

Adam Balawejder, Jerzy Kowalski

**STATECZNOŚĆ ZAPORY ZIEMNEJ
ZBIORNIKA WODNEGO
POSADOWIONEJ NA PODŁOŻU GRUNTÓW SŁABYCH**

***EARTHFILL DAM STABILITY
OF WATER RESERVOIR FOUNDED ON WEAK GROUND***

Streszczenie

W programie małej retencji wodnej w województwie dolnośląskim, przewidziano m.in. budowę zbiornika retencyjnego w Maleszowie na Małej Ślęzie o pojemności całkowitej 5,60 mln m³. Długość projektowanej zapory wyniesie 338 m, maksymalna wysokość H = 11,11 m.

W dokumentacji geotechnicznej sporządzonej do potrzeb opracowania koncepcji projektowej podano, że górne warstwy podłoża głębokości do około 3,0 m budują lessopodobne gliny pylaste i gliny pylaste zwięzłe w stanie plastycznym ($I_L = 0,40$), pod którymi zalegają gliny pylaste w stanie twaroplastycznym $I_L = 0,17$.

Na podstawie tych ustaleń autorzy dokumentacji geotechnicznej sformułowali wniosek, w którym nie zalecają posadowienia zapory na czwartorzędowych osadach lessopodobnych.

Z badań przedstawionych w dokumentacji geologicznej, opracowanej przy udziale autorów referatu wynika, że w dnie doliny zalegają holocenijskie namuły gliniaste, w stanie plastycznym na granicy miękkoplastycznego, z częściami organicznymi $I_{om} = 5\div 10\%$. Maksymalna miąższość tych osadów wynosi 9,0 m. Obliczenia stateczności zapory metodą Felleniusa i Bishopa wykonano przy użyciu programu autorskiego. Badania stateczności i odkształceń wskazują na możliwość posadowienia zapory w projektowanym przekroju Małej Ślęzy.

Dla zapewnienia konsolidacji gruntów podłoża nasyp zapory realizować należałoby w dwóch etapach, w okresie minimum 2-letnim, a w podłożu namulów wykonać pionowy drenaż, np. w postaci pali piaskowych.

Słowa kluczowe: zapora ziemna, grunty słabe, stateczność i osiadanie zapory

Summary

The small retention program for the Lower Silesian Voivodeship anticipates among others the construction of a retention reservoir in Maleszów on Mała Śleza river with the total volume of 5,60 mln m³. The length of designed dam will amount to 338 m with the maximum height of H=11,11 m.

The geotechnical documentation, made for drawing up the conception of the dam, shows that the top layer of the ground up to about 3,0 m depth is made of loess alike heavy loam in soft state ($I_L = 0,40$), which overlay heavy loam in firm state ($I_L = 0,17$). Based on these findings authors of the geotechnical documentation have come to the conclusion that founding of the dam on the Quaternary loess alike deposits is not recommended.

From the research presented in the geotechnical documentation worked out by the authors of this paper, it appears that Holocene loamy aggradate mud containing organic mater ($I_{om} = 5\div 10\%$) are deposited on the bottom of the valley. Maximum thickness of these deposits is 9,0 meters. The calculation of dam stability with the Fellenius and Bishop's method have been made using author's computer program. The results of slope stability and deformation calculations indicate that the dam foundation is possible in the designed cross section of Mała Śleza.

To keep consolidation of the foundation ground, the dam embankment should be constructed in two phases in minimum two years period and the vertical drainage should be made in aggradate mud foundation in the form of sand piles.

