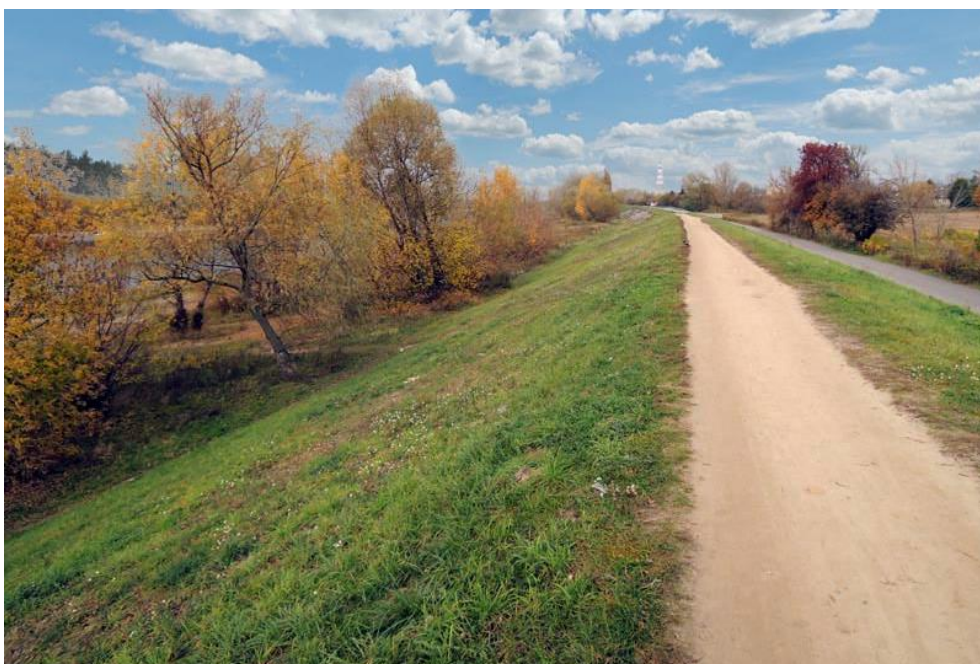




# PORADNIK PROJEKTANTA

## MODERNIZACJA WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH



*CETCO, Zielona Góra  
ul. Wojska Polskiego 37  
Tel. 68 453 91 31*

*CETCO Poland, Szczytno  
Korpele 13A – strefa  
Tel. 89 624 73 00*

*geoinzynieria@cetco.pl  
www.cetco.pl*



**MODERNIZACJA WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH**

<b>Część 1 – Informacje wstępne .....</b>	<b>4</b>
1.1 Stan ochrony przeciwpowodziowej w Polsce.....	4
1.2 Ocena stanu technicznego i bezpieczeństwa budowli .....	4
1.3 Przyczyny najczęściej występujących awarii.....	6
<b>Część 2 – Podstawowe wymagania projektowe .....</b>	<b>6</b>
2.1 Ustalenie wysokości i przekroju.....	6
2.2 Konstrukcja korpusu wału.....	9
2.3 Obliczenia filtracyjne .....	10
2.4 Ocena stateczności.....	10
2.6 Analiza osiadań.....	11
<b>Część 3 – Przykładowe rozwiązania .....</b>	<b>11</b>
3.1 Izolacja wału .....	11
3.1.1 Izolacja skarpy odwodnej.....	12
3.1.1.1 Uszczelnienie skarpy odwodnej.....	12
3.1.1.2 Uszczelnienie skarpy odwodnej z pionową przegrodą przeciwnfiltracyjną .....	13
3.1.1.3 Uszczelnienie skarpy odwodnej i podłoża .....	14
3.1.2 Uszczelnienia w korpusie wału .....	14
3.1.2.1 Rdzeń z zawiesziny twardej.....	14
3.1.2.2 Pionowa przegroda z maty bentonitowej .....	15
3.2 Zmiana geometrii wału.....	17
3.2.1 Podwyższenie wału.....	17
3.2.2 Budowa ławki przywałowej z drogą powodziową .....	18
3.3 Odbudowa wału przeciwpowodziowego .....	19
3.4 Zabezpieczenia przeciwoerozyjne z obsiewem skarp .....	19
3.4.1 Umocnienie skarpy o łagodnym nachyleniu.....	20
3.4.2 Umocnienie stromych skarp .....	21
3.4.3 Zabezpieczenie przez zwierzętami .....	22
3.4.4 Hydroobsiew z zastosowaniem komunalnych osadów ściekowych .....	22

<b>Część 4 – Materiały .....</b>	<b>23</b>
4.1 Warstwa izolacyjna .....	23
4.2 Zbrojenie geotekstylne .....	25
4.3 Warstwa separacyjna .....	25
4.4 Geokompozyt drenażowy .....	26
4.6 Geokompozyt przeciwoerozyjny .....	29
<b>Część 5 - Przykłady obliczeniowe .....</b>	<b>31</b>
5.1 Obliczenie filtracji przez wał uszczelniony matą bentonitową .....	31
5.2 Ocena stateczności ogólnej wału .....	32
5.2 Stateczność warstwy okrywającej .....	37

# Część 1 – Informacje wstępne

## 1.1 Stan ochrony przeciwpowodziowej w Polsce

Główną przyczyną powodzi występujących w Polsce są obfite opady deszczu. Wezbrania powodziowe mogą być wywołane również roztopami lub podpiętrzeniem wody przez lód, śryż, wiatr lub inne przeszkody. Przeciwdziałaniu skutkom powodzi służą środki administracyjne, ekonomiczne oraz techniczne. Środki techniczne to przede wszystkim monitorowanie, sygnalizacja i prognozowanie wezbrań oraz budownictwo wodne. W ramach budownictwa wodnego rozróżnia się ochronę przeciwpowodziową czynną i bierną. Ochrona czynna polega głównie na przechwytywaniu fali wezbraniowej za pomocą zbiorników. Ochrona bierna polega na zabezpieczeniu terenów zalewowych przed skutkami powodzi i jest realizowana głównie poprzez regulację koryta rzeki oraz budowę wałów przeciwpowodziowych.

Całkowita długość obwałowań w Polsce wynosi 8500 km. Obiekty te chronią obszary o powierzchni ponad 1,0 mln ha [10]. Według danych NIK [11], na rok 2011, 41% obwałowań wymaga naprawy bądź odbudowy. Konieczność odbudowy wałów powstaje na ogół w efekcie przejścia fali wezbraniowej. Konieczność modernizacji wynika często ze zmian oczekiwań i warunków technicznych stawianych obiektom gospodarki wodnej. Problem ten dotyczy najliczniejszej grupy wałów wybudowanych w latach 30 i 40. Poważny problem stanowi także mniej liczna grupa (9%) wałów zbudowanych ponad 100 lat temu.

W powodzi z 2010 r. bardzo często dochodziło do przerwania wałów. Woda zalała ok. 554 tys. ha terenów w 2157 miejscowościach. Podczas „powodzi tysiąclecia” w 1997 roku zginęły 54 osoby, uszkodzeniu lub zniszczeniu uległo ok. 72 tys. budynków, 14 tys. km dróg, 4 tys. mostów, 3 mln ha gruntów ornych. Według prognoz IMGW powodzie o charakterze katastrofalnym będą występować coraz częściej. W tej sytuacji problem ochrony przeciwpowodziowej nabiera szczególnej wagi.

## 1.2 Ocena stanu technicznego i bezpieczeństwa budowli

Wały przeciwpowodziowe są zaliczane do obiektów budowlanych i zgodnie z art. 62 ust.1 Prawa budowlanego, powinny być poddawane kontroli przez właściciela lub zarządcę, w tym:

- ▶ Okresowej kontroli podlegającej na sprawdzeniu stanu technicznego co najmniej raz w roku (przeгляд wiosenny), a wskazane jest wykonanie także drugiej kontroli (przeгляд jesienny). Kontrola ta polega na ocenie elementów na podstawie wizji lokalnej, bez wykonywania specjalistycznych badań.
- ▶ Okresowej kontroli, co najmniej raz na 5 lat, podlegającej na sprawdzeniu stanu technicznego i przydatności do użytkowania obiektu budowlanego. Kontrola ta rozszerza zakres kontroli corocznej o specjalistyczne badania oraz pomiary geodezyjne.
- ▶ Po zaistnieniu zjawisk nadzwyczajnych (zwane kontrolami doraźnymi):
  - a) W okresie przepływu wielkich wód przekraczających stan alarmowy lub ostrzegawczy albo po nim, jeśli woda doszła do korpusu wału, obejmując nimi odcinki obwałowań, na których stwierdzono występowanie zagrożeń lub uszkodzeń wału (wzmószona filtracja, uszkodzenie lub odkształcenie korpusu wału) albo uszkodzenie budowli towarzyszących
  - b) W przypadku stwierdzenia uszkodzeń wału lub budowli towarzyszących wynikających z innych przyczyn niż przepływ wielkich wód

Podstawowymi celami kontroli okresowych są:

- ▶ Sprawdzenie stanu technicznego poszczególnych elementów wału przeciwpowodziowego
- ▶ Inwentaryzacja ewentualnych uszkodzeń korpusu wału, podłoża oraz budowli towarzyszących
- ▶ Przyporządkowanie kontrolowanego odcinka wału do odpowiedniej kategorii stanu technicznego i bezpieczeństwa
- ▶ Ustalenie potrzeb w zakresie badań uzupełniających (specjalistycznych)

- ▶ Sprawdzenie wykonania zaleceń poprzednich kontroli
- ▶ Oraz przede wszystkim - Ustalenie zakresu i terminu koniecznych robót (konserwacyjnych, remontowych, modernizacyjnych)

Podstawowymi celami kontroli doraźnych są:

- ▶ Inwentaryzacja ewentualnych uszkodzeń korpusu wału oraz budowli towarzyszących
- ▶ Ustalenie zakresu i terminu koniecznych robót naprawczych
- ▶ Ustalenie potrzeb w zakresie badań uzupełniających (specjalistycznych)
- ▶ Przyporządkowanie kontrolowanego odcinka wału do odpowiedniej kategorii stanu technicznego i bezpieczeństwa

Wynikiem kontroli jest przyporządkowanie wału do jednej z trzech kategorii stanu bezpieczeństwa.

- ▶ stan zagrażający bezpieczeństwu
- ▶ stan mogący zagrażać bezpieczeństwu
- ▶ stan techniczny dobry, niezagrażający bezpieczeństwu

Tabela 1. Kategoria stanu bezpieczeństwa w zależności od oceny poszczególnych elementów obwałowania [7]

Element obwałowania	Stan zagrażający bezpieczeństwu	Stan mogący zagrażać bezpieczeństwu	Stan techniczny dobry, niezagrażający bezpieczeństwu
Korpus wału	<b>Wymiary</b>		
	- niespełniające wymogów - zbyt mała wysokość	- niespełniające wymogów pod względem dopuszczalnych odchyleń, - wysokość wystarczająca	- regularne, spełniające wymogi
	<b>Zgęszczenie gruntu</b>		
	- znacznie mniejsze od dopuszczalnego	- mniejsze od dopuszczalnego	- odpowiadające wymogom
	<b>Zjawiska filtracyjne w trakcie piętrzenia wody</b>		
	- sufozja - przebicie hydrauliczne	- przecieki	- brak lub w postaci bardzo małych przecieków
	<b>Uszkodzenia korpusu</b>		
	- znaczne - siedliska zwierząt drążących nory w tym bobrów - dziko rosnąca roślinność drzewiasta i krzewiasta - w obrębie samego korpusu jak też na terenie bezpośrednio przyległym do wału (w odległości do 3 m od stopy) - występowanie w korpusie piwnic, bunkrów i innych budowli tego typu	- lokalne - siedliska zwierząt drążących nory, z wyjątkiem bobrów - niezadowolający stan ubezpieczeń biologicznych na skarpach i koronie (staby porost traw, występowanie miejsc nieporośniętych) - dziko rosnąca roślinność krzewiasta w obrębie samego korpusu, jak też na terenie bezpośrednio przyległym do wału - przejście przez korpus rurociągów (wodociągowych, kanalizacyjnych, gazowych i innych) i kabli w poprzek do trasy wału	- brak
	<b>Stateczność</b>		
	- współczynniki pewności niższe od wymaganych	- współczynniki pewności równe wymaganiom	- współczynniki pewności wyższe od wymaganych
<b>Osiadanie</b>			
- znaczne - nierównomierne	- nierównomierne	- niewielkie - równomierne	
Podłoże wału	<b>Zjawiska filtracyjne</b>		
	- sufozja - przebicia hydrauliczne	- przecieki	- brak
Budowle towarzyszące	- znaczne uszkodzenia budowli - brak dróg powodziowych i dojazdowych	- niewielkie uszkodzenia budowli - brak dróg powodziowych	- dobry stan budowli - wykonane drogi dojazdowe i powodziowe

Element obwałowania	Stan zagrażający bezpieczeństwu	Stan mogący zagrażać bezpieczeństwu	Stan techniczny dobry, niezagrażający bezpieczeństwu
Międzywałę i obszar chroniony	- występowanie wielu czynników powodujących zagrożenie bezpieczeństwa - stan koryta rzeki i ukształtowanie linii brzegowej wskazują na potencjalne zagrożenie dla wału	- występowanie pojedynczych czynników powodujących zagrożenie bezpieczeństwa	- brak czynników powodujących zagrożenie bezpieczeństwa

## 1.3 Przyczyny najczęściej występujących awarii

Przelanie się wody nad koroną wału jest spowodowane niedostatecznym wzniesieniem korony ponad zwierciadło wody. Główną przyczyną jest wystąpienie przepływu większego od tego, na który wał został zaprojektowany. Przyczyną występowania przepływów większych od spodziewanych może z kolei być wzrost opadów oraz zmniejszenie się retencyjności zlewni w skutek rosnącej urbanizacji.

Zalanie terenu zawala może wystąpić nie tylko w efekcie przelania się wody nad korpusem wału, ale również na skutek przesiąków. Zjawisko to może zaistnieć jeśli w korpusie lub podłożu lub korpusie wału wystąpią uprzywilejowane drogi filtracji. W korpusie wału są to najczęściej nieodpowiednio zabezpieczone budowle i urządzenia (przepusty, śluzy, przewody cieczy i gazów, przewody energetyczne), niewystarczająco zagęszczony korpus wału lub nory zwierząt. Przesiąki przez podłoże występują najczęściej w wałach posadowionych na starorzeczach lub na nieodpowiednio przygotowanym podłożu (nieusunięte karpiny, gałęzie, krzewy). Największe zagrożenie stanowią wały wybudowane ponad 100 lat temu, kiedy obowiązywały zupełnie inne zasady projektowania i budowania wałów. Wynikały one z ograniczeń technologicznych, a także z niewystarczającej wiedzy z zakresu mechaniki gruntów. Współczesne technologie i praktyki budowlane pozwalają na znaczne ograniczenie ryzyka wystąpienia przesiąków.

Innym zagrożeniem jest wystąpienie zjawiska sufozji lub przebicia hydraulicznego. Przyczyną występowania tych zjawisk jest zastosowanie gruntów podatnych na sufozję lub zmiana stosunków wodnych w korpusie wału, wywołana poprzez podniesienie się zwierciadła wody, a co za tym idzie zwiększenie prędkości filtracji.

Kolejną przyczyną przerwania wału może być utrata stateczności skarpy odwodnej wywołana erozją powierzchniową skarpy, odkształceniem korpusu, pęknięciami podłużnymi i poprzecznymi.

Podczas wezbrania powodziowego wały przeciwpowodziowe służą również jako drogi dla ciężkiego sprzętu, którym dowozi się worki z piaskiem i inny sprzęt ratowniczy. Dlatego bardzo ważne jest wykonanie odpowiednich dróg na koronie wału lub na ławce od strony odpowietrznej w taki sposób, aby konstrukcja wału i drogi nie ulegała osłabieniu podczas wysokich stanów wody.

## Część 2 – Podstawowe wymagania projektowe

### 2.1 Ustalenie wysokości i przekroju

#### Klasyfikacja ważności obiektu

Wały poddawane modernizacji, tak samo jak wały nowobudowane, muszą spełniać wymagania określone w Rozporządzeniu [6]. Podstawową do rozpoczęcia prac projektowych jest przypisanie do wału klasy ważności obiektu. Podczas klasyfikacji należy rozważyć wielkość obszaru chronionego przez budowlę (zgodnie z tabelą 2.) oraz wartość chronionych terenów. Przez obszar chroniony należy rozumieć obszar, który bez obwałowań uległby zatopieniu wodami o prawdopodobieństwie  $p = 1\%$ , czyli występującymi raz na 100 lat. Jeśli powódź mogłaby mieć katastrofalne skutki dla aglomeracji i zabytków oraz zakładów przemysłowych o podstawowym znaczeniu dla gospodarki, wał chroniący takie tereny musi zostać zaliczony do I, najwyższej klasy ważności, bez względu na

powierzchnię terenu chronionego. Gdy zniszczenie wału przeciwpowodziowego może zagrozić terenom zamieszkałym lub terenom intensywnych upraw rolnych ustaloną III i IV klasę należy podnieść o jeden stopień ważności.

