r$ ,  $r$ ,  $\alpha_r$ ,  $K_s$ ,  $s$ ,  $\beta_s$  correspondem a parâmetros<sup>2</sup> deste modelo.

Ao considerar as equações 6.6 e 6.7, os parâmetros elásticos do modelo P-Z são modificados para:

$$K_{eqo} = 3G_r \left[ \frac{\sigma'_3}{P_{ref}} \right]^r \left[ \frac{\sigma'_3}{p'} \right]^{\alpha_r} \quad (\text{Eq. 6.8})$$

$$K_{epo} = K_s \left( \frac{\sigma'_3}{P_{ref}} \right)^s \left( \frac{\sigma'_3}{p'} \right)^{\beta} \quad (\text{Eq. 6.9})$$

Para avaliar esta modificação foram realizadas comparações com o modelo original. Os dados da curva experimental foram extraídos da literatura [Ishihara, K., 1993] e referenciado por Cárdenas [Cárdenas, J.L., 2004]. A tabela 6.2. indica os parâmetros do modelo P-Z enquanto que a tabela 6.3 lista os coeficientes utilizados para definir os módulos de cisalhamento e volumétricos dependentes da tensão de confinamento efetiva.

Tabela 6.2 - Parâmetros do modelo P-Z utilizados nas retroanálises dos ensaios de laboratório monotônicos em areias [Ishihara, K., 1993].

Ensaio	$K_{epo}$ (kPa)	$K_{eqo}$ (kPa)	$M_g$	$M_f$	$\alpha$	$\beta_0$	$\beta_1$	$H_{Lo}$
(a)	10000	57000	1,25	0,38	0,25	4,5	0,6	300
(b)	20000	58500	1,25	0,38	0,25	4,5	0,6	300
(c)	33500	60000	1,25	0,38	0,25	4,5	0,6	300

<sup>2</sup> Para mais detalhes da estimativa destes parâmetros, o leitor interessado pode consultar em Cárdenas [Cárdenas, J.L., 2004].

Tabela 6.3 - Parâmetros utilizados para obtenção do módulo de cisalhamento e do módulo volumétrico dependentes da tensão de cisalhamento.

$G_r$ (kPa)	$r$	$\alpha_r$	$K_s$ (kPa)	$s$	$\beta_s$	$P_{ref}$ (MPa)
17076,1	0,05	0,75	800,02	1,09	0,75	0,101

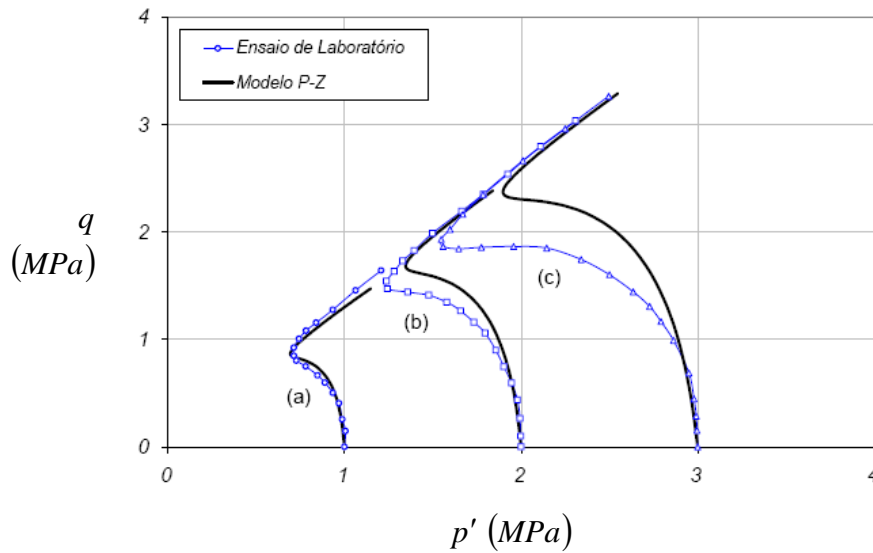


Figura 6.9 - Previsão da curva tensão efetiva média - tensão de desvio nos ensaios triaxiais monotônicos em areias [Ishihara, K., 1993] com emprego do modelo P-Z.

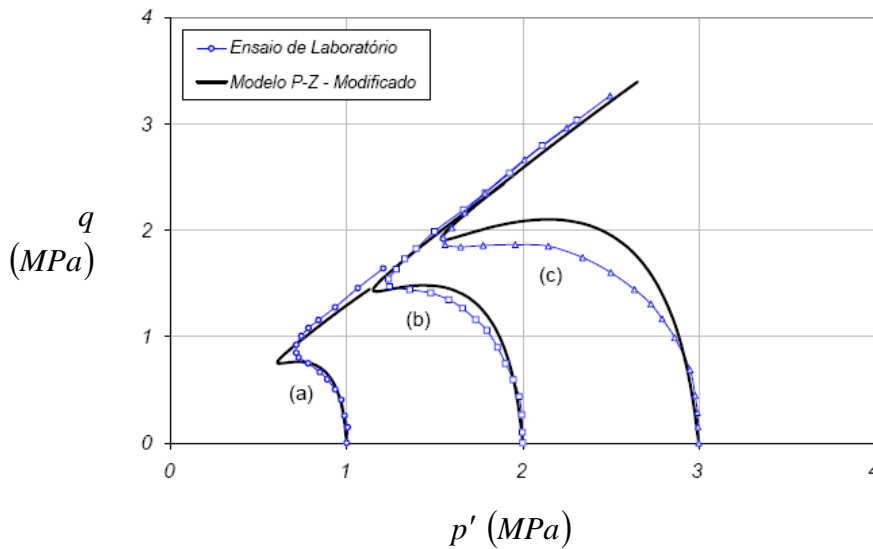


Figura 6.10 - Previsão da curva tensão efetiva média - tensão de desvio nos ensaios triaxiais monotônicos em areias [Ishihara, K., 1993] com emprego do modelo P-Z modificado.

A figura 6.9 apresenta os resultados em termos da previsão da trajetória da tensão efetiva através do modelo P-Z mantendo suas características originais, enquanto que a figura 6.10 apresenta resultados utilizando o modelo P-Z modificado.

Embora se tenha empregado os mesmos parâmetros, as previsões do modelo modificado apresentam uma melhor aproximação aos resultados de laboratório quando comparados com os resultados obtidos pelo modelo original.

Através da modificação sugerida nesta tese, o modelo torna-se hábil em representar o comportamento para diferentes estados de tensão confinante efetiva e não apenas valores constantes como na proposta original. Neste sentido, a figura 6.11 mostra a previsão das trajetórias de tensão efetiva para distintos valores de tensões de confinamento ( $\sigma'_3 = 0,5 ; 1,5 ; 2,5 ; 3,5 \text{ MPa}$ ).

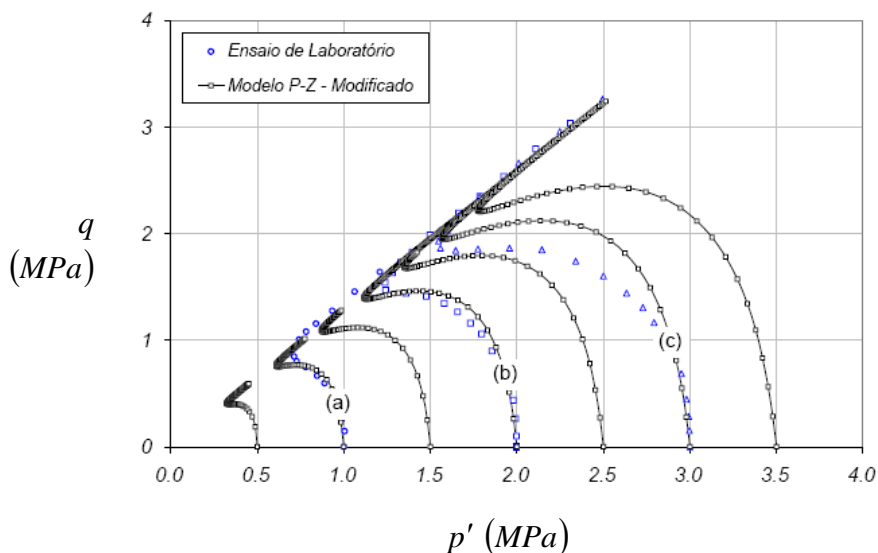


Figura 6.11 - Previsão da trajetória de tensões efetivas para distintos valores de tensões de confinamento ( $\sigma'_3 = 0,5 ; 1,5 ; 2,5 ; 3,5 \text{ MPa}$ ) nos ensaios triaxiais monotônicos em areias [Ishihara, K., 1993] com emprego do modelo P-Z modificado.

### 6.2.3 Retroanálises de ensaios de cisalhamento cíclico em areias

Este exemplo ilustra a potencialidade do modelo P-Z na simulação do comportamento de areias sob carregamento não-drenado em ensaios de cisalhamento cíclico. Os dados da curva experimental, apresentados nas figuras 6.12 a 6.14, foram extraídos da literatura [Byrne, P.M., 2005]. O material

analisado corresponde a uma areia com densidade relativa,  $D_r$ , de 0,44, e foi testado sob tensão vertical efetiva inicial,  $\sigma'_{v0}$ , de 200 kPa, e amplitude da tensão cisalhante cíclica  $0,12\sigma'_{v0}$  (ou com  $CSR = 0,12$ ). De acordo com a figura 6.12, passados os primeiros 4 ciclos de carregamento, o comportamento dinâmico da amostra apresentou-se totalmente contrativo seguido de uma gradual perda da tensão efetiva. Os valores dos parâmetros do modelo P-Z para a retroanálise estarão listados na tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Parâmetros do modelo P-Z utilizados nas retroanálises dos ensaios de laboratório cíclicos em areias [Byrne, P.M, 2005].

