



**WSPÓŁCZESNE PROBLEMY  
INŻYNIERII ŚRODOWISKA**

**Henryk Orzeszyna  
Andrzej Pawłowski  
Daniel Garlikowski**

**WYBRANE ZAGADNIENIA Z ZASTOSOWANIA  
GEOSYNTETYKÓW W BUDOWNICTWIE  
WODNO-MELIORACYJNYM**

**XI**



**Wrocław 2008**

*Autorzy:*

Henryk Orzeszyna, Andrzej Pawłowski, Daniel Garlikowski

*Opiniodawca*

prof. dr hab. inż. Tadeusz Bednarczyk

*Redaktor merytoryczny*

dr hab. inż. Krzysztof Pulikowski, prof. nadzw.

*Opracowanie redakcyjne*

mgr Elżbieta Winiarska-Grabosz

*Korekta*

Janina Szydłowska

*Łamanie*

Halina Sebzda

*Projekt okładki*

Krzysztof Wyszatycki

Monografie LXIV

© Copyright by Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Wrocław 2008

ISSN 1898–1151

ISBN 978–83–60574–45–4

**WYDAWNICTWO UNIwersytetu PRZYRODniczego WE WROCLAWIU**

**Redaktor Naczelny – prof. dr hab. Andrzej Kotecki**

**ul. Sopocka 23, 50–344 Wrocław, tel. 071 328–12–77**

**e-mail: [wyd@up.wroc.pl](mailto:wyd@up.wroc.pl)**

---

Nakład 100 + 16 egz. Ark. wyd. 5,7. Ark. druk. 5,75

Druk i oprawa: Wydawnictwo Tekst Sp. z o.o.

ul. Kossaka 72, 85–307 Bydgoszcz

## SPIS TREŚCI

WSTĘP .....	5
1. Podstawowe funkcje i charakterystyka geosyntetyków .....	7
1.1. Filtracja .....	11
1.2. Drenaż .....	12
1.3. Separacja .....	14
1.4. Zbrojenie/wzmocnienie gruntów .....	14
1.5. Ochrona przed erozją .....	15
1.6. Uszczelnienie .....	15
1.7. Ochrona innych powłok .....	18
1.8. Opakowanie konstrukcyjne .....	18
2. ZASTOSOWANIA GEOSYNTETYKÓW DO ODBUDOWY WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH .....	21
2.1. Konstrukcja korpusu wałów .....	21
2.2. Sposoby naprawy i odbudowy wałów .....	25
3. ZASTOSOWANIE GEOSYNTETYKÓW W ZAPOBIEGANIU AWARIOM WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH .....	29
3.1. Doraźne zabezpieczenia wałów przed uszkodzeniami filtracyjnymi .....	29
3.2. Zabezpieczenie odkształceń wywołanych wyporem .....	30
3.3. Zabezpieczenia uszkodzeń sufozyjnych .....	31
3.4. Awaryjne podwyższenia korony wału .....	32
3.5. Zabezpieczenia wyrobisk i oczek wodnych na zawalu .....	35
4. DOŚWIADCZENIA Z ZASTOSOWAŃ GEOWŁÓKNIN W BUDOWIE OBIEKTÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH .....	37
4.1. Geowłókniny separujące w zabezpieczeniach urządzeń zbiornika wodnego w Mściwojowie .....	37
4.2. Dobór geowłókniny pod narzutami kamiennymi na przelewach .....	39
4.3. Dobór geowłókniny pod narzutami kamiennymi na skarpie odwodnej zapory .....	42

4.4. Wykorzystanie geowłóknin w robotach modernizacyjnych wałów przeciwpowodziowych .....	45
4.5. Geowłókniny separujące nasyp dociążający i drenaż prawostronnego wału przeciwpowodziowego Starej Odry wzdłuż osiedla Zacisze we Wrocławiu .....	46
4.6. Geowłókniny separujące drenaż prawostronnego wału przeciwpowodziowego Odry wzdłuż osiedla Karłowice we Wrocławiu .....	51
4.7. Geowłókniny separujące drenaż i rowy odpływowe wzdłuż wału przeciwpowodziowego Odry w miejscowości Rybojedzko w gminie Cybinka .....	54
4.8. Geowłókniny wzmacniające nawierzchnię tłuczniową drogi przywałowej ..	59
5. WYBRANE PRZYKŁADY ZASTOSOWAŃ FOLII PCV I GEOMEMBRAN ..	61
5.1. Budownictwo hydrotechniczne .....	62
5.2. Składowiska odpadów .....	70
5.3. Ochrona środowiska .....	74
6. WYBRANE PROBLEMY PROJEKTOWANIA .....	75
6.1. Parametry geomebran .....	75
6.2. Obliczanie stateczności warstwy ochronnej gruntu .....	77
6.3. Obliczanie zakotwienia .....	81
7. PODSUMOWANIE .....	85
PIŚMIENNICTWO .....	86

## WSTĘP

Stosowanie geosyntetyków w budownictwie drogowym, ziemnym, a w szczególności w budownictwie hydrotechnicznym, w krajach dobrze rozwiniętych ma długoletnią tradycję. Od kilkunastu lat obserwujemy wzmożone zainteresowanie tymi materiałami na terenie Polski. Coraz trudniej spotkać budowę, na której geosyntetyki nie zyskują pozycji pełnoprawnego materiału budowlanego. Ich różnorodność i wielofunkcyjność jest we współczesnym procesie inwestycyjnym na tyle atrakcyjna, że niektóre rozwiązania z ich zastosowaniem funkcjonują jako rodzaj standardu. Autorzy tej publikacji są głęboko przekonani o walorach użytkowych tych materiałów. Dają temu wyraz, propagując je w swojej działalności akademickiej, jak również stosując w prowadzonej przez siebie praktyce inżynierskiej. W publikacji przedstawiono wybrane elementy z dorobku naukowego i inżynierskiego autorów, które mogą okazać się użyteczne dla innych przy rozwiązywaniu podobnych zagadnień.

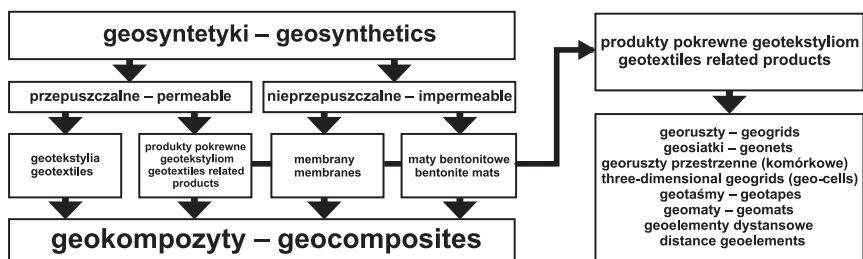
Postęp w dziedzinie syntetycznych polimerów zaowocował w latach sześćdziesiątych dynamicznym rozwojem całej gamy produktów oznaczanych wspólnym mianem geosyntetyków, wśród których znajdowały się stosowane już wcześniej w budownictwie ziemnym i wodnym geotekstyli. Początkowo były wytwarzane z surowców naturalnych, natomiast później rynek został szybko zdominowany przez tworzywa sztuczne, zapewniające większe możliwości kształtowania właściwości produktu. Bogata oferta geosyntetyków pozwalała na wprowadzenie nowych rozwiązań prostszych technologicznie, tańszych, przyjaznych dla środowiska, a niekiedy bardziej efektywnych niż dotychczasowe rozwiązania wykorzystujące konwencjonalne materiały. Geosyntetyki to materiały stosunkowo młode, ale z uwagi na ich techniczne i ekonomiczne zalety stosowane z każdym rokiem coraz szerzej w wielu dziedzinach inżynierii – jako ochrona wybrzeży, w budowie dróg wodnych, kolei i dróg kołowych, tuneli, w składowiskach odpadów, przy budowie zapór i obwałowań.



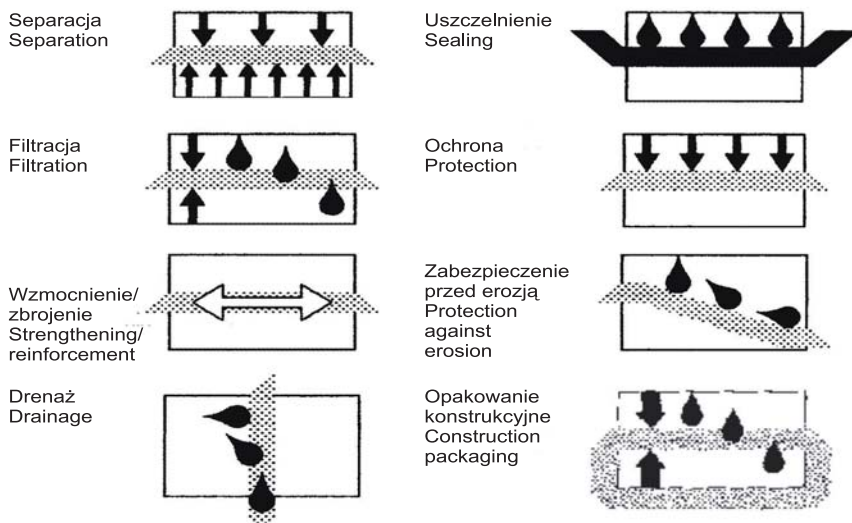
# 1. PODSTAWOWE FUNKCJE I CHARAKTERYSTYKA GEOSYNTETYKÓW

Podstawowy podział geosyntetyków obejmuje geosyntetyki wodoprzepuszczalne – geotekstylia i geowłókniny oraz nieprzepuszczalne dla wody, nazywane geomembranami. Schemat podziału geosyntetyków, tak jak ujmuje to norma EN ISO 10318, pokazano na rysunku 1.1 [Saathoff, Vollmert 2002]. Nie wszystkie jednak elementy z tworzyw sztucznych umieszczone w gruncie mogą być uważane za geosyntetyki, nie będą nimi np. rury. Bardziej związane z pojęciem geosyntetyków są geotekstylia wykonane z włókien naturalnych, wytwarzane za pomocą podobnych lub takich samych technik produkcyjnych [Saathoff, Vollmert 2002]. ASTM (American Society for Testing Materials) Committee D35 definiuje geosyntetyki jako płaskie wyroby z materiałów polimerowych, stosowane z gruntem, materiałem skalnym lub innym materiałem ziarnistym używanym w geotechnice jako integralna część konstrukcji lub systemu wykonanego przez człowieka [Berg, Suits 1999]. Podstawowymi materiałami polimerowymi używanymi do produkcji geosyntetyków, które mogą spełnić obecne wymagania dotyczące stateczności i trwałości, są: polietylen, polipropylen, poliester, poliamid oraz poliakrylonitryl. Właściwości tych materiałów są poprawiane poprzez dodatek stabilizatorów. Podstawowe funkcje, jakie pełnią geosyntetyki, to funkcje mechaniczne – separacja, zbrojenie/wzmocnienie, ochrona i nie zawsze występujące w dotychczasowych klasyfikacjach, „opakowanie konstrukcyjne” oraz funkcje hydrauliczne – filtracja, drenaż, uszczelnienie. Poszczególne funkcje, które zostały opisane w dalszej części, jak też poszczególne dziedziny zastosowań doczekały się znormalizowanych piktogramów, co pozwala na szybką identyfikację przeznaczenia produktu [PN-EN ISO 10 318:2007]. Piktogramy symbolizujące różne funkcje oraz obszary zastosowań pokazano na rysunkach 1.2 i 1.3.

Funkcje poszczególnych rodzajów geosyntetyków implikują właściwości najbardziej istotne dla danej grupy. Cechy, które mają największe znaczenie dla geotekstyliów i geowłóknin, geomembran, georusztów i geokompozytów, zestawiono w tabeli 1.1. Bardziej dokładne zestawienie właściwości, istotnych z punktu widzenia określonych zastosowań, można znaleźć w pracy Chodyńskiego [2002]. Tabela 1.2 pokazuje, jak często wykorzystywane są poszczególne funkcje geosyntetyków. W Europie największy procent produkowanych materiałów znajduje zastosowanie jako warstwy separacyjne, podczas gdy w Stanach Zjednoczonych dominujący obszar zastosowań to wzmacnianie/zbrojenie gruntów oraz również separacja gruntów. Symbole graficzne geosyntetyków zostały ujęte w tabeli 1.3.



Rys. 1.1. Podział geosyntetyków wg [Saathoff, Vollmert 2002]  
 Fig. 1.1. Geosynthetics division

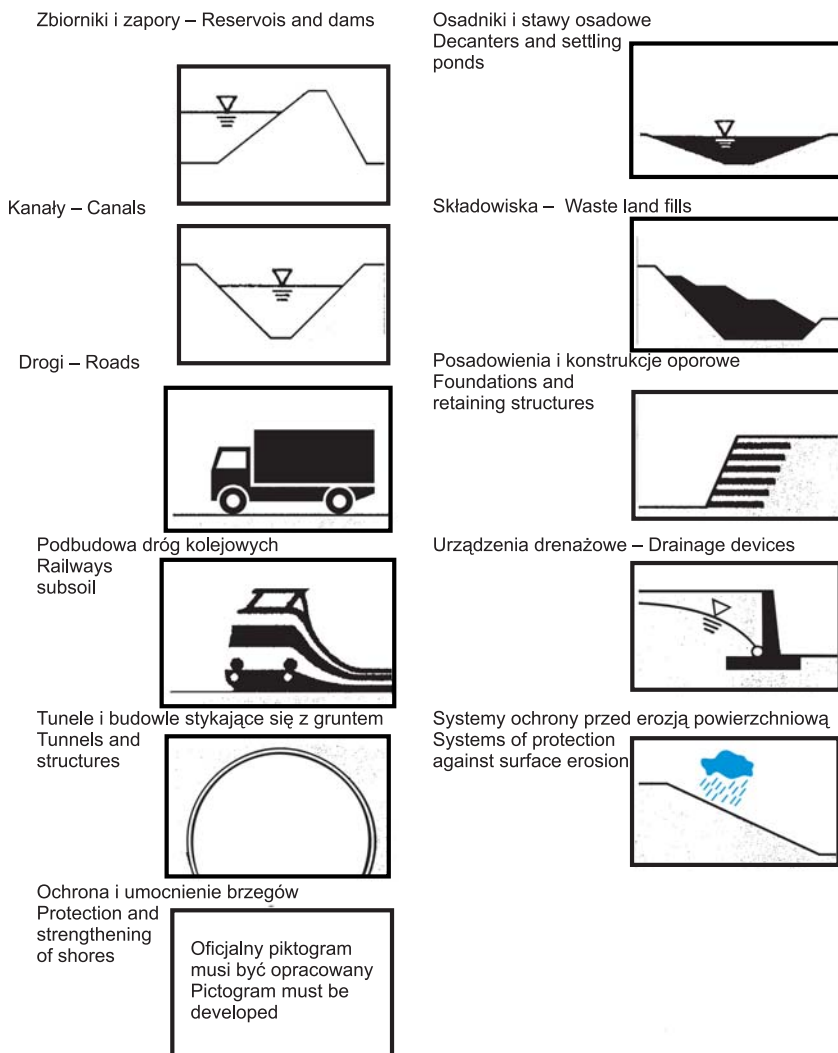


Rys. 1.2\*. Piktogramy symbolizujące funkcje, jakie mogą spełniać geosyntetyki [PN-EN ISO 10318:2007]

Fig. 1.2. Piktograms symbolizing possible geosynthetics functions

\* Przedruk za zgodą Prezesa Polskiego Komitetu Normalizacyjnego – zezwolenie Nr 11/P/2008. Oryginały norm dostępne są w Wydziale Sprzedaży PKN oraz w autoryzowanych przez PKN punktach dystrybucji. Za zgodność przedruku normy z oryginałem odpowiadają autorzy niniejszej publikacji (dotyczy: rys. 1.2, 1.3, tab. 1.3).





Rys. 1.3\*. Piktogramy symbolizujące obszary zastosowań geosyntetyków  
[PN-EN ISO 10318:2007]

Fig. 1.3. Pictograms symbolizing scope of geosynthetics using

\* – por. s. 8

Tabela 1.1  
Table 1.1

Znaczenie parametrów opisujących właściwości poszczególnych rodzajów geosyntetyków  
[Schmalz, Bötcher 1999]  
Importance of parameters defining properties of particular types of geosynthetics

Rodzaj geosyntetyku Type of geosynthetic	Wodoprzepuszczalność Water permeability		Wytrzymałość Strength	Szttywność Stiffness	Szorstkość powierzchni Surface roughness
	w płaszczyźnie in plane	prostopadle perpendicular			
Geotekstylia Geotextiles	D	D	D	D	M
Geomembrany Geomembranes	M	M	S	S	D
Georuszty Geogrids	D	M	D	M	S
Geokompozyty Geocomposites	M	D	D	M	S

Znaczenie: D – duże, S – średnie, M – małe  
Importance: D – significant, S – medium, M – small









Tabela 1.2  
Table 1.2

Główne kierunki wykorzystania geosyntetyków w Europie i w USA w roku 1995  
[Schmalz, Bötcher 1999]  
Main scopes of geosynthetics application in Europe and USA

	Funkcja Function	Europa Europe	USA
1.	Separacja Separation	35%	28%
2.	Drenaż Drainage	25%	15%
3.	Ochrona przed erozją Protection against erosion	25%	12%
4.	Wzmocnienie, ochrona Strengthening, protection	10%	45%

Tabela 1.3\*  
Table 1.3

Symbole graficzne geosyntetyków wg PN-EN ISO 10318:2007  
Graphic symbols for geosynthetics according to PN-EN ISO 10318:2007

GTX		Wyrób geotekstylny Geotextile	Geotkanina Geo-textile
GBR		Bariera geosyntetyczna Geosynthetic barrier	Bariera geosyntetyczna Geo-synthetic barrier
GGR		Geosiatka (Georuszt) Geogrid	Georuszt Geogitter
GCO		Geokompozyt Geocomposite	Geokompozyt Geo-composite
GNT		Georuszt drenażowy Geo-net	Geosiatka Geo-net
GBR-C		Geosyntetyczna bariera iłowa Geosynthetic clay barrier	Geosyntetyczna bariera iłowa Geo-synthetic clay barrier
GCE		Geosyntetyk komórkowy Geo-cell	Geo-komórka Geo-cell
GMA		Geomata Geo-mat	Geomata Geo-mat

\* – por. s. 8

## 1.1. Filtracja

Geosyntetyki spełniające funkcję filtrów są stosowane w budownictwie wodnym oraz w systemach drenażowych, zastępując wykorzystywane niegdyś filtry odwrotne, których konstrukcja i wykonanie było skomplikowane i pracochłonne. W tym charakterze występują zwykle geowłókniny, których zadaniem jest z jednej strony zatrzymanie cząstek gruntu, z drugiej – zapewnienie przepływu wody prostopadle do ich powierzchni. Odpowiednio do zadań i charakterystyki gruntów musi być dobrana wielkość i struktura otworów geowłókniny, gwarantując równocześnie, że nie dojdzie do tworzenia się „placzków filtracyjnych” na powierzchni kontaktowej między gruntem a filtrem. Podstawowe kryteria doboru odpowiedniego materiału, oprócz rozkładu uziarnienia, biorą najczęściej pod uwagę tzw. charakterystyczną wielkość otworów  $O_{90}$ , definiowaną jako wielkość otworów, od których 90% otworów ma mniejszą średnicę. Kryterium to, aczkolwiek proste

do stosowania, uważane jest za niewystarczające. W literaturze można znaleźć szereg innych kryteriów, które dają wyniki nieco różniące się między sobą, jeżeli chodzi o dobór właściwej geowłókniny. Obszerny przegląd tych metod oraz ich krytyczną analizę zawiera praca Christphera [1994]. Cenną pomoc w projektowaniu stanowią zawsze przykłady obliczeń. Szereg takich przykładów uwzględniających wybrane kryteria dotyczące filtracji, sufozji i kolmatacji przedstawiają autorzy w następnych rozdziałach. Pierwsze lata eksploatacji wałów przeciwpowodziowych, których te obliczenia dotyczą, wykazały słuszność i efektywność przyjętych rozwiązań.

## 1.2. Drenaż

Zadaniem geosyntetyków używanych do drenażu jest odprowadzenie wody lub gazów w ich płaszczyźnie przy jak najmniejszych stratach ciśnienia. Są to najczęściej elementy kompozytowe z zewnętrzną warstwą filtracyjną i wewnętrzną przestrzenią drenażową w postaci np. geosiatki lub innych elementów dystansowych, albo geowłókniny. W projektowaniu trzeba zwykle uwzględniać naprężenia normalne, które wpływają na efektywność systemu. Podstawowe parametry, podawane zwykle przez producentów, które są istotne w zastosowaniach kompozytów drenażowych, to strumień przepływu  $q_n$  ( $l/m^2 \cdot s$ ) w płaszczyźnie prostopadłej do wyrobu, zdolność przepływu w płaszczyźnie wyrobu  $q_p$  ( $l/m \cdot s$ ) ustalana przy określonych gradientach hydraulicznych, przepuszczalność właściwa  $\theta$  ( $l/m \cdot s$ ) w płaszczyźnie wyrobu określana przy spadku hydraulicznym równym 1 oraz współczynnik przepuszczalności w płaszczyźnie wyrobu  $k_p$  ( $m/s$ ). Definicje tych parametrów zawarte są w normie PN-EN ISO 10 318:2007.

Do obliczeń objętości przepływu  $Q$  lub objętościowej prędkości przepływu  $q_p$  w płaszczyźnie wyrobu można wykorzystać np. wzory podawane przez amerykański Instytut Badań Geosyntetyków (Geosynthetic Research Institute – Standard GC8 2001). W cytowanych wzorach zastosowano oznaczenia zgodne z cytowaną wcześniej normą PN-EN ISO 10 318:2007.

$$Q = k_p \cdot i \cdot A \quad (1.1)$$

$$Q = k_p \cdot i \cdot b \cdot d \quad (1.2)$$

$$Q/b = k_p \cdot i \cdot d = \theta \cdot i \quad (1.3)$$

$$q_p = \theta \cdot i \quad (1.4)$$

gdzie:

$Q$  – objętość przepływu w jednostce czasu ( $m^3/s$ ),

$k_p$  – współczynnik przepuszczalności w płaszczyźnie wyrobu ( $m/s$ ),

$i^p$  – gradient hydrauliczny ( $= H/L$ ),

$H$  – różnica poziomów piezometrycznych ( $m$ ),

$L$  – długość drogi przepływu ( $m$ ),

$A$  – pole przekroju poprzecznego wyrobu –  $A = b \cdot d$  ( $m^2$ ),

- $b$  – szerokość (m),  
 $d$  – grubość kompozytu drenażowego, zależna od naprężeń normalnych (m),  
 $\theta$  – przepuszczalność właściwa  $\theta = k_p \cdot d$  (l/s·m lub m<sup>3</sup>/s·m),  
 $q_p$  – objętościowa prędkość przepływu (l/m·s).

W dalszym postępowaniu, z uwagi na niekorzystne czynniki wpływające negatywnie na sprawność geokompozytu drenażowego, należy uwzględnić cząstkowe współczynniki bezpieczeństwa. Oprócz ogólnego współczynnika dla drenażu oraz współczynnika uwzględniającego kolmatację spowodowaną osadzaniem drobnych cząstek gruntu normatyw GRI-GC8 2001 zaleca zastosowanie współczynników związanych z blokowaniem porów geokompozytu wywołanych czynnikami chemicznymi i biologicznymi oraz pełzaniem.

$$q_{pobl} = \frac{q_{100}}{FS_D \cdot FR_{IN} \cdot FR_{CR} \cdot FR_{CC} \cdot FR_{BC}} \quad (1.5)$$

gdzie:

- $q_{pobl}$  – wartość obliczeniowa prędkości przepływu w płaszczyźnie wyrobu,  
 $q_{100}$  – początkowa wartość prędkości przepływu w płaszczyźnie wyrobu określona w warunkach symulowanych w czasie 100 godzin,  
 $RS_D$  – ogólny współczynnik bezpieczeństwa dla drenażu,  
 $RF_{IN}^*$  – współczynnik redukcyjny ze względu na kolmatację,  
 $RF_{CR}$  – współczynnik redukcyjny ze względu na pełzanie,  
 $RF_{CC}$  – współczynnik redukcyjny ze względu na kolmatację chemiczną,  
 $RF_{BC}$  – współczynnik redukcyjny ze względu na kolmatację biologiczną.

Współczynnik redukcyjny ze względu na pełzanie można obliczyć wg wzoru 1.6:

$$RF_{CR} = \left[ \frac{(t_{co} / t_o) - (1 - n_o)}{(t_{cr} / t_o) - (1 - n_o)} \right]^3 \quad (1.6)$$

gdzie:

- $t_{co}$  – grubość geosiatki mierzona po 100 godz. po przyłożeniu obciążenia normalnego,  
 $t_o$  – grubość początkowa przy naprężeniu 20,5 kPa (2,9 psi wg ASTM D519),  
 $t_{cr}$  – grubość geosiatki po procesie pełzania (np. dla projektowanej trwałości 30 lat),  
 $n_o$  – porowatość początkowa.

Wartości tych współczynników przyjmowane w Stanach Zjednoczonych zestawiono w tabeli 1.4. Bardziej szczegółowe wartości, uwzględniające rodzaj budowli, w której zostanie wykorzystany geokompozyt drenażowy, podaje normatyw GRI-GC8 2001.

Typowe zastosowania geosyntetyków drenażowych to, oprócz odwodnień powierzchniowych, warstwy odgazowujące na składowiskach oraz dreny pionowe stosowane od lat w celu przyspieszenia konsolidacji gruntów.

Tabela 1.4  
Table 1.4

Częściowe współczynniki bezpieczeństwa do wymiarowania geokompozytów drenażowych  
[[www.landfilldesign.com](http://www.landfilldesign.com)]  
Partial safety factors for hydraulic transmissivity

	Oznaczenie Symbols	Opis współczynnika Coefficient description	Zakres wartości Range of values
1.	$FS_D$	Ogólny współczynnik bezpieczeństwa dla drenażu Overall factor of safety for drainage	1,0 – 1,2
2.	$RF_{IN}$	Współczynnik redukcyjny ze względu na kolmatację Intrusion Reduction Factor	Wg wzoru (1.6) According to formula (1.6)
3.	$RF_{CR}$	Współczynnik redukcyjny ze względu na pelzanie Creep Reduction Factor	1,0 – 1,2
4.	$RF_{CC}$	Współczynnik redukcyjny ze względu na kolmatację chemiczną Chemical Clogging Reduction Factor	1,2 – 3,5
5.	$RF_{BC}$	Współczynnik redukcyjny ze względu na kolmatację biologiczną Biological Clogging Reduction Factor	2,0 – 10,0

### 1.3. Separacja

Z danych przedstawionych w tabeli 1.2 wynika, że w Europie geosyntetyki stosowane są najczęściej w celu oddzielenia różnych warstw gruntu. Funkcja ta powiązana jest zwykle z innymi funkcjami – wykorzystywane materiały często stanowią równocześnie wzmocnienie słabonośnego podłoża obciążonego znajdującą się powyżej budowlą ziemną oraz pozwalają na przepływ wody. Odpowiednio do tych dodatkowych funkcji przeprowadza się wymiarowanie. Separacja różnych warstw gruntu bądź gruntu i narzutu kamiennego ma szczególne znaczenie w budownictwie wodnym. W miejscach, gdzie będąca w ruchu woda może powodować sufozję, zastosowanie geowłóknin chroni budowlę przed zniszczeniem.