Tabela 2. Ustalenie klasy ważności obiektu [6]

Budowle przeznaczone do ochrony przeciwpowodziowej				
Klasa ważności	I	II	III	IV
Obszar chroniony F [km <sup>2</sup> ]	F > 300	150 < F ≤ 300	10 < F ≤ 150	F ≤ 10

W projekcie modernizacji wału przeciwpowodziowego należy określić przepływy wody odpowiadające danemu prawdopodobieństwu. Jeżeli dostępna dokumentacja budowli nie określa wymaganych przepływów lub wielkość przepływu, określona na podstawie danych archiwalnych, może być nieaktualna, należy wyznaczyć poprawne wartości przepływów na podstawie krzywych prawdopodobieństwa [12]. W zależności od wymaganego prawdopodobieństwa, wielkość przepływu należy wyznaczać na podstawie krótszego lub dłuższego okresu obserwacyjnego, zgodnie z następującymi zaleceniami [13]:

- ▶ Dla  $p \geq 2\%$  - długość okresu  $N \geq 15$  lat
- ▶ Dla  $p \geq 1\%$  - długość okresu  $N \geq 25$  lat
- ▶ Dla  $p < 1\%$  - długość okresu  $N \geq 40$  lat

Znając wielkość przepływu stuletniego oraz rzędne najbliższego wodowskazu można wyznaczyć stan wody (rzędną zwierciadła) o prawdopodobieństwie wystąpienia  $p = 1\%$ . Na podstawie rzędnej zwierciadła wody można z kolei oszacować wielkość obszaru, który ulegnie zalaniu podczas wystąpienia wody stuletniej a w efekcie - klasę ważności budowli na podstawie wielkości obszaru chronionego.

Od klasy ważności obiektu uzależnia się:

- ▶ Wielkości przepływów obliczeniowych (tabela 3.)
- ▶ Wielkości współczynników przyjmowanych w obliczeniach statycznych (patrz 2.4)
- ▶ Bezpieczne wzniesienie korony korpusu wału nad określonym położeniem zwierciadła wody i poziomami wtaczania się fal (tabela 4.)
- ▶ Wyposażenie w urządzenia kontrolno – pomiarowe [6]
- ▶ Zakres wymaganych studiów przedprojektowych i projektowych, w tym badań modelowych [6]

### Ustalanie obliczeniowych stanów i przepływów wód

Zdolność przepustowa wału musi zapewniać bezpieczeństwo w czasie przejścia wezbrań obliczeniowych:

- ▶ Przepływu miarodajnego  $Q_m$
- ▶ Przepływu kontrolnego  $Q_k$
- ▶ Najwyższego obliczeniowego stanu wody  $H_m$

Przepływ miarodajny  $Q_m$  jest to przepływ, na który projektuje się budowle hydrotechniczne. Przepływ kontrolny  $Q_k$  jest to przepływ, na podstawie którego sprawdza się bezpieczeństwo budowli w wyjątkowym układzie obciążeń. Obydwa parametry ( $Q_m$  i  $Q_k$ ) wyznacza się na podstawie krzywej przepływów o określonym prawdopodobieństwie, wg metody opisanej przy klasyfikowaniu wałów. Z krzywej tej należy odczytać wartość przepływu o prawdopodobieństwie zależnym od klasy wału, przyjmowanym zgodnie z tabelą 3.

Tabela 3. Wielkości przepływów obliczeniowych w zależności od klasy budowli [6]

	Przepływ o prawdopodobieństwie pojawienia się p%				
	dla klasy I	dla klasy II	dla klasy III	dla klasy IV	klasa IV – wały chroniące wyłącznie użytki zielone
Przepływ miarodajny $Q_m$	0,5	1,0	2,0	3,0	10,0
Przepływ kontrolny $Q_k$	0,1	0,3	0,5	1,0	5,0

Najwyższy obliczeniowy stan wody  $H_m$  jest to najwyższy ze stanów obserwowanych lub wynikających z powstawania wyjątkowych stanów wody, takich jak zatory lodowe, cofki wiatrowe. Okres obserwacyjny powinien być taki sam jak okres przyjęty w analizie przepływów o określonym prawdopodobieństwie. W odróżnieniu od przepływów  $Q_m$  i  $Q_k$ , stan wody  $H_m$  musi zostać wyznaczony na podstawie danych hydrologicznych dla danego odcinka rzeki. W przypadku braku dostępnych danych stanu wody  $H_m$  nie podaje się.

### Bezpieczne wzniesienie korony ponad poziomy wód

Bezpieczne wzniesienie budowli musi być zachowane po uwzględnieniu osiadania i obniżenia budowli hydrotechnicznej wraz z podłożem oraz obniżenia korony spowodowanego ruchem kołowym i drganiami. Wielkość bezpiecznego wzniesienia korony nie może być niższa od wartości podanych w tabeli 4.

Tabela 4. Bezpieczne wzniesienie korony wału ponad zwierciadło wody [6]

Warunki eksploatacji	Bezpieczne wzniesienie korony budowli hydrotechnicznej [m]							
	nad statycznym poziomem wody, dla klasy ważności				nad poziomem wywołanym falowaniem*, dla klasy ważności			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Maksymalne poziomy wód	2,0	1,5	1,0	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5
Miarodajne przepływy wezbraniowe	1,3	1,0	0,7	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3
Wyjątkowe warunki pracy budowli	0,3	0,3	0,3	0,3	nie uwzględnia się falowania			

\*dla wałów przeciwpowodziowych falowanie uwzględnia się, jeśli rozstaw wałów jest większy niż 3 km.

Dodatkowo należy rozważyć podniesienie korony korpusu, gdy [8]:

- ▶ Obliczenia hydrologiczne wykonano na podstawie zbyt krótkich ciągów przepływów maksymalnych lub niezbyt pewnego materiału
- ▶ Niewykluczone są zatory lodowe lub śryżowe
- ▶ Międzywał może zarastać lub może się w nim osadzać rumowisko
- ▶ Po koronie będzie się odbywał ruch kołowy

### Bezpieczne wzniesienie górnej krawędzi elementów uszczelniających

Górna krawędź elementów uszczelniających dla wałów przeciwpowodziowych powinna być wyniesiona ponad poziom wód przy przepływie kontrolnym  $Q_k$ .

### Wysokość wału

W celu ustalenia wysokości wału należy, posługując się tabelą 4, ustalić rzędną bezpiecznego wzniesienia korony wału nad: maksymalne poziomy wód  $H_m$ , poziomem zwierciadła przy przepływach miarodajnym  $Q_m$  oraz kontrolnym  $Q_k$ . Jako wysokość wału należy przyjąć najwyższą rzędną spośród uzyskanych w poprzednim kroku.



## Szerokość korony wału

Szerokość korony wału w obwałowaniach o wysokości ponad 2 m powinna wynosić co najmniej 3 m. Jeśli korona ma być wykorzystywana do komunikacji jej szerokość musi wynosić co najmniej 4,0 m. Korona wału powinna być pochylona w kierunku strony odwodnej [9].

## Nachylenie skarp

Dopuszczalne nachylenie skarp wału zależy od rodzaju gruntu, z którego są zbudowane. Bezpieczeństwo zaprojektowanej skarpy wału należy każdorazowo potwierdzić obliczeniem stateczności.

Tabela 5. Zalecane maksymalne nachylenia skarp [14]

Rodzaj gruntu w korpusie wału	Nachylenie skarpy		
	odwodnej	odpowietrznej	
		z drenażem	bez drenażu
Niespoisty	1:2,5	1:2,0	1:2,25
Spoisty	1:2,0	1:2,0	1:2,0

Przy modernizacji istniejących budowli może okazać się, że ze względu na brak miejsca nachylenie skarp będzie większe od zalecanego. Doskonałym rozwiązaniem w takiej sytuacji jest zastosowanie zbrojenia w korpusie wału, umożliwiającego dowolne pochylenie skarpy. Szczegóły omówiono w części 3.2.

## Drogi dojazdowe

Drogi dojazdowe dostosowuje się do rodzaju środków transportu umożliwiających przewóz niezbędnego sprzętu i materiałów. Drogi powinny być budowane wzdłuż obwałowań po stronie odpowietrznej lub na ich koronie i posiadać połączenia z drogami publicznymi nie rzadziej niż co 4 km.

## 2.2 Konstrukcja korpusu wału

Korpus wału powinien być zbudowany z materiału jednorodnego. Zaleca się stosowanie gruntów niespoistych ze względu na czas i możliwości realizacji robót. Jeśli zachodzi potrzeba zbudowania korpusu z więcej niż jednego materiału należy przestrzegać następujących zasad:

- ▶ Materiały mniej przepuszczalne powinny być układane w środku nasypu lub w skarpie odwodnej, a materiały bardziej przepuszczalne – bliżej skarpy odpowietrznej
- ▶ Materiały w nasypie nie powinny tworzyć soczewek ani warstw ułatwiających filtrację lub poślizg
- ▶ Grunty w sąsiadujących ze sobą częściach nasypu powinny mieć takie uziarnienie, aby wskutek działania wody nie powstały odkształcenia (kawerny, sufozja)

Do wykonania ekranów izolacyjnych na wałach wykorzystywano tradycyjnie grunty spoiste. Grunty te wymagają dużej staranności wykonawczej oraz dokładnej kontroli jakości robót ziemnych, co przekłada się na czasochłonność realizacji. Ponadto grunty spoiste można wbudowywać w bardzo ograniczonych warunkach pogodowych. Współczesne rozwiązania umożliwiają szybsze i tańsze prowadzenie robót, niemal w każdych warunkach pogodowych, a końcowe właściwości izolacyjne są nie gorsze od rozwiązań tradycyjnych.

Powszechnie stosowaną alternatywą ekranów z gruntów spoistych są maty bentonitowe. Dzięki wyjątkowym zdolnościom bentonitu sodowego do samouszczelniania maty stanowią aktywną barierę przeciwwodną. Zastosowanie mat bentonitowych umożliwia wykonanie ciągłej, jednorodnej warstwy izolacyjnej, o jakości sprawdzonej i gwarantowanej przez producenta materiału. Instalacja może być wykonywana w znacznie szerszym zakresie temperatur i warunków atmosferycznych niż w przypadku rozwiązań tradycyjnych. Maty umożliwiają również wykonanie pionowych izolacji w korpusie wału, bez konieczności jego rozbierania. Propozycje szczegółowych rozwiązań podano w części 3.

## 2.3 Obliczenia filtracyjne

Specyfiką wałów przeciwpowodziowych jest piętrzenie wody tylko w czasie przejścia wezbrania, w związku z czym nie ma konieczności zapewnienia im całkowitej szczelności. Co więcej istnieje słuszny pogląd, że konstrukcja wału powinna umożliwiać możliwe szybki powrót wody z zawala w kierunku rzeki.

Podczas okresowego piętrzenia wody przez wał, filtracja może występować w charakterze nieustalonym lub ustalonym. Z tym pierwszym mamy do czynienia w chwili podnoszenia lub obniżania się zwierciadła wody, gdy przepływ wody jest zmienny w czasie. Jeśli stan wody będzie utrzymywał się stosunkowo długo warunki przepływu ustabilizują się i nastąpi filtracja ustalona. Filtracja wody przy wysokich stanach może skutkować nawodnieniem zawala, co z kolei może powodować utratę stateczności skarpy odpowietrznej, a w konsekwencji może dojść nawet do przerwania wału.

Przeprowadzenie obliczeń filtracyjnych uwzględniających warunki przepływu nieustalonego i ustalonego pozwala podjąć decyzję o potrzebie i charakterze uszczelniania wału. Obliczenia filtracji w warunkach nieustalonych powinny udzielić informacji o czasie, po którym wystąpią przesiąki na zawalu [15]. Z kolei obliczenia filtracji ustalonej pozwalają na określenie położenia zwierciadła wewnątrz wału, tzw. krzywej depresji [18].

Projektując budowlę należy pamiętać, że graniczna linia przepływu (krzywa depresji) musi być oddalona od skarpy odpowietrznej o głębokość przemarzania gruntu. Jeżeli warunek ten nie zostanie spełniony może dojść do podpiętrzenia krzywej depresji wskutek napotkania przeszkody w postaci zamrożonego gruntu. Ostatecznie może przyczynić się to do utraty stateczności budowli.

Uszczelnienie korpusu wału jest konieczne gdy [7]:

- ▶ Czas wystąpienia przesiąku na skarpie odpowietrznej wału, w warunkach przepływu nieustalonego, jest krótszy od czasu piętrzenia wody przez wał
- ▶ Gradient lub prędkość filtracji przez korpus wału, w strefie wypływu wody, są większe lub zbliżone do wartości dopuszczalnych, po uwzględnieniu współczynnika konsekwencji zniszczenia
- ▶ Stateczność ogólna korpusu wału i podłoża, w warunkach filtracji ustalonej, jest mniejsza od wartości wymaganych dla danej klasy wału

Uszczelnienie podłoża obwałowania jest konieczne, gdy [7]:

- ▶ Czas filtracji nieustalonej przez podłoże jest znacznie krótszy niż czas piętrzenia wody
- ▶ Wielkość filtracji ustalonej przez podłoże jest większa niż  $10 \text{ m}^3/(\text{d} \cdot \text{m})$
- ▶ Gradient filtracji przez podłoże jest większy lub zbliżony do gradientu krytycznego
- ▶ Istnieje możliwość wystąpienia przebicia hydraulicznego powierzchniowej, słabo przepuszczalnej warstwy podłoża (o ile taka występuje).

## 2.4 Ocena stateczności

Zgodnie z Rozporządzeniem [6] ziemne budowle hydrotechniczne sprawdza się w zakresie:

- ▶ Stateczności skarp wraz z podłożem
- ▶ Gradientów ciśnień filtracyjnych i możliwości przebicia lub sufozji
- ▶ Chłonności, wydajności drenaży
- ▶ Wartości osiadań korpusu i odkształceń podłoża budowli hydrotechnicznej
- ▶ Niebezpieczeństwa wystąpienia poślizgu po podłożu i w podłożu
- ▶ Niebezpieczeństwa wyparcia słabego gruntu spod budowli hydrotechnicznej

Przy ocenie stateczności wału o jednorodnej budowie korpusu najczęściej zakłada się poślizg po powierzchni cylindrycznej i wykorzystuje jedną z metod blokowych (np. Bishopa). Jeżeli w wale występuje uszczelnienie należy dodatkowo sprawdzić czy poślizg nie wystąpi po powierzchni płaskiej, na styku gruntu i materiału izolacyjnego.

Wówczas najlepiej posłużyć się metodami zakładającymi poślizg po powierzchni o dowolnym kształcie – metoda dużych brył lub Berera-Masłowa.

Wskaźnik stateczności budowli, obliczony jako stosunek sił utrzymujących do sił zsuwających, powinien być nie mniejszy niż 1,3., choć w praktyce zaleca się projektowanie na wskaźniki stateczności  $F \geq 1,5$ .

Stateczność wału przeciwpowodziowego należy sprawdzać w następujących schematach obliczeniowych:

- ▶ Budowlanym, gdy obwałowanie nie jest obciążone spiętrzoną wodą
- ▶ Eksploatacyjnym, przy wysokości piętrzenia dla miarodajnego przepływu wezbraniowego, przyjmując położenie krzywej depresji z obliczeń filtracji.

W przypadku występowania w korpusie lub bezpośrednio pod nim gruntów spoistych warunki stateczności budowli hydrotechnicznej należy sprawdzać zarówno w efektywnych jak i w całkowitych parametrach geotechnicznych.

## 2.6 Analiza osiadań

Rozróżnia się osiadania samego korpusu wału oraz osiadania podłoża na skutek obciążenia korpusem wału.

