DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/22

Avaliação do potencial de liquefação dinâmica de uma barragem de rejeitos considerando modelos constitutivos para carregamentos cíclicos

Freddy Robles
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, ingfreddyrobles@gmail.com

Celso Salvador
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, celsosalvador0513@gmail.com

Celso Romanel
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, celso.romanel@gmail.com

RESUMO: A liquefação dinâmica representa um dos principais riscos à estabilidade de barragens de rejeitos, especialmente em contexto de carregamentos cíclicos induzidos por eventos sísmicos ou vibrações operacionais. Este trabalho tem como objetivo avaliar o potencial de início de liquefação dinâmica em uma barragem de rejeitos por meio da aplicação de modelos constitutivos elastoplásticos para representar o comportamento não linear de solos sob carregamento cíclico. A metodologia envolve a implementação de simulações numéricas baseadas em diferentes modelos constitutivos, complementadas por dados experimentais obtidos de ensaios de laboratório. Os resultados indicam que a escolha do modelo influencia significativamente a previsão da resposta dinâmica da estrutura, o que é essencial para identificar condições críticas de instabilidade. A utilização de modelos cíclicos avançados contribui para uma avaliação mais realista do potencial de início de liquefação, fornecendo subsídios importantes para o projeto e a gestão mais segura de barragens de rejeitos.

PALAVRAS-CHAVE: Modelos constitutivos cíclicos, modelagem numérica, deslocamentos permanentes, comportamento dinâmico de solos.

ABSTRACT: Dynamic liquefaction represents one of the main risks to the stability of tailings dams, especially in the context of cyclic loading induced by seismic events or operational vibrations. This work aims to evaluate the potential for liquefaction in a tailings dam through the application of constitutive models to represent the non-linear behavior of soils under cyclic loading. The methodology involves the implementation of numerical simulations based on different constitutive models, complemented by experimental data obtained from laboratory tests. The results indicate that the choice of model significantly influences the prediction of the dynamic response of the structure, which is essential to identify critical instability conditions. The use of advanced cyclic models contributes to a more realistic assessment of the potential for dynamic liquefaction, providing important support for the design and safer management of tailings dams.

KEYWORDS: Cyclic constitutive models, numerical modeling, permanent displacements, dynamic soil behavior.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação do comportamento cíclico de solos granulares é um aspecto central na engenharia geotécnica, sobretudo em análises de estabilidade de estruturas submetidas a carregamentos cíclicos. Fenômenos como a liquefação dinâmica podem comprometer significativamente a segurança de barragens de rejeitos e outras obras de infraestrutura, necessitando-se de modelos constitutivos capazes de representar de forma realista a resposta dos materiais sob carregamento cíclico.

Entre os modelos elastoplásticos desenvolvidos com base na teoria do estado crítico, destacam-se os modelos PM4Sand e PM4Silt. O primeiro foi desenvolvido para simular o comportamento cíclico de areias / areias siltosas de baixa plasticidade, enquanto o segundo se destina a análises envolvendo siltes e argilas de baixa plasticidade. Ambos incorporam parâmetros de estado e correlações empíricas que permitem reproduzir

a evolução da poropressão e do estado de deformação em condição não drenada. Uma calibração adequada desses modelos, a partir de ensaios de laboratório e dados de campo, é fundamental para garantir a confiabilidade das análises numéricas.

Neste estudo, apresenta-se o procedimento de calibração do modelo PM4Sand com base em ensaios cíclicos não drenados realizados na areia de Ottawa e calibração do modelo PM4Silt desenvolvido por Boulanger e Wijewickreme (2019) em siltes de baixa plasticidade. Procedimentos de calibração semelhantes foram utilizados para obtenção dos parâmetros de diversos rejeitos da barragem de Otopara, no Peru, para simulação do comportamento sísmico por meio do programa computacional Plaxis 2D. A estrutura foi submetida a três acelerogramas de projeto, com o objetivo de determinar deslocamentos permanentes, acelerações espectrais, distribuição de excessos de poropressão e identificação de eventuais zonas de liquefação dinâmica.

O presente trabalho busca contribuir para o avanço da modelagem numérica em geotecnia, fornecendo subsídios para análises sísmicas e na compreensão do comportamento cíclico de solos.