### 1.4. Zbrojenie/wzmocnienie gruntów

Produkty przeznaczone do zbrojenia gruntów muszą cechować się wysoką wytrzymałością na rozciąganie. Ich zadaniem jest poprawa właściwości mechanicznych gruntów. Umieszczone między warstwami gruntu przejmują naprężenia rozciągające. Wprawdzie ich wytrzymałość na rozciąganie jest bardzo duża, ale jest osiągana przy odkształceniach znacznie większych, niż można dopuścić w konstrukcji. Dlatego naprężenia obliczeniowe muszą uwzględniać dopuszczalne deformacje, a w przypadku obciążeń długotrwałych

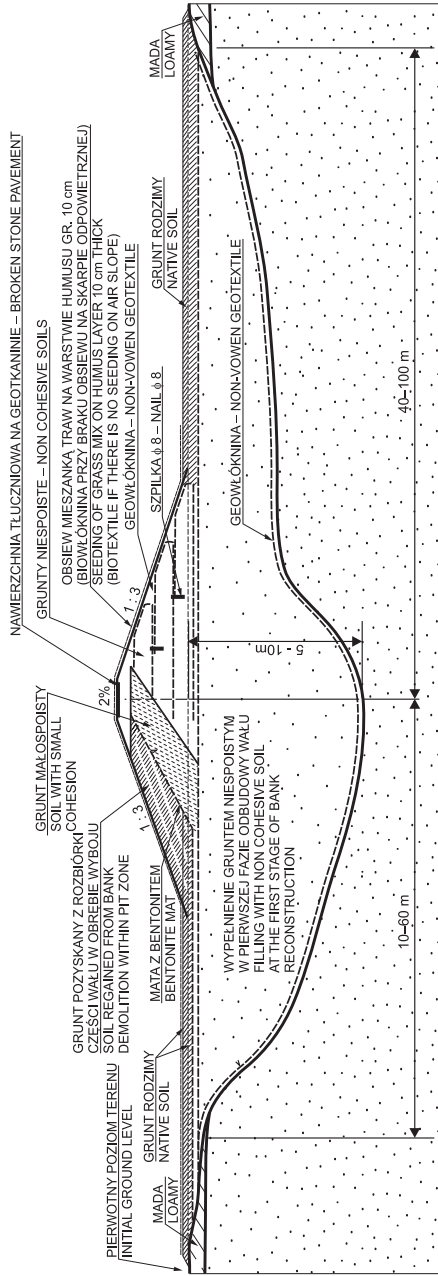
– dodatkowo zjawisko pełzania. Równie istotne są właściwości tarciove stosowanych geosyntetyków, które decydują o skuteczności współpracy gruntu ze zbrojeniem. Wymiarowanie obejmuje zatem sprawdzenie naprężeń rozciągających w poszczególnych warstwach zbrojenia oraz stwierdzenie, czy tarcie między gruntem a zbrojeniem zapewnia przeniesienie tych naprężeń. Zbrojenie ma zwykle formę georusztów albo geotekstyliów produkowanych z włókien poliestrowych o wytrzymałości do 1000 kN/m. Stosowane jest najczęściej w konstrukcjach oporowych, chociaż wachlarz zastosowań do wzmacniania gruntów jest szerszy. Geosyntetyki mogą służyć do wzmacniania podłoża pod fundamentami, pod nasypami lub warstwami konstrukcyjnymi dróg oraz wewnątrz tych warstw, pod torami kolejowymi, do poprawy stateczności warstw spoczywających na geomembranie, w warstwach przekrywających stawy osadowe itp.

### **1.5. Ochrona przed erozją**

Produkty przeznaczone do ochrony przed erozją mają najczęściej postać przestrzennych mat z grubszych syntetycznych włókien, niekiedy są to geokompozyty z przewagą naturalnych włókien lub odpadów włókienniczych, takich jak włókna kokosowe, juta, odpady bawełny, czyli materiałów, które ulegają biodegradacji. Zanim rośliny i ich system korzeniowy zaczną w sposób naturalny chronić podłoże, na którym rosną, maty przeciwoerozyjne chronią cząsteczki gruntu przed wymywaniem przez wodę lub porywaniem przez wiatr. Mogą one zawierać przygotowane wcześniej nasiona roślin, substancje nawozowe, humus, superabsorbenty przyspieszające naturalny proces formowania się warstw wegetacyjnych. Niektóre firmy przygotowują proste nomogramy, które pozwalają na dobór odpowiedniego produktu w zależności od nachylenia zbocza, rodzaju gruntu, temperatury i intensywności opadów.

### **1.6. Uszczelnienie**

Funkcję uszczelnienia spełniają zarówno materiały jednorodne – np. syntetyczne geomembrany (najczęściej z PEHD lub PCW) oraz wyroby kompozytowe, których najbardziej znanym reprezentantem są maty bentonitowe stanowiące połączenie dwóch warstw syntetycznej włókniny i znajdującego się między nimi minerału ilastego w formie proszku (bentonit). Znajdują one zastosowanie wszędzie tam, gdzie zachodzi potrzeba utworzenia szczelnej bariery uniemożliwiającej przedostawanie się cieczy i/lub zanieczyszczeń między dwoma obszarami gruntu. Mogą to być uszczelnienia składowisk, zabezpieczenia zbiorników paliw lub zbiorników innych substancji niebezpiecznych dla środowiska, wydzielenie przestrzeni pod drogami w celu zabezpieczenia podłoża przed wnikaniem substancji ropopochodnych, uszczelnienia obwałowań rzecznych i zbiorników. Zastosowanie na powierzchniach płaskich zwykle nie rodzi problemów. Trudniejsza jest lokalizacja uszczelnień na skarpach, gdyż przykrywające je warstwy mogą zsunąć się po powierzchni materiału, jeżeli siły tarcia okażą się zbyt małe.



Rys. 1.4. Przykład zastosowania geosyntetyków do zabudowy wyryw i rekonstrukcji wału przeciwpowodziowego spełniających różne funkcje w konstrukcji (separacja, wzmocnienie, uszczelnienie)

Fig. 1.4. Example of using geosynthetics to fill the breach and flood bank reconstruction, performing different function in the structure (separation, strengthening, sealing)



Geomembrany i maty układane na zboczach często podlegają rozciąganiu, gdy grunt w podłożu charakteryzuje się niskim współczynnikiem tarcia w płaszczyźnie kontaktu z wbudowywanym geosyntetykiem. Po jego powierzchni może zsuwać się ochronna włóknina. Dotyczy to szczególnie gładkich geomembran z PEHD, dlatego ich powierzchnia powinna być odpowiednio ukształtowana – mogą to być wystające żebra, napylone drobiny tworzywa albo wytłaczane w procesie produkcji ostro zakończone stożki – aby zapewnić wystarczającą wielkość sił tarcia. Współczynniki tarcia między geomembraną PEHD a różnymi materiałami gruntowymi, które często były przedmiotem badań, zestawiono w tabelach 1.5 i 1.6 na podstawie doświadczeń Krusego i Voigta [1992]. Geomembrany z PCW, jako bardziej podatne, nawet bez specjalnych zabiegów technologicznych charakteryzują się wysokimi wartościami współczynników tarcia w płaszczyźnie kontaktu z gruntami niespoistymi, a badania wykazują, że moletowanie (wytłaczanie wzoru na powierzchni) prawie nie wpływa na wielkość tego współczynnika [Zapart 2001]. Stan powierzchni ma natomiast istotny wpływ w przypadku gruntów spoistych. Badania przeprowadzone przez Bouazza [1996] wykazały, że współczynnik efektywności wyrażony jako stosunek kąta tarcia między gruntem a geomembraną ( $\delta'$ ) i kąta tarcia wewnętrznego gruntu ( $\Phi'$ ) wynosił odpowiednio  $0,69 \div 0,86$  (wyższa wartość dla większych naprężeń normalnych) w przypadku geomembrany teksturowanej oraz zaledwie 0,17, kiedy geomembrana była gładka. W środowisku agresywnym chemicznie należy sprawdzić, czy dany produkt ma wystarczającą odporność na warunki panujące w środowisku, gdzie ma być wbudowany.

Produkty w postaci geomembran były również wykorzystywane jako element uszczelniający w zaporach ziemnych i betonowych. Geomembrany z różnych syntetyków stosowano jako pionowe uszczelnienia w obwałowaniach, jako uszczelnienia odwodnych skarp zbiorników, do utworzenia wodoszczelnej bariery w przypadku renowacji powierzchni betonu w zaporach, lub gdy przyjęta technologia robót betonowych wprawdzie zapewnia szybki postęp prac i pozwala na użycie betonów o małej zawartości cementu, ale nie gwarantuje odpowiedniej szczelności (zapory w technologii RRC – Roller Compacted Concrete) [Semenelli, Rodriguez 1996, Scuero, Vaschetti 1996].

Tabela 1.5

Table 1.5

Proponowane współczynniki tarcia między różnymi rodzajami gruntów a geomembranami syntetycznymi [Kruse, Voigt 1992]

Suggested coefficient of friction between different soil types and synthetic geomembranes

L.p.	Geomembrana PEHD PEHD geomembrane	Grunt – Soil		
		Piasek – Sand		Żwir – Gravel
	Wysokość profilu – Profile height	$U^* < 3$	$U^* > 3$	
1.	Gładka – Smooth	0,50 $\Phi'$	0,60 $\Phi'$	0,50 $\Phi'$
2.	0,5–1,0 mm	0,60 $\Phi'$	0,75 $\Phi'$	0,70 $\Phi'$
3.	1–2,0 mm	0,85 $\Phi'$	0,95 $\Phi'$	0,90 $\Phi'$

\* współczynnik jednorodności uziarnienia  $U = d_{60}/d_{10}$   
uniformity coefficient  $U = d_{60}/d_{10}$

Tabela 1.6

Table 1.6

Proponowane współczynniki tarcia między gruntami spoistymi a gładką geomembraną PEHD w zależności od wilgotności gruntu [Kruse, Voigt 1992]  
Suggested coefficient of friction between cohesive soils and smooth PEHD geomembrane in relation to the soil water content

L.p.	Wilgotność Water content	H – Clay		Glina – Loam	
		$\delta'$	$a'$	$\delta'$	$a'$
			KN/m <sup>2</sup>		KN/m <sup>2</sup>
1.	$w_{opt}$	0,9 $\varphi'$	0,3 $c'$	0,65 $\varphi'$	0,15 $c'$
2.	$W_{97}$	0,8 $\varphi'$	0,2 $c'$	0,65 $\varphi'$	0
3.	$W_{95}$	0,7 $\varphi'$	0,2 $c'$	0,65 $\varphi'$	0

- Uwaga: 1.  $\varphi'$  i  $c'$  określone dla wilgotności optymalnej  
2.  $w_{97}, w_{95}$  oznaczają wilgotność większą od wilgotności optymalnej odczytaną z krzywej Proctora dla  $\rho_d$  stanowiącego odpowiednio 0,97 lub 0,95  $\rho_{dmax}$
- Note: 1.  $\varphi'$  i  $c'$  determined for optimum water content  
2.  $w_{97}, w_{95}$  are symbolizing water content greater then optimum water content, determined from Proctor's curve for dry density  $\rho_d$  equal respectively 0,97 or 0,95  $\rho_{dmax}$

## 1.7. Ochrona innych powłok

Geosyntetyki służące ochronie to głównie geowłókniny o wysokiej gramaturze, zwykle powyżej 400 g/m<sup>2</sup>, stosowane np. do ochrony geomembran – przede wszystkim przed oddziaływaniami mechanicznymi. Czasem jest to funkcja bardziej złożona, jak w przypadku geomembran nakładanych na powierzchnię betonu, gdy ochrona obejmuje nie tylko uszkodzenia mechaniczne, ale również zabezpieczenie przed agresją chemiczną.

## 1.8. Opakowanie konstrukcyjne

Opakowanie konstrukcyjne znajduje zastosowanie w inżynierii geotechnicznej i w budownictwie wodnym wówczas, kiedy istnieje konieczność zamknięcia materiału gruntowego w określonej przestrzeni i wykorzystania powstałego w ten sposób elementu jako całości. Do tego typu elementów można zaliczyć zarówno tzw. drenaż angielski, w którym materiał drenujący jest otoczony geowłókniną, wykonane z georusztów gabiony wypełnione materiałem kamiennym, w tym gabiony z wiotkich siatek zastępujące większe bloki skalne w ochronie nabrzeży, „poduszki gruntowe” pod fundamentami i nasypami, doraźne konstrukcje do awaryjnego podwyższania wałów przeciwpowodziowych, a nawet tradycyjne worki z piaskiem. Istotną cechą tych materiałów musi być zwykle duża wytrzymałość na rozciąganie. Inne ważne parametry zależą od charakteru zastosowań – np. w przypadku drenażu będą to te same parametry, które zostały opisane

w punkcie dotyczącym filtracji, chociaż równie istotna jest tutaj funkcja separacji różnych warstw gruntu.

Trudno sobie obecnie wyobrazić budownictwo ziemne i wodne bez wykorzystania geosyntetyków. Ich prawidłowe zastosowanie wymaga dobrej znajomości szeregu zagadnień związanych ze wzajemnym oddziaływaniem gruntu lub konstrukcji i geosyntetyków oraz właściwym wyborem metod wymiarowania albo algorytmów doboru odpowiednich produktów. Wprawdzie można opisać poszczególne funkcje, jakie materiały syntetyczne pełnią w konstrukcji, ale zwykle ich działanie łączy w sobie różne zadania – np. równocześnie separację, filtrację i wzmocnienie. Dlatego istnieje potrzeba prezentowania sprawdzonych w praktyce rozwiązań, w tym tych, których zastosowanie związane było z problemami lub kończyło się niepowodzeniem. W procesie projektowania niezbędne są materiały syntetyzujące zdobyte w trakcie realizacji doświadczenia i przedstawiające sposoby wymiarowania, które wynikają z tych doświadczeń.



## **2. ZASTOSOWANIA GEOSYNTETYKÓW DO ODBUDOWY WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH**

Jednym z elementów biernej ochrony przeciwpowodziowej dolin rzecznych, szczególnie tych o dużym zainwestowaniu, są obwałowania ziemne wydzielające koryto dla przepływu wielkiej wody. Pomimo tylko okresowego działania są to obiekty o istotnym znaczeniu. Ich rola często była niedoceniana i mimo tego, że ich stan techniczny pozostawiał wiele do życzenia, brakowało bieżącej konserwacji i należytej troski o ich stan. Dopiero powódź z lipca 1997 r. i powstałe przy tym straty uświadomiły wagę problemu. Wielkość tych strat wynikała również z tego, że wały zaprojektowane na przelanie się wód o określonym prawdopodobieństwie nie były przygotowane na przelanie się wód o większym przepływie. Ogromne zniszczenia i straty materialne wielokrotnie przewyższyły nakłady konieczne na systematyczną konserwację i umocnienia miejsc szczególnie zagrożonych.

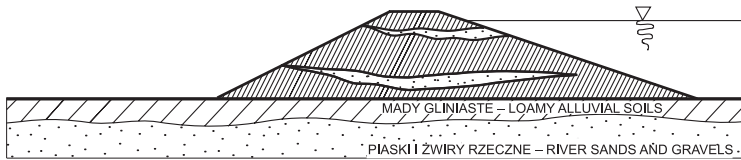
Wezbrania rzek to zjawiska hydrologiczne mające określone uwarunkowania klimatyczne i geomorfologiczne. Początkowy bieg Odry i większości jej lewobrzeżnych dopływów to rzeki o charakterze górskim, które po długotrwałych lub nawalnych opadach reagują dużymi wezbraniem. Zapisy kronikarskie i notowania historyczne na przestrzeni ostatnich 10 wieków zarejestrowały w dorzeczu Odry, głównie z uwagi na poczynione zniszczenia, 77 takich wezbrań [Szczegielniak 1979].

Rozwój osadnictwa i związanej z nim działalności gospodarczej dał początek oraz stymulował przystosowywanie rzeki do aktualnych potrzeb, a w obliczu częstszych powodzi wymuszał działania zabezpieczające. Pisane źródła historyczne już w XIII w. odnotowały, że próbowano zapobiegać zalewaniu terenów uprawnych przez budowę lokalnych ogroblowań ziemnych. Wały przeciwpowodziowe górnego i środkowego biegu Odry były modernizowane po każdej katastrofalnej powodzi i dostosowywane wysokością do poziomu odpowiadającego maksymalnemu poziomowi, jaki w przeszłości wystąpił.

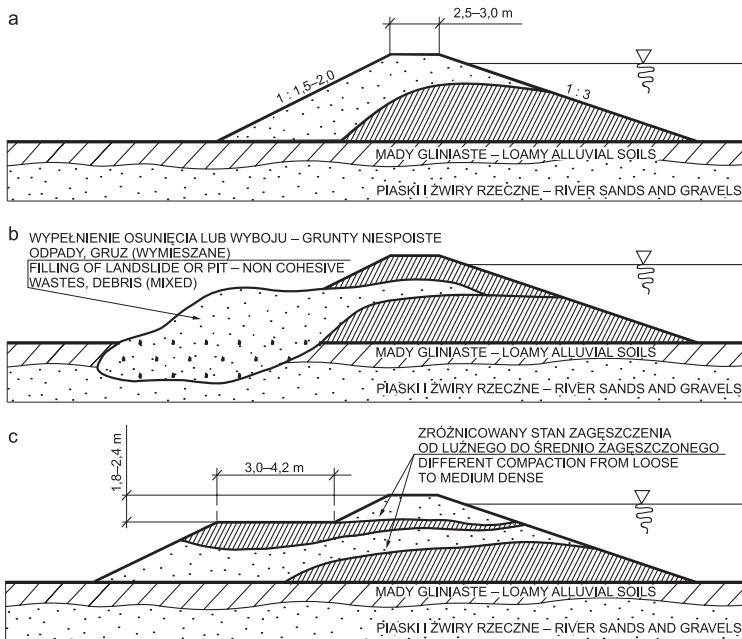
### **2.1. Konstrukcja korpusu wałów**

Do budowy obwałowań używano miejscowego materiału, który sypano bez zachowania aktualnie obowiązujących w budownictwie ziemnym technologii. W efekcie przekrój poprzeczny jest bardzo zróżnicowany pod względem rodzaju gruntów i układu warstw (rys. 2.1, 2.2a,b,c). Ostatnia przebudowa wałów miała miejsce po katastrofalnej powodzi w 1903 roku i dostosowała międzywałe do przepuszczenia wody o maksymalnym

natężeniu tej fali, np. dla rejonu Wrocławia – 2400 m<sup>3</sup>/s. Do tej przebudowy dostosowana była infrastruktura miast i osiedli. Ten złożony przekrój poprzeczny, najczęściej niezany z uwagi na wielokrotne przebudowy, dobrze spełniał swoje zadanie do momentu, kiedy wody powodziowe nie przełaziły się przez koronę wałów. W przeszłości przepływy kulminacyjne przemieszczały się tylko przez stosunkowo krótki czas w porównaniu ze zdecydowanie dłuższym okresem przepływu wód powodziowych, jaki miał miejsce w lipcu 1997 roku. Wydłużenie czasu piętrzenia wód powodziowych w istotnym stopniu pogorszyło stateczność wałów wskutek rozmoknięcia dolnej strefy korpusu po stronie skarpy odpowietrznej.

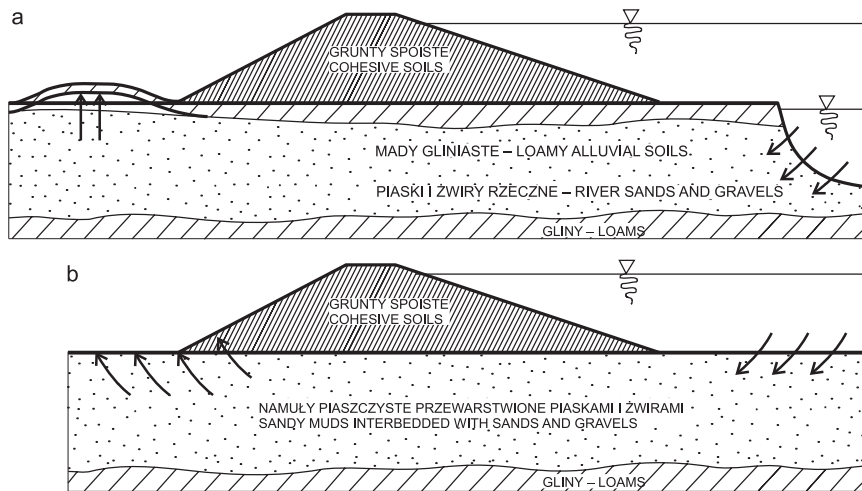


Rys. 2.1. Typowy przykład niejednorodnej budowy korpusu wałów  
Fig. 2.1. Typical example of heterogeneous structure of levee

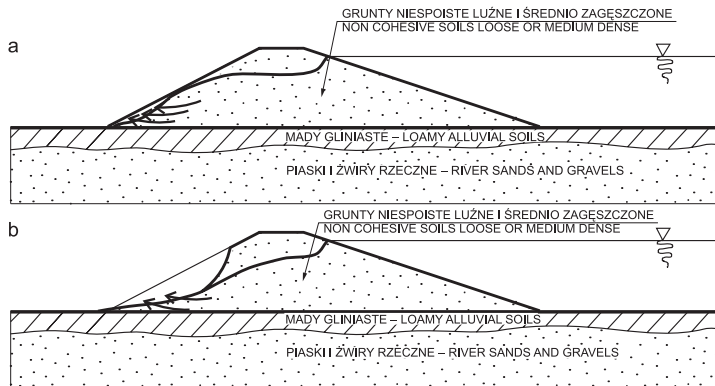


Rys. 2.2. Przekroje poprzeczne wałów modernizowanych w okresie 1854–1920  
Fig. 2.2. Cross-section of levees modernized between 1854–1920

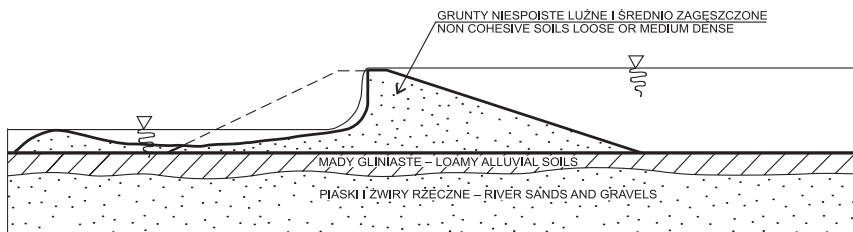
Inny rodzaj zagrożeń to nadmierna filtracja przez podłoże wynikająca z zasilania, w bezpośrednim sąsiedztwie wałów, warstwy utworów piaszczystych zalegających pomiędzy madami i głębiej zalegającymi glinami polodowcowymi oraz brak systemu rozpraszania ciśnienia na zawału, a szczególnie w stopie wałów [Janiak i in. 1986, 1993, Kowalski i in. 1992]. Wysokie wartości ciśnienia doprowadzały do wypierania i deformacji warstwy madowej, powodując spękanie i intensywne wypływy połączone z wynoszeniem materiału piaszczystego. W końcowym efekcie doprowadzało to do powstania przebić hydraulicznych i upłynniania coraz większej strefy podłoża, a w konsekwencji do zniszczenia wału. Szczególnie duże nasilenie procesów upłynniania podłoża miało miejsce w starorzeczach wypełnionych nieskonsolidowanymi namułami. Zagrożenia te przedstawiono na rysunku 2.3a,b. W przypadku większej miąższości warstwy madowej przy wałach wykonanych z gruntów przepuszczalnych – koncentracja strumieni filtrującej wody doprowadzała do stopniowego rozmycia i osuwisk filtracyjnych stopy skarpki odpowietrznej (rys. 2.4a,b). Inną przyczyną zniszczeń całych odcinków wałów było przelewanie się wód powodziowych przez koronę, na co wały te nie były przygotowane (rys. 2.5). Najtrudniejsze sytuacje obserwowano na odcinkach wałów, gdzie oba te przypadki wystąpiły jednocześnie. Dochodziło tam do bardzo szybkiego zniszczenia wałów, a w dalszym okresie do wytworzenia dużych wybojów przekraczających wielokrotnie objętość przerwanego wału. Przykład takiego zniszczenia na wałach w górnym i środkowym biegu Odry podczas lipcowej powodzi 1997 pokazano na rysunku 2.6.



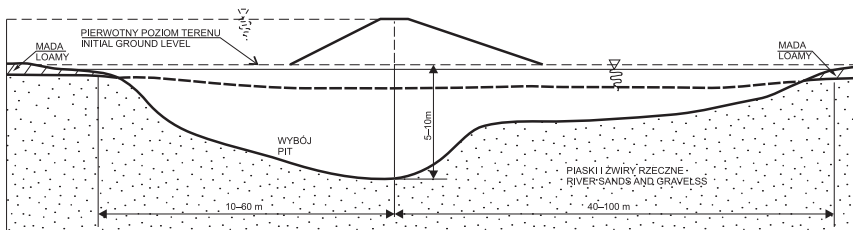
Rys. 2.3. Zagrożenia stateczności wałów na skutek procesów filtracyjnych przez podłoże  
 Fig. 2.3. Risk for bank stability because of subsoil filtration



Rys. 2.4. Przykład naruszenia stateczności wału przy intensywnej filtracji przez korpus  
Fig. 2.4. Example of bank stability loss by intensive filtration through its body



Rys. 2.5. Zniszczenie wału przez wody przelewające się przez koronę  
Fig. 2.5. Bank deterioration by waters flow over its crown



Rys. 2.6. Zniszczenie wału przez wody przelewające się i powstanie wyboju  
Fig. 2.6. Bank deterioration by overflowing water and formation of a pit



## 2.2. Sposoby naprawy i odbudowy wałów

Do naprawy zniszczeń przystąpiono niezwłocznie po ustąpieniu wód powodziowych. Należy tu podkreślić, że praktycznie wzdłuż całej linii wałów przeciwpowodziowych brak jest dróg dojazdowych, co stanowiło duże utrudnienie i dodatkową przeszkodę, jaką należało pokonać przy ich odbudowie. Innym bardzo istotnym utrudnieniem była woda stagnująca w wyrwach i na zawalu, uniemożliwiająca jakiegokolwiek działanie nawet w zakresie rozpoznania. Podjęta odbudowa miała na celu przywrócenie zabudowy wałów do stanu, jaki był przed powodzią przy dodatkowym ich wzmocnieniu w stosunku do wałów istniejących, tak aby nie trzeba było ich wzmacniać przy planowanych pracach modernizacyjnych.

Naprawę rozległych zniszczeń wałów z wybojami zaczęto od likwidacji wyboju, przy czym poważnym utrudnieniem były wody gruntowe wypełniające wybój, niekiedy nawet do poziomu terenu. W tych warunkach do załadowania wyboju przewidziano wyłącznie grunty niespoiste. Mając na uwadze brak możliwości zagęszczania gruntów pod wodą w tradycyjny sposób, zalecono stosowanie geowłóknin i geotkanin dla pełnego lub ograniczonego zamknięcia konsolidującej masy gruntu, jak również dla ochrony przed wynoszeniem niezagęszczonego gruntu przy kolejnych wezbraniach. Po załadowaniu wyboju i zamknięciu gruntu wypełniającego płaszczyznę z geowłókniny odbudowywano korpus wału, wbudowując i zagęszczając kolejne warstwy (rys. 2.7).

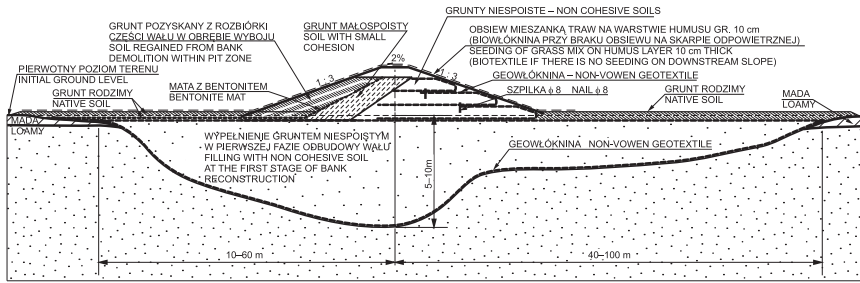
Nieco inny, wariantowy sposób zabudowany z zastosowaniem geowłóknin przedstawiono na rysunku 2.8. Wbudowywanie gruntów niespoistych owiniętych geowłókniną na stronie odpowietrznej wynikało z konieczności zabezpieczenia równoziarnistych gruntów niespoistych przed rozmyciem.

Dla modernizacji istniejących wałów o przekroju poprzecznym jak na rysunku 2.2a,b,c sposób wzmocnienia z możliwością podwyższenia wałów przedstawiono na rysunku 2.9a,b,c,d. Myślą przewodnią tych rozwiązań jest zastosowanie geowłóknin do separacji bardziej przepuszczalnych gruntów na skarpie odpowietrznej od przewarstwień gruntów spoistych i niespoistych w korpusie wału. Warstwa geowłókniny zastępuje, z równorzędnym efektem, bardzo uciążliwy w wykonaniu filtr odwrotny, a ponadto zabezpiecza tę strefę obwałowania przed rozmyciem. Dodatkową korzyścią jest wzmocnienie półki lub stopy skarpy odpowietrznej, umożliwiające wykonanie drogi przywałowej niezbędnej dla prac zabezpieczających podczas powodzi i dla prowadzenia prac konserwacyjnych.

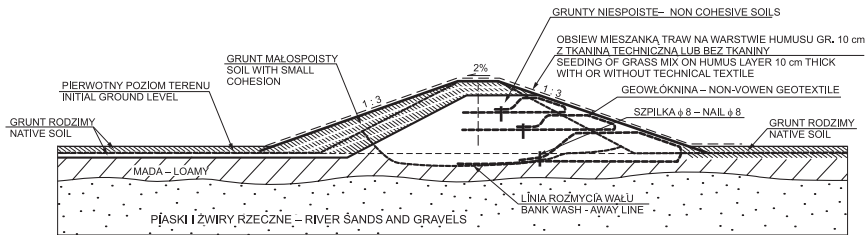
W przedstawionych sytuacjach zastosowanie geowłóknin pozwoliło na:

- zapewnienie bezpieczeństwa gruntem wbudowanym w wybój poniżej zwierciadła wody bez ich zagęszczenia zgodnie z obowiązującymi wymogami;
- zabezpieczenie korpusu wałów przed uszkodzeniami filtracyjnymi i nadmierną sufozją;
- bezpieczne przejście infiltrującej wody przez przewarstwienia niespoiste poprzez wykonanie dociążającego pakietu gruntów niespoistych zamkniętych w geowłókninie; przy takim rozwiązaniu można stosować grunty słabo zagęszczalne, równoziarniste, a nawet niektóre rodzaje odpadów przemysłowych;
- umocnienie korpusu wału i przygotowanie go nawet na przelewanie się wody przez koronę wału.

