BUDOWNICTWO		3-B/2010
CZASOPISMO TECHNICZNE	WYDAWNICTWO	ZESZYT 11 BOK 107
TECHNICAL TRANSACTIONS	POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ	ISSUE 11
CIVIL ENGINEERING		YEAR 107

JOANNA AUGUSTYŃSKA*, JOANNA DULIŃSKA**

WPŁYW WSTRZĄSÓW GÓRNICZYCH NA OBWAŁOWANIE ZIEMNE SKŁADOWISKA ODPADÓW

EFFECTS OF MINING SHOCKS ON EARTH TAILINGS DAM

Streszczenie

W artykule przedstawiono analizę odpowiedzi dynamicznej składowiska odpadów kopalnianych na wstrząsy górnicze. Odpowiedź dynamiczną składowiska analizowano na podstawie maksymalnych naprężeń stycznych w zagęszczonych odpadach poflotacyjnych. Drgania obwałowania monitorowane i rejestrowane są w spsoób ciągły. Wykorzystanie zarejestrowanych danych pomiarowych pozwoliło na pozytywną weryfikację doświadczalną modelu obwałowania oraz zastosowanej metodyki obliczeniowej.

Słowa kluczowe: składowisko odpadów, odpowiedź dynamiczna, wstrząsy górnicze

Abstract

The paper presents results of dynamics analysis of tailings dam subjected to mining shocks. The dynamic response is analyzed basing upon maximal stresses occurring in consolidated tailings. Vibrations of the dam are monitored and registered continuously. Making use of registered data allowed for positive experimental verification of the numerical model of the dam as well as adopted methodology of calculations.

Keywords: tailings dam, dynamic response, mining shocks



Dr inż. Joanna Augustyńska, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

Dr hab. inż. Joanna Dulińska, prof. PK, Instytut Mechaniki Budowli, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. Wstęp

W Polsce obszarami szczególnie narażonymi na występowanie drgań powierzchni ziemi są tereny aktywności górniczej. Najwięcej prac, co oczywiste, dotyczy wpływu tych wstrząsów na budynki mieszkalne. Obserwuje się jednak coraz większe zainteresowanie metodami obliczeń innych typów budowli narażonych na wstrząsy górnicze. Przykładem tego rodzaju budowli są składowiska odpadów poflotacyjnych, do wznoszenia których wykorzystuje sie m.in. odpady kopalniane. Zachowanie tych niekonwencjonalnych obiektów budowlanych pod obciążeniem dynamicznym jest problematyką wieloaspektową, podejmowaną wspólnie przez inżynierów budownictwa, geotechników i sejsmologów. Ocena bezpieczeństwa obwałowań i zapór ziemnych posadowionych na terenach aktywności górniczej wymaga bieżącej kontroli parametrów wytrzymałościowych odpadów wbudowanych w obwałowanie oraz monitorowania parametrów sejsmiczności indukowanej, takich jak energia, odległości epicentralne, czas trwania intensywnej fazy wstrzasu, amplitudy drgań [3, 8, 10, 13].

W artykule przedstawiono analizę odpowiedzi dynamicznej składowiska odpadów kopalnianych na wymuszenie kinematyczne pochodzenia górniczego. Materiałem budulcowym obwałowania są zdeponowane i zagęszczane odpady poflotacyjne, w których dominuje frakcja piaszczysta. Odpowiedź dynamiczną składowiska analizowano na podstawie maksymalnych naprężeń stycznych w zagęszczonych odpadach poflotacyjnych. Drgania obwałowania są monitorowane i rejestrowane w sposób ciągły. Wykorzystanie zarejestrowanych danych pomiarowych pozwoliło na pozytywną weryfikację doświadczalną modelu obwałowania oraz zastosowanej metodyki obliczeniowej.