Key words: earth dam, weak ground, stability and dam settlement

WSTĘP

W „Programie małej retencji wodnej w województwie dolnośląskim” przewidziano m.in. budowę zbiornika retencyjnego w Maleszowie na Małej Ślezie o pojemności całkowitej 5,60 mln m³ i pojemności użytkowej 2,30 mln m³. Realizując zadanie programu, Dolnośląski Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych we Wrocławiu (DZMiUW) zlecił opracowanie koncepcji rozwiązań projektowych zbiornika. W podstawowym wariantcie koncepcji, zbiornika ze stałym piętrzeniem, przewidziano wykonanie zapory ziemnej długości 338 m i wysokości maksymalnej H = 11,11 m. Dla koncepcji projektowej sporządzona została dokumentacja geotechniczna [Supel J., Supel M. 2009]. Według danych zawartych w dokumentacji górne warstwy podłoża do głębokości około 3,0 m budują holocenijskie, lessopodobne gliny pylaste zwięzłe w stanie plastycznym ($I_L = 0,40$). Głębiej występują gliny pylaste w stanie twaroplastycznym ($I_L = 0,17$). Lokalnie w obrębie glin pylastych występują soczewki namulów gliniastych w stanie miękoplastycznym miąższości do 2,0 m. Na podstawie tych ustaleń autorzy dokumentacji geotechnicznej sformułowali wniosek, w którym nie zalecają posadowienia zapory na czwartorzędowych osadach lessopodobnych. Wyrazili pogląd, że w „okresie spiętrzenia wody gliny pylaste będą ulegały gwałtownemu uplastycznieniu, co może powodować osiadanie korpusu przyszej zapory”.

W koreferacie do koncepcji projektowej A. Drabiński [2009] wyraził opinię, że „ocena gwałtownego uplastycznienia gruntów jest zbyt katastroficzna i nieudokumentowana”. Zdaniem A. Drabińskiego ostateczną decyzję o warunkach posadowienia zapory należy podjąć po dokładniejszych badaniach geologiczno-inżynierskich i wykonaniu niezbędnego programu badań laboratoryjnych. Odpowiedni program badań opracowany został przez J. Kowalskiego [2009], a badania i dokumentację geologiczno-inżynierską zrealizowała firma Ramboll Polska.

Celem analiz przedstawionych w artykule jest ocena, na podstawie rozpoznania podłoża gruntowego, możliwości posadowienia zapory ziemnej na podłożu namulów w stanie plastycznym.

W artykule przedstawiono:

- charakterystykę budowy geologicznej i warunki geologiczno-inżynierskie podłoża zapory oraz wyniki badań, na podstawie których odrzucono hipotezę o możliwości gwałtownego uplastycznienia glin pylastych,
- bliczenia stateczności korpusu zapory i podłoża gruntowego,
- obliczenia odkształceń podłoża i osiadania zapory,
- zalecenia dotyczące realizacji budowy nasypu zapory.

WARUNKI GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKIE PODŁOŻA GRUNTOWEGO ZAPORY ZBIORNIKA

Z badań wykonanych przez firmę Ramboll Polska 2009 wynika, że o możliwości i sposobie posadowienia zapory decydują holoceni namuły gliniaste z częściami organicznymi $I_{om} = 5\div 10\%$, miąższości do 9,0 m, zalegające w środkowej części podłoża zapory (rys. 1). Namuły osadzone zostały w szerokiej pradolinie Małej Ślęzy, wyerodowanej w plejstoceni osadach morenowych glin pylastych. Osady plejstoceni zalegają od powierzchni na zboczach doliny. Pod utworami holocenu i plejstocenu występują jeziorne osady trzeciorzędowe, wykształcone głównie jako gliny pylaste z przewarstwieniami pyłów. Pod osadami trzeciorzędowymi występują zwietrzliny gliniaste z otoczkami skał miejscowych.

Wśród namulów wyróżniono dwie warstwy geotechniczne Qh1 i Qh2 w stanie plastycznym o stopniu plastyczności odpowiednio $I_L = 0,50$ i $0,35$. Namuły klasyfikują się generalnie, jako gliny pylaste, w których frakcja ilowa stanowi średnio około 15%, a pyłowa 60÷75%. Ze względu na spoistość zaliczają się do gruntów średnio spoistych ($I_p \approx 14\%$). Zalegające na zboczach plejstoceni morenowe gliny pylaste, pyły i gliny zwięzłe znajdują się w stanie plastycznym ($I_L = 0,30$) do twaroplastycznego ($I_L = 0,05$). Utwory trzeciorzędowe znajdują się w stanie plastycznym ($I_L = 0,40$) i twaroplastycznym ($I_L = 0,10$).

W związku z tezą o „gwałtownym uplastycznieniu glin pylastych” dla jej zweryfikowania wykonano trzy rodzaje badań laboratoryjnych:

1) zmiany wilgotności gruntu pod wpływem obciążenia przy dostępie wody $w = f(\sigma)$,

2) wytrzymałości gruntu na ścinanie w aparacie bezpośredniego ścinania w warunkach z dostępem wody,

3) badania ciśnienia pęcznienia P_c .

