

Józef Koszela, Andrzej Batog**

ANALIZA STATECZNOŚCI ZBOCZA W WARUNKACH ZAGROŻENIA TRZĘSIENIEM ZIEMI NA PRZYKŁADZIE CYTADELI W ALGIERZE

1. Wprowadzenie

Algier — stolica Algierii i port położony nad Morzem Śródziemnym, z powodu swego położenia i górzystej konfiguracji wybrzeża był przez wieki miastem o znaczeniu strategicznym. Na szczycie jednej z lokalnych kulminacji terenowych (ok. 118 m n.p.m.), w XVI w. imperium osmańskie wzniosło cytadelę, połączoną z murami obronnymi miasta. Od tego czasu ulegała ona rozbudowie i przebudowie, odpowiednio do potrzeb kolejnych władców. Przetrwiała burzliwą historię i liczne trzęsienia ziemi, gdyż Algier znajduje się w strefie sejsmicznej basenu Morza Śródziemnego. Zasadniczym materiałem konstrukcyjnym cytadeli jest „glinobitka”, a pod względem architektonicznym stanowi kombinację tureckiej architektury militarnej i arabsko-śródziemnomorskiej architektury tradycyjnej. Pomimo daleko posuniętej degradacji, zalicza się obecnie do zabytków klasy międzynarodowej i jest wpisana do rejestru zabytków światowego dziedzictwa kultury. Doceniając rangę zabytku, rząd Republiki Algierskiej postanowił cytadelę odrestaurować. Firmę, które podjęłaby się odrestaurowania obiektu wybrano drogą międzynarodowego konkursu. Zostały nią „Pracownie Konserwacji Zabytków — BHZ”, sp. z o.o. z Warszawy.

Przedsięwzięcie rozpoczęto w 2007 r. od zakrojonych na szeroką skalę prac badawczych, oceny stanu zachowania obiektu (stan techniczny, architektura, archeologia) oraz oceny czynników, które mogą mieć istotne znaczenie dla określenia warunków wyjściowych projektowania zasadniczych prac restauracyjnych.

Niniejszy artykuł przedstawia w zarysie jeden z kilku problemów geotechnicznych, które analizowano na etapie opracowywania koncepcji i projektu budowlanego restauracji kon-

* Instytut Geotechniki i Hydrotechniki, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska, Wrocław

strukcji — ocenę stateczności zbocza obciążonego obiektami cytadeli algierskiej na koronie, w warunkach występowania obciążeń statycznych oraz w warunkach wystąpienia dodatkowych obciążeń dynamicznych wywołanych trzęsieniem ziemi.

2. Geomorfologia terenu

Miejsce lokalizacji cytadeli wyróżnia się w morfologii terenu tym, że jest to prawie płaski szczyt wzgórza o powierzchni około 1,5 ha, lekko nachylony ku wschodowi i południowemu wschodowi. W bezpośrednim krajobrazie cytadeli ważne są względnie strome zbocza wzgórza. Wschodnie i północne zbocza opadają tarasowo w kierunku morza. Ich powierzchnię zajmuje gęsta zabudowa „kazby” i budynki z okresu kolonializmu francuskiego, głównie o charakterze mieszkaniowo-usługowym. Objawów niestateczności zboczy na tym terenie nie odnotowano.

Zbocze zachodnie, przechodzące w południowe jest obecnie niezabudowane. Charakterystycznymi cechami geomorfologicznymi są tutaj: strome nachylenie, odcinkami dochodzące nawet do 30°, zmienna wysokość zbocza dochodząca do 15 m, wschodnie łupki łuszczyczkowego, mocno spękanego, zwietrzałego i obspującego się. Zbocze w części południowej ma największe nachylenie (około 25–30° w kierunku S). Kąt nachylenia w części zachodniej wynosi około 25°, a w północnej około 10–15°. W obrębie zasadniczych zboczy występują mniejsze, podrzędne skarpy.

Wymienione wyżej cechy zwykle są czynnikami niesprzyjającymi stateczności zboczy. Z tego powodu uznano, że należy przeprowadzić analizę stateczności południowo-zachodniego zbocza i ocenić zakres bezpieczeństwa.

