



Получена: 27.01.2020 г.

Приета: 10.03.2020 г.

ДИНАМИЧЕН АНАЛИЗ НА ХВОСТОХРАНИЛИЩЕ

Н. Керенчев¹, Л. Михова²

Ключови думи: хвостохранилище, динамичен анализ, коефициент на поведение, коефициент на реагиране

РЕЗЮМЕ

Цел на изследването, представено в настоящата статия, е прилагането на съвременни иновативни методи за сеизмично изследване на хвостохранилища на базата на прецизни числени модели по МКЕ, съответстващи в максимална степен на реалното поведение на съоръжението. Използва се професионалният софтуер Plaxis 2D. Динамичният “time history” анализ довежда не само до изясняване на картината на динамичната реакция, но и до получаването на сеизмичния коефициент и коефициента на реагиране на съоръжението за провеждане на квазистатично решение. Методите са приложени за реално хвостохранилище, като са проведени решения с няколко входни сигнала на земетресение (акселерограми) при конкретните земномеханични и геометрични параметри на хвостохранилището.

1. Въведение

Както е известно, в основата на Еврокод 8 (БДС EN 1998-1:2005) е залегнала линейната теория на спектралния анализ за земетръсно изследване на конструкциите, като параметърът коефициент на поведение q се въвежда в този анализ за редукция на сеизмичните сили, така че последните да съответстват на реалното нелинейно еластопластично поведение на конструкцията. В България за сеизмично проектиране в хидротехническото строителство е валидна Наредба № РД-02-20-2/2012 г., която също е бази-

¹ Николай Керенчев, гл. ас. д-р инж., кат. „Геотехника“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046, София, e-mail: kergenchev@hotmail.com

² Лена Михова, проф. д-р инж., кат. „Геотехника“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: l_mihova@yahoo.com

рана на линейната теория на спектралния анализ, но борави с реципрочната на коефициента на поведение величина – коефициента на реагиране R . Някои от софтуерните продукти дават възможност при извършване на анализа да бъде въведена една стойност на коефициента на поведение q (респ. R), валидна за цялата конструкция, което обаче не кореспондира с поведението на почвените масиви. Сеизмичното поведение на земнонасипни съоръжения в хидротехническото и геотехническото строителство се различава в много голяма степен от сеизмичното поведение на бетоновите, стоманобетоновите и металните конструкции. Причините за това трябва се търсят в безкрайната степен на статическа неопределимост на непрекъснатите среди и способността им да преразпределят напреженията и деформациите по начин, различен от този при прътовите и черупковите конструкции, но преди всичко те се дължат на различната структура на материалите, обуславяща механичното им поведение. Механизмите на разрушение на почвен масив и строителна конструкция са много различни – при почви разрушението не настъпва мигновено, то е предшествано от процес на развитие на девиаторни напрежения и натрупване на деформации на срязване, които водят до формиране на плъзгателни механизми на разрушение. Изследването на устойчивостта за потенциални механизми на разрушение е най-важният аспект на оразмеряването на земнонасипни съоръжения.

В настоящия случай се изследва хвостохранилище Люляковица, което се намира в централната част на България, на 90 km източно от София. Изграждането на хвостохранилището започва през 80-те години на миналия век върху скална земна основа на кота +639,0 m и в момента билото на насипания материал е на кота +830,0 m. Предстои изграждане на съоръжението до кота +930,0 m.



а)



б)

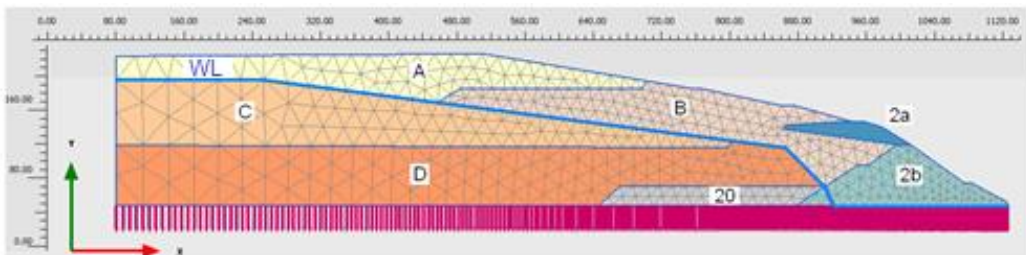
Фиг. 1. Изглед към хвостохранилище Люляковица: а) отстрани; б) отгоре

В процеса на надграждане на насипа са извършвани полеви и лабораторни експериментални изследвания за установяване на физико-механичните показатели на материала и изменението им във времето. Тъй като България попада в земетръсна зона, анализът на сеизмичната устойчивост на земнонасипни съоръжения в повечето случаи се явява меродавен при оразмеряването им. Динамичните почвени параметри са дефинирани в редица издания в областта на динамика на почвите и сеизмично геотехническо инженерство [1, 7, 11]. Резюме на изследванията в областта на динамиката на почвите в България до 2005 г. е направено от Намова [2], а по-нови изследвания в тази област в България са следните [12, 20 – 26]. Публикации, свързани с изследване на динамични свойства на материала на хвостохранилище Люляковица са направени от авторите Kerenchev [13] и Kerenchev&Milev [14]. Определяне на променлив сеизмичен коефициент за квазистатичен анализ на устойчивостта на склона на насипното тяло, който зависи от геометрията и местоположението на потенциалната хлъзгателна повърхнина, е извършено от Kerenchev и др. [15]. Квазистатичният анализ е традиционен инженерен подход за изследване на