$K_{epo}$ (kPa)	$K_{eqo}$ (kPa)	$M_g$	$M_f$	$\alpha$	$\beta_0$	$\beta_1$	$H_{Lo}$	$H_{Uo}$ (kPa)	$\gamma_U$	$\gamma$
14000	20000	0,42	0,15	0,45	8,0	0,3	26	550	1,9	1,8

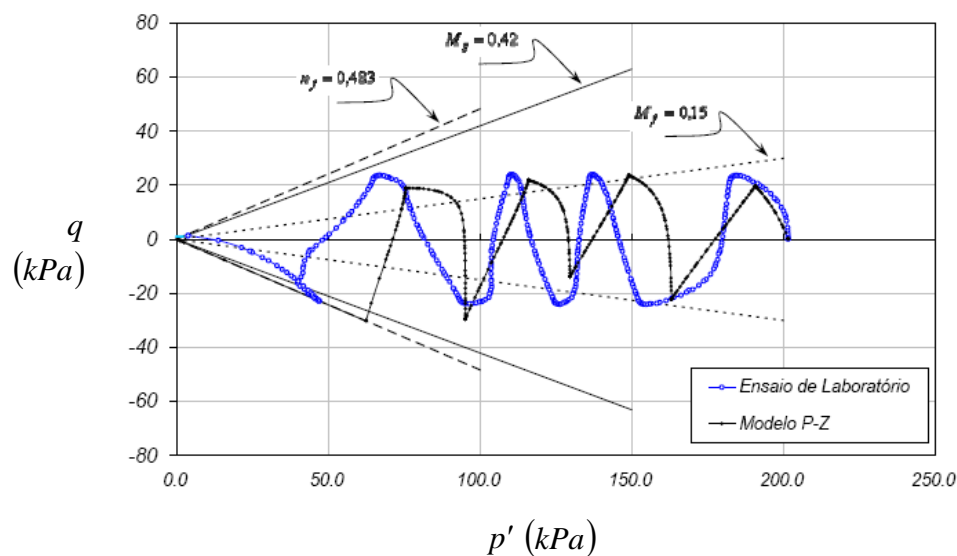


Figura 6.12 - Previsão da curva tensão efetiva média-tensão de desvio nos ensaios triaxiais cíclicos de areias com emprego do modelo P-Z.

A figura 6.12 apresenta os resultados da previsão da tensão efetiva média e tensão de desvio sob carregamento dinâmico, observa-se que este modelo simula satisfatoriamente os ciclos de carga necessários para a ocorrência da ruptura. Embora não exista uma concordância com os valores da tensão de desvio para cada tensão efetiva média, o modelo permite previsão aproximada do comportamento cíclico dada sua fácil implementação computacional.

Neste ponto cabe ressaltar a dificuldade da determinação dos parâmetros do modelo, sendo que, para pequenas variações destes, a resposta obtida apresenta características distintas.

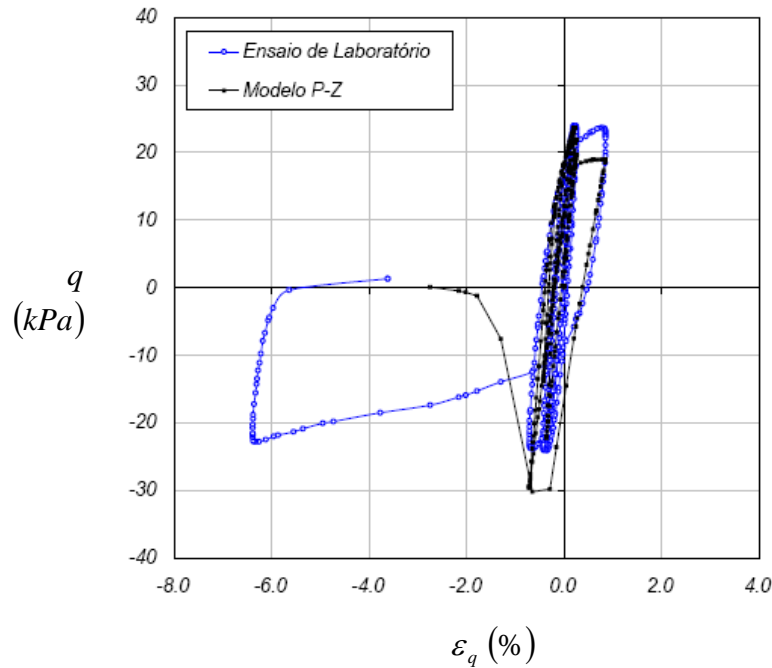


Figura 6.13 - Previsão da curva deformação cisalhante-tensão de desvio nos ensaios triaxiais cíclicos de areias com emprego do modelo P-Z.

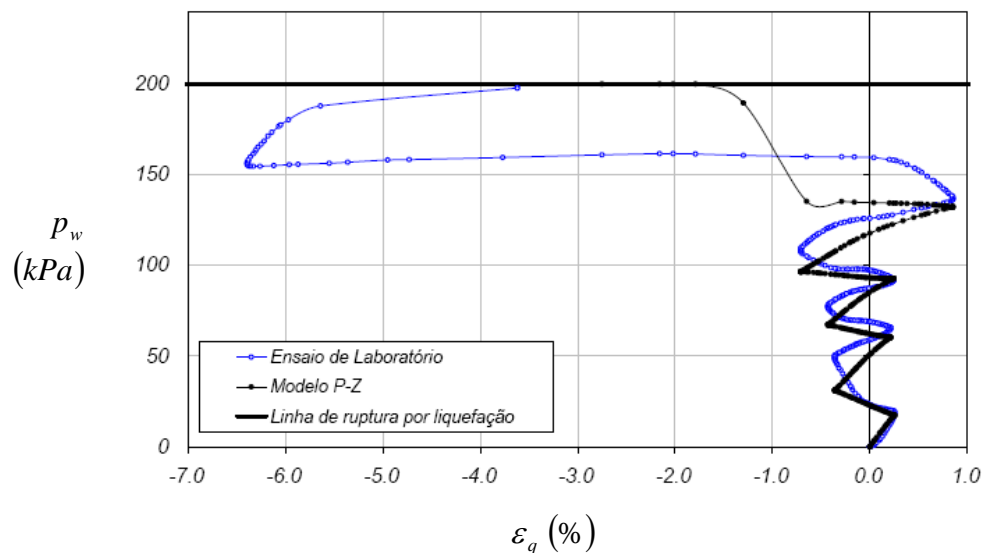


Figura 6.14 - Previsão da curva deformação cisalhante-poropressão nos ensaios triaxiais cíclicos de areias com emprego do modelo P-Z.

As figuras 6.13 e 6.14 mostram o resultado da previsão tanto da tensão de desvio dinâmica como da poropressão. Observa-se que, inicialmente para os quatro primeiros ciclos existe uma boa representação das respostas, observando-se no último ciclo uma discordância com os resultados de laboratório.

## 6.3

### Exemplo 1 – coluna de solo submetida à excitação cíclica na base

#### 6.3.1 Solo seco

Neste exemplo considera-se uma coluna de solo seco, este admitido como material linearmente elástico, submetida a uma excitação em sua base, conforme figura 6.15(a). O principal propósito é verificar, através deste exemplo, que possui solução analítica, o funcionamento do programa computacional em relação a rotinas e algoritmos empregados para a análise dinâmica, como o esquema de integração no tempo.

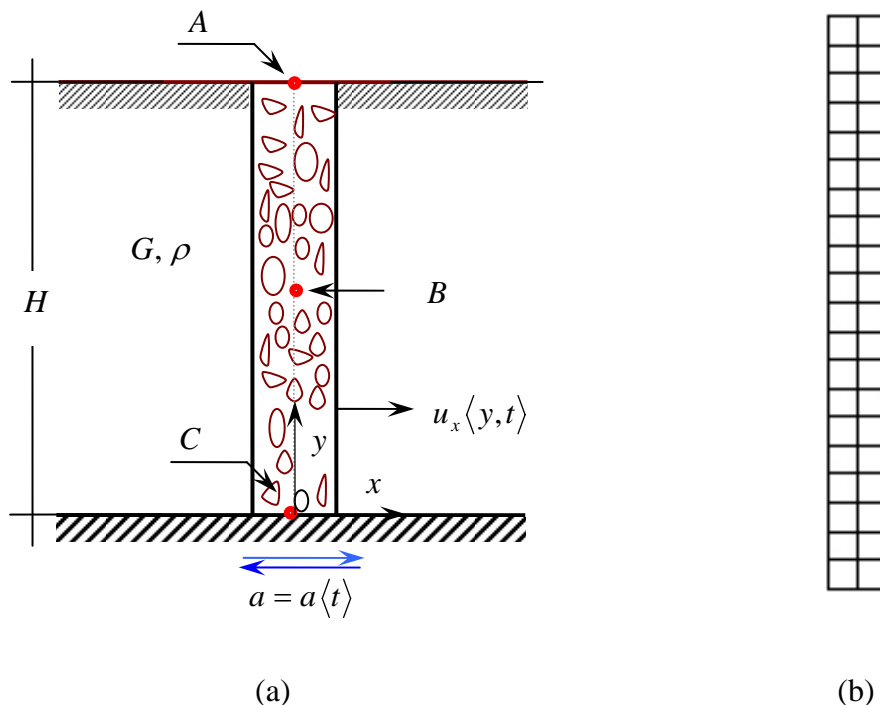


Figura 6.15 - (a) Coluna de solo seco submetida a carregamento sísmico em sua base; (b) Malha de elementos finitos Q4 utilizada na análise numérica.

A aceleração horizontal na base,  $a$ , é descrita pela função temporal

$$a = a\langle t \rangle = a_0 \text{sen}(\omega t) \quad (\text{Eq. 6.10})$$

onde  $a_0$  representa a amplitude da aceleração e  $\omega$  a frequência da aceleração.

A solução analítica para este problema é dada pela expressão [Cuéllar, V., 1974],

$$u_x\langle y, t \rangle = - \sum_{n=1}^{\infty} \left( \left( \frac{4A_0 \omega^2}{(2n-1)\pi} \cdot \frac{\sin\left(\frac{(2n-1)\pi y}{2H}\right)}{\frac{V_s^2 (2n-1)^2 \pi^2}{4H^2} - \omega^2} \right) \cdot \left( \sin(\omega t) - \frac{2H \cdot \omega}{V_s (2n-1)\pi} \sin\left(\frac{V_s (2n-1)\pi t}{2H}\right) \right) \right) \quad (\text{Eq. 6.11})$$

com

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \quad (\text{Eq. 6.12})$$

$$A_0 = a_0/\omega^2 \quad (\text{Eq. 6.13})$$

onde  $V_s$  é a velocidade de propagação de onda cisalhante,  $A_0$  representa a amplitude do deslocamento na base,  $G$  o módulo de cisalhamento,  $\rho$  a massa específica do solo,  $H$  a altura da coluna de solo e  $u_x$  deslocamento horizontal.

Na modelagem numérica da coluna considerou-se a malha indicada na figura 6.15(b), composta por elementos Q4 com 2,5m de altura. Valores numéricos dos parâmetros necessários para a execução da análise dinâmica deste exemplo estão sumarizados na tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Parâmetros do material, da aceleração sísmica e da geometria da coluna de solo seco.