3. Budowa geologiczna zbocza

Wyniki badań geologicznych obszaru cytadeli zawarto w szeregu opracowań i opiniach, częściowo zostały również przedstawione w publikacji [6]. Skałami podłoża cytadeli i budującymi zbocze są metamorficzne łupki łuszczyczkowe, lokalnie z podwyższoną zawartością talku i grafitu. W wielu miejscach cytadeli oraz na zboczu południowo-zachodnim skały te wychodzą bezpośrednio na powierzchnię terenu lub znajdują się pod niewielką pokrywą zwietrzliny skalnej i nasypów. Strop tych skał nawiązuje kształtem do konfiguracji terenu.

Łupki łuszczyczkowe cechuje bardzo drobne warstwowanie (foliacja), silne pofałdowanie (mezofałdy) oraz gęste spękanie. Generalnie, foliacja wykazuje nachylenie w kierunku S i SE pod kątem 20–40°. Spękania układają się w trzech kierunkach, tworząc gęstą siatkę nieciągłości. Zbocze jednak nie ma charakteru typowego „zbocza konsekwentnego”, gdyż wielkość jego nachylenia (ok. 20–30°) nie odpowiada nachyleniu powierzchni spękań (80–90°). Tuż przy powierzchni terenu, w strefie o miąższości 0,30–0,80 m łupki wykazują daleko posunięte zwietrzenie. Poniżej strefy zwietrzenia, spękania z reguły nie mają wypełnienia materiałem wtórnym.

Przez teren cytadeli, mniej więcej równoległe do górnej krawędzi południowo-zachodniego zbocza, przebiega prawie pionowy uskok tektoniczny i towarzyszy mu strefa tektoniczna o szerokości około 45 m. Strefa ta zbudowana jest z pokruszonych łupków łyszczykowych, z gliny i brekcji tektonicznej, podrzędnie z gnejsu, kwarcytu i żył kwarcu. Dla budowy geologicznej zbocza strefa tektoniczna nie ma istotnego znaczenia.

W obrębie południowo-zachodniego zbocza nie występuje zwierciadło wody gruntowej.

4. Charakterystyka obiektów obciążających koronę zbocza

Na koronie zbocza znajdują się mur obronny oraz pałac beyów [2, 4], w części wsparty na murze obronnym. Są to obiekty o konstrukcji *pisé* („glinobitka”) oraz o konstrukcji murowo-kolumnowej. Głównym materiałem konstrukcyjnym *pisé* jest glina i gleba gliniasta, wymieszane z wapnem i kamieniami niesortowanymi o wielkości do około 20 cm. Materiałem takim wypełnia się przestrzeń między murami, systematycznie go zagęszczając (konstrukcja zasypowa) lub buduje się z niego ścianę, ubijając kolejne porcje w szalunku skrzyniowym, z oblicowaniem kamiennym lub ceglany, albo bez oblicowania (konstrukcja *banché*).

Na koronie zbocza mur obronny *pisé* zbudowany jest w technice mieszanej. Od zewnętrznej strony cytadeli i od strony dziedzińca cytadeli mur ma konstrukcję *banché*, z oblicowaniem, posadowiony na płytkich fundamentach z kamienia łamanego, a wewnątrz między tymi murami wypełnione jest zasypem *pisé* i fragmentami starych murów. Na materiale zasypowym *pisé* usytuowane są platformy artyleryjskie.

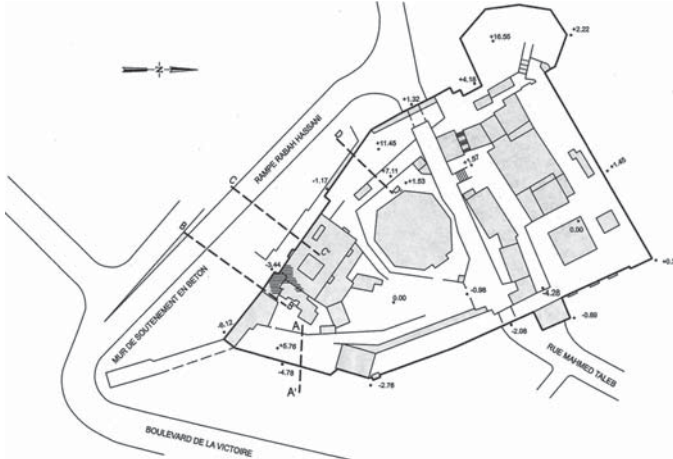
W późniejszej fazie istnienia muru obronnego, jego południowy odcinek wykorzystano jako podłoże do budowy pałacu beyów. W ten sposób, pałac o konstrukcji murowo-kolumnowej został posadowiony w części zachodniej na murze obronnym typu *pisé*, a w części wschodniej — na rodzimych łupkach łyszczykowych. Różnica wysokości poziomów posadowienia obu części odpowiada wysokości pierwszej kondygnacji pałacu.

