

# Umocnienia denne i brzegowe dla przepływów rwących i progów wodnych

**Piotr Jeremołowicz**  
Inżynieria Środowiska, Szczecin  
Zdjęcia autora

Staranność projektowania, wykonawstwa oraz czujność nadzoru przy robotach hydrotechnicznych decydują o powodzeniu danej inwestycji.

## STRESZCZENIE

W publikacji przedstawiono problematykę umocnień dennych i brzegowych dla rzek i akwenów dla różnych przepływów i oddziaływań. Wskazano sposoby obliczeń i doboru umocnień brzegowych dla falowania i w rejonach progów wodnych. Prezentowane nomogramy będą pomocne w doborze narzutów kamiennych nawet dla ekstremalnych przepływów i falowania.

## ABSTRACT

The publication presents the issue of river-bottom and shoreline reinforcement systems for rivers and water areas against various currents and actions. It also indicates calculation and selection methods regarding shoreline reinforcements for wave effects and in weir areas. The presented nomograms shall be helpful when choosing rip-raps even for extreme flows and waves.

Umocnienia brzegowe i denne oznaczają budowle, których podstawowym zadaniem jest ochrona profilu cieku wodnego w określonych warunkach brzegowych i granicach. Działanie erozyjne wody ma dwa główne składniki. **Jeden** z nich to wyplukiwanie

i następnie unoszenie w formie rumoszu ziaren, które ma miejsce, gdy prędkość przepływu wody przekracza pewną wartość krytyczną, zależną od wielkości uziarnienia. Z reguły przy niekontrolowanym przebiegu tego procesu powstają osuwiska lub spływy i osuwy. **Drugi** składnik to falowanie eoliczne i rozmycie wywołane przez strumienie wody od śrub napędowych statków. Działanie falowania eolicznego (wiatrowego) i od przepływających statków szczególnie niszczy nieumocnione brzegi w zakresie stanów średnich wód. Jest to pas środkowy skarpy odwodnej. **Obciążenia dynamiczne od falowania może przejąć tylko odpowiednio zaprojektowane umocnienie. Uzyskuje się to dzięki podtrzymywaniu brzegów i materiałów dennych.** Materiał denny składa się przede wszystkim z torfu, piasku lub pyłu, czyli materiałów luźnych, ziarnistych lub spoistych, mniej lub bardziej podatnych na erozję. Erozja może być spowodowana nie tylko działaniem fal i prądów, ale również napływem wód powierzchniowych i/lub gruntowych z łądu.

Spływ powierzchniowy może doprowadzić do silnego zerodowania konstrukcji ochronnej, zwłaszcza w miejscach ze słabym drenażem lub bez drenażu. Ponadto należy uwzględnić w analizach wszelkie nietypowe obciążenia, związane z warunkami atmosferycznymi, różnymi odpadami niesionymi z nurtem rzeki, rekreacją, wandalizmem i katastrofami. Znaczący wpływ na analizy obliczeniowe dla wyboru odpowiedniego zabezpieczenia antyerozyjnego mają przepływy rwące i progi wodne i związane z tym odskoki hydrauliczne. Przewody otwarte mogą być zarówno naturalne (rzeki, strumienie i potoki), jak i sztuczne (kanały irygacyjne, kanały ulgi, przekopy, rowy melioracyjne itp.). W każdym tego typu obiekcie wyróżnić można (rys. 1):

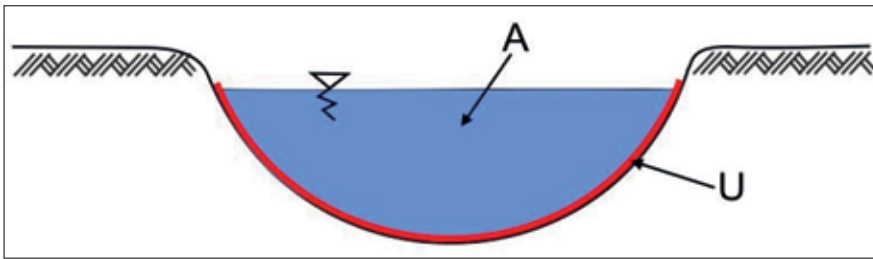
- ▶ pole przekroju przepływu  $A$ ,
- ▶ obwód zwilżony  $U$ ,
- ▶ promień hydrauliczny  $R_h$ ,

$$R_h = \frac{A}{U}$$



Fot. 1 i 2. Zerodowane brzegi rzeki





Rys. 1. Obwód zwilżony cieku

Klasyfikacja ruchu cieczy w kanałach otwartych obejmuje ruchy równomierne i nierównomierne oraz przepływy spokojne i rwące.