We wszystkich badanych próbkach stwierdzono istotne zmniejszenie wilgotności gruntu pod wpływem obciążenia, odpowiadającego ciężarowi gruntów zapory, o 2 do 16% w stosunku do wilgotności początkowej badania. Przykładowo wilgotność próbki namułu gliniastego o wilgotności początkowej $w_o = 28,7\%$ i stopniu plastyczności $I_L = 0,48$, po obciążeniu $\sigma = 200$ kPa zmniejszyła się do $w_k = 21,9\%$, dla której $I_L < 0$ (stan półzwarty).

Kąty tarcia wewnętrzznego i spójność wyznaczone w aparacie bezpośredniego ścinania z dostępem wody zawierały się w przedziałach $18,2^\circ \leq \Phi \leq 23,4^\circ$; $11,1 \leq c \leq 15,3$ kPa i nie różniły się od wartości wyznaczonych dla próbek bez dostępu wody.

Z 5 próbek, dla których określono ciśnienie pęcznienia P_c , tylko w jednym przypadku P_c było większe od zera ($P_c = 12,5$ kPa). Niewielkie ciśnienie pęcznienia jest równoważone warstwą gruntu miąższości zaledwie 0,50 m.

Z badań wynika, że nie ma podstaw do twierdzenia, iż gliny pylaste zalegające w podłożu zapory wskutek spiętrzenia wody w zbiorniku mogą ulec „gwałtownemu uplastycznieniu”. Wynika stąd, że jedynie w przypadku, gdyby przekroczony został stan graniczny w podłożu posadowienie zapory nie mogłoby być zrealizowane. Osiągnięcie stanu granicznego związane byłoby z wypieraniem gruntów podłoża wzdłuż powierzchni poślizgu, na której w każdym jej punkcie występują naprężenia styczne równe wytrzymałości gruntu na ścinanie.

STATECZNOŚĆ I ODKSZTAŁCENIA PROJEKTOWANEJ ZAPORY

Ze względu na charakter zbiornika oraz stan podłoża sprawdzenie stateczności zapory obejmuje:

- wyznaczenie potencjalnie najniekorzystniejszej powierzchni poślizgu skarpy i sprawdzenie granicznego stanu naprężeń na jej powierzchni,
- obliczenie osiadań zapory.

STATECZNOŚĆ SKARPY ZAPORY

Obliczenia stateczności wykonano z wykorzystaniem autorskiego programu A. Balawejdera o nazwie: „Stateczność Zboczy Metodą Felleniusa i Metodą Bishopa (SZMFIMB). Parametry fizyczne i wytrzymałościowe gruntów podłoża przyjęto zgodnie z danymi określonymi w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (Ramboll Polska 2009). Parametry warstw geotechnicznych pod-

łoża, zaznaczonych na przekroju geologiczno-inżynierskim (rys. 1), przyjętych w obliczeniach podano w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry fizyczne i wytrzymałościowe gruntów podłoża zapory
Table 1. Physical and strength properties of dam foundation ground

Oznaczenie warstwy gruntu	γ_o [kN/m ³]	γ_{sr} [kN/m ³]	Parametry całkowite		Parametry efektywne 1		Parametry efektywne 2	
			Φ_u [°]	c_u [kPa]	Φ' [°]	c' [kPa]	Φ' [°]	c' [kPa]
Zapora	20,0	22,03	30,0	10,0	30,0	10,0	30,0	10,0
Qh3	19,5	19,10	13,5	12,0	13,5	12,0	13,5	12,0
Qh1	15,0	16,18	14,0	11,0	29,1	12,4	22,8	12,4
Qh2	18,0	18,26	17,0	14,0	28,5	12,4	26,8	12,4
T1	20,5	20,01	12,5	13,0	27,5	4,9	27,5	4,9
T2	21,0	20,80	15,0	18,0	35,0	10,0	35,0	10,0
Z2	21,0	20,92	18,0	31,0	35,0	10,0	35,0	10,0
I	20,0	20,02	33,0	0,0	33,0	0,0	33,0	0,0

Efektywne parametry wytrzymałościowe wyznaczone zostały w aparacie trójosiowego ściskania na próbkach NNS metodą CD (z konsolidacją i drenażem w czasie ścinania). Ze względu na wyznaczenie efektywnych wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności jedynie dla 2 próbek każdej z warstw namulów Qh1 i Qh2 obliczenia wykonano z zastosowaniem każdej z wyznaczonych wartości Φ i c' . Sprawdzenie stateczności zapory ziemnej wykonano zgodnie z przepisami ujętymi w § 39 „Rozporządzenia Ministra Środowiska w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie” [2007].