Dla powyżej opisanych konstrukcji wyznaczono wielkości obciążeń statycznych, które uwzględniono w ocenie stateczności zboczy.

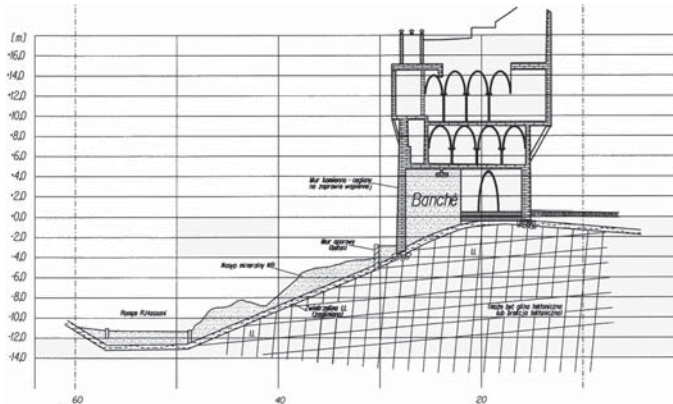
5. Ocena stateczności zbocza

Ocenę stateczności przeprowadzono dla reprezentatywnych przekrojów, wybranych z uwzględnieniem budowy geologicznej i wysokości zbocza, jego nachylenia i rodzaju zabudowy na koronie zbocza. Analizę przeprowadzono kilkoma metodami obliczeniowymi dla trzech różnych poziomów wartości parametrów fizyczno-mechanicznych podłoża. Lokalizację przekrojów obliczeniowych podano na rysunku 1. Najciekawszy przekrój C–C’, przechodzący przez skarpe z pałacem beyów, przedstawiono na rysunku 2.

Do oceny stateczności wykorzystano dane literaturowe [1, 2, 8], polskie materiały archiwalne [7], własne badania geologiczne *in situ* [6], szereg dokumentacji geotechnicznych oraz raport archeologiczny [4].



Rys. 1. Plan sytuacyjny cytadeli w Algierze.
Lokalizacja przekrojów obliczeniowych



Rys. 2. Przekrój obliczeniowy C-C'
przechodzący przez skarpe z pałacem bejów Algieru

5.1. Zakres analizy stateczności

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki analiz stateczności dla wybranych dwóch reprezentatywnych przekrojów obliczeniowych, przechodzących przez zbocze (przekrój B-B' i C-C'). Obliczenia wykonano dla dwóch układów obciążenia:

- 1) Obciążenia statyczne ciężarem własnym masywu gruntowego i konstrukcji obiektu (podstawowy układ obciążeń),
- 2) Obciążenia statyczne i dynamiczne (sejsmiczne), przyjęte w modelu obliczeniowym jako obciążenie pseudostatyczne (wyjątkowy układ obciążeń) [8].

Obliczenia stateczności zboczy przeprowadzono kilkoma metodami:

- metodami równowagi granicznej (szwedzka — Felleniusa, Bishopa, wielkich brył, Szachnianca),
- metodą elementów skończonych MES.

Ze zbioru wyników analizy stateczności przeprowadzonych metodami równowagi granicznej przedstawione zostaną tylko uzyskane metodą szwedzką (Felleniusa), która przyniosła najniższe wartości oceny stateczności. Wśród wielu podobnych metod, tzw. „pasków”, ta na mocy twierdzeń ekstremalnych teorii nośności granicznej, pozwala uzyskać najniższą, czyli najbezpieczniejszą ocenę stateczności.

5.2. Metody obliczeniowe

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki obliczeń stateczności przeprowadzone dwoma metodami: szwedzką i metodą elementów skończonych MES.

5.2.1. Metoda szwedzka

Wskaźnik stateczności w popularnie stosowanej metodzie szwedzkiej (Felleniusa) dany jest poniższą formułą:

$$F_F = \frac{\sum_i W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum_i c_i l_i}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

gdzie:

- W_i — ciężar części i -tego bloku gruntu,
- φ_i, c_i — parametry wytrzymałości gruntu w podstawie bloku i -tego,
- l_i, α_i — długość i nachylenie powierzchni poślizgu w i -tym bloku.