$\rho$ ( $kg/m^3$ )	$G$ ( $kPa$ )	$a_0$ ( $m/s^2$ )	$\omega$ ( $rad$ )	$H$ ( $m$ )
2000	20000	3	$2\pi$	50

A tabela 6.6 e as figuras 6.16 e 6.17 apresentam a comparação dos resultados numéricos com a solução analítica (equação 6.11), obtidos para os pontos A (topo da coluna) e B (na meia altura).

Tabela 6.6 - Comparação dos deslocamentos numéricos máximos com a solução analítica.

Tipo de solução	Deslocamentos máximos (m)			
	Ponto B		Ponto A	
	(+)	(-)	(+)	(-)
Analítica	0,227	0,227	0,360	0,360
Númerica	0,232	0,218	0,360	0,351
Erro relativo (%)	2,20	3,96	0,00	2,50

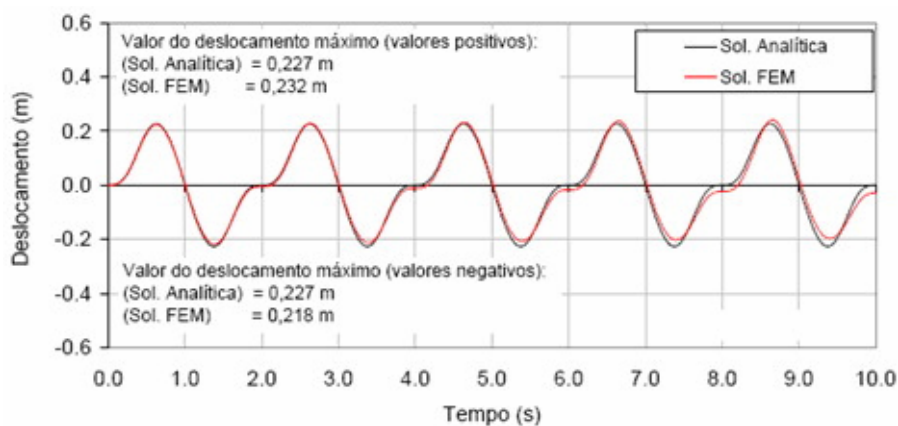


Figura 6.16 - Comparação entre respostas numérica e analítica para deslocamentos do ponto B.

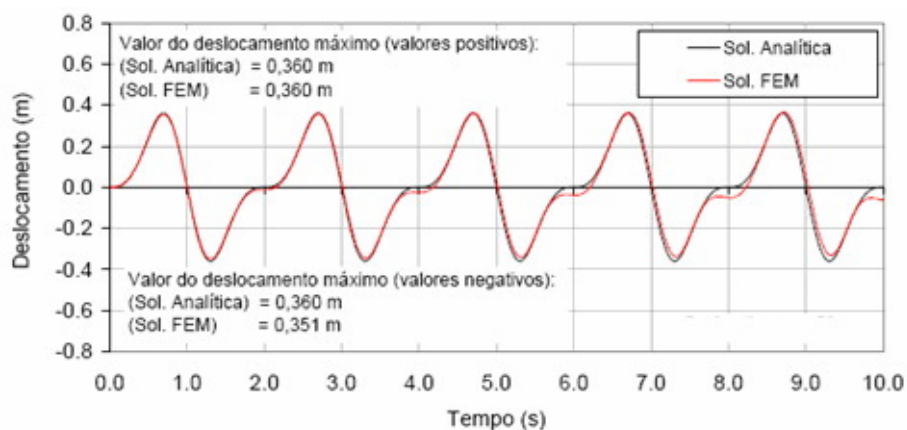


Figura 6.17 - Comparação entre respostas numérica e analítica para deslocamentos do ponto A.

Embora a malha de elementos finitos não seja muito refinada, isto é, o tamanho do elemento finito é 2,5m, há boa concordância entre ambos os tipos de resultados, sugerindo que o programa computacional é confiável, ao menos para as condições simplificadas envolvidas neste exemplo (solo seco, material linearmente elástico). Por outro lado, o erro relativo indicado na tabela 6.6 em



termos do deslocamento deve-se ao tamanho do elemento finito utilizado neste exemplo.

Nos apêndices A e B são apresentados resultados gráficos em termos da historia de deslocamentos a cada profundidade da coluna, percebendo-se uma boa similitude dos resultados numéricos obtidos pela solução analítica (figura A.1) quando são comparados com os resultados pelo FEM (figura B.1). Com o objetivo de visualizar as características da variação temporal das velocidades e das acelerações, são apresentados no anexo B (figuras B.2 e B.3) a historia das velocidades e das acelerações obtidas pelo MEF.

### 6.3.2 – Solo saturado

#### a) Análise numérica pelo MEF

Neste caso considerou-se a presença de lençol freático situado a  $H_w = 5m$  abaixo do topo da coluna (ponto A), conforme geometria indicada na figura 6.18. Os parâmetros do material estão indicados nas tabelas 6.7 e 6.8, esta última contendo informações requeridas pelo modelo P-Z. O material acima da linha freática é considerado seco, neste caso as propriedades deste material são listadas na tabela 6.5.

Neste exemplo o valor do módulo de cisalhamento do solo,  $G$ , foi considerado constante nos 10 primeiros metros de profundidade ( $G = 101,2 MPa$ ) e, em seguida admitido variar com a tensão de confinamento efetiva através da relação indicada na equação 6.6 ([Gutierrez, M.; Verdugo, R., 1995] e [Cárdenas, J.L., et al., 2004]). Nesta análise, o modulo volumétrico considerado corresponde ao utilizado pelo modelo P-Z na sua versão original (equação 3.116). Os valores dos parâmetros utilizados para obtenção do módulo de cisalhamento dependente da tensão de confinamento efetiva (equação 6.6) estão listados na tabela 6.9.

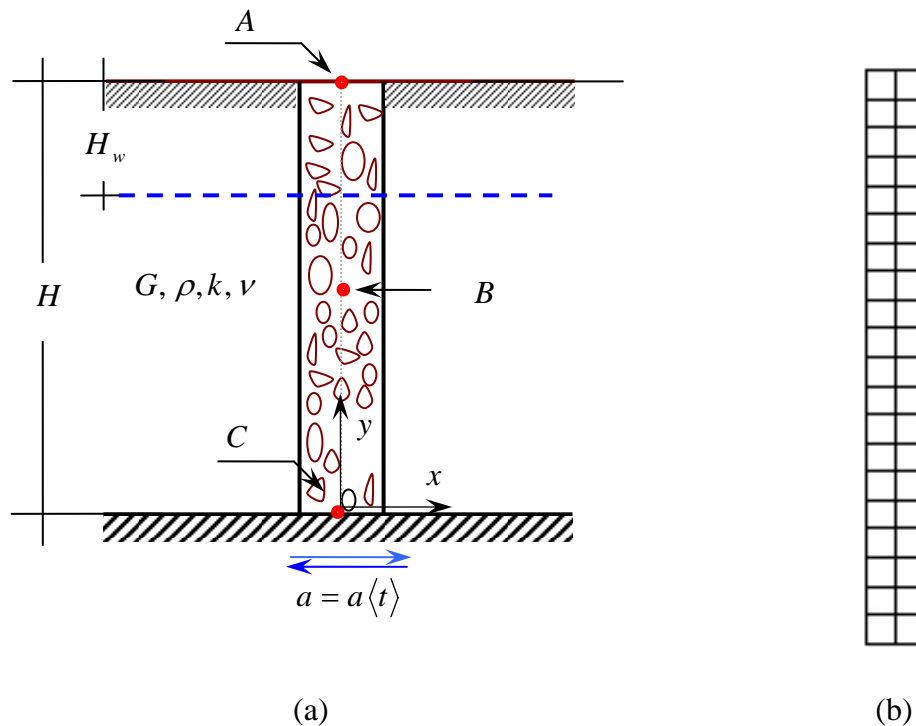


Figura 6.18 - (a) Coluna de solo, com presença do lençol freático, submetida a carregamento (aceleração) sísmico em sua base; (b) Malha de elementos finitos Q4 utilizada na análise numérica

Tabela 6.7 - Parâmetros do material da coluna de solo saturado.

$\nu$	$k$ ( $10^{-5} m/s$ )	$\rho$ ( $kg/m^3$ )	$\tilde{\alpha}$
0,4	6,5	2000	1

Tabela 6.8 - Parâmetros do modelo P-Z da coluna de solo saturado.

$M_g = M_f$	$\alpha$	$\beta_0$	$\beta_1$	$H_{L_0}$	$H_{U_0}$ ( $kPa$ )	$\gamma_U$	$\gamma$
0,75	0,45	2,25	0,45	16000	4000	2,0	2,0

Tabela 6.9 - Parâmetros utilizados para obtenção do módulo de cisalhamento dependente da tensão de confinamento efetiva.

$G_r$ ( $kPa$ )	$r$	$P_{ref}$ ( $Pa$ )	$\alpha_r$
78300	0,36	101	0,345

Valores das constantes da tabela 6.9 foram calculados comparando-se resultados obtidos com a equação 6.6 e a correlação proposta por Seed, H.B. e Idriss [Seed, H.B.; Idriss, I.M., 1970] para areias e pedregulhos (equação 6.14).

$$G = 218,8 K_{2\max} \sqrt{\sigma'_m} \quad (\text{Eq. 6.14})$$

com

$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v \quad (\text{Eq. 6.15})$$

onde  $\sigma'_m$  é a tensão efetiva média,  $\sigma'_v$  a tensão efetiva vertical,  $K_0$  o coeficiente de empuxo no repouso e  $K_{2\max}$  um coeficiente cisalhamento máximo que depende do tipo de solo. Valor de  $K_{2\max} = 30$  refere-se a areias muito fofas e  $K_{2\max} = 70$  para areias muito densas; no caso de pedregulhos, estes valores estão situados no intervalo entre 80 a 180. Neste exemplo considerou-se  $K_{2\max} = 45$  e  $K_0 = 0,67$ .

As figuras 6.19 e 6.20 apresentam a variação temporal dos incrementos de poropressão,  $\delta p_w$ , com a profundidade, considerando-se amplitudes de aceleração na base  $a_0 = 0,35\vec{g}$  e  $a_0 = 0,40\vec{g}$ . Nota-se que os incrementos de poropressão aumentam com a profundidade e com o tempo de aplicação do carregamento senoidal.