Zadaniem projektanta ustalającego ewentualne zabezpieczenia koryta jest odpowiednie posługiwanie się wzorami obowiązującymi w tych sytuacjach. Podstawą podziału ruchów cieczy w kanałach otwartych jest wzór Lagrange'a:

$$c = \sqrt{g \cdot t_s}$$

gdzie:  $c$  – szybkość rozprzestrzeniania się fal płaskich powstających na powierzchni lustra wody,  $t_s$  – średnia głębokość cieku.

Przepływy spokojne (łagodne) odbywają się z prędkościami średnimi  $v < c$ , a przepływy rwące z prędkościami średnimi  $v > c$ .

Ponadto ruchy równomierne charakteryzują się równoległością między spadkiem hydraulicznym, spadkiem niwelacyjnym dna cieku i zwierciadła swobodnego przepływającej wody, czyli pomiędzy dwoma punktami oddalonymi od siebie o  $l$  wystąpi:

$$I = \frac{H_1 - H_2}{l} = i_d = i = \sin\beta$$



Fot. 3. Strefa odskoku hydraulicznego poniżej jazu

gdzie:  $I$  – spadek hydrauliczny,  $H_1, H_2$  – rzędne punktów środków pola przekroju w nurcie cieku oddalone od siebie o  $l$ ,  $i_d$  – spadek dna,  $i$  – spadek zwierciadła swobodnego,  $\beta$  – kąt nachylenia dna cieku.

Potrzebne równanie hydrodynamiczne ruchu równomiernego i stąd wynikający wzór na średnią prędkość przepływu przybiera postać:

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\lambda}} \sqrt{I R_h}$$

gdzie:  $g$  – przyspieszenie ziemskie,  $\lambda$  – bezwymiarowy współczynnik oporu łożyska,  $R_h$  – promień hydrauliczny.

Oznaczając  $\sqrt{\frac{2g}{\lambda}} = C$ , otrzymujemy znany wzór Chezy:

$$v = C \sqrt{I R_h}$$

Dla wyznaczenia  $\lambda$  i  $C$  można postawić się poniższymi wzorami:

► Formuła Misesa – określa współczynnik oporu  $\lambda$

$$\lambda = 0,0024 + \sqrt{\kappa/R_h}$$

gdzie:  $\kappa$  – współczynnik chropowatości, którego wartość zależy od rodzaju ścian łożyska, mający wartości (0,2 ÷ 200  $\mu\text{m}$ ),

przy czym dolna wartość dotyczy ścian wykończonych gładką wyprawą cementową, górna natomiast gruntowych.

► Formuła Bazina

$$C = \frac{87}{1 + c/\sqrt{R_h}}$$

w której współczynnik  $c$  zależy od rodzaju ścian łożyska. Ścianom wykończonym gładką wyprawą cementową przypisuje się liczbę  $c = 0,06$ , natomiast ścianom z glazów  $c = 1,75$ .

► Formuła Manninga

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6}$$

w której  $n$  jest współczynnikiem zależnym od rodzaju i chropowatości ścian kanału. Współczynnik  $n$  może mieć wartości 0,009–0,03. Dolna wartość dotyczy wyjątkowo gładkich powierzchni pokrytych emalią lub glazurą. Wartość górna odnosi się do kanałów wyjątkowo źle utrzymanych o znacznych wyrwach i ospiskach, zarośniętych szuwarami z dużymi kamieniami na dnie itp.

► Formuła Matakiewicza – pozwala obliczyć prędkość średnią w łożysku naturalnym

$$v = 35,4 t_s^{0,7} I^{0,493 + 10 \cdot I}$$

gdzie:  $t_s$  – średnia głębokość w kanale.

**Kryterium podziału na przepływy spokojny i rwący wynika ze średniej prędkości przepływu wody:**

ruch rwący

$$v > \sqrt{g \cdot t_s}$$

ruch spokojny

$$v < \sqrt{g \cdot t_s}$$

gdzie:  $v$  – średnia prędkość przepływu,

$\sqrt{g \cdot t_s}$  – prędkość rozchodzenia się fali powierzchniowej na powierzchni cieczy o średniej głębokości wynoszącej  $t_s$ .