Przy ocenie stateczności zbocza w warunkach wstrząsów sejsmicznych, prowadzonej za pomocą metody Felleniusa, obciążenie dynamiczne można uwzględnić poprzez przyjęcie dodatkowego stałego obciążenia, które jest proporcjonalne do masy potencjalnie niestatecznej bryły klina odłamu (analiza pseudostatyczna). W takich sytuacjach, przyjmuje się z reguły tylko dodatkową składową poziomą, której wielkość w każdym z bloków obliczeniowych określa się za pomocą współczynnika dynamicznego K_H . Wartość tego parametru można wyrazić za pomocą formuły [9]:

$$K_H = \frac{1}{3} \sqrt[3]{\frac{A_{\max}}{g}} \quad (2)$$

gdzie:

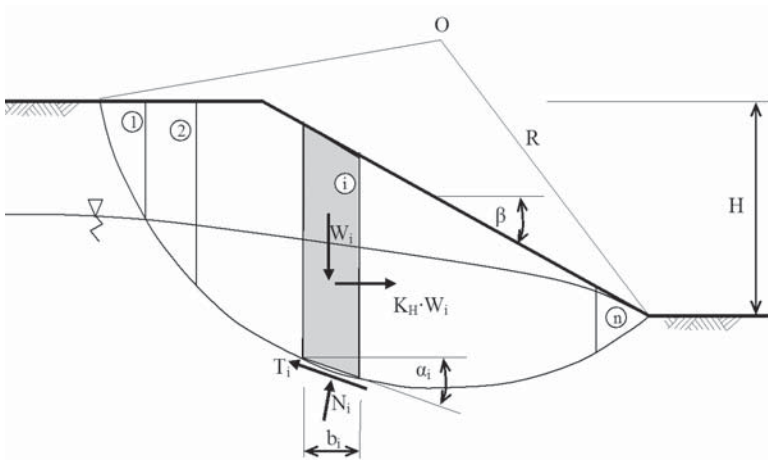
- A_{\max} — maksymalna wartość przyspieszenia drgań sejsmicznych, m/s^2 ,
- g — przyspieszenie ziemskie.

Według ekspertyzy sejsmologicznej [10] w Algierze prognozowane jest wystąpienie trzęsienia ziemi o maksymalnym przyspieszeniu $A = 4,8 \text{ m/s}^2$, w tym przypadku wartość współczynnika dynamicznego wynosi $K_H = 0,263$.

Modyfikacja formuły Felleniusa, z uwzględnieniem siły pseudostatycznej wywołanej trzęsieniem ziemi, przedstawia się następująco [3]:

$$F_F = \frac{\sum_i W_i (\cos \alpha_i - K_H \sin \alpha_i) \tan \varphi_i + \sum_i c_i l_i}{\sum_i W_i (\sin \alpha_i + K_H \cos \alpha_i)} \quad (3)$$

oznaczenia jak we wzorze (1). Schemat obliczeniowy sił przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 3. Schemat metody szwedzkiej z uwzględnieniem obciążenia sejsmicznego

5.2.2. Metoda Elementów Skończonych (MES)

Metoda opracowana w oparciu o algorytmy całkowania równań konstytutywnych gruntów oraz algorytmów aproksymacji skończenie elementarnej. Dzięki temu pomija się trudności występujące w innych metodach, a dotyczące zadań sprężysto–plastycznych. Szacowanie wskaźnika stateczności F następuje w trakcie generacji stanu granicznego ośrodka, wskutek fikcyjnego zmniejszania jego parametrów wytrzymałościowych, przy jednoczesnej rezygnacji z arbitralnego założenia kształtu powierzchni poślizgu.

Analiza stateczności uwzględniająca obciążenia sejsmiczne jest przeprowadzana w zbliżony sposób jak w metodzie szwedzkiej, polega na zwiększeniu sił masowych poprzez zastosowanie współczynnika dynamicznego K_H oraz w razie potrzeby również K_V . Do obliczeń przyjęto wartość współczynnika dynamicznego $K_H = 0,263$.