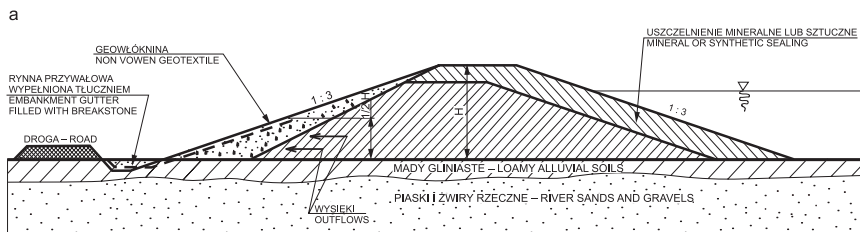
Nierozpoznanym w pełni zagadnieniem jest rzeczywista trwałość geosyntetyków, gdyż nawet przy niezmienności parametrów materiałowych badanych w procesie przyspieszonego starzenia nie ma pełnej gwarancji co do ich zachowania w naturalnych warunkach przy długotrwałej eksploatacji.



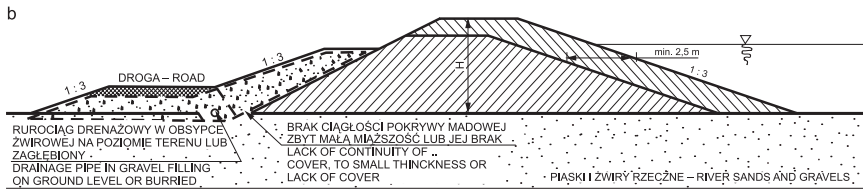
Rys. 2.7. Zabudowa wyboju i odbudowa wału z zastosowaniem geowłóknin wg B.P.INWOD  
Fig. 2.7. Pit filling and bank reconstruction according to INWOD Design Office



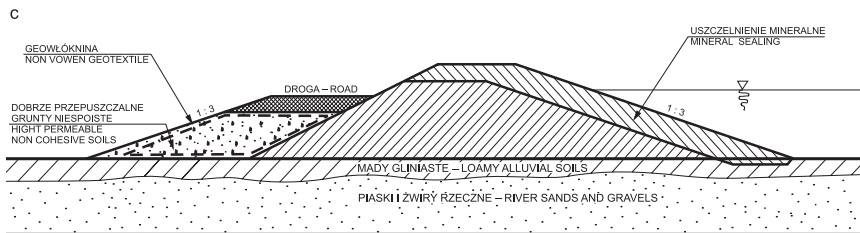
Rys. 2.8. Wariantowy sposób odbudowy korpusu wału z zastosowaniem geowłóknin  
Fig. 2.8. Optional way of bank's body reconstruction using non-woven geotextiles



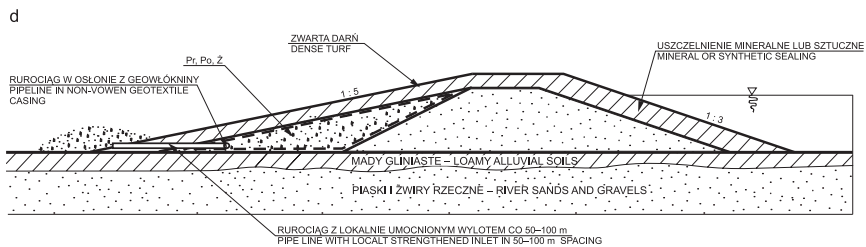
Rys. 2.9a. Podwyższenie i umocnienie stopy skarpy odpowietrznej  
Fig. 2.9a. Raise and strengthening of down stream slope foot



Rys. 2.9b. Podwyższenie oraz drenaż powierzchniowy skarpy odpowietrznej i jej stopy wykorzystany jako podłoże drogi przywałowej  
Fig. 2.9b. Heightening and surface drainage of down stream slope and bank foot used as a subsoil for embankment side road



Rys. 2.9c. Podwyższenie z dociżeniem, ławeczka z gruntów niespoistych w geowłókninie wykorzystana jako podłoże drogi przywałowej  
Fig. 2.9c. Heightening with ballast, bank made of noncohesive soils in non woven geotextile casing used as a subsoil of road by the embankment



Rys. 2.9d. Podwyższenie z dociżeniem warstwą drenażową w geowłókninie z odprowadzeniem wód infiltrujących na zawale  
Fig. 2.9d. Heightening with ballast in non woven geotextile as a drainage layer casing and disposal of infiltrating water into the area behind embankment



### **3. ZASTOSOWANIE GEOSYNTETYKÓW W ZAPOBIEGANIU AWARIOM WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH**

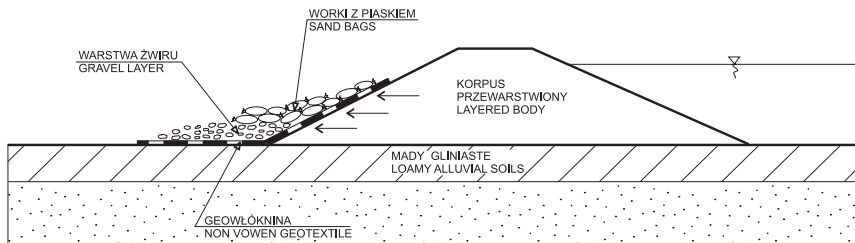
Długotrwałe piętrzenia mogą powodować niekorzystne zjawiska filtracyjne objawiające się na skarpie odpowietrznej i na obszarze zawala w postaci wysięków i przebieg hydraulicznych, obsuwów skarp, odkształceń warstwy madowej na zawalu. Wysięki czystej wody z dobrze zadarnionej skarpy świadczą o ustabilizowanym przepływie filtracyjnym i strefa takiego wysięku może wymagać zabezpieczenia dopiero po kilku dniach. W przypadku wypływu mętnej wody zachodzi zjawisko strefowej sufozji drobnych cząstek gruntu, co może doprowadzić do erozji wewnętrznej i utraty stateczności skarpy. Szereg obwałowań w przekroju poprzecznym posiada liczne przewarstwienia i laminacje gruntów przepuszczalnych, które stanowią uprzywilejowane strefy przepływu filtracyjnego. W takiej sytuacji lokalne wypływy mogą się pojawić na różnych wysokościach skarpy odpowietrznej. Podobne efekty obserwuje się na wałach silnie sperforowanych przez drobne ssaki bytujące w przypowierzchniowych strefach korpusu wału. W wałach wykonanych z piasków drobnoziarnistych lub z gruntów silnie zapyłonych ciśnienie sphywowe może powodować odkształcenia skarpy objawiające się wybrzuszeniami lub ewidentnymi osunięciami, a także wyparciami gruntów spoistych powierzchniowo zalegających na zawalu.

#### **3.1. Doraźne zabezpieczenia wałów przed uszkodzeniami filtracyjnymi**

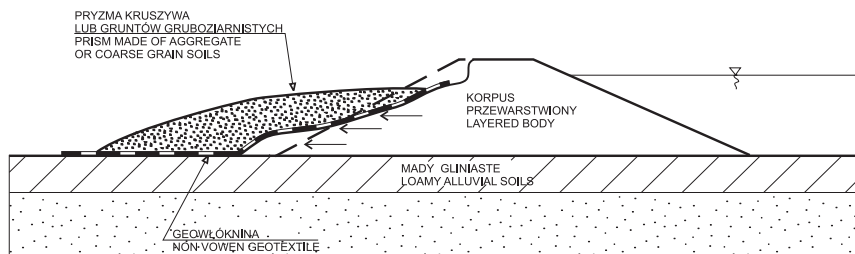
Wycieki różnego pochodzenia na skarpie odpowietrznej i u jej podnóża można skutecznie przechwycić poprzez pokrycie całej powierzchni wysięków dociążoną geowłókniną o gramaturze co najmniej 200 g/m<sup>2</sup>. Przy zabezpieczeniu dużych powierzchni kolejne bryty geowłókniny układać należy z 0,5-metrowym zakładem. Ponieważ dociążona strefa wykazuje tendencję do poszerzania się, pokrywająca ją geowłóknina powinna sięgać od 2 do 5 m poza jej obrzeża. Jeżeli dostępne są materiały gruboziarniste w postaci żwiru lub tłuczni, to w stopie skarpy, na rozłożonej geowłókninie trzeba ułożyć z nich warstwę miąższości ok. 20 cm celem sprawnego odprowadzenia wód przesiąkowych. Całą powierzchnię geowłókniny należy następnie dociążyć workami z piaskiem, rozpoczynając ich układanie od podnóża skarpy do góry ku koronie.

W przypadku braku materiału gruboziarnistego dociążenie powinno być wykonane tylko z worków z piaskiem (rys. 3.1). Podobny sposób zabezpieczenia należy zastosować

w przypadku odkształceń powierzchniowych skarpy odpowietrznej, z tym że należy użyć geowłókniny o wytrzymałości powyżej 10 kN/m, a dociążenie wykonać z kilku lub kilkunastu warstw worków z piaskiem. Rozwiązaniem alternatywnym będzie dociążenie geowłókniny pryzmą kruszywa grubego lub gruntów gruboziarnistych (rys. 3.2).



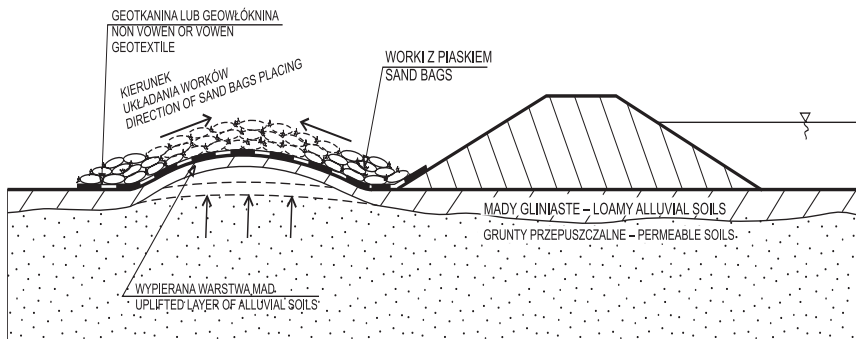
Rys. 3.1. Zabezpieczenie wysięków ze skarpy odpowietrznej wału  
Fig. 3.1. Protection against surface outflow from down stream slope



Rys. 3.2. Zabezpieczenie odkształceń powierzchniowych skarpy odpowietrznej wału  
Fig. 3.2. Protection against surface deformation of embankment on down stream slope

### 3.2. Zabezpieczenie odkształceń wywołanych wyporem

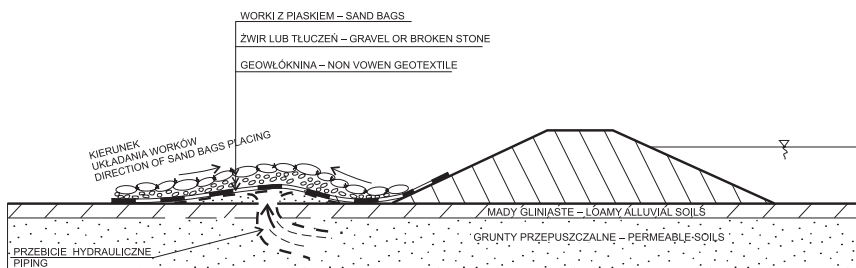
Tam gdzie wały są wysokie, duże wezbrania będą powodowały znaczne ciśnienia w podłożu na zawalu i w przypadku cieniej powierzchniowej warstwy mad gliniastych mogą powodować jej wyparcie. Na zawalu pojawi się poduszka wodna, obejmująca z czasem dużą powierzchnię. Warstwa glin pokrywająca poduszkę narażona jest na pęknięcia i przebicia, co w konsekwencji doprowadza do skoncentrowanego wypływu, a ten z kolei może zainicjować przebicie hydrauliczne. W przypadku nieciągłości warstwy madowej lub jej braku, gdy w podłożu występują grunty sufozyjne, wysokie ciśnienie może uruchomić część cząstek i rozwinąć się w kanałowe lub strefowe przebicie hydrauliczne. Zabezpieczenie poduszek wodnych należy wykonać przy użyciu geotkanin lub geowłóknin o dużej wytrzymałości powyżej 20 kN/m, pokrywając nimi obszar wyparcia z zapasem 5÷10 m poza zaobserwowane odkształcenia podłoża. Cała powierzchnia powinna być następnie dociążona workami z piaskiem, a ich układanie należy rozpocząć od obrzeży obszaru ku środkowi (rys. 3.3).



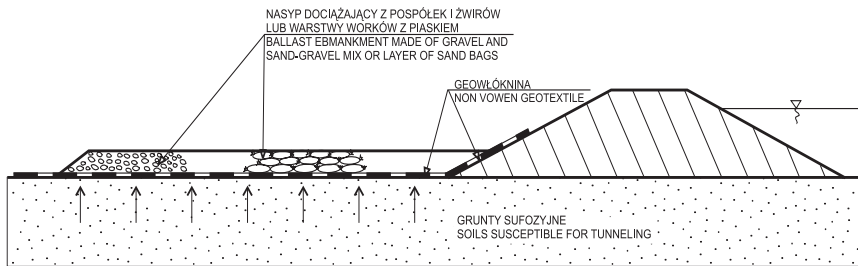
Rys. 3.3. Dociążenie odkształceń podłoża na zawalu wywołanych wyporem  
 Fig. 3.3. Gravity load over subsoil deformation behind embankment caused by water uplift

### 3.3. Zabezpieczenia uszkodzeń sufozyjnych

Zabezpieczenie lokalnych i punktowych przebić zostało opisane w literaturze [Guide for the Design of River Dikes, Pavol 1982, Sokołowski 1972, Ochrona przed powodzią 1975] i zwykle sprowadza się do budowy na zawalu różnego rodzaju zbiorników wypływającej wody, które pozwalałyby na zmniejszenie różnicy ciśnień pomiędzy wodą w międzywalu i w zbiorniku. Uzyskane w ten sposób mniejsze spadki hydrauliczne w warstwie gruntów podłoża zmniejszają sufozję i ograniczają możliwość powstania przebicia. W wielu przypadkach trudno jest rozpoznać stopień rozwoju przebicia, a zabezpieczenie w postaci wybudowanego nad nim zbiornika wody może być niewystarczające do zahamowania dalszego rozwoju przebicia. Znacznie skuteczniejszym i pewniejszym zabezpieczeniem przebić tak punktowych jak i strefowych jest pokrycie ich geowłókniną o dużej wytrzymałości, a następnie dociążenie gruboziarnistym materiałem gruntowym i workami z piaskiem lub w ostateczności tylko workami z piaskiem (rys. 3.4 i 3.5).

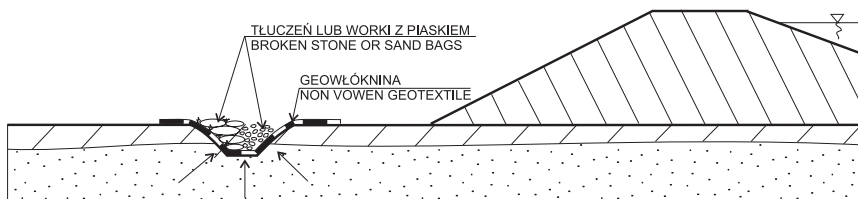


Rys. 3.4. Zabezpieczenie lokalnych przebić hydraulicznych na zawalu  
 Fig. 3.4. Preservation of local piping behind embankment



Rys. 3.5. Zabezpieczenie strefowych przebieg hydraulicznych na zawalu  
Fig. 3.5. Protection of piping zone behind embankment

W wielu miejscach na zawalu, w bezpośrednim sąsiedztwie wału istnieją rowy odwadniające. Podczas długotrwałych piętrzeń grunty w dnie rowu mogą wykazywać niestabilność. Rowy lub ich odcinki można zabezpieczyć przez wyłożenie całego ich obwodu geowłókniną, a następnie obciążyć materiałem gruboziarnistym lub w przypadku jego braku – workami z piaskiem (rys. 3.6).



Rys. 3.6 Zabezpieczenie uszkodzeń sufozyjnych i wyparcie gruntu w dnie rowów na zawalu  
Fig. 3.6 Protection of tunneling damages and uplift of the soil of ditch bottom in the zone behind embankment

### 3.4. Awaryjne podwyższenia korony wału

W przyszłości nie można wykluczyć wystąpienia fali powodziowej, która nie zmieści się w przekroju wyznaczonym obwałowaniami. Jeżeli w magazynach przeciwpowodziowych będą zgromadzone wystarczające ilości worków, a wzdłuż tras wałów, na zawalu przygotuje się hałdy piasku i możliwy będzie dojazd do wałów, to na podstawie wiarygodnych prognoz hydrologicznych i przy odpowiednio zorganizowanych działaniach możliwe jest doraźne podwyższenie korony wałów nawet o 1,5 m.

Worki używane w akcjach przeciwpowodziowych do dociążenia skarp i na podwyższenie wału powinny być wykonane z geotkaniny lub geowłókniny o wytrzymałości co najmniej 5 kN/m. Biorąc pod uwagę zmęczenie ludzi biorących udział w zabezpieczeniach wałów, w magazynach należy przygotować dwa rodzaje worków do napelniania piaskiem: małe 30 x 50 cm i duże o wymiarze 40 x 70 cm. Ciężar małych worków nie powinien przekraczać 15 kg (worki przeznaczone do przenoszenia przez jedną osobę),



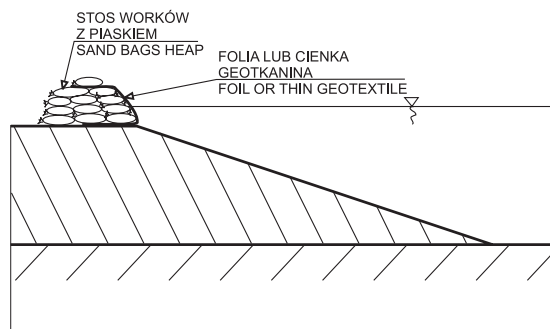
a dużych 25 kg (worki przeznaczone do przenoszenia przez dwie osoby). Do każdego worka należy przymocować sznurek do jego zawiązania. Worki trzeba wypełniać gruntem niespoistym do 70% ich objętości.

Worki na koronie wału należy układać tak, aby spód następnego przyciskał wiązanie poprzedniego, a worki w następnym rzędzie i kolejnej warstwie układane są mijankowo tak jak cegły w murze. Przed ułożeniem worków na koronie wału w kierunku do rzeki można rozłożyć arkusze folii lub cienkiej geotkaniny, na których będzie układany stos worków z piaskiem. Następnie folią lub tkaniną należy przykryć wał z worków i docisnąć pojedynczymi workami na jego szczycie (rys. 3.7).

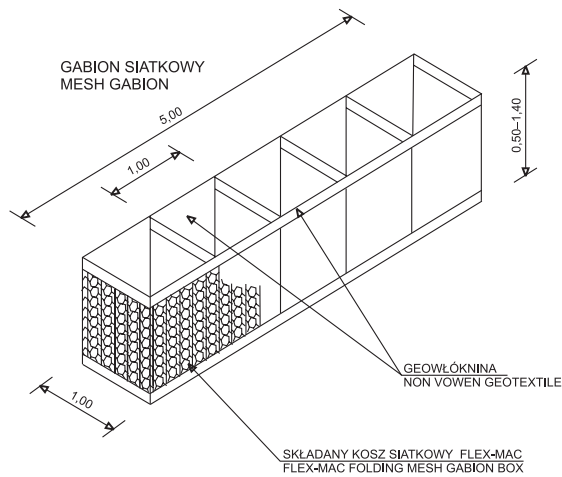
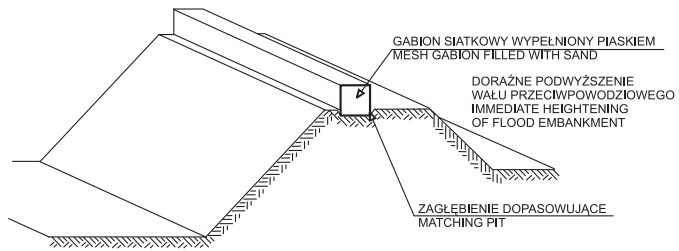
Proponuje się również wykorzystanie siatkowych koszy gabionowych do niewysokich awaryjnych podwyższeń korony wałów. Rozłożony na koronie wału rząd koszy siatkowych po wyłożeniu geowłókniną wypełnia się gruntem, a po zakończeniu akcji przeciwpowodziowej kosze można zdemontować (rys. 3.8).

W obniżeniach korony wału, tam gdzie wody powodziowe zaczynają się przelewać, o ile będzie taka możliwość, na koronie wału i części skarpy odwodnej oraz na skarpie odpowietrznej należy rozścielić geowłókninę i zarzucić ją workami z piaskiem, aż do zasypania obniżenia (rys. 3.9).

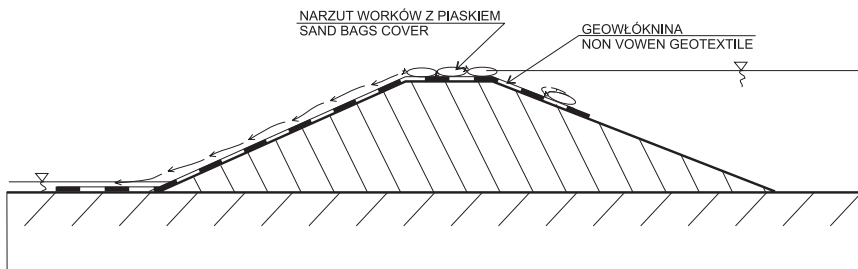
Podczas katastrofalnej powodzi na rzece St. Croix w kwietniu 1997 r., w mieście Stillwater w USA, ochotnicy pod kierunkiem Korpusu Inżynierów Armii USA wykonali kilkukilometrowej długości, awaryjny wał przeciwpowodziowy o wysokości około 3,0 m. Od strony wody, miejscami z wykorzystaniem betonowych bloków stosowanych do rozdzielania pasów jezdni w drogownictwie, na rozścielone z zapasem folię i geowłókninę nasunięto masy ziemi, tworząc konieczny nasyp. Uformowany nasyp zawinięto pozostałą częścią geowłókniny i folii tak, że od strony wody koronę nasypu osłaniała folia i geowłóknina, a pozostała część nasypu obłożona była tylko geowłókniną. Geosyntetyki z zewnątrz obciążono workami z piaskiem, a wody przeciekające przez prowizorycznie uformowany nasyp odpompowywano przy użyciu wysoko wydajnych pomp (rys. 3.10).



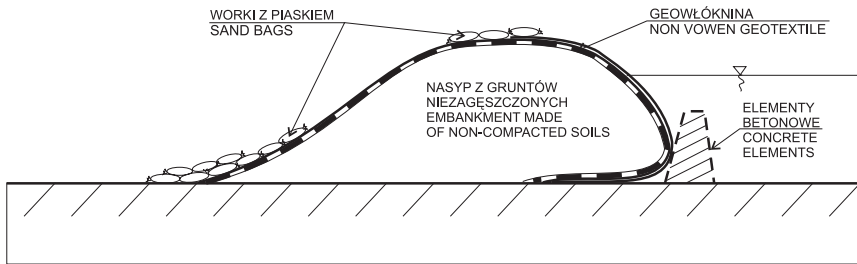
Rys. 3.7. Awaryjne podwyższenie korony wału workami z piaskiem  
Fig. 3.7. Emergency heightening of embankment crown with sand bags



Rys. 3.8. Awaryjne podwyższenie korony wału koszami siatkowymi Flex-Mac  
 Fig. 3.8. Emergency heightening of embankment crown with Flex-Mac mesh gabions



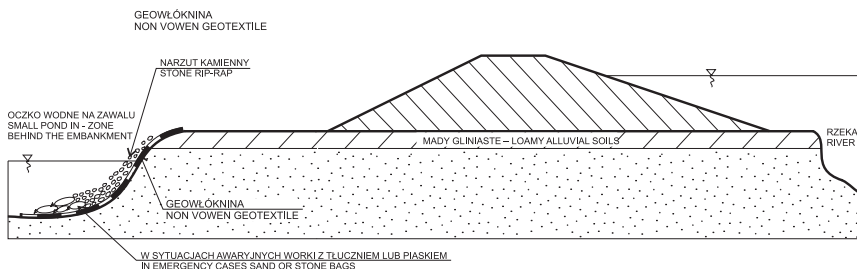
Rys. 3.9. Zabezpieczenie rozmycia na koronie wału  
 Fig. 3.9. Crown protection against washing out of embankment



Rys. 3.10. Zabezpieczenie tymczasowego wału geosyntetykami  
 Fig. 3.10. Protection of temporary embankment with geosynthetics

### 3.5. Zabezpieczenia wyrobisk i oczek wodnych na zawalu

Na zawalu, często w bezpośrednim sąsiedztwie stopy skarpy odpowietrznej, istnieją niezabudowane oczka wodne będące pozostałością starorzeczy lub erozyjnych uszkodzeń wałów i podłoża po poprzednich powodziach. Mogą to być także niezrekultywowane wyrobiska, z których pobrano grunt, prawdopodobnie w celu zabezpieczenia wału. W miejscach tych, w trakcie przejścia fali powodziowej występują nasilone procesy sufozyjne, które mogą być przyczyną strefowych przebiegów hydraulicznych. Jeśli nie zostały one uprzednio zabezpieczone, w czasie powodzi muszą być objęte wnikliwą obserwacją. W przypadku stwierdzenia zmętnienia wody – zbocze i dno oczka od strony rzeki należy pokryć geowłókniną i dociążyć grubym materiałem kamiennym, a w przypadku jego braku – zarzucić workami z piaskiem (rys. 3.11). Wszystkie wyżej opisane uszkodzenia są stosunkowo proste do rozpoznania. Technologia koniecznych zabezpieczeń jest także nieskomplikowana. Konieczne jest jednak przygotowanie odpowiedniej ilości materiałów zabezpieczających. Podstawowym materiałem do zabezpieczeń są worki wypełnione piaskiem, których wielkość pozwoli na ich sprawne i niezbyt uciążliwe przemieszczanie. Wszystkie przedstawione sposoby zabezpieczeń będą skuteczne tylko wówczas, jeżeli będą wspomagane geowłókninami i geotkaninami.



Rys. 3.11. Zabezpieczenie wyrobisk i oczek wodnych na zawalu  
 Fig. 3.11. Protection of excavation and small ponds in zone behind an embankment



## **4. DOŚWIADCZENIA Z ZASTOSOWAŃ GEOWŁÓKNIN W BUDOWIE OBIEKTÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH**

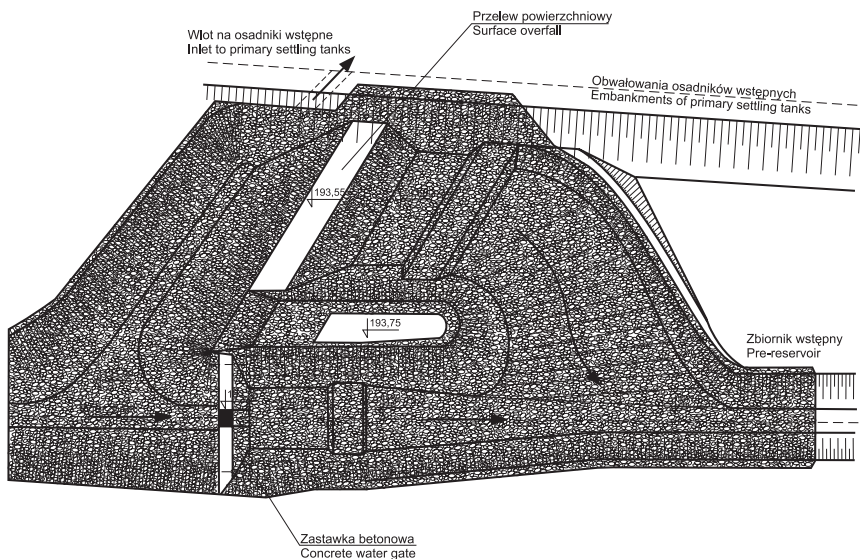
Urządzenia techniczne należące do środków czynnej i biernej ochrony od powodzi to w głównej mierze konstrukcje ziemne. Najskuteczniejsza, czynna ochrona to rezerwa powodziowa w postaci pojemności suchych zbiorników przeciwpowodziowych, polderów lub specjalnie wydzielona pojemność w zbiornikach spełniających inne funkcje niż przeciwpowodziowe. W zlewni Odry w zbiornikach takich pojemność powodziowa zawiera się w przedziale 5÷40% całkowitej objętości zbiornika. Najstarsze i najprostsze obiekty ochrony biernej to obwałowania i kanały ulgi. Ziemne konstrukcje piętrzące muszą być wyposażone w zabezpieczenia przeciwfiltracyjne i przeciwerozyjne, a elementy tych zabezpieczeń wykonane z zastosowaniem geosyntetyków są trwalsze, sprawniejsze i w efekcie tańsze od rozwiązań tradycyjnych.