Osiadania korpusu wału są znacznie mniejsze od osiadań podłoża i powstają już w trakcie budowy, podczas układania kolejnych warstw gruntu. Wielkość osiadania wyznacza się dla każdej warstwy  $n$ , od chwili jej wbudowania do dowolnego momentu  $t$ , ze wzoru [18]:

$$s_t = \sum_{k=1}^n \frac{e_0 - e''_k}{1 + e_0} \cdot \Delta z_k - \sum_{k=1}^n \frac{e_0 - e'_k}{1 + e_0} \cdot \Delta z_k$$

Gdzie:

$s_t$  – wielkość osiadania warstwy  $n$  od chwili jej wbudowania do dowolnego momentu  $t$ , [m]

$e_0$  – początkowy wskaźnik porowatości odpowiadający naprężeniu  $\sigma' = 0$ , [-]

$e''_k$  – wskaźnik porowatości w warstwie  $k$ , odpowiadający naprężeniu w tej warstwie w chwili  $t$ , [-]

$e'_k$  – wskaźnik porowatości w warstwie  $k$ , odpowiadający naprężeniu w tej warstwie w momencie ułożenia warstwy, [-]

Osiadania podłoża obciążonego nasypem oblicza się zgodnie z normą PN-B-03020.

## Część 3 – Przykładowe rozwiązania

### 3.1 Izolacja wału

Podczas przejścia fali wezbraniowej i utrzymywania się wysokich stanów wody następuje osłabienie konstrukcji wału. W efekcie gwałtownego wezbrania wody następuje wzrost gradientu prędkości filtracji w korpusie. Może to powodować wymywanie cząstek gruntu z korpusu, co z kolei może prowadzić do sufozji lub przebicia hydraulicznego. Wysięki na skarpie odpowietrznej oraz na zawalu mogą sygnalizować, że nastąpiło częściowe wymycie cząstek gruntu z korpusu. Zachodzi wówczas potrzeba zwiększenia stateczności wału.

Najczęściej wybieraną metodą modernizacji jest izolacja skarpy odwodnej wału, ograniczająca filtrację przez obwałowanie. W efekcie ryzyko wystąpienia przesiąków, sufozji i przebicia hydraulicznego zostaje wyeliminowane. Dzięki izolacji korpus wału nie nasiąka wodą podczas wezbrania, przez co zyskuje ogólna stateczność budowli. Uszczelnione obwałowania z reguły stanowią doskonałe ciągi komunikacyjne umożliwiające prowadzenie akcji przeciwpowodziowych.

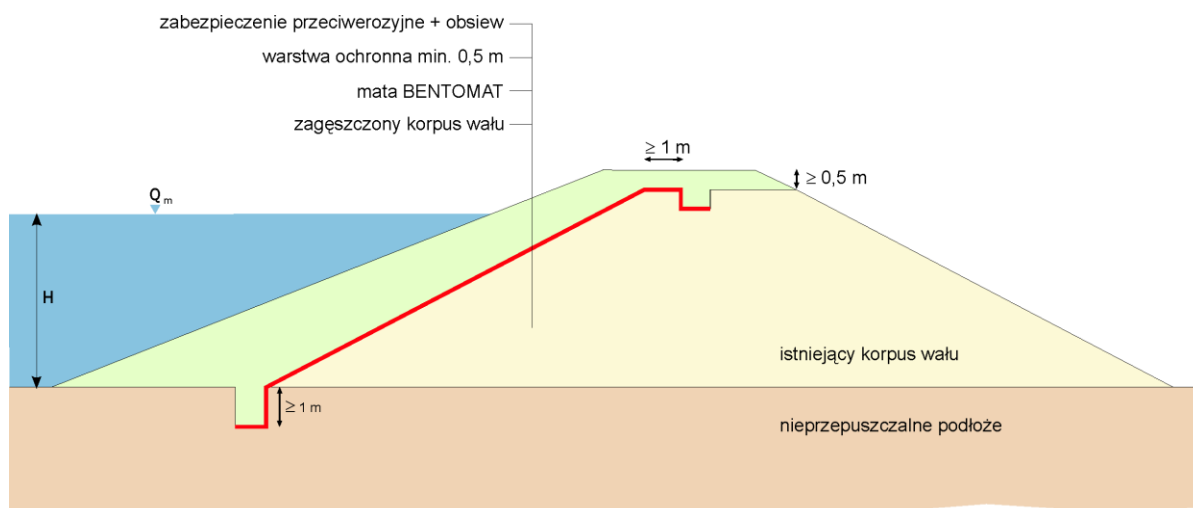
Wybór metody uszczelnienia uzależnia się od rodzaju i miąższości gruntów zalegających w podłożu, wymagań środowiskowych oraz dostępności materiału do wykonania ekranu. Rozwiązania proponowane poniżej dotyczą przypadków prostych, a decyzja o wyborze danego rozwiązania musi być poparta dokładną analizą konkretnej budowli wodnej.

### 3.1.1 Izolacja skarpy odwodnej

#### 3.1.1.1 Uszczelnienie skarpy odwodnej

Uszczelnienie skarpy odwodnej należy stosować, gdy w podłożu budowli występuje warstwa gruntu nieprzepuszczalnego lub słaboprzepuszczalnego. Jeżeli miąższość tej warstwy wynosi nie mniej niż  $\frac{1}{3}$  wysokości piętrzenia H, na ogół możliwe jest wykonanie uszczelnienia skarpy odwodnej bez konieczności przedłużania izolacji w głąb podłoża.

Rys. 1. Schemat uszczelnienia skarpy odwodnej



Materiałem izolacyjnym stosowanym powszechnie do modernizacji budowli wodnych są maty bentonitowe. Bentonata jest to geokompozyt o właściwościach samuszczelniających. Składa się on z granulatu bentonitowego, zapewniającego szczelność, umieszczonego pomiędzy dwoma geotekstyliami. Bentonit sodowy jest powszechnie znany ze swoich wybitnych zdolności pęcznienia - może adsorbować kilkakrotnie więcej wody niż sam waży. Zdolność ta czyni go bardzo plastycznym i odpornym na przełamania i pęknięcia. Warstwa uwodnionego bentonitu tworzy zwartą barierę dla przepływu cieczy o współczynniku filtracji rzędu  $10^{-14}$  m/s. Bentonit może być uwadniany i suszony oraz zamrażany i rozmrażany bez utraty swych pierwotnych właściwości.

Właściwości samuszczelniające mat bentonitowych przekładają się na wiele zalet tego rozwiązania. Pęczniejący bentonit sodowy uszczelnia uszkodzenia w izolacji powstałe podczas jej instalacji lub później, np. w efekcie przerastania korzeni. Zdolność do samuszczelnienia umożliwia również prostą i skuteczną izolację urządzeń przechodzących przez korpus wału.

Kolejną zaletą mat bentonitowych jest prosta i szybka instalacja, polegająca na rozwinięciu rolek na zakład, bez konieczności łączenia lub zgrzewania. Oznaczenia zakładów stosowane przez producenta ułatwiają kontrolę ich szerokości i umożliwiają wykonanie robót przez niewykwalifikowaną grupę robotników.

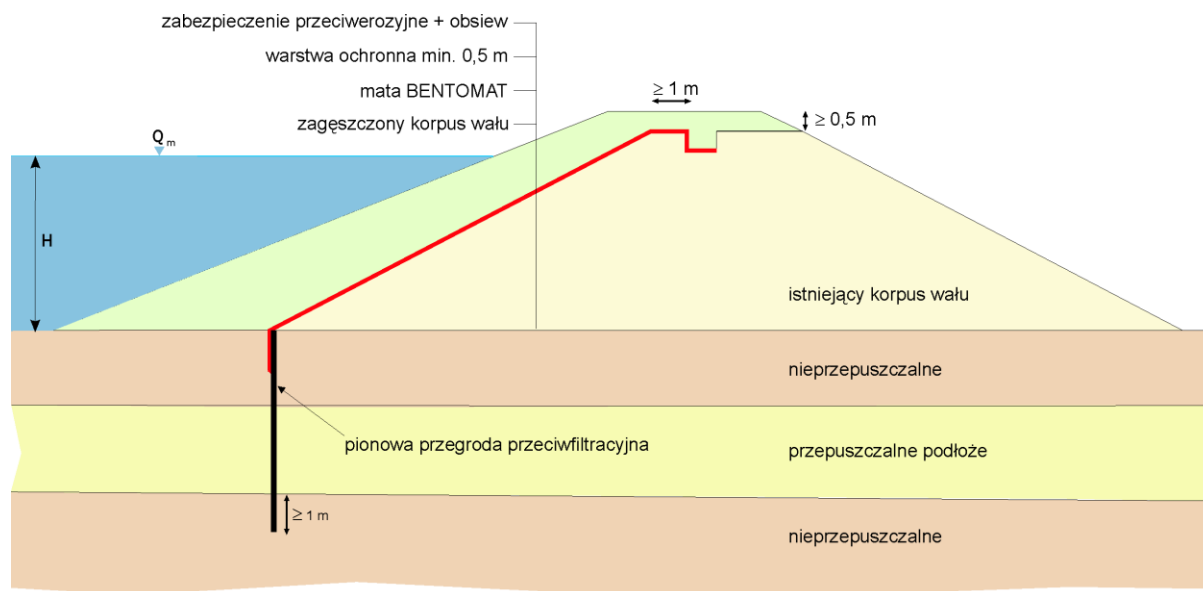
Wykorzystując maty bentonitowe uzyskuje się przesłony izolacyjne o ciągłej i jednorodnej jakości na całej długości skarpy, która jest gwarantowana przez producenta i ściśle kontrolowana w badaniach laboratoryjnych.

Projektując izolację z zastosowaniem mat bentonitowych należy pamiętać o potrzebie wykonania warstwy zabezpieczającej o miąższości min. 0,5 m. Zaleca się również, aby skarpa warstwy okrywającej miała większe nachylenie niż skarpa izolowana matą bentonitową. Zabieg ten ma na celu zwiększenie stateczności w podstawie wału. Istnieje także potrzeba zakotwienia maty bentonitowej w koronie oraz podstawie wału.

### 3.1.1.2 Uszczelnienie skarpy odwodnej z pionową przegrodą przeciwnfiltracyjną

Połączenie izolacji skarpy z przegrodą pionową należy stosować, gdy w podłożu występuje grunt przepuszczalny o znacznej miąższości. Wówczas potrzebne jest wydłużenie izolacji skarpy odwodnej przy pomocy pionowej przesłony, np. w postaci przesłony WIPS (wibracyjnie iniektowana przesłona szczelinowa) lub ścianki szczelnej. Proponowane rozwiązanie stosuje się często w celu całkowitego odcięcia związku hydraulicznego między rzeką a zawalem.

Rys. 2. Schemat uszczelnienia skarpy odwodnej wraz z przegrodą pionową



Prace izolacyjne rozpoczyna się od wykonania przesłony pionowej. W technologii WIPS w podłożu pogrążany jest kształtownik stalowy za pomocą wibracji i własnego ciężaru. Po osiągnięciu docelowej głębokości wibrator jest podciągany do góry, a w miejsce powstałej przestrzeni podawany jest zaczyn z bentonitu sodowego i cementu, który wypełnia również pory w otaczającym gruncie. Technologia ta pozwala uzyskać przesłonę przeciwnfiltracyjną o grubości ok. 8 – 15 cm. Zaletami tej metody są niskie koszty oraz szybkość wykonania przesłony. Możliwe jest uzyskanie pionowej przesłony o głębokości do 20 m. Dodatkową korzyścią jest efekt dogęszczenia podłoża w sąsiedztwie przesłony.

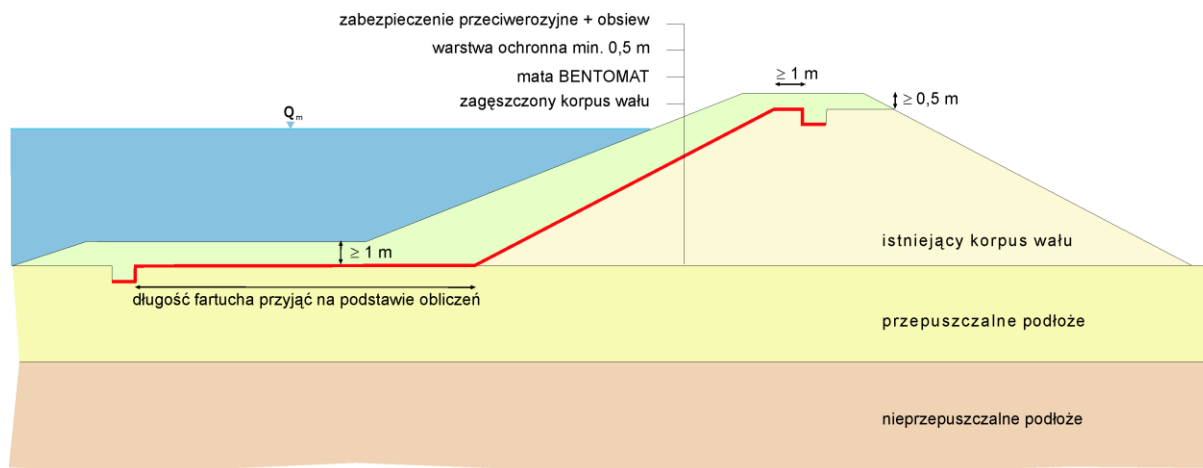
Dalsze prace polegają na instalacji maty bentonitowej w sposób analogiczny do przedstawionego w punkcie 3.1.1.1. Istotną różnicą jest tu sposób zakończenia izolacji u podnóża skarpy. Aby uciągnąć izolację, należy odkopać wykonaną przegrodę pionową na głębokość co najmniej 1 m i przymocować do niej matę bentonitową.

Przesłona pionowa odetnie połączenie hydrauliczne pomiędzy rzeką a zawalem, co uniemożliwi filtrację wody z powrotem do koryta. Wykonywanie przesłony pionowej wiąże się z koniecznością zmobilizowania ciężkiego sprzętu, zdolnego do pogrążenia kształtownika (lub grodzic) na żądaną głębokość. Sprzęt ten będzie emitował hałas i drgania, które mogą niekorzystnie oddziaływać na środowisko. Bardzo trudno jest również kontrolować jakość wykonywanej przesłony pionowej formowanej w gruncie, ze względu na brak możliwości bezpośredniej oceny przesłony. W efekcie trudno jest gwarantować pełną skuteczność tego rozwiązania. Alternatywę może stanowić uszczelnienie skarpy odwodnej wraz z podłożem, wg rozwiązania zaproponowanego w punkcie 3.1.1.3.

### 3.1.1.3 Uszczelnienie skarpy odwodnej i podłoża

Uszczelnianie skarpy wraz z podłożem należy stosować, gdy w podłożu występuje grunt przepuszczalny. Dzięki wydłużeniu izolacji skarpy odwodnej na podłożo, w postaci fartucha uszczelniającego podłożo, można efektywnie wydłużyć drogę filtracji.

Rys. 3. Schemat uszczelnienia skarpy odwodnej wraz z podłożem



Zastosowanie fartucha przeciwfiltracyjnego pozwala na poprawę skuteczności hydraulicznej oraz stateczności budowli, bez odcinania połączenia hydraulicznego pomiędzy rzeką i zawalem, dzięki czemu nie następuje zakłócenie drenującego charakteru rzeki. Zaproponowana metoda wymaga przeprowadzenia dokładnych obliczeń filtracji w celu wyznaczenia optymalnej długości fartucha.

W porównaniu do rozwiązania przedstawionego w punkcie 3.1.1.2 jest to metoda bez wątplenia bardziej przyjazna środowisku. Roboty można wykonać za pomocą lżejszego sprzętu, przy mniejszej ingerencji w środowisko i mniejszej emisji drgań, hałasu i zanieczyszczeń. Zastosowanie jednego materiału skraca czas realizacji inwestycji. Całość robót może być wykonana przez jednego wykonawcę, bez konieczności zatrudniania specjalistycznej ekipy instalacyjnej. Wszystko to przekłada się na obniżenie kosztów inwestycji.

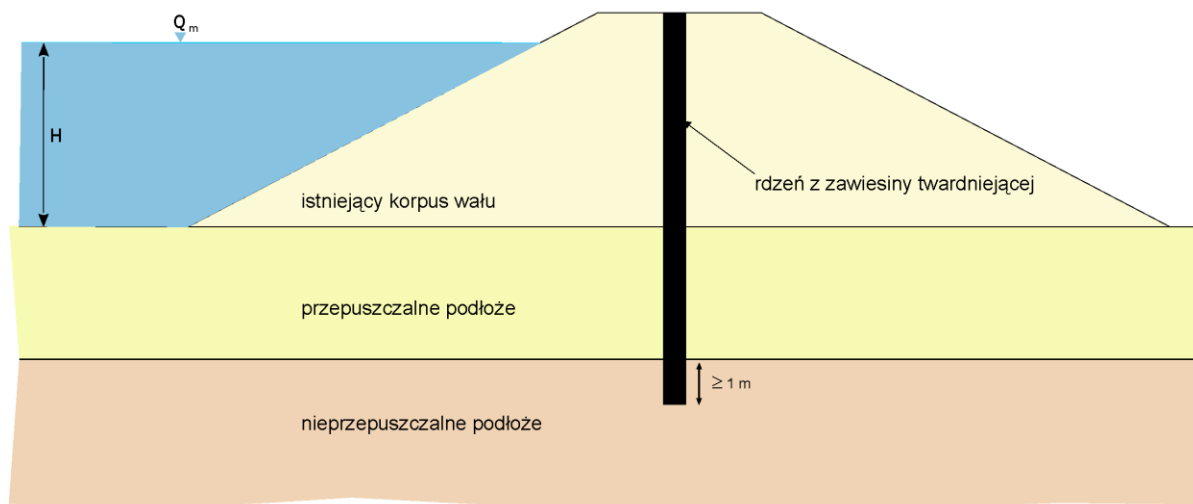
Sposób wykonania izolacji jest analogiczny do technologii przedstawionej w punkcie 3.1.1.1. Różnicą jest potrzeba uciągnięcia izolacji w poziomie w postaci fartucha. Zastosowanie mat bentonitowych wykonywanych na specjalne zamówienie, z długością rolki dostosowaną do potrzeb, pozwala na uzyskanie ciągłej i trwałej izolacji. Należy pamiętać o konieczności wykonania warstwy ochronnej, o większej miąższości u podstawy wału, min. 1 m.

