ZBIGNIEW SZLING, EMIL PACZEŚNIAK

ODWODNIENIA
BUDOWLI KOMUNIKACYJNYCH

Wrocław, 2004

Recenzenci
Bogumił LEWANDOWSKI Bogdan STYPUŁKOWSKI

Opracowanie redakcyjne
Aleksandra WAWRZYNKOWSKA

Projekt okładki
Zofia i Dariusz GODLEWSCY

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2004

OFICYNA WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

ISBN 83-7085-777-9

Drukarnia Oficyny Wydawniczej Politechniki Wrocławskiej. Zam. nr 368/2004.

SPIS TREŚCI

Przedmowa 7
1. Zwiększenie retencji wód deszczowych 9
1.1. Lokalna gospodarka wodna 9
1.2. Zasada odprowadzania wód deszczowych 9
1.3. Retencja gruntowa wód opadowych 10
1.4. Znaczenie odwodnienia 14
1.4.1. Odwodnienie powierzchniowe 15
1.4.2. Odwodnienie wgłębne 15
1.4.3. Teoria atmosferycznego pochodzenia wody 15
1.4.4. Systematyka wód śródlądowych 16
1.4.4.1. Wody powierzchniowe 16
1.4.4.2. Wody podziemne 17
1.4.4.3. Wody przywierające (adhezyjne) 17
1.4.4.4. Wody wolne (grawitacyjne) 18
2. Wybrane wiadomości z hydrologii 22
2.1. Państwowa służba hydrometeorologiczna 22
2.2. Charakterystyka hydrograficzna zlewni 23
2.2.1. Zlewnie rzek 23
2.2.2. Parametry charakterystyczne zlewni 25
2.3. Ruch wody w przyrodzie i równanie bilansu wodnego 26
2.4. Główne składniki równania bilansu wodnego 29
2.4.1. Opad atmosferyczny 29
2.4.2. Odpływ albo średni roczny przepływ 31
2.4.3. Straty 32
2.5. Współczynnik odpływu i spływu powierzchniowego 33
2.6. Natężenie deszczu nawalnego i czas jego trwania 34
2.7. Przepływy miarodajne do obliczeń hydraulicznych obiektów budowlanych 38
2.7.1. Prawdopodobieństwo wystąpienia przepływu 38
2.7.2. Metody obliczeń przepływu miarodajnego 39
2.8. Obliczanie przepływu miarodajnego metodą pośrednią 40
2.9. Przykłady obliczeniowe 44
3. Podstawowe wiadomości z hydrauliki 47
3.1. Ruch wody w korytach otwartych 47
3.1.1. Podstawowe pojęcia ruchu cieczy rzeczywistych 47
3.1.2. Podstawowe równania ruchu cieczy rzeczywistych 49
3.1.3. Klasyfikacja ruchu cieczy 50
3.1.4. Energia właściwa i głębokość krytyczna 52
3.1.5. Prędkość średnia przepływu w ruchu jednostajnym 59
3.1.6. Wymiarowanie koryt otwartych z dnem nierozmywalnym 61
3.1.7. Przykłady obliczeniowe 68
3.2.Przepusty i małe mosty 72
3.2.1. Wprowadzenie 72
3.2.2. Małe mosty – zasady obliczeń hydraulicznych 73
3.2.3. Przepusty – zasady obliczeń hydraulicznych według normatywu 76
3.2.4. Przepusty – inne zasady obliczeń hydraulicznych 83
3.2.5. Ubezpieczenie stanowiska dolnego 85

3.2.6. Przykłady obliczeniowe ... 89
3.3. Ruch wód gruntowych ... 94
3.3.1. Uwagi wstępne ... 94
3.3.2. Podstawowe prawo filtracji – prawo Darcy'ego ... 95
3.3.3. Współczynnik filtracji ... 96
3.3.4. Dopływ wody gruntowej do drenu i rowu ... 97
3.3.5. Zasięg depresji ... 98
4. Sposoby odwadniania budowli komunikacyjnych ... 99
4.1. Drogi i autostrady ... 99
4.1.1. Rowy otwarte ... 99
4.1.2. Muldy, ścieki drogowe, rynny ... 105
4.1.3. Bystrza i kaskady ... 110
4.1.4. Odwodnienia liniowe ... 112
4.1.5. Odwodnienia ulic, placów i skrzyżowań ... 113
4.1.6. Przepustowość ścieków ulicznych ... 118
4.1.7. Ubezpieczenie i uszczelnienie rowów ... 123
4.1.8. Przełomy w nawierzchniach drogowych ... 130
4.2. Koleje ... 134
4.2.1. Wpływ odwodnienia na stateczność zboczy ... 143
4.2.2. Drenarskie studnie zbiorcze ... 144
4.2.3. Sztolnie i kaskady ... 145
4.3. Lotniska ... 146
4.3.1. Warunki gruntowo-wodne ... 147
4.3.2. Odwodnienie nawierzchni ... 147
4.3.3. Nawierzchnie darniowe ... 148
4.4. Mosty ... 151
4.5. Tunele i przejścia podziemne ... 155
4.6. Ściany oporowe ... 164
4.7. Inne urządzenia odwadniające ... 168
4.7.1. Odprowadzanie wód zużytych i opadowych ... 168
4.7.2. Drenaż odwadniający obiekty budowlane ... 171
4.7.3. Odwadnianie podłoży i wykopów fundamentowych ... 173
4.7.4. Rynny i rury spustowe ... 174
4.8. Odwodnienie terenów usuwiskowych ... 175
5. Odbiorniki wód ... 177
5.1. Wyloty do rzek i potoków ... 177
5.2. Wylot do zbiorników ... 179
5.3. Wylot w teren ... 179
5.4. Wprowadzenie do przepustów ... 180
5.5. Wprowadzenie do studzienek wodościekowych ... 180
5.6. Wprowadzenie do obcych urządzeń odwadniających ... 181
5.7. Rowy odpływowe ... 181
5.8. Kanalizacja ogólnospławna lub deszczowa ... 182
5.8.1. Lokalna kanalizacja wód opadowych ... 183
5.9. Studnie chłonne ... 185
5.9.1. Rów infiltracyjny ... 192
5.9.2. Drenowanie pionowe rolnicze (drenaż holenderski) ... 193
5.10. Zbiorniki odparowujące ... 194
6. Materiały geosyntetyczne w urządzeniach wodnych ... 196
6.1. Rodzaje materiałów ... 197