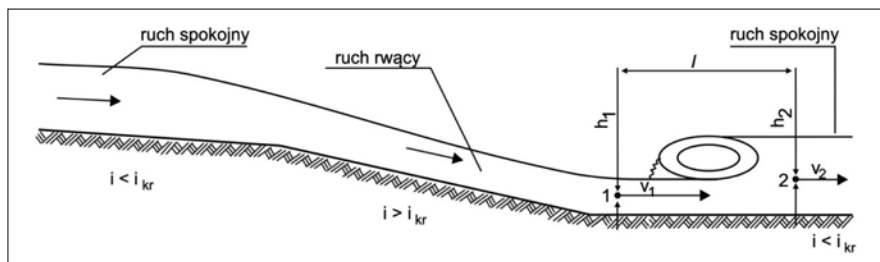
W odniesieniu do wszelkich rodzajów umocnień dennych i brzegowych należy wyraźnie podkreślić, że przepływy rwące charakteryzują się dużą wartością energii kinetycznej i przez to wywierają silne działanie erozyjne na kształt kanału.

**Ruch rwący i próg wodny towarzyszą nieodmiennie zjawiskom przechodzenia przepływu spokojnego w rwący i rwącego w spokojny.**

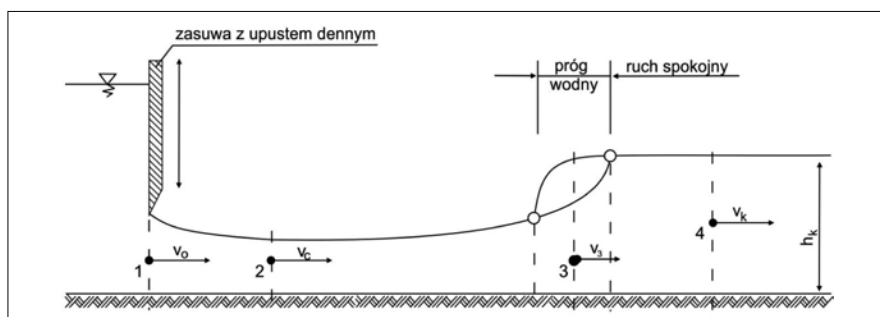
Zjawiska te można zaobserwować na jazach, przepławkach, zmianie spadku dna cieku z łagodnego w bardziej stromy, zaporach i elektrowniach wodnych oraz przy upustach dennych i szandorach podnoszonych do góry.

Podczas przepływu przez kanał o zmiennym spadku (rys. 2) ruch jednostajny byłby odpowiednio spokojny, rwący i znów spokojny. Po pierwszej zmianie spadku przejście jest łagodne, prędkość wzrasta równomiernie, a zwierciadło płynnie zmienia

swoje położenie. Inaczej przedstawia się sytuacja podczas przejścia z ruchu rwącego w spokojny. Obserwuje się tu strefę bardzo silnych zaburzeń, w której głębokość gwałtownie wzrasta, tworząc **próg albo odskok hydrauliczny (Bidone'a)**.



Rys. 2. Typowe przejście z ruchu spokojnego w rwący i z rwącego w spokojny ze zjawiskiem odskoku hydraulicznego



Rys. 3. Kształt odskoku przy wypływie wody z upustem dennego

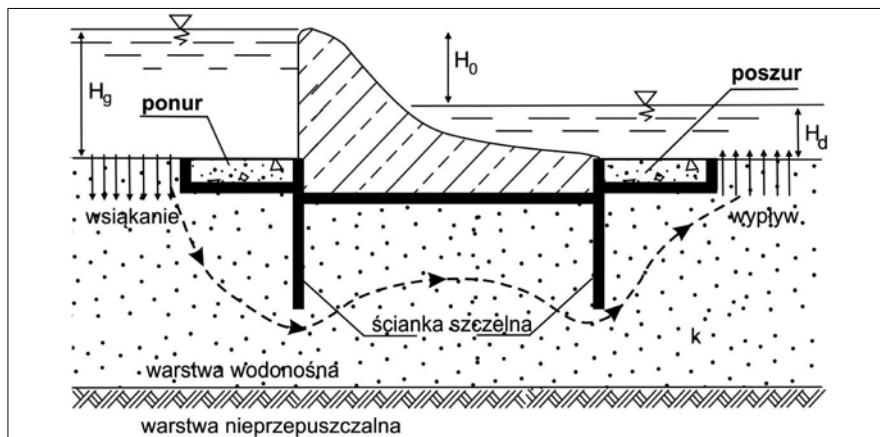
Między przekrojami 2 i 4 (rys. 3) powstaje odskok hydrauliczny, gdzie prędkość maleje z  $v_3$  do  $v_k$ . Przyczyną tego zjawiska jest stwierdzony doświadczalnie fakt, że strata energii jest proporcjonalna do kwadratu prędkości  $v^2$ , a wzrost głębokości do prędkości  $v$ .