2 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA COMPORTAMENTO CÍCLICO

2.1 Modelo constitutivo PM4Sand

O modelo constitutivo PM4Sand é um modelo elastoplástico para comportamento cíclico de areias, no estado 2D de deformação plana, desenvolvido por Boulanger e Ziotopoulou (Boulanger e Ziotopoulou, 2015, 2017, 2022, 2023), com base no modelo constitutivo de superfície limite proposto por Dafalias e Manzari (2004). O modelo utiliza o índice de estado relativo ξ_R (Konrad, 1988), conforme Eq. (1).

$$\xi_R = D_{R,cs} - D_R \tag{1}$$

onde D_R é a densidade relativa aparente atual, $D_{R,cs}$ é a densidade relativa no estado crítico para a tensão efetiva média atual p Eq. (2).

$$D_{R,cs} = \frac{R}{Q - \ln\left(100\frac{p}{p_A}\right)} \tag{2}$$

onde p_A é a pressão atmosférica, enquanto Q e R são parâmetros de Bolton (Bolton, 1986), com valores de 10 e 1 respectivamente, para uma areia quartzosa.

2.1.1 Principais parâmetros do modelo

A densidade relativa aparente D_R, pode ser estimada com o uso de correlações de ensaios de penetração SPT ou CPT. Boulanger e Ziotopoulou (2017) sugeriram uma correlação entre $(N_1)_{60}$ e D_R conforme Eq. (3) para ensaios SPT, onde o coeficiente $C_d \cong 46$ (Idriss e Boulanger, 2003) e $(N_1)_{60}$ representa o número de golpes corrigido para tensão vertical efetiva de 1 atmosfera e 60% de energia de cravação.

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \tag{3}$$

O coeficiente G_0 do módulo de cisalhamento controla a magnitude das deformações elásticas de cisalhamento sob deformações muito pequenas. Boulanger e Ziotopoulou (2017) propuseram a correlação da Eq. (4) baseada em dados de ensaios SPT.

$$G_0 = 167\sqrt{(N_1)_{60} + 2{,}5} \tag{4}$$

A taxa de contração h_{po} define a resistência cíclica do solo no início da liquefação. Este parâmetro pode ser ajustado em relação a resultados de ensaios de cisalhamento cíclico não drenado CDSS, com auxílio do módulo SoilTest do programa Plaxis 2D mediante um processo iterativo, variando o valor de h_{po}, até atingir o critério de início da liquefação, estabelecido ou em função do parâmetro de poropressão r_u, ou da deformação cisalhante cíclica ou simultaneamente em relação a ambos os critérios.

2.1.2 Calibração do parâmetro h_{po} no modelo PM4Sand

Nesta seção serão apresentados duas metodologias para calibração do parâmetro h_{po} considerando resultados de ensaios CDSS não drenados em areia de Ottawa (Parra, 2016) para diferentes valores de densidade relativa, tensão efetiva vertical σ'_{vc} e razão de tensão cíclica (CSR), conforme Tab. 1. A metodologia de Calibração 1 (MC1) consiste em, para determinada densidade relativa D_R e tensão efetiva vertical σ'_{vc}, estimar G_o em função de $(N_1)_{60}$ de acordo com a Eq. (4), e então variar de forma iterativa o valor do parâmetro h_{po} para ajustar o início de liquefação considerando, geralmente, o critério de deformação cisalhante cíclica γ = 3% (amplitude simples) sob 15 ciclos uniformes de tensão (N_C).

Alternativamente, considerou-se a Calibração 2 (MC2), em função da resposta de areias em termos do duplo critério de início de liquefação em função do parâmetro de poropressão r_u = 0,95 e da deformação cisalhante cíclica γ = 3%, em amplitude simples. Nesta metodologia, o valor inicial de h_{po} foi determinado primeiramente pela metodologia MC1, recalibrando seu valor por meio de um processo iterativo envolvendo variação simultânea de D_R (geralmente redução) e de h_{po} (geralmente aumento) até atingir o marcador de início de liquefação γ = 3% e parâmetro de poropressão r_u = 0,95. Por vezes, especialmente em corpos de prova muito densos, o valor de D_R deve ser aumentado e o parâmetro h_{po} reduzido.

Tabela 1. Resultados de ensaios CDSS na areia de Ottawa – (Parra, 2016).