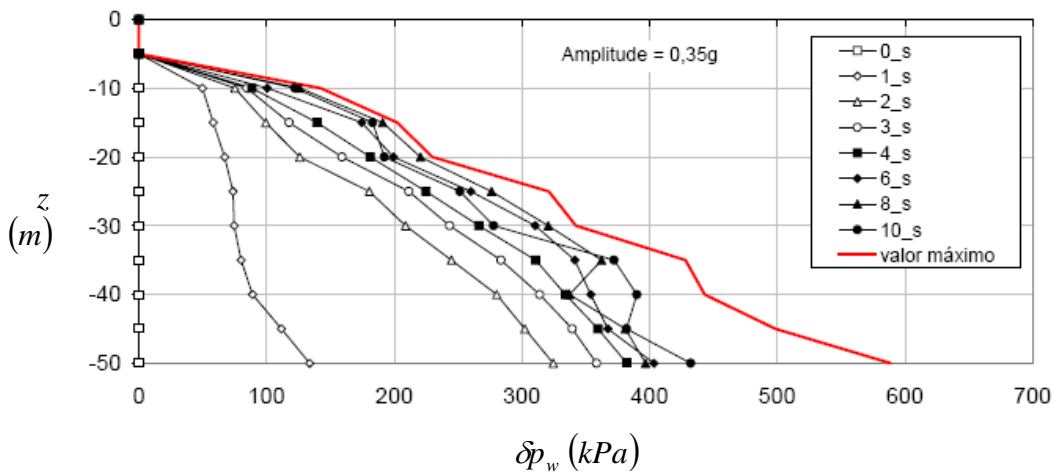


Figura 6.19 - Variação do incremento de poropressão com a profundidade e tempo para  $a_0 = 0,35\vec{g}$ .

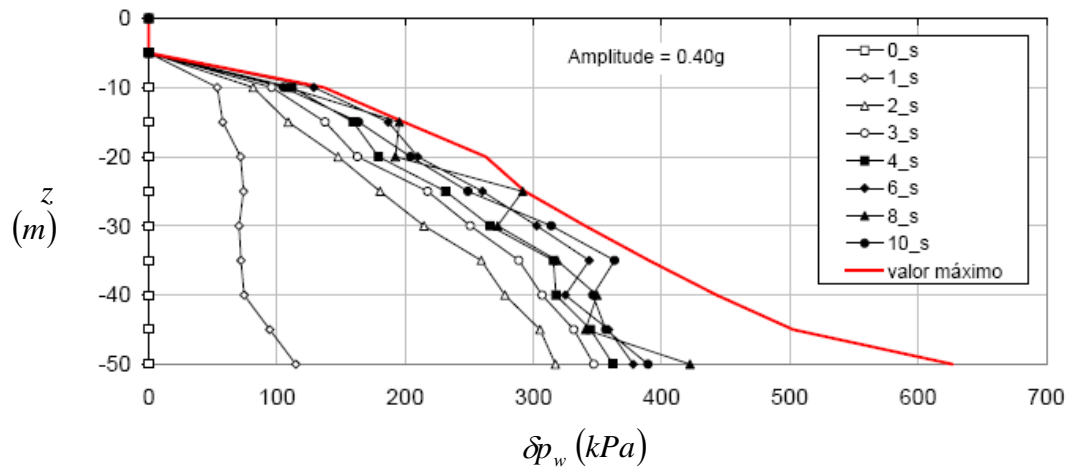


Figura 6.20 - Variação do incremento de poropressão com a profundidade e tempo para  $a_0 = 0.40\bar{g}$ .

A figura 6.21 ilustra a variação temporal dos incrementos de poropressão determinados em ponto situado na profundidade de 30m para diferentes amplitudes de aceleração da base ( $a_0 = 0.10\bar{g}$ ,  $0.20\bar{g}$ ,  $0.30\bar{g}$  e  $0.40\bar{g}$ ). Estes incrementos crescem com o tempo de aplicação do carregamento senoidal, oscilando mais fortemente quanto maior for a amplitude da aceleração.

A figura 6.22 apresenta a variação das tensões efetivas com a profundidade no tempo  $t = 10s$ , notando-se o início da liquefação do solo na profundidade  $z = 20m$  para a situação  $a_0 = 0,40\bar{g}$ , quando a tensão de confinamento efetiva diminui para um valor próximo a zero ( $\sigma'_{3c} = 3,87kPa$ ).

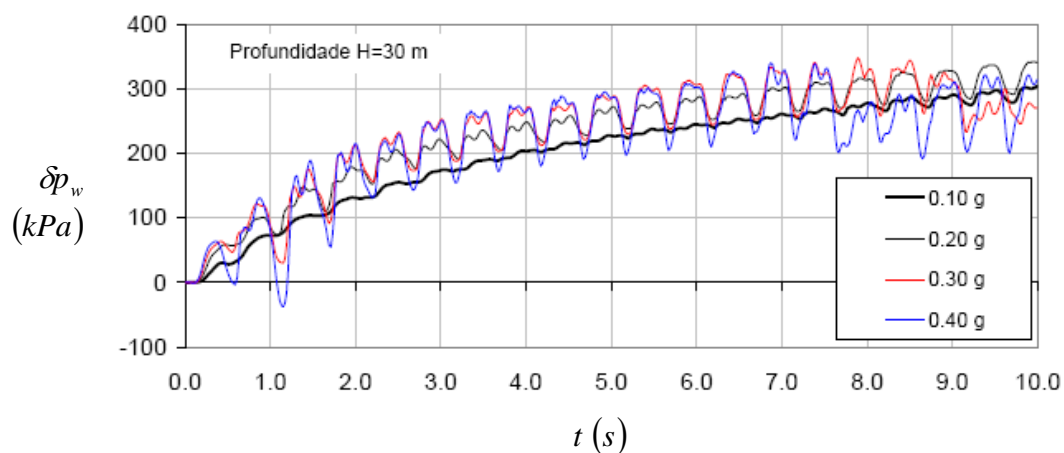


Figura 6.21 - Variação do incremento de poropressão com o tempo para vários valores da amplitude da aceleração aplicada na base.

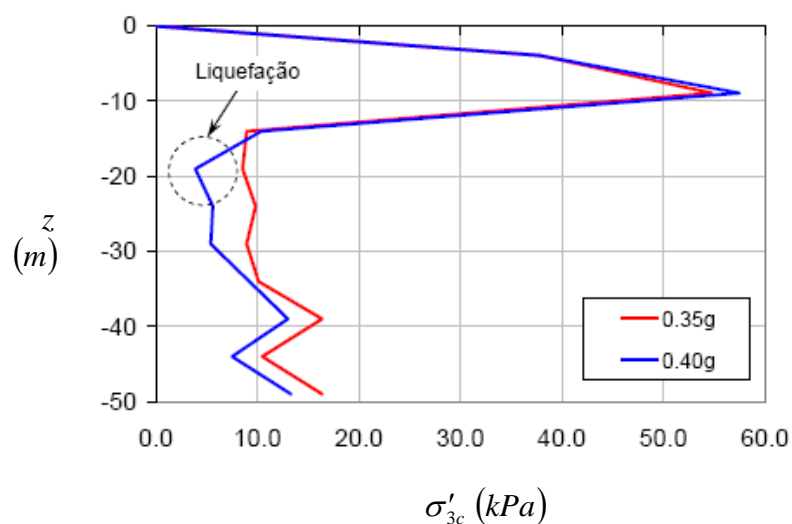


Figura 6.22 - Curva da variação da tensão de confinamento efetiva com a profundidade no tempo  $t = 10s$  para  $a_0 = 0,35\bar{g}$  e  $0,40\bar{g}$ .

Com o propósito de melhor entender as características da liquefação neste exemplo, a figura 6.23 apresenta as trajetórias de tensão e a curva tensão-deformação nesta condição (figura 6.22). O gráfico à esquerda representa as trajetórias de tensões efetivas no plano triaxial  $p' : q$ , onde se constata que ao final do carregamento ( $t = 10s$ ) a tensão de confinamento efetiva é mínima, reduzindo-se praticamente a zero, enquanto que à direita observam-se as curvas tensão-deformação durante o carregamento cíclico. No final do carregamento, a rigidez do material (representado pela inclinação da tangente à curva aproximando-se da horizontal) apresenta perda quase total.

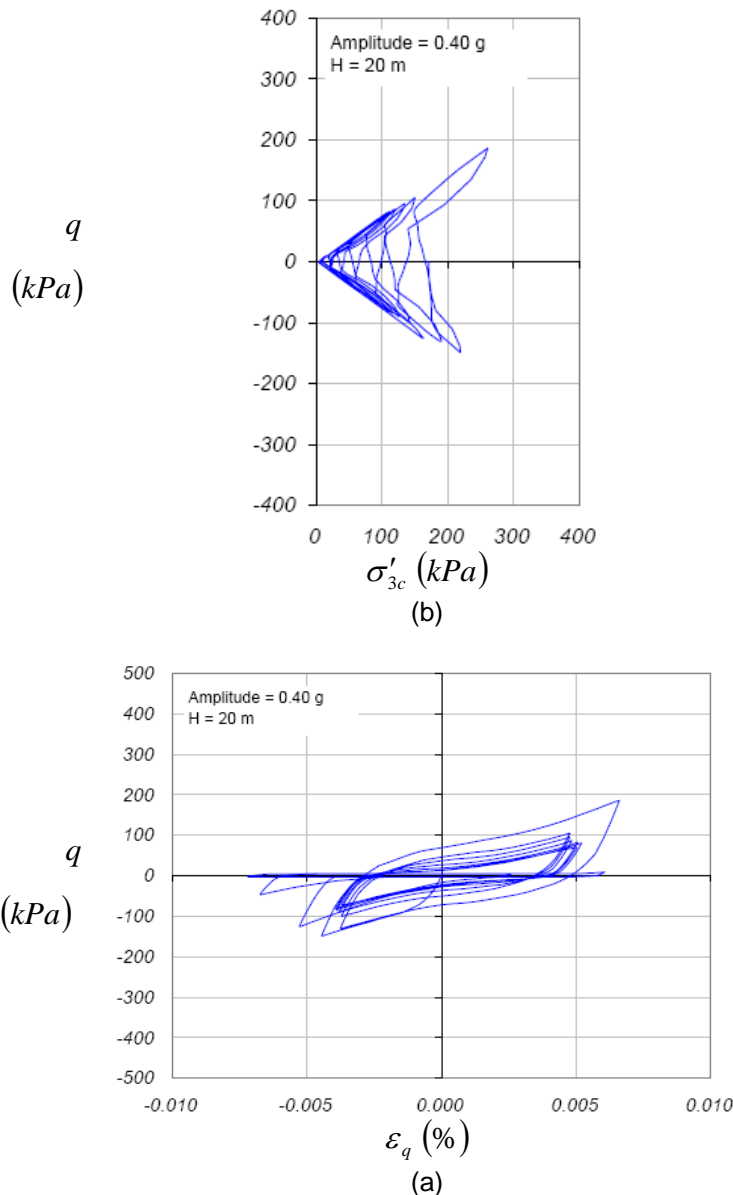


Figura 6.23 - (a) Trajetória de tensão no plano triaxial para  $a = 0,40\vec{g}$ ,  $t = 10s$ ,  $z = 20m$ , (b) Curvas tensão-deformação durante carregamento cíclico.