устойчивост на земнонасищни съоръжения и носеща способност на земна основа. Включен е в действащите норми за проектиране в България и аспектите на приложението му са дискутирани в публикациите: Костова [34, 36, 37]; Сулай&Танев [40]; Сулай [42 – 44]. Изборът на подходящ физичен модел за почвените материали и определянето на материалните параметри е един от най-важните аспекти на изследването на устойчивостта на почвени откосни съоръжения. Редица автори третират този въпрос в светлината на действащите нормативни документи [35, 38, 39, 41]. В Еврокод 8.5 изрично се обръща внимание, че квазистатичният модел за анализ на динамична устойчивост на почвени депозити не е подходящ за случаите, когато почвата е водонаситена и в нея се генерира порен натиск. За оценка на устойчивостта на мащабни и отговорни съоръжения, каквито са хвостохранилищата, е необходимо провеждането на динамичен числен анализ, с отчитане на всички фактори, които оказват съществено влияние върху поведението на съоръжението. Авторът Иванов анализира влиянието на някои специфични геоложки и геотехнически условия върху устойчивостта на откоси и земна основа [8 – 10], а Иванова и Марков оптимизират редица конструктивни елементи в контекста на взаимодействието им със земната основа [17 – 19, 31 – 33].

Тук са представени резултати от динамичен “time history” анализ на хвостохранилище Люляковица, извършени със софтуерен продукт Plaxis 2D.

2. Динамичен анализ на основната стена на хвостохранилище Люляковица



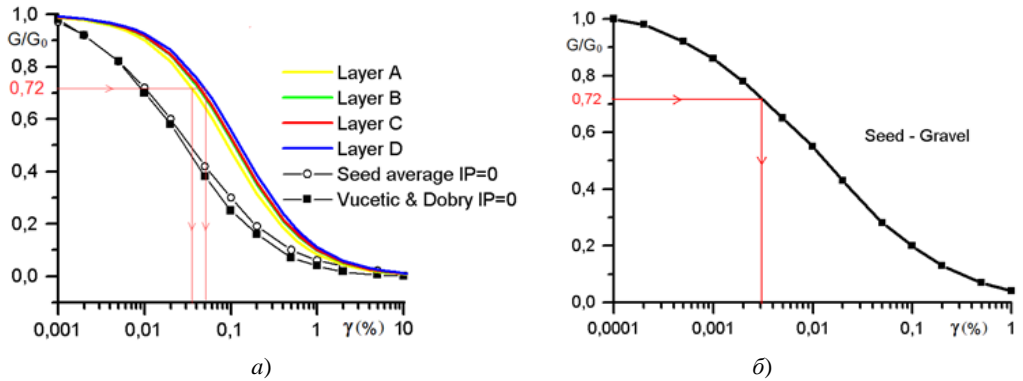
Фиг. 2. Равнинен модел по метода на крайните елементи на основната стена

На фиг. 2 е представен 2D моделът по крайни елементи за основната стена на хвостохранилището. Материалът на хвоста е окупнен в 4 пласта – А, В, С и D. Опорните призми 2a, 2b и „езикът“ 20 са изградени от скален материал.

За редуционните криви на модулите на срязване G на материалите на хвоста във функция на деформациите на срязване $(G/G_0 - \gamma)$ и $(G - \gamma)$ са ползвани зависимостите на авторите Hardin&Drnevich [3, 4], а за опорните призми и „езика“ – на авторите Seed&Idris [27] за чакъл. Резултатите са представени на фиг. 3, като те са съпоставени с резултати на авторите Seed и Vucetic&Dobry [30].

Изчислителният модел за динамичен анализ на основната стена е в съответствие със следните предпоставки:

- За геометрията на напречното сечение се изхожда от многослоен модел, съответстващ на етапите на изграждането на съоръжението (фиг. 2), като пластове са окупнени с цел избягване на много граници на пречупване и отразяване на сеизмичните вълни, което влияе негативно върху точността.