Progiem (odskokiem) hydraulicznym nazywamy więc gwałtowne zwiększenie się głębokości strugi przy jednoczesnym zmniejszeniu prędkości.

**Uwaga:** W ruchu krytycznym i przepływach rwących wszelkie zaburzenia nie przenoszą się w górę kanału, a wszelkie tworzone w tych przepływach przeszkody mają wpływ tylko na ruch w części kanału położonej poniżej (w rejonie poszuru).

Długość odskoku jest istotna ze względu na konieczność umocnienia dna kanału, szczególnie w rejonie **poszuru**, a wyznacza się ją ze wzorów doświadczalnych.

**Poszur** jest to część dolna budowli hydrotechnicznej, która chroni dno przed rozmyciem, zwiększa stateczność budowli szczególnie na przesunięcie, przedłuża drogę filtracji oraz przejmuje obciążenia pionowe wynikające z odskoku hydraulicznego i przejścia strumienia z ruchu rwącego w ruch spokojny. Przez zaprojektowanie odpowiedniej długości poszuru eliminuje się powstawanie wyrw i wybojów oraz zmniejsza możliwości powstania szkodliwych deformacji filtracyjnych podłoża wodoprzepuszczalnego.



Rys. 4. Schemat budowli piętrzącej z ponurem i poszurem

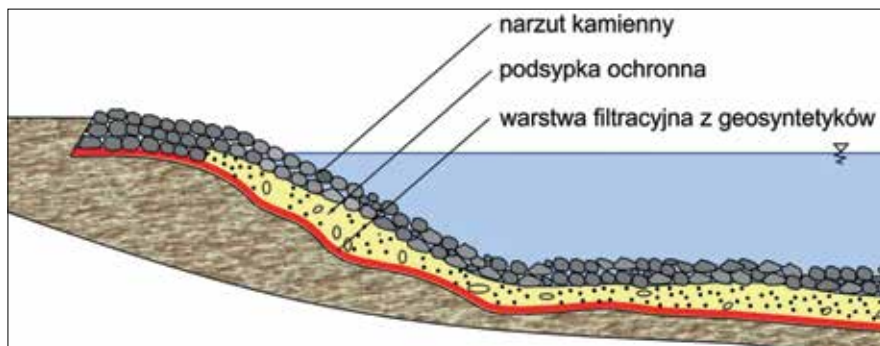
Z przebiegu krzywych doświadczalnych z różnych obiektów wynika, że długość progu wodnego jest zawarta w granicach:

$$l = (4,3 \div 5,2) h_2$$

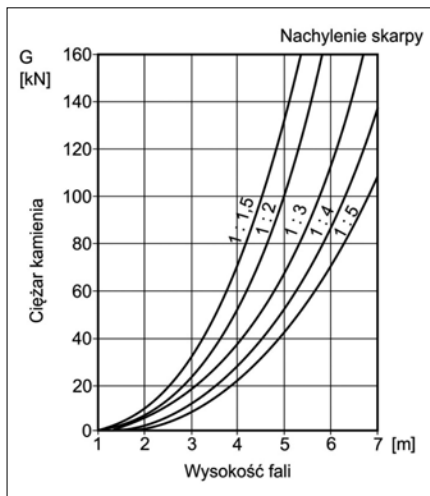
Długość progu wodnego można również określić na podstawie wzoru Wóycickiego:

$$l = (8 - 0,05 \frac{h_2}{h_1}) (h_2 - h_1)$$

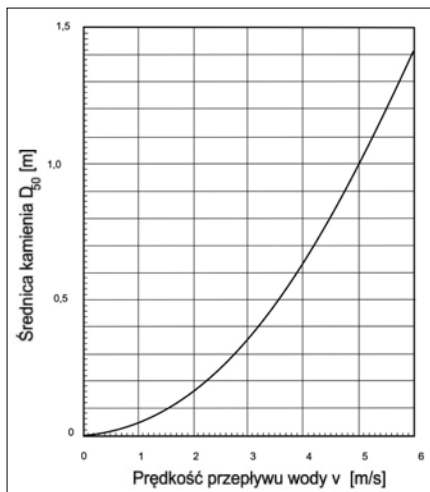
Do dodatkowych funkcji umocnień brzegowych i dennych należą wartości ekologiczne, funkcja rekreacyjna i ochrona krajobrazu, oznakowanie dla żeglugi i funkcja hydrauliczna związana z szorstkością profilu. Aby móc pełnić