## 3.1.2 Uszczelnienia w korpusie wału

### 3.1.2.1 Rdzeń z zawiesziny twardniejącej

Rdzenie z zawiesziny twardniejącej wykonuje się w przypadku, gdy wymagana jest izolacja korpusu na znaczną głębokość, związana z występowaniem gruntów przepuszczalnych. Metoda ta dodatkowo wzmacnia konstrukcję wału, co może okazać się pomocne przy występowaniu w podłożu gruntów słabych, organicznych lub rozmytych podczas awarii wału. Izolację z zawieszin twardniejących stosuje się również, gdy nie ma konieczności lub możliwości modernizacji skarp budowli a potrzebne jest jedynie wykonanie przegrody.

Rys. 4. Uszczelnienie wału rdzeniem z zawiesiny twardniejącej



Popularną metodą wykonywania przesłon w korpusie wału jest technologia DSM – Deep Soil Mixing (względne mieszanie gruntu). Technologia polega na pogrążaniu w grunt mieszadła, które podczas opuszczania oraz podciągania miesza grunt z podawanym zaczynem cementowo – bentonitowym. W efekcie powstaje rdzeń cementowo-bentonitowo-gruntowy o głębokości do 12 m oraz minimalnej grubości 35 cm.

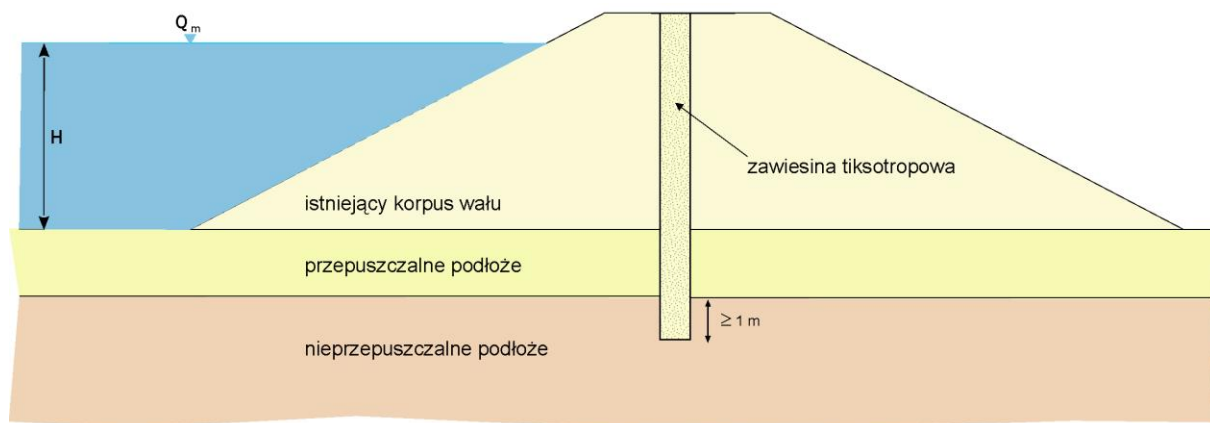
Sprzęt stosowany w metodzie DSM jest lżejszy i mniej inwazyjny od sprzętu stosowanego w technologii WIPS, omówionej w p. 3.1.1.2. Jest to szczególnie ważne przy gęstym uzbrojeniu terenu i występowaniu w podłożu gruntów w stanie luźnym. Dzięki dokładnemu wymieszaniu zaczynu z gruntem problem sedimentacji zawiesiny zostaje wyeliminowany. Metoda umożliwia także większą kontrolę jakości wykonywanej przesłony niż w przypadku technologii WIPS. Wadami technologii DSM są wyższe koszty wykonania, możliwość wystąpienia urobku oraz brak efektu dogęszczenia gruntu.

### 3.1.2.2 Pionowa przegroda z maty bentonitowej

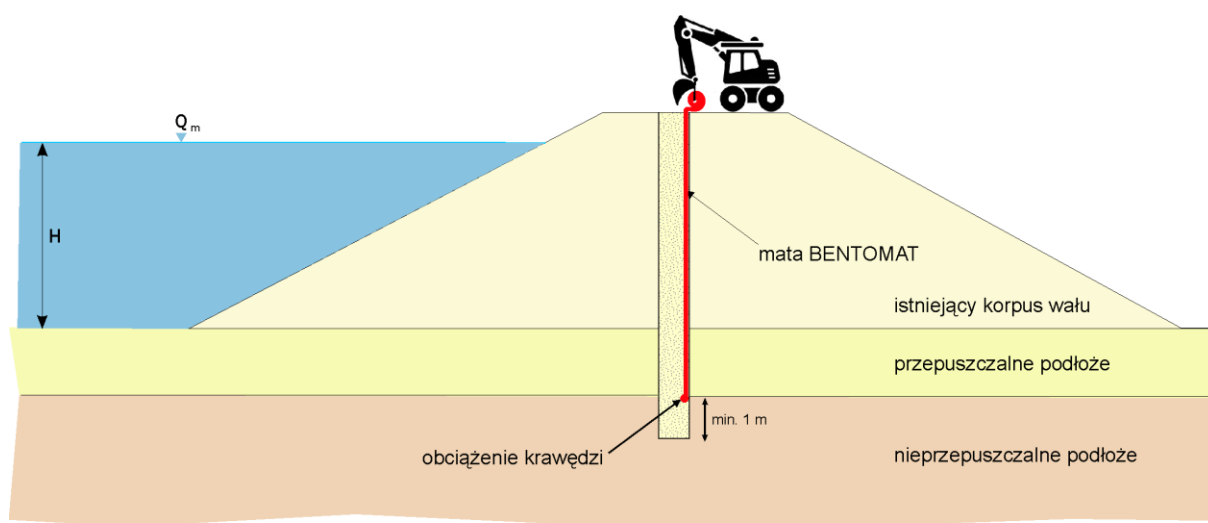
Ta innowacyjna technologia polega na zastosowaniu maty bentonitowej jako pionowej izolacji w korpusie wału. Metoda ta zalecana jest szczególnie tam, gdzie nie zachodzi potrzeba lub nie ma możliwości modernizacji skarp obwałowania a konieczne jest uszczelnienie jego korpusu. Proponowane rozwiązanie umożliwia wykonanie przegrody ciągłej, o monitorowanej jakości (w przeciwieństwie do WIPS i DSM). Jest to metoda przyjazna środowisku dzięki zastosowaniu lżejszego sprzętu, przez co emisja drgań i spalin jest ograniczona. Możliwość wykonywania prac popularnym sprzętem budowlanym zmniejsza koszty wykonywanych robót.

Technologia polega na wykopaniu wąskoprzestrzennego wykopu (głębokość do 5 m) i wypełnieniu szczeliny zawiesiną tiksotropową. Do przygotowanej szczeliny rozwija się matę bentonitową z rolki przygotowanej na zawiesiu. W celu poprawnego zagłębiania maty w zawieszynie, krawędź maty należy obciążyć rurą stalową na całej długości. Matę należy instalować na zakład min. 50 cm. Po opuszczeniu izolacji na żadaną głębokość zawieszinę tiksotropową należy wypchnąć, np. za pomocą mieszaniny refulatu piaskowo - cementowego lub chudego betonu.

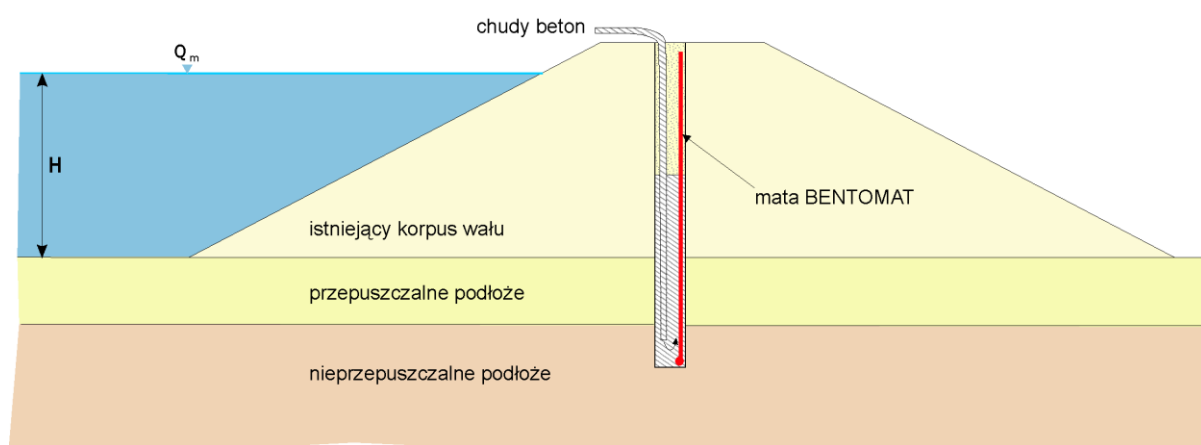
Rys. 5. Etapy wykonania przegrody z maty bentonitowej



Etap I Wykonanie wykopu z zabezpieczeniem w postaci zawiesiny tiksotropowej



Etap II Opuszczenie BENTOMATu do wykopu



Etap III Wyparcie zawiesiny tiksotropowej chudym betonem



## 3.2 Zmiana geometrii wału

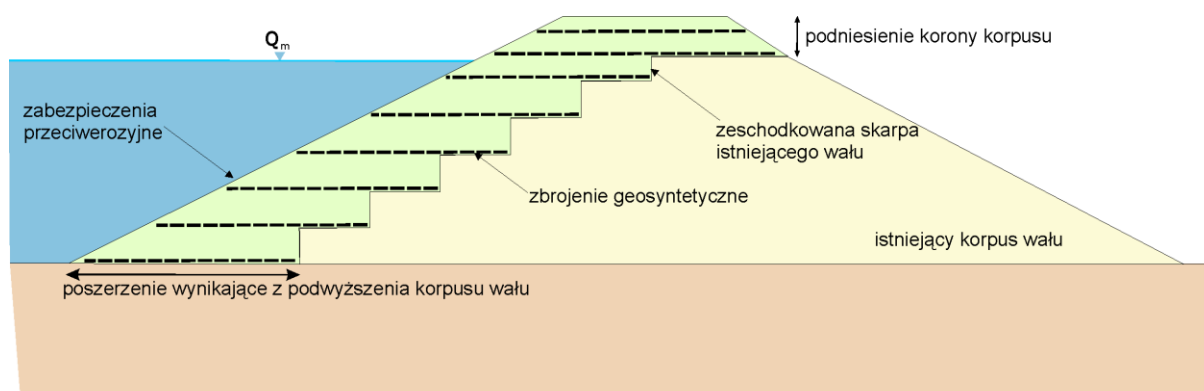
Podczas modernizacji obwałowania, szczególnie przy podwyższaniu korony wału może okazać się, że brak jest miejsca na rozbudowę korpusu w kierunku poprzecznym, przy dotrzymaniu dopuszczalnego nachylenia skarp. Ze względów ekonomicznych, estetycznych oraz środowiskowych rzadko stosuje się tradycyjne ściany oporowe. Należy bowiem pamiętać, iż skarpy o stromym nachyleniu i dużej wysokości stanowią barierę dla zwierząt. Niezastąpionym rozwiązaniem jest często wykonanie konstrukcji z gruntu zbrojonego geosyntetykami, umożliwiającej osiągnięcie dowolnego, nawet pionowego, nachylenia. Do zbrojenia nasypów stosuje się geosiatki, georuszty lub geotkaniny. Georuszty i geosiatki zapewniają lepsze zakotwienie w gruncie, podczas gdy geotkaniny oferują lepszy stosunek wytrzymałości do ceny.

### 3.2.1 Podwyższenie wału

Konieczność podwyższenia korony wynika na ogół z podniesienia klasy budowli lub z różnic pomiędzy współczesnymi warunkami technicznymi a wymaganiami obowiązującymi w czasie budowy wału. Powodem może być również zwiększenie się przepływów miarodajnych i kontrolnych. Podwyższenie korony wału stosuje się również w sytuacji gdy nastąpiło lokalne nadmierne osiadanie wału.

Najprostszą metodą podwyższenia wału jest nadbudowanie nasypem gruntowym. W celu wyrównania osiadań i spójnego połączenia starego wału z nowym nasypem należy zastosować zbrojenie nasypu, np. w postaci geotkaniny. Zastosowanie zbrojenia zabezpiecza przed wystąpieniem poślizgu po starej powierzchni skarpy.

Rys. 6. Podwyższenie wału z zastosowaniem zbrojenia geosyntetycznego

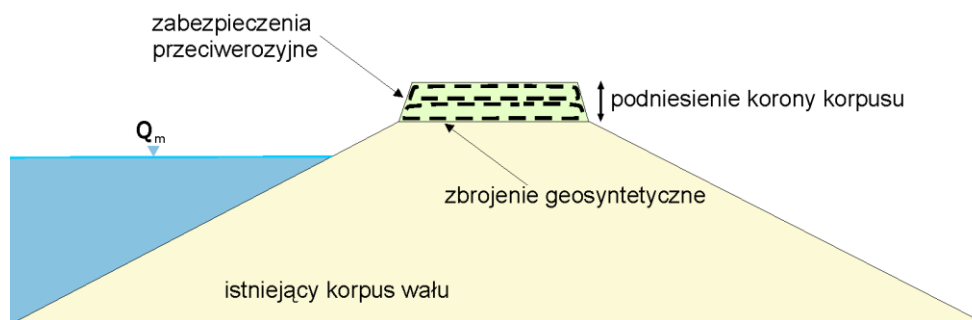


Geotkaniny, charakteryzujące się zdolnością do przenoszenia znacznych sił rozciągających przy małym wydłużeniu, są doskonałym materiałem zbrojącym. Zbrojenie gruntu geotkaniną poprawia stateczność nasypu i umożliwia zwiększenie nachylenia skarp. Zmniejsza się w ten sposób ilość robót ziemnych i zapotrzebowanie na materiał, co bezpośrednio przekłada się na obniżenie kosztów realizacji.

Przed przystąpieniem do podwyższania wału należy zesiodkować istniejącą skarpe, w celu wykonania połączenia starej części z nowym nasypem. Geotkaninę należy rozkładać na zakład i zasypywać kolejnymi warstwami gruntu, zagęszczanymi na bieżąco. Miąższość warstw gruntu między zbrojeniem należy wyznaczyć na podstawie obliczeń stateczności. Jeżeli nie ma możliwości wykonania obliczeń stateczności zaleca się układanie zbrojenia w rozstawie pionowym co 0,5 m. Jeśli korona wału ma jednocześnie pełnić funkcję drogi powodziowej, obszar przewidziany pod drogę należy dodatkowo wzmocnić wg zaleceń podanych w p. 3.2.2.

Jeżeli wymagane podwyższenie korony wału jest nieznaczne nasyp z gruntu zbrojonego często wykonuje się na koronie, bez rozbudowywania wału w kierunku poprzecznym. Koncepcję lokalnej nadbudowy wału pokazano na rysunku 7.