Фиг. 3. Криви G/G_0 : а) за хвоста; б) за опорните призми и езика

- Границите на изследваната област се моделират с демпферни опори, поглъщащи в достатъчна степен сеизмичната вълна и симулиращи безкрайно полупространство на земната основа.
- Сеизмичното въздействие се въвежда чрез акселерограма.
- За почвените пластове се използва съвременен еластопластичен конститутивен модел *HSsmall* (Plaxis [27]). Основните предпоставки на този модел са следните: хиперболична зависимост между напрежения и деформации; зависимост на коравината на почвата от достигнатото ниво на напреженията; отчитане на пластични обемни и девиаторни деформации; G модулът при динамично натоварване деградира; минималната стойност на G модула се дефинира чрез коравината при състояние разтоварване – отново натоварване; критерият на разрушение е по Mohr-Coulomb. Моделът *HSsmall* изисква значителен брой материални параметри, показани в табл. 1 и табл. 2.
- Вискозните свойства, триенето и развитието на пластични деформации в почвите са причина за затихването на трептенията във времето. Чрез използвания конститутивен модел *HSsmall* това „вътрешно“ затихване се отчита, но в степен, по-малка от реално наблюдаваната при почви. Причината за това е фактът, че хиперболичната деформационна зависимост при малки деформации е близка до линейна и е невъзможно да се отчете хистерезисното поведение на материала в тази зона. Ето защо се изисква въвеждане на допълнително вискозно затихване по модела на Rayleigh [28]. Стойностите на коефициентите α и β по Rayleigh се получават като функции на две целеви честоти f (Hz) при желан коефициент на затихване ξ . Тук е приложен подходът на авторите Hashash & Park [5] и Hudson, Idriss & Veirkae [6] за първа целева честота да се приеме първата собствена честота на почвения депозит f_1 , а за втора целева честота – най-близкото нечетно число, което е по-голямо от отношението f_p/f_1 , където f_p е преобладаващата честота на входния сеизмичен сигнал от спектъра на Фурие. По литературни данни е прието допълнително вискозно затихване $\xi = 5\%$.

Таблица 1. Материални параметри на хвоста за конститутивен модел *HSsmall*

Параметър		пласт А	пласт В	пласт С	пласт D
Естествено обемно тегло	γ_n (kN/m ³)	19,4	19,5	19,6	20,4
Обемно тегло на водонаситена почва	γ_r (kN/m ³)	-	-	20,4	21,5
Референтно напрежение за коравина	p_{ref} (kPa)	100	100	100	100
Тангентен компресионен модул	$E_{oed,ref}$ (kPa)	8 000	15 000	10 000	12 000
Секущ модул от стандартен триосов опит	$E_{50,ref}$ (kPa)	8 000	15 000	10 000	12 000
Модул при „разтоварване“/„отново натоварване“	$E_{ur,ref}$ (kPa)	28 000	52 500	35 000	42 000
Начален модул на срязване	$G_{0,ref}$ (kPa)	78 780	94 575	105 679	120 246
Коефициент на Poisson при „разтоварване“/„отново натоварване“	ν_{ur} (-)	0,20	0,20	0,20	0,20
Срязващи деформации при 0,722 от редуцията на модула на срязване*	$\gamma_{0.7}$ (%)	0,035*	0,040*	0,045*	0,050*
Параметър на коравината	m (-)	0,6	0,6	0,6	0,6
Коефициент на земен натиск в покой	K_0 (-)	0,577	0,47	0,546	0,5
Девиаторно число при разрушение	R_f (-)	0,9	0,9	0,9	0,9
Кохезия	c (kPa)	10	15	12	17
Ъгъл на вътрешно триене	ϕ (°)	25	32	27	30

*Стойностите са отчетени от графиките на фиг. 3а.

- Почвените пластове под депресионната линия (WL) в тялото на хвоста се моделират в недренирано поведение, което означава, че модулът на обемната деформация на двуфазната почвена среда се формира от този на твърдата фаза и от модула на обемна деформация на несъдържаща въздух вода $K_w = 2,2 \cdot 10^6$ kPa.
- В процеса на динамичното въздействие моделът генерира допълнителен порен натиск в пластове от хвоста под WL. Генерираният порен натиск не е с кумулативна стойност за времето на земетръсното въздействие. Моделът има възможност да отчете моментната стойност на порния натиск във всяка стъпка по времето на въздействието. Това е причината, поради която получените стойности на порния натиск се считат за приблизителни.

Таблица 2. Материални параметри на опорните призми и езика за конститутивния модел *HSsmall*

Параметър		пласт 20	пласт 2а	пласт 2b
Естествено обемно тегло	γ_n (kN/m ³)	22	20	20
Обемно тегло на водонаситена почва	γ_r (kN/m ³)	-	-	-
Референтно напрежение за коравина	p_{ref} (kPa)	100	-	-
Тангентен компресионен модул	$E_{oed,ref}$ (kPa)	50 000	100	100
Секущ модул от стандартен триосов опит	$E_{50,ref}$ (kPa)	50 000	50 000	50 000
Модул при „разтоварване“/„отново натоварване“	$E_{ur,ref}$ (kPa)	150 000	50 000	50 000
Начален модул на срязване	$G_{0,ref}$ (kPa)	328 230	150 000	150 000
Коеф. на Poisson при „разтоварване“/„отново натоварване“	ν_{ur} (-)	0,2	0,20	0,20
Срязващи деформации при 0,722 от редуциранията на модула на срязване*	$\gamma_{0.7}$ (%)	0,003**	0,003**	0,003**
Параметър на коравината	m (-)	0,5	0,5	0,5
Коеф. на земен натиск в покой	K_0 (-)	0,357	0,384	0,357
Девиаторно число при разрушение	R_f (-)	0,9	0,9	0,9
Кохезия	c (kPa)	22	22	22
Ъгъл на вътрешно триене	ϕ (°)	40	38	40