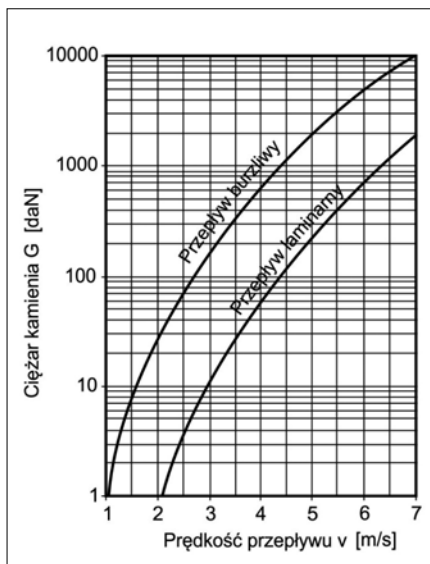
Rys. 5. Typowy schemat ułożenia kolejnych warstw projektowanego umocnienia cieku



Rys. 6. Wymiarowanie obrzutu kamiennego w zależności od nachylenia skarpy i wysokości fali



Rys. 7. Rozmiar kamienia narzutowego w zależności od prędkości przepływu wody



Rys. 8. Dobór ciężaru kamienia narzutu w funkcji prędkości przepływu i jego charakteru



Fot. 4–7. Kolejne etapy zabudowy brzożów rzeki z filtrem geosyntetycznym, rusztem faszynowym i narzutem kamiennym

te wszystkie funkcje, brzeg z reguły musi być pokryty okładziną wielowarstwową. Głównymi elementami tej okładziny są wierzchnia warstwa okrywowa, warstwa filtracyjna, a czasem również jedna lub więcej warstw pośrednich. Wierzchnia warstwa, która w szczególności musi wytrzymać zewnętrzne siły działające na budowlę, może być wykonana z różnych materiałów lub ich połączeń.

Opisywane rozwiązania dotyczą luźno układanych kamieni na odpowiedniej podsypce wraz z warstwą filtracyjną. Istnieją również inne systemy, np. z połączonych linkami stalowymi bloczków betonowych (tzw. maty betonowe, które nie wymagają warstwy podsypki). Dobrze, że minął już czas betonowania i uszczelniania koryt, tworzących kanały bez jakichkolwiek oporów przepływu i retencji.



Fot. 8–11. Zabudowa ochronna wlotu i wylotu pomp elastycznymi materacami z bloczków betonowych układanych bezpośrednio na geotkaninie

## Umocnienia przed działaniem falowania

Dla przewidywanej wysokości fal odczytuje się z nomogramu (rys. 6) potrzebny ciężar kamienia w umocnieniu przy odpowiednim pochyleniu skarpy.

## Umocnienie przed działaniem prądu wody

Dla przewidywanej prędkości przepływu odczytuje się z nomogramów lub oblicza (rys. 8) wymagany ciężar kamieni w [daN] przy odpowiednim charakterze przepływu.

Zastępcza średnica kamienia wynosi:

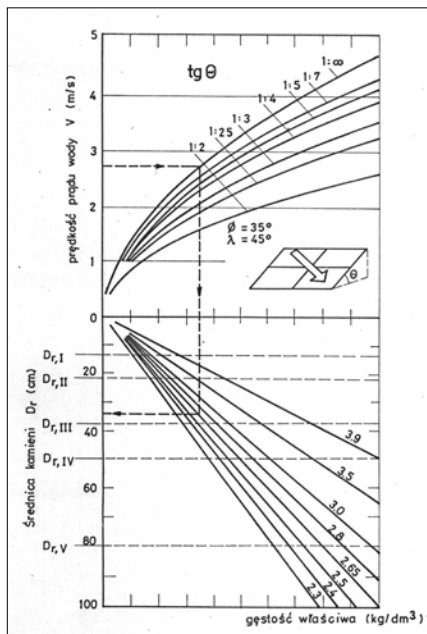
$$D_g = 3\sqrt{7G} \cdot 10^{-4} \quad [m]$$

gdzie G – ciężar kamienia [daN].

Z ogólnych zaleceń wynika, że narzut powinien być układany w dwóch warstwach do łącznej miąższości  $2 \times D_g$ .