5.3. Kryteria oceny wyników obliczeń stateczności

Obliczona minimalna wartość wskaźnika stateczności F , jako miara stateczności dla skarp konstrukcji ziemnych (nasypów) winna spełniać warunek:

$$F_{\min} \geq F_{dop} \quad (4)$$

gdzie:

- F_{\min} — wartość minimalna wskaźnika stateczności,
 F_{dop} — wartość dopuszczalna (wymagana) wskaźnika stateczności.

Dla analizy stateczności w warunkach obciążeń statycznych można zastosować kryteria oceny zagrożenia stateczności skarp zgodnie z zaleceniami instrukcji ITB [5]:

- $F_{\min} > 1,5$ osuwisko bardzo mało prawdopodobne,
 $1,3 < F_{\min} < 1,5$ osuwisko mało prawdopodobne,
 $1,0 < F_{\min} < 1,3$ osuwisko prawdopodobne,
 $F_{\min} < 1,0$ osuwisko bardzo prawdopodobne.

Jako wartość wymaganą dla podstawowego układu obciążeń przyjęto $F_{dop} \geq 1,50$.

W przypadku analizy dla wariantu uwzględniającego występowanie obciążeń sejsmicznych, w polskich normach brak jest generalnie stosownych wytycznych. W literaturze [3, 9] najczęściej podawana jest wymagana wartość wskaźnika stateczności wynosząca $F_{dop} \geq 1,10 \div 1,15$.

5.4. Wartości parametrów geotechnicznych przyjęte do obliczeń

Z uwagi na stosunkowo ograniczony zakres badań parametrów gruntów i skał, przeprowadzono wariantową ocenę stateczności, w celu oceny wpływu rozpoznania na stateczność skarp. Przyjęto trzy zestawy (poziomy) wartości parametrów geotechnicznych:

- wartości reprezentatywne (uśrednione) — według dokumentacji geotechnicznej,
- wartości obniżone w granicach prawdopodobnych możliwości lub wartości minimalne ze zbioru parametrów zawartych w dokumentacji geotechnicznej,
- wartości maksymalnie obniżone do poziomu teoretycznie możliwego dla danego typu gruntu (materiału konstrukcyjnego) według danych literaturowych.

Wartości parametrów geotechnicznych przyjętych do obliczeń stateczności przedstawiono w tabeli 1.

5.5. Wyniki obliczeń stateczności skarpy

Wyniki analiz stateczności przeprowadzone w przekroju B–B' zamieszczono w tabeli 2. W przekroju tym obliczenia przeprowadzono zarówno metodą szwedzką, jak i MES. Znaczące różnice w ocenie stateczności między metodami wynikają z faktu, iż w metodzie szwedz-

TABELA 1

Zestawienie wartości parametrów geotechnicznych przyjętych do obliczeń

Rodzaj gruntu	γ kN/m ³	Wartości parametrów wytrzymałości					
		Według dokumentacji		Wartości obniżone		Wartości max. obniżone	
		φ °	c kPa	φ °	c kPa	φ °	c kPa
Łupek łyszczkowy	24,8	45	20	40	10	36	5
Mur ceglano-kamienny	23,1	38	60	38	30	38	30
Banché — glinobitka	23,1	38	60	38	30	38	30
Zwierzelina i nasyp	24,2	40	30	40	30	40	30
Grunty nasypowe*	22,0	34	10	34	10	34	10

* wartości oszacowane

kiej oceniono możliwość utraty stateczności wzdłuż powierzchni poślizgu przechodzących w podłożu, natomiast analiza MES wykazała, iż większe zagrożenie utratą stateczności występuje w zamodelowanych elementach konstrukcji cytadeli. Przykład wyników obliczeń wykonanych metodą szwedzką z położeniem najmniejbezpiecznej powierzchni poślizgu w przekroju B–B' pokazano na rysunku 4, natomiast schemat obliczeniowy metody MES w tym przekroju podano na rysunku 5.