WYNIKI OBLICZEŃ STATECZNOŚCI SKARP

Warunki stateczności zapory sprawdzono dla dwóch przypadków obliczeniowych:

1. bez uwzględnienia drenażu, przyjmując w obliczeniach naprężenia całkowite i parametry Φ_u i c_u , wyznaczone w warunkach bez drenażu. Stan graniczny w tym przypadku określony jest wzorem:

$$\tau_f = \sigma_u \cdot \operatorname{tg}\Phi_u + c_u,$$

2. z uwzględnieniem drenażu podłoża, wprowadzając do obliczeń ciśnienie wody w porach i efektywne parametry wytrzymałościowe. Wytrzymałość na ścinanie wzdłuż powierzchni poślizgu w tym przypadku wynosi:

$$\tau_f = \sigma' \cdot \operatorname{tg}\Phi' + c'.$$

Wartości naprężeń efektywnych, normalne do powierzchni poślizgu obliczono zgodnie z zasadami podanymi przez W. Wolskiego [1973]:

$$\sigma' = \sigma_u - U_o,$$

$$\sigma' = \sigma_u - u \cdot b \cdot \cos \alpha,$$

gdzie:

- σ_u – naprężenia całkowite,
- u – ciśnienie wody w porach,
- b – szerokość pasa podziału bryły poślizgu,
- α – kąt nachylenia stycznej do powierzchni poślizgu.

Opór graniczny podłoża gruntowego Q_f wyznaczono przy założeniu najniekorzystniejszego położenia powierzchni poślizgu. W obydwu przypadkach wyznaczono powierzchnie potencjalnego poślizgu dla 3 wariantów:

- 1) przy maksymalnym poziomie piętrzenia MaxPP, bez uszczelnionej skarpy odwodnej,
- 2) przy piętrzeniu maksymalnym, z uszczelnioną skarpią,
- 3) bez piętrzenia (zbiornik suchy).

W każdym wariancie powierzchnie potencjalnego poślizgu wyznaczono metodą Felleniusa (szwedzką) i metodą Bishopa. Powierzchnie poślizgu o najmniejszym współczynniku stateczności dla przypadku 1 przedstawiono na rysunku 2, dla przypadku 2 na rysunkach 3 i 4. Współczynniki pewności γ_p , obliczone jako stosunek sił stabilizujących E_{stab} do sił destabilizujących E_{dest} :

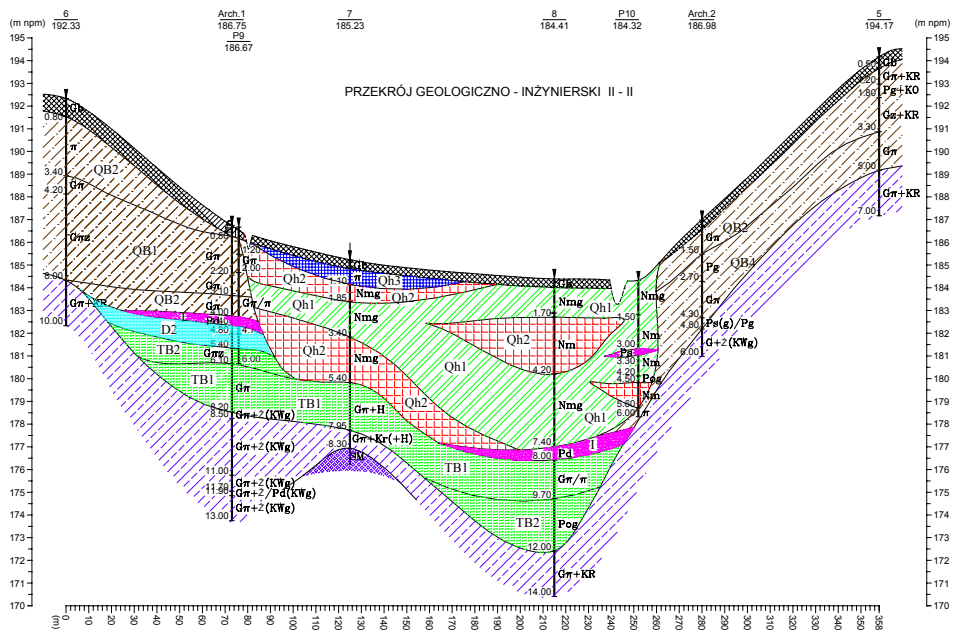
$$\gamma_p = E_{stab} / E_{dest}$$

podano w tabeli 2.