## Określenie potrzebnej podsypki

Warstwa ta nie zawsze jest konieczna, szczególnie gdy narzut kamienny układany jest ręcznie, mechanicznie z dużą starannością lub odbudowa skarpy wykonywana jest z prefabrykatów. Głównym zadaniem podsypki jest utworzenie warstwy pośredniej między narzutem

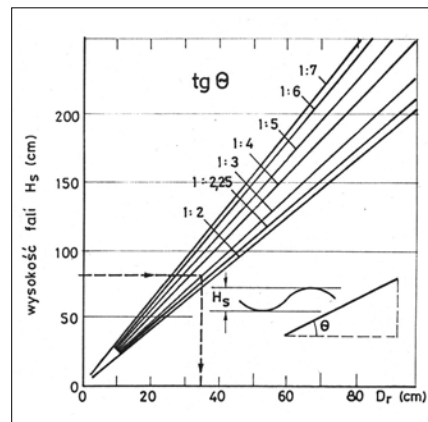


Rys. 9. Wymiarowanie luźnego narzutu kamiennego w zależności od szybkości prądu wody (wg Kniessa)

a filtrem naturalnym lub syntetycznym, a więc także ochrona filtru przed uszkodzeniem mechanicznym.

Podstawowe kryterium doboru podsypki pod narzutem kamiennym wymaga spełnienia dwóch warunków:

- ▶ średnica ziaren (podsypki)  $d_{100} < 0,5 D_g$  (narzutu kamiennego),



Rys. 10. Wymiarowanie luźnego narzutu kamiennego w zależności od faliowania wg Kniessa

- ▶ miąższość podsypki  $\geq D_g$  (narzutu kamiennego).

W śródlądowych drogach wodnych głównymi przyczynami erozji są prąd przepływu wody i ruch statków. Jeżeli te zjawiska można wyrazić za pomocą prędkości strugi, to ogólną ocenę podatności na erozję dna i brzegów drogi wodnej można przedstawić w formie rys. 11.

Postępując się rys. 11, warto odnotować, że gruntem najłatwiej ulegającym erozji jest piasek – już przy prędkości przepływu około 0,2 m/s następuje transport ziaren.



Fot. 12–13. Przykład nieprzestrzegania podstawowych zasad układania kamieni jako narzutu na skarpach odwodnych pokrytych geosyntetykami

## PRZYKŁAD OBLICZENIOWY

Rzeka płynie uformowanym korytem, przepływ jest laminarny. Prędkość wody osiąga 3 m/s. Skarpa brzegu rzeki o pochyleniu ok. 1 : 2,5 zbudowana jest z piasku pylastego o współczynniku filtracji około  $10^{-5}$  m/s i charakterystycznych rozmiarach ziaren:

$$d_{10} = 0,06 \text{ mm}, \quad d_{50} = 0,12 \text{ mm}, \quad d_{60} = 0,25 \text{ mm}, \quad d_{90} = 0,63 \text{ mm}.$$

Jakie są wymagane parametry materiału geosyntetycznego, podsypki i narzutu?

### Zaprojektowanie materiału geosyntetycznego

Grunt niespoisty, warunki statyczne:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,25}{0,06} = 4,1$$

$$2,5 \cdot d_{50} = 0,3$$

$$d_{90} = 0,63$$

A zatem wartość otwartości porów w geosyntetyku wynosi:  $O_{90} = 0,3 \text{ mm} = 300 \mu\text{m}$ .

Dobór odpowiedniego materiału geosyntetycznego:

dla geotkaniny o wartości  $k_g = 2 \cdot 10^{-4} \rightarrow \eta_g = 0,09$

$$\eta_g \cdot k_g = 0,09 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 1,8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

tj. nieco więcej niż współczynnik  $k_s = 10^{-5}$  m/s.

Materiał geosyntetyczny można uznać za właściwie zaprojektowany.

### Zaprojektowanie narzutu

Z rys. 8 (cz. I artykułu) dla przepływu laminarnego o prędkości 3 m/s przyjęto z pewnym zapasem narzut z kamieni o ciężarze 12 [daN]

$$D_s = 3 \sqrt{7 \cdot 12 \cdot 10^{-4}} = 275 \text{ mm}$$

Przyjęto całkowitą miąższość narzutu ponad 550 mm.

### Warstwa podsypki

Średnica  $d_{100} < 0,5 \cdot 275$

przyjęto miąższość podsypki  $\geq De \rightarrow 280 \text{ mm}$ .

### Przyjęte rozwiązanie

Materiał geosyntetyczny: geotkanina

$$O_{90} \approx 300 \mu\text{m}$$

co najmniej  $k_g = 2 \cdot 10^{-4}$  m/s

Warstwa podsypki: kamienie o wymiarach do 140 mm, miąższość co najmniej 280 mm.