6.2. Rodzaje tworzyw sztucznych 197
6.3. Ogólny podział geosyntetyków 197
6.4. Geosyntetyki przepuszczalne 199
6.5. Geosytetyki nieprzepuszczalne 201
6.6. Dobór geotekstyliów na filtry odwrotne 202
6.7. Przewody drenażowe i kanalizacyjne 204
6.8. Przewody przepustów 207
6.9. Przykłady zastosowań geosyntetyków 207
6.10. Geodreny w odwodnieniu dróg 212
7. Utrzymanie urządzeń wodnych 214
7.1. Przeprawy mostowe 214
7.2. Powodzie zatorowe zagrożeniem dla bezpieczeństwa ruchu drogowego 214
7.3. Kanalizacja wód opadowych 215
7.4. Zieleń przydrożna 215
7.5. Warunki atmosferyczne a przyczepność opony do nawierzchni 216
8. Przepisy prawne dla obiektów komunikacyjnych 218
8.1. Obiekty drogowe 218
8.2. Obiekty gospodarki komunalnej 221
8.3. Obiekty gospodarki wodnej 222
Literatura 224

PRZEDMOWA

Książka jest poradnikiem adresowanym do studentów oraz inżynierów zajmujących się współczesnymi systemami odwadniającymi, a zwłaszcza do hydrotechników, drogowców, inżynierów sanitarnych i melioracyjnych, a także architektów, specjalistów kształtowania krajobrazu i ochrony środowiska.

Dotychczasowe systemy odwadniające budowle inżynierskie to rozwiązania czysto techniczne, z reguły podziemne i niewidoczne. Współczesne, przyjazne dla środowiska koncepcje odwodnień, powinny być powiązane w pełnej harmonii z urzekającym pięknem płynącej, tryskającej lub stojącej wody, tworząc element uprzyjemniający przestrzeń życiową człowieka. Nie bez przyczyny otwarte zbiorniki wodne, małe stawy, oczka wodne, fontanny, wodotryski, rzygacze – to atrakcyjne miejsca małej architektury.

Historyczne przykłady przekonują, że otwarte urządzenia wodne wpływają korzystnie na klimat przestrzeni miejskiej. Woda łagodzi skrajne temperatury, nawilża suche powietrze i przeciwdziała unoszeniu się kurzu. Podczas ekstremalnych stanów pogody, bez wiatru, powstaje wskutek parowania z powierzchni wodnej odczuwalne ochłodzenie powietrza, wywołujące także jego cyrkulację.

Starannego odwodnienia i powiększenia nośności podłoża wymagają głównie drogi samochodowe i kolejowe o intensywnym ruchu. Zarówno w projektowanych, jak i modernizowanych obiektach można uzyskać dobre efekty dzięki zastosowaniu nowych materiałów geosyntetycznych, które charakteryzują się dobrymi właściwościami mechanicznymi i hydraulicznymi. Współcześnie są one chętnie stosowane w systemach odwadniających budowle inżynierskie, ponieważ spełniają wiele ważnych funkcji, m.in. filtracyjną, drenażową, separacyjną, wzmacniającą i przeciwerozyjną.

Projektowanie i wykonawstwo odwodnień budowli wymaga rozwiązania wielu zagadnień hydrologiczno-hydraulicznych, technologicznych i materiałowych, do których należą:

- rozpoznanie warunków wodno-gruntowych i geotechnicznych na obszarze odwadnianej zlewni,
- określenie grubości zalegania warstw wodonośnych, warstw słabo przepuszczalnych i ich współczynników filtracji,
- ustalenie kierunków przepływu wody podziemnej i głębokości jej zalegania oraz zakresu wahań,
- ocena osiadań gruntów odwadnianych w wyniku ich konsolidacji,
- szerokie rozpoznanie w zakresie możliwości zastosowania materiałów geosyntetycznych na warstwy filtracyjne, drenażowe, wzmocnień podłoża gruntowego i stabilizacji zboczy: georuszty, geosiatki, geodreny, bentomaty, geowłókniny, biowłókniny itp.,
- ustalenie wielkości spływu wód powierzchniowych z małych zlewni.

Plany budowy autostrad w Polsce są systematycznie realizowane. Po II wojnie światowej Polska odziedziczyła na obszarach zachodnich prawie 140 km autostrad. Obecnie w naszym kraju jest 257 km autostrad, takich jak: z Warszawy do Katowic, z Poznania do Wrześni i obwodnica trójmiejska Tczew–Gdańsk–Gdynia. Program budowy autostrad przewiduje, że w ciągu 15 lat powstanie pięć autostrad o łącznej długości ok. 2400 km.