CSR	ρ(kg/m^3)	σ'_{vc} (kPa)	D_R (%)	N_C (γ=1%)	N_C (γ=3%)	N_C (γ=5%)
0,107	1550	51,5	37	2,25	3,25	4,75
0,087	1576	50,2	46	2,25	12,75	13,75
0,080	1553	52,0	39	2,25	25,75	26,75
0,221	1658	49,0	73	2,25	3,75	13,75
0,180	1646	49,1	69	2,25	5,75	26,75
0,086	1553	102,2	39	2,25	33,75	34,75
0,174	1673	101,9	77	2,25	5,25	23,75
0,087	1581	401,0	48	2,25	34,25	35,25
0,171	1721	401,0	91	2,25	14,25	22,25

ρ indica massa específica do solo.

A Fig. 1 mostra ajustes com as metodologias MC1 e MC2 considerando os resultados de ensaio de cisalhamento cíclico não drenado (CDSS) na areia de Ottawa na condição fofa (D_R = 39%), submetida à tensão efetiva vertical $\sigma'_{vc} = 100\ kPa$ e razão de tensão cíclica CSR = 0,086. Como pode ser observado, a calibração com o método MC2 produziu um melhor ajuste em relação aos resultados experimentais.

Quando resultados de ensaios de laboratório não forem disponíveis, uma curva da razão de resistência cíclica publicada na literatura (p. ex. Boulanger e Idriss, 2014) para areia limpa pode ser usada, na condição de referência, ou seja, magnitude M_w = 7,5 e tensão vertical efetiva de 1 atm.

Na literatura há discussão sobre uso de resultados de ensaios de laboratório ou, alternativamente, de curvas empíricas CRR baseadas em resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, velocidade de onda S). Youd el al. (2001) argumentam que o estado de tensão in situ geralmente não pode ser reestabelecido em laboratório, e as técnicas de amostragem usuais introduzem muita perturbação na estrutura de areias para produzir resultados confiáveis, com a resistência cíclica de areias determinada em laboratório resultando geralmente menor do que a CRR de campo. Yoshimi et al. (1984) reportam que a resistência cíclica de corpos de prova reconstituídos representa somente 30% a 60% do valor em corpos de prova congelados (supostamente intactos) do solo em campo.

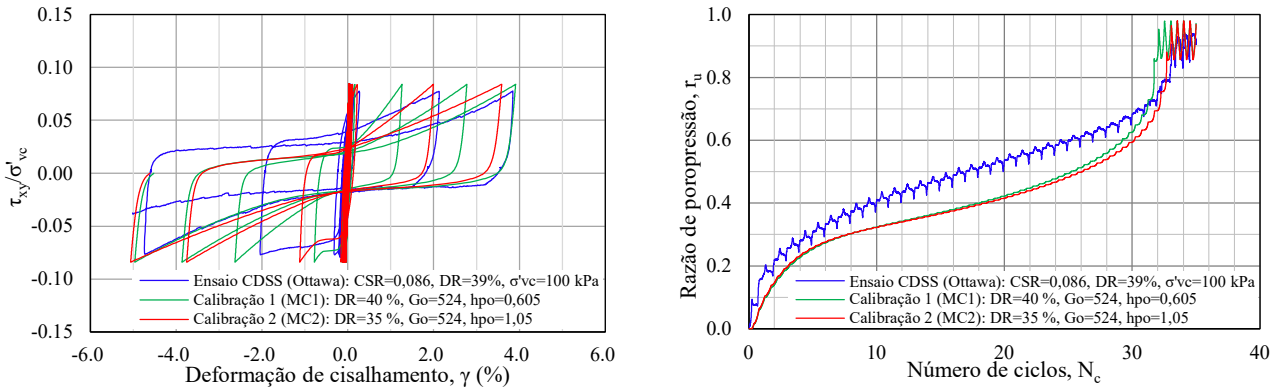


Figura 1. Resultados com as calibrações MC1 e MC2 na areia de Ottawa para σ'_{vc} = 100 kPa, D_R=39%, CSR=0,086, N_c=34,75.

2.2 Modelo constitutivo PM4Silt

É um modelo elastoplástico formulado com a teoria do estado crítico para representar o comportamento cíclico de siltes e argilas de baixa plasticidade, desenvolvido por Boulanger e Ziotopoulou (2018). Adota o parâmetro de estado ξ (Been e Jefferies., 1985), para distinguir entre estados fofos e densos em relação à linha do estado crítico (CSL – *Critical State Line*) conforme Eq. (5).

$$\xi = e - e_{cs} \tag{5}$$

onde e representa o índice de vazios atual, e_{cs} é o índice de vazios no estado crítico para uma tensão efetiva média atual p_{cs}. No modelo PM4Silt, a resistência não drenada no estado crítico S_u é fornecida como um dado de entrada e pode ser informada de duas maneiras: (i) atribuindo explicitamente o valor S_u; (ii) fornecendo a razão de resistência não drenada:

$$S_{u,ratio} = \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \tag{6}$$

onde σ'_{vc} é a tensão vertical efetiva de adensamento, geralmente considerada igual à tensão vertical efetiva inicial.