Rys. 7. Lokalne podwyższenie wału na koronie

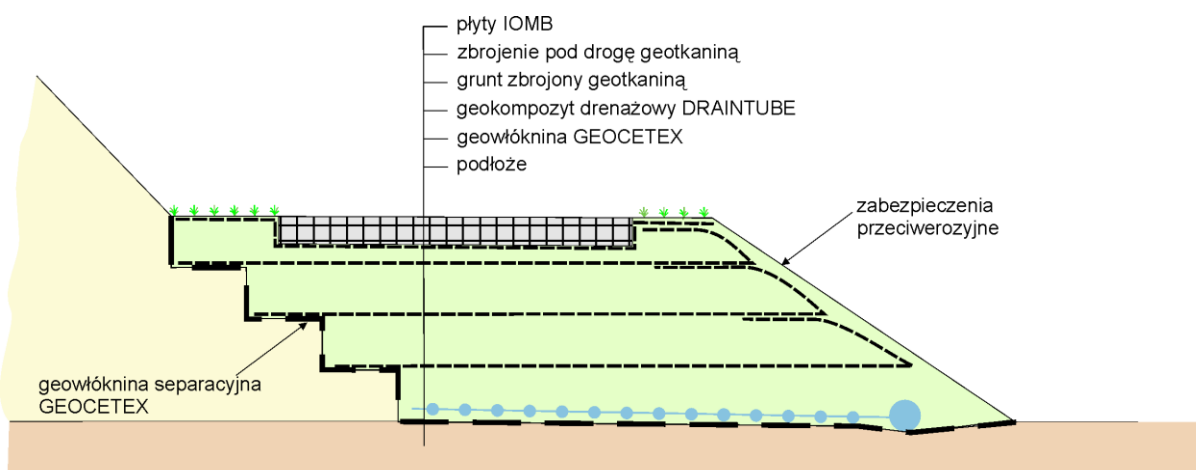


### 3.2.2 Budowa ławki przywałowej z drogą powodziową

Częstym zabiegiem modernizacyjnym jest dociążenie skarpy odpowietrznej ławą i wykorzystanie jej jako drogi dla celów zapewnienia ochrony przeciwpożarowej oraz prowadzenia akcji przeciwpowodziowych. Dodatkowo zabieg ten poprawia stateczność skarpy odpowietrznej oraz zmniejsza ryzyko wystąpienia wyparcia oraz sufozji.

Ławki wykonuje się zgodnie z zasadami robót ziemnych. Podobnie jak w przypadku nadbudowy wału, zastosowanie zbrojenia nasypu i połączenia nasypu z wałem daje bardzo korzystne efekty. Dodatkowo zaleca się zabezpieczenie połączenia skarp geowłókniną filtracyjną zabezpieczającą przed sufozją.

Rys. 8. Schemat wykonania ławki przywałowej



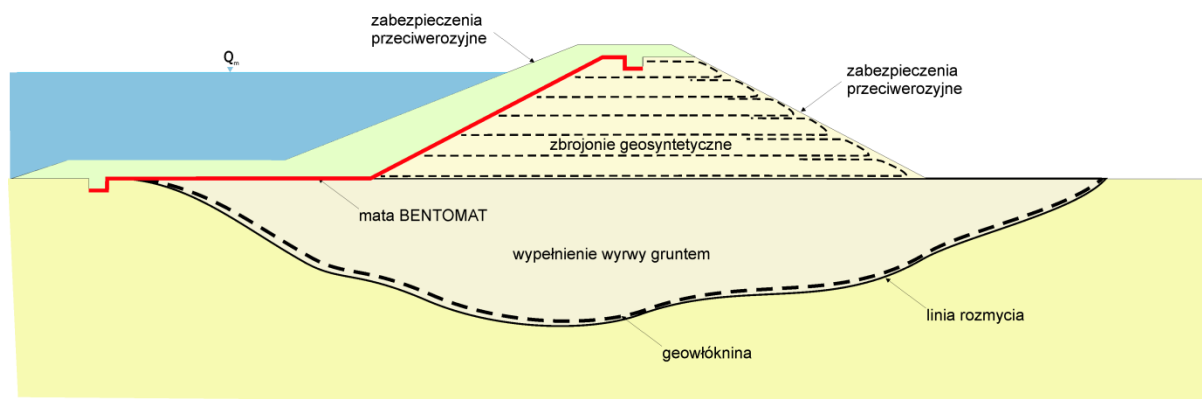
W stopie ławki przywałowej zaleca się ułożenie drenażu w postaci geokompozytu drenażowego połączonego z rurą drenażową za pomocą szybkozłączek. Wykorzystanie geokompozytu, w którym między geowłókniną filtracyjną i drenażową umieszczone są małośrednicowe rurki drenarskie, zapewnia szybki i sprawny proces instalacyjny, nie generując dużych kosztów. Geokompozyty rurkowe gwarantują stałą wodoprzepuszczalność w płaszczyźnie produktu, bez względu na obciążenie pionowe.

Dzięki zastosowaniu geosyntetyków nie ma potrzeby sprowadzania wyselekcjonowanego kruszywa do wykonania filtru odwrotnego.

### 3.3 Odbudowa wału przeciwpowodziowego

W wyniku utraty stateczności lub przelania się wody nad korpusem może dojść do przerwania wału. Woda przepływająca z dużą prędkością rozmywa korpus wału i podłoże budowli. Odbudowa wału polega na wypełnieniu ubytków i trwałym połączeniu nowego nasypu z ocalałymi fragmentami wału.

Rys. 9. Schemat odbudowy uszkodzonego wału przeciwpowodziowego



Do wypełniania powstałego wyboju zaleca się stosowanie gruntów niespoistych, umożliwiających swobodny odpływ wody oraz rozproszenie ciśnienia wody w porach gruntu. Grunty zalegające w podłożu po powstaniu wyrwy są na ogół bardzo mocno nawodnione, co uniemożliwia ich skuteczne zagęszczenie. W celu przyspieszenia konsolidacji oraz zapobieżenia mieszanemu się gruntem stosuje się geowłókniny, jako warstwy oddzielające grunt pozostały po awarii od gruntu wypełniającego wyrwę. Dzięki znacznej odkształcalności geowłókniny są mało podatne na zerwanie pod wpływem postępujących osiadań gruntu.

### 3.4 Zabezpieczenia przeciwoerozyjne z obsiewem skarp

Zwieńczeniem modernizacji wału przeciwpowodziowego jest umocnienie i zazielenienie skarp. Pokrycie obwałowania roślinnością wymaga starannego przemyślenia i zaplanowania. W przypadku sztucznie wykonanej skarpy nie mamy do czynienia z glebą a wprowadzana roślinność często musi odgrywać rolę pionierską w procesie glebotwórczym.

Skuteczność zakładanej obudowy biologicznej będzie w dużym stopniu zależała od odpowiedniego przygotowania warstwy glebotwórczej. Oprócz starannego doboru materiału gruntowego, bardzo istotne jest staranne zagęszczenie warstwy. Humus należy zagęszczać przy wilgotności optymalnej, do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,9$ .

Zgodnie z ogólną specyfikacją techniczną GDDP nr D - 06.01.01 „Umocnienie powierzchniowe skarp, rowów i ścieków”, wierzchnia warstwa ziemi urodzajnej powinna spełniać następujące kryteria:

Optymalny skład granulometryczny:	
- frakcja ilasta ( $d < 0,002$ mm)	12% - 18%
- frakcja pylasta (0,002 - 0,05 mm)	20% - 30%
- frakcja piaszczysta (0,05 - 2,0 mm)	45% - 70%
Zawartość fosforu ( $P_2O_5$ )	> 20 mg/m <sup>2</sup>
Zawartość potasu ( $K_2O$ )	> 30 mg/m <sup>2</sup>
Kwasowość pH	≥ 5,5

Do zazieleniania okrywy rekultywacyjnej można stosować mieszanki traw zalecane w ogólnej specyfikacji technicznej GDDP nr D - 06.01.01 „Umocnienie powierzchniowe skarp, rowów i ścieków”:

Kostrzewa owcza	<i>Festuca ovina</i>	50%
Kostrzewa czerwona	<i>Festuca rubra</i>	30%
Życica trwała	<i>Lolium perenne</i>	10%
Stokłosa prosta	<i>Bromus erectus</i>	5%
Kłosownica pierzasta	<i>Brachypodium pinnatum</i>	5%

Pochylenie skarp sprawia, że nakładana warstwa ziemi urodzajnej - zabieg niezbędny do uzyskania polepszenia warunków siedliskowych - ma tendencję do zsuwania się, podobnie jak nawozy czy nasiona, z górnej części skarpy ku dołowi. Stąd wynikają różne warunki bytowe u góry i u dołu skarpy. W górnej części, gdzie jest najbardziej sucha, roślinność jest szczególnie narażona na działanie wiatru, a system korzeniowy często ulega obnażaniu z gleby (ziemi urodzajnej). W zimie wiatry bardzo często zwiewają pokrywę śnieżną w tych partiach skarpy przyczyniając się do wymarzenia i osłabiania roślin. U dołu skarpy gromadzi się ziemia urodzajna, poziom próchnicy ma większą miąższość, stąd też tworząca się gleba ma większe możliwości gromadzenia zapasu wody, a więc i roślinność znajduje stosunkowo niezłe warunki bytowania oraz rozwoju.

Skarpy obwałowań są narażone na erozję w trakcie ich wykonywania i późniejszej eksploatacji. Usuwanie skutków erozji może pochłaniać do 20% kosztów robót ziemnych. Dlatego istotne jest, aby skutecznie chronić powierzchnie skarp przed działaniem czynników erozyjnych. Trawy (w formie trzeciego listka) przejmują funkcję przeciwoerozyjną oraz uzyskują odporność na mróz po 40 - 60 dniach od obsiewu (w zależności od wystawy skarpy, wystawa północna 40 dni, południowa 60 dni). Do tego czasu niezbędne jest tymczasowe zabezpieczenie przeciwoerozyjne obsianych powierzchni za pomocą geokompozytów przeciwoerozyjnych. Trójwymiarowa struktura maty zapewnia natychmiastową ochronę przed erozją. Jej budowa rozprasza energię spadających kropel deszczu, zapobiegając w ten sposób wymywaniu nasion oraz gleby.

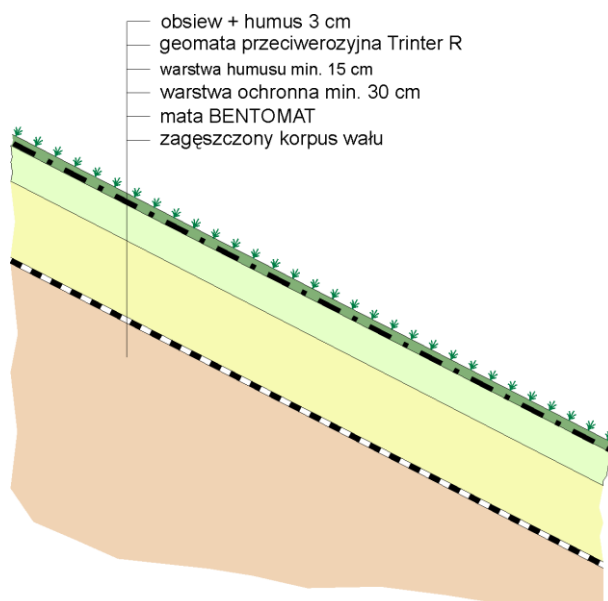
Wybór odpowiedniej metody powinien być uzależniony od potrzeb oraz nachylenia skarp.

### 3.4.1 Umocnienie skarpy o łagodnym nachyleniu

Na niewysokich skarpach o nachyleniu poniżej 1:2 na ogół nie ma konieczności stosowania dodatkowych materiałów zabezpieczających stateczność warstwy glebotwórczej. Przy odpowiednim zagęszczeniu warstwy glebotwórczej i zastosowaniu zabezpieczenia przeciwoerozyjnego ryzyko wystąpienia zsuwu powierzchniowego jest nieznaczne.

Umocnienie skarpy polega na ułożeniu 15 cm warstwy glebotwórczej na przygotowanej skarpie. Na powierzchni warstwy glebotwórczej układa się geokompozyt przeciwoerozyjny, na którym należy wykonać obsiew metodą ręczną lub hydrauliczną. W celu zabezpieczenia nasion przed przesychnieniem na powierzchni umocnionej skarpy zaleca się rozsypanie dodatkowej, luźnej warstwy humusu, o grubości około 3 cm.

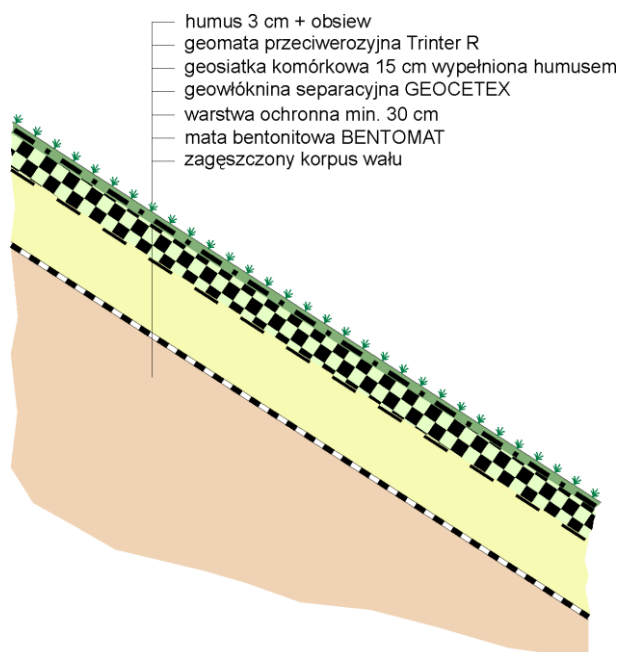
Rys. 10. Schemat umocnienia zielenią skarpy o łagodnym nachyleniu



### 3.4.2 Umocnienie stromych skarp

W przypadku skarp o nachyleniu większym lub równym 1:2,5 występuje ryzyko zsunięcia się warstwy glebotwórczej po powierzchni skarpy, na etapie wykonawczym lub później, bezpośrednio po obsianiu. Zastosowanie geosiatki komórkowej daje bardzo dobre rezultaty. Przestrzenna struktura w geosiatki zapewnia utrzymanie warstwy glebotwórczej na miejscu. Poza podtrzymaniem humusu geosiatka komórkowa poprawia również stateczność wierzchniej warstwy skarpy.

Rys. 11. Schemat umocnienia zielenią stromej skarpy



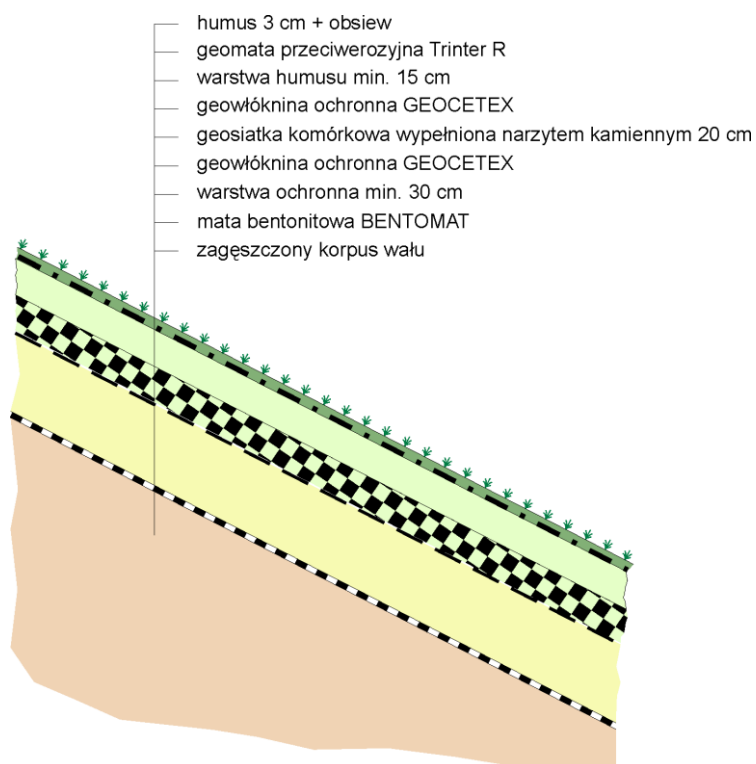
### 3.4.3 Zabezpieczenie przez zwierzętami

Często występującym, choć z pozoru niegroźnym zjawiskiem, jest obecność zwierząt drążących w korpusie wału. Wydrążone w korpusie wału nory służą zwierzętom jako schronienie w czasie, w którym wał nie piętrzy wody. Powstałe puste przestrzenie osłabiają konstrukcję wału. Woda podczas wezbrania przepływa z bardzo dużą prędkością, wnika do powstałych nor i drąży je. W ekstremalnych przypadkach może nawet spowodować utratę stateczności wału.

W celu zabezpieczenia wału przed rozkopywaniem przez zwierzęta zaleca się stosowanie geosiatki komórkowej o dużych oczkach, wypełnionej grubym kruszywem, np. otoczkami. Bariera tak stanowi skuteczne zabezpieczenie przed zwierzętami i nie hamuje rozwoju roślin. Podczas przechodzenia fali wezbraniowej wewnątrz warstwy ochronnej z kruszywa będzie filtrowała woda dlatego konieczne jest zastosowanie geowłókniny filtracyjnej po obu stronach geosiatki, w celu zabezpieczenia przed niekontrolowanym wypłukiwaniem ziaren gruntu.