2. Model obliczeniowy obwałowania

Składowisko jest konstrukcją ziemną nadbudowywaną do wewnątrz obwałowania. Średnica składowiska wynosi ponad 5 km, a wysokość waha się w granicach od 30 do 50 m. Materiałem budulcowym obwałowania są odpady poflotacyjne miedzi, czyli wbudowany urobek górniczy. Urobek deponowany jest na składowisku metodą hydrotransportu. Odpady tworzące zaporę podstawową oraz obwałowania etapowe (por. rys. 1) to urobek drobnoziarnisty o przeważającej zawartości frakcji piaszczystej [12]. Podłoże naturalne stanowią grunty czwartorzędowe o złożonej geomorfologii, zalegające na warstwie sztywniejszej zbudowanej iłów trzeciorzędowych.

Na rysunku 2 przedstawiono dwuwymiarowy model obliczeniowy obwałowania w przekroju, w którym zainstalowana jest aparatura pomiarowa. Model obejmuje warstwy nadkładów czwartorzędowych o długości 600 m i głębokości 90 m poniżej podstawy, a także uwzględnia budowę geologiczną podłoża.

Wyróżnione warstwy geologiczne różnią się parametrami geotechnicznymi, które w pierwszej fazie modelowania przyjęte zostały na podstawie badań in situ [12]. W drugiej fazie, po uwzględnieniu ciśnienia wody związanej w gruncie i wody nadosadowej (dwufazowy model gruntu), wyznaczone zostały naprężenia efektywne i krzywa filtracji z zastosowaniem programu Z_Soil [14]. Dla ośrodka gruntowego przyjęto sprężysto-plastyczny model Coulomba-Mohra. Wyznaczono zależność modułu Kirchhoffa G₀ od wskaźnika porowatości gruntu e oraz od napreżeń efektywnych σ' na podstawie wzorów empi-

rycznych podanych przez Isiharę [6]. Wzory te pozwalają na wyznaczenie modułu G_0 różnych rodzajów gruntu poddanych działaniom dynamicznym. Podobny sposób modelowania ziemnych obiektów hydrotechnicznych przedstawiono w pracach [3–5, 8, 10, 13].



Rys. 1. Przekrój poprzeczny składowiska Fig. 1. Cross section of the tailings dam



Rys. 2. Model obwałowania ziemnego Fig. 2. Model of earth dam

Po przyjęciu modelu obwałowania wykonano obliczenia częstotliwości i postaci drgań własnych obiektu. W tabeli 1 przedstawiono wartości 10 początkowych częstotliwości drgań własnych obiektu. Wartości te zawierają się w paśmie częstotliwości wymuszenia dominujących w rejonie obwałowania [9].

Tabela 1

Obliczone wartości częstotliwości drgań własnych obwałowania

Częstotliwość drgań własnych [Hz]									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,93	1,30	1,64	1,73	1,89	2,11	2,19	2,34	2,45	2,72

Obliczone częstotliwości drgań własnych są zgodne z wartościami uzyskanymi przez innych autorów zarówno w wyniku obliczeń, jak i badań *in situ*. Częstotliwości te, w zależności od wysokości obiektów i nachylenia skarp, wahają się w granicach od 0,8 Hz do 3,5 Hz. Przykładowo podstawowa częstotliwość drgań własnych zapory Santa Felicia o wysokości 84 m wynosi 1,39 Hz [4], zapory Gongboxia o wysokości 70 m – 1,64 Hz [13], zaś zapory w Czorsztynie-Niedzicy o wysokości 56 m – 2,1 Hz [5, 8].



W obliczeniach przyjęto, że macierz tłumienia jest liniową kombinacją macierzy mas i macierzy sztywności. Ułamek tłumienia krytycznego przy podstawowej częstotliwości drgań własnych oraz przy częstotliwości 3,5 Hz dominującej we wstrząsach w rejonie obwałowania przyjęto jako równy 7%. Wielkości tłumienia przyjmowane dla tego typu obiektów wahają się w granicach od 6 do 13% [3, 5, 10].