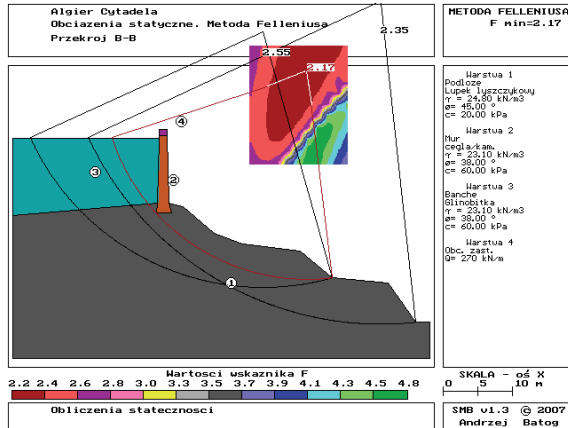
TABELA 2

Wyniki obliczeń stateczności w przekroju B–B'

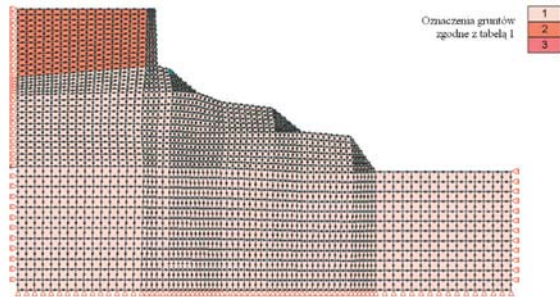
Wariant obliczeniowy	Minimalny wskaźnik stateczności			
	obciążenie statyczne		obciążenie sejsmiczne	
	m. szwedzka	metoda MES	m. szwedzka	metoda MES
Wartości parametrów wg dokumentacji	2,17	1,85	1,35	1,30-1,45
Wartości parametrów obniżone	1,62	1,16-1,25	0,99	0,90-1,05
Wartości parametrów maksymalnie obniżone	1,38	0,98-1,02	0,87	0,75

Przeprowadzone zostały również oceny stateczności dla schematów o zdeterminowanej powierzchni poślizgu, w których uwzględniono powierzchnie kontaktu warstw gruntowych o zróżnicowanej wytrzymałości na ścinanie oraz relacje przestrzenne systemu spękań. Otrzymano minimalne wartości wskaźników stateczności $F_{\min} > 2$, zatem można uznać, iż potencjalne, zdeterminowane powierzchnie poślizgu nie mają istotnego znaczenia dla stateczności analizowanych zboczy.

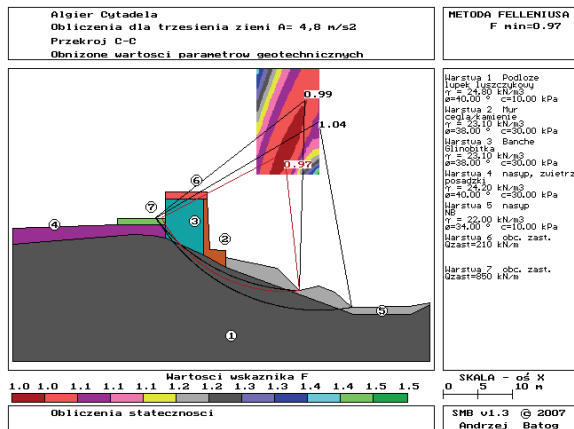
Przykład obliczeń dla obciążeń sejsmicznych przedstawiono na rysunku 6. Wyniki obliczeń stateczności przeprowadzone w przekroju C–C' metodą szwedzką zamieszczono w tabeli 3.



Rys. 4. Przykład obliczeń stateczności w przekroju B-B', obciążenia statyczne



Rys. 5. Schemat obliczeniowy przekroju B-B' dla metody elementów skończonych



Rys. 6. Przykład obliczeń stateczności w przekroju C-C', obciążenia sejsmiczne

TABELA 3

Wyniki obliczeń stateczności w przekroju C–C'

Wariant obliczeniowy	Minimalny wskaźnik stateczności — metoda szwedzka	
	obciążenie statyczne	obciążenie sejsmiczne
Wartości parametrów wg dokumentacji	2,17	1,85
Wartości parametrów obniżone	1,62	1,16-1,25
Wartości parametrów maksymalnie obniżone	1,38	0,98-1,02