** Стойностите са отчетени от графиките на фиг. 3б.

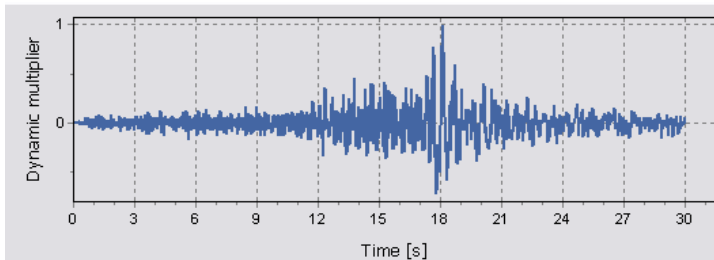
- За мрежата от крайни елементи е използван 15-възлов триъгълен краен елемент. За определяне на гъстотата на мрежата се прилага критерият на Kuhlemeyer & Lysmer [18] за динамичен анализ, съгласно който средният размер на крайния елемент L_{ave} не трябва да надвишава 1/8 от дължината на вълната λ , т.е. $L_{ave} \leq \lambda / 8 = V_{s,min} / (8 f_{max})$, където: $V_{s,min}$ е минималната скорост на вълна в почвения депозит; f_{max} – максимална честота на вълновото действие.

Изборът на сеизмични въздействия във вид на акселерограми за провеждане на динамичния анализ е подчинен на следните критерии:

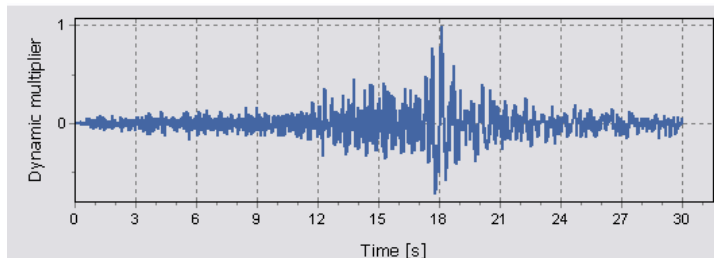
- Анализ с реални акселерограми, характерни за района с преобладаваща честота, максимално близка до първата собствена честота на масива f_1 (за

съоръжението до кога 830,0 m $f_1 = 0,83$ Hz), скалирани за различни периоди на повторяемост (TR).

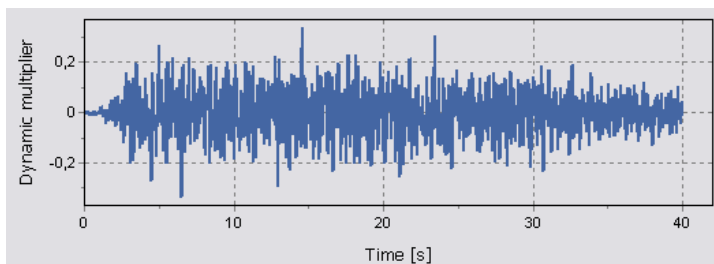
- Анализ с изкуствени акселерограми, генерирани по равновероятностен спектър /PSHA/ за различни периоди на повторяемост (TR), с преобладаваща честота, максимално близка до първата собствена честота на масива f_1 .
- Анализ със синтетична акселерограма, генерирана по детерминистичен сценарий /DSHA/, с преобладаваща честота, максимално близка до първата собствена честота на масива f_1 .
- Използвани са акселерограмите от фиг. 4, фиг. 5 и фиг. 6.



Фиг. 4. Перник EW AQ085 2Hz; PGA = 0,4g (TR = 10000 г.); PGA = 0,177g (TR = 1000 г.)

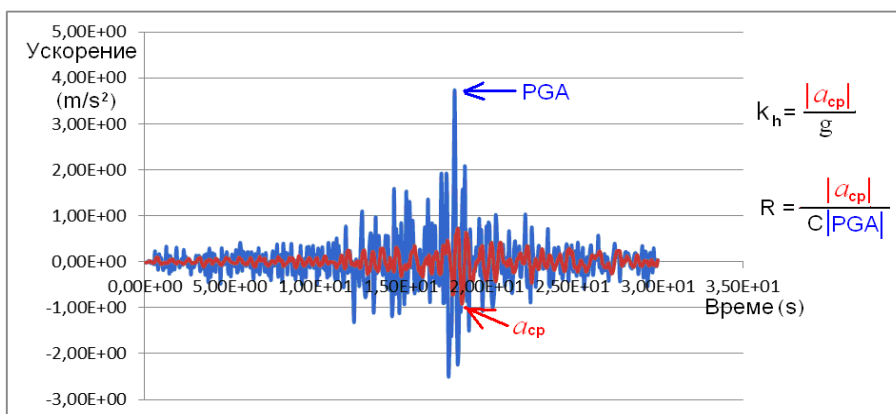


Фиг. 5. DDD8 магнитуд M7,0; D15; $V_s = 800$ m/s; 5 Hz; PGA = 0,23g



Фиг. 6. N3 $V_s = 1000$ m/s, TR = 10000 г.; 5 Hz; PGA = 0,332g

- За получаване на квазистатичен сеизмичен коефициент и коефициент на реагиране е приложена методиката, илюстрирана на фиг. 7.