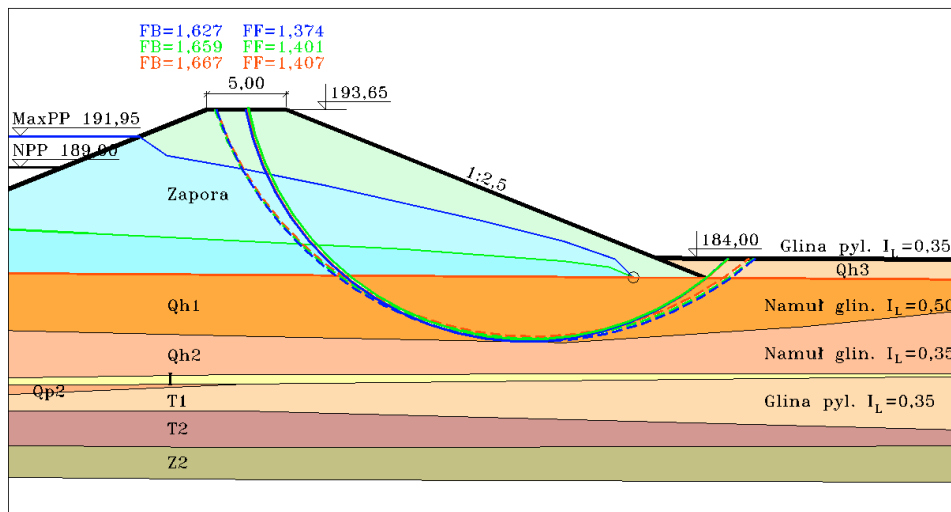
Tabela 2. Zestawienie wartości współczynników pewności, $\gamma_p = F$ dla analizowanych przypadków i wariantów

Table 2. List of factor of safety values $\gamma_p = F$ for analysed cases and variants

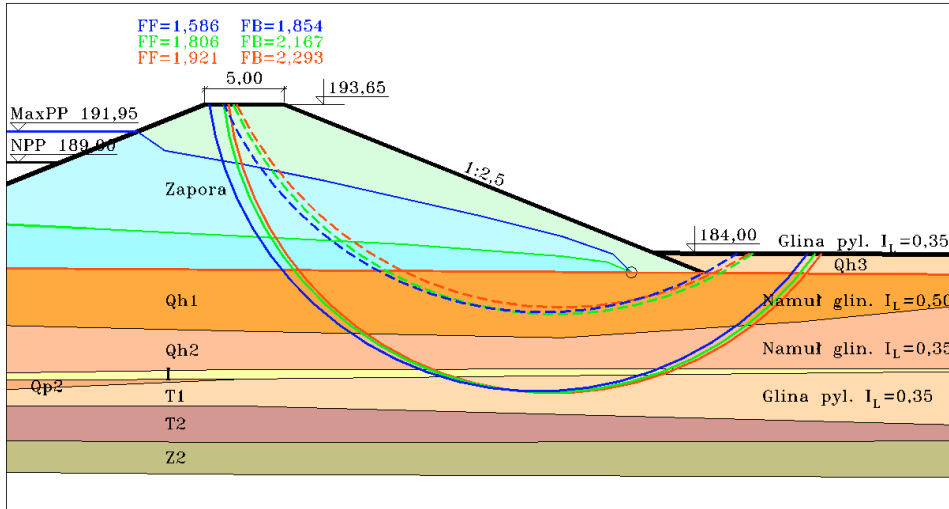
Przypadek	Wariant	Współczynniki pewności γ_p		
		Metodą Felleniusa FF	Metodą Bishopa FB	FB/FF
Wartości całkowite Φ_u, c_u	bez uszczelnienia	1,374	1,627	1,1841
	z uszczelnioną skarpią	1,401	1,659	1,1841
	bez piętrzenia	1,407	1,667	1,1848
Wartości efektywne Φ', c' (parametry 1)	bez uszczelnienia	1,586	1,854	1,1690
	z uszczelnioną skarpią	1,806	2,167	1,1999
	bez piętrzenia	1,921	2,293	1,1936
Wartości efektywne Φ', c' (parametry 2)	bez uszczelnienia	1,386	1,595	1,1508
	z uszczelnioną skarpią	1,585	1,866	1,1773
	bez piętrzenia	1,679	1,977	1,1775