Według raportu Unii Europejskiej z 1992 r., w krajach Wspólnoty było w tym czasie w sumie 36868 km autostrad, w tym najwięcej w Niemczech (27%), we Francji (21%), Hiszpanii (17%), we Włoszech (16%). W Polsce to zaledwie 0,7% w stosunku do całkowitej długości istniejących autostrad w krajach UE. Ostatecznym efektem budowy autostrad i modernizacji głównych dróg w Polsce będzie dostosowanie ich do standardów europejskich i uzyskanie niezakłóconego przepływu pojazdów, osób i towarów przez terytorium naszego kraju. Realizacja tak dużego programu inwestycji drogowych wymaga znacznych nakładów finansowych, w tym na budowę systemów odwadniających, które wysuwają się na czoło zagadnień inżynierskich.

Autorzy podręcznika serdecznie dziękują Recenzentom za wielki trud wnikliwego przeczytania książki i konstruktywną ocenę. Dzięki krytycznym uwagom i spostrzeżeniom ostateczna forma podręcznika zyskała merytorycznie.

Autorzy

1. ZWIĘKSZENIE RETENCJI WÓD DESZCZOWYCH

1.1. LOKALNA GOSPODARKA WODNA

W każdej lokalnej gospodarce wodnej z reguły występuje, w większym lub mniejszym stopniu, krążenie „woda deszczowa–ścieki". Współcześnie oczyszczone ścieki najczęściej wracają do obiegu wód naturalnych, z którego człowiek pobiera ponownie wodę przeznaczoną również do picia. W ten sposób krążenia wody nie da się uniknąć, a stąd wniosek, że należy się troszczyć o to, aby obieg wody w gruncie nie był zbyt krótki. Jeżeli system odwodnieniowy odprowadza wody do gruntu, to zwiększamy jej zasoby, spełniając częściowo ten warunek. Jeżeli wody deszczowe przesiąkają przez podłoże gruntowe o grubości minimum 1,0 m nienasycone wodą, to mamy do czynienia z procesem wstępnego jej oczyszczania z zawartych w niej cząstek pyłu i innych substancji [13].

Rozwiązania urządzeń regulujących stosunki wodno-gruntowe najczęściej spotykane są: na drogach parkowych, boiskach sportowych, placach zabaw, podwórzach, drogach awaryjnych i osiedlowych. Na wymienionych obiektach zalecane są nawierzchnie wodoprzepuszczalne, do których należą: tłuczniowe, żwirowe, z grysów otaczanych asfaltem, z kostki brukowej o spoinach przepuszczalnych, gruzu pokrytego darnią, ażurowej kraty trawnikowej oraz darni.

1.2. ZASADA ODPROWADZANIA WÓD DESZCZOWYCH

Zasada szybkiego, niezakłóconego odprowadzania wód opadowych za pomocą systemów odwadniających w gospodarce wodnej nie była dotychczas kwestionowana. Szybkie odprowadzenie wód burzowych za pomocą stosownych urządzeń wodnych (kanałów, zbieraczy, rowów) odpowiada ogólnie uznawanym zasadom techniki sanitarnej i budownictwa wodnego.

Dotychczasowe metody odwodnień omówione w najnowszej literaturze światowej autorzy uznali za rozwiązania wymagające weryfikacji, ponieważ szybkie odprowadzenie wód do odbiornika jest niekorzystne dla lokalnej gospodarki wodnej. Książka *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych* [13] znalazła wielkie uznanie w szerokim kręgu fachowców zajmujących się odwodnieniem budowli, a jej pierwsze wydanie polskie ukazało się w roku 1999. Wyróżnia się ona wysokim poziomem merytorycznym, a przede wszystkim zawiera opis najnowszych rozwiązań technicznych w tej dziedzinie wiedzy. Nowe metody odprowadzania wód polegają na doprowadzeniu możliwie największej części wód pochodzących z opadów do bezpośredniego wsiąkania w grunt, a także do gromadzenia ich i wykorzystania w gospodarstwach domowych, ogrodowych, rolniczych itp.

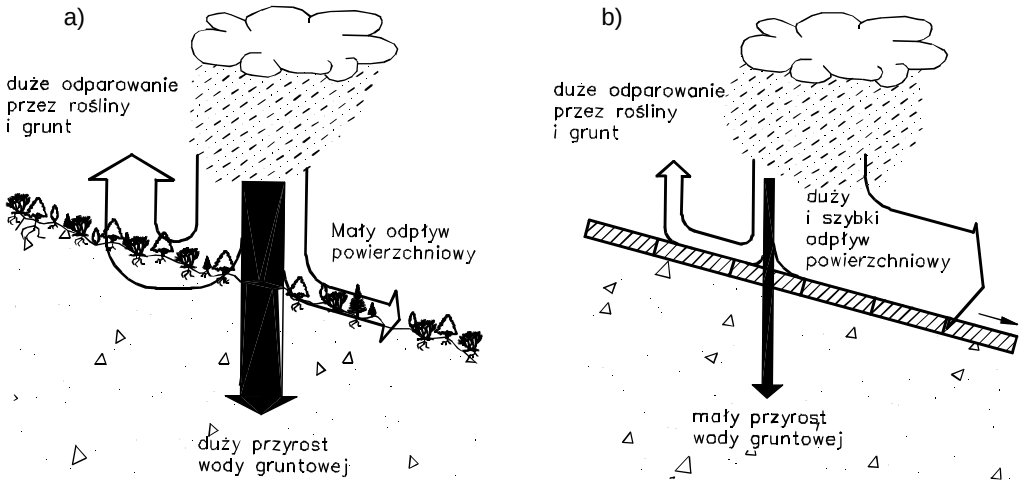
Miarą wielkości wsiąkania wód deszczowych do gruntu jest współczynnik spływu powierzchniowego ψ. Oznacza on stosunek ilości odpływu powierzchniowego do ilości

pochodzącej z opadu i zależy głównie od rodzaju zabudowy. Na przykład dla dróg, autostrad, ulic, chodników, parkingów, placów postojowych o nawierzchniach z betonów asfaltowych lub podobnych ψ = 0,85–0,90, dla powierzchni łąk, pastwisk, parków i ogrodów o dużej zdolności wsiąkania współczynnik ten wynosi tylko 0,05–0,10. Jest on 8–18-krotnie większy dla terenów szczelnie zabudowanych, co oznacza, że wody deszczowe mają ograniczone warunki do bezpośredniego wsiąkania jej do gruntu.

Współczesne systemy odwadniające należy tak rozwiązywać, aby w miarę możliwości technicznych urządzenia wodne pozwalały na bezpośrednie wsiąkanie wód do gruntu w postaci studni chłonnych, drenarskich przewodów rozsączających, zbiorników z infiltracją, stawów i rowów chłonnych.

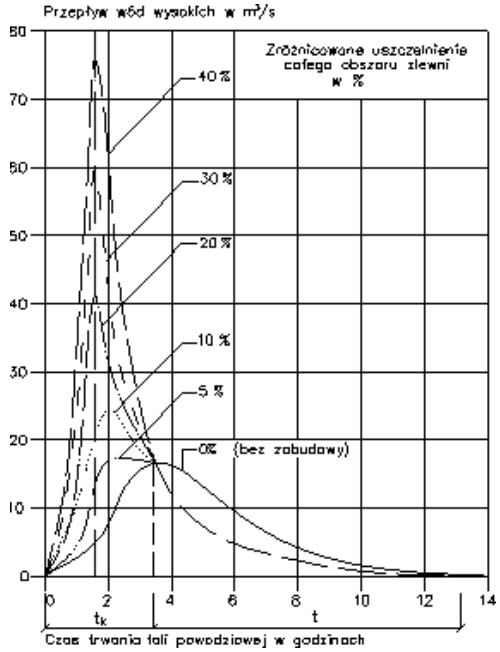
1.3. RETENCJA GRUNTOWA WÓD OPADOWYCH

W starożytności odwodnienia miast i dużych zespołów pałacowych oparte były na zasadzie odprowadzania wód opadowych i zużytych do gruntu lub do rzek, np. Tybru w Rzymie, Tamizy w Londynie. Współczesne systemy odprowadzania wód oparte są na sieciach kanalizacyjnych i drenażowych, które je szybko kierują do odbiorników. Dynamiczny rozwój miast, osiedli i przemysłu – w tym komunikacji – przyczynił się do zabudowy dużych powierzchni zlewni dotychczas nieuszczelnionych. Rozwój ten wpłynął zdecydowanie na szybkie formowanie się wezbrań i kształt fal powodziowych w niektórych rzekach i potokach, ponieważ na obszarach wysoce zurbanizowanych odpływ wody pochodzącej z opadów jest wysoki i wynosi 90–100%. Zróżnicowane procesy wielkości parowania wody, a także odpływu powierzchniowego znakomicie obrazują schematy na rys. 1.1.



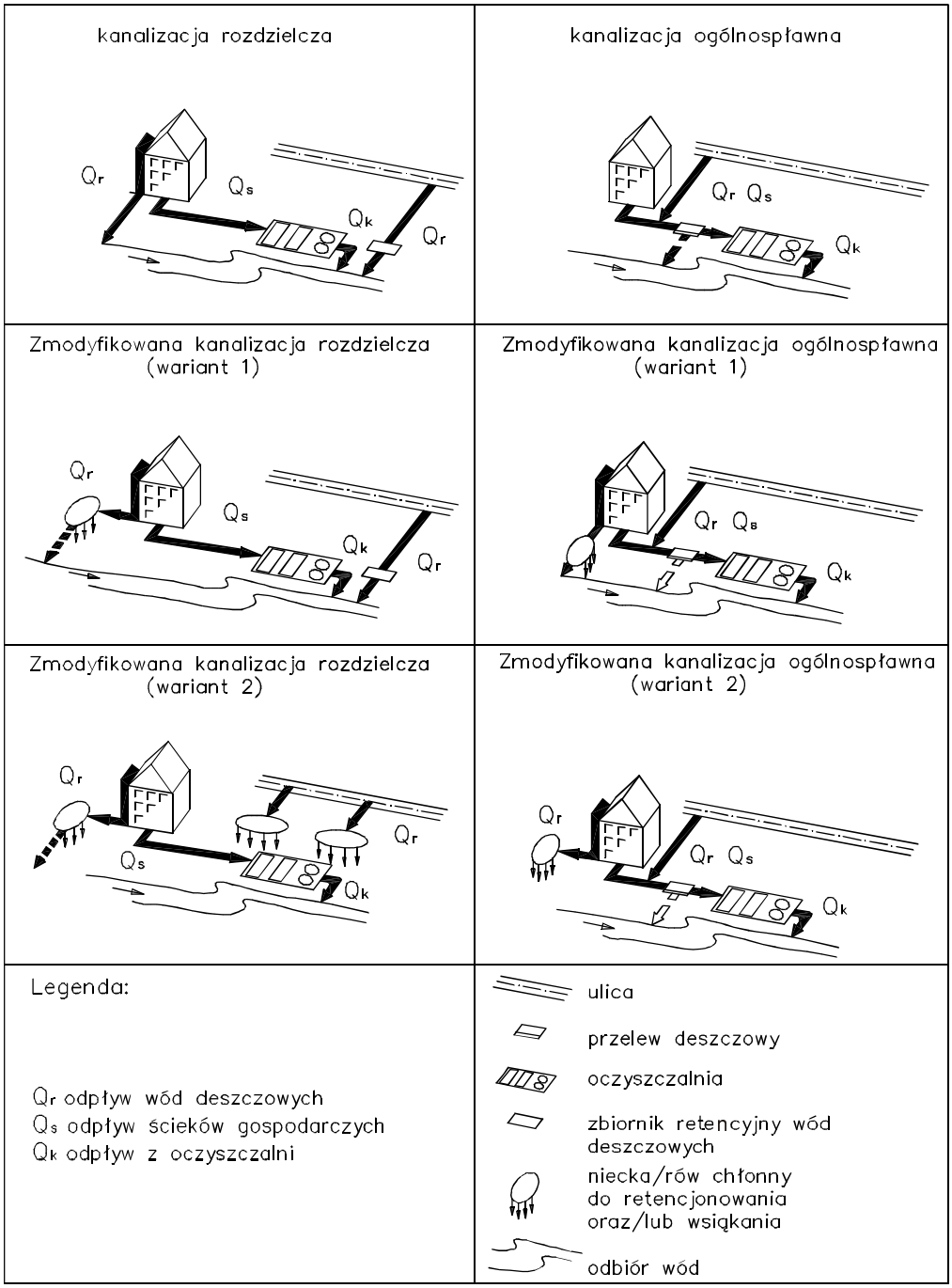
Rys. 1.1. Obieg wody na powierzchniach zlewni przepuszczalnych i uszczelnionych:
a) powierzchnia przepuszczalna, b) powierzchnia uszczelniona

W latach 1950–1980 przeprowadzono badania oddziaływania wzrastającego uszczelnienia powierzchni terenu na odpływ wód powodziowych w rzece Ems (Niemcy). Obszar tej zlewni należy do mocno zurbanizowanych i jest gęsto zaludniony. Na rysunku 1.2 przedstawiono wzrost uszczelnienia terenu oraz jego wpływ na kształt i wielkość przebiegu fali powodziowej i jej kulminacji [13].

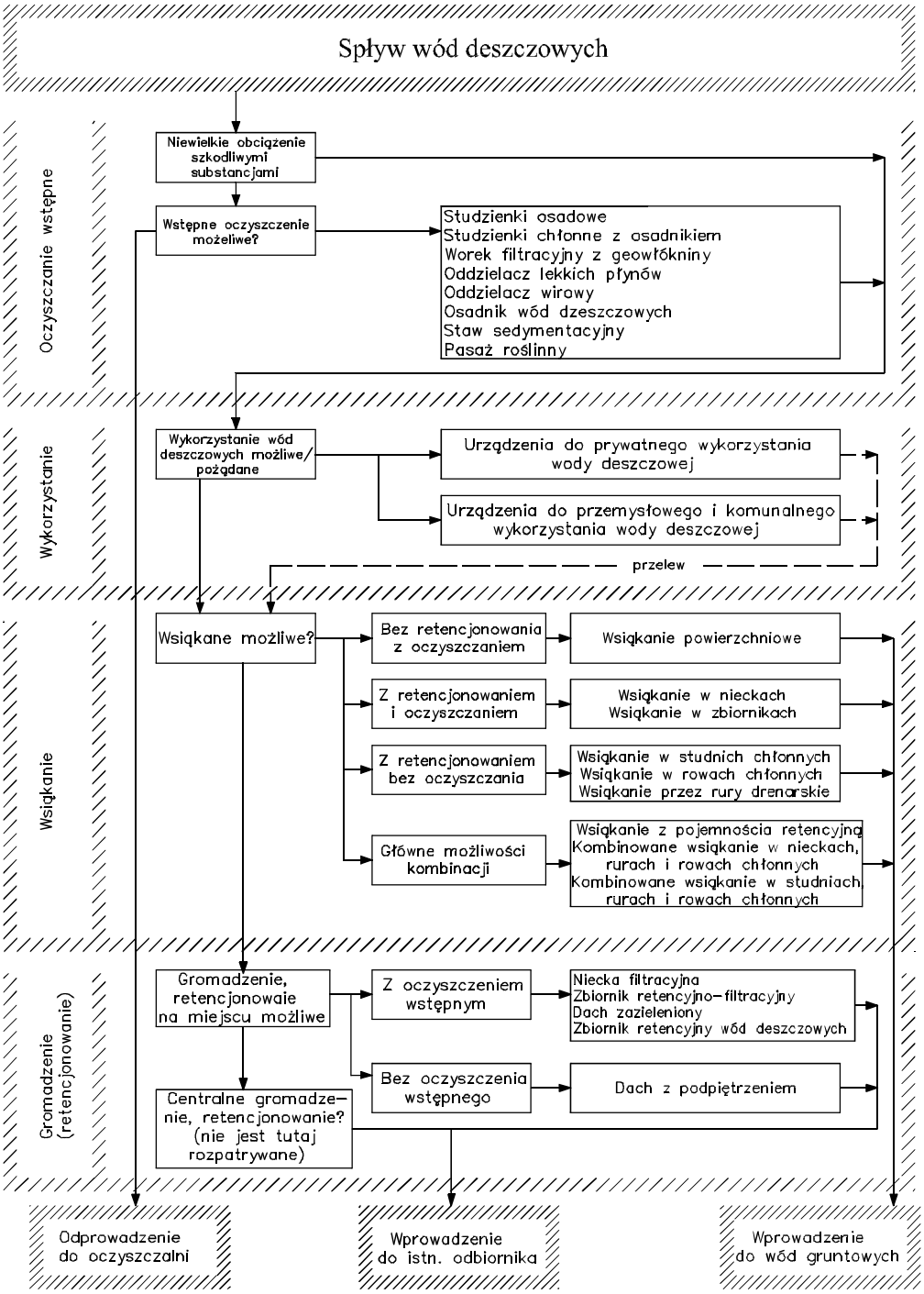


Rys. 1.2. Kształt i wielkość przebiegu fali powodziowej na obszarach o różnym stopniu uszczelnienia gruntu [13]: t_k – czas koncentracji, t – czas opadania fali

Chwilowe zatrzymanie wody opadowej spływającej ze zlewni do cieków, czyli retencja, ma olbrzymi wpływ na przebieg stanów i przepływów w małych rzekach i potokach. Wielkość przepływu w czasie zależy w dużym stopniu od zasobów retencyjnych. Wpływa ona zarówno na złagodzenie wahań przepływów w rzece, jak i na ich zwiększenie. Retencja gruntowa z reguły ma charakter długotrwały. Zebrane zasoby wód podziemnych w obszarze zlewni są główną przyczyną stałego i wyrównanego przepływu wody w rzekach. Dzięki tej retencji większość cieków w naszych warunkach klimatycznych nie wysycha całkowicie nawet w okresach długotrwałej posuchy. Ze względów gospodarczych należy dążyć do tworzenia maksymalnych zdolności retencyjnych w gruncie. Przez długi czas specjaliści od spraw odwodnień pomijali istotne znaczenie oddziaływania gromadzenia, wsiąkania oraz odparowywania wód deszczowych na odpływ powierzchniowy w małych zlewniach. Retencjonowanie oraz wsiąkanie wody w miejscu opadania deszczu oddziałuje na: dynamikę odpływu w obrębie i na zewnątrz obszaru zabudowy, przyrost zasobów wód podziemnych, sprawność pracy oczyszczalni ścieków opadowych oraz na jakość wód otwartych na obszarach zabudowanych i ich stan ekologiczny.



Rys. 1.3. Możliwości rozwiązań gromadzenia i wsiąkania wód deszczowych na miejscu w różnych koncepcjach odwadniania



Rys. 1.4. Schemat odbioru wód deszczowych

Wzrastająca świadomość wzajemnego oddziaływania systemu odwadniającego na odbiorniki wód powierzchniowych, szczególnie na obszarach małych zlewni, doprowadziła do powstania wytycznych dla nowych koncepcji odwodnień [13], podkreślających konieczność:

- zwiększenia ilości bezpośrednich odpływów poprzez wsiąkanie wód opadowych do gruntu,
- gromadzenia odpływów nie nadających się do bezpośredniego wsiąkania na miejscu ich powstawania i doprowadzenia do powolnego wsiąkania i odparowania lub też wprowadzenia do odbiornika wód powierzchniowych z odpowiednim opóźnieniem retencyjnym,
- maksymalnego wykorzystania zgromadzonej wody opadowej,
- retencjonowania wody opadowej i odpowiedniego oczyszczania.

Schematy gromadzenia i wsiąkania wód opadowych w różnych rozwiązaniach systemów odwadniających przedstawiono na rysunku 1.3, a na rysunku 1.4 pokazano schemat blokowy pomocny w sposobie odbioru wód deszczowych.

1.4. ZNACZENIE ODWODNIENIA

Poprawnie działające odwodnienie budowli polega na ujęciu wody, obniżeniu jej poziomu i możliwie całkowitym ich odprowadzeniu. Brak odwodnienia lub niedomagania w prawidłowym działaniu tego systemu stają się przyczyną:

- zawilgocenia powierzchni gruntu i pogorszenia warunków bezpieczeństwa,
- obniżenia nośności podłoża gruntowego, powstawania deformacji i nadmiernych osiadań obiektu,
- przenikania wód deszczowych i wód powstałych podczas tajania śniegu,
- infiltracji wody powierzchniowej w głąb gruntu z rzek, potoków i jezior, a także zbiorników,
- działania podciągu kapilarnego i wędrówki wody z cieplejszych dolnych rejonów gruntu do górnych zimniejszych.

Skutki nawodnienia nasypów i obwałowań drogowych to:

- zawilgocenie i rozmiękczenie poboczy drogowych,
- powstawanie wysadzin i przełomów wiosennych,
- naruszenie stateczności stromych zboczy nasypów i powstawanie procesów osuwiskowych w stromych wykopach drogowych,
- zwiększenie gęstości gruntu – w gruntach pyłowych zwiększenie to może dochodzić do 0,5 Mg/m^3, a nawet przekraczać ten stan,
- pogorszenie właściwości mechanicznych, takich jak: wytrzymałość gruntu na ścinanie, kąt tarcia wewnętrznego i współczynnik kohezji,
- niebezpieczne wzrastanie ugięcia nawierzchni komunikacyjnych.

Woda jest ponadto czynnikiem przyśpieszającym wietrzenie skał o dużej nasiąkliwości. Osłabia się przez to zwięzłość gruntu, co sprzyja zjawiskom usuwiskowym.

Woda przesączająca się przez przepuszczalne warstwy gruntów, a zatrzymująca się na warstwie nieprzepuszczalnej, powoduje zawilgocenie tej warstwy, a przez to zmniejszenie współczynnika tarcia. Na styku obu warstw wytwarza się wówczas powierzchnia poślizgu dla wyżej zalegających mas gruntów.

1.4.1. ODWODNIENIE POWIERZCHNIOWE

Ze względu na strefę działania systemu odwadniającego dzieli się go na powierzchniowy i wgłębny.

System odwodnienia powierzchniowego polega na:

- nadaniu nawierzchni i poboczom odpowiednich spadków poprzecznych i podłużnych,
- odpowiednim wzniesieniu korpusu komunikacyjnego ponad przyległy teren,
- wykonaniu odwadniających rowów przydrożnych i stokowych, także drenażu odcinającego i sztolni,
- wykonaniu lokalnej regulacji rzek i potoków,
- założeniu przepustów dla przeprowadzenia wód z jednej strony szlaku komunikacyjnego na drugą.

1.4.2. ODWODNIENIE WGŁĘBNE

System odwodnienia wgłębnego polega na:

- ujęciu wód znajdujących się poniżej powierzchni terenu na szerokości pasa trasy komunikacyjnej, szczególnie gdy woda gruntowa położona jest w strefie przemarzania gruntu,
- odprowadzeniu wód podziemnych poza obręb budowli.

Zabiegi te powodują skuteczne obniżenie zwierciadła wody i dzięki temu zwiększenie nośności gruntu i nawierzchni drogowej.

Odwodnienie wgłębne prowadzi się za pośrednictwem głębokich rowów otwartych lub drenażu głębokiego. Zakłada się go w gruncie poniżej granicy przemarzania.

Z drenażu płytkiego wodę odprowadza się sączkami poprzecznymi do rowów drogowych. Warstwę drenażu płytkiego wykonuje się w budownictwie drogowym w postaci warstwy filtracyjnej, układanej na naturalnym podłożu gruntowym. Warstwa ta może spełniać różne funkcje, między innymi: odprowadza wodę przesiąkającą przez konstrukcję jezdni drogowej, powoduje przerwanie podciągu kapilarnego, zwiększa nośność naturalnego podłoża gruntowego.

Ogólnie rzecz biorąc, nie ma sztywnych prawideł obowiązujących przy projektowaniu odwodnienia budowli. Większość rozwiązań konstrukcyjnych, ze względu na zmienność warunków terenowych i rodzaju ujęcia wód czy zastosowanego materiału, nosi cechy indywidualne.

1.4.3. TEORIA ATMOSFERYCZNEGO POCHODZENIA WODY

Woda występująca na powierzchni lądów pochodzi z opadów atmosferycznych. Gdy spada na ziemię, spływa w dół po jej powierzchni, wsiąka w grunt albo paruje,

a na jej miejsce przybywa woda z następnych opadów. Z opadów atmosferycznych pochodzi także woda znajdująca się pod powierzchnią ziemi, w gruncie i w szczelinach skał, gdzie zebrała się w wyniku wsiąkania z powierzchni w głąb gruntu.

Tylko bardzo małe ilości wody znajdującej się pod ziemią mogą być innego pochodzenia. Będą to wody *juwenilne*, które po raz pierwszy są wydobywane z wnętrza ziemi lub wydobywają się same, oraz wody *reliktowe*, które w głębokich pokładach litosfery zostały zamknięte w odległych okresach geologicznych, a obecnie są wydobywane na powierzchnię ziemi poprzez pompowanie. Wody juwenilne i reliktowe odznaczają się zwykle szczególnymi właściwościami, odróżniającymi je od wód pochodzenia atmosferycznego, np. są silnie zmineralizowane albo mają wysoką temperaturę.

Woda naturalna występująca w przyrodzie jest roztworem wieloskładnikowym różnych substancji i związków chemicznych pochodzenia mineralnego i organicznego. Skład wody naturalnej zawartej w rzekach, rowach, jeziorach, w gruncie i górotworze można zatem zapisać jako

$$H_2O + x,$$

gdzie x – składniki naturalne i obce*.

Składniki obce i substancje organiczne nazywamy zanieczyszczeniami, składniki mineralne natomiast – domieszkami.

Domieszki i zanieczyszczenia dostają się do wody podczas jej krążenia w przyrodzie, a ich jakość i ilość zależy od środowiska, z którym woda styka się podczas swej wędrówki. Z tego wynika, iż skład fizyczno-chemiczny i biologiczny wód naturalnych jest ściśle związany ze środowiskiem, z którego woda pochodzi. Należy ponadto zwrócić uwagę na to, że współcześnie wody opadowe – oprócz tego, że zawierają różne zanieczyszczenia – są w większym lub mniejszym stopniu radioaktywne.

Trzeba podkreślić, że wody wyróżniają się tym spośród innych substancji chemicznych, że są one idealnym rozpuszczalnikiem. Nie ma bowiem w naturze innej cieczy, która by pod tym względem dorównywała wodzie. Nic więc dziwnego, że woda chemicznie czysta praktycznie nie występuje w naturze, lecz zawsze zawiera w sobie inne rozpuszczone substancje.

1.4.4. SYSTEMATYKA WÓD ŚRÓDLĄDOWYCH

Na podstawie przepisów prawa wodnego podzielono wody śródlądowe na powierzchniowe i podziemne.

1.4.4.1. WODY POWIERZCHNIOWE

Wodami powierzchniowymi są wody znajdujące się na powierzchni lądów dopóty, dopóki nie wsiąkają w grunt lub nie wyparują. Wody powierzchniowe dzielą się na:

---

* Substancje nierozpuszczalne – spękany górotwór, rumowisko, żwir, piasek, glina, ił, namuł. Substancje rozpuszczone – gazy: O_2, N_2, CO_2, NH_3, H_2S i inne substancje chemiczne, np. związki węgla, krzemu.

• wody płynące, znajdujące się w rzekach, w jeziorach lub zbiornikach, z których cieki wypływają lub do których uchodzą, w potokach górskich, kanałach i innych ciekach o przepływach stałych lub okresowych oraz w źródłach, z których cieki biorą początek,

• wody stojące, znajdujące się w jeziorach, stawach i zbiornikach, które nie mają charakteru przepływowych.

1.4.4.2. WODY PODZIEMNE

Wodami podziemnymi są wszelkie wody, które znajdują się poniżej powierzchni ziemi (tab. 1.1).

Tabela 1.1. Systematyzacja wód według propozycji Pazdry [31]

Strefa	Typy wód	Stan fizyczny wody	Rodzaje wód
Napowietrzenia (aeracji)	Higroskopowa Błonkowata Kapilarna	Przywierająca (adhezyjna)	
	Wsiąkowa Zawieszona	Wolna (grawitacyjna)	Warstwowe Szczelinowe Krasowe
Nasycenia (saturacji)	Zaskórna Gruntowa Wgłębna Głębinowa (juwenilna)		

1.4.4.3. WODY PRZYWIERAJĄCE (ADHEZYJNE)

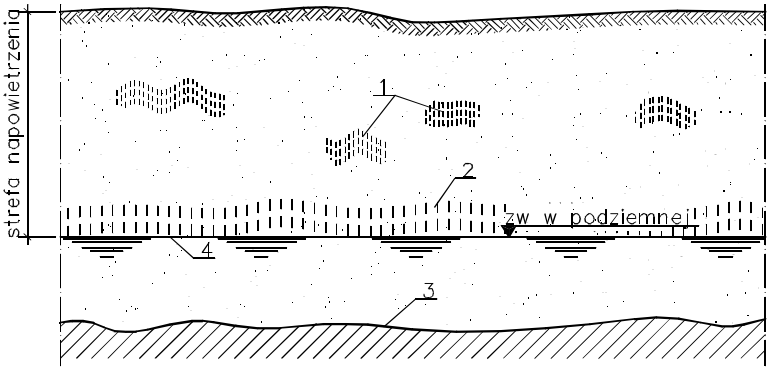
Wody adhezyjne – zaliczane do tzw. wód związanych z gruntem – zwilżają poszczególne ziarna gruntu, a wskutek istnienia sił przyczepności między wodą a gruntem są adsorbowane na powierzchni jego cząstek. Zależnie od stopnia i sposobu wiązania cząstek rozróżnia się następujące rodzaje wód adhezyjnych:

Woda higroskopowa – zazwyczaj adsorbowana przez ziarna gruntu z pary wodnej zawartej w powietrzu. Woda ta, substancja o właściwościach zbliżonych do ciała stałego, nie bierze udziału w ruchu wody w gruncie, nie może być z niego odsączona ani pobierana przez korzenie roślin. Można ją usunąć tylko w wyniku kilkugodzinnego suszenia gruntu w temperaturze 105–110 °C (378–383 K).

Woda błonkowata – powstająca wówczas, gdy grunt osiągnie maksymalną wilgotność higroskopową, a ziarna gruntu zaczynają siłami elektrycznymi wiązać wodę ciekłą, tworzącą na ich powierzchni błonkę o grubości dochodzącej do 0,5 mikrona. Woda błonkowata może być częściowo pobierana przez korzenie roślin, a jej zawartość w gruncie, zwana *wilgotnością molekularną,* zależy przede wszystkim od średnicy ziarn gruntu.

Woda kapilarna – wypełniająca włoskowate kanaliki między cząsteczkami gruntu istnieje dzięki siłom przylegania, działającym na nią ze strony tych cząsteczek. Pod

wpływem sił przylegania woda może się poruszać w różnych kierunkach, dążąc – wbrew sile ciężkości – z miejsc bardziej wilgotnych do bardziej wysuszonych i to tym dalej, im węższe są kanaliki, w których się znajduje. Schemat występowania wody kapilarnej przedstawiono na rys.1.5.



Rys. 1.5. Występowanie wody kapilarnej: 1 – woda kapilarna zawieszona, 2 – strefa wzniosu kapilarnego, 3 – warstwa nieprzepuszczalna, 4 – zwierciadło wody podziemnej