3. Charakterystyka wstrząsów górniczych w rejonie obwałowania

Rejon składowiska jest monitorowany w sposób ciągły przez stacje sejsmologiczne zintegrowanego systemu pomiarowego drgań obwałowania [9, 11]. Na moduł pomiarowy składa się grupa stanowisk rozmieszczonych w trzech przekrojach obwałowania, wyposażonych w czujniki akcelerometryczne. W każdym przekroju czujniki pomiarowe znajdują się u podstawy i na koronie obwałowania (rys. 3). Czujniki rejestrują dragnia w sposób ciągły w trzech kierunkach: poziomym – prostopadłym do obwałowania (*x*), poziomym – stycznym do obwałowania (*y*) i pionowym (*z*). System wyposażony jest w algorytmy służące do analizy rejestrowanych sygnałów, tj. do wyznaczania: maksymalnej amplitudy poszczególnych składowych drgań, maksymalnej amplitudy składowej poziomej w zakresie do 10 Hz oraz maksymalnej amplitudy wypadkowej, maksymalnych amplitud w pasmach 1/3 oktawowych i dominujących częstotliwości drgań.



Rys. 3. Przekrój obwałowania z rozmieszczeniem stanowisk sejsmicznych na podstawie i na koronie Fig. 3. Cross section of the earth dam with location of seismic measurement points at the base and on the crest

Z prowadzonych pomiarów wynika, że energia wstrząsów w obrębie obwałowania dochodzi do 1.9×10^9 J. Odległości epicentralne do stanowisk sejsmicznych wahają się w zakresie od około 3000 m do 12000 m. Analizy zarejestrowanych na obwałowaniu sygnałów dowodzą również, że około 90% składowych poziomych i 80% składowych pionowych miało częstotliwości dominujące w paśmie od 0 do 8 Hz. W tab. 2 przedstawiono przykładowe parametry dwóch wstrząsów o wysokiej energii zarejestrowanych u podstawy obwałowania.

Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono przykładowe przebiegi czasowe oraz strukturę amplitudowo-częstotliwościową przyspieszeń drgań wstrząsu nr 2 z tab. 2 odpowiednio w kierunku poziomym (1) (prostopadłym do obwałowania, a równoległym do kierunku

propagacji fali) oraz w kierunku pionowym (2) zarejestrowane u podstawy obwałowania. Epicentrum wstrząsu znajdowało się w odległości 6,5 km na zachód od rozważanego przekroju. Fala wstrząsowa propagowała się w przybliżeniu w kierunku W-E, prostopadłym do obwałowania w miejscu instalacji stacji pomiarowej. Dane dotyczące tego wstrząsu zostały wykorzystane w dalszej analizie dynamicznej obwałowania.

Tabela 2

10

f [Hz]

Lp.	Energia [J]	L _{epic} [m]	$\max(A_x)$ $[m/s^2]$	$\max(A_y)$ $[m/s^2]$	$\frac{\text{Max}(A_z)}{[\text{m/s}^2]}$	$\begin{array}{c} \operatorname{Max}(A_{10}) \\ [m/s^2] \end{array}$	Czas trwania t [s]
1	1,8E9	3798	0,145	0,086	0,121	0,143	23,249
2	1,9E9	6426	0,082	0,088	0,056	0,086	22,781
1 ² 2) (m] (4) ^{tsbog_mod} (1	0.08 0.06 0.04 0.02 0.00 -0.02 -0.04 -0.04			Y2 ^{pom_podst} (f) [m/S ²] ²	0.006		

Przykładowe wstrząsy zarejestrowane u podstawy obwałowania: L_{cpic} – odległość epicentralna; Max (A_{10}) – maksymalna amplituda składowej poziomej w paśmie do 10 Hz



0.000

-0.08

0 2

8 10 12 14

t [s]



Rys. 5. Przyspieszenia drgań w punkcie P1 w kierunku pionowym (2): a) przebieg czasowy, b) struktura częstotliwościowa Fig. 5. Accelerations of vibrations in point P1 in vertical direction (2): a) time trace, b) frequency spectrum

4. Wymuszenie kinematyczne przyjęte do obliczeń

Monitoring obwałowania dostarcza danych o drganiach powierzchniowych u podstawy i na koronie obwałowania. Rejestrowane przebiegi nie są drganiami zwięzłego podłoża znajdującego się na głębokości ok. 90 m, w którym propagują się fale materialne. Dane te nie moga być wykorzystane w proponowanym modelu obliczeniowym. W celu uzyskania danych o wymuszeniu kinematycznym propagującym w podłożu zastosowano metodykę obliczania sygnału wejściowego na podstawie pomierzonych sygnałów wyjścia właściwą w przypadku wielowejściowych układów liniowych [2].