Warstwa narzutu kamiennego będzie stanowiła doskonałe zabezpieczenie przeciwozyjne. Dopuszcza się pozostawienie warstwy narzutu odsłoniętej, bez zazielenienia. Jeżeli wał ma być obsiany trawą, na warstwie narzutu kamiennego można układać humus z obsiewem zgodnie z zaleceniami podanymi w poprzednich punktach.

Rys. 12. Schemat zabezpieczenia skarpy narzutem kamiennym



### 3.4.4. Hydroobsiew z zastosowaniem komunalnych osadów ściekowych

Alternatywą dla humusowania skarp i ręcznego siewu jest hydroobsiew. Technologia hydroobsiewu polega na hydromechanicznym nanoszeniu na skarpy mieszanek siewnych, środków użyźniających i emulsji przeciwozyjnych w celu biologicznego umocnienia rekultywowanej powierzchni.

Mieszanka do hydroobsiewu powinna składać się z:

- przefermentowanych osadów ściekowych,
- kompozycji nasion traw i roślin motylkowatych,
- ściółki, tj. substancji poprawiających strukturę podłoża i osłaniających kiełkujące nasiona oraz siewki (np. sieczki, trociny, strużyn, konfetti),

- popiołów lotnych, spełniających rolę nawozów o wydłużonym działaniu oraz składników odkwaszających glebę,
- nawozów mineralnych, np. w sytuacjach gdy osady ściekowe mają niską wartość odżywczą.

W warunkach trudnej dostępności osadów ściekowych i popiołów lotnych dopuszcza się użycie wody i substancji zabezpieczających podłoże przed wysychaniem i erozją.

Osady ściekowe powinny pochodzić z oczyszczalni ścieków komunalnych i być ustabilizowane. Stężenia zanieczyszczeń, w tym szczególnie metali ciężkich, powinny być niższe od dopuszczalnych stężeń określonych w rozporządzeniu ministra środowiska w sprawie komunalnych osadów ściekowych.

Ramowy skład mieszanki na 1 m<sup>2</sup> powierzchni hydroobsiewu można przyjmować na podstawie specyfikacji GDDP nr D-06.01.01:

Przefermentowane osady ściekowe	12 - 30 dm <sup>3</sup> (4-10% s.m.)
Kompozycje (mieszanki) nasion traw i roślin motylkowatych	0,018 - 0,03 kg
Ściółka (sieczenka, strużyny, substrat torfowy)	0,06 - 0,10 kg
Popioły lotne	0,08 - 0,14 kg
Nawozy mineralne (NPK)	0,02 - 0,05 kg

Hydroobsiew jest technologią szczególnie przydatną na skarpach o trudnym dostępie i w sytuacjach, gdy przywiezienie bądź odtworzenie żyznej warstwy ziemi urodzajnej jest niemożliwe. W takich przypadkach składniki odżywcze dla roślin mogą być dostarczane w mulczu, bezpośrednio na starannie przygotowaną warstwę podglebia. Zaleca się stosowanie hydroobsiewu w czasie okresu wegetacyjnego.

## Część 4 – Materiały

### 4.1 Warstwa izolacyjna

Należy stosować maty bentonitowe składające się z geotkaniny, granulowanego bentonitu sodowego oraz geowłókniny, trwale zespolonych w procesie igłowania. Wytrzymałość na ścinanie wewnętrzne pomiędzy geotekstyliami oraz wytrzymałość na połączeniu mata / geomembrana powinny odpowiadać minimalnym parametrom wytrzymałościowym niezbędnym dla zachowania stateczności zboczy.

Wszystkie produkty powinny posiadać deklarację zgodności CE.

#### ZALECANE PARAMETRY TECHNICZNE:

	Mata bentonitowa <b>BENTOMAT SP</b>
Elementy geokompozytu (od góry)	<ol style="list-style-type: none"> <li>❶ Geotkanina PP</li> <li>❷ Granulowany bentonit sodowy, min. 5 kg/m<sup>2</sup></li> <li>❸ Geowłóknina PP</li> </ol>
Rodzaj polimeru	Geotekstylia PP
Połączenie elementów	Geotekstylia igłowanie

Właściwości bentonitu w macie		BENTOMAT SP
Rodzaj bentonitu	-	Bentonit sodowy, granulowany
Masa bentonitu (przy wilgotności 12%)	ASTM D 5993	≥ 5000 g/m <sup>2</sup>
Wilgotność bentonitu podczas dostawy	PN-88/B-04481	≤ 25%
Swobodne pęcznienie	ASTM D 5890	≥ 24 ml/2g
Oddawanie fazy ciekłej	ASTM D 5891	≤ 18 %
Wskaźnik aktywności koloidalnej	PN-88/B-04481	A ≥ 5
Zawartość smektytów	Dyfraktometria proszkowa (XPRD)	≥ 70%
<b>Właściwości mechaniczne</b>		
Właściwości mechaniczne		BENTOMAT SP
Wytrzymałość na rozciąganie	PN-EN ISO 10319	≥ 8,5 kN/m
Wytrzymałość na oddzieranie geotekstyliów	ASTM D 6496	≥ 85 N / 10 cm
Wytrzymałość na przebicie CBR (z geomembraną)	PN-EN ISO 12236	≥ 3,5 kN
Odporność na utlenianie geomembrany	PN-EN 14575	< 25% redukcji wytrz. na rozciąganie
<b>Właściwości hydrauliczne</b>		
Właściwości hydrauliczne		BENTOMAT SP
Wodoprzepuszczalność maty przy pełnym nasyceniu wodą (bez geomembrany)	ASTM D 5084 (bez geomembrany)	≤ 1,5 x 10 <sup>-11</sup> m/s

### Sposób instalacji

Do rozkładania pasm BENTOMATu konieczne jest użycie sprzętu umożliwiającego swobodne podwieszenie i rozwinięcie rolki. Pasma BENTOMATu należy układać stosując zakłady o szerokości 15 - 23 cm. Podczas ich wykonywania należy posługiwać się zaznaczonymi na pasmach liniami zakładu i dopasowania. Należy unikać wykonywania zakładów poprzecznych na skarpach. Zakład poprzeczny na płaszczyznach poziomych powinien mieć nie mniej niż 15 cm. Zakłady poprzeczne powinny być wzajemnie poprzęsowane o co najmniej 30 cm. Zakłady należy przesywać granulatem bentonitowym CETCO Waterstoppage.

Warstwa ochronna powinna być wykonana z kruszywa lub gruntu niespoistego, niezawierającego kamieni o ostrych krawędziach i o średnicy większej niż 5 cm. Docelowa grubość obsypki powinna wynosić min. 30 cm, po zagęszczeniu. Do wykonania obsypki nie dopuszcza się materiałów o wysokiej zawartości wapnia. Jeśli kontakt z jonami wapnia jest nieunikniony, należy skontaktować się z CETCO. Jeżeli do wykonania warstwy ochronnej będzie stosowane kruszywo, przed ułożeniem kruszywa zaleca się ułożenie na macie min. 5 cm warstwy gruntu drobnoziarnistego ( $d_{80} \leq 0,25$  mm). Warstwę okrywową należy starannie zagęścić, do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,9$ .



Bezpośrednio po rozłożonym BENTOMacie nie powinny jeździć żadne pojazdy. Ruch pojazdów jest możliwy dopiero po wykonaniu odpowiedniej grubości przykrycia.

## 4.2 Zbrojenie geotekstylne

Do zbrojenia nasypów zaleca się stosować geotkaniny z włókien polipropylenowych. Typ materiału należy dobrać odpowiednio do geometrii nasypu, obciążenia w naziemie, przyjętego rozstawu zbrojenia oraz warunków hydraulicznych.

Poniżej podano parametry techniczne przykładowej geotkaniny:

### ZALECANE PARAMETRY TECHNICZNE:

		Geotkanina <b>TERRALYS LF</b>	
Rodzaj polimeru		Włókna polipropylenowe	
Właściwości mechaniczne		<b>TERRALYS LF 29/29</b>	<b>TERRALYS LF 57/57</b>
Wytrzymałość na rozciąganie, wzdłuż	PN-EN ISO 10319	29 kN/m	57 kN/m
wszerz		29 kN/m	57 kN/m
Wydłużenie przy obciążeniu maksymalnym, wzdłuż	PN-EN ISO 10319	14 %	14 %
wszerz		16 %	14 %
Odporność na przebicie statyczne (metoda CBR), siła przebicia Fp	PN-EN ISO 12236	3 700 N	5 600 N
Odporność na przebicie dynamiczne (metoda spadającego stożka)	PN-EN ISO 13433	11 mm	14 mm
Właściwości hydrauliczne		<b>TERRALYS LF 29/29</b>	<b>TERRALYS LF 57/57</b>
Wodoprzepuszczalność w kierunku prostopadłym do powierzchni wyrobu, bez obciążenia	PN-EN ISO 11058	48 mm/s	58 mm/s
Charakterystyczna wielkość porów O <sub>90</sub>	PN-EN ISO 12956	370 μm	370 μm

## 4.3 Warstwa separacyjna

Do separacji warstw gruntów należy stosować geowłókniny polipropylenowe, igłowane.

Geowłókninę należy dobrać pod kątem wytrzymałości na rozciąganie, wytrzymałości na przebijanie, rozmiaru porów oraz wodoprzepuszczalności w kierunku prostopadłym do płaszczyzny wyrobu. Wymagane parametry będą zależały od uziarnienia warstw gruntu, warunków hydraulicznych oraz obciążenia. W pierwszej tabeli zestawiono wymagane parametry przykładowej geowłókniny, która może być zastosowana do separacji warstw gruntu.

Wszystkie geowłókniny powinny posiadać deklarację zgodności CE.

#### ZALECANE PARAMETRY TECHNICZNE:

Geowłóknina <b>GEOCETEX PP</b>		
Rodzaj polimeru	Polipropylen	
Połączenie włókien	Iglowanie mechaniczne	
Właściwości mechaniczne		GEOCETEX 400 PP
Masa powierzchniowa	EN ISO 9864	400 g/m <sup>2</sup>
Wytrzymałość na rozciąganie, wzdłuż wszerz	PN-EN ISO 10319	13 kN/m 28 kN/m
Wydłużenie przy obciążeniu maksymalnym, wzdłuż wszerz	PN-EN ISO 10319	130 % 85 %
Odporność na przebicie statyczne (metoda CBR), siła przebicia Fp	PN-EN ISO 12236	3,3 kN
Odporność na przebicie dynamiczne (metoda spadającego stożka)	PN-EN ISO 13433	8 mm
Właściwości hydrauliczne		GEOCETEX 400 PP
Wodoprzepuszczalność w kierunku prostopadłym do powierzchni wyrobu, bez obciążenia	PN-EN ISO 11058	0,065 m/s
Charakterystyczna wielkość porów O <sub>90</sub>	PN-EN ISO 12956	0,08 mm

## 4.4 Geokompozyt drenażowy

Należy stosować geokompozyty (GCO) drenażowe w postaci perforowanych, małosrednicowych rurek drenarskich na osnowie geotekstylnej, zabezpieczonych filtrem z geowłókniny. Wszystkie warstwy geotekstylne powinny być trwale połączone poprzez igłowanie.

Przepuszczalność właściwą (w płaszczyźnie geosyntetyku) należy projektować, odpowiednio do warunków hydrologicznych, dobierając odpowiednio średnicę i rozstaw rurek drenarskich.

Ze względu na odporność chemiczną, wszystkie elementy geokompozytu drenażowego powinny być wykonane z polipropylenu.

Wszystkie geokompozyty powinny posiadać deklarację zgodności CE.

W tabeli poniżej zestawiono właściwości geokompozytów w zależności od średnicy i rozstawu rurek drenarskich.

## ZALECANE PARAMETRY TECHNICZNE:

	<b>DRAINTUBE 650 FT 1 D16</b>	<b>DRAINTUBE 450 FT 2 D20</b>	<b>DRAINTUBE 600 FT 1 D20</b>	<b>DRAINTUBE 800 FT 2 D25</b>	<b>DRAINTUBE 1000 FT 1 D25</b>
	Geokompozyt rurkowy z filtrem				
Elementy geokompozytu (od góry)	<ul style="list-style-type: none"> <li>❶ Filtr ochronny z geowłókniny</li> <li>❷ Mata drenażowa (rurki drenarskie na geowłókninie filtracyjnej)</li> </ul>				
Rodzaj polimeru	PP	PP	PP	PP	PP
Połączenie elementów	Iglowanie	Iglowanie	Iglowanie	Iglowanie	Iglowanie
Układ rurek drenarskich	φ16 co 1 m	φ20 co 0,5 m	φ20 co 1 m	φ25 co 0,5 m	φ25 co 1 m

WŁAŚCIWOŚCI HYDRAULICZNE		<b>DRAINTUBE 650 FT 1 D16</b>	<b>DRAINTUBE 450 FT 2 D20</b>	<b>DRAINTUBE 600 FT 1 D20</b>	<b>DRAINTUBE 800 FT 2 D25</b>	<b>DRAINTUBE 1000 FT 1 D25</b>
Wodoprzepuszczalność w płaszczyźnie wyrobu przy nacisku 400 kPa	PN-EN ISO 12958	0,8 l/s/m	1,0 l/s/m	1,0 l/s/m	2,0 l/s/m	2,0 l/s/m
Zdolność przepływu w płaszczyźnie wyrobu, q <sub>s,g</sub>	PN-EN ISO 12958					
Nacisk 20 kPa, i=0,1		0,25 l/s/m	0,25 l/s/m	0,25 l/s/m	0,57 l/s/m	0,57 l/s/m
Nacisk 100 kPa, i=0,1		0,25 l/s/m	0,25 l/s/m	0,25 l/s/m	0,57 l/s/m	0,57 l/s/m
Nacisk 400 kPa, i=0,1,		0,22 l/s/m	0,25 l/s/m	0,25 l/s/m	0,57 l/s/m	0,57 l/s/m
Po 100 h badania (próba pełzania)		0,19 l/s/m	0,25 l/s/m	0,25 l/s/m	0,57 l/s/m	0,57 l/s/m
Charakterystyczna wielkość porów filtra geotekstylnego, O <sub>90</sub>	PN-EN ISO 12956	80 μm	80 μm	80 μm	80 μm	80 μm

WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE		DRAINTUBE 650 FT 1 D16	DRAINTUBE 450 FT 2 D20	DRAINTUBE 600 FT 1 D20	DRAINTUBE 800 FT 2 D25	DRAINTUBE 1000 FT 1 D25
Odporność na przebicie statyczne (metoda CBR), siła przebicia Fp,	PN-EN ISO 12236	≥ 3,7 kN	≥ 2,7 kN	≥ 3,5 kN	≥ 4,7 kN	≥ 6,5 kN
Odporność na przebicie dynamiczne (metoda spadającego stożka)	PN-EN ISO 13433	≤ 10 mm	≤ 10 mm	≤ 10 mm	≤ 3 mm	0 mm
Wytrzymałość na rozciąganie (w obu kierunkach)	PN-EN ISO 10319	15 kN/m	12 kN/m	14 kN/m	22 kN/m	27 kN/m
Wydłużenie przy obciążeniu maksymalnym (w obu kierunkach)	PN-EN ISO 10319	110 %	110 %	110 %	100 %	100 %
Wytrzymałość rurek drenarskich na ściskanie między sztywnymi płytami	PN-EN 50086-2-2	700 kPa	700 kPa	700 kPa	700 kPa	700 kPa
Grubość geowłókniny filtracyjnej pod naciskiem 20 kPa	PN-EN ISO 9863-1	5,2 mm	3,9 mm	5,1 mm	6,4 mm	7,5 mm

### Sposób instalacji

Geokompozyt drenażowy należy układać zaczynając od najniższego punktu, tj. od kolektora drenarskiego. Rolki geokompozytu należy rozwijać orientując rurki drenarskie prostopadłe do kolektora.

Połączenia z kolektorami zbiorczymi należy wykonać z zastosowaniem systemu szybkozłączy, zgodnie z zaleceniami producenta geokompozytu.

Połączenia sąsiednich pasm geokompozytu należy wykonywać na zakład 5 - 10 cm. Zakład powinien mieć postać geowłóknina / geowłóknina / rurki drenarskie / geowłóknina / geowłóknina. Zakłady należy połączyć punktowo co 1 m poprzez zgrzanie geowłókniny gorącym powietrzem. Zabezpieczy to przed przemieszczeniem się geokompozytu podczas zasypywania.