Własności geosyntetyków jako materiałów wspomagających elementy konstrukcyjne budowli ziemnych, a głównie ich funkcjonalność są tak atrakcyjne, że dziś trudno sobie wyobrazić, aby nie skorzystać z szerokiej gamy oferowanych produktów. Od momentu gdy zaczęto stosować geosyntetyki, zaistniał problem jednolitych metod badań ich parametrów i klasyfikacji, a także problem jednoznacznych norm projektowania konstrukcji z zastosowaniem geosyntetyków. Polski Komitet Normalizacyjny zdołał już ustanowić kilka norm dotyczących ustalania parametrów (zgodnych z normami UE), ale perspektywa ustalenia norm dotyczących projektowania wydaje się być jeszcze odległa [Bolt, Duszyńska 1998, Cichy, Dębicki 1998].

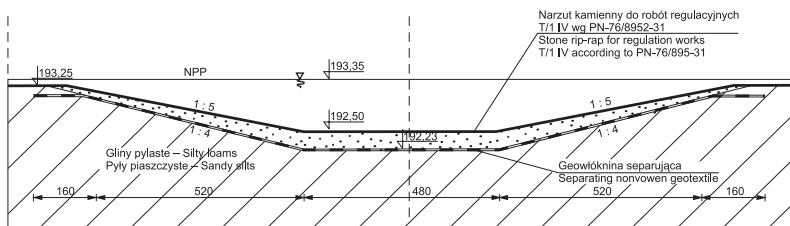
### **4.1. Geowłókniny separujące w ubezpieczeniach urządzeń zbiornika wodnego w Mściwojowie**

Pracownicy Instytutu Inżynierii Środowiska Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu są autorami koncepcji oraz projektów budowlanego i wykonawczego zbiornika wodnego Mściwojów na rzece Wierzbiak k. Jawora. Jego budowę rozpoczęto wiosną 1996 r., a w marcu 2000 r. zbiornik został oddany do eksploatacji. Pierwszą, podstawową funkcją zbiornika jest magazynowanie wody dla celów rolniczych, a drugą – ochrona przed powodzią. Obok 0,7 mln. m<sup>3</sup> pojemności użytkowej zbiornika dalsze 0,6 mln. m<sup>3</sup> pojemności stanowi rezerwę powodziową. Zbiornik pozwala na redukcję przepływu kontrolnego  $Q_k = 25,7 \text{ m}^3/\text{s}$  do bezpiecznego przepływu  $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

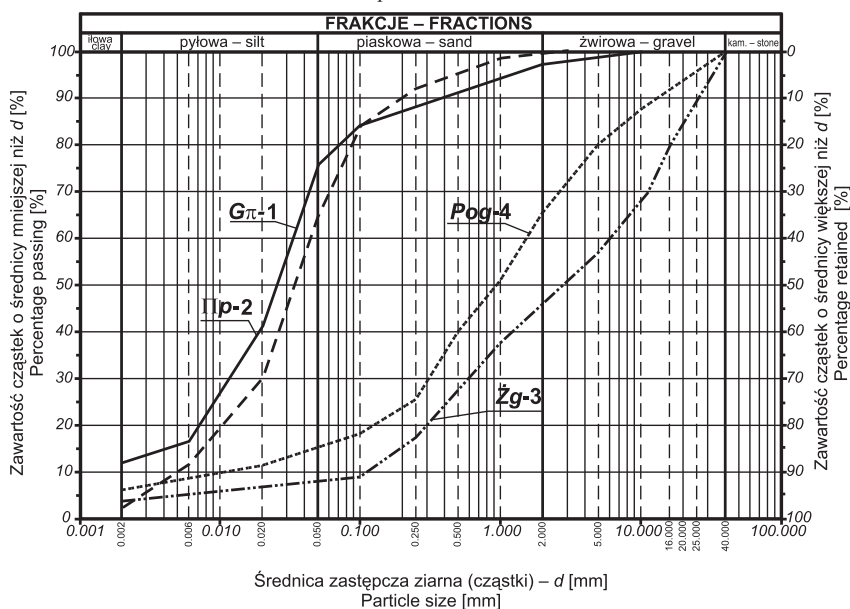
Wody Wierzbicka obciążone są znaczną ilością zanieczyszczeń pochodzących ze spływów powierzchniowych i ściekami bytowymi. Aby poprawić jakość wody w zbiorniku, czaszę zbiornika podzielono na zbiornik zasadniczy wody czystej i zbiornik wstępny z osadnikami. Obrzeża zbiornika wstępnego, sztucznie uformowane przegrody biologiczne i osadniki stanowiące filtr roślinny obsadzone zostały specjalnie dobranymi zespołami roślin wodnych. Na dopływie do zbiornika wstępnego zaprojektowano przelew betonowy z zastawką i dodatkowo, dla zapewnienia bezpiecznego przejścia przepływu kontrolnego, przelew powierzchniowy, które przedstawiono na rysunku 4.1. Przelew ten oraz przelewy (rys. 4.2) i przepusty w przegrodach biologicznych są konstrukcjami ziemnymi ubezpieczonymi 30 cm narzutem z kamienia. Podłoże konstrukcji przelewów stanowią pyły piaszczyste, gliny pylaste i gliny pylaste zwięzłe. Zapora czołowa zbiornika o wysokości 7,6 m i długości 300 m została uszczelniona ekranem z glin, a warstwę ochronną ekranu ubezpieczono narzutem dla kamiennym. Wszystkie narzuty kamienne są separowane za pomocą geowłóknin. Uziarnienie gruntów podłoża pod narzutami kamiennymi pokazano na rysunku 4.3.



Rys. 4.1. Zbiornik wodny Mściwojów – separowane geowłókninami narzuty kamienne w ubezpieczeniach zastawki i przelewu powierzchniowego na wlocie do zbiornika  
 Fig. 4.1. Water reservoir Mściwojów – stone rip-rap in protection of water gate and overfall separated with non- woven geotextiles



Rys. 4.2. Zbiornik wodny Mściwojów – przekrój przez ubezpieczenie przelewu w przegrodzie biologicznej zbiornika wstępnego  
 Fig. 4.2. Water reservoir Mściwojów – cross section of spillway protection in biological barrier of pre-reservoir



Rys. 4.3. Zbiornik wodny Mściwojów – uziarnienie podłoża pod narzutami kamiennymi  
 Fig. 4.3. Water reservoir Mściwojów – grain size distribution of the subsoil under stone rip-rap

## 4.2. Dobór geowłókniny pod narzutami kamiennymi na przelewach

Bloki kamienne w nieckach wypadowych przelewów powierzchniowych i narzuty kamienne w ubezpieczeniach dna i skarp przelewów zostały odseparowane od gruntów spoistych podłoża geowłókniną chroniącą je przed erozją. Geowłóknina separująca grunt pod narzutem kamiennym powinna wykazywać odpowiednią przepuszczalność, zatrzy-

mać sufozyjne ziarna gruntu podłoża, aby nie spowodować załamania jego struktury, przenieść obciążenia od narzutu i nie powinna się kolmatować. Do prawidłowego spełniania swoich funkcji – geowłokniny muszą być odpowiednio dobrane. Poprawność doboru określają kryteria, którym projektowane materiały muszą sprostać. Zaliczamy do nich:

1. Kryterium przepuszczalności  
wg Centre for Civil Engineering Research And Codes [CUR 1995]

$$k_f > 10 k_s \quad (4.1)$$

gdzie:

$k_f$  – współczynnik wodoprzepuszczalności geowłokniny,  
 $k_s$  – współczynnik wodoprzepuszczalności gruntu.

Wśród gruntów spoistych występujących w podłożu pod ubezpieczeniami przelewu powierzchniowego i przelewów w przegrodzie biologicznej największą przepuszczalność wykazują pyły piaszczyste, dla których  $k_s = 0,09$  m/d, wymagane wg (1)  $k_f > 0,9$  m/d.

2. Kryteria zatrzymania przez geowłókninę ziarn gruntu pod narzutami kamiennymi wg CUR [1995]:

$$\frac{O_{98}}{d_{85}} < 2 \quad (4.2)$$

wg Polyfelt TS [1987] dla gruntów charakteryzujących się wskaźnikiem plastyczności  $I_p > 20\%$ :

$$\begin{aligned} O_w &\leq 0,11 \text{ mm} \\ t_f &\geq 1,5 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.3)$$

gdzie:

$O_{98}$  – średnica zastępcza porów geosyntetyku [mm],  
 $d_x$  – średnica zastępcza ziarn gruntu, których wraz z mniejszymi w gruncie jest  $x\%$  masy gruntu,  
 $O_w$  – efektywna średnica porów w geowłókninie odpowiadająca umownej średnicy porów  $O_{90}$  [mm],  
 $I_p$  – wskaźnik plastyczności,  
 $t_f$  – grubość geowłokniny [mm].

Dla pyłu piaszczystego  $\Pi p-2$  :  $d_{85} = 0,11$  mm, dla gliny pylastej  $G\pi-1$  :  $d_{85} = 0,095$  mm, średnica zastępcza porów geosyntetyku wg (4.2) powinna wynosić:

$$O_{98(\Pi p-2)} \leq 0,22 \text{ mm}, O_{98(G\pi-1)} \leq 0,19 \text{ mm}$$

a wg (4.3):  $O_{90(\Pi p-2)} \leq 0,11$  mm i  $t_{f(G\pi-1)} \geq 1,5$  mm

3. Kryterium odporności geowłokniny na kolmatację wg Christophera i Holtza [Bolt, Duszyńska 1998] dla gruntów o wskaźnikach jednorodności uziarnienia  $U > 3$  ma postać:



$$O_{95} > 3 d_{15} \quad (4.4)$$

Dla analizowanych gruntów:

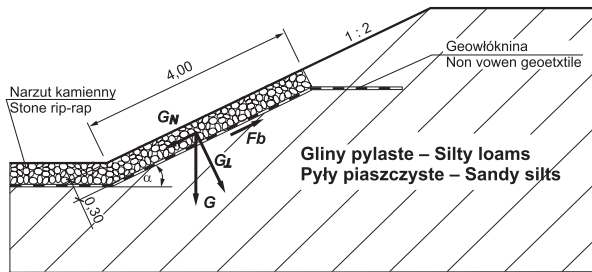
$$\Pi p-2: d_{15} = 0,08 \text{ mm}, U = 8,0,$$

$$G_{II}-1: d_{15} = 0,04 \text{ mm}, U = 17,5,$$

wymagane wg (4.4)  $O_{95(\Pi p-2)} \geq 0,24 \text{ mm}$ ,  $O_{95(\Pi p-1)} \geq 0,12 \text{ mm}$

#### 4. Wytrzymałości geowłókniny na rozciąganie

Przykład obliczeniowy dla sytuacji, jak na rysunku 4.4.



Rys. 4.4. Zbiornik wody Mściwojów – przekrój przez ubezpieczenie skarpy przelewu powierzchniowego

Fig. 4.4. Mściwojów reservoir – cross-section of spillway slopes protection

Ciężar narzutu kamiennego 1 mb najwyższej skarpy wynosi:

$$G = 4,0 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 1,59 \text{ kN/m}^3 = 19,1 \text{ kN}$$

Siła rozciągająca działająca wzdłuż geowłókniny:

$$F_b = G_N - G_L f_o \quad (4.5)$$

$$F_b = G \sin \alpha - G \cos \alpha f_o \quad (4.6)$$

$\alpha$  – kąt nachylenia skarpy,

$f_o$  – współczynnik tarcia geowłókniny o podłoże 0,2 ÷ 0,4,

Dla przypadku najbardziej niekorzystnego kąta tarcia geowłókniny o namoknięty grunt spoisty  $f_o = 0$ :

$$F_b = 19,1 \times 0,447 - 0 = 8,54 \text{ kN/m}$$

Wytrzymałość geowłókniny ulega z czasem redukcji ze względu na zachodzące procesy starzenia, niszczące procesy chemiczne i mechaniczne. Według CUR [1995] przy ustalaniu wytrzymałości należy zastosować współczynniki redukcyjne:

- współczynnik uwzględniający okres użytkowania  $r_k = 1,1 \div 2,0$ ,
- współczynnik uwzględniający procesy mechaniczne i chemiczne  $rm = 1,1 \div 10,0$ ,

- współczynnik uwzględniający procesy hydrolizy  $r_h = 1,05$ ,
- współczynnik uwzględniający osłabienia wynikające z zastosowanych połączeń  $r_p = 1,33 \div 2,0$ :

$$F = F_b \times r_k \times r_m \times r_h \times r_p \quad (4.7)$$

Biorąc pod uwagę fakt, że geowłóknina pod narzutem będzie układana pasami bez szwów i że po 20 latach użytkowania może zaistnieć potrzeba przełożenia ubezpieczeń:

$$F = 8,5 \times 1,1 \times 1,1 \times 1,05 \times 1,33 = 13,06 \text{ kN/m.}$$

W trakcie prac projektowych w roku 1995 dla separacji ww. ubezpieczeń wybrano geowłókninę WIGOLEN 98 PW/29, dla której  $k_f = 38,88 \text{ m/d}$  (pod obciążeniem 20 kPa),  $O_{98} = 0,2 \text{ mm}$ ,  $O_{95} = 0,18 \text{ mm}$ ,  $O_{90} = 0,17 \text{ mm}$  i  $t_f = 2,54 \text{ mm}$ , a wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż pasa wynosi 14,43 kN/m.

Podczas realizacji obiektu w lipcu 1997 przez wykonane już przelewy i ubezpieczenia przeszła kilkudniowa fala powodziowa o przepływie ocenianym na 21 m<sup>3</sup>/s. Późniejsze oględziny ubezpieczeń przelewów przegrody biologicznej nie wykazały uszkodzeń ani obniżen narzutów.

### 4.3. Dobór geowłókniny pod narzutami kamiennymi na skarpcie odwodnej zapory

Grunty spoiste ekranu zapory czołowej zostały przykryte 0,6 m warstwą ochronną zagęszczonych żwirów gliniastych i pospótek gliniastych o uziarnieniu pokazanym na rysunku 4.3. Warstwę ochronną, dla zabezpieczenia przed abrazyjnym wpływem falowania, osłonięto 0,6 m warstwą narzutu kamiennego (niesort – kamień do robót regulacyjnych T/11V-10÷50 cm), separując go geowłókniną dobraną na podstawie następujących kryteriów:

- **Przepuszczalność geowłókniny**  
uśredniony współczynnik filtracji Żg-3 i Pog-4  $k_s = 0,1 \text{ m/d}$  wymagane dla geowłókniny wg (4.1)  $k_f > 1,0 \text{ m/d}$ .
- **Pory geowłókniny** powinny zatrzymać ziarna, które mogą być wypłukane z warstwy ochronnej.
- **Sprawdzenie geometrycznej odporności na sufozję** gruntów warstwy ochronnej dla ziarn pomiędzy  $D_{f0}$  a  $D_{f20}$ . Według Bezuijen'a [Koerner, 1990] na podstawie krzywej uziarnienia należy oznaczyć  $(\frac{y}{x})$  min:

$$(\frac{y}{x}) \text{ min} < 2,3 \text{ dla } x \leq 20\% \quad (4.8)$$

$D_{fx}$  – średnica ziarn, które są mniejsze od tych, dla których nachylenie krzywej uziarnienia jest najmniejsze,

$D_{fy}$  – średnica ziarn, które są większe od tych, dla których nachylenie krzywej uziarnienia jest najmniejsze, tak aby:

$$D_{fy} = 4 D_{fx} \quad (4.9)$$

gdzie:

$x$  – procent mniejszy niż  $D_{fx}$  ( $x \leq 20\%$ ),

$y$  – procent mniejszy niż  $D_{fy}$ ,

$(\frac{y}{x})$  min – najmniejsza wartość  $(\frac{y}{x})$ .

Zgodnie z [Geotekstyli.. 1998] średnice ziarn, które mogą ulegać wypłukaniu, są mniejsze od  $D_{f5x}$  (4.10)

**Żg-3**  $x=4$   $D_{f4} = 0,002$  mm,  $D_{fy} = 4 \times 0,002 = 0,008$  mm,  $y = 5$ ,  $\frac{y}{x} = \frac{5}{4} = 1,25$

$x=6$   $D_{f6} = 0,01$  mm,  $D_{fy} = 4 \times 0,01 = 0,04$  mm,  $y = 8$ ,  $\frac{y}{x} = \frac{8}{6} = 1,33$

$x=10$   $D_{f10} = 0,1$  mm,  $D_{fy} = 4 \times 0,1 = 0,4$  mm,  $y = 24$ ,  $\frac{y}{x} = \frac{24}{10} = 2,4$

Dla  $(\frac{y}{x})$  min = 1,25 i  $D_{f4} = 0,002$  mm,  $D_{f15+4} = D_{f19} = \mathbf{0,27}$  mm

**Pog-4**  $x=6$   $D_{f6} = 0,002$  mm,  $D_{fy} = 4 \times 0,002 = 0,008$  mm,  $y = 8$ ,  $\frac{y}{x} = \frac{9}{6} = 1,33$

$x=11$   $D_{f11} = 0,013$  mm,  $D_{fy} = 4 \times 0,013 = 0,04$  mm,  $y = 15,5$ ,  $\frac{y}{x} = \frac{15,5}{11} = 1,41$

$x=18,5$   $D_{f18,5} = 0,1$  mm,  $D_{fy} = 4 \times 0,1 = 0,4$  mm,  $y = 34$ ,  $\frac{y}{x} = \frac{34}{18,5} = 1,83$

Dla  $(\frac{y}{x})$  min = 1,33 i  $D_{f6} = 0,002$  mm,  $D_{f15+6} = D_{f21} = \mathbf{0,14}$  mm

Ziarna mniejsze od  $D_{f15+x}$ , które mogą ulec wypłukaniu w przypadku Żg-3, są ziarnami o  $D_{f19} \leq 0,27$  mm, a w przypadku Pog-4 – ziarnami o  $D_{f21} \leq 0,14$  mm.

• **Sprawdzenie hydraulicznej odporności gruntu na sufozję** wg Buscha i Lucknera [1972].

Grunt jest narażony na sufozję, jeżeli:

$$I_{SKR} \leq I_{RZ} \quad (4.11)$$

$$I_{SKR} = \varphi_o = \sqrt{\frac{ngd_s^2}{v k}} = \varphi_o = \sqrt{\frac{nd_s^2}{K}} \quad (4.12)$$

$$d_s = 0,27 \sqrt[6]{Ued_{17}} \quad (4.13)$$

gdzie:

$I_{SKR}$  – spadek krytyczny,

$I_{RZ}$  – spadek rzeczywisty.

$$\varphi_o = 0,6 \left( \frac{\gamma_d}{\gamma_w} - 1 \right) \mu \sin \left( 30^\circ + \frac{\alpha}{8} \right) \quad (4.14)$$

$$\mu = 0,82 - 1,8 n + 0,0062 (U - 5) \quad (4.15)$$

$\alpha$  – kąt między kierunkiem siły ciężkości a kierunkiem przepływu

$$\alpha = \begin{cases} \downarrow & 0^\circ \\ \rightarrow & 90^\circ \\ \uparrow & 180^\circ \end{cases}$$

$\gamma_d$  – ciężar objętościowy szkieletu gruntowego [kN/m<sup>3</sup>],

$\gamma_w$  – ciężar objętościowy wody [kN/m<sup>3</sup>],

$K$  – współczynnik przepuszczalności  $K = \frac{k v}{g}$ ,

$k$  – współczynnik filtracji [m/s],

$v$  – lepkość kinematyczna wody [m<sup>2</sup>/s],

$d_s$  – średnica ziaren zagrożonych sufozją [mm].

Zagęszczone żwiry gliniaste i pospółki gliniaste w warstwie ochronnej charakteryzują się podobnymi parametrami fizycznymi, które podano w tabeli 4.2.

Spadki krytyczne obliczone wg (4.12) dla ziaren  $d_s$  obliczonych wg (4.13) i zestawione w tabeli 4.2, kolumna 1 i 2 wynoszą:  $I_{SKR(ds=0,041)} = 19,4$ ,  $I_{SKR(ds=0,015)} = 31,7$ , spadki krytyczne dla frakcji ilowej, której w Żg-3 jest 4%, a w Pog-4 jest 6%, wynoszą: dla Żg-3  $I_{SKR(ds=0,002)} = 0,95$ ,  $I_{SKR(ds=0,002)} = 4,23$ .

Spadki potrzebne do uruchomienia ziaren o średnicy  $d_s$  w gruncie chroniącym ekran obliczone wg (4.12) są bardzo wysokie  $I_{SKR} > 127,8$ , a do uruchomienia frakcji o  $d_s < 0,002$  mm konieczny jest spadek  $I_{SKR} > 0,95$ . Spadek rzeczywisty jaki wystąpi w kierunku prostopadłym do geowłókniny separującej w umocnieniu o nachyleniu 1:2,5 podczas falowania lub szybkiego obniżenia wody w zbiorniku, wynosi  $I_{RZ} = 0,16$ .

Wymagany współczynnik pewności sufozyjnej [Busch i in. 1972]:

$$\eta_{sH} = \frac{I_{SKR}}{I_{RZ}} \geq 2 \quad (4.16)$$

a współczynniki pewności sufozyjnej dla ziarn uruchamianych przez najniższe spadki krytyczne wynoszą:

$$\eta_{sH(ds=0,041)} = 121,3,$$

$$\eta_{sH(ds=0,002)} = 5,9$$

- **Odporność na kolmatację:**

dla Żg-3 o  $d_{15} = 0,02$  mm i Pog-4 o  $d_{15} = 0,05$  mm oraz  $U > 3$  wymagane wg (4.4)  $O_{95(Żg-3)} \geq 0,06$  mm,  $O_{95(Pog-4)} \geq 0,15$  mm

- **Wytrzymałość geowłókniny na rozciąganie:**

Ciężar narzutu kamiennego na 1 mb skarpy odwodnej zapory

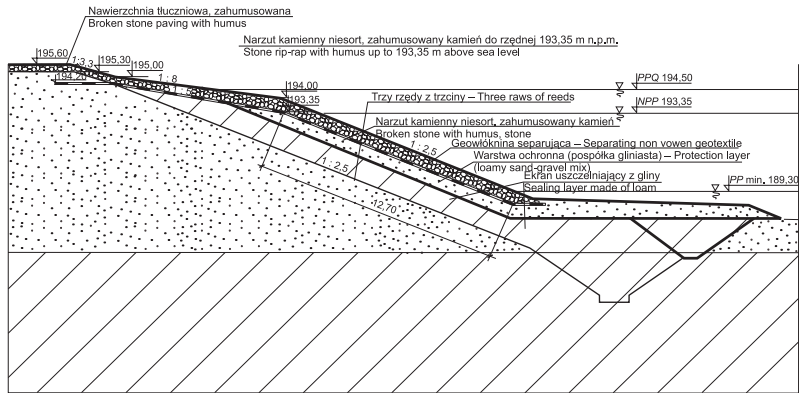
$$G = 12,7 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 1,5 \text{ kN/m}^3 = 9,40 \text{ kN}$$

$$f_o = 0,2$$

$$\text{wg (6) } F_b = 9,4 \times 0,37 - 9,4 \times 0,93 \times 0,2 = 1,73 \text{ kN/m}$$

$$\text{wg (7) } F = 1,73 \times 1,3 \times 4,0 \times 1,05 \times 1,33 = 12,71 \text{ kN/m}$$

Dla separacji narzutu kamiennego od Żg i Pog warstwy chroniącej ekran zapory czołowej wybrano geowłókninę WIGOLEN 98 PW/29 o  $k_f = 38,88$  m/d (pod obciążeniem 20 kPa),  $O_{98} = 0,2$  mm,  $O_{95} = 0,18$  mm,  $O_{90} = 0,17$  mm i wytrzymałości na rozciąganie wzdłuż pasa 14,43 kN/m (rys. 4.5).



Rys. 4.5. Zbiornik wodny Mściwojów – przekrój poprzeczny przez ubezpieczenie ekranu na skarpie odwodnej zapory

Fig. 4.5. Mściwojów water reservoir – cross-section of protection shield on up-stream slope of the dam

#### 4.4. Wykorzystanie geowłóknin w robotach modernizacyjnych wałów przeciwpowodziowych

Na podstawie udokumentowanego rozpoznania geologicznego 113 km wałów powyżej Wrocławia Regionalny Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych we Wrocławiu uznał, że ok. 50% z nich wymaga modernizacji, a na dalszych kilkunastu procentach konieczne będą lokalne prace naprawcze.

Do budowy wałów wykorzystywano materiał miejscowy, przede wszystkim z międzywała. Wały budowano zarówno z gruntów spoiwych, jak i niespoiwych, rozmieszczając je bardzo różnie w przekroju poprzecznym. Z wykonanego rozpoznania wynika, że nie stosowano jednolitej technologii i rozwiązań konstrukcyjnych polegających na strefowaniu przekroju poprzecznego wału, np. przez wykonanie przepony lub ekranu, ograniczających filtrację i połączonych w sposób ciągły z podłożem słaboprzepuszczalnym. O gruntach kolejno wbudowywanych decydowała prawdopodobnie krótsza droga transportu, zatem mogą wystąpić różnej miąższości przewarstwienia utworów tak spoiwych jak i niespoiwych. Wały były sypane, a grunt układany w korpusie nie był systematycznie zagęszczany. Występujące w wałach grunty niespoiste są w stanie luźnym lub średnio zagęszczonym, a niedogęszczone grunty spoiwe bardzo szybko namakają wodą. Na odcinkach o takiej budowie występują wysięki i wycieki na skarpie odpowietrznej, z czasem, szczególnie przy długotrwałych wezbraniach, przechodzące w wyparcia i różnego rodzaju wewnętrzne odkształcenia filtracyjne. Zasadniczo, wały nie posiadają systemów

drenażowych. Miejsca wykazujące uszkodzenia filtracyjne wzmacniano w przeszłości przyporą, zwiększając stateczność wału i ograniczając ujemne zjawiska filtracyjne.

Część wałów, np. na obszarze miasta Wrocławia, w latach 20. XX w. została obsadzona drzewami, a w innych miejscach samosiejki drzew rozwinęły się w wyniku zaniedbań eksploatacyjnych. Obciążenia strefy korzeniowej, spowodowane niesymetrycznym wzrostem korony drzewa lub parciem wiatru, w sytuacji silnego namoknięcia wału mogą być przyczyną wywrócenia się drzewa. Szybkość, z jaką rozwija się rozmycie nasypu wału w miejscu naruszenia jego struktury przez wyrwaną masę korzeniową, nie pozwala zwykle na skuteczną interwencję.

Wały przeciwpowodziowe konstrukcyjnie nie są przystosowane do przelewania się wód powodziowych przez ich koronę, a w przypadku takiego przelania, co miało miejsce podczas kulminacji w lipcu 1997 na dziesiątkach lokalnych obniżen korony, korpus wału pracował jak przelew powierzchniowy. Prędkość przelewającej się wody od ok. 1 m/s na krawędzi odpowietrznej korony wzrasta do prawie 3 m/s u podnóża skarpy, a taki strumień płynącej wody jest w stanie zniszczyć umocnienia z bruku. Wały w miejscach nawet dobrego przykrycia darniowego, z uwagi na szybkie namoknięcie słabo zagęszczonego materiału i znaczne obniżenie jego parametrów wytrzymałościowych, ulegały bardzo szybkiemu rozmyciu. Wykonując prace modernizacyjne, należy rozważyć przygotowanie wału do ewentualnego przelania się przez jego koronę cienkiej warstwy wody, która nie spowoduje rozmyć erozyjnych na skarpie odpowietrznej. Przygotowanie takie mogłoby polegać na przykryciu modernizowanego wału geotekstyliami, które następnie zostałyby przykryte warstwą humusu i obsiane.

Zdecydowana większość wałów nie posiada dróg dojazdowych, co bardzo utrudnia prowadzenie prac interwencyjnych w czasie akcji powodziowej. Przejazd obciążonych pojazdów po nieprzygotowanej w tym celu koronie lub półce wału powoduje złuszczenie poszycia darniowego i z uwagi na możliwość powstania lokalnych osunięć stwarza dodatkowe niebezpieczeństwo.

#### **4.5. Geowłókniny separujące nasyp dociążający i drenaż prawostronny wału przeciwpowodziowego Starej Odry wzdłuż osiedla Zacisze we Wrocławiu**

Prawostronny wał przeciwpowodziowy Starej Odry we Wrocławiu w trakcie przejścia fali powodziowej w lipcu 1997 wykazywał wysięki na skarpie odpowietrznej i z podłoża na zawału. Prace zabezpieczające ograniczono do podniesienia lokalnych obniżen korony i obłożenia miejsc wysięków workami z piaskiem. Długotrwałe namakanie wału, gwałtowny przybór wód w korycie po awarii jazu Szczytniki i intensywne procesy filtracji były powodem wywrócenia się dwóch drzew rosnących na wale i wyparcia altany wraz z piwnicą w przyległym do wału ogródku działkowym. Uszkodzenia te spowodowały zalanie dwóch dzielnic na obszarze Wielkiej Wyspy Wrocławia.