Na rysunku 6 pokazano schemat liniowego układu dwuwejściowego, jakim jest obciążony kinematycznie w dwóch kierunkach model obwałowania. Sygnałami wejścia są przebiegi czasowe przyspieszeń podłoża w kierunkach (1) i (2). Sygnałem wyjścia jest przebieg czasowy przyspieszeń w punkcie P1 w kierunku (1). Podobny schemat można przedstawić w przypadku kierunku (2). Przyjęto następujące oznaczenia (i = 1, 2; j = 1, 2):

- $x_i(t) przebieg czasowy przyspieszeń podłoża w kierunku j-tym (sygnał wejścia),$
- $y_{i}(t) przebieg czasowy przyspieszeń w punkcie P1 w kierunku$ *i*-tym będący odpowiedzią na wymuszenie kinematyczne przyłożone w kierunku j-tym (cząstkowy sygnał wyjścia),
- $H_{ii}(f)$ zespolona funkcja transmitancji określająca zależność pomiędzy sygnałem wejścia $x_i(t)$ a cząstkowym sygnałem wyjścia $y_{ii}(t)$,
- $y_i(t) przebieg czasowy przyspieszeń w punkcie P1 w kierunku$ *i*-tym będący odpowiedzią dynamiczną na wymuszenie kinematyczne przyłożone jednocześnie w kierunkach (1) i (2) (całkowity sygnał wyjścia).



- Rys. 6. Schemat obliczania sygnału wyjścia $y_1(t)$ przebiegu czasowego przyspieszeń w punkcie P1 w kierunku (1) na podstawie sygnałów wejścia $x_1(t)$ i $x_2(t)$ – przebiegów czasowych przyspieszeń podłoża w kierunkach (1) i (2) w dwuwejściowym układzie liniowym
- Fig. 6. Scheme of calculations of output signal $y_1(t)$ time trace of accelerations in point P1 in direction (1) on the base of input signals $x_1(t)$ i $x_2(t)$ – time trace of ground accelerations in directions (1) and (2) in double-input linear system

Właściwości dynamiczne układu liniowego opisano za pomocą zespolonych funkcji transmitancji $H_{ii}(f)$, które określają w dziedzinie częstotliwości zależność pomiędzy sygnałem wejścia $x_i(t)$ a cząstkowym sygnałem wyjścia $y_{ii}(t)$

$$Y_{ii}(f) = H_{ii}(f) \cdot X_i(f) \tag{1}$$

gdzie:

 $X_i(f)$ – transformata Fouriera sygnału wejścia $x_i(t)$,

 $Y_{ii}(f)$ – transformata Fouriera cząstkowego sygnału wyjścia $y_{ii}(t)$.

Dla układów liniowych obowiązują zależności

$$y_i(t) = \sum_{j=1}^2 y_{ij}(t)$$
 oraz $Y_i(f) = \sum_{j=1}^2 Y_{ij}(f)$ (2)

gdzie:

 $Y_i(f)$ – transformata Fouriera całkowitego sygnału wyjścia $y_i(t)$.

Podstawiając wyrażenie (1) do (2), otrzymuje się (dla i = 1, 2):

$$Y_{i}(f) = \sum_{j=1}^{2} H_{ij}(f) \cdot X_{j}(f)$$
(3)

W metodyce wyznaczania drgań podłoża założono, że całkowite sygnały wyjścia $y_1(t)$ i $y_2(t)$ to znane, zarejestrowane w punkcie P1 przebiegi przyspieszeń podstawy obwałowania w kierunkach (1) i (2). Wyrażenie (3) stanowi więc układ równań z dwiema niewiadomymi. Współczynnikami układu równań są funkcje transmitancji $H_{ii}(f)$, zaś niewiadomymi – transformaty Fouriera sygnałów wejścia $X_1(f)$ i $X_2(f)$. W wyniku rozwiązania układu (3) oraz po wykonaniu transformaty odwrotnej otrzymuje się sygnały wejścia $x_1(t)$ i $x_2(t)$, którymi są szukane przyspieszenia drgań podłoża. Opisana metodyka wymaga obliczenia współczynników układu równań (3) w postaci funkcji transmitancji $H_{ii}(f)$.