Os parâmetros primários são a resistência não drenada, o coeficiente G_o do módulo de cisalhamento e parâmetro da taxa de contração h_{po}. Os demais parâmetros secundários do modelo são geralmente definidos por valores padrão.

2.2.1 Calibração do parâmetro h_{po} no modelo PM4Silt

A estimativa deste parâmetro também requer um procedimento iterativo, variando o valor de h_{po} até que seja possível ajustar a curva de resistência cíclica (CRR) em relação ao número de ciclos uniformes de tensão necessários para atingir uma deformação de cisalhamento de 3% (amplitude simples) sob condição não drenada. O ajuste pode ser feito considerando os resultados de ensaios cíclicos de cisalhamento em laboratório CDSS, com auxílio do módulo SoilTest do programa Plaxis 2D.

3 MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS

3.1 Geometria e propriedades dos materais

A Fig. 2 apresenta a geometria da seção transversal considerada na análise numérica bidimensional pelo método dos elementos finitos com o programa Plaxis 2D. As propriedades dos materiais foram avaliadas

mediante ensaios de campo e de laboratório. A Tab. 2 apresenta os parâmetros dos modelos elastoplásticos HSM e HSM Small para execução de análises iniciais na condição estática. As Tab. 3 e 4 listam os valores dos parâmetros dos modelos PM4Sand (para rejeitos caracterizados como SM) e PM4Silt (rejeitos ML), obtidos em processos de calibração anteriormente descritos, a partir de ensaios CDSS e também pela conversão de resultados de ensaios triaxiais cíclicos CTX em CDSS de acordo com o procedimento recomendado por Capellaro et al. (2017),

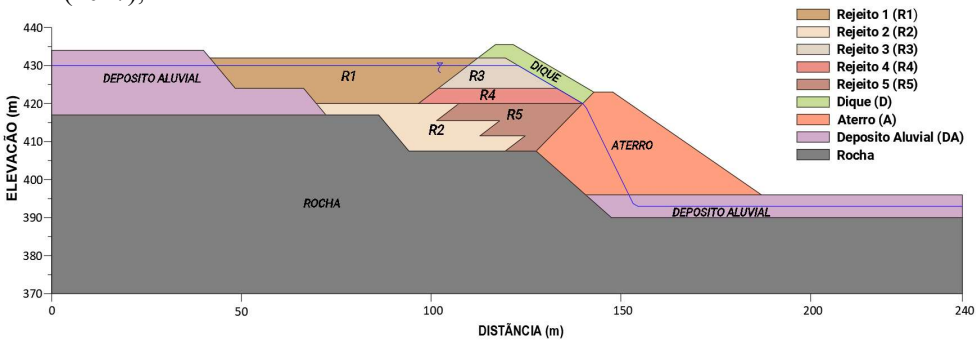


Figura 2. Seção transversal para análise do comportamento sísmico da barragem de rejeitos de Otapara (Peru).

Tabela 2. Propriedades dos materiais para os modelos HSM e HSM Small em análises estáticas

Material	SUCS	D_R (%)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	m (-)	c' (kPa)	ϕ' (°)	G_o^{ref} (kPa)	$\gamma_{0,7}$ (-)
R1	SM	36	21600	21600	64800	0,5	0	32,5	84480	0,000164
R2	ML	-	15000	15000	45000	0,5	15	26,0	-	-
R3	SM	39	23400	23400	70200	0,5	0	33,0	86520	0,000161
R4	SM	52	31200	31200	93600	0,5	0	34,5	95360	0,000148
R5	SM	51	30600	30600	91800	0,5	0	35,0	94680	0,000149
D	SM	80	30000	30000	90000	0,5	5	35,0	-	-
A	GM	-	60000	60000	180000	0,5	10	37,0	-	-
DA	GM	-	45000	45000	135000	0,5	5	37,0	-	-