Zakłady poprzeczne, w kierunku prostopadłym do długości rolki, powinny wynosić min. 20 cm. W obszarze zakładu geosyntetyki należy od siebie oddzielić a rurki drenarskie ułożyć obok siebie w taki sposób, aby przylegały do siebie na długości min. 20 cm. Podczas zasypywania drenażu należy uważać, aby żadne maszyny, pojazdy lub inny ciężki sprzęt mechaniczny nie poruszał się bezpośrednio po geokompozycie.

## 4.6 Geokompozyt przeciwoerozyjny

Należy stosować przestrzenne geokompozyty (GCO) zabezpieczające przed erozją skarp i stymulujące proces zazieleniania powierzchni. Geokompozyt przestrzenny musi być w stanie utrzymać nasiona roślin wraz z cienką okrywą ziemną, zapewniającą ochronę i wilgotność dla nasion.

Geokompozyty przestrzenne należy dobierać w zależności od nachylenia skarp oraz metody wykonania obsiewu. Kompozyty zbrojone geosiatką należy stosować w przypadku skarp o nachyleniu powyżej 1:3 oraz zawsze wtedy, gdy podczas obsiewu i po jego zakończeniu po geosyntetykach będą się poruszać robotnicy. Na skarpach przeznaczonych pod hydroobsiew, nachylonych poniżej 1:3, można stosować geokompozyty niezbrojone. W sytuacjach wątpliwych zaleca się stosowanie materiałów zbrojonych.

Ze względu na odporność chemiczną, zaleca się, aby elementy geokompozytu były wykonane z polietylenu i/lub polipropylenu. W przypadku geokompozytów zbrojonych siatkami poliestrowymi, siatki należy zabezpieczać powłoką ochronną z PCW.

Wszystkie geokompozyty powinny posiadać deklarację zgodności CE.

### ZALECANE PARAMETRY TECHNICZNE:

	<b>TRINTER</b>	<b>TRINTER R 20/20</b>
	Przestrzenny geokompozyt przeciwoerozyjny	Przestrzenny geokompozyt przeciwoerozyjny, zbrojony
Elementy geokompozytu	<ul style="list-style-type: none"><li>❶ Romboidalna siatka przeciwoerozyjna, HDPE</li><li>❷ Podstawowa siatka PP, dwukierunkowa</li><li>❸ Wierzchnia siatka romboidalna, HDPE, falista</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>❶ Podstawowa siatka PP, dwukierunkowa</li><li>❷ Romboidalna siatka przeciwoerozyjna, HDPE</li><li>❸ Dwukierunkowa siatka PP</li><li>❹ Wierzchnia siatka romboidalna, HDPE, falista</li></ul>
Rodzaj polimeru	PP + HDPE	PP + HDPE
Połączenie elementów	Zgrzewanie	Zgrzewanie
Oczka siatek przeciwoerozyjnych	10 x 10 mm	10 x 10 mm
Trwałość	Min. 36 miesięcy	Min. 36 miesięcy
Kolor	Czarny, brązowy lub zielony	Czarny, brązowy lub zielony

WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE				TRINTER	TRINTER R 20/20
				Przestrzenny geokompozyt przeciwerozyjny	Przestrzenny geokompozyt przeciwerozyjny, zbrojony
Grubość geokompozytu	PN-EN 964-1			25 mm	25 mm
Masa powierzchniowa	PN-EN 965			320 g/m <sup>2</sup>	535 g/m <sup>2</sup>
Wytrzymałość rozciąganie	na PN-EN 10319	ISO		≥ 1,7 kN/m przy wydł. 10% ≥ 3,0 kN/m przy wydł. 20%	≥ 20 kN/m w obu kierunkach Wydłuż. przy zerwaniu < 12%

WŁAŚCIWOŚCI PRZECIWEROZYJNE				TRINTER	TRINTER R 20/20
				Przestrzenny geokompozyt przeciwerozyjny	Przestrzenny geokompozyt przeciwerozyjny, zbrojony
Współczynnik erozji gleby C <sup>1</sup>	ECTC #2 <sup>2</sup>				
	q = 50 mm/h			≥ 2,72	≥ 2,72
Natężenie deszczu	q = 100 mm/h			≥ 3,10	≥ 3,10
	q = 150 mm/h			≥ 3,35	≥ 3,35

<sup>1</sup> – współczynnik C – stosunek masy gruntu niespoistego wypłukanego z niezabezpieczonej powierzchni gruntu do masy gruntu wypłukanej z takiej samej powierzchni gruntu zabezpieczonej geokompozytem, podczas 30 minut deszczu, przy nachyleniu 1:3.

<sup>2</sup> – Erosion Control Technology Council (ECTC) Test Method 2 - Determination of Unvegetated RECP Ability to Protect Soil From Rain Splash and Associated Runoff Under Bench-Scale Conditions

### Sposób instalacji

Przygotowana powierzchnia, na której ma być zainstalowana mata powinna być równa i zagęszczona. Przed montażem maty TRINTER należy przygotować dwa rowki kotwiące, jeden na górze, drugi u podstawy skarpy o wymiarach: głębokość min. 20 cm, szerokość 30 cm. Matę zakotwić w górnym rowie kotwiącym, w koronie wału, oraz przymocować za pomocą szpilek w odstępach co 1 m. Maty należy układać dachówkowo, na zakład 20 cm, mocując na zakładach żelaznymi szpilkami kotwiącymi J lub U kształtnymi. Szpilki powinny być mocno wciśnięte do gruntu, aby nie wystawały nad powierzchnię maty. Dodatkowo można szpilki połączyć na krzyż sznurkiem polipropylenowym. Zapewni to dobry docisk maty do gruntu. Na ułożonej macie wykonać warstwę okrywającą o grubości ok. 2 cm.

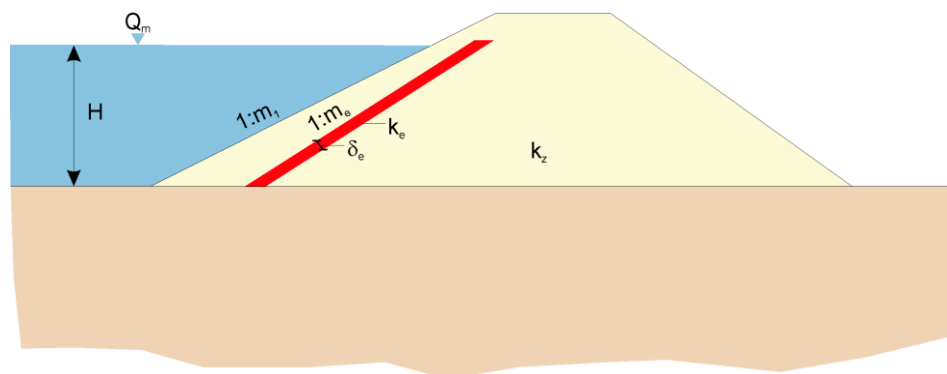
Po macie ułożonej na skarpach o nachyleniu większym lub równym 1:2 nie należy chodzić. Dostęp do skarpy powinien być zapewniany z zastosowaniem drabin i podestów.

## Część 5 - Przykłady obliczeniowe

### 5.1 Obliczenie filtracji przez wał uszczelniony matą bentonitową

Bardzo istotną kwestią jest kształt krzywej depresji w wale oraz wielkość możliwych przesiąków. Aby uzyskać te wartości należy przeprowadzić obliczenia filtracji. Metodologię wykonywanych obliczeń należy dostosować do konstrukcji wału oraz budowy podłoża.

Poniżej przedstawiono przykład obliczeń filtracji dla wału uszczelnionego BENTOMATem, posadowionego na nieprzepuszczalnym podłożu, zgodnie z przedstawionym poniżej schematem:



Objaśnienia do schematu:

H – wysokość zwierciadła wody przy przejściu przepływu miarodajnego, H = 3,5 m

m<sub>1</sub> – nachylenie skarpy odwodnej, m<sub>1</sub> = 3,5

m<sub>e</sub> – nachylenie ekranu (BENTOMATu), m<sub>e</sub> = 3

δ<sub>e</sub> – grubość uwodnionego ekranu (BENTOMATu), δ<sub>e</sub> = 0,01 m

k<sub>e</sub> – wodoprzepuszczalność ekranu (BENTOMATu), k<sub>e</sub> = 4,5 · 10<sup>-11</sup> m/s

k<sub>z</sub> – współczynnik filtracji przez zapórę, k<sub>z</sub> = 6,4 · 10<sup>-4</sup> m/s

Sposób obliczania filtracji w zaporach z ekranem uszczelniającym zależy od stosunku współczynników filtracji korpusu zapory k<sub>z</sub> oraz współczynnika filtracji przez warstwę izolacyjną k<sub>e</sub>. Jeśli stosunek ten jest większy od 100 to w obliczeniach pomija się filtrację przez korpus zapory, ponieważ ma ona znikomy wpływ na przebieg filtracji.

W rozpatrywanym przypadku stosunek ten jest większy od 100:

$$\frac{k_z}{k_e} = \frac{6,4 \cdot 10^{-4}}{4,5 \cdot 10^{-11}} = 1,427 \gg 100$$

Zgodnie z przedstawioną zasadą w dalszych obliczeniach filtracja przez zapórę została pominięta. Zwierciadło wody w korpusie będzie linią poziomą, ułożoną w poziomie terenu. Oznacza to, że nie ma potrzeby wyznaczania krzywej depresji. W związku z tym obliczenia filtracji obejmują jedynie określenie jednostkowego wydatku filtracji na jednostkę długości wału. Dla sytuacji przedstawionej na powyższym schemacie wzór na wyciek filtracyjny dla wału posadowionego na gruncie nieprzepuszczalnym przyjmuje postać:

$$q = k_e \cdot \frac{(1 + m_e^2)^2 \cdot H^2 - m_e^2 \cdot \delta_e^2}{2\delta_e \cdot (1 + m_e^2)}$$

$$q = 4,5 \cdot 10^{-11} \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot \frac{(1 + 3^2)^2 \cdot (3,5 \text{ m})^2 - 3^2 \cdot (0,01 \text{ m})^2}{2 \cdot 0,01 \text{ m} \cdot (1 + 3^2)} = 2,76 \cdot 10^{-7} \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{m}}$$

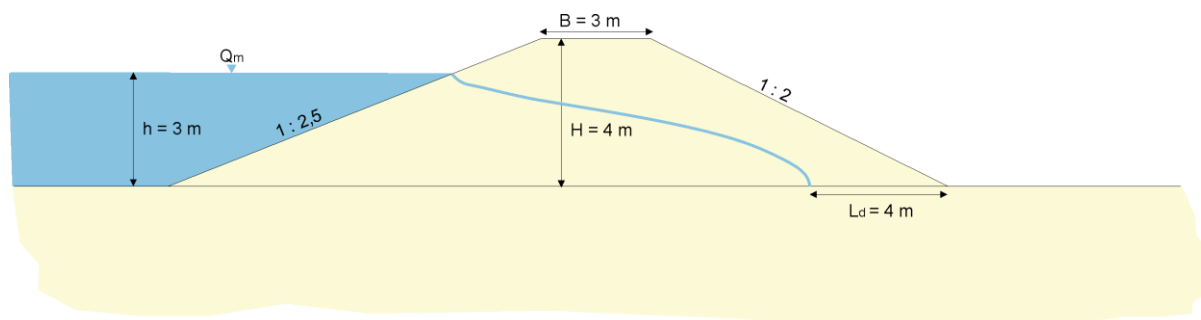
Całkowity wyciek filtracyjny przez zapórę na długości 1 km wynosi:

$$Q = q \cdot L = 2,76 \cdot 10^{-7} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot 1000 \text{ m} = 2,76 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 23,85 \frac{\text{l}}{\text{doba}}$$

## 5.2 Ocena stateczności ogólnej wału

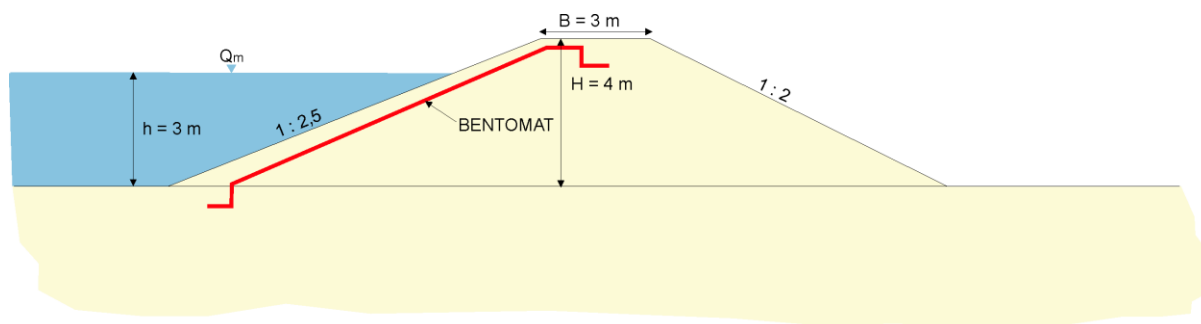
Najważniejszym parametrem konstrukcji wału jest jego stateczność. Musi być ona zachowana szczególnie podczas piętrzenia wody wezbraniowej. Warto zatem wiedzieć jak zmienia się współczynnik stateczności pod wpływem działania wody. Poniżej zostanie przedstawione porównanie zachowania stateczności wału uszczelnionego BENTOMATEM oraz wału o konstrukcji przepuszczalnej, posadowionym na podłożu przepuszczalnym.

Wał nieuszczelniony:



Do obliczeń położenia krzywej depresji przyjęto długość drenażu  $L_d = 4$  m. Wynikiem tych obliczeń jest linia zwierciadła wrysowana w korpus wału na powyższym schemacie.

Wał uszczelniony BENTOMATEM:



Ocena stateczności została przeprowadzona metodą Felleniusa. W metodzie tej wskaźnik stateczności  $F$  wyznacza się wg zależności [20]:

$$F = \frac{\sum(Q_i \cdot \cos\alpha - u_i \cdot L_i \cdot 1m) \cdot \operatorname{tg}\varphi_i + \sum(c_i \cdot L \cdot 1m)}{\sum(Q_i \cdot \sin\alpha)}$$

$$L = \frac{b}{\cos\alpha}$$

Gdzie:

$Q_i$  – ciężar paska gruntu [kN],

$\alpha$  – kąt nachylenia składowej siły ciężaru do poziomu [°],

$\varphi_i$  – kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°],

$u_i$  – ciśnienie wody, obliczane w środku paska  $i$  [kPa],

$b$  – szerokość paska [m],

$c$  – spójność [kPa].

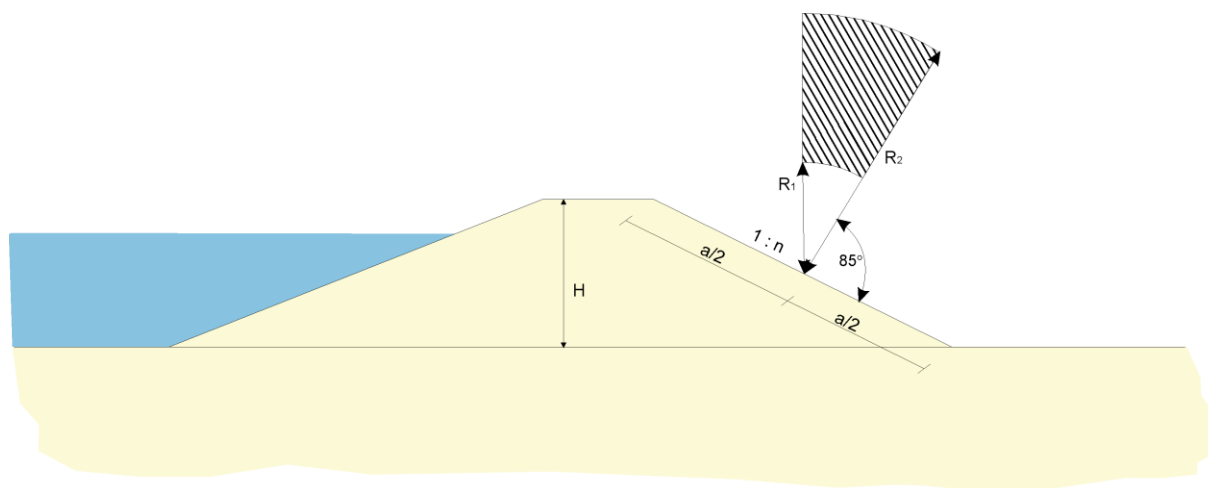


Do obliczeń przyjęto następujące parametry gruntu:

- ciężar objętościowy gruntu  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi = 34^\circ$
- spójność  $c = 0 \text{ kPa}$

Pozostałe wymiary zostały przedstawione zostały na schemacie obliczeniowym.