Zespolone funkcje transmitancji $H_{ii}(f)$, określające zależność pomiędzy sygnałem wejścia $x_i(t)$ a cząstkowym sygnałem wyjścia $y_{ii}(t)$, nie zależą od sygnału wejściowego. Do ich wyznaczenia posłużono się wygenerowanym sygnałem wejścia - sweepem liniowym o stałej amplitudzie i o częstotliwości zmiennej liniowo od 0 do 10 Hz. Sygnał wejścia zawierał więc pasmo częstotliwości reprezentatywne dla wstrząsów w rejonie obwałowania. W wyniku obliczeń odpowiedzi dynamicznej obwałowania na wygenerowany sygnał $x_i^{sweep}(t)$ przyłożony w kierunku *j*-tym otrzymano cząstkowe sygnały wyjścia $y_{ij}^{sweep}(t)$ stanowiące przebiegi czasowe przyspieszeń w punkcie P1 w kierunku *i*-tym.

W dalszej kolejności obliczono zespolone funkcje transmitancji $H_{ii}(f)$ określające zależność pomiędzy sygnałem wejścia $x_i^{sweep}(t)$ przyłożonym w kierunku j-tym a cząstkowym sygnałem wyjścia $y_{ij}^{sweep}(t)$. Przykładowo na rys. 7 przedstawiono wykresy modułów funkcji transmitancji $H_{11}(f)$ oraz $H_{21}(f)$ charakteryzujące wzmocnienie cząstkowego sygnału wyjścia odpowiednio w kierunku (1) i (2) w stosunku do sygnału wejścia przy obciążeniu sygnałem wejścia $x_1^{sweep}(t)$ przyłożonym w kierunku (1).

W wyniku rozwiązania układu równań (3) otrzymano zespolone sygnały wejścia $X_i(f)$, a w wyniku transformaty odwrotnej przebiegi czasowe przyspieszeń podłoża $x_1(t)$ i $x_2(t)$ (rys. 8).

Wyznaczone przebiegi czasowe przyspieszeń drgań podłoża posłużyły jako wymuszenie kinematyczne w obliczeniach odpowiedzi dynamicznej obwałowania. Przebiegi pomierzone i obliczone w punkcie P1 (podstawa obwałowania) są identyczne. Ze względu na fakt, że przebiegi czasowe w punkcie P1 były wykorzystane w metodyce obliczeniowej, zgodność ta świadczy o poprawności procedur sformułowanych w programie MATLAB. Do weryfikacji doświadczalnej metodyki i modelu obliczeniowego posłużyły przebiegi







Rys. 8. Wyznaczone przebiegi czasowe przyspieszeń drgań podłoża: a) w kierunku poziomym (1), b) w kierunku pionowym (2) Fig. 8. Calculated time traces of ground accelerations: a) in horizontal direction (1),



-0.10

0

2

4



10

12

14

6

czasowe w punkcie *P2* (korona obwałowania). Na rys. 9 przedstawiono porównanie pomierzonych i obliczonych przebiegów czasowych przyspieszeń w kierunku (1) w punkcie *P2*.

Różnica w wartościach maksymalnych przyspieszeń pomierzonych i obliczonych w tym punkcie jest mniejsza niż 20%. Występuje również zgodność struktury częstotliwościowej sygnałów. Podobne zestawienie wyników obliczeń i pomiarów przeprowadzono w kierunku (2). W przypadku modeli budowli ziemnych o znacznym stopniu skomplikowania otrzymaną zbieżność wyników obliczeń z wynikami pomiarów można w pełni zaakceptować.