Tabela 3. Propriedades dos materiais para modelo PM4Sand em análises dinâmicas

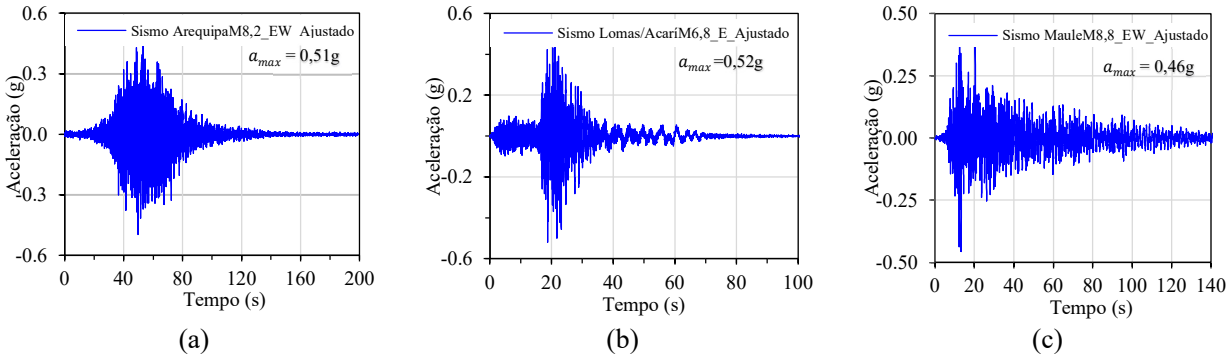
Material	SUCS	D_R (-)	G_O (-)	h_{po} (-)
R1	SM	0,40	524	0,27
R3	SM	0,40	524	0,20
R4	SM	0,60	729	0,11
R5	SM	0,65	574	0,90
D	SM	0,80	944	1,00

Tabela 4. Propriedades do material R2 para o modelo PM4Silt em análises dinâmicas

Material	SUCS	γ_t (kN/ m^3)	γ_{sat}(kN/m^3)	$S_{u,ratio}$(-)	G_o (-)	h_{po}(-)
R2	ML	19	20	0,3	400	6,8

3.2 Registros de aceleração sísmica

No presente estudo foram utilizados os acelerogramas artificiais gerados com os terremotos (*seed motions*) de Arequipa (2001), com magnitude de momento $M_w = 8{,}2$, Lomas/Acarí (2018), com $M_w = 6{,}8$, e Maule (2010) com $M_w = 8{,}8$, que apresentam características similares aos resultados obtidos do estudo local de ameaça sísmica probabilística. Os registros finais foram tratados para correção da linha base e aplicação de filtro passa-banda do tipo Butterworth utilizando o software Seismo Signal.



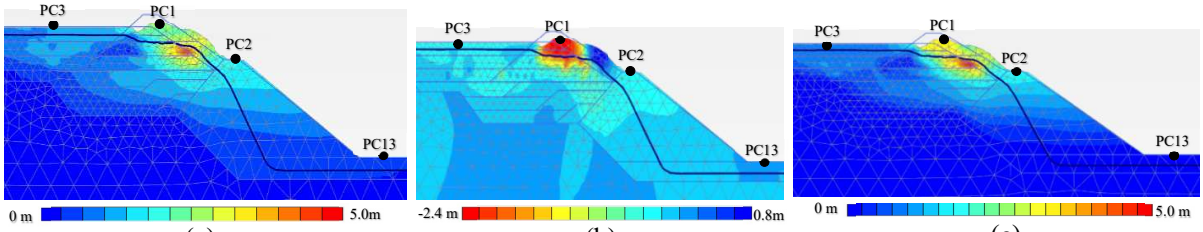
(a) (b) (c)

Figura 3. Acelerogramas artificiais gerados pelo método de ajuste espectral considerando os terremotos de (a) Arequipa, (b) Lomas/Acarí e (c) Maule.

4 RESPOSTAS SÍSMICAS DA BARRAGEM DE REJEITOS OTOPARA (PERU)

4.1 Deslocamentos permanentes

A história dos deslocamentos totais, verticais e horizontais nos pontos de controle PC1, PC2, PC3 e PC13 estão apresentado na Fig. 4 para o terremoto de Arequipa, enquanto a Tab. 5 lista os deslocamentos permanentes induzidos pelos três terremotos analisados.