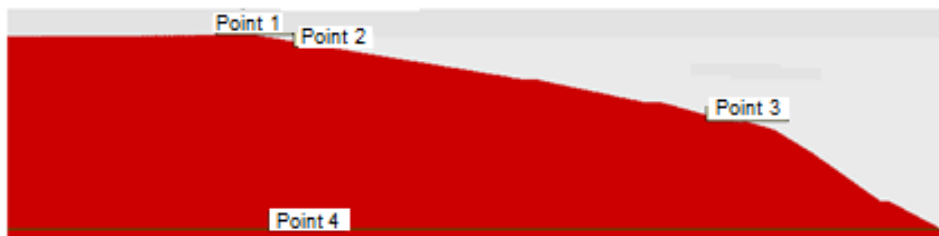
Фиг. 7. Графика за получаване на квазистатичния сеизмичен коефициент k_n и коефициента на реагиране R , подробно описана в [15]

3. Резултати

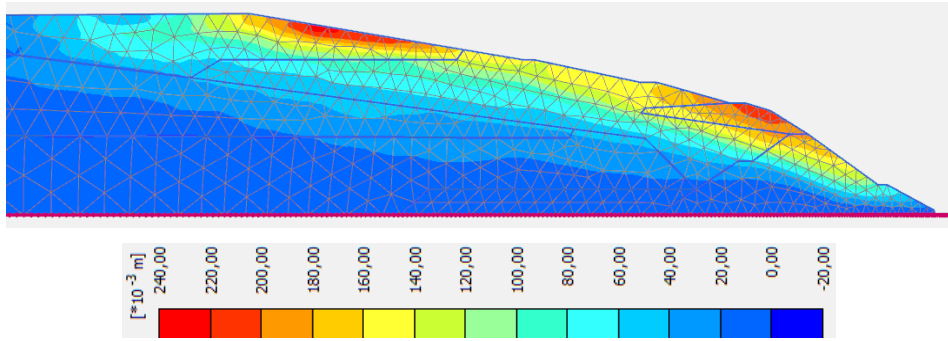
Резултатите от решенията са обобщени в табл. 3 и са представени чрез табл. 3 – табл. 5, както и чрез фиг. 8 – фиг. 12.

Таблица 3. Максимални премествания u_{max} , ускорения a_{max} и девиаторни деформации $\gamma_{s,max}$

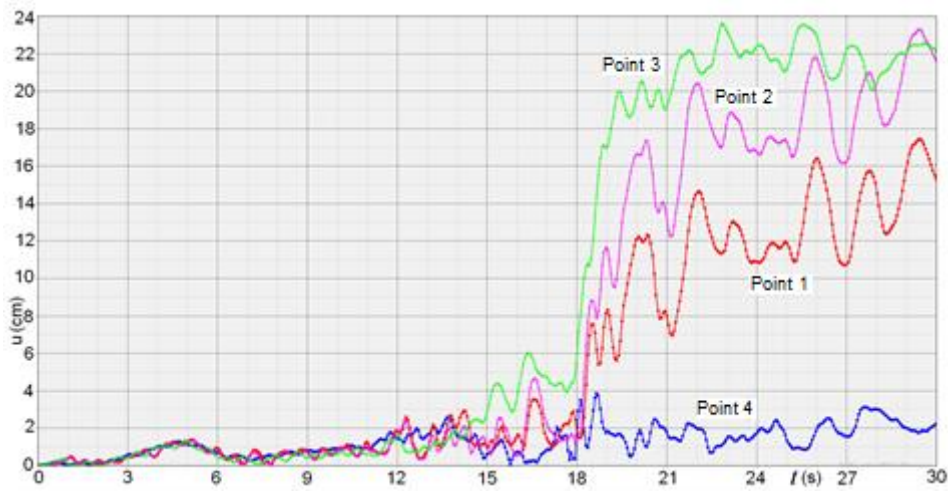
Акселерограма	PGA (g)	Динамично време (s)	$ u_{max} $ (cm)	a_{max}/PGA	$\gamma_{s,max}$ (%)
Перник-10 000	0,400	30	21	0,86	0,3
Перник-1000	0,177	30	7	1,3	0,1
DDD8	0,230	10	8,5	0,91	0,2
N3	0,332	40	42	1,0	0,3