### a) Análise do potencial de liquefação por método empírico

Com o objetivo de verificar os resultados numéricos obtidos, o potencial de ocorrência de liquefação foi estimada com base em um método empírico, bastante utilizado na prática, proposto por Seed, H.B. e Idriss [Seed, H.B.; Idriss, I.M., 1971] e posteriormente aperfeiçoado ([Youd, T.L., et al., 2001], [Seed, R.B., et al., 2003]). No anexo A apresenta-se a descrição da metodologia para a avaliação do potencial de liquefação em solos saturados.

O valor da aceleração máxima utilizado nos cálculos foi retirado da análise numérica precedente ( $a_{\max} = 0,6\bar{g}$ ). O valor do número de golpes do ensaio SPT foi considerado constante com a profundidade  $(N_1)_{60} = 30$ , compatível com o tipo de solo considerado na análise pelo MEF. O fator de correção devido à tensão vertical efetiva foi admitido  $K_\sigma = 1$  (para tensão efetiva inicial menor do que  $2000 \text{ psf}$ ).

As tabelas 6.10 a 6.12 listam os dados necessários para cálculo do fator de segurança pelo método empírico de Seed, H.B. e Idriss [Seed, H.B.; Idriss, I.M., 1971] considerando 3 valores para magnitude do sismo ( $M_w = 6\frac{3}{4}, 7\frac{1}{2}$  e  $8\frac{1}{2}$ ).

Tabela 6.10 - Cálculo do fator de segurança contra a liquefação para  $M_w = 6\frac{3}{4}$ .

$z$ (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$r_d$	CSR	CRR	FS
5	98,10	98,10	0,925	0,361	0,660	1,830
10	196,20	147,15	0,850	0,442	0,660	1,493
15	294,30	196,20	0,775	0,453	0,409	0,903
20	392,40	245,25	0,700	0,437	0,370	0,846
25	490,50	294,30	0,625	0,406	0,343	0,845
30	588,60	343,35	0,550	0,368	0,317	0,862
35	686,70	392,40	0,475	0,324	0,304	0,936
40	784,80	441,45	0,400	0,277	0,290	1,047
45	882,90	490,50	0,325	0,228	0,264	1,157
50	981,00	539,55	0,250	0,177	0,238	1,340

Tabela 6.11 - Cálculo do fator de segurança contra a liquefação para  $M_w = 7\frac{1}{2}$ .

$z$ (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$r_d$	CSR	CRR	FS
5	98,10	98,10	0,925	0,361	0,500	1,386
10	196,20	147,15	0,850	0,442	0,500	1,131
15	294,30	196,20	0,775	0,453	0,310	0,684
20	392,40	245,25	0,700	0,437	0,280	0,641
25	490,50	294,30	0,625	0,406	0,260	0,640
30	588,60	343,35	0,550	0,368	0,240	0,653
35	686,70	392,40	0,475	0,324	0,230	0,709
40	784,80	441,45	0,400	0,277	0,220	0,793
45	882,90	490,50	0,325	0,228	0,200	0,877
50	981,00	539,55	0,250	0,177	0,180	1,015

Tabela 6.12 - Cálculo do fator de segurança contra a liquefação para  $M_w = 8\frac{1}{2}$ .

$z$ (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$r_d$	CSR	CRR	FS
5	98,10	98,10	0,925	0,361	0,445	1,234
10	196,20	147,15	0,850	0,442	0,445	1,007
15	294,30	196,20	0,775	0,453	0,276	0,609
20	392,40	245,25	0,700	0,437	0,249	0,571
25	490,50	294,30	0,625	0,406	0,231	0,570
30	588,60	343,35	0,550	0,368	0,214	0,581
35	686,70	392,40	0,475	0,324	0,205	0,631
40	784,80	441,45	0,400	0,277	0,196	0,706
45	882,90	490,50	0,325	0,228	0,178	0,780
50	981,00	539,55	0,250	0,177	0,160	0,904

Com nos resultados listados nas tabelas 6.10 a 6.12, foi possível traçar os gráficos da distribuição com a profundidade do fator de segurança contra liquefação (figura 6.24), observando-se a tendência de ocorrência de liquefação a profundidades entre 15m a 20m.

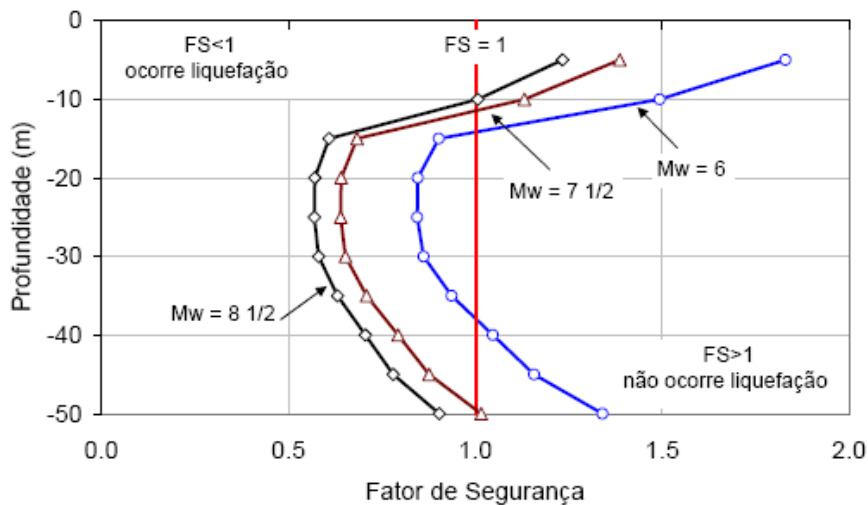


Figura 6.24 - Variação com a profundidade do fator de segurança contra a liquefação FS.

Com base dos resultados apresentados na figura 6.22 e 6.24 nota-se uma concordância, em termos de profundidade, da ocorrência da liquefação. No caso da análise numérica pelo FEM, a previsão da ocorrência da liquefação é aproximadamente a profundidade 20m enquanto que mediante o método empírico, a liquefação ocorre ( $FS < 1$ ) entre 15m a 20m de profundidade.



## 6.4

### Exemplo 2 - Análise dinâmica da barragem de San Fernando, EUA

O terceiro exemplo estudado refere-se à análise dinâmica da barragem de San Fernando (Califórnia, EUA), cuja crista foi rebaixada em aproximadamente 9 metros (30 pés) em consequência do deslizamento do talude de montante, após terremoto ocorrido em 1971. Na época, a barragem de San Fernando era responsável por 80% do abastecimento d'água da cidade de Los Angeles. As respostas numéricas obtidas nesta tese, em termos de incrementos de poropressões, são comparadas com resultados publicados na literatura [Khoei, A.H., et al., 2004].

Uma característica importante da ruptura acontecida nesta barragem é que o processo de liquefação ocorreu após o término da excitação sísmica, razão pela qual o registro sísmico foi preenchido adicionalmente com valores nulos para acompanhar o comportamento da geo-estrutura no período pós-sismo.

A figura 6.25 ilustra o registro das acelerações sísmicas, aplicado na base da malha de elementos finitos, com duração total de 100s, embora o terremoto na realidade tenha ocorrido durante 40 segundos. As tabelas 6.13 e 6.14 listam os parâmetros dos materiais e do modelo P-Z utilizados na simulação numérica pelo MEF, extraídos da publicação de Khoei [Khoei, A.R., et al., 2004].

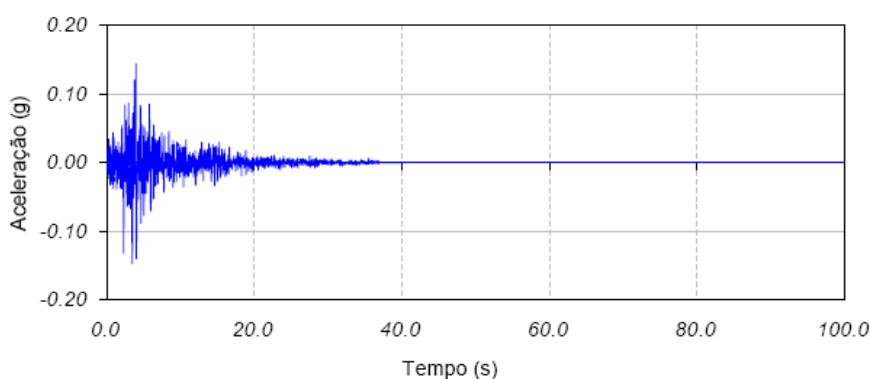
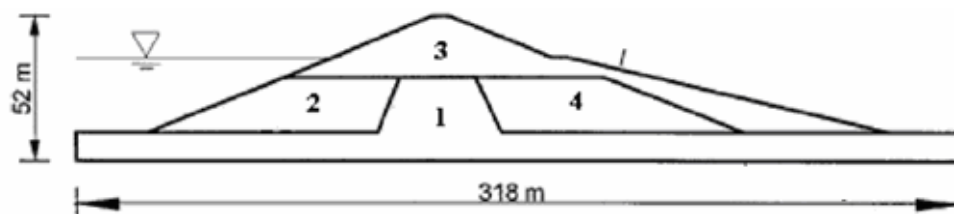


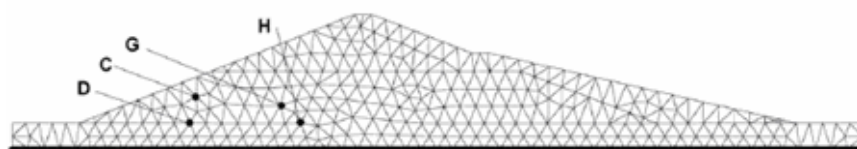
Figura 6.25 - Registro das acelerações sísmicas utilizado na simulação numérica.