(a) (b) (c)

Figura 4. Deslocamentos permanentes induzidos pelo terremoto artificial de Arequipa: (a) horizontais; (b) verticais; (c) totais.

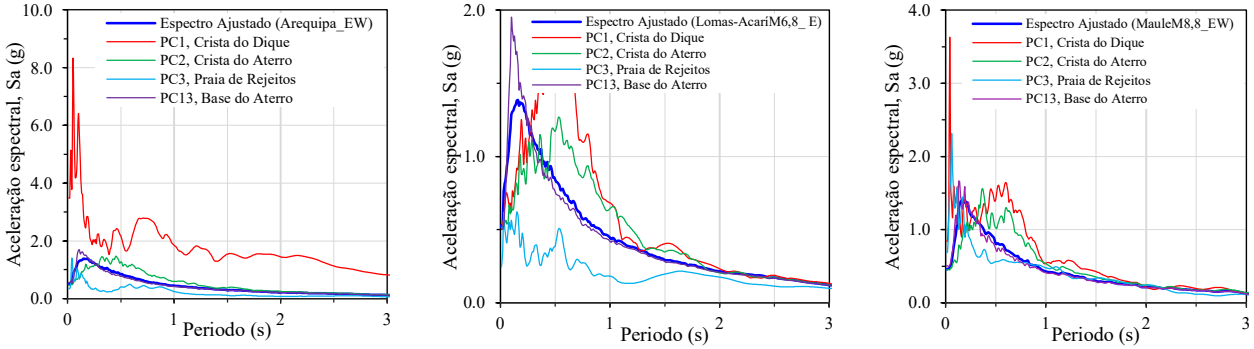
Tabela 5. Deslocamentos permanentes induzidos pelos três terremotos analisados.

Pontos de control	Deslocamento (m)	Sismos Arequipa EW	Lomas/Acarí E	Maule EW
PC1 (Crista do dique)	|u|	3,38	1,48	3,61
	u_x	2,41	0,47	2,51
	u_y	-2,36	-1,40	-2,60
PC2 (Crista do aterro)	|u|	1,67	0,76	1,16
	u_x	1,65	0,75	1,15
	u_y	-0,24	-0,11	-0,13
PC3 (Praia de rejeitos)	|u|	0,86	0,25	0,16
	u_x	0,84	-0,24	0,15
	u_y	-0,22	0,04	-0,04
PC13 (Crista do dique)	|u|	0,02	0,06	0,02
	u_x	0,02	0,06	0,02
	u_y	0,00	0,00	0,00

onde |u|: deslocamento total; u_x: deslocamento horizontal; u_y: deslocamento vertical.

4.2 Espectros de resposta da aceleração horizonal

Os resultados da análise numérica dos espectros de resposta nos pontos de controle PC1, PC2, PC3 e PC13 estão apresentados nas Fig. 5 para os terrmotos de Arequipa, Lomas/Acarí e Maule.

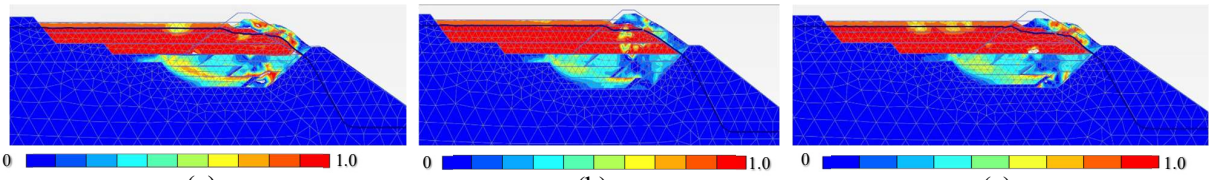


(a) (b) (c)

Figura 5. Acelerações espectrais nos pontos de controle PC1, PC2, PC3 e PC13 para os terremotos atifiais de (a) Arequipa (b) Lomas/Acarí (c) Maule.

4.3 Distribuição do parâmetro de poropressão

A Fig. 6 apresenta mapas da distribuição do parâmetro de poropressão r_u no instante final dos terremotos de Arequipa, Lomas/Acarí e Maule.



(a) (b) (c)

Figura 6. Distribuição do parâmetro de poropressão para os terremotos de (a) Arequipa (b) Lomas/Acarí e (c) Maule.