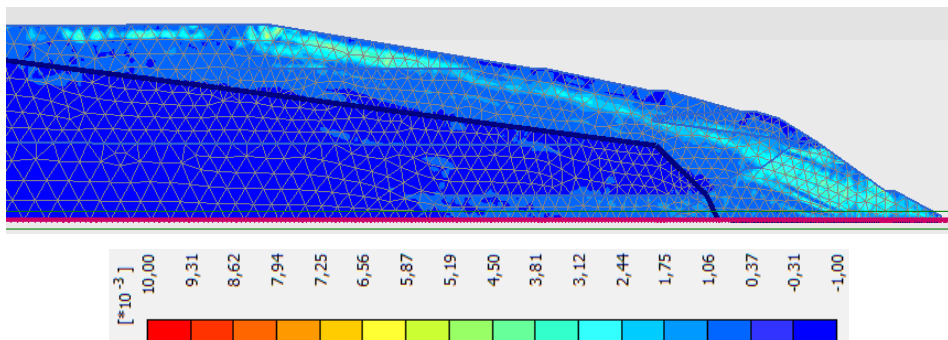
Фиг. 8. Специфични точки за проследяване на резултати



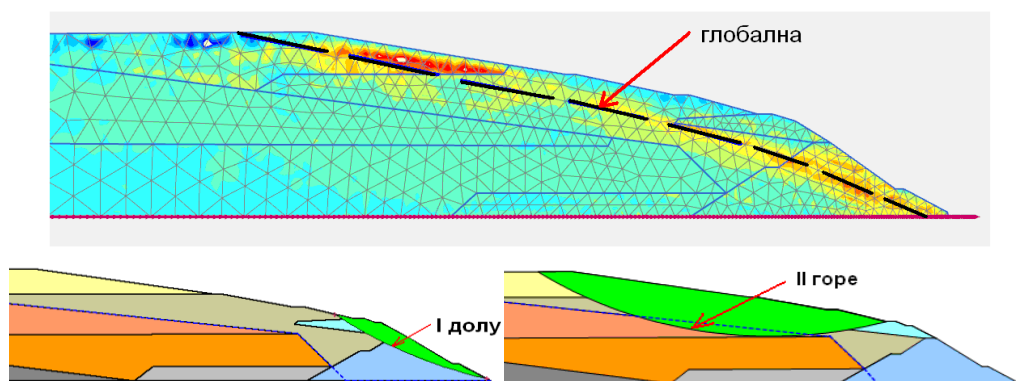
Фиг. 9. Горизонтални премествания от акселерограма Перник (PGA = 0,4g)



Фиг. 10. Преместване u (cm) / Време t (s) на точките от фиг. 8 от земетресение Перник (PGA = 0,4g)



Фиг. 11. Девиаторни деформации от земетресение Перник (PGA = 0,4g)



Фиг. 12. Меродавни плъзгателни повърхнини

Таблица 4. Коефициент на реагиране R

Акселерограма	PGA (g)	Коефициент на реагиране R		
		Пл. пов-на I долу	Пл. пов-на II горе	Пл. пов-на III глобална
Перник-10 000	0,400	0,224	0,209	0,136
Перник-1000	0,177	0,336	0,323	0,204
DDD8	0,230	0,271	0,321	0,217
N3	0,332	0,261	0,270	0,225

Таблица 5. Сеизмичен коефициент k_h при коефициент на значимост $C = 1,5$

Акселерограма	PGA (g)	Сеизмичен коефициент k_h		
		Пл. пов-на I долу	Пл. пов-на II горе	Пл. пов-на III глобална
Перник-10 000	0,400	0,134	0,125	0,0816
Перник-1000	0,177	0,0893	0,0858	0,0542
DDD8	0,230	0,0935	0,111	0,0749
N3	0,332	0,130	0,134	0,112

Данните за квазистатичния сеизмичен коефициент k_h и коефициента на реагиране R тук са по-скоро информативни и са обект на друго изследване, описано по-подробно в [15].

4. Изводи и заключение

От анализа на резултатите могат да бъдат направени следните изводи:

- Максималните премествания u_{\max} в основната стена се реализират в зона по протежение на откосната част на масива, като пиковите стойности се получават малко под върха на откоса и при върха на опорната призма и са в порядък 40 cm.

- За основната стена максималните ускорения a_{\max} се реализират в зоните при върха на откоса. Като порядък те са близки до максималната амплитуда PGA на входните акселерограми. Наблюдава се усилване (amplification) на ускоренията спрямо PGA максимум с 30% при земетресение Перник, PGA = 0,177g, поради динамично деформационно реагиране на масива, по-близко до еластично поведение.
- Девиаторните деформации $\gamma_{s,\max}$ (масималните срязващи деформации) трасят потенциалните зони на разрушение на масива. Стойности $\gamma_s > 1\%$ са индикация за разрушение според Ishihara [7]. За основната стена девиаторните деформации са $\gamma_{s,\max} < 0,5\%$.
- Анализът на сеизмичното поведение на хвостохранилището се явява меродавен при оценка на устойчивостта на съоръжението. Анализът е направен на базата на съвременен многопараметричен компютърен модел със софтуера Plaxis, при който симулацията на сеизмичното въздействие и сеизмичната реакция съответстват в най-пълна степен на реалното поведение на съоръжението.