Mimo determinacji części mieszkańców zalanego obszaru domagających się usunięcia wszystkich drzew z wału odbudowa, oprócz odpowiedniej zabudowy wyrw, musiała uwzględnić wymogi Szczytnickiego Zespołu Przyrodniczo-Krajobrazowego. Wały przeciw-

powodziowe wydzielające Wielką Wyspę w hydrowęźle wrocławskim – stanowią rodzaj ciągu spacerowego o dużych walorach krajobrazowych. Wały do takiego zadania powinny być odpowiednio przygotowane m.in. przez wydzielenie i umocnienie ścieżek rowerowych i pieszych na koronie wału z zachowaniem zdrowego biologicznie drzewostanu. Doświadczenia z akcji powodziowej wykazały także potrzebę zapewnienia komunikacji wzdłuż wałów.

Wykonane analizy stateczności [Balawejder i in. 1999a] uwzględniające obecność drzew na koronie wału i zmiany własności wytrzymałościowych gruntów korpusu wykazały konieczność wykonania dociążenia skarpy odpowietrznej z równoczesnym ujęciem wody filtrującej przez korpus i podłoże wału.

Zaproponowane przez pracowników Instytutu Inżynierii Środowiska UP we Wrocławiu rozwiązanie konstrukcji przekroju poprzecznego wału pokazano na rysunku 4.6.

Koncepcje IIS zostały uwzględnione przez projektanta odbudowy obwałowań – Hydroprojekt Wrocław Sp. z o.o. Ekran i fartuch obwałowań wykonano z pospółek gliniastych uzyskanych z przeróbki odpadów budowlanych gromadzonych od czasu wojny, a dociążenie skarpy odpowietrznej i podłoże drogi przywałowej wykonano z tłucznia ceglano-betonowego pochodzącego z segregacji tychże odpadów. Nasyp dociążający i podbudowa drogi przywałowej będące jednocześnie drenażem są separowane od gruntów podłoża geowłókninami. Uziarnienie charakterystycznych gruntów przepuszczalnych, przewarstwień korpusu wału i podłoża na zawalu pokazano na rysunku 4.7.

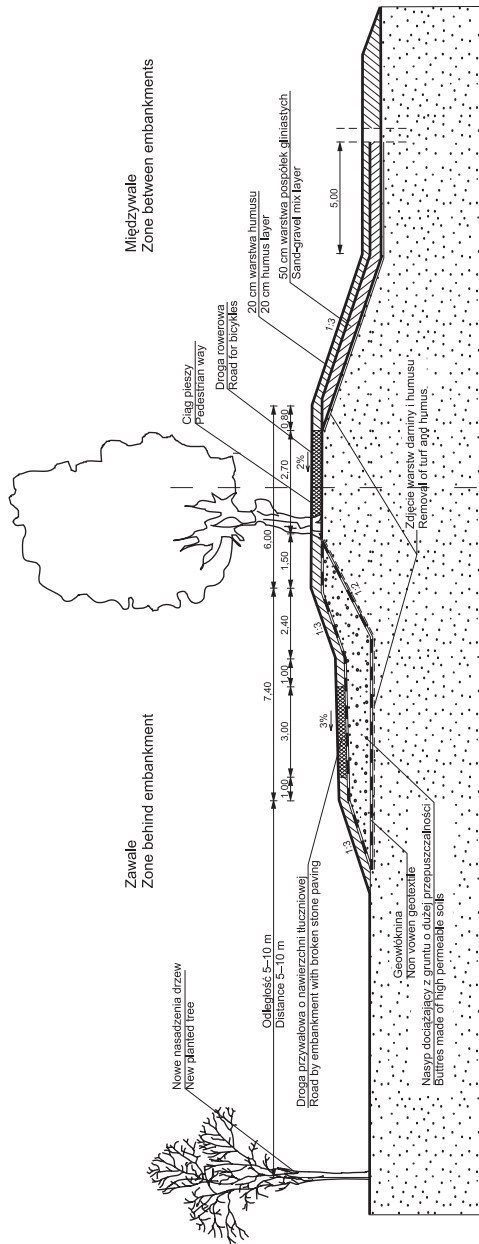
Doboru geowłóknin separujących dokonano, uwzględniając współczynniki wodoprzepuszczalności gruntów przewarstwień i podłoża, które zawierają się w przedziale od 0,173 m/d dla piasków średnich zapylnych do 864 m/d dla pospółki. Wymagana wg wzoru (4.1) przepuszczalność geowłókniny  $k_f > 1,73$  m/d.

Pory geowłókniny powinny zatrzymać ziarna podlegające sufozji w gruntach przewarstwień i podłoża na zawalu. Geowłókniny będą je separować od gruboziarnistego materiału w nasypach dociążających.

Według wzorów (4.8), (4.9), ze względu na geometrię porów w gruntach przewarstwień korpusu i podłoża, sufozji mogą ulec ziarna o średnicy mniejszej od  $D_{17} \leq 0,26$  mm, w gruncie Ps-5 i  $D_{18} \leq 0,11$  mm, w gruncie Pd-8, pozostałe grunty są niesufozyjne. W gruncie Pd-8 sufozji podlegają ziarna o  $ds < 0,11$  mm, stanowiące 16% masy gruntu, a które zostaną uruchomione po przekroczeniu spadku  $I_{SKR} = 0,40$ . W gruncie Ps-5 sufozji podlegają ziarna o  $d_s < 0,26$  mm stanowiące 15% masy, uruchamiane już przy spadku  $I_{SKR} = 0,02$ .

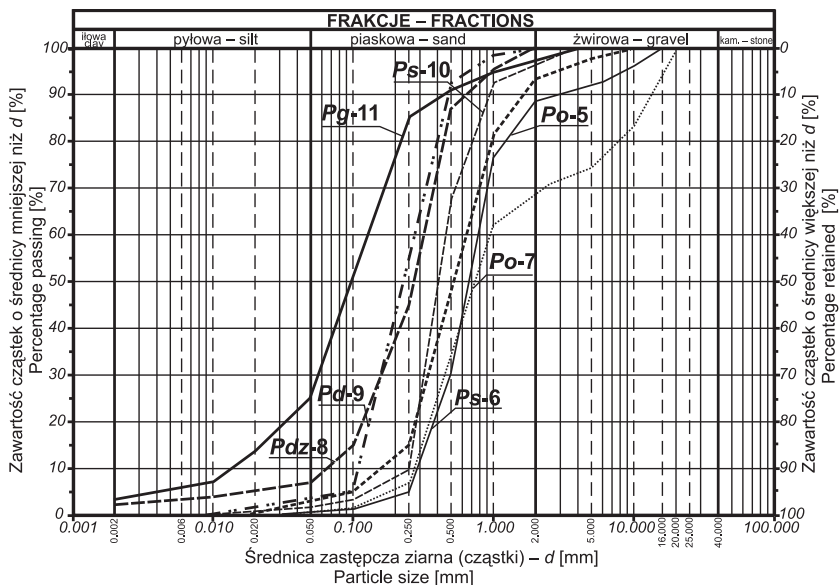
Zgodnie z kryterium wynikającym ze wzorów (4.11) i (4.12) w gruntach Po-7, Ps-6 i Ps-5 sufozji podlegają ziarna o średnicach  $0,071 \div 0,086$  mm, których zawartość nie przekracza 3% masy. W Pd-8 sufozyjne są ziarna o średnicy  $ds < 0,032$  mm stanowiące 6% masy, a których uruchomienie nastąpi przy spadku  $I_{SKR} > 0,12$ . Spadki rzeczywiste jakie wystąpią w podłożu na zawalu u podnóża skarpy odpowietrznej, obliczone metodą elementów skończonych, dla stanu istniejącego wynoszą  $I_{RZ} = 0,13$ , a po wykonaniu ekranu i fartucha jak na rysunku 4.6 ulegną obniżeniu do  $I_{RZ} = 0,08$ , co jednak nie zabezpieczy gruntów Ps-5 przed sufozją, ponieważ wskaźnik pewności sufozycznej obliczony wg wzoru (4.16):

$$\eta_{sH(ps-5)} = \frac{0,02}{0,08} = 0,25 < 2$$



Rys. 4.6. Przekroj poprzeczny zmodernizowanego walu przeciwpowodziowego Starej Odry wzdluz osiedla Zacisze we Wroclawiu  
Fig. 4.6. Cross-section after modernization of old Oder flood embankment along Zacisze housingestate in Wroclaw





Rys. 4.7. Wał przeciwpowodziowy Zacisze – uziarnienie charakterystycznych gruntów przepuszczalnych w przewarstwieniach korpusu wału i w podłożu na zawalu  
 Fig. 4.7. Flood embankment Zacisze – typical grading for permeable soils for interbedding in embankment body and in the subsoil in zone behind embankment

Wpływ filtrującej wody na zawalu wywoła ciśnienie sphywowe o wielkości:

$$p_s = I \gamma_w \text{ [kN/m}^3\text{]} \quad (4.17)$$

którego składowa pionowa skierowana do góry zmniejszy ciężar objętościowy gruntu i może spowodować jego upłynnienie w przypadku gdy:

$$p_s = I \gamma_w > \gamma'$$

$$p_{s \max} = I_{\max} \sin \beta \gamma_w > \gamma' \quad (4.18)$$

gdzie:

$I$  – spadek hydrauliczny,

$\gamma'$  – ciężar objętościowy gruntu z uwzględnieniem wyporu wody [kN/m<sup>3</sup>],

$\gamma_w$  – ciężar objętościowy wody [kN/m<sup>3</sup>],

$\beta$  – kąt nachylenia kierunku największego spadku do poziomu.

Dla zapewnienia bezpieczeństwa powinien być spełniony warunek:

$$p_s \leq 0,5 \gamma' \quad (4.19)$$

W przypadku gruntu Ps-5 zalegającego w podłożu na zawalu 0,5  $\gamma' = 4,45 \text{ kN/m}^3$  dla  $I = 0,08$ ,  $\rho_s = 0,78 < 4,45$ , a więc nie nastąpi upłynnienie gruntu, a tylko jak wykazano wyżej, istnieje niebezpieczeństwo sufozji drobnych ziaren.

Nasyp dociążający skarpe odpowietrzną i podłoże u podnóża skarpy, zapewniający stateczność wału z drzewami rosnącymi na koronie, jest zarazem drenażem odprowadzającym infiltrujące wody i powinien być separowany od gruntów sufozycznych.

Spośród ponad 20 kryteriów zatrzymania ziaren opracowanych po 1975 r. wybrano te, które uwzględniają charakterystyczną wielkość porów  $O_{90}$  przewidzianą w Eurokodzie 7 dla charakterystyki geowłóknin:

$$\text{wg CUR [1995] dla obciążeń stałych} \quad O_{90} < 2 d_{90} \quad (4.20)$$

$$\text{wg Heerten'a [Wolski 1987]} \quad O_{90} < 1,0 d_{90} \quad (4.21)$$

$$\text{wg Schobera i Teindla [Wolski 1987]} \quad O_{90} < B d_{50} \quad (4.22)$$

współczynnik  $B$  do wzoru (4.22) zależny od wartości współczynnika jednorodności uziarnienia  $U$

U	1,0	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
B	1,5	2,5	2,7	2,9	2,8	2,7

Do celów porównawczych wykonano obliczenia wg kryterium Gironda [Koerner 1990], tabela 4.1.

Tabela 4.1

Table 4.1

Kryterium zatrzymania cząstek wg Girouda (4.23)  
Criterion for particles arrestment according to Giroud

Zagęszczenie Compaction	Wskaźnik jednorodności uziarnienia Uniformity coefficient	
	$1 < U < 3$	$U > 3$
$I_D < 0,5$	$O_{95} < U d_{50}$	$O_{95} < \frac{9}{U} d_{50}$
$0,5 < I_D < 0,8$	$O_{95} < 1,5 U d_{50}$	$O_{95} < \frac{13,5}{U} d_{50}$
$I_D > 0,8$	$O_{95} < 2 U d_{50}$	$O_{95} < \frac{18}{U} d_{50}$

Kryterium to uwzględnia wielkość cząstek wynikającą z uziarnienia gruntu, charakteryzowanego przez wskaźnik jednorodności uziarnienia  $U$  i wielkość porów, wynikającą ze stanu jego zagęszczenia  $I_D$ . Przykładowo, wielkość porów  $O_{95}$  geowłókniny która będzie zatrzymywała sufozyczne cząstki gruntu charakteryzującego się średnicą  $d_{50}$  i wskaźnikiem jednorodności uziarnienia  $U > 3$ , którego stan zagęszczenia odpowiada stopniowi zagęszczenia  $I_D = 0,7$ , należy ustalić wg kryterium  $O_{95} < \frac{13,5}{U} d_{50}$

gdzie:

$O_{90}$ ,  $O_{95}$  – charakterystyczna wielkość porów odpowiadająca średnicy zastępczej ziarn gruntu sortowanego, która wraz z ziarnami mniejszymi stanowi odpowiednio 90 lub 95%.

Zgodnie z powyższymi kryteriami wymagane wielkości porów geowłókniny  $O_{90}$  i  $O_{95}$  powinny wynosić:

wg kryterium (4.20)  $O_{90} < 1,14$  mm (Pdz-8),

wg kryterium (4.21)  $O_{90} < 0,59$  mm (Pdz-8),

wg kryterium (4.22)  $O_{90} < 0,78$  mm (Pdz-8),

wg kryterium (4.23)  $O_{95} < 0,74$  mm (Pdz-8).

Z uwagi na kolmatację, kryterium (4.4) wielkość porów geowłókniny chroniącej grunt Pdz-8 winna wynosić  $O_{90} > 0,30$  mm.

Wymagana przepuszczalność geowłókniny ma być większa od 1,73 m/d i możliwie duża z uwagi na dużą przepuszczalność pospółek. Geowłóknina powinna zatrzymać ziarna podlegające sufozji o  $d_s < 0,071$  mm. Ponieważ uziarnienie gruntów w przewarstwieniach korpusu, a także w podłożu wykazuje dużą zmienność (rys. 4.7), to wybrana geowłóknina powinna spełniać wymagane kryteria dla całego przedziału uziarnienia.

W związku z powyższym, do separacji drenażu wybrano ostatecznie geowłókninę FILTEX I/Sm 6501 typ K-1/400, dla której  $k_f = 337$  m/d, a  $O_{90} = 0,073$  mm.

#### **4.6. Geowłókniny separujące drenaż prawostronnego wału przeciwpowodziowego Odry wzdłuż osiedla Karłowice we Wrocławiu**

Prawostronny wał przeciwpowodziowy Starej Odry wzdłuż osiedla Karłowice odcinkami zbudowany jest jako jednorodny nasyp z pospółek, pospółek gliniastych, piasków średnich lub glin piaszczystych. Na innych odcinkach w przekroju poprzecznym grunty spoiste i niespoiste zostały wbudowane naprzemiennie leżącymi, poziomymi warstwami o różnej miąższości. Uziarnienie charakterystycznych gruntów przepuszczalnych budujących wał pokazano na rysunku 4.8.

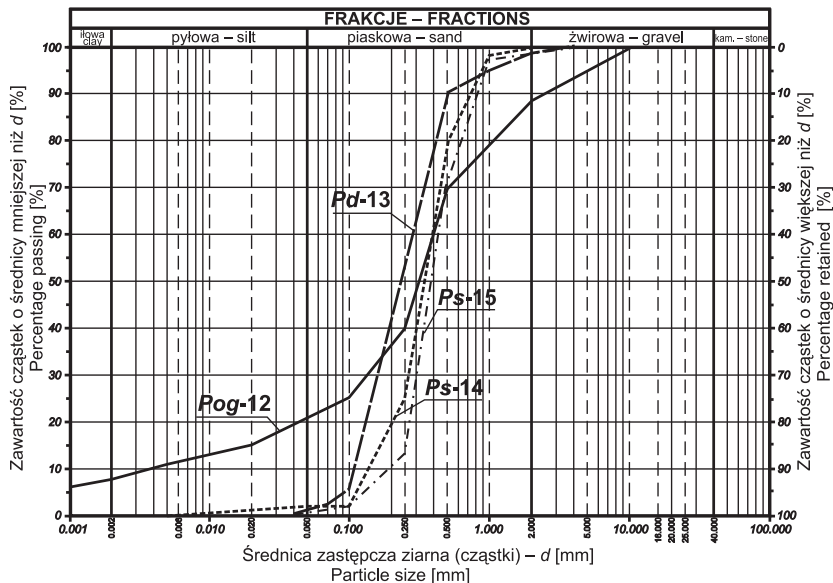
##### **Dobór geowłóknin separujących:**

1 – przepuszczalność geowłókniny

współczynniki wodoprzepuszczalności gruntów budujących korpus wału zawierają się w przedziale od 0,2 m/d dla pospółek gliniastych do 259 m/d dla piasków średnich. Wymagane wg wzoru (4.1),  $k_f > 2$  m/d.

Wielkość porów geowłókniny separującej: wg kryteriów (wzory 4.8 i 4.9) grunty Pd-13, Ps-14 i Ps-15 są gruntami niesufozyjnymi, a grunty spoiste są w zasadzie niesufozyjne. Gdyby jednak uznać, że sufozja może w nich wystąpić, to w Pog-12 sufozyjne są ziarna o średnicy  $D_{f15+x} = D_{f22} = 0,06$  mm, które zostaną uruchomione po przekroczeniu spadku  $J_{skR} > 11,6$ . Zgodnie z kryteriami (11 i 12) w gruntach Pd-13, Ps-14 i Ps-15 (tab. 4.2) sufozji mogłyby ulec ziarna o średnicach od 0,031 do 0,061 mm, których grunty te zawierają od 0,3 do 0,5%, a ich utrata nie wpłynie ujemnie na strukturę gruntu. Spadki rzeczywiste jakie występują u podnóża skarpy odpowietrznej po uszczelnieniu skarpy

i przedpola wału matą bentonitową jak na rysunku 4.9, wyniosłą  $I_{RZ} = 0,08$  i zapewniają bardzo duży współczynnik pewności sufozycznej ziarnom  $d_s < 0,06$  mm, dla których  $\eta_{SH} = 145$ .



Rys. 4.8. Wał przeciwpowodziowy Karłowice – uziarnienie charakterystycznych gruntów przepuszczalnych w korpusie wału

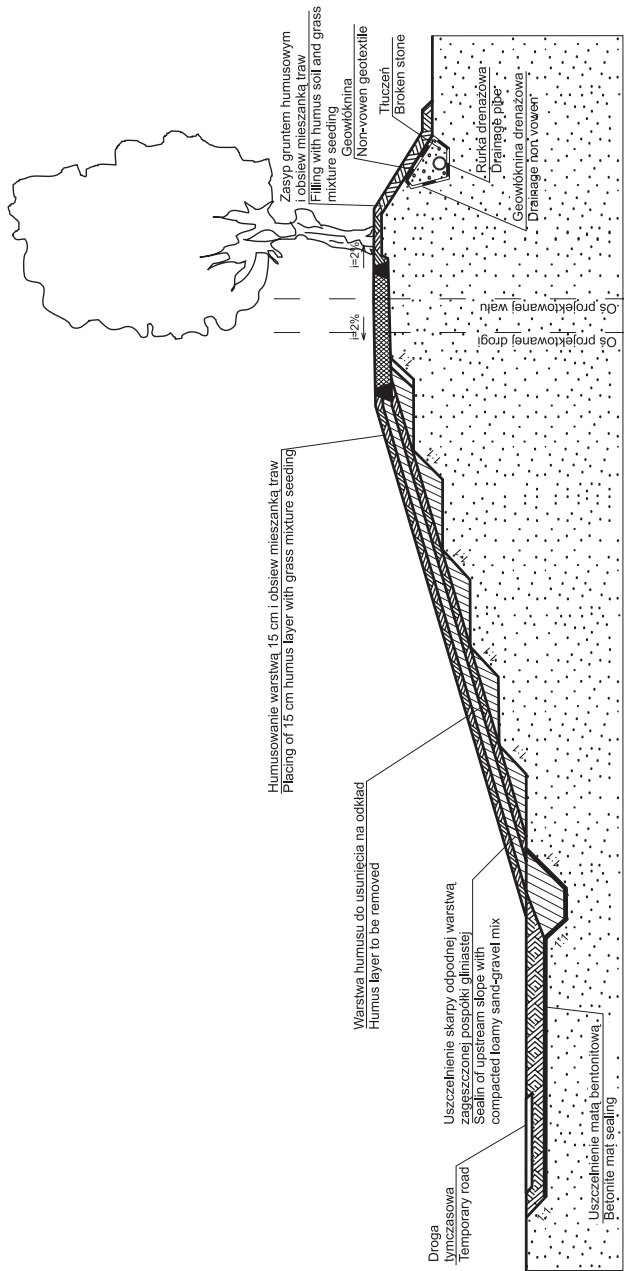
Fig. 4.8. Flood embankment Karłowice – typical grading for permeable soils in embankment body

Z uwagi na kolmatację wg kryterium (wzór 4.9) wielkość porów geowłókniny  $O_{95} > 0,81$  mm (Ps-15).

Dla zabezpieczenia skarpy odpowietrznej i jej podnóża przed filtracją i sufozją ziarn, a także w celu dociążenia skarpy wału, na koronie którego rosną drzewa, firma GEOTEKO Sp. z o.o. z Warszawy zaprojektowała kamienny drenaż naskarpowy separowany geowłókniną (rys. 4.9). Zgodnie z przyjętymi kryteriami wymagane wielkości porów geowłókniny  $O_{90}$  i  $O_{95}$  powinny wynosić:

- wg kryterium (4.20)  $O_{90} < 1,1$  mm (Pd-13),
- wg kryterium (4.21)  $O_{90} < 0,55$  mm (Pd-13),
- wg kryterium (4.22)  $O_{90} < 0,53$  mm (Pd-13),
- wg kryterium (4.23)  $O_{95} < 0,33$  mm (Pd-13).

Dla powyższych warunków GEOTEKO FILTEX wybrało geowłókninę I/Sm 6501, dla której  $k_f = 276,5$  m/d, a  $O_{90} = 0,06$  mm. Według doświadczeń GEOTEKO niektóre geowłókniny przy zmianie położenia zwierciadła wody dopływającej do drenu mogą blokować powietrze pod geowłókniną, a także w jej porach. GEOTEKO wykonało specjalne badania geowłókniny bez odpowietrzania badanych próbek, co pozwoliło stwierdzić,



Rys. 4.9. Przekrój poprzeczny zmodernizowanego wału przeciwpowodziowego wzdłuż osiedla Karlowice we Wrocławiu  
Fig. 4.9. Cross-section of modernized flood embankment along Karlowice housing estate in Wrocław

że geowłóknina FILTEX I/Sm 6501 nie blokuje powietrza, dając współczynnik wodo-przepuszczalności  $k_f$  co najmniej 124,4 m/d. Warstwa drenażowa z kamienia 31,5 ÷ 63 mm o grubości 30 cm od góry separowana jest geowłókniną WIGOLEN PN 32 Pw/92 o niskiej przepuszczalności  $k_f = 8,6$  m/d, co umożliwi większe retencjonowanie wody w warstwie humusu, chroniąc trawy darni przed wysychaniem w okresie letnim.

#### **4.7. Geowłókniny separujące drenaż i rowy odpływowe wzdłuż wału przeciwpowodziowego Odry w miejscowości Rybojedzko w gminie Cybinka**

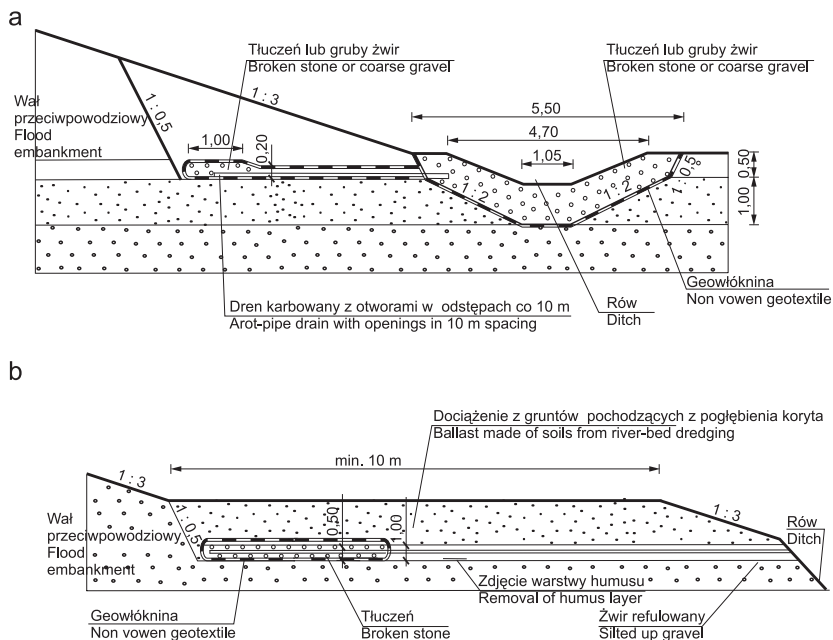
Długotrwałe piętrzenie wód powodziowych przez prawostronny wał Odry chroniący uprawy w dolinie Uradzkiej, w gminie Cybinka, spowodowało wysięki o różnej intensywności na skarpie odpowietrznej oraz szereg uszkodzeń filtracyjnych. Na długości ponad 6 km wystąpiły lokalne zsuwy skarpy, a na zawalu w sąsiedztwie wału kilkanaście stożków gruntu wyniesionego z podłoża zaznaczyło miejsca przebieg hydraulicznych.

Wał na tym odcinku ma wysokość 3÷4 m, szerokość korony ok. 3 m, nachylenie skarpy odwodnej od 1:3 do 1:4, ławeczkę usytuowaną ok. 2 m poniżej korony i nachyleniach skarpy odpowietrznej w górnej części 1:2, a poniżej ławeczki od 1:2 do 1:4. Korpus wału jest nasypem jednorodnym, zbudowanym z piasków drobnych z udziałem piasków gliniastych i glin piaszczystych o względnie niskim zagęszczeniu, stopień zagęszczenia  $I_D < 0,50$ .

Podłoże wału stanowią 20 m miąższości przepuszczalne utwory czwartorzędowe zalegające na ilach trzeciorzędowych. Powierzchniową strefę o zmiennej miąższości od 0 do 5 m, tworzą przewarstwienia mad gliniastych i piaszczystych o uziarnieniu głównie piasków drobnych z niewielkim udziałem piasków średnich. Na znacznych odcinkach mady gliniaste nie stanowią ciągłej warstwy i tam też wystąpiły uszkodzenia filtracyjne.

Teren zawala odwadniany jest siecią rowów i kanałów.

Przewidziano, że wał na całej długości zostanie uszczelniony ekranem z gliny. Tam gdzie mady gliniaste zalegają na niewielkiej głębokości, ekran z madami zostanie połączony przesłoną iłową. Dla odcinka gdzie mady nie występują lub gdzie ich cienka warstwa jest nieciągła, wykonano badania modelowe filtracji [Balawejder i in. 1999]. Na podstawie tych badań ustalono, że spadki hydrauliczne w stopie skarpy odpowietrznej i na obszarze bezpośredniego zawala przekraczają spadki krytyczne dla gruntów piaszczystych zalegających powierzchniowo na zawalu. Cienka warstwa mad gliniastych poddana wyporowi może ulec wyparciu i przerwaniu, a grunty piaszczyste mimo że nie są sufozyczne, przy takim spadku mogą ulec upłynnieniu. W tej sytuacji, obniżenie spadków w stopie wału może nastąpić poprzez wykonanie rowu odciążającego. Dla pożądanego obniżenia spadku rów ten jednak powinien mieć szerokość ok. 5 m w dnie, a takie rozwiązanie byłoby nieracjonalne. Wobec powyższego, zaproponowano wykonanie drenażu z dociążeniem w stopie skarpy odpowietrznej oraz rowu opaskowego bezpośrednio za warstwą dociążającą, którego dno sięga stropu piasków średnich lub grubych (rys. 4.10a).



Rys. 4.10. Wał przeciwpowodziowy Odry w miejscowości Rybojedzko – drenaż u podnóża skarpy  
 Fig. 4.10. Oder flood embankment in Rybojedzko site – drainage at foot of the slope

Na odcinku gdzie wystąpiły przebicia hydrauliczne, konieczne będzie wykonanie powierzchniowego dociążenia zawala gruntami przepuszczalnymi, pochodzącymi np. z pogłębienia koryta Odry, o uziarnieniu co najmniej piasków średnich (rys. 4.10b). Geowłókniny użyte do separacji materiału drenaży, obok zatrzymania najdrobniejszych frakcji piasku drobnego występującego w podłożu, powinny umożliwić odprowadzenie wody wzdłuż geowłókniny.

Uziarnienie charakterystycznych gruntów budujących podłoże pokazano na rysunku 4.11.