5. Analiza odpowiedzi dynamicznej obwałowania

Po wykonaniu obliczeń składowej poziomej i pionowej wymuszenia kinematycznego na poziomie podłoża rodzimego uzyskane przebiegi czasowe zastosowano jako dane o wymuszeniu kinematycznym działającym na obwałowanie ziemne. Analizę odpowiedzi dynamicznej obwałowania przeprowadzono w wybranych punktach (por. rys. 10). Na rysunkach 11 i 12 przedstawiono przykładowe przebiegi czasowe maksymalnych naprężeń stycznych w wybranych do analizy dynamicznej punktach obwałowania. Przedstawione wykresy naprężeń pochodzą jedynie od obciążeń dynamicznych. W obliczeniach nie uwzględniono działania ciężaru własnego. Na rysunkach 13 i 14 przestawiono przebiegi czasowe maksymalnych naprężeń ścinających otrzymane z uwzględnieniem ciężaru własnego, odpowiednio w punkcie 3 i 14.



Rys. 10. Punkty obwałowania wybrane do analizy odpowiedzi dynamicznej Fig. 10. Points chosen for dynamic analysis



Rys. 11. Przebiegi czasowe maksymalnych naprężeń stycznych w punktach 1, 3, 5, 7 (bez uwzględnienia ciężaru własnego)

Fig. 11. Time traces of maximal shear stresses at points 1, 3, 5, 7 (without dead weight)



Rys. 12. Przebiegi czasowe maksymalnych naprężeń stycznych w punktach 8, 13, 14, 15 (bez uwzględnienia ciężaru własnego) Fig. 12. Time traces of maximal shear stresses at points 8, 13, 14, 15 (without dead weight)



Rys. 13. Przebieg czasowy maksymalnych naprężeń stycznych w punkcie 3 (z uwzględnieniem ciężaru własnego) Fig. 13. Time traces of maximal shear stresses at points 3 (with dead weight)



(z uwzględnieniem ciężaru własnego) Fig. 14. Time traces of maximal shear stresses at points 3 (with dead weight)

W celu zweryfikowania otrzymanych wielkości wyniki porównano z rezultatami przedstawianymi przez autorów innych opracowań dotyczących obwałowań ziemnych. Li [10] analizował odpowiedź dynamiczną składowiska odpadów na wstrząs sejsmiczny o magnitudzie 7 stopni w skali Richtera. W wyniku obliczeń otrzymał wartości z przedziału 60–80 kPa w punktach położonych w strefie osadów zagęszczonych. Otrzymane wartości

maksymalnych naprężeń stycznych od wstrząsu górniczego, dochodzące do 6 kPa, kształtują się więc na poziomie 10% wartości otrzymanych w przypadku trzęsienia ziemi. Z kolei Abuseeda i Dakoulas [1] analizujący odpowiedź zapory ziemnej na wstrząs sejsmiczny El Centro (6,9 stopnia w skali Richtera) otrzymali wartości naprężeń stycznych w górnej strefie korpusu zapory na poziomie 150 kPa. Wartości otrzymane w obliczeniach odpowiedzi na wstrząs parasejsmiczny kształtują się na poziomie 4% tej wartości.

W wyniku obliczeń odpowiedzi zapory ziemnej na wstrząs górniczy [5] o maksymalnych amplitudach około 7-krotnie większych (0,7 m/s²) otrzymano wartości naprężeń stycznych na poziomie 14 kPa (2,5-krotnie większe). Należy jednak zaznaczyć, że pasmo dominujących częstotliwości wstrząsu analizowanego w pracy [5] nie zawierało podstawowych częstotliwości drgań własnych rozważanej zapory ziemnej. Przedstawione porównania pozwalają na pozytywną weryfikację rzędu wielkości otrzymanych wyników.

Wartości naprężeń będących jedynie skutkiem działań dynamicznych w wybranych do analizy punktach nie przekraczają 10% wartości naprężeń od ciężaru własnego. Niewielkie wartości naprężeń ścinających (znacznie mniejsze od zakładanej granicy plastyczności) pozwalają na stwierdzenie, że przy rozważanym poziomie obciążeń dynamicznych, jakim poddana jest konstrukcja podczas wstrząsów parasejsmicznych, ma miejsce sprężysta praca obiektu.