Благодарности

Настоящата научноизследователска разработка по договор № БН-224/2019 е подкрепена финансово от Център за научни изследвания и проектиране при УАСГ.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Das, B. M.* (1993). Principles of soil dynamics, PWS-KENT Publishing Company, 293 p.
2. *Hamova, M.* (2005). Development of soil dynamics, magazine “Construction”, No. 5.
3. *Hardin, B. O., Drenvich, V. P.* (1972a). Shear modulus and damping in soil: design equation and curves. Jour. of the Soil Mech. and Found. Division, ASCE, 98 (SM7).
4. *Hardin, B. O., Drenvich, V. P.* (1972b). Shear modulus and damping in soil: Measurement and parameter effects. Jour. of the Soil Mech. and Found. Division, ASCE, 98 (SM6).
5. *Hashash, Y., Park, D.* (2002). Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. Soil dynamic earthquake engineering, 22 (7), pp. 611-624.
6. *Hudson, M., Idriss, I. M., Beikae, M.* (2003). QUAD4M : A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base. rev. 2003, Center for Geotechnical Modeling Dept. of Civil and Environmental Engineering University of California Davis.
7. *Ishihara, K.* (2003). Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Oxford Univ. Press Inc., New York.
8. *Ivanov, I.* (2008). Regarding some dynamic characteristics of the soils and the liquefaction potential of sands in Sofia. Proceedings 8th International Scientific Conference SGEM, Vol. II, p. 459-465, Varna.

9. *Ivanov, I.* (2016). Problems and challenges in the engineering geological study of high and steep slopes. Int. Symposium Challenges for Engineering Geology and Geotechnics after Natural Disasters, Sofia.
10. *Ivanov, I.* (2019). Specific requirements for geological surveys of slopes for the needs of transport construction. National Transport Infrastructure Conference with Int. Participation, Nessebar.
11. *Kramer, St.* (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc. Simon&Schuster, 673p.
12. *Kerenchev, N.* (2015). Analysis of seismic slope stability and deformations. Dissertation for the degree of PhD, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia.
13. *Kerenchev, N.* (2019). On the E50 modulus of tailing dams materials. 19th Int. Multidisciplinary Scientific Geoconference (SGEM201).
14. *Kerenchev, N., Milev, N.* (2019). Assessment of the Dynamic Soil Properties for the FEM Model of the Lyulyakovitsa Tailings Dam. Eighth Geotechnics in Civil Engineering Conf, Vrnjačka Banja.
15. *Kerenchev, N., Mihova, L., Bonev, Z., Kisliakov, D.* (2018). Approaches for estimation of the performance factor for tailing dams. XVIII Anniversary Int. Scientific Conf. by Construction and Architecture VSU'2018, Sofia.
16. *Kuhlemeyer, R. L., Lysmer, J.* (1973) Finite element method accuracy for wave propagation problems. Jour. of Soil Mech. and Found. Division, 99 (5), pp. 421-427.
17. *Markov, I., Totsev, A.* (2015). Influence of Dynamic Load on the Ground Anchors. Proceedings of the 24th European Geotechnical (EYGEC), Durham, UK Osman, A.S. & Toll, D.G. (Eds).
18. *Markov, I., Totsev, A.* (2016). Experimental and Numerical Modeling of Anchors under Seismi Conditions. 12th International Symposium on Landslides, Napoli, Italy.
19. *Марков, И.* Теоретично и експериментално изследване на анкери при динамични въздействия. София 2016 г. Дисертация за придобиване на ОНС „Доктор“, УАСГ.
20. *Mihova, L., Kerenchev, N.* (2013-2014). Shear strength of clays in dynamic loading: Part 1. Correlations. Annual of the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Fascicule IX-B, Scientific Research – II, Vol. XLVI, Sofia.
21. *Mihova, L., Kerenchev, N.* (2013-2014). Shear strength of clays in dynamic loading: Part 2. Analysis for clay of Sofia town area. Annual of the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Fascicule IX-B, Scientific Research – II, Vol. XLVI, Sofia.
22. *Milev, N.* (2017). Small-Strain Behaviour of Cohesionless Soils by Triaxial Tests and Dynamic Measurement Methods - Seventh Geotechnics in Civil Engineering Conference, Šabac (Serbia).
23. *Milev, N.* (2018). Laboratory Shear Wave Velocity Evaluation of Sofia Sofia Sand by Means of Bender-Elements. Eighteenth Anniversary International Scientific Convergence by Construction and Architecture VSU Lyuben Karavelov, Sofia.
24. *Milev, N.* (2018). Assessment of Soil Liquefaction Potential of Reconstituted Samples of Sofia Sand From Undrained Cyclic Triaxial Tests. Sixth International Conference on Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Kraljevo, Serbia.