Dobór geowłóknin separujących:

#### Przepuszczalność geowłókniny

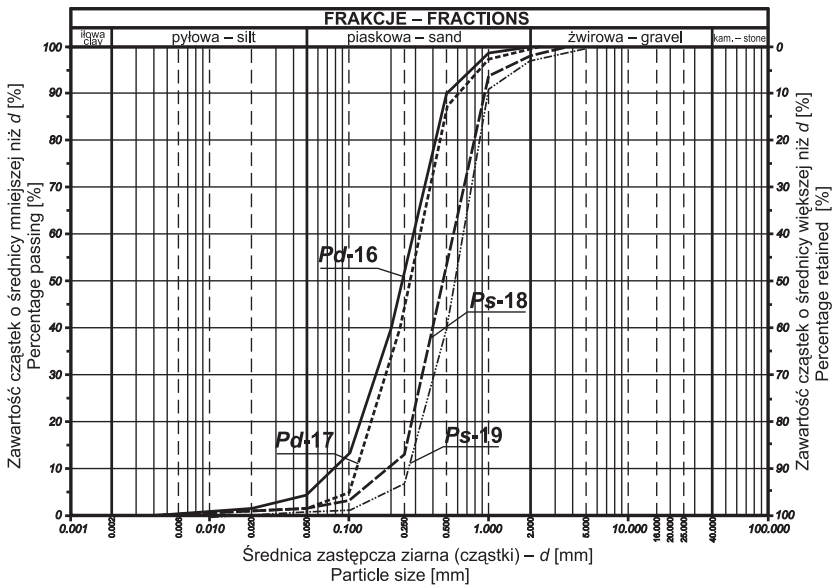
współczynnik wodoprzepuszczalności gruntów podłoża zawiera się w przedziale od 0,86 m/d dla piasków drobnych do 86,4 m/d dla piasków średnich. Wymagane wg (4.1)  $k_f > 8,6$  m/d.

**Wielkość porów geowłókniny separującej:** wg kryteriów (4.8 i 4.9) grunty podłoża są gruntami niesufozyjnymi. Według kryteriów (4.11 i 4.12), tabela 4.2, kolumna 11 i 12 w Pd-16 sufozyjne są ziarna  $d_s < 0,032$  mm, których zawartość nie przekracza 3%, a w Ps-19 sufozyjne są ziarna  $d_s < 0,072$  mm, których zawartość wynosi 1%. Wyniesienie tych ziaren przez filtrujące wody nie spowoduje zmian strukturalnych.

Spadki rzeczywiste jakie występują na zawalu w bezpośrednim sąsiedztwie wału w dnie rowów odwadniających, ustalone na podstawie modelowych badań numerycznych, dla różnych układów przewarstwień, zawierają się w przedziale  $0,62 < I_{max} < 1,50$ . Można się zatem spodziewać dużych ciśnień sphywowych w przedziale  $6,1 < p_s < 14,7 \text{ kN/m}^3$ . Dla zabezpieczenia gruntów na zawalu i w dnie rowów odwadniających przed upłynnieniem z uwagi na to, że z warunku (4.19) wartość  $0,5 \gamma' = 9,3 \text{ kN/m}^3$  jest prawie dwukrotnie mniejsze od wartości  $p_s$ , zaproponowano dociążenie separowane geowłókniną, pokazane na rysunku 4.10b.

$O_{90}$  i  $O_{95}$  geowłókniny powinny wynosić:  
 wg kryterium (4.20)  $O_{90} < 1,0 \text{ mm}$  (Pd-16),  
 wg kryterium (4.21)  $O_{90} < 0,5 \text{ mm}$  (Pd-16),  
 wg kryterium (4.22)  $O_{90} < 0,67 \text{ mm}$  (Pd-16),  
 wg kryterium (4.23)  $O_{95} < 0,72 \text{ mm}$  (Ps-19).

Z uwagi na kolmatację wg kryterium (4) wielkość porów geowłókniny  $O_{95} > 0,90 \text{ mm}$  (Ps-19). Autorom projektu technicznego zasugerowano przyjęcie geowłókniny WIGOLEN 106F/19, dla której  $k_f = 24,38 \text{ m/d}$  a  $O_{90} = 0,38 \text{ mm}$ .



Rys. 4.11. Wał przeciwpowodziowy Odry w miejscowości Rybojedzko – uziarnienie charakterystycznych gruntów budujących podłoże na zawalu  
 Fig. 4.11. Flood embankment in Rybojedzko site – grading of soils characteristic for the subsoil in zone behind embankment



Tabela 4.2  
Table 4.2

Zestawienie parametrów niezbędnych do oceny sufozyjności gruntów wg (4.8, 4.11, 4.12)  
Specification of parameters necessary to evaluate tunneling susceptibility of soils

Rodzaj gruntu Type of soil	GRUNTY SEPAROWANE GEOWŁÓKNAMI SOILS SEPARATED WITH NON-VOWEN GETEXTILES											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	<i>Zg-3</i>	<i>Pog-4</i>	<i>Ps-5</i>	<i>Ps-6</i>	<i>Po-7</i>	<i>Pdz-8</i>	<i>Pog-12</i>	<i>Pd-13</i>	<i>Ps-14</i>	<i>Ps-15</i>	<i>Pd-16</i>	<i>Ps-19</i>
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$d_{10}$ [mm]	0,10	0,015	0,16	0,30	0,26	0,062	0,004	0,11	0,15	0,20	0,08	0,27
$d_{60}$ [mm]	7,0	1,60	0,70	0,76	1,00	0,33	0,42	0,26	0,42	0,45	0,30	0,56
$d_{17}$ [mm]	0,23	0,08	0,25	0,35	0,30	0,11	0,03	0,13	0,18	0,27	0,12	0,30
Wskaźnik różnorodności $U$ Coefficient of uniformity	70,0	106,7	4,4	2,5	3,8	5,3	105,0	2,4	2,8	2,3	3,75	2,07
Średnica ziarn podlegających sufozji wg (4.13) $d_s$ [mm] Diameter of tunneling susceptible grains	0,041	0,015	0,071	0,086	0,076	0,032	0,012	0,031	0,042	0,061	0,032	0,072
Ciężar objętościowy szkieletu gruntowego $\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ] Dry weight	20,00	20,00	14,58	14,84	15,13	14,58	15,64	15,11	15,37	15,37	14,84	14,84
Porowatość $n$ Porosity	0,245	0,245	0,45	0,44	0,429	0,45	0,41	0,43	0,42	0,42	0,44	0,44
Wskaźnik porowatości $e$ Void ratio	0,325	0,325	0,818	0,786	0,751	0,818	0,695	0,754	0,724	0,724	0,785	0,785
Współczynnik filtracji $k_{10}$ [m/s] Coefficient of hydraulic conductivity	$1,2 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-3}$	$1,5 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^{-6}$	$2,3 \times 10^{-6}$	$1,8 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-3}$	$3 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-3}$

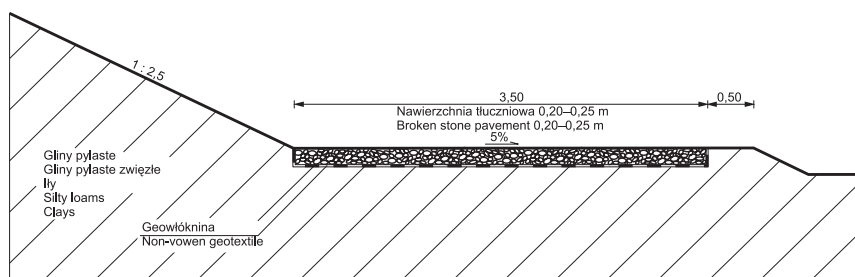
Tabela 4.2 cd.  
Table 4.2cont.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Współczynnik przepuszczalności $K$ [m <sup>2</sup> ] Coefficient of permeability	$1,402 \times 10^{-13}$	$1,168 \times 10^{-14}$	$1,168 \times 10^{-10}$	$1,752 \times 10^{-10}$	$1,168 \times 10^{-9}$	$2,336 \times 10^{-13}$	$2,687 \times 10^{-13}$	$2,103 \times 10^{-12}$	$1,168 \times 10^{-10}$	$3,504 \times 10^{-10}$	$1,168 \times 10^{-12}$	$1,168 \times 10^{-10}$
Współczynnik $\mu$ wg (4.15) Coefficient $\mu$ according to (4.15)	0,7820	1,0095	0,0063	0,00125	0,0404	0,0119	0,7020	0,0299	0,0504	0,0273	0,0202	0,0098
Współczynnik $\phi_0$ wg (4.14) Coefficient $\phi_0$ according to (4.14)	0,3581	0,4623	0,0011	0,0024	0,0082	0,0026	0,1566	0,0060	0,0107	0,0058	0,0047	0,0023
Spadek krytyczny $I_{s,KR}$ wg (4.12) Critical hydraulic gradient according to (4.12)	19,4	31,7	0,005	0,010	0,012	0,12	2,3	0,084	0,027	0,012	0,092	0,010
Średnica ziarn podlegających sutfuzji $D_{f/s+s}$ wg (4.8) Diameter of suffosion susceptible grains according to (4.8)	0,27 0,002*	0,14 0,002*	0,26			0,11	0,06					
Spadek krytyczny $I_{s,KR}$ wg (4.12) dla ziarn $D_{f/s+s}$ Critical hydraulic gradient $I_{s,KR}$ according to (4.12) for grams $D_{f/s+s}$	127,8 0,95*	296,4 4,23*	0,02			0,40	11,6					

\* obliczenia dotyczą frakcji ilowej  
calculations concern clay fraction

#### 4.8. Geowłókniny wzmacniające nawierzchnię tłuczniową drogi przywałowej

Dla nowo projektowanego wału zamykającego otwartą dolinę Odry koło Oławy u podnóża skarpy odpowietrznej zaprojektowano drogę o szerokości 3,0 m, o nawierzchni tłuczniowej. Droga jest przeznaczona dla lekkich pojazdów samochodowych, którymi podczas akcji powodziowej będzie można dowieźć worki z piaskiem i inne materiały, ale również zostanie wykorzystana przez pojazdy rolnicze podczas prac polowych. Założono, że obciążenie pojazdów nie będzie większe jak 80 kN/oś. Podłoże drogi stanowią ility, gliny pylaste zwięzłe i gliny pylaste dla których, pomierzony późną jesienią, za pomocą igły ICI wskaźnik CBR zawierał się w przedziale od 3 do 5. Przekrój poprzeczny drogi pokazano na rysunku 4.12.



Rys. 4.12. Przekrój poprzeczny drogi przywałowej o nawierzchni tłuczniowej

Fig. 4.12. Cross-section of road at embankment foot with broken stone pavement

Na podstawie wytycznych przedstawionych w Poradniku stosowania geotekstyliów (Geotekstyli ... 1998) ustalono, że:

- droga przeznaczona jest dla pojazdów lekkich LV o niewielkim natężeniu ruchu (ruch lekki);
- podłoże charakteryzujące się  $2 < \text{CBR} < 5$  zaliczyć należy do kategorii  $\text{SU}_2$ ;
- przewidziano wykonanie nawierzchni z tłucznia  $20 < D < 80$  mm, co odpowiada gatunkowi kruszywa G1;
- układ warstw projektowanej nawierzchni odpowiada konstrukcji nr 1, w której warstwa kruszywa o grubości  $20 \div 25$  cm ułożona zostanie na geowłókninie.

Zgodnie z tabelą III-4 [Centralny ... 1982] geotekstyli pod nawierzchnią powinny posiadać wytrzymałość na rozciąganie  $> 16$  kN/m i wielkość porów  $O_{95} = 0,02$  mm. W konstrukcji drogi przywałowej zastosowano geowłókninę NOVITA o symbolu 2061-950-600-236 o wytrzymałości na rozciąganie 16,13 kN/m i średnicy porów  $O_{95} < 0,05$  mm.



## 5. WYBRANE PRZYKŁADY ZASTOSOWAŃ FOLII PCV I GEOMEMBRAN

Rozwój przemysłu tworzyw sztucznych i coraz doskonalsze produkty wytwarzane przez ten przemysł umożliwiły wprowadzenie nowych rozwiązań do geotechniki i budownictwa hydrotechnicznego. Wśród wielu produkowanych geosyntetyków osobną grupę stanowią geomembrany, które pozwoliły między innymi na zastąpienie lub uzupełnienie uszczelnień z naturalnych materiałów mineralnych. Dzięki swoim właściwościom – przede wszystkim dzięki bardzo dobrej szczelności oraz wysokiej odporności na działanie wielu substancji chemicznych – znalazły one zastosowanie do uszczelnień dna oraz jako: dobre zamknięcie składowisk odpadów, zabezpieczenie przed rozprzestrzenianiem się zanieczyszczeń w przypadku rozszczelnienia zbiorników paliwa na stacjach benzynowych i w magazynach, uszczelnienia wałów przeciwpowodziowych, w ekranach obwałowań zbiorników wodnych oraz warstwa ochronna zapór betonowych. Przedstawiona lista nie wyczerpuje oczywiście całej gamy możliwych zastosowań.

Opracowano już wytyczne i normy, w których opisano szereg rozwiązań oraz podano podstawowe zasady wykonawstwa i zamieszczono wiele informacji na temat projektowania [COBRBH „Energopol” 1982, BN-87/8955-02 OBREM 2001, ITB 1995, PN-B-10290:1997]. Jako uzupełnienie cytowanych materiałów omówiono w dalszej części opracowania niektóre metody wymiarowania uszczelnień, w których wykorzystuje się geomembrany.

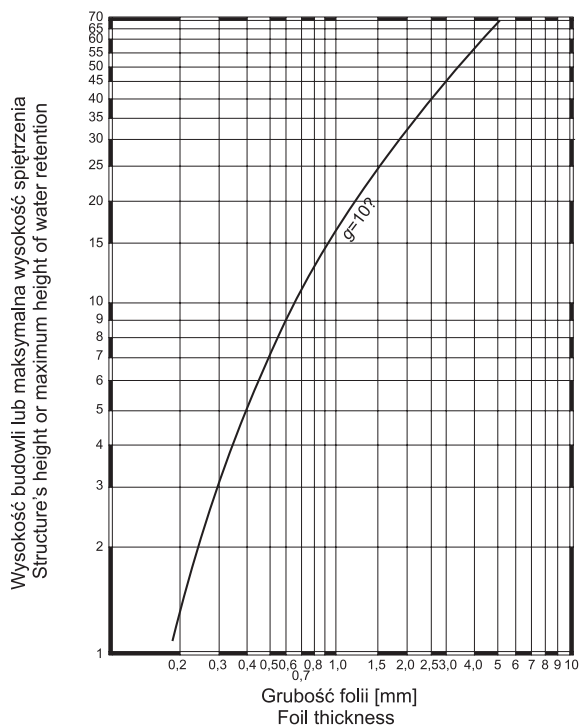
Obecnie najczęściej stosowane są geomembrany z polietylenu (polietylen o wysokiej lub o niskiej gęstości – PEHD) oraz geomembrany z polichlorku winylu (PVC). Mogą być stosowane w szerokim zakresie temperatur od  $-30$  do  $+60^{\circ}\text{C}$ . Są to materiały o dużej trwałości – producent gwarantuje co najmniej 30-letnią trwałość, ale w praktyce powinna być ona znacznie dłuższa, na co wskazują prowadzone badania. Ponieważ informacje o geomembranach PEHD są bardziej rozpowszechnione, w niniejszym rozdziale skoncentrowano się na geomembranach z PVC, chociaż przedstawione w dalszej części metody obliczeń mają charakter uniwersalny. Zaletą polichlorku winylu, szczególnie ważną w dzisiejszych czasach, kiedy coraz trudniej o miejsca do składowania odpadów, jest możliwość recyklingu po zakończeniu okresu użytkowania. Polichlorek winylu ma także szereg innych korzystnych cech wyróżniających go wśród podobnych produktów wykonanych z polimerów – m.in. gęstość objętościową większą od gęstości wody ( $1,2\text{--}1,3\text{ t/m}^3$ ), co jest istotne w przypadku zastosowań w inżynierii wodnej. Materiał ten nie wykazuje granicy plastyczności, a zerwanie następuje przy względnych odkształceniach w warunkach jednoosiowego rozciągania ponad 300%, co czyni go szczególnie przydatnym w przypadku dużych różnic osiadań (wydłużenie odpowiadające granicy plastyczności HDPE wynosi kilkanaście procent). Zwykle lepsze niż w przypadku innych geomembran są też własności tarciove folii z PVC (większy współczynnik tarcia między geomembraną a gruntem).

Własności tarciove, które decydują o stateczności warstw ochronnych z gruntów naturalnych przykrywających zwykle geomembranę, poprawia się poprzez wyłaczanie na powierzchni dodatkowo faktury (moletowanie). Konieczność zapewnienia stateczności warstw ochronnych ogranicza zazwyczaj nachylenie skarp – w przypadku składowisk przyjmuje się, że nie powinno ono przekraczać 1 : 2,5. Zastosowanie georusztów płaskich lub przestrzennych albo warstwy ochronnej z kostek względnie płyt betonowych pozwala na zwiększenie nachylenia. Regulować można również wytrzymałość geomembrany na rozciąganie, zatapiając w folii syntetyczną siatkę o dużej wytrzymałości. Przedstawiono tylko niektóre cechy, istotne dla określonych zastosowań, które mogą być kształtowane przez producenta zgodnie z życzeniami odbiorcy.

Bryty geomembrany z PVC łączy się między sobą przez zgrzewanie lub klejenie. Folie można zgrzewać gorącym powietrzem za pomocą zgrzewarki ręcznej. Posiada ona własny napęd i rolki dociskowe, dzięki czemu zgrzewanie odbywa się w sposób ciągły. Zakład sąsiednich pasm folii nie powinien być mniejszy niż 50 mm. Producent dysponuje urządzeniami do zgrzewania, a zatem kontrakt może obejmować nie tylko dostawę, ale również wykonanie połączeń na budowie. Bryty mogą być spajane również klejem w postaci płynnej folii PVC produkowanej przez ERGIS S.A. lub klejem o nazwie Cyklaheksanon. Dostępne są także kleje i lepiki (dla folii bitumo- i olejoodpornej BIFOL) odpowiednie do łączenia folii z podłożem. Zamówienie folii połączonych fabrycznie pozwala znacznie zredukować ilość połączeń wykonywanych na budowie. Maksymalna dostępna szerokość brytu wynosi 12 m a długość 25 m. Układanie geomembrany mogą utrudniać siły spowodowane ssaniem wiatru zależne od jego prędkości oraz od ukształtowania terenu. Skuteczne zabezpieczenie stanowią worki wypełnione piaskiem, rozstawione w odległościach dostosowanych do miejscowych warunków – zwykle jeden worek na kilka do kilkunastu metrów kwadratowych (tab. 5.3).

## 5.1. Budownictwo hydrotechniczne

Według BN-87/8955-02 w budownictwie hydrotechnicznym należy stosować folie o grubościach od 0,2 do 2 mm. Przyjęcie innych grubości wymaga uzasadnienia. Grubość folii została uzależniona od wysokości piętrzenia – zależność tę pokazano na rysunku 5.1. Dodatkowo podano, że wytrzymałość folii na rozciąganie nie może być mniejsza niż 8 MPa, a wydłużenie względne nie mniejsze niż 80%. W trakcie eksploatacji naprężenia obliczeniowe nie mogą przekraczać 0,1 naprężenia niszczącego daną folię. Wytyczne COBRBH „Energopol” zalecają, aby naprężenia dopuszczalne nie przekraczały 0,1 granicy plastyczności w przypadku obiektów tymczasowych (okres eksploatacji do 10 lat), natomiast w przypadku obiektów stałych (okres eksploatacji powyżej 50 lat) 0,05 granicy plastyczności, chociaż dopuszczają krótkotrwale przekroczenie tak określonych naprężeń. W wytycznych stwierdza się, że przy wysokości piętrzenia powyżej 15 m folie (geomembrany) można stosować w wyjątkowych przypadkach. Wymaga to szczególnie starannego doboru rodzaju i grubości geomembrany przy uwzględnieniu klasy ważności budowli.



Rys. 5.1. Zależność grubości folii z tworzyw sztucznych od wysokości piętrzenia obiektu wg BN-87/8955-02

Fig. 5.1. Synthetic foil thickness in relation to height of water retention according

Przykładowe zastosowania folii oraz niektóre szczegóły konstrukcyjne pokazano na rysunkach 5.2÷5.8. Wykorzystywane są one jako ekrany budowli piętrzących, uszczelnienia kanałów, zbiorników, odстойników, grobli, wałów przeciwpowodziowych itp. Folie są z reguły przykrywane warstwą ochronną z gruntu – można w tym celu wykorzystać, jako jeden z elementów ochrony, geowłókninę, narzut kamienny, płyty betonowe lub kostkę brukową. Warstwy bezpośrednio stykające się z folią nie mogą zawierać ostrych fragmentów, które grożą mechanicznym uszkodzeniem geomembrany. Warstwy podkładowe lub podłoże naturalne powinno być zagęszczone. Z powierzchni należy usunąć resztki korzeni drzew, kamienie i inne przedmioty, które mogą przebić folię. Zalecenia odnośnie warstw gruntowych stykających się z folią zestawiono w tabeli 5.1.

Tabela 5.1  
Table 5.1

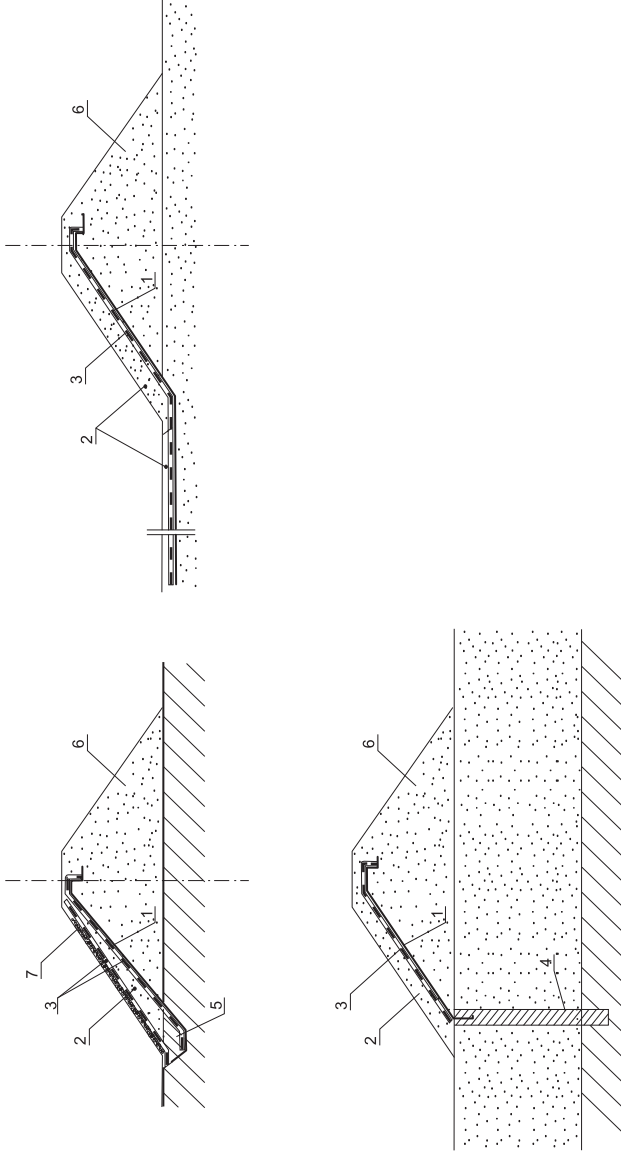
Wymagania i minimalne grubości warstw podkładowych i wierzchnich stykających się z geomembraną [COBRBH „Energopol” 1982]  
Requirements and minimum thickness of surface and subsoil layers in contact with geomembranes

Material Material	Minimalna grubość warstwy Layer minimum thickness	Pozostałe warunki Other requirements
Grunty mineralne spoisłe Cohesive mineral soils	<b>warstwa podkładowa</b> <b>subsoil layer</b> 100 mm	materiał pozbawiony kamienia material without stone
	<b>warstwa wierzchnia</b> <b>surface layer</b> przy układaniu ręcznym manually placed 150 mm przy układaniu maszynowym placed with equipment 400 mm	stopień plastyczności $I_L$ ; liquidity index $I_L$ ; $0,1 \leq I_L \leq 0,5$
Grunty mineralne niespoisłe Non-cohesive mineral soils	<b>warstwa podkładowa</b> <b>subsoil layer</b> 100 mm	maks. średnica ziarna 12 mm przy czym ziaren o średnicy > 5 mm nie więcej niż 20% max. grain diameter 12 mm, but no more than 20% of grains with diameter > 5 mm
	<b>warstwa wierzchnia</b> <b>surface layer</b> przy układaniu ręcznym manual placed 150 mm przy układaniu maszynowym placed with equipment 400 mm	maks. średnica ziarna 12 mm przy czym ziaren o średnicy > 5 mm nie więcej niż 20% max. grain diameter 12 mm, but no more than 20% of grains with diameter > 5 mm maks. średnica ziarna 12 mm; 100% ziaren okrągłych max. grain diameter 12 mm; 100% of rounded grains

Zastosowanie folii uszczelniającej z tworzywa sztucznego (geomembrany) jest szczególnie racjonalne tam, gdzie:

- brak w rejonie budowy gruntów nadających się do budowy rdzeni przeciwfiltracyjnych lub drogi transportu są zbyt długie albo nieekonomiczne,
- wymagane jest szczególnie skuteczne zabezpieczenie przeciwfiltracyjne,
- należy uszczelnić wielkie powierzchnie w gruntach o dużej przepuszczalności,
- konieczne jest szybkie wykonanie uszczelnienia.