Narzut: kamienie o ciężarze 12 daN, miąższość co najmniej 550 mm.

Reasumując, w celu maksymalnego ograniczenia erozji brzegi i dno dróg wodnych muszą być zabezpieczone narzutem z kamieni o ciężarze i rozmiarach wystarczających, aby oprzeć się działaniu strumienia wody w ten sposób, że narzut zbudowany jest z dwóch warstw kamieni, ułożonych na podsypce z drobniejszego kruszywa w konstrukcji filtru odwrotnego. Podsypka z kolei leży na filtrze geosyntetycznym, roz-

łożonym na odpowiednio przygotowanej powierzchni skarpy brzegu i dna. Projektowanie filtrów z geosyntetyków służących do ochrony przed erozją komplikuje fakt, że przepływ jest często turbulentny, a ponadto może zmieniać kierunek. Na przykład w kanale, w którym nie występują przepływy, poziom wody gruntowej w sąsiedztwie kanału będzie taki jak poziom wody w kanale. Fala

powstająca przy przejściu statku podnosi lokalnie poziom wody w kanale i wywołuje przepływ wody w gruncie w głąb obwałowania. Następnie przychodzący spód fali obniża poziom wody w kanale i powoduje odptyw wody z obwałowania w kierunku kanału. Z powodu zmiennego kierunku wody często nie jest możliwe powstanie sieci przesklepień z ziaren gruntu przylegających do materiału geosyntetycznego.

Wskutek tego nie może powstać w gruncie stabilny układ filtrujący. Stosowanie geotkanin i geowłóknin na filtry w budowlach dróg wodnych, skarpach przybrzeżnych i śródlądowych, gdzie podłoże budują piaski i piaski pyłaste, które są szczególnie podatne na erozję, wiąże się z problemem projektowania filtru. Otwartość geosyntetyków jest wystarczająco mała, aby zapobiec dużym ubytkom ziaren i cząstek gruntu, a jednocześnie zachowuje dostatecznie dużą przepuszczalność przez cały okres jego użytkowania, zapobiegając tym samym wzbudzeniu zwiększonego ciśnienia spowodowanego falowaniem. Kryteria dla filtrów, które powinny zapewniać zatrzymanie drobnych cząstek i ziaren, można podsumować następująco:

Grunty niespoiste:

warunki obciążenia statycznego

$$\begin{aligned} \text{Jeżeli } U^* \geq 5 & \text{ to } O_{90} < 10 \times d_{50} \\ & \text{oraz } O_{90} < d_{90} \\ \text{Jeżeli } U^* < 5 & \text{ to } O_{90} < 2,5 \times d_{50} \\ & \text{oraz } O_{90} \leq d_{90} \end{aligned}$$

gdzie:  $U^*$  – wskaźnik różnoziarności definiowany jako  $d_{60}/d_{10}$   
warunki obciążenia dynamicznego

$$O_{90} < d_{50}$$

Grunty spoiste

warunki statyczne/dynamiczne obciążenia

$$\begin{aligned} O_{90} < 10 \times d_{50} \\ \text{oraz } O_{90} \leq d_{90} \\ \text{i } O_{90} \leq 100 \mu\text{m} \end{aligned}$$

Za warunki statyczne obciążenia uważa się przepływ laminarny, włączając zmiany kierunku przepływu. Dynamiczne warunki obciążenia są wytwarzane przez przepływ silnie turbulentny, działanie falowania oraz zjawisko „pompowania”. Dla obu wymienionych typów gruntów mogą występować odchylenia od podanych kryteriów, w zależności od zawartości pyłów i wartości wskaźnika różnoziarności.

Kryterium przepuszczalności wymaga, aby przepuszczalność geosyntetyków była zawsze większa od współczynnika filtracji  $k_s$  chronionego gruntu obwałowania. Jeżeli w laboratorium jest mierzona przepuszczalność  $k_g$  samego materiału geosyntetycznego, poddanego działaniu odpowiedniego naprężenia ściskającego, to może się ona wydawać wystarczająca, tj.  $k_g > k_s$ . **Jednak gdy geosyntetyki są umieszczane w kontakcie z gruntem, to ich przepuszczalność maleje przez naprężenia ściskające i zjawisko kolmatacji, czyli zatrzymywania cząstek gruntów wewnątrz przestrzennej struktury geosyntetyków.**