5 CONCLUSÕES

Mediante uma calibração prévia dos resultados dos ensaios CDSS na areia de Ottawa, foi possível verificar que o modelo PM4Sand representa adequadamente o comportamento cíclico não drenado de solos arenosos, replicando as trajetórias de tensão e excessos de poropressão observadas em ensaios de cisalhamento cíclico em laboratório CDSS.

Dos resultados da calibração do parâmetro h_{po} para o modelo PM4Sand foram obtidos valores inferiores a 1, para materiais de rejeitos SM. O valor de h_{po} também decresce com o aumento da razão de tensão cíclica (CSR), fato verificado tanto na calibração com os métodos MC1 ou MC2. De modo geral a calibração com o método MC2 produz um melhor ajuste em relação aos dados experimentais considerando o número de ciclos e a razão de poropressão. A calibração do parâmetro h_{po} no módelo PM4Silt é um processo iterativo que necessita da definição da resistência não drenada e do coeficiente do módulo de cisalhamento. Geralmente pode ser assumido no início das iterações que $h_{po} > 1$.

Com relação ao comportamento sísmico da barragem de rejeitos de Otapara, localizada em região de atividade sísmica no Peru, foi utilizado o modelo constitutivo PM4Sand para os rejeitos R1, R3, R4, R5, D e o modelo constitutivo PM4Silt para o rejeito R2. Os deslocamentos permanentes máximos na crista da barragem forem de 2,6 m, induzidos pelo terremoto de Maule, e 2,36 m causados pelo terremoto de Arequipa.

Verificou-se que os rejeitos R1, R4 e R5 apresentaram início de liquefação de acordo com o critério de deformação cisalhante cíclica de 3% em amplitude simples.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Been, K., Jefferies M.G. (1985) A State Parameter for Sands. Géotechnique 35, n°2, 99-112.

Bolton, M.D. (1986) The Strength and Dilatancy of Sands. Géotechnique 36, n°1, 65-78.

Boulanger, R. W., Idriss, I.M. (2014) *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. Report UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, CA, 137pp.

Boulanger, R.W., Wijewickreme, D (2019) *Calibration of a constitutive model for the cyclic loading responses of Fraser River Delta silt*. Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019), p. 121.

Boulanger, R. W. e Ziotopoulou, K. (2015). *PM4Sand (version 3): a sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report UCD/CGM-15/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 113p.

Boulanger, R. W. e Ziotopoulou, K. (2017). *PM4Sand (version 3.1): a sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report UCD/CGM-17/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 114p.

Boulanger, R. W., Ziotopoulou, K. (2018) *PM4Silt (version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications*. Report No. UCD/CGM-18/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 108 pp.

Boulanger, R.W. e Ziotopoulou, K. (2022). *PM4Sand (version 3.2): a sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report UCD/CGM-17/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 117p.

Boulanger, R. W.e Ziotopoulou, K. (2023). *PM4Sand (version 3.3): a sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report UCD/CGM-23/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 122p.

Dafalias, Y.F., Manzari, M.T. (2004) *Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE,130(6), 622-634.

Cappellaro, C., Cubrinovski, M., Chiaro, G., Stringer, M.E., Bray, J.D., Riemer, M. F. (2017) *Undrained Cyclic Direct Simple Shear Testing of Christchurch Sandy Soils*. 20th NZGS Geotechnical Symposium, Wellington, New Zealand, New Zealand Geotechnical Society, pp. 1-8.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2003) *Relating Kα and Kα to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential*. Proceeding of the 2003 Dam Safety Conference, ASDSO, September 7-10, Minneapolis, MN.

Parra, A.M. (2016) *Ottawa F-65 Sand Charaterization*. PhD thesis. University of California Davis.

Yoshimi, Y.; Tokimatsu, K.; Kaneko, O. e Makihara, Y. (1984). *Undrained cyclic shear strength of a dense Niigata sand*. Soils and Foundations, v. 24, p. 131-145. 10.3208/sandf1972.24.4_131

Youd, T. L.; Idriss, I. M.; Andrus, R D.; Arango, I.; Castro, G.; Christian, J. T.; Dobry, R.; Finn, W. D. L.; Harder, L. F. Jr.; Hynes, M. E.; Ishihara, K.; Koester, J. P.; Liao, S. S. C.; Marcuson, W. F.; Martin, G. R.; Mitchell, J. K.; Moriwaki, Y.; Power, M. S.; Robertson, P. K; Seed, R. B. e Stokoe, K H. (2001). *Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, v. 127, n.10, pp. 817-833.