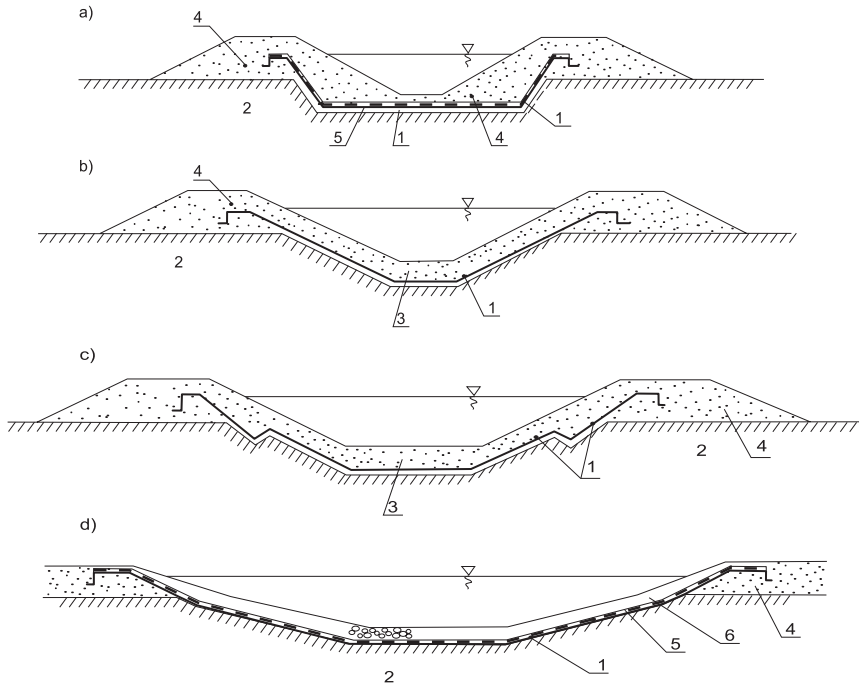


Rys. 5.2. Ekrany budowl i piętrzących:

1 – geomembrana, 2 – gruntowa warstwa ochronna, 3 – geowłknina, 4 – przesłona pionowa, 5 – zęb z gruntu spoiwego, 6 – nasyp, 7 – narzut kamienny

Fig. 5.2. Sealing of water retaining structures:

1 – geomembrane, 2 – soil protective, 3 – non-woven geotextile, 4 – vertical diaphragm, 5 – prong made of cohesive soil, 6 – embankment, 7 – stone rip-rap

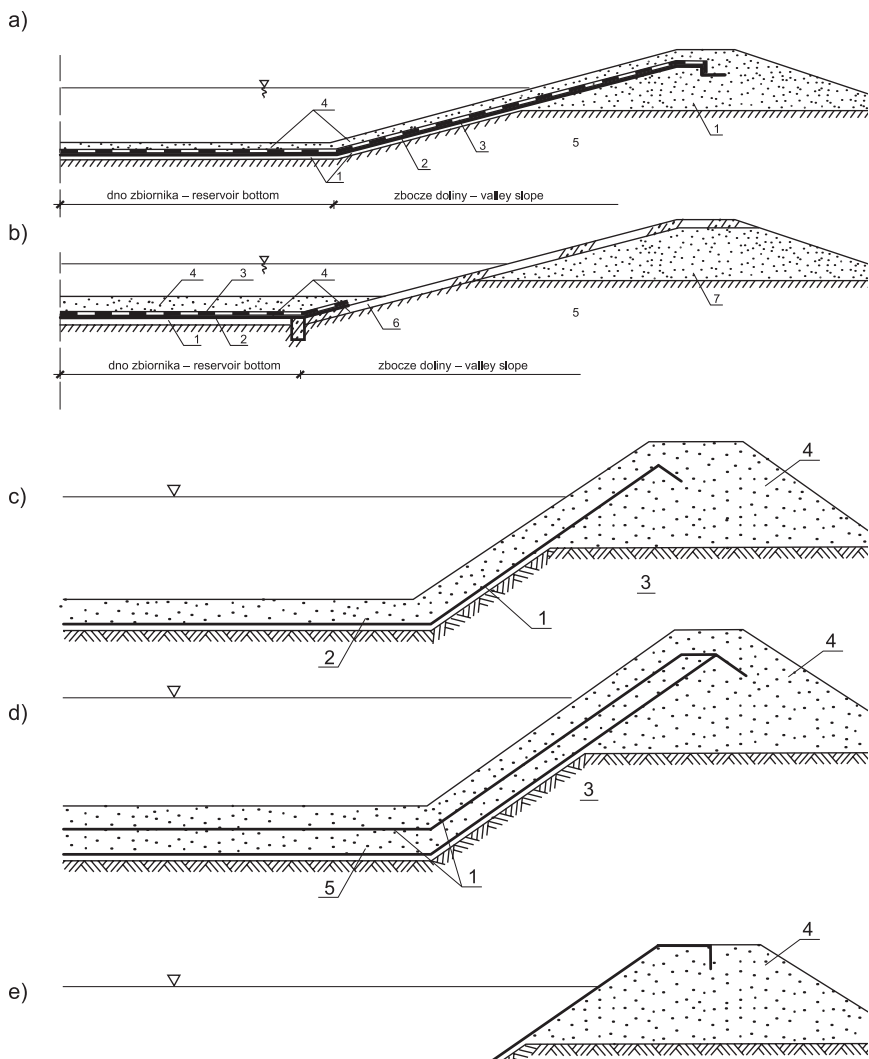


Rys. 5.3. Uszczelnienia kanałów:

1 – folia (geomembrana), 2 – grunt rodzimy, 3 – warstwa ochronna (gruntowa lub z materiałów niegruntowych), 4 – nasyp, 5 – elementy z betonu cementowego lub z mas zalewowych

Fig. 5.3. Sealing of canals:

1 – foil (geomembrane), 2 – original soil, 3 – protective layer (made of soil or other material), 4 – embankment, 5 – concrete elements or made of sealing mass

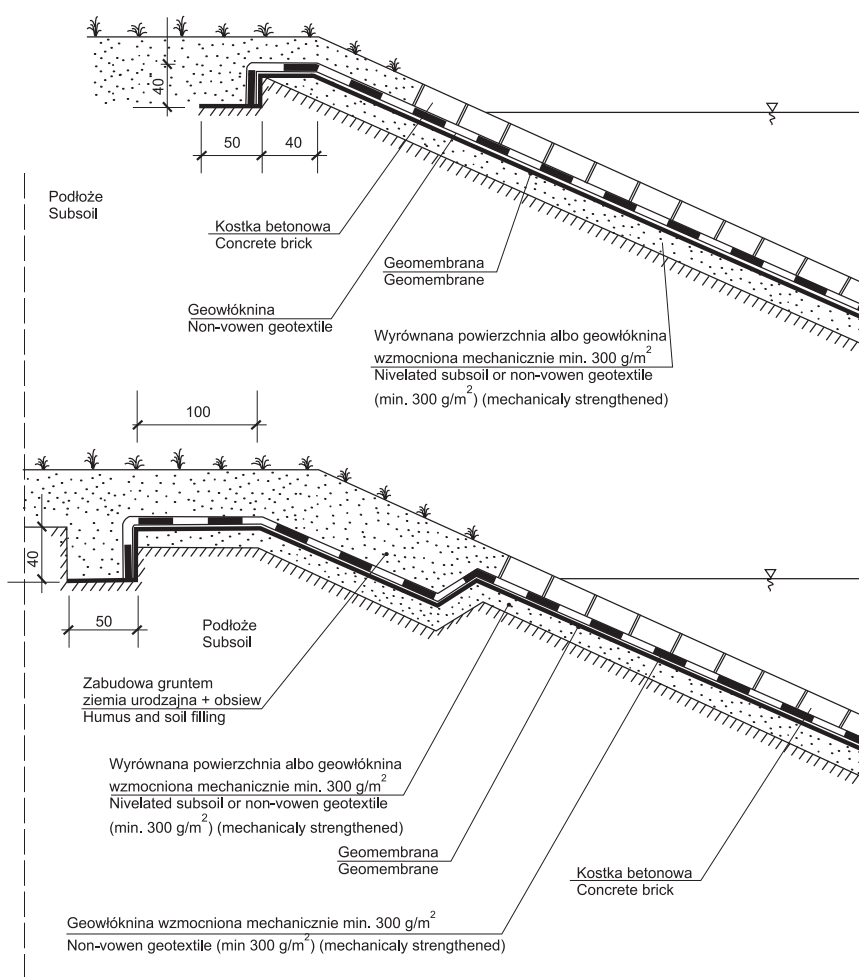


Rys. 5.4. Uszczelnienia zbiorników:

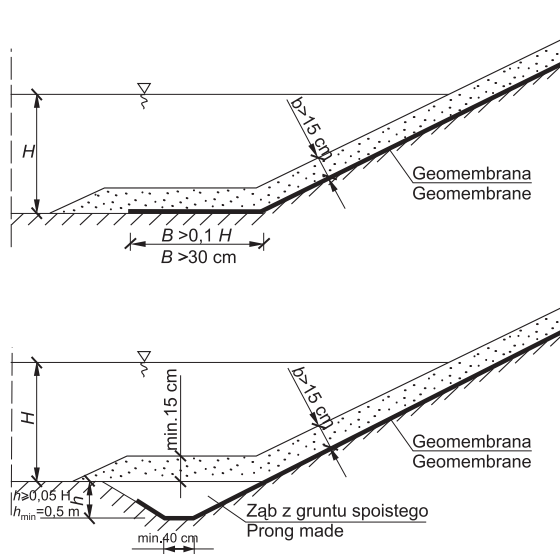
1 – folia, 2 – ziemna warstwa ochronna, 3 – grunt rodzimy lub warstwa wyrównująca, 4 – nasyp, 5 – warstwa piasku, 6 – warstwa uszczelniająca z betonów cementowych lub mas asfaltowych

Fig. 5.4. Sealings of reservoirs:

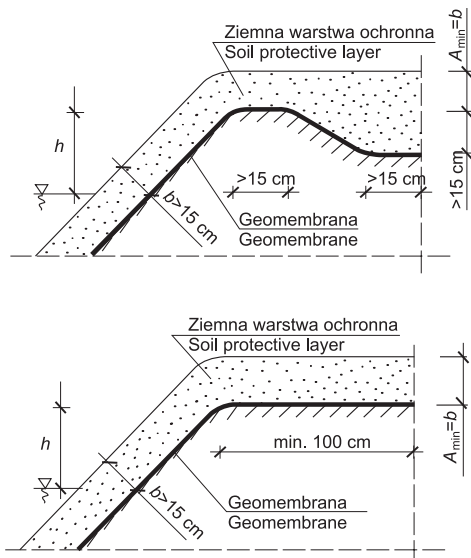
1 – foil, 2 – soil protective cover, 3 – original soil or nivelation layer, 4 – embankment, 5 – sand layer, 6 – concrete or asphalt mass sealing



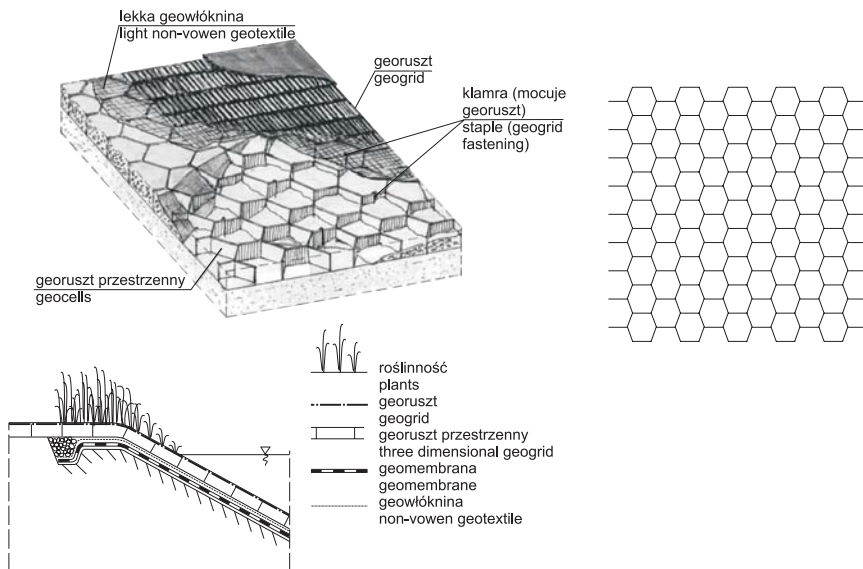
Rys. 5.5. Alternatywne rozwiązania zakończenia uszczelnienia geomembraną rowu zbiorczego  
Fig. 5.5. Alternative solutions of main ditch geomembrane sealing ending



Rys. 5.6. Kotwienie folii w stopie zapory  
Fig. 5.6. Foil anchoring at a dam foot



Rys. 5.7. Kotwienie folii na koronie zapory  
Fig. 5.7. Foil anchoring on a dam crown



Rys 5.8. Ochrona nabrzeża z wykorzystaniem geomembrany i rusztu przestrzennego  
 Fig. 5.8. Bank protection using geomembrane and three dimensional geogrid (geocells)

## 5.2. Składowiska odpadów

Geomembrany mogą stanowić jeden z elementów uszczelnienia podstawy składowiska odpadów, jak też razem z warstwami mineralnymi tworzyć zamknięcie składowiska. W zależności od warunków hydrogeologicznych w rejonie budowy składowiska, rodzaju i ilości składowanych odpadów oraz zagrożenia, jakie mogą stanowić dla środowiska, wybiera się odpowiednie rozwiązanie. Geomembrany ze względu na swoją szczelność i dużą odporność chemiczną są często niezastąpionym elementem barier uszczelniających. Przy projektowaniu warstw uszczelniających dno składowisk odpadów komunalnych można kierować się wytycznymi opracowanymi przez Instytut Techniki Budowlanej, gdzie zawarto klasyfikację różnych warunków hydrogeologicznych, przedstawiono systemy przesłon i zasady ich doboru (tab. 5.2, rys. 5.10) oraz przykładowe rozwiązania [ITB 1995]. Według PN-B-10290:1997 geomembrany z PVC stosowane na składowiskach odpadów powinny mieć grubość co najmniej 1,5 mm oraz wydłużenie przy zerwaniu  $\geq 400\%$ . Pozostałe wymagania przedstawiono w tabeli 5.4. Podłoże, na którym układa się geomembranę, powinno być stateczne i zapewniać odpowiednią nośność zgodnie z PN-B/81-03020. Należy je jednolicie zagaęścić i wyrównać. Nie wolno układać geomembrany na podłożu nawodnionym i lokalnych wysiękach wodnych.

W trakcie montażu układany materiał musi być zabezpieczony przed ssącym działaniem wiatru np. za pomocą worków z piaskiem lub zużytych opon. Orientacyjne odległości między workami z piaskiem o wadze ~ 300 N (30 kG) podano w tabeli 5.3. Przejścia rur drenażowych, pionowych szybów wentylacyjnych itp. przez geomembranę należy wykonać w sposób szczelny. W miejscach posadowienia elementów konstrukcyjnych (szyby, przepusty, studnie) podłoże powinno być zagęszczone szczególnie starannie, a jakość zagęszczenia podłoża musi być kontrolowana. Więcej szczegółów na temat wykonawstwa i odbioru geomembran na budowie składowisk odpadów stałych zawiera norma PN-B-10290:1997.

Tabela 5.2  
Table. 5.2

Zasady doboru przesłon. Oznaczenia systemów przesłon wg rys. 5 [ITB 1995]  
Principles of choosing sealins systems. Sealings systems according to Fig. 5.9

Warunki hydrogeologiczne Hydrogeological condition	Składowiska – Landfills		
	<b>Małe do:</b> 2 ha powierzchni 100 tys. m <sup>3</sup> pojemności <b>Small up to:</b> 2 ha area 100 000 m <sup>3</sup> volume	<b>Średnie do:</b> 10 ha powierzchni 800 tys. m <sup>3</sup> pojemności <b>Medium up to:</b> 10 ha area 800 000 m <sup>3</sup> volume	<b>Duże powyżej:</b> 10 ha powierzchni 800 tys. m <sup>3</sup> pojemności <b>Big more then:</b> 10 ha area 800 000 m <sup>3</sup> volume
Bardzo dogodnie i dogodne Very suitable and suitable	1	1, 2	1, 2
Mało dogodnie Low suitable	2	2	2, 3
Niedogodne Unsuitable	2	2, 3	3, 4

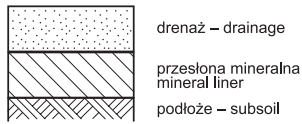
Tabela 5.3  
Table 5.3

Rozmieszczenie worków z piaskiem [m<sup>2</sup>] w celu uniemożliwienia podrywania geomembrany przez wiatr [Koerner, 1998]  
Sand bags arrangements [m<sup>2</sup>] to protect against geomembrane uplifting by wind

Wartości C <sub>p</sub> * Values of C <sub>p</sub> *	Prędkość wiatru [km/h] Wind velocity [km/h]				
	<b>40</b>	<b>80</b>	<b>120</b>	<b>160</b>	<b>200</b>
<b>-0,2</b>	20	4,9	2,1	1,2	0,79
<b>-0,4</b>	9,7	2,5	1,1	0,61	0,39
<b>-0,6</b>	6,5	1,7	0,73	0,41	0,27
<b>-0,8</b>	4,9	1,2	0,55	0,31	0,20
<b>-1,0</b>	3,9	0,97	0,43	0,25	0,16

\* współczynnik aerodynamiczny zależny od usytuowania membrany  
aerodynamic coefficient depending on geomembrane location

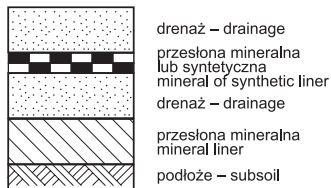
1. Pojedyncza  
1. Single system



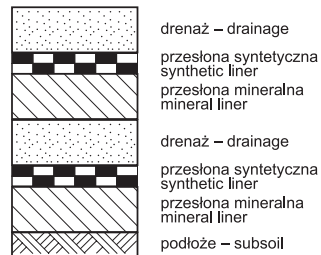
2. Pojedyncza złożona  
2. Single complex system



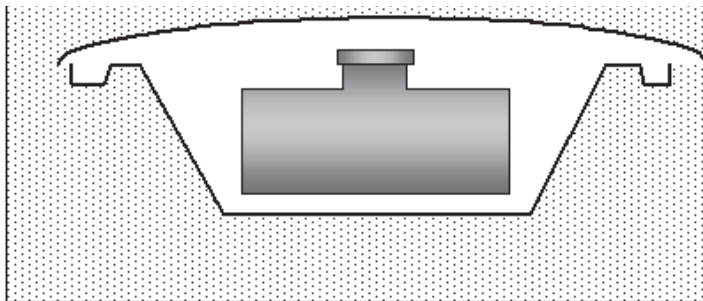
3. Podwójna  
3. Double system



4. Podwójna złożona  
4. Double complex system



Rys. 5.9. Systemy przesłon  
Fig. 5.9. Sealings systems



Rys. 5.10. Koncepcja uszczelnienia zbiorników podziemnych  
Fig. 5.10. Concept of subterranean tanks sealing



Tabela 5.4

Table 5.4

Minimalne wymagania dla materiałów geomembran stosowanych na składowiskach odpadów stałych (wg PN-B/97-10290)

Minimum requirements for geomembranes used on msw landfills (according to polish standard PN-B/97-10290)

Parametr Parameter	Jednostka miary Unit	Metoda badania według Test method according to	Geomembrana z PEHD o grubości Thickness of PEHD geomembrane			Geomembrana z PVC o grubości Thickness of PVC geomem- brane		Geomembrana z PP o grubości Thickness of PP geomem- brane	
			1,5	2,0	2,5	1,5	2,0	1,5	2,0
			[mm]						
a) gęstość density	g/ cm <sup>3</sup>	PN-C-89035:1992	>0,94	>0,94	>0,94	>1,2	>1,2	>0,9	>0,9
b) wytrzymałość na rozciąganie / tensile strength – przy płynięciu – at yield – przy zerwaniu – at break	MPa  MPa	PN-C-89034:1981 próbka wiosłkowa „paddle specimen” próbka 200 mm 200 mm specimen	>15	>15	>15	–	–	–	–
c) wydłużenie elongation – przy płynięciu – at yield – przy zerwaniu – at break	%  %	PN-C-89034:1981 próbka wiosłkowa „paddle specimen” próbka 200 mm 200 mm specimen	>12	>12	>12	–	–	–	–
d) wytrzymałość na rozdzieranie tear resistance	N	PN-C-89091:1983 próbka Gravesa PN-C-89091:1983 Graves' specimen	>175	>230	>285	>65	>80	>150	>200
e) odporność na przebicie (CBR) puncture resistance (CBR)	N	ISO 12236:1994	>2500	>3000	>3500	>2000	>2500	>2000	>2500
f) zmiany wymiarów liniowych w wysokiej temperaturze dimensional stability at high temperature	%	PN-C-89091:1983 100°C, 1 godzina PN-C-89091:1983 100°C, 1 hour	<2,0	<2,0	<2,0	<5,0	<5,0	<2,0	<2,0
g) współczynnik rozsze- rzalności cieplnej coefficient of thermal expansion	°C <sup>-1</sup>	PN-C-89021:1982	< 2 ×10 <sup>-4</sup>	< 2 ×10 <sup>-4</sup>	< 2 ×10 <sup>-4</sup>	–	–	–	–
h) utrata substancji lotnych volatile loss	%	PN-C-89087:1986	–	–	–	<0,5	<0,5	–	–

### **5.3. Ochrona środowiska**

Z racji dużej odporności chemicznej geomembrany znajdują zastosowanie także w innych dziedzinach, poza budową składowisk i hydrotechniką, wszędzie tam, gdzie zachodzi konieczność uniemożliwienia migracji cieczy. Folie wodno-, bitumo- i olejoodporne (BIFOL) są potrzebne np. w sytuacji, kiedy geomembrana ma chronić obszar w pobliżu nadziemnych lub podziemnych zbiorników na paliwo (na stacjach benzynowych). Enkapsulacja takiego obszaru lub stworzenie szczelnej wanny wyłożonej geomembraną oraz wykonanie szczelnych przejść rurociągów przez izolację zabezpiecza środowisko przed ewentualnym skażeniem. Folia PVC może być klejona do podłoża betonowego, stanowiąc ochronę przed agresją substancji chemicznych na które beton nie jest odporny. Koncepcję takiego uszczelnienia przedstawiono na rysunku 5.10.

## 6. WYBRANE PROBLEMY PROJEKTOWANIA

### 6.1. Parametry geomembran

Przykładowe parametry geomembran produkowanych w Polsce przedstawiono w tabeli 6.1. Istnieje możliwość modyfikacji tych parametrów po uzgodnieniu z producentem. Przy sprawdzaniu stateczności mineralnej warstwy ochronnej istotnym parametrem jest współczynnik (ką) tarcia między geomembraną a gruntem. Orientacyjne wartości tego współczynnika tarcia podano w tabeli 6.2. W praktyce, szczególnie przy większych obiektach współczynnik tarcia należy ustalać na podstawie badań laboratoryjnych. Opis wykonania badań znajduje się w normie BN-87/8955-02.

Tabela 6.1

Table 6.1

Przykładowe parametry geomembran PVC produkowanych w Polsce IZOFOL – folia hydroizolacyjna ogólnego stosowania BIFOL – folia dodatkowo bitumo- i olejoodporna  
Exemplary specification of PVC geomembranes produced in Poland IZOFOL – general purposes foil for sealings against water BIFOL – foil with additional bitumen and oil resistance

Standardowe wymiary wstęp folii IZOFOL i BIFOL Standard dimension of IZOFOL and BIFOL foil bands					
Grubość [mm] Thickness	0,60	0,80	1,00	1,50	2,00
Szerokość [m] Width	standardowo 2,03 m ; możliwość produkcji do 12 m 2,03 m as a standard, production up to 12 m possible				
Długość [m] Length	53,2	53,2	26,6	26,6	26,6
Wybrane parametry techniczne folii IZOFOL typu T i typu A Chosen technical parameters of IZOFOL type T and A foils					
Właściwości Properties	Metoda pomiaru Measurement method	IZOFOL T		IZOFOL A	
Reakcja na ogień Reaction to fire	(PN-EN 13501-1:2004)	klasa E		klasa E	
Wodoszczelność Watertightness	(PN-EN 1928-2002)	wodoszczelna przy ciśnieniu 60 kPa (metoda B) Waterproof by pressure 60 kPa (method B)		wodoszczelna przy ciśnieniu 2 kPa (metoda A) Waterproof by pressure 2 kPa (method A)	

Tabela 6.1 cd.  
Table 6.1 cont.

Wytrzymałość na rozdzieranie (gwoździem) Tear resistance (with a nail)	(PN-EN 12310-1:2001)		
• wzdłuż along		≥ 100 N	≥ 30 N
• w poprzek in transverse direction		≥ 110 N	≥ 50 N
Wytrzymałość złącza: Joint's strength	(PN-EN 12317-2:2002)		
- zakład podłużny longitudinal joint		≥ 300 N/50 mm	≥ 120 N/50 mm
- zakład poprzeczny transverse joint		≥ 300 N/50 mm	≥ 120 N/50 mm
Odporność na uderzenie Puncture resistance	PN-EN 12691:2006(U)	brak perforacji przy h = 200 mm no perforation by h = 200m	brak perforacji przy h = 200 mm no perforation by h = 200m
maks. siła rozciągająca: max. tensile force	(PN-EN 12311-2:2002)		
• wzdłuż kierunku kalandrowania along calendering direction		≥ 350 N/50 mm	≥ 140 N/50 mm
• w poprzek kierunku kalandrowania transverse to calendering direction		≥ 300 N/50 mm	≥ 120 N/50 mm
Wydłużenie względne przy zerwaniu: Elongation at break	(PN-EN 12311-2:2002)		
• wzdłuż kierunku kalandrowania along calendering direction		≥ 200 %	≥ 200 %
• w poprzek kierunku kalandrowania transverse to calendering direction		≥ 200 %	≥ 200 %
Odporność na obciążenie statyczne Resistance to static load	PN-EN 12730:2002 metoda B	brak perforacji przy 20 kg no perforation by 20 kg	brak perforacji przy 20 kg no perforation by 20 kg
Wodoszczelność po starzeniu sztucznym Watertightness after artificial aging	PN-EN 1296:2002, PN-EN 1928:2002 metoda B	wodoszczelna przy ciśnieniu 60 kPa Waterproof by pressure 60 kPa	wodoszczelna przy ciśnieniu 2 kPa Waterproof by pressure 2 kPa
Wodoszczelność po działaniu chemikaliów Watertightness after exposition of chemicals	PN-EN 1296:2002, PN-EN 1928:2002 metoda B	wodoszczelna przy ciśnieniu 60 kPa Waterproof by pressure 60 kPa	wodoszczelna przy ciśnieniu 2 kPa Waterproof by pressure 2 kPa

Tabela 6.2

Table 6.2

Orientacyjne wartości współczynników tarcia między wybranymi rodzajami gruntów  
a geomembraną z PVC

Approximate values of friction coefficient between some soils and PVC geomembrane

Lp.	Rodzaj gruntu	Współczynnik tarcia między gruntem a folią PVC (tg δ) wg: Friction coefficient between some soils and PVC geomembrane			
		[ 1 ]	[ 2 ], [ 3 ]	[ 4 ]	[ 5 ]
1.	Gлина Loam	p.sz.:0,404 <sup>max</sup> p.sz.:0,364 <sup>rezydualna</sup> p.sz.:0,364 <sup>residual</sup> p.g.: 0,087 <sup>max.</sup> p.g.: 0,087 <sup>rezydualna</sup> p.sz.:0,087 <sup>residual</sup>			0,29 - 0,30
2.	Gлина piaszczysta (Φ= 22° c=28 kPa) Sandy loam		p.g.: 0,306		
3.	Piasek gliniasty (Φ= 24° c=25 kPa) Loamy sand		p.g.: 0,445		
4.	Piasek niezagęszcz. Uncompacted sand				0,40 - 0,46
5.	Piasek zagęszczony Compacted sand				0,44 - 0,54
6.	Piasek Φ = 30° Sand		p.sz.: 0,509 p.g.: 0,466	p.sz. 0,51	
7.	Piasek z miki Φ = 26° Mica sand		p.sz.: 0,466 p.g.: 0,384		

Oznaczenia pozycji literatury:

- [1] Bouazza A., 1966. Evaluation of soil-PVC geomembrane interface friction for landfill design. Proc. of the 1 st European Geosynthetics Conf., A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/, s. 189–192.  
 [2] Koerner R.M., 1990. Designing with Geosynthetics. Prentice hall, Engelwood Cliffs.  
 [3] Koerner R.M. Shear strength Parameters between Geomembranes and Cohesive Soils. Geotextiles and Geomembranes, nr 4/1986, s. 21–30.  
 [4] Van Santvoort G.: Geotextiles and Geomebranes in Civil Engineering. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1994,  
 [5] Wisławski A., Borowska J., 1982. Ziemne budowle hydrotechniczne. Tymczasowe wytyczne projektowania i wykonywania uszczelnień z folii polimerowych. Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Budownictwa Hydrotechnicznego „ENERGOPOL”, Warszawa.

Pozostałe oznaczenia

p. sz. – powierzchnia szorstka – rough surface

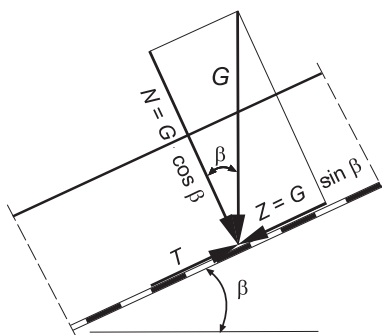
p.g. – powierzchnia gładka – smooth surface

Dane dotyczące współczynników tarcia między różnymi rodzajami gruntów a geomembraną PEHD podano w tabelach 1.5 i 1.6.

## 6.2. Obliczanie stateczności warstwy ochronnej gruntu

Materiały geosyntetyczne są wrażliwe na promieniowanie ultrafioletowe oraz uszkodzenia mechaniczne, dlatego zwykle zabezpieczane są ochronną warstwą gruntu. Jeżeli geomembraną układa się na skarpie, nachylenie skarpy powinno być tak dobrane, aby siły tarcia zapewniały stateczność ochronnej warstwy gruntu, tzn. aby nie nastąpił jego zsuw wzdłuż powierzchni kontaktu. W obliczeniach można wykorzystać wartości współczynników bezpieczeństwa oraz współczynnika korekcyjnego analogiczne, jak w przypadku rozwiązywania podobnych zagadnień, np. sprawdzanie poślizgu po podłożu konstrukcji z gruntu zbrojonego (załącznik 5 do PN-83/B-03010).

Zapas bezpieczeństwa może być niższy w przypadku warstw ochronnych na uszczelnionych geomembraną, wewnętrznych skarpach składowiska, gdyż będą one później przykryte odpadami. Większy zapas bezpieczeństwa potrzebny jest w przypadku skarp odkrytych. Należy dążyć do jak najszybszego zabezpieczenia skarpy przed erozją i przepływem wód opadowych wewnątrz warstwy, gdyż przepływ taki może naruszyć stateczność warstwy ochronnej. Obliczenia stateczności tej warstwy najłatwiej przeprowadzić, przyjmując model skarpy nieskończonej. Układ działających sił przedstawiono na rysunku 6.1.



Rys. 6.1. Schemat sił działających na element zbocza o nieskończonej długości  
Fig. 6.1. Scheme of forces acting on an element of infinite slope

Oznaczenia do rys. 6.1

$\beta$  – kąt nachylenia skarpy,  $G$  – ciężar warstwy gruntu,  $N$  – składowa ciężaru  $G$  prostopadła do skarpy, siła normalna,  $Z$  – składowa równoległa ciężaru,  $G$  równoległa do skarpy, siła zsuwająca,  $T$  – siła tarcia między gruntem, a geomembraną

Zgodnie z oznaczeniami na rysunku 6.1 w przypadku gruntów niespoistych działające siły można obliczyć na podstawie następujących wzorów:

$$\text{Siła zsuwająca} \quad Z = G \cdot \sin \beta \quad (6.1)$$

$$\text{Opór tarcia} \quad T = N \cdot \text{tg} \delta = G \cdot \cos \beta \cdot \text{tg} \delta \quad (6.2)$$

Aby zapewnić stateczność musi być spełniony warunek:

$$Z \leq T \quad (6.3a)$$

który, po uwzględnieniu obliczeniowych wartości działających sił, będzie miał postać:

$$Z_r \leq m \cdot T_r \quad (6.3b)$$

gdzie:

$Z_r$  – obliczeniowa wartość siły zsuwającej (kN lub kN/m – zwykle obliczenia prowadzi się dla 1 m szerokości geomembrany),

$T_r$  – obliczeniowa wartość oporu tarcia (kN lub kN/m),

$m$  – współczynnik korekcyjny,

$\delta$  – kąt tarcia między gruntem a geomembraną,

$\mu = \text{tg} \delta$  – współczynnik tarcia między gruntem a geomembraną.