6. Wnioski

W wyniku przeprowadzonych analiz odpowiedzi dynamicznej obwałowania ziemnego na wstrząs górniczy można sformułować następujące wnioski:

- 1. Poprawność przyjętego modelu fizycznego można zweryfikować przez porównanie sygnału obliczonego i pomierzonego w punkcie kontrolnym *P*2 na koronie obwałowania. Przebiegi przyśpieszeń drgań oraz ich struktura częstotliwościowa są zbliżone.
- 2. Uzyskane w wyniku obliczeń wartości odkształceń są rzędu od 10⁻⁶ do 10⁻⁵ (w przypadku uwzględniania jedynie obciążeń dynamicznych) lub też rzędu 10⁻⁴ (w przypadku uwzględnienia również ciężaru własnego). Poziom odkształceń potwierdza słuszność przyjęcia parametrów fizykomechanicznych gruntu bazujących na wzorach [6], mających zastosowanie dla tego właśnie rzędu odkształceń.
- 3. W wyniku obliczeń odpowiedzi dynamicznej obiektu na wstrząs górniczy uzyskano przebiegi czasowe maksymalnych naprężeń ścinających. Wartości naprężeń kształtowały się na poziomie kilku procent wartości prezentowanych przez autorów obliczeń wykonanych dla podobnych obiektów poddanych silnym trzęsieniom ziemi.
- 4. Wartości naprężeń i odkształceń były niewielkie. Należy zauważyć, że w obliczeniach posłużono się przykładowym przebiegiem drgań. W rejonie obwałowania rejestruje się wstrząsy o większych energiach lub też takie, których epicentra znajdują się bliżej obwałowania. Wartości amplitud drgań, a co za tym idzie wartości odpowiedzi dynamicznej, mogą więc być większe.

Literatura

- Abouseeda H., Dakoulas P., Non-linear dynamic earth dam-foundation interaction using BE-FE method, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1998, Vol. 27, 917-936.
- [2] Bendat J.S., Piersol A.G., Metody analizy i pomiaru sygnałów losowych, Warszawa 1976.
- [3] Chakraborty D., Choudhury D., Investigation of the Behavior of Tailings Earthen Dam Under Seismic Conditions, American J. of Engineering and Applied Sciences, Vol. 2, No. 3, 2009, 559-564.
- [4] Chen M.-T., Harichandran R.S., Response of an earth dam to spatially varying earthquake ground motion, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 127, No. 9, 2001, 932-939.
- [5] Dulińska J., Analiza odpowiedzi dynamicznej zapory ziemnej w Czorsztynie--Niedzicy na nierównomierne wymuszenie kinematyczne, Inżynieria i Budownictwo, nr 7, 2005, 378-382.
- [6] Dungar R., Studer J.A., *Geomechanical modelling in engineering practice*, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam 1986.
- [7] Jafari M.K., Davoodi M., Dynamic characteristics evaluation of Masjed--Soleiman embankment dam by forced vibration test, 13th Conference on Earthquake Engineering, No. 2218, Vancouver, Canada 2004.
- [8] Kuboń P., Tatara T., Badania dynamiczne zapór ziemnych i obwałowań w skali naturalnej, 51 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2005, 33-40.
- [9] Lasocki S., Prognoza granicznych wartości drgań gruntu na obiektach składowiska Żelazny Most dla okresu 2003–2028, XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu, AGH, Kraków 2004, 399-412.
- [10] Li N., et al., Effective stress analysis method of seismic response for high tailings dam, Journal of Central South University of Technology, Vol. 14, No. 1, 2007, 129-134.
- [11] Mirek J., Lasocki S., SEJS-NET: działający rozległy sejsmometryczny system pomiarowy, Warsztaty Przywracanie wartości użytkowych terenom górniczym, AGH, Kraków 2001, 561-568.
- [12] Tschuschke W., Sondowania statyczne w odpadach poflotacyjnych, Politechnika Śląska, Zeszyty Naukowe nr 1738, Gliwice 2006.
- [13] Wang G., Fu P.C., Zhang J.M., Seismic response analysis of Gongboxia concrete-face rock-fill dam considering non-uniform earthquake input., Proc. 11th ICSDEE/3rd ICEGE, Berkley, 2004, 359-365.
- [14] Z_SOIL PC 2003. User Manual. Zace Services Ltd, (http://www.zace.com).