Kluczowym zagadnieniem jest wyznaczenie powierzchni poślizgu o najniższym współczynniku bezpieczeństwa. Aby wyznaczyć najgorsze położenie krzywej poślizgu przy danym promieniu krzywizny należy wykonać obliczenia iteracyjne, za każdym razem zmieniając promień i zaczepienie środka obrotu powierzchni krzywizny. W celu przyspieszenia obliczeń można posłużyć się w obliczeniach obszarem krytycznym. Przez pojęcie to należy rozumieć obszar, w którym prawdopodobieństwo zaczepienia środka obrotu krzywej poślizgu jest największe. Obszar ten jest zawarty pomiędzy pionową linią zaczepioną w połowie długości skarpy wału a linią nachyloną względem skarpy wału pod kątem  $85^\circ$ . Dodatkowo obszar ten jest ograniczany przez promienie  $R_1$  i  $R_2$  uzależnione od nachylenia skarpy oraz wysokości wału.



Dla skarpy o nachyleniu 1 : 2 promienie przyjmują wartości [20]:

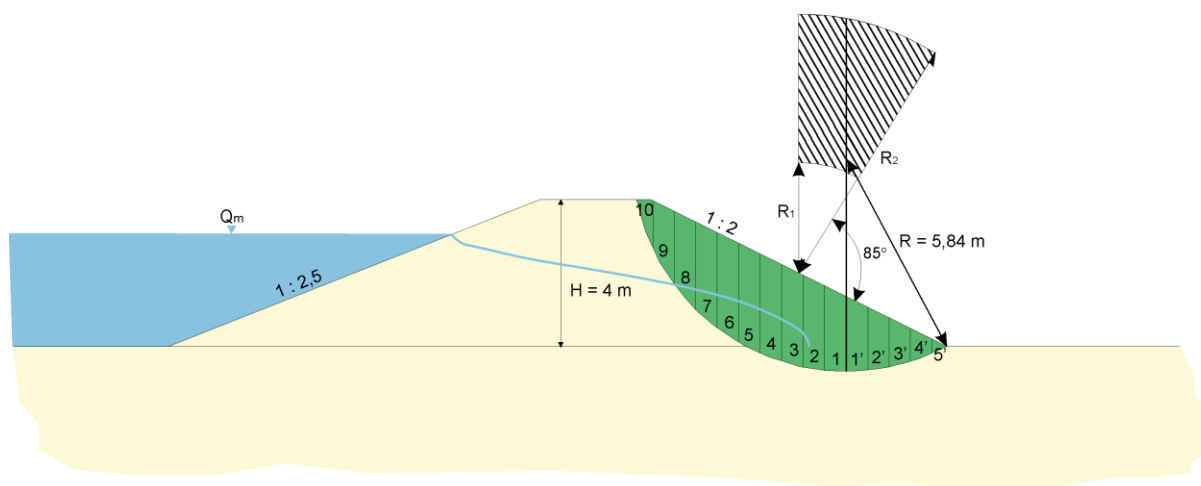
- $R_1 = 0,75 H$
- $R_2 = 1,75 H$

Kolejnym etapem jest wybór środka obrotu powierzchni poślizgu zaczepionego w zakreskowanym obszarze. Wyznaczona powierzchnia poślizgu powinna przechodzić przez miejsce połączenia skarpy wału z podłożem. Otrzymaną w ten sposób powierzchnię należy podzielić na pionowe paski dla których wykonuje się obliczenia. Szerokość paska  $b$  uzależnia się od przyjętego promienia powierzchni poślizgu  $R$ , zgodnie ze wzorem:

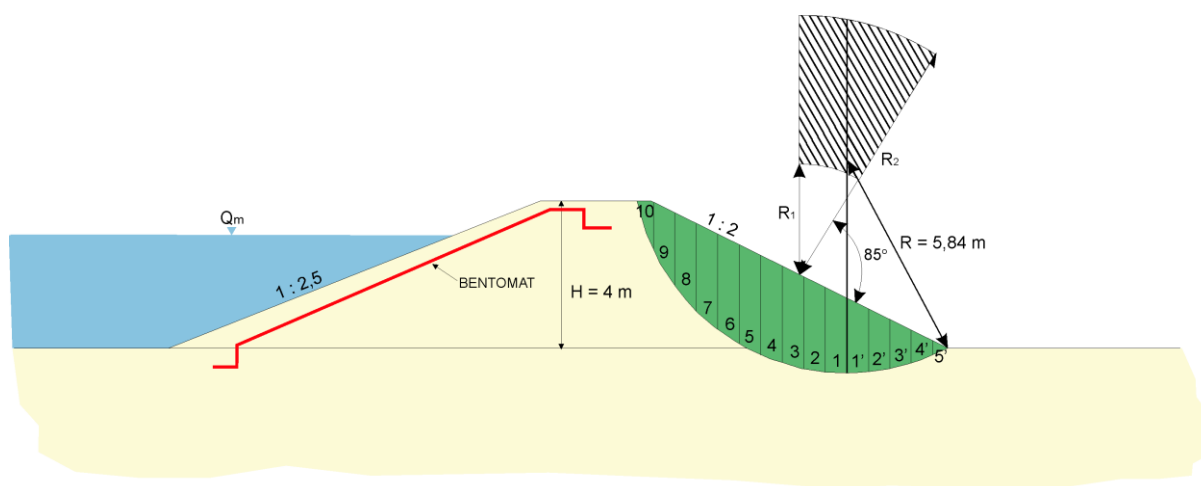
$$b = 0,1 \cdot R$$

Podział pasków rozpoczyna się od pionowej linii przechodzącej przez środek obrotu powierzchni poślizgu. Paski numeruje się zaczynając od tej linii. Przyjmuje się, że od lewo od tej linii występują siły zsuwające (które oznacza się indeksem prim), natomiast na prawo występują siły przeciwdziałające zsuwowi.

Wał nieuszczelniony:



Wał uszczelniony BENTOMATEm:



Dla ułatwienia obliczeń zaleca się wykonywanie obliczeń w formie tabelarycznej, np. jak w tabelach przedstawionych poniżej.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń dla wału nieuszczelnionego uzyskano wskaźnik stateczności  $F = 1,36$ , a dla wału uszczelnionego BENTOMATEm  $F = 1,76$ . Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że zastosowanie izolacji wału zdecydowanie poprawia jego stateczność. Różnica w stateczności wału uszczelnionego i nieuszczelnionego wynika z różnicy w ciężarze gruntu nasyconego i nienasyconego wodą.

Szczegółowe obliczenia zostały przedstawione w poniższych tabelach.

Wał nieuszczelniony:

Nr paska	Q <sub>sr</sub> [kN]	sin α	cos α	Q <sub>sr</sub> · sin α [kN]	φ	tg φ	L · 1 [m <sup>2</sup> ]	u [kPa]	u·L·1 [kN]	Q <sub>sr</sub> · cos α [kN]	Q <sub>sr</sub> · cos α - u·L·1 [kN]	(Q <sub>sr</sub> · cos α - u·L·1) · tgφ [kN]
1	22,68	0,050	0,999	1,1	34	0,67	0,58	6,6	3,9	22,7	18,8	12,68
2	25,20	0,150	0,989	3,8	34	0,67	0,59	6,0	3,5	24,9	21,4	14,41
3	27,00	0,250	0,968	6,8	34	0,67	0,60	10,1	6,1	26,1	20,1	13,52
4	28,08	0,350	0,937	9,8	34	0,67	0,62	11,7	7,3	26,3	19,0	12,82
5	28,44	0,450	0,893	12,8	34	0,67	0,65	11,5	7,5	25,4	17,9	12,06
6	27,90	0,550	0,835	15,3	34	0,67	0,70	10,1	7,1	23,3	16,2	10,95
7	26,28	0,650	0,760	17,1	34	0,67	0,77	7,3	5,6	20,0	14,4	9,69
8	23,22	0,750	0,661	17,4	34	0,67	0,88	3,2	2,8	15,4	12,5	8,45
9	17,82	0,850	0,527	15,1	34	0,67	1,11	0,0	0,0	9,4	9,4	6,33
10	5,76	0,950	0,312	5,5	34	0,67	1,38	0,0	0,0	1,8	1,8	1,21
1'	19,62	-0,050	0,999	-1,0	34	0,67	0,58	6,6	3,9	19,6	15,7	10,61
2'	15,84	-0,150	0,989	-2,4	34	0,67	0,59	6,0	3,5	15,7	12,1	8,17
3'	11,52	-0,250	0,968	-2,9	34	0,67	0,60	4,8	2,9	11,2	8,3	5,57
4'	6,66	-0,350	0,937	-2,3	34	0,67	0,62	3,0	1,9	6,2	4,4	2,95
5'	1,26	-0,450	0,893	-0,6	34	0,67	0,43	1,0	0,4	1,1	0,7	0,47
<b>Sumy:</b>				<b>95,6</b>								<b>129,91</b>

$$F = \frac{\sum(Q_i \cdot \cos\alpha - u_i \cdot L_i \cdot 1m) \cdot \operatorname{tg}\varphi_i}{\sum(Q_i \cdot \sin\alpha)} = \frac{129,91 [kN]}{95,60 [kN]} = 1,36$$

Wał uszczelniony BENTOMATEm:

Nr paska	Q <sub>sr</sub> [kN]	sin α	cos α	Q <sub>sr</sub> · sin α [kN]	φ	tg φ	L · 1 [m <sup>2</sup> ]	u [kPa]	u·L·1 [kN]	Q <sub>sr</sub> · cos α [kN]	Q <sub>sr</sub> · cos α - u·L·1 [kN]	(Q <sub>sr</sub> · cos α - u·L·1) · tgφ [kN]
1	22,68	0,050	0,999	1,1	34	0,67	0,58	0,0	0,0	22,7	22,7	15,28
2	25,2	0,150	0,989	3,8	34	0,67	0,59	0,0	0,0	24,9	24,9	16,81
3	27	0,250	0,968	6,8	34	0,67	0,60	0,0	0,0	26,1	26,1	17,63
4	28,08	0,350	0,937	9,8	34	0,67	0,62	0,0	0,0	26,3	26,3	17,74
5	28,44	0,450	0,893	12,8	34	0,67	0,65	0,0	0,0	25,4	25,4	17,13
6	27,9	0,550	0,835	15,3	34	0,67	0,70	0,0	0,0	23,3	23,3	15,72
7	26,28	0,650	0,760	17,1	34	0,67	0,77	0,0	0,0	20,0	20,0	13,47
8	23,22	0,750	0,661	17,4	34	0,67	0,88	0,0	0,0	15,4	15,4	10,36
9	17,82	0,850	0,527	15,1	34	0,67	1,11	0,0	0,0	9,4	9,4	6,33
10	5,76	0,950	0,312	5,5	34	0,67	1,38	0,0	0,0	1,8	1,8	1,21
1'	19,62	-0,050	0,999	-1,0	34	0,67	0,58	0,0	0,0	19,6	19,6	13,22
2'	15,84	-0,150	0,989	-2,4	34	0,67	0,59	0,0	0,0	15,7	15,7	10,56
3'	11,52	-0,250	0,968	-2,9	34	0,67	0,60	0,0	0,0	11,2	11,2	7,52
4'	6,66	-0,350	0,937	-2,3	34	0,67	0,62	0,0	0,0	6,2	6,2	4,21
5'	1,26	-0,450	0,893	-0,6	34	0,67	0,43	0,0	0,0	1,1	1,1	0,76
<b>Sumy:</b>				<b>95,6</b>								<b>169,95</b>

$$F = \frac{\sum(Q_i \cdot \cos\alpha) \cdot \operatorname{tg}\varphi_i}{\sum(Q_i \cdot \sin\alpha)} = \frac{169,95 \text{ [kN]}}{95,60 \text{ [kN]}} = 1,76$$

## 5.2 Stateczność warstwy okrywającej

Projektując wały przeciwpowodziowe uszczelnione warstwą geotekstylną należy każdorazowo sprawdzić stateczność warstwy okrywającej na powierzchni geosyntetyku (na styku grunt/geosyntetyk).

Do tego celu można wykorzystać wzór na współczynnik bezpieczeństwa skarpy o nieskończonej długości (Matasovic, N., 1991):

$$F = \frac{\frac{c}{\gamma \cdot z \cdot \cos\beta} + \operatorname{tg}\delta \cdot \left(1 - \frac{u}{\gamma \cdot z}\right) - k_s \cdot \operatorname{tg}\beta \cdot \operatorname{tg}\delta}{k_s + \operatorname{tg}\beta}$$

Gdzie:

$\delta$  – kąt tarcia w płaszczyźnie poślizgu [°],

$c$  – spójność pozorna w płaszczyźnie poślizgu [kPa],

$\beta$  – kąt nachylenia skarpy [°],

$\gamma$  – ciężar objętościowy materiału nad płaszczyzną poślizgu [kN/m<sup>3</sup>],

$z$  – miąższość warstwy nad płaszczyzną poślizgu [m],

$u$  – ciśnienie wody w porach gruntu [kPa],

$k_s$  – współczynnik sejsmiczny [-].

Podczas przyjmowania wartości parametrów do obliczeń należy pamiętać, iż kąt tarcia w płaszczyźnie poślizgu zależy bardzo silnie od warunków lokalnych. Powinien być każdorazowo wyznaczany dla projektowanych warunków na podstawie badań, np. w aparacie bezpośredniego ścinania. Badania te należy przeprowadzić z użyciem gruntów, z których będzie formowany nasyp.

## Literatura:

- [1] Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz. U. 2001 nr 115 poz. 1229)
- [2] Ustawa o ochronie przyrody z dnia 16 kwietnia 2004 r. (Dz. U. 2004 nr 92 poz. 880)
- [3] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska (Dz. U. 2001 nr 62 poz. 627)
- [4] Ustawa o szczególnych zasadach przygotowania do realizacji inwestycji w zakresie budowli przeciwpowodziowych z dnia 8 lipca 2010 r. (Dz. U. 2010 nr 143 poz. 963)
- [5] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. nr 243 poz. 1623 – tekst jednolity aktu)
- [6] Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie z dnia 20 kwietnia 2007 r. (Dz. U. 2007 nr 86 poz. 579)
- [7] Borys Magdalena, *Projektowanie i wykonawstwo ekranów przeciwnieprzepuszczalnych z geomembran i mat bentonitowych w wałach przeciwpowodziowych i obwałowaniach zbiorników wodnych*, Instytut Melioracji i Użytków Zielonych, Falenty 2009,
- [8] Borys Magdalena, *Przepisy i wymogi oraz aktualny stan obwałowań przeciwpowodziowych w Polsce*, Instytut Melioracji i Użytków Zielonych, Falenty 2007,

- [9] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. 2000 nr 63 poz. 735),
- [10] *Diagnoza aktualnego stanu gospodarki wodnej*, Załącznik 1 Do projektu Polityki wodnej państwa 2030 (z uwzględnieniem etapu 2016), Krajowy Zarząd Gospodarki Wodnej 2010
- [11] Informacja o wynikach kontroli: *Gospodarowanie Rolniczymi Zasobami Wodnymi* (w ramach programu rozwoju obszarów wiejskich 2007 – 2013), NIK, Warszawa 2012,
- [12] A. Byczkowski, *Hydrologia tom I*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1996, rozdz. 3.6
- [13] A. Byczkowski, *Hydrologia tom II*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1999, rozdz. 4.8
- [14] *Wały przeciwpowodziowe – wytyczne instruktażowe projektowania*, 1982, oprac. zbior. pod kierunkiem A. Żbikowskiego, Melioracje Rolne nr 2 – 3
- [15] L. Rembeza, *Nieustalony przepływ filtracyjny przez wał przeciwpowodziowy z uszczelnieniami*, Gospodarka Wodna nr 9/2007, str. 380 – 382
- [16] H. Orzeszyna, A. Pawłowski, D. Garlikowski, *Wybrane zagadnienia z zastosowania geosyntetyków w budownictwie wodno-melioracyjnym*, Monografie Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, 2008
- [17] M. Borys, *Metody modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych z zastosowaniem nowych technik i technologii*, Wyd. IMUZ, Falenty 2006,
- [18] K. Czyżewski, W. Wolski, S. Wójcicki, A. Żbikowski, *Zapory ziemne*, Arkady, Warszawa 1973,
- [19] K. Fanti, K. Fiedler, J. Kowalewski, S. Wójcicki, *Budowle piętrzące*, Arkady, Warszawa 1972,
- [20] Pod red. W. Wolskiego, *Przewodnik do ćwiczeń z podstaw geotechniki – mechanika gruntów, Część I - Ćwiczenia projektowe*, Wyd. SGGW, Warszawa 1996,