Podstawiając wzory (6.1) i (6.2) do wzoru (6.3a), możemy wyznaczyć maksymalny kąt nachylenia zbocza, kiedy siła zsuwająca jest mniejsza lub równa sile oporu tarcia (oznaczenia wg rys. 6.1).

$$\text{czyli} \quad G \cdot \sin \beta \leq G \cdot \cos \beta \cdot \text{tg} \delta \quad (6.4)$$

$$\frac{\sin \beta}{\cos \beta} \leq \text{tg} \delta \quad (6.5)$$

$$\text{tg} \beta \leq \text{tg} \delta \quad (6.6)$$

Wynika stąd, że aby zachować stateczność warstwy ochronnej, nachylenia skarpy muszą być mniejsze niż kąt  $\delta$ . Podczas projektowania należy uwzględnić dodatkowo współczynniki obliczeniowe oraz współczynnik warunków pracy, dlatego w wytycznych dotyczących budowy składowisk [OBREM 1993, ITB 1995] jako graniczne nachylenie skarpy podaje się nachylenie 1:2,5.

Analogiczne rozumowanie można przeprowadzić dla skarpy zanurzonej pod wodą, ale w warunkach statycznych [Lancellotta 1995]. Ponieważ równowaga analizowanej warstwy gruntu zależy tylko od nachylenia zbocza i współczynnika tarcia między geomembraną a gruntem, działająca siła wyporu nie będzie miała wpływu na współczynnik bezpieczeństwa. Należy jednak wziąć pod uwagę, że kąt tarcia między gruntem a geomembraną, np. wg danych zawartych w normie BN-87/8955-02, jest w przypadku gruntu nawodnionego o ponad  $3^\circ$  niższy niż wówczas, kiedy grunt jest suchy.

Sytuacja zmienia się, kiedy woda płynie przez cały przekrój warstwy ochronnej, równoległe do powierzchni skarpy. Biorąc pod uwagę dowolny odcinek  $x$  z siatki przepływu, równoległy do linii skarpy, można obliczyć spadek hydrauliczny:

$$i = \frac{\Delta H}{l} = \frac{x \cdot \sin \beta}{x} = \sin \beta \quad (6.7)$$

$$\text{Siła ciśnienia spływowego:} \quad F = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_w \cdot i \quad (6.8)$$

Ponieważ grunt znajduje się w wodzie, należy uwzględnić siły wyporu oraz siłę ciśnienia sphywowego, a zatem, dla odcinka skarpy o długości  $l$  i szerokości  $b$  (oznaczenia wg rys. 6.2):

siła zsuwająca:

$$Z = Z' + F = \gamma' \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \sin\beta + \gamma_w \cdot b \cdot h \cdot l \cdot i = \gamma' \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \sin\beta + \gamma_w \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \sin\beta = \gamma \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \sin\beta \quad (6.9)$$

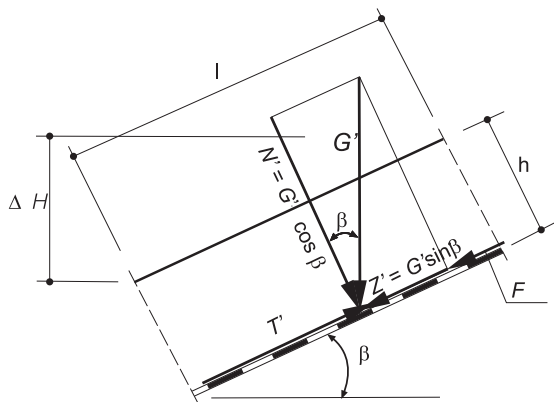
$$\text{siła oporu tarcia: } T' = N' \cdot \text{tg}\delta' = \gamma' \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \cos\beta \cdot \text{tg}\delta' \quad (6.10)$$

zgodnie ze wzorem (6.3a):

$$\gamma \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \sin\beta \leq \gamma' \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \cos\beta \cdot \text{tg}\delta' \quad (6.11)$$

$$\text{tg}\beta \leq (\gamma' / \gamma) \cdot \text{tg}\delta' \quad (6.12)$$

ponieważ  $\gamma'$  jest około dwa razy mniejsze od  $\gamma$ , odpowiednio mniejszy musi być w tym przypadku również kąt nachylenia skarpy  $\beta$ .



Rys. 6.2. Schemat sił działających na element zbocza o nieskończonej długości z uwzględnieniem działania sił wyporu i sił ciśnienia sphywowego

Fig. 6.2. Scheme of forces acting on an element of infinite slope when water uplift and seepage forces are considered

Rozpatrując stateczność warstwy ochronnej, którą wykonuje się najczęściej z gruntów niespoistych o wysokim kącie tarcia wewnętrznego, trzeba również zwrócić uwagę na możliwość poślizgu po warstwie stanowiącej podłoże. W przypadku składowisk jest to zwykle warstwa uszczelnienia mineralnego zbudowanego z gruntu spoistych o słabych właściwościach tarciovych. Jeżeli opór tarcia jest mniejszy od siły zsuwającej, różnica obu sił będzie powodowała rozciąganie geomembrany.

$$Z > T \Rightarrow R = Z - T = \gamma \cdot h \cdot b \cdot L \cdot \sin\beta - \gamma' \cdot b \cdot h \cdot L \cdot \cos\beta \cdot \text{tg}\delta'_d$$

$$R = \gamma^{(r)} \cdot b \cdot h \cdot L (\sin\beta - \cos\beta \cdot \text{tg}\delta^{(r)}) \leq R_r \quad (6.13)$$



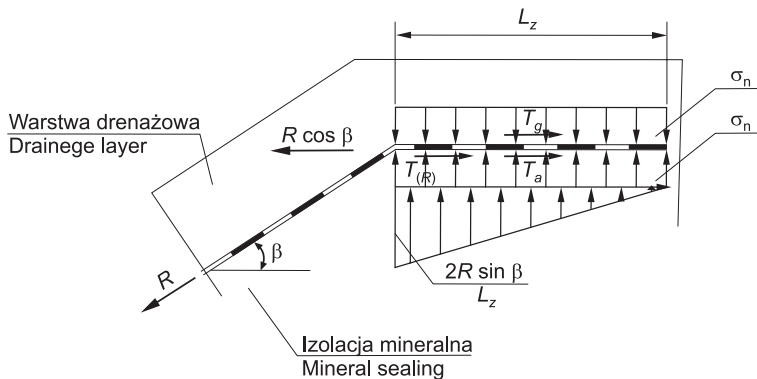
gdzie:

- $R$  – siła rozciągająca w geomembranie (na szerokości  $b$  – zwykle określa się ją dla szerokości  $b = 1,0$  m),
- $R_r$  – wytrzymałość obliczeniowa geomembrany (5–10% wartości granicy plastyczności lub wytrzymałości (naprężeń niszczących) geomembrany na rozciąganie – wytrzymałość obliczeniowa zależy od przewidywanego okresu użytkowania i współczynników bezpieczeństwa uwzględniających pełzanie oraz możliwość uszkodzenia geomembrany podczas wbudowywania) w przeliczeniu na szerokość  $b$  (zwykle na 1 m szerokości),
- $L$  – długość skarpy,
- $\text{tg}\delta_d$  – współczynnik tarcia między dolną powierzchnią geomembrany a gruntem, na którym jest ułożona.

W okresie zimy do ciężaru warstwy ochronnej należy dodać ciężar warstwy śniegu. Z uwagi na siły rozciągające przy bardzo dużych długościach skarpy (powyżej 30 m) – zaleca się wykonanie poziomych ławeczek, aby zmniejszyć długość rozciąganych odcinków geomembrany [Koerner, 1998].

### 6.3. Obliczanie zakotwienia

Poniżej rozpatrzono najprostszy przypadek zakotwienia w postaci odcinka prostego [Koerner, 1998]. Układ sił działających na geomembranę przedstawiono na rysunku 6.3.



Rys. 6.3. Układ sił działających na poziomy odcinek kotwicy geomembrany  
Fig. 6.3. Lay-out of forces acting on horizontal anchor section of geomembrane

Aby układ był w równowadze, suma działających sił musi być równa 0.

$$R \cdot \cos\beta = T_g + T_d + T(R) \quad (6.14)$$

gdzie:

$R$  – wytrzymałość obliczeniowa geomembrany na rozciąganie lub siła rozciągająca (kN/m),

$T_g, T_d$  – tarcie odpowiednio na górnej ( $g$ ) i dolnej powierzchni ( $d$ ) geomembrany (kN/m),

$T(R)$  – tarcie wynikające z naprężeń spowodowanych składową pionową siłą rozciągającej geomembraną (kN/m).

Jeżeli długość zakotwienia wynosi  $L_z$ , a naprężenia wynikające z obciążenia poziomego odcinka geomembrany  $\sigma_n = \gamma \cdot h$ , to poszczególne siły można określić następującymi wzorami:

$$T_g = \sigma_n \cdot L_z \cdot \operatorname{tg} \delta_g \quad (6.15)$$

$$T_d = \sigma_n \cdot L_z \cdot \operatorname{tg} \delta_d \quad (6.16)$$

$$T(R) = 0,5 \left( \frac{2 \cdot R \sin \beta}{L_z} \right) \cdot L_z \cdot \operatorname{tg} \delta_d = R \cdot \sin \beta \cdot \operatorname{tg} \delta_d \quad (6.17)$$

gdzie:

$\delta_g$  – kąt tarcia między warstwą przykrywającą a geomembraną,

$\delta_d$  – kąt tarcia między geomembraną a podłożem,

$\sigma_n$  – naprężenia prostopadłe do powierzchni geomembrany (kPa).

Po podstawieniu do równania (6.14) oraz uwzględnieniu współczynnika korekcyjnego i obliczeniowych wartości parametrów otrzymamy równanie, z którego można wyznaczyć potrzebną długość zakotwienia:

$$R_{(r)} \cos \beta = m \left[ n \cdot L_z \cdot \operatorname{tg} \delta_g^{(r)} + \sigma_n \cdot L_z \cdot \operatorname{tg} \delta_d^{(r)} + R_{(r)} \cdot \sin \beta \operatorname{tg} \delta_d^{(r)} \right] \quad (6.18)$$

$$L_z = \frac{R_{(r)} \left( \cos \beta - m \cdot \sin \beta \cdot \operatorname{tg} \delta_d^{(r)} \right)}{m \cdot \sigma_n \left( \operatorname{tg} \delta_g^{(r)} + \operatorname{tg} \delta_d^{(r)} \right)} \quad (6.19)$$

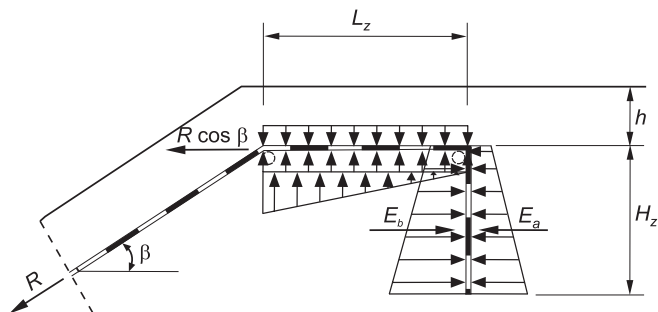
Odcinek poziomy zakotwienia może być krótszy, jeżeli uzupełnimy go odcinkiem pionowym, który przeniesie część siły. Układ działających sił przedstawiono na rysunku 6.4.

Oprócz siły przenoszonej przez poziomą część geomembrany, która zgodnie z poprzednio wyprowadzonymi wzorami wynosi:

$$F_1 = T_g + T_d + T_{(R)} = \sigma_n \cdot L_z \cdot \operatorname{tg} \delta_g + \sigma_n \cdot L_z \cdot \operatorname{tg} \delta_d + R \sin \beta \cdot \operatorname{tg} \delta_d \quad (6.20)$$

występuje wówczas dodatkowa siła przenoszona przez pionowy odcinek zakotwienia. Jeżeli przez  $E_a$  oznaczymy parcie czynne działające na płaszczyznę pionową, a przez  $E_b$  odpór gruntu, to siła ta wynosi:

$$F_2 = E_b - E_a \quad (6.21)$$



Rys. 6.4. Układ sił działających na zakotwienie geomembrany  
Fig. 6.4. Lay-out of forces acting on gemembrane anchoring

$$E_a = (\sigma_n + 0,5 \cdot \gamma \cdot H_z) \cdot K_a \cdot H_z \quad (6.22)$$

$$E_b = (\sigma_n + 0,5 \cdot \gamma \cdot H_z) \cdot K_b \cdot H_z \quad (6.23)$$

$$F_2 = (\sigma_n + 0,5 \cdot \gamma \cdot H_z) \cdot (K_b - K_a) \cdot H_z \quad (6.24)$$

gdzie:

$\gamma$  – ciężar objętościowy gruntu wypełniającego wykop, w którym umieszczono pionowy odcinek zakotwienia,

$K_a$  – współczynnik parcia czynnego  $K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \Phi/2)$ ,

$K_b$  – współczynnik odporu gruntu  $K_b = \text{tg}^2(45^\circ + \Phi/2)$

$H_z$  – długość pionowego odcinka zakotwienia,

$\sigma_n$  – naprężenia prostopadłe do poziomej części zakotwienia,

$\Phi$  – kąt tarcia wewnętrzznego gruntu wypełniającego wykop.

Zatem całkowita siła, jaką może przenieść pozioma i pionowa część zakotwienia, wynosi:

$$F = F_1 + F_2 = \sigma_n \cdot L_z \cdot \text{tg} \delta_g + \sigma_n \cdot L_z \cdot \text{tg} \delta_d + R \cdot \sin \beta \cdot \text{tg} \delta_d + (\sigma_n + 0,5 \cdot \gamma \cdot H_z) \cdot (K_b - K_a) \cdot H_z \quad (6.25)$$

Uwzględniając współczynnik korekcyjny m oraz wartości obliczeniowe parametrów geotechnicznych i sił (wartości obliczeniowe parcia i odporu gruntu wg PN-83/B-03010), warunek równowagi zostanie zapisany w następującej postaci:

$$R_{(r)} \cdot \sin \beta \leq m \left[ \sigma_{n(r)} \cdot L_z \cdot \text{tg} \delta_g^{(r)} + \sigma_{n(r)} \cdot L_z \cdot \text{tg} \delta_d^{(r)} + R_{(r)} \cdot \sin \beta \cdot \text{tg} \delta_d^{(r)} + (\sigma_{n(n)} + 0,5 \cdot \gamma^{(n)} \cdot H_z) \cdot (\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot K_b - \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot K_a) \cdot H_z \right] \quad (6.26)$$

gdzie:

(r) – oznacza wartości obliczeniowe,

(n) – to wartości charakterystyczne,

$\gamma_{f1}$  – współczynnik obciążenia wg PN-83/B-03010, zależny od rodzaju gruntu oraz rodzaju parcia,

$\gamma_{f2}$  – współczynnik obciążenia wg PN-83/B-03010 równy: 1,0 w obliczeniach stanów granicznych gruntu; 1,1 (0,9) w obliczeniach stanów granicznych konstrukcji.

Ponieważ w nierówności (6.26) występują dwie niewiadome, jedną z nich można przyjąć jako wstępne założenie projektowe, np.  $H_z$ . Siły tarcia nad geomembraną pomijają się, gdyż grunt może przesunąć się wraz z folią, kiedy ulega ona wydłużeniu. Wówczas poziomy odcinek zakotwienia, obliczony dla folii o szerokości 1,0 m, powinien mieć długość:

$$L_z \geq \frac{R_{(r)} \left( \sin\beta - m \cdot \sin\beta \cdot \text{tg}\delta_d^{(r)} \right) - \left( \sigma_{n(n)} + 0,5 \cdot \gamma^{(n)} H_z \right) \left( \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot K_b - \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot K_a \right) H_z}{m \cdot \sigma_{n(r)} \cdot \text{tg}\delta_d^{(r)}} \quad (6.27)$$

Długość poziomego odcinka zakotwienia nie powinna być mniejsza niż długość klina odłamu dla odporu gruntu, a zatem:

$$L_z \geq H_z \cdot \text{tg} (45^\circ + \Phi/2) \quad (6.28)$$

Poszczególne symbole objaśniono powyżej dla wcześniej przedstawionych wzorów.

Wszystkie wzory wyprowadzono na podstawie ogólnych reguł mechaniki gruntów oraz wykorzystując przykłady z literatury amerykańskiej. Do wzorów wprowadzono modyfikacje, podejmując próbę dostosowania ich do przyjętych w Polsce metod obliczeniowych. Ponieważ brak jest na razie normowych uregulowań metod wymiarowania uszczelnień z geomembran, w wielu przypadkach wykorzystano istniejące normy związane z budownictwem ziemnym, adaptując podawane tam wartości współczynników korekcyjnych, współczynników materiałowych i współczynników obciążeń. O zastosowaniu konkretnych wartości tych współczynników ostateczną decyzję musi podjąć projektant, analizując wszystkie czynniki mające wpływ na projektowane uszczelnienie.

## 7. PODSUMOWANIE

Przy realizacji wielu przedsięwzięć budownictwa ziemnego i wodno-melioracyjnego dla podniesienia jakości realizowanych robót, a także w celu przedłużenia ich trwałości i ograniczenia kosztów inwestycyjnych, wykorzystuje się materiały geosyntetyczne. Znalazły one zastosowanie do wzmacniania podłoży, separacji gruntów, w ochronie systemów drenarskich i melioracyjnych, jako samodzielne drenaże, a także jako umocnienia przeciwerozyjne. Dla zapewnienia wieloletniej bezawaryjnej eksploatacji realizowanych obiektów ważne jest zastosowanie geosyntetyków o odpowiednich właściwościach. Geosyntetyki, podobnie jak materiały konstrukcyjne typu stal i beton, charakteryzują się określonymi właściwościami. Różnorodność tych materiałów, duża gama ich właściwości, a także wielość funkcji, jakie mogą pełnić, utrudnia wybór metod wymiarowania i doboru odpowiednich produktów. Mamy nadzieję, że przedstawione przykłady praktycznych zastosowań geosyntetyków i weryfikacja ich działania będą pomocne przy projektowaniu.

## PIŚMIENNICTWO

- Balawejder A., Garlikowski D., Orzeszyna H., 1999a. Ocena wpływu drzew na koronie wału przeciwpowodziowego na jego stateczność. Zesz. Nauk. AR Wroc. Konferencje XXIII, 363.
- Balawejder A., Molski T., Orzeszyna H., 1999b. Poprawa stateczności wału przeciwpowodziowego poprzez zmianę warunków filtracji. Zesz. Nauk. AR Wroc. Konferencje XXIII, 363.
- Berg R.R., Siuts L.D., Geosynthetics (<http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/millennium/00049.pdf>), Transportation Research Board, Washington, 1999. BN-87/8955-02 – Budownictwo hydrotechniczne. Uszczelnianie zbiorników wodnych folią polimerową. Projektowanie, warunki techniczne wykonania i odbioru.
- Bolt A.F., Duszyńska A., 1998. Normalizacja polska i europejska w badaniach i zastosowaniu geotekstylii. Materiały konferencji naukowo-technicznej, Harmonizacja polskich norm geotechnicznych z systemem norm europejskich. Pułtusk.
- Bolt A.F.: Duszyńska A., Kryteria doboru geosyntetyków jako warstw filtracyjnych i separacyjnych. Inżynieria Morska i Geotechnika 1/1998.
- Bouazza A., 1996. Evaluation of soil-PVC geomembrane interface friction for landfill design. Geosynthetics: Applications, Design and Construction. Proc. of the First European Geosynthetics Conf. Eurogeo, Maastricht, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- Busch K.F., Luckner L., 1972. Geohydraulik. Leipzig.
- Chodyński A., Trwałości surowców stosowanych w geosyntetykach. VIII Konf. Nauk.-Techn. Szkoła metod projektowania obiektów inżynierskich z zastosowaniem geosyntetyków, Ustron, kwiecień 2002.
- Christopher B.R., Holtz R.D., Fischer R., 1994. Potrzeba badań w projektowaniu filtrów z geotekstyliów, Geotechniczne aspekty składowania odpadów, Gdańsk, 9–10 VI.
- Cichy W., Dębicki E., 1998. Normalizacja w dziedzinie geosyntetyków. Materiały konferencji naukowo-technicznej, Harmonizacja polskich norm geotechnicznych z systemem norm europejskich. Pułtusk.
- CUR Design manual for pitched slope protection., A.A. Balkema/Rotterdam/ Brookfield 1995.
- Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen EBGEO, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Ernst&Sohn, Berlin 1997.
- Geosynthetics in civil engineering, CUR,NGO,A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield 1995.
- Geotekstylii – poradnik stosowania CFG, BIT, SPG. Bielsko Biala 1998.
- GRI-GC 8: GRI Standard – Determination of the Allowable Flow Rate of a Drainage Geocomposite. Geosynthetic Research Institute,
- Guide for the Design of River Dikes. Volume I-Upper River Area. Technical Advisory Committee on Water Defences Center for Civil Engineering Research and Codes.
- Institut Techniki Budowlanej (ITB). Instrukcja 337 – Wysokiński L., 1995. Projektowanie przesłon izolacyjnych na składowiskach odpadów komunalnych. Warszawa.
- IVG (Industrieverband Geokunststoffe): Die Anwendungsgebiete. <http://www.ivgeokunststoffe.com/anwend2.htm>
- Janiak Z., Kowalski J., Mazij S., Molski T., 1986. Filtracja w podłożu wałów przeciwpowodziowych z uwzględnieniem systemów odwadniających na zawalu. Zesz. Nauk. AR Wroc., Melioracje XXIX, 159.
- Janiak Z., Kowalski J., Mazij S., 1993. Geotechniczne problemy projektowania i wykonawstwa wałów przeciwpowodziowych na madach gliniastych. Zesz. Nauk. AR Wroc. Inżynieria Środowiska III.

- Koerner R.M., 1990. Designing with geosynthetics. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J. 07632 Second edition.
- Koerner R.M., 1994. Shear strength Parameters between Geomembranes and Cohesive Soils. Geotextiles and Geomembranes, nr 4/1986, s. 21–30,
- Koerner R.M., 1998. Designing with Geosynthetics. Prentice Hall, Englewood Cliffs.
- Kowalski J., Orzeszyna H., Janiak Z., Balawejder A., 1992. Zasady projektowania wałów przeciwpowodziowych z mad gliniastych. IMUZ, Falenty. Materiały Instruktażowe 97.
- Kruse T., Voigt T.: Frictional Behaviour between Smooth and Rough geomembranes. Various Soils and Geotextiles. Proc. of the Symposium on Prediction versus Performance in Geotechnical Engineering. November 30 – December 04, 1992, Bangkok, SAGS, Thailand.
- Lancellotta R., 1995. Geotechnical Engineering. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Landfilldesign.com. Design Calculators – Lateral Drainage System – Single Slope – Unit Gradient Method. [www.landfilldesign.com](http://www.landfilldesign.com).
- Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. Verlag, Köln, 1994.
- Mioduszewski W., 1999. Ochrona i kształtowanie zasobów wodnych w krajobrazie rolniczym. IMUZ-Falenty.
- Ochrona przed powodzią. Praca zbiorowa SITWM, Warszawa 1975.
- Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Ekologii Miast (OBREM) – Piotrowska H., Bluhm-Kwiatkowski J., Litwin B., 2001. Zbiór zaleceń do programowania, projektowania i eksploatacji wysypisk odpadów komunalnych. Warszawa.
- Pavol P., 1982, Canal and river levees. Developments in Geotechnical Engineering 29 Elsevier.
- PN-B/81-03020 – Grunty budowlane. Posadowienie bezpośredni budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-83/B-03010 – Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-B/97-10290:1997 – Geomembrany. Ogólne wymagania dotyczące wykonawstwa geomembran na budowie składowisk odpadów stałych.
- PN-EN ISO 10318:2007 – Geosyntetyki. Terminy i definicje.
- Polyfelt TS: Design and Practice. The technical manual for design and construction of projects utilizing the mechanically bonded polypropylene nonwoven geotextile 1987.
- Saathoff F., Vollmert L., Geosynthetics in geotechnical and hydraulic engineering, [www.bgr.de/b114/geo\\_mining\\_hazards/saathoff.pdf](http://www.bgr.de/b114/geo_mining_hazards/saathoff.pdf), South East Europe Workshops, „Geo- and Mining Hazards”, BGR Hannover, November 2002.
- Sawicki A., Kulczykowski M., Bogdanowicz U., Kazmierowicz-Frankowska K., Geosyntetyki w inżynierii lądowej i wodnej: Inżynieria i Budownictwo, nr 11/96.
- Schmalz E., Bötcher P., Märkte und Einsatzgebiete von Geotextilien aus synthetischen Fasern und Naturfasern. Geo- und Agrartextilien aus Hanffasern – Märkte & Ökonomie Rheine 06.10.99.
- Scuero A. M., Vaschetti G.L., 1996. Geomembranes for masonry and concrete dams. State of the art report. Geosynthetics: Applications, Design and Construction. Proc. of the First European Geosynthetics Conf. Eurogeo, Maastricht, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- Sembenelli P., Rodriguez E.A., 1996. Geomembranes for earth and rock dams: State of the art report. Geosynthetics: Applications, Design and Construction. Proc. of the First European Geosynthetics Conf. Eurogeo, Maastricht, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- Sokołowski J., Mosiej K., Bortkiewicz A., Uszkodzenia wałów przeciwpowodziowych na rzekach w zlewni górnej Wisły i górnej Odry w okresie powodzi w sierpniu 1972 r. Powódź w sierpniu 1972.

- Szczegielniak Cz., 1979. Zjawiska hydrologiczno-meteorologiczne dorzecza górnej Odry w świetle dokumentów historycznych. Powódź na Opolszczyźnie w sierpniu 1977 r. – materiały monograficzne. Opole.
- Van Santvoort G., 1994. Geotextiles and Geomebranes in Civil Engineering. A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield.
- Wisławski A., Borowska J., 1982. Ziemne budowle hydrotechniczne. Tymczasowe wytyczne projektowania i wykonywania uszczelnień z folii polimerowych. Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Budownictwa Hydrotechnicznego „ENERGOPOL”, Warszawa.
- Wolski W., 1987. Filters – General Report IX International European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering Groundwater Effects in Geotechnical Engineering. Dublin. Vol. 1. [http://www.akgws.de/tagungen/vortraege\\_pdf/Vortraege-19skz2003/K\\_Zanzinger.pdf](http://www.akgws.de/tagungen/vortraege_pdf/Vortraege-19skz2003/K_Zanzinger.pdf).
- Zapart R., 2001. Zmienność współczynnika tarcia między popiołem lotnym, a geomembraną PCW w zależności od rodzaju moletowania. Praca magisterska. Wydz. Inż. Kształt. Środ. i Geodezji AR we Wrocławiu, Wrocław (maszynopis).
- Zitscher F.F., 1986. Empfehlung für die Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau, DVWK Schriften, Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin, Heft 76, (wg Smolczyk U. Grundbau Taschenbuch).



## **CHOSEN PROBLEMS OF GEOSYNTHETICS APPLICATION IN HYDROTECHNICS AND EARTH WORKS**

### **S u m m a r y**

A wide offer synthetic materials allows to introduce new solutions into earth and hydro engineering works, which are technologically more simple, cheaper, environmental friendly and more effective than the solution based on conventional materials used so far. Their filtration, separation and reinforcing function has been positively verified during immediate protection of flood embankments and in structural elements of earth dams and modernized flood protection objects. Some examples of technical solutions, its analysis and calculations, which can be helpful in choosing a right geosynthetic group and type to fulfil designed function were presented.

**Key words:** geosynthetics, hydrotechnics, dams, levees

## **WYBRANE ZAGADNIENIA Z ZASTOSOWANIA GEOSYNTETYKÓW W BUDOWNICTWIE WODNO-MELIORACYJNYM**

### **S t r e s z c z e n i e**

Szeroka oferta materiałów syntetycznych pozwala na wprowadzenie w budownictwie ziemnym i wodno-melioracyjnym nowych rozwiązań prostszych technologicznie, tańszych, przyjaznych dla środowiska i zwykle efektywniejszych niż dotychczasowe rozwiązania wykorzystujące konwencjonalne materiały. Niniejsza monografia przedstawia podstawowe charakterystyki geowłóknin, geomembran, georusztów i geokompozytów.

Ich funkcje: filtracyjna, drenażowa, separacyjna i wzmacniająca sprawdziły się w trakcie doraźnych zabezpieczeń obwałowań, a także w konstrukcyjnych elementach zapory ziemnej i modernizowanych obiektów przeciwpowodziowych. Przedstawiono przykłady rozwiązań technicznych, wykonane w tym celu analizy i obliczenia, które mogą być pomocne w wyborze odpowiedniej grupy oraz rodzaju geosyntetyku do pełnienia projektowanych funkcji.

**Słowa kluczowe:** geosyntetyki, budownictwo wodne, zapory, wały przeciwpowodziowe