25. *Milev, N.* (2018). Static and Dynamic Evaluation of Elastic Properties of Sofia Sand and Toyoura Sand by Sophisticated Triaxial Tests. *Journal for Research of Materials and Structures*, Belgrade,
26. *Milev, N.* (2019). Experimental Evaluation of Shear Wave Velocity Change Induced by Repeated Liquefaction of Sofia Sand by Undrained Cyclic Triaxial Tests - International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019), Rome, Italy.
27. PLAXIS, *Material Models Manual*. (2015).
28. *Rayleigh, J. W. S., Lindsay, R. B.* (1945). *The theory of sound*, Dover Publications, New York.
29. *Seed, H. B., Idriss, I. M.* (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. University of California, Berkeley, Report No. EERC 70-10.
30. *Vucetic, M., Dobry, R.* (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117. No. 1.
31. *Иванова, Ев.* (2014). Насоки за оптимизиране на конструкциите на малките съоръжения под насип при съвременното транспортно проектиране. *Годишник на УАСГ том XLVI, 2013-2014, Свитък V, ISSN 1310-814X, стр. 97-103, София.*
32. *Митева, Д., Георгиев, Л., Иванова, Ев.* (2015). Предпочата в контекста на елемент на комбинираната плоча при пътни мостови конструкции – Част 1, XV Международна научна конференция ВСУ 2015, Сборник с доклади том II, ISSN 1314-071X, стр. 177-182, София.
33. *Митева, Д., Георгиев, Л., Иванова, Ев.* (2015). Предпочата в контекста на елемент на комбинираната плоча при пътни мостови конструкции – Част 2, XV Международна научна конференция ВСУ 2015, Сборник с доклади том II, ISSN 1314-071X, стр. 183-187, София.
34. *Костова, Ст.* (2015). Принципи за определяне на носещата способност на земната основа според Еврокод 7, сп. „Механика, транспорт, комуникации“, брой 2, ISSN 1312-3823.
35. *Костова, Ст.* (2011). Принципи нови в лабораторните опити и изпитване то на почвите на място според Еврокод 7. сп. „Механика, транспорт, комуникации“, брой 3, стр. V-96-V-102,
36. *Костова, Ст.* (2011). Изчислителни методи за определяне на носещата способност на земната основа според Еврокод 7 и Българските норми. сп. „Механика, транспорт, комуникации“, брой 3/3, стр.V-89-V-95, ISSN 1312-3823.
37. *Костова, Ст.* (2018). Анализ на процедурата за изчисление на носещата способност на земната основа според Еврокод 7. сп. „Механика, транспорт, комуникации“, брой 1/3, стр. XIV-16- XIV-23, ISSN 1312-3823.
38. *Сулай, И.* (2013-2014). Ускорено определяне на уплътнителните почвени характеристики чрез прилагане на многофакторен регресионен анализ, // *Годишник на Университета по архитектура, строителство и геодезия, том XLVI, свитък VII "Пътища и железници"*, стр. 37–48.
39. *Сулай, И.* (2014). Сравнителен анализ на почвените класификации, използвани за целите на геотехническото и транспортно строителство в България, *Сборник с доклади на XIV Международна научна конференция ВСУ‘2014, София.*
40. *Сулай, И., Танев, Т.* (2014). Устойчивост на земното тяло на пътя – практическо изследване при отчитане регламентите на Норми за проектиране на пътища и Еврокод. сп. „Транспортно строителство и инфраструктура“, бр. 13, март – май 2016, стр. 33 – 39.

41. Сулай, И. (2015). Определяне на уплътнителните почвени характеристики по косвен път, сп. „Транспортно строителство и инфраструктура“, бр. 9, стр. 31 – 35.

42. Сулай, И. (2018). Новите положения в Част „Земно тяло“ на актуализираната Наредба № РД-02-20-2 от 28 август 2018 г. за проектиране на пътища в Р България – част 1, Сборник с доклади на XVIII Международна научна конференция ВСУ‘2018, София.

43. Сулай, И. (2018). Новите положения в част „Земно тяло“ на актуализираната Наредба № РД02-20-2 от 28 август 2018 г. за проектиране на пътища в Р България – част 2, Сборник с доклади на XVIII Международна научна конференция ВСУ‘2018, София.

44. Сулай, И. (2019). Основни принципи на геотехническото проектиране в актуализираната част „Земно тяло“ на Наредба № РД-02-20-2 от 28 август 2018 г. за проектиране на пътища. // Годишник на Университета по архитектура, строителство и геодезия, том 52, свитък 2, София.

DYNAMIC ANALYSES OF TAILINGS DAM

N. Kerenchev¹, L. Mihova²

Keywords: tailings dam, dynamic analyses, seismic coefficient, performance factor

ABSTRACT

This paper analyses the seismic behavior of the a dam based on the Finite Element Method. Time history dynamic analyses using scaling real and synthetic earthquake accelerograms are performed. Seismic coefficients for pseudo static slope stability analyses are also determined. The seismic response of the dam is described. The most significant failure mechanisms are estimated using the strength reduction technique. The seismic coefficients for specific failure mechanisms defined as a ratio of the peak average seismic acceleration of the sliding soil body and the peak ground acceleration are obtained. Most of the calculations are performed using the Plaxis 2D software for geotechnical analyses.

¹ Nikolay Kerenchev, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., Dept. “Geotechnics”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: kerenchev@hotmail.com

² Lena Mihova, Prof. Dr. Eng., Dept. “Geotechnics”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: l_mihova@yahoo.com