A figura 6.26(a) apresenta quatro regiões da barragem de terra zonada e as figuras 6.26(b) e (c) as malhas de elementos finitos utilizadas por Khoei [Khoei, A.H., et al., 2004] e na presente pesquisa. Os pontos nodais: *C*, *D*, *G* e *H*, identificado na figura 6.26(b), correspondem à região ocorreu liquefação (ver figura 3.2b). A definição destas zonas com diferentes propriedades foi

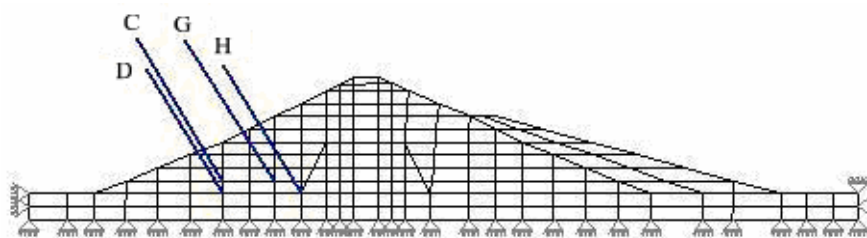
estabelecida mediante retroanálises executadas por Seed, H.B. [Seed, H.B., 1979], mencionadas anteriormente no capítulo 3 (ver figura 3.2a).



(a) Geometria e zonas da barragem de San Fernando na simulação numérica pelo MEF, conforme Khoei [Khoei, A.H., et al., 2004].



(b) Malha de elementos finitos utilizada por Khoei [Khoei, A.H., et al., 2004].



(b) Malha de elementos finitos utilizada na presente pesquisa.

Figura 6.26 - Geometria e malha de elementos finitos. Barragem de San Fernando. Letras C, D, G e H se referem a pontos nodais de interesse.

Tabela 6.13 - Parâmetros dos materiais da barragem de San Fernando.

Material	$K_{epo}$ (kPa)	$K_{eqo}$ (kPa)	$\nu$	$K_s$ (Pa)	$K_w$ (Pa)	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$n$	$k$ (m/s)
1	120	180	0,2857	1,0e+22	2,0e+9	2756	0,375	0,001
2	70	105	0,2857	1,0e+22	2,0e+9	2756	0,375	0,010
3	80	120	0,2857	1,0e+22	2,0e+9	2756	0,375	0,001
4	78	112	0,2857	1,0e+22	2,0e+9	2756	0,375	0,010

Tabela 6.14 - Parâmetros do modelo P-Z para os materiais da barragem de San Fernando.

Material	$M_g$	$M_f$	$\alpha$	$\beta_0$	$\beta_1$	$H_{Lo}$	$H_{U_0}$ ( $10^7 kPa$ )	$\gamma_U$	$\gamma$
1	1,550	1,400	0,45	4,2	0,2	700,3	6,00	2,0	2,0
2	1,510	0,750	0,45	4,2	0,2	408,3	3,50	2,0	2,0
3	1,510	1,330	0,45	4,2	0,2	467,0	4,00	2,0	2,0
4	1,510	0,906	0,45	4,2	0,2	408,3	3,75	2,0	2,0

A figura 6.27(a) apresenta a variação da poropressão nos pontos nodais onde ocorreu liquefação, identificados na figura 6.26(b), conforme Khoei [Khoei, A.R., et al., 2004], enquanto que a figura 6.27(b) mostra as respostas determinadas na presente pesquisa para os mesmos pontos.

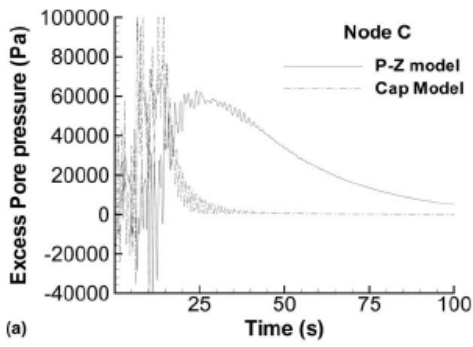
De acordo a estes resultados alguns comentários podem ser mencionados:

- (1) Ponto C: de acordo com Khoei, o valor máximo da poropressão ( $\cong 60000 kPa$ ) ocorreu aproximadamente aos 25 segundos depois de iniciado o sismo; já na presente pesquisa o valor máximo ( $63267 kPa$ ) ocorreu num tempo menor (5,6 segundos). Por outro lado, de acordo ao Khoei, ainda existe excedentes de poropressão aos 100 segundos ( $\cong 10000 kPa$ ). Nesta pesquisa, a poropressão tornou-se zero aos 75 segundos.
- (2) Ponto D: de acordo com Khoei, o valor máximo da poropressão ( $\cong 80000 kPa$ ) ocorreu aproximadamente aos 25 segundos depois de iniciado o sismo. Nesta pesquisa, o valor máximo ( $101080 kPa$ ) ocorreu aproximadamente aos 3,8 segundos. De acordo ao Khoei, a poropressão torna-se zero aos 100 segundos ( $\cong 10000 kPa$ ); já na presente pesquisa, a poropressão tornou-se zero aos 75 segundos.
- (3) Ponto G: de acordo com Khoei, o valor máximo da poropressão ( $\cong 140000 kPa$ ) ocorreu aproximadamente aos 20 segundos depois de iniciado o sismo. Como resultado da presente pesquisa, o valor máximo da poropressão ( $136197 kPa$ ) ocorreu aproximadamente aos 4,7 segundos. Por outro lado, de acordo ao Khoei, a poropressão torna-se

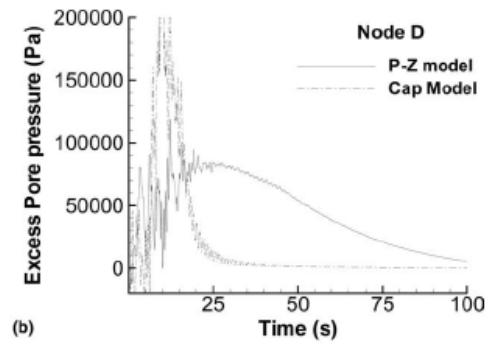
zero aos 100 segundos ( $\approx 25000\text{ kPa}$ ) já nesta pesquisa, a poropressão tornou-se zero aos 75 segundos.

- (4) Ponto H: o valor máximo da poropressão ( $\cong 150000\text{ kPa}$ ), de acordo com Khoei, ocorreu aproximadamente aos 20 segundos depois de iniciado o sismo. Na presente pesquisa, o valor máximo obtido ( $178869\text{ kPa}$ ) ocorreu aproximadamente aos 4,7 segundos. Por outro lado, de acordo ao Khoei, a poropressão torna-se zero aos 100 segundos ( $\cong 25000\text{ kPa}$ ); já nesta pesquisa, a poropressão tornou-se zero aos 75 segundos.

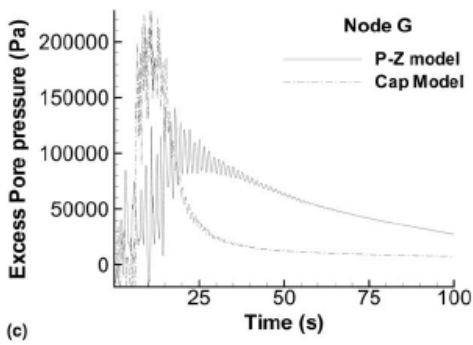
Em termos gerais, as previsões do tempo de ocorrência dos valores máximos das poropressões determinadas nesta pesquisa ocorrem antes dos calculados pelo Khoei, enquanto que, os valores máximos destes são aproximadamente coincidentes (pouca diferença) em apenas um ponto analisado (ponto C) sendo os outros diferentes. Observa-se também diferenças em termos dos valores das poropressões no final do tempo de análise. De forma geral, as poropressões finais, previstas nesta pesquisa, tornam-se zero aos 75 segundos, enquanto que os calculados por Khoei apresentam ainda valores de poropressão no final da análise, salvo no ponto nodal D, onde a poropressão tornou-se zero no tempo 100 segundos.



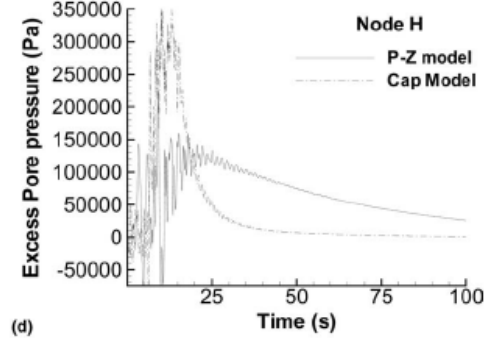
(a.1) nó C



(a.2) nó D

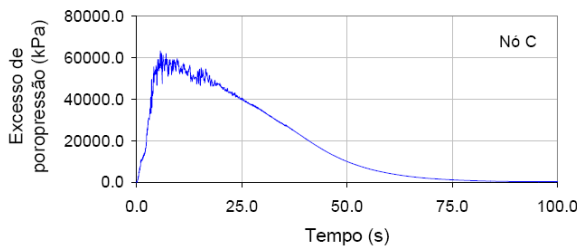


(a.3) nó G

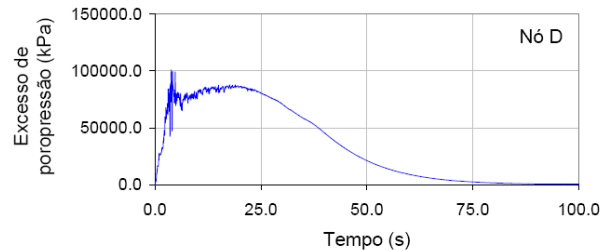


(a.4) nó H

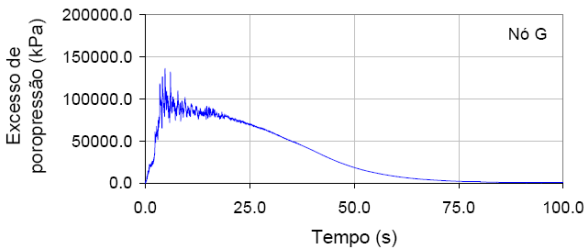
(a) Resultados numéricos de Khoei [Khoei, A.H., et al., 2004].



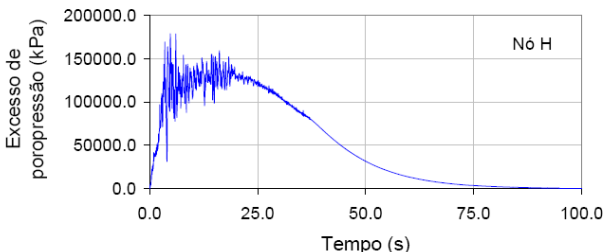
(b.1) nó C



(b.2) nó D



(b.3) nó G



(b.4) nó H

(b) Resultados numéricos da presente pesquisa.