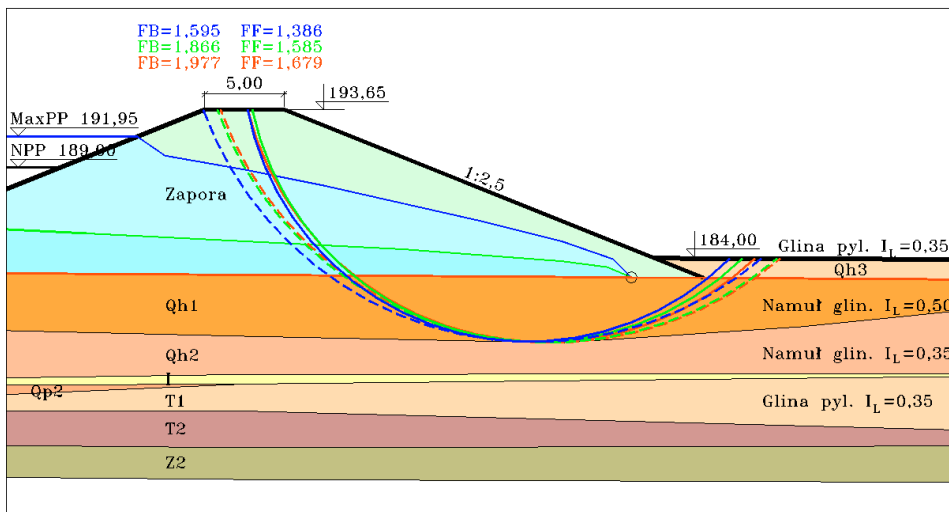
Rysunek 1. Przekrój geologiczno-inżynierski doliny Małej Ślezy
 Figure 1. Engineering geologic cross-sections of Mała Śleza valley



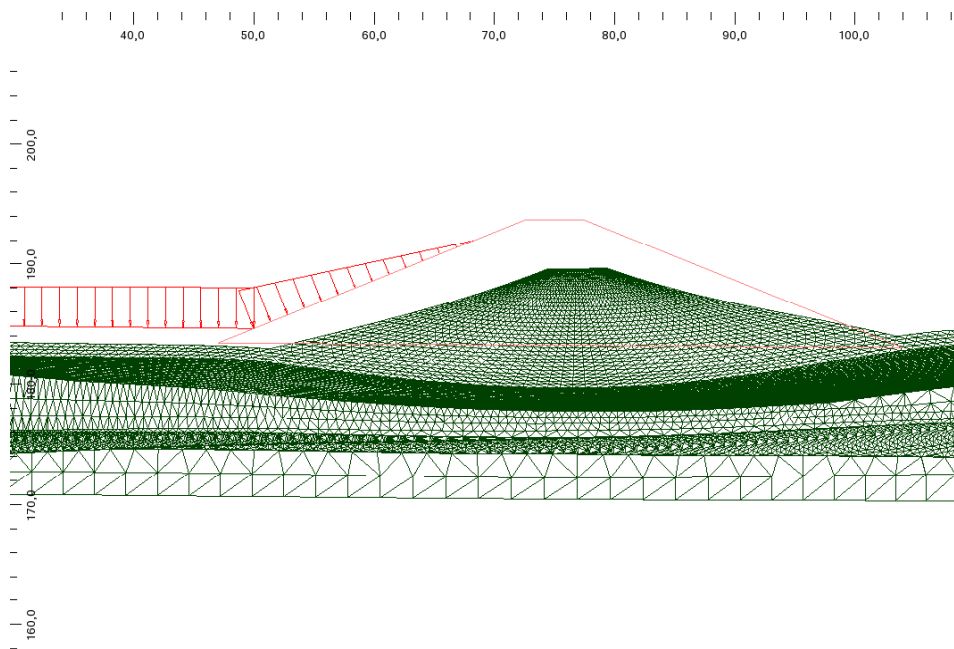
Rysunek 2. Wyniki obliczeń stateczności skarpy – parametry całkowite
 Figure 2. Results of slope stability calculations – absolute parameters