6. Wnioski

- 1) Przeprowadzone analizy wskazują, iż w przypadkach analizy stateczności skomplikowanych układów gruntowych zboczy, czy obiektów posadowionych na zboczach poddanych dużym, lub zmiennym układom obciążeń, występuje konieczność przeprowadzania kompleksowych analiz stateczności tak złożonych problemów różnymi metodami, w których zakłada się wystąpienie odmiennych schematów zniszczenia lub utraty stateczności.
- 2) Porównując oceny stateczności uzyskane dla zbocza cytadeli w Algierze, uzyskane metodami równowagi granicznej dla zdeterminowanych i niezdedeterminowanych powierzchni poślizgu oraz wyniki obliczeń oraz kształt i zasięg potencjalnych klinów odłamu określonych w metodzie MES, należy stwierdzić, że dla części cytadeli położonej na koronie zbocza, powstanie uszkodzeń i zniszczeń jest bardziej prawdopodobne w górnych partiach konstrukcji niż w dolnych. W dolnych partiach na uszkodzenia narażone są strefy konstrukcji na kontakcie z podłożem gruntowym (strefy posadowienia).
- 3) Wyniki obliczeń stateczności przeprowadzone różnymi metodami obliczeniowymi, dla różnych schematów utraty stateczności, wykazały, że przy obciążeniach statycznych we wszystkich przekrojach i dla wszystkich wariantów występuje zadawalający zapas stateczności. Obiekty budowlane usytuowane na koronie skarp nie są zagrożone rozwojem osuwisk *en bloc*, o głęboko położonych powierzchniach poślizgu.
- 4) Uwarunkowania związane z budową geologiczną podłoża, a zwłaszcza relacja przestrzenna systemu spękań skał i potencjalnych powierzchni poślizgu oraz asekwentnie położony względem zbocza uskok geologiczny nie mają istotnego znaczenia dla stateczności analizowanych zboczy.
- 5) Przyjęte do obliczeń obciążenie sejsmiczne wywołane trzęsieniem ziemi o przyspieszeniu $A = 4,8 \text{ m/s}^2$ jest bardzo duże, orientacyjnie odpowiada 11–temu stopniowi trzęsienia ziemi w 12–stopniowej skali Mercallego. Jeśli obciążenie sejsmiczne potraktuje się jako wyjątkowy układ obciążeń, to wskaźniki stateczności uzyskują wartości bezpieczne tylko dla parametrów o wartościach podanych w dokumentacji geotechnicznej (tabela 1).

- 6) Obliczenia wskazują, że w przypadku, gdy parametry geotechniczne będą niższe od wykazanych w dokumentacji geotechnicznej (tabela 1) i gdyby wystąpiło trzęsienie ziemi odpowiadające przyspieszeniu $A = 4,8 \text{ m/s}^2$, to wówczas wystąpi zagrożenie stateczności zboczy i obiektów znajdujących się na ich koronie.
- 7) Wyniki analizy MES wskazują, iż wzmocnienia wymaga strefa kontaktowa murów zewnętrznych i podłoża. Wzmocnienie można uzyskać za pomocą np. mikropali. Trzeba jednak zaznaczyć, że w przypadku wystąpienia trzęsienia ziemi o dużej magnitudzie, rozwiązanie to nie gwarantuje stateczności całego kompleksu konstrukcyjnego.

LITERATURA

- [1] *Borri A., Corradi M., Speranzini E., Giannantoni A.*: Rubble Stone Masonry Strengthened Using “Reticolatus” System. [in:] Conservation news, nr 26, 2009, pp. 147–157
- [2] *Buineau A.*: Citadelle d’Alger. Expertise des travaux de protection provisoire et des travaux de restauration proposés. UNESCO, Paris, 1985
- [3] *Day R.W.*: Geotechnical Earthquake Engineering Handbook. McGraw–Hill, New York, 2002
- [4] *Dworczyński E.*: Badania archeologiczne. Cytadela Algier. Raport, 2009
- [5] Instrukcja ITB nr 424/2006. Ocena stateczności skarp i zboczy. Wyd. ITB, Warszawa, 2006
- [6] *Koszela J.*: Problemes géologiques. Le rapport définissant le lieu, la quantité et la profondeur des forages. PKZ, Varsovie, 2007
- [7] Laboratoire Cental des Travaux Publics d’Alger. Investigation géotechnique pour les travaux de restauration de la citadelle d’Alger. Rapport final, partiel et 2., 2009
- [8] *Modena C. et al.*: Intervention Criteria for Historic Masonry Construction Subjected to Seismic Action. [in:] Conservation news, nr 26. 2009, pp. 186–196
- [9] *Towhata I.*: Geotechnical Earthquake Engineering. Springer, Berlin, 2008
- [10] *Żółtowski P.*: Problemy sejsmiczne. Palais du dey. Vol. 4.2.d.3., PKZ BHZ Varsovie, 2007