Figura 6.27 - Variação temporal do incremento de poropressões determinados numericamente para alguns pontos da barragem de San Fernando.

## 6.5

**Exemplo 3 - Resposta dinâmica de um talude de solo submerso**

Este exemplo numérico trata da previsão da resposta dinâmica de um talude de solo submerso testado no ensaio de centrifugação (figura 6.28). Este protótipo foi desenvolvido por Byrne e colaboradores na universidade de British Columbia, Canadá [Byrne, P.M., 2005]. A previsão da resposta deste ensaio foi investigada anteriormente pelos seguintes pesquisadores: (1) Jafari e Popescu [Jafari, A.; Popescu, R., 2004]; (2) Naesgaard e Byrne [Naesgaard, E.; Byrne, P.M., 2004]; (3) Haigh [Haigh, S., 2002]. Nessas pesquisas foram utilizados, respectivamente, os seguintes modelos elasto-plásticos para simulação do comportamento hidráulico-mecânico de solos saturados sob carregamento cíclico: (a) modelo de superfícies múltiplas [Prevost, J.H., 1985]; (b) modelo UBCSAND ([Byrne, P.M., et al., 1995], [Beaty, M.H.; Byrne, P.M., 1998], [Puebla, H., 1999]); (c) modelo P-Z [Pastor, M., et al., 1990].

Nesta tese, os resultados numéricos obtidos, em termos das acelerações e das poropressões, foram comparados com aqueles determinados nos pontos instrumentados, A2, A5 e A7 para as acelerações e P2, P5 e P7 para as poropressões (figuras 6.28), considerando para tal, as pesquisas feitas por Byrne e Haigh.

A geometria do problema, localização dos pontos de instrumentação (figura 6.28) e as propriedades do material correspondentes ao modelo P-Z (tabelas 6.15 e 6.16) foram retiradas da publicação de Byrne [Byrne, P.M., 2005].

Tabela 6.15 - Propriedades do material do talude (areia fofa).

Material	$K'$ (MPa)	$G$ (MPa)	$\nu$	$K_s$ (Pa)	$K_w$ (Pa)	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$n$	$k$ (10 <sup>-4</sup> m/s)
Areia fofa	43	20	0,2857	1,0e+22	2,0e+9	2756	0,375	6,0

Tabela 6.16 - Parâmetros do material do talude referentes ao modelo P-Z.

Material	$M_g$	$M_f$	$\alpha$	$\beta_0$	$\beta_1$	$H_{Lo}$	$H_{U_0}$ (MPa)	$\gamma_U$	$\gamma$
Areia fofa	0,75	1,15	0,45	4,2	0,2	200	400	2,0	4,2

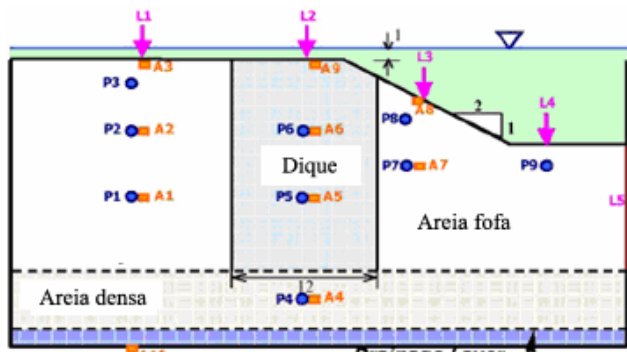
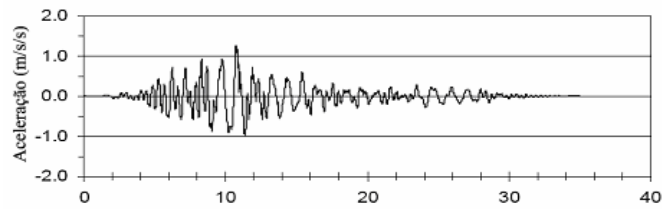
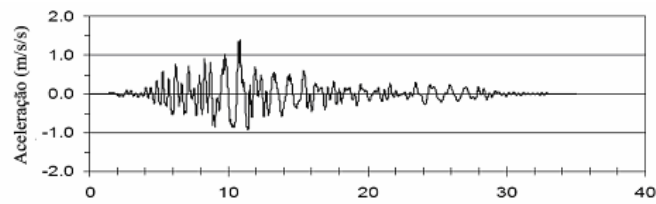


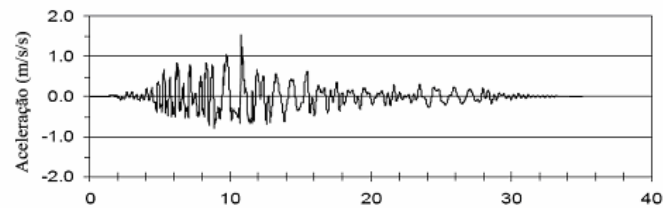
Figura 6.28 Geometria e localização dos pontos de instrumentação. Talude de solo submerso [Byrne, P.M., 2005].



(a) Ponto A2

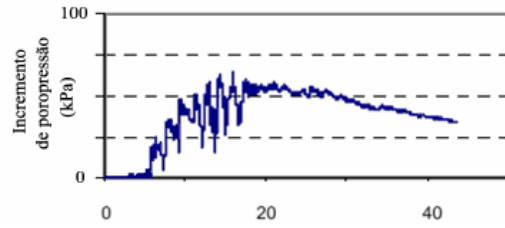


(b) Ponto A5

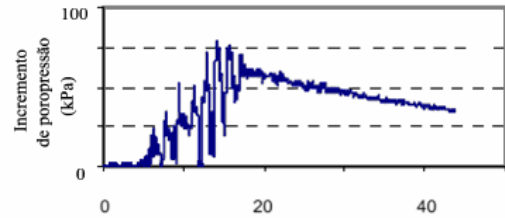


(c) Ponto A7

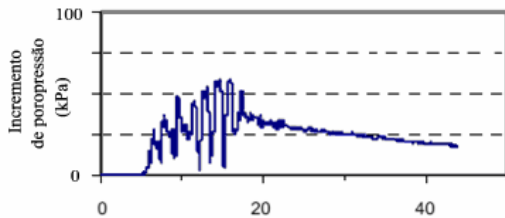
Figura 6.29 - Registro das acelerações instrumentadas. Pontos A2, A5 e A7.



(a) Ponto P2



(b) Ponto P5



(c) Ponto P7

Figura 6.30 - Registros das poropressões instrumentadas. Pontos P2, P5 e P7.

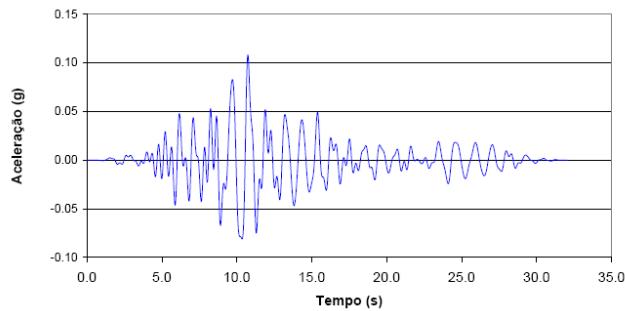
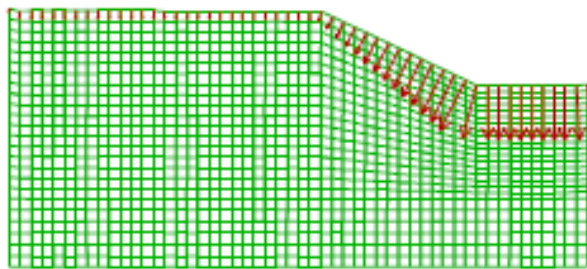


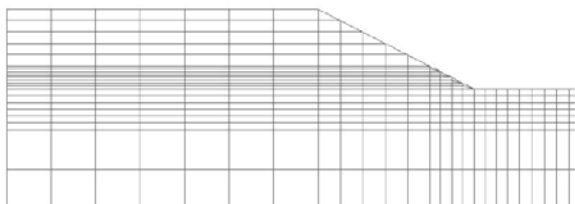
Figura 6.31 - Registro das acelerações do sismo A475 [Byrne, P.M., 2005].

As figuras 6.29 e 6.30 apresentam o registro de acelerações e poropressões instrumentados do talude submerso durante o ensaio de centrifugação. A figura 6.31 apresenta o registro das acelerações do sismo A475 [Byrne, P.M., 2005], com duração de 32s, aplicado na base do talude durante o ensaio de centrifugação.

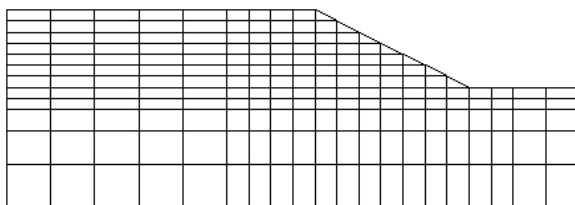




(a) Naesgaard [Naesgaard, E.; Byrne. P.M., 2004] com o modelo UBCSAND.



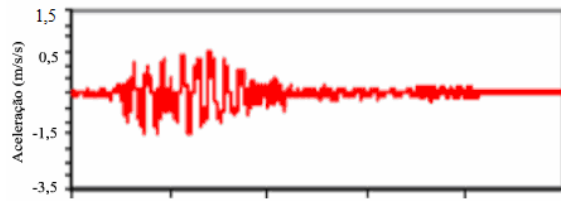
(b) Haigh [Haigh, S., 2002] com o modelo P-Z.



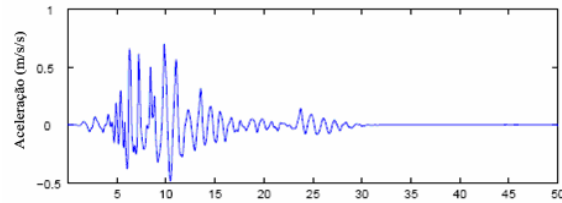
(c) Presente pesquisa com o modelo P-Z.

Figura 6.32 - Geometria e malhas de elementos finitos. Talude de solo submerso.