Rysunek 3. Wyniki obliczeń stateczności skarpy – parametry efektywne 1
Figure 3. Results of slope stability calculations – effective parameters 1



Rysunek 4. Wyniki obliczeń stateczności skarpy – parametry efektywne 2
Figure 4. Results of slope stability calculations – effective parameters 2



Rysunek 5. Deformacja korpusu zapory i podłoża pod wpływem obciążenia ciężarem własnym zapory i parciem wody
Figure 5. Deformation of dam body and foundation under the load of dam own weight and water pressure

Z obliczeń wynika, że we wszystkich przypadkach wartości współczynnika pewności przekraczają wartości normatywne określone w rozporządzeniu Ministra Środowiska [2007]. W szczególności dla podstawowego układu obciążeń współczynniki pewności:

- obliczone metodą Bishopa $\gamma_p = FB > 1,5$,
- obliczone metodą Felleniusa $\gamma_p = FF > 1,3$.

ODKSZTAŁCENIA KORPUSU ZAPORY I PODŁOŻA

Odkształcenia pionowe (osiadania) i przesunięcia poziome obliczono przy użyciu systemu komputerowego ROBOT Millenium wersja 21.0. System oparty jest na metodzie elementów skończonych. Adaptacja systemu do ośrodków gruntowych, wykazujących cechy nieliniowe zależności przemieszczeń od obciążeń, nie pozwala na ujęcie w obliczeniach wpływu zmienności obciążenia, wynikającego z historii wznoszenia zapory oraz czasu napełnienia zbiornika. Obliczenia deformacji nie obejmują również wpływu zmienności cech mechanicznych ośrodka gruntowego pod wpływem narastających obciążeń.

Parametry przyjęte do obliczeń odkształceń podano w tabeli 3.

Tabela 3. Parametry geotechniczne gruntów przyjęte do obliczenia deformacji zapory i podłoża**Table 3.** Geotechnical properties of ground used for calculation of dam and foundation deformation

Oznaczenie warstwy geotechnicznej	Rodzaj gruntu	Ciężar objętościowy γ_0 [kN/m ³]	Moduł odkształcenia pierwotnego E_0 [MPa]	Współczynnik Poissona ν [-]	Moduł sprężystości poprzecznej G_0 [MPa]
Zapora	Glina piaszczysta G_p	20,0	28,3	0,29	10,97
Qh3	Glina pylasta $G_{\pi H}$	19,5	7,8	0,32	2,95
Qh1	Namuł N_m	15,0	3,9	0,37	1,42
Qh2	Namuł glin. N_{mg}	18,0	6,2	0,37	2,26
Qp2	Glina piaszczysta z otoczkami G_p+KO	21,0	24,0	0,29	9,30
T1	Glina pylasta/pył $G_{\pi/\pi}$	20,5	14,0	0,32	5,30
T2	Pospółka gliniasta P_{og}	21,0	20,5	0,32	7,76
Z2	Zwietrzelnina glina pylasta+ rumosz $G_{\pi+KR}$	21,0	25,6	0,32	9,70
I	Piasek drobny	20,0	65,0	0,30	25,00

Wyniki obliczeń odkształceń pionowych przedstawiono na rysunku 5. Podstawowe wyniki obliczeń odkształceń zawiera tabela 4.

Tabela 4. Maksymalne odkształcenia zapory**Table 4.** Maximum dam deformation

Obciążenie	Osiadanie zapory [cm]	Przedział zmienności przemieszczeń poziomych [cm]	
Ciężar własny, bez wody	24,5	-7,5	8,2
Ciężar własny + parcie wody	24,0	0,0	17,7

Przemieszczenie poziome ze znakiem minus oznacza przesunięcie w kierunku zbiornika.

Wyliczone odkształcenie pionowe (osiadanie) wartości około 25 cm uznać należy, uwzględniając warunki podłoża, za stosunkowo niewielkie. Można przyjąć, że co najmniej 1/3 osiadania zachodzić będzie w czasie budowy zapory. Z obliczeń wynika również, że poniżej zapory wystąpi wypiętrzenie terenu do około 2,0 cm. Elementy sztywne na zaporze (betonowe) należałoby wykonać po okresie większych odkształceń.