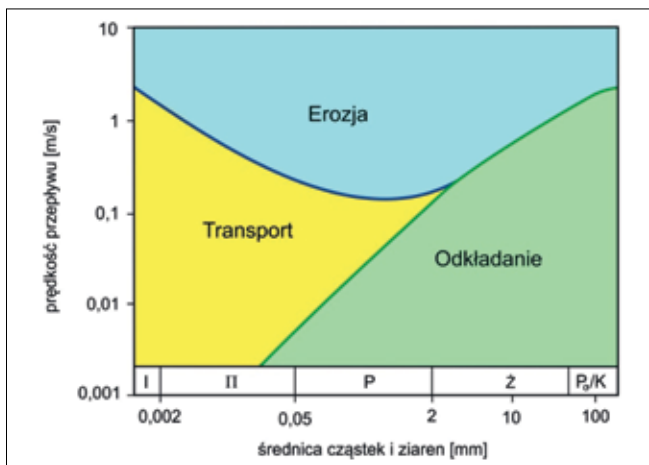
Wodoprzepuszczalność tkanin w kontakcie z gruntem maleje wskutek blokowania, tj. zasłaniania bądź osadzania się ziaren i cząstek w otworach tkaniny. Zmniejszanie się wodoprzepuszczalności geotkaniny może być wyrażone za pomocą współczynnika redukcyjnego  $\eta_G$ , który jest funkcją przepuszczalności  $k_g$  materiału geosyntetycznego oraz średnicy  $d_{10}$  gruntu, który ma być filtrowany ( $k_g$ ).

Warunek przyjmuje wówczas postać:

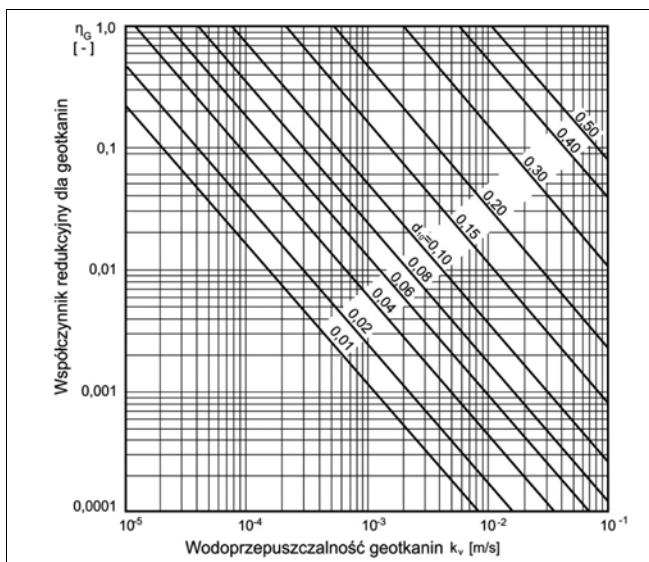
$$\eta_G \cdot k_g > k_s$$

Dla wyznaczenia tego współczynnika można się posłużyć nomogramem [4].

Staranność projektowania, wykonawstwa oraz czujność nadzoru przy robotach hydrotechnicznych decydują o powodzeniu danej inwestycji. Szczególnie jest to istotne w środowisku wodnym. Należy pamiętać, że woda jest żywiołem nieznoszą-



Rys. 11. Zjawiska erozyjne w dnie i na brzegach rzek



Rys. 12. Nomogram do wyznaczenia współczynnika redukcyjnego  $\eta_G$

cym jakichkolwiek błędów ludzkich. Woda na pewno zareaguje na nasze niedoróbki.

UWAGA: W znalezieniu odpowiedzi na pytania dotyczące osuwisk i innych problemów z zakresu geotechniki, hydrotechniki, posadawiania obiektów lub stosowania geosyntetyków pomocna może być internetowa encyklopedia prezentowana przez autora artykułu na <http://www.inzynieriarodowiska.com.pl/encyklopedia>.

## Literatura

1. Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen”, EAU 1985, Ernst and Sohn.
2. R.M. Korner, *Designing with geosynthetics*, Prentice Hall, 2005.
3. *Poradnik projektanta*, firmy Lotrak 1996.
4. Merkblatt fuer die Anwendung von Geotextilien im Erdbau, Koeln 1987.
5. R.V. Van Zanten, *Geotextiles and geomembranes in civil engineering*, Balkema 1986.
6. A. Wesolowski i in., *Geosyntetyki w konstrukcjach inżynierskich*, Wyd. SGGW, Warszawa 2000. ◀