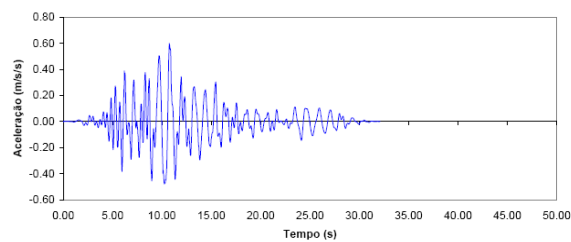
A figura 6.32 apresenta as malhas de elementos finitos utilizadas pelos diferentes autores. A primeira malha (figura 6.32a) foi utilizada por Naesgaard [Naesgaard, E.; Byrne. P.M., 2004] considerando o modelo UBCSAND de Byrne [Byrne, P.M., et al., 2003] incorporado no programa FLAC, enquanto que a segunda malha (figura 6.32b) se refere àquela empregada por Haigh [Haigh, S., 2002] com o modelo P-Z. A figura 6.32c apresenta a malha de elementos finitos da presente pesquisa, semelhante à usada por Haigh [Haigh, S., 2002] com o mesmo modelo P-Z.



(a) Naesgaard [Naesgaard, E.; Byrne. P.M., 2004] com o modelo UBCSAND.

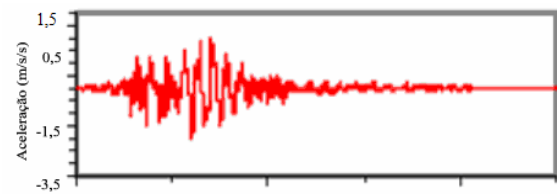


(c) Haigh [Haigh, S., 2002] com o modelo P-Z.

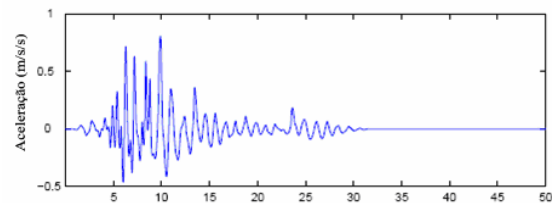


(d) Presente pesquisa com o modelo P-Z.

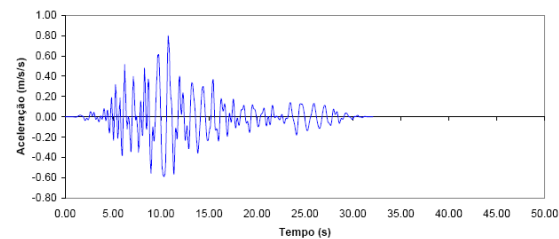
Figura 6.33 - Registro das acelerações previstas. Ponto A2.



(a) Naesgaard [Naesgaard, E.; Byrne. P.M., 2004] com o modelo UBCSAND.

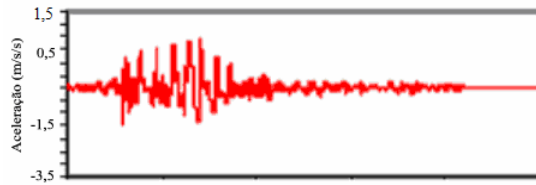


(b) Haigh [Haigh, S., 2002] com o modelo P-Z.

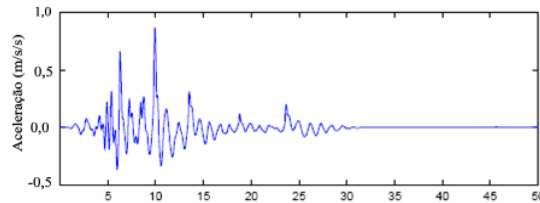


(c) Presente pesquisa com o modelo P-Z.

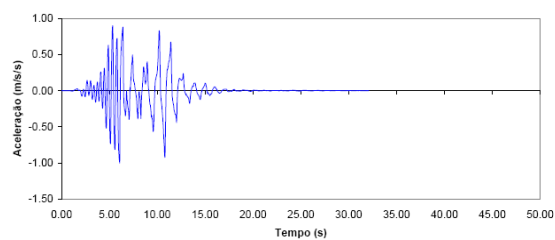
Figura 6.34 - Registro das acelerações previstas. Ponto A5.



(a) Naesgaard [Naesgaard, E.; Byrne, P.M., 2004] com o modelo UBCSAND.



(b) Haigh [Haigh, S., 2002] com o modelo P-Z.

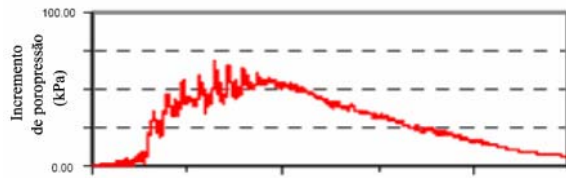


(c) Presente pesquisa com o modelo P-Z.

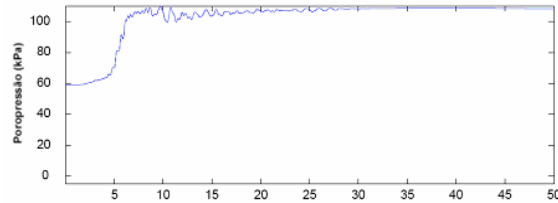
Figura 6.35 - Registro das acelerações previstas. Ponto A7

As figuras 6.33 a 6.35 apresentam os registros de acelerações previstos nos pontos de instrumentação A2, A5 e A7 do talude (figura 6.28).

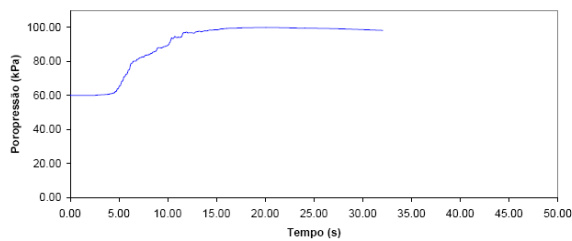
De acordo com as figuras 6.33, 6.35 e 6.29, nota-se a concordância entre as respostas obtidas pelo Haigh e na presente pesquisa, isto é, devido à utilização do mesmo modelo constitutivo e das mesmas características tanto nas propriedades do material quando geométricas. Por outro lado, em comparação com a pesquisa de Naesgaard, estas apresentam maiores valores das acelerações máximas. Cabe ressaltar também que, a forma do registro de acelerações obtidas por Naesgaard é mais próxima aos obtidos em forma experimental, no entanto, os resultados obtidos na presente pesquisa e pelo Haigh apresentam características diferentes aos experimentais, isto é, em termos de forma e de valores picos máximos. Finalmente, cabe mencionar que, em todos os pontos instrumentados, os resultados previstos apresentam valores das acelerações máximas menores que as acelerações máximas obtidas em forma experimental.



(a) Naesgaard [Naesgaard, E.; Byrne. P.M., 2004] com o modelo UBCSAND.

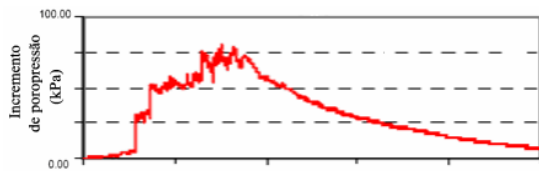


(b) Haigh [Haigh, S., 2002] com o modelo P-Z.

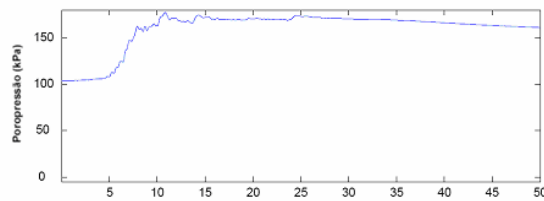


(c) Presente pesquisa com o modelo P-Z.

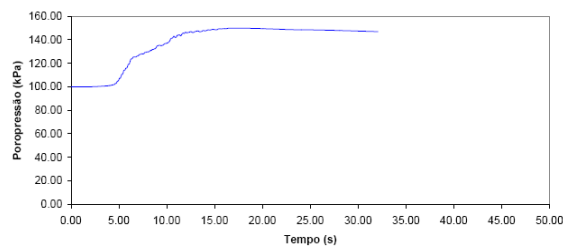
Figura 6.36 - História das poropressões previstas. Ponto P2.



(a) Naesgaard [Naesgaard, E.; Byrne. P.M., 2004] com o modelo UBCSAND.

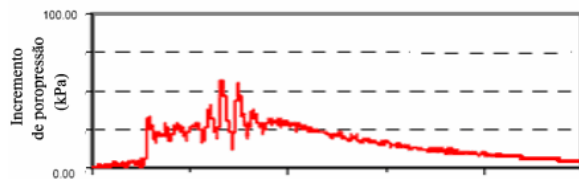


(b) Haigh [Haigh, S., 2002] com o modelo P-Z.

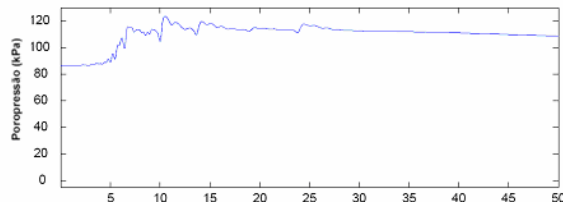


(c) Presente pesquisa com o modelo P-Z.

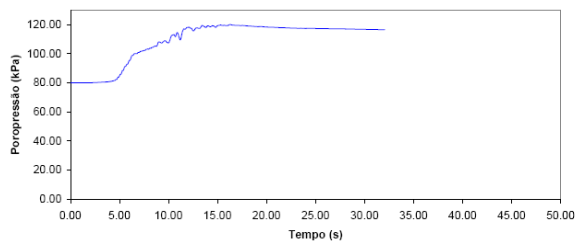
Figura 6.37 - História das poropressões previstas. Ponto P5.



(a) Naesgaard [Naesgaard, E.; Byrne, P.M., 2004] com o modelo UBCSAND.



(b) Haigh [Haigh, S., 2002] com o modelo P-Z.



(c) Presente pesquisa com o modelo P-Z.

Figura 6.38 - História das poropressões previstas. Ponto P7.

As figuras 6.36 a 6.38 ilustram a história das poropressões previstas para os pontos P2, P5 e P7 do talude (figura 6.28).

De acordo com as figuras 6.36 e 6.38 e 6.30, nota-se, da mesma forma que nos registros das acelerações, a concordância entre as respostas obtidas pelo Haigh e na presente pesquisa. Por outro lado, em comparação com a pesquisa pelo Naesgaard, estas apresentam maiores valores picos das poropressões, apresentando outras formas diferentes do registro (forma incremental), já no resultados de Naesgaard, esta apresenta um pico e logo um decremento nos seus valores, similares aos obtidos de forma experimental. Finalmente cabe ressaltar que, os resultados previstos pelo Naesgaard, em termos das poropressões, apresentam boa concordância tanto na forma do registro como nos seus valores com os resultados experimentais.