WNIOSKI

1. Z przeprowadzonych analiz wynika, że ze względu na właściwości nośność podłoża nie ma przeciwwskazań do posadowienia zapory zbiornika Maleszów na podłożu namulów gliniastych i glinach pylastych znajdujących się w stanie plastycznym.

2. Z sondowań namulów sondą krzyżakową SLVT wynika, że na głębokościach 2–4 m liczba uderzeń na 10 cm wpędu sondy wynosi $N_{10} = 10$ do 20 co klasyfikuje je do twaroplastycznych, a poniżej 4,0 m przekracza 20 uderzeń, co odpowiada stanowi półzwartemu. Badania sondowań wskazują, że namuły znajdują się w stanie lepszym niż wynikałoby to z określenia stopnia plastyczności na podstawie badań laboratoryjnych.

3. Obliczenia stateczności skarp wykonanych metodami Felleniusa i Bishopa wskazują, że zapora posadowiona na podłożu namulów spełnia warunki bezpieczeństwa określone w rozporządzeniu Ministra Środowiska [2007].

4. Ze względu na stosunkowo znaczne obliczone osiadania zapory ($s \approx 25$ cm) wskazane jest wykonanie nasypu w dwóch etapach, w okresie co najmniej dwuletnim. Wykonanie nasypu etapami pozwoli na częściową konsolidację gruntów podłoża.

5. W celu przyspieszenia konsolidacji gruntów podłoża wskazane jest wykonanie drenów pionowych (piaskowych) w warstwach namulów, a pod korpusem zapory wymiany namulów do głębokości co najmniej 1,0 m, zastępując je dobrze przepuszczalną warstwą piaskowo-żwirową.

6. Ze względu na słabonośne namuły zalegające w podłożu zapory wskazane jest monitorowanie odkształceń podłoża od chwili rozpoczęcia budowy. W tym celu w osi zapory należałoby założyć, w kilku punktach, repery wgłębne.

BIBLIOGRAFIA

- Drabiński A. *Koreferat do opracowanej przez firmę Water Service Sp. z o.o. koncepcji rozwiązań projektowych dla zadania inwestycyjnego „Maleszów – budowa zbiornika retencyjnego Gm. Kondratowice, Wrocław 2009, maszynopis.*
- Kowalski J. *Opinia w sprawie szczegółowego zakresu badań geologiczno-inżynierskich do określenia warunków posadowienia zapory ziemnej zbiornika wodnego MALESZÓW. Wrocław 2009, maszynopis.*
- Kowalski M., Różański P. *Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla zbadania podłoża gruntowego celem rozstrzygnięcia możliwości budowy zbiornika retencyjnego na rzece Mała Ślęza w km 28+127, w ramach zadania inwestycyjnego „Maleszów – budowa zbiornika retencyjnego. Gm. Kondratowice. Ramboll Polska Sp. z o. o. Biuro Technologii Ochrony Środowiska, Kraków 2009, maszynopis.*
- Supel J., Supel M. *Dokumentacja geotechniczna dla potrzeb koncepcji projektowej budowy zbiornika retencyjnego Maleszów. Wrocław 2009, maszynopis.*
- Szymański Z., Bobrowski P., Trybuś P. *Koncepcja rozwiązań projektowych dla zadania inwestycyjnego „Maleszów – budowa zbiornika retencyjnego, gmina Kondratowice”. Water Service, Wrocław 2009, maszynopis.*

Adam Balawejder, Jerzy Kowalski

Wolski W. *Zapory Ziemne*. Arkady, Warszawa 1973, s. 250.

Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20.04.2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie. Dz.U. Nr 86, poz. 579.

Dr inż. Adam Balawejder
Instytut Budownictwa
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu
Pl. Grunwaldzki 24
50-363 Wrocław
adam.balawejder@up.wroc.pl

Prof. dr hab. inż. Jerzy Kowalski
Instytut Inżynierii Środowiska
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu
Pl. Grunwaldzki 24
50-363 Wrocław
jerzy.kowalski@up.wroc.pl

Recenzent: *Prof. dr hab. inż. Tadeusz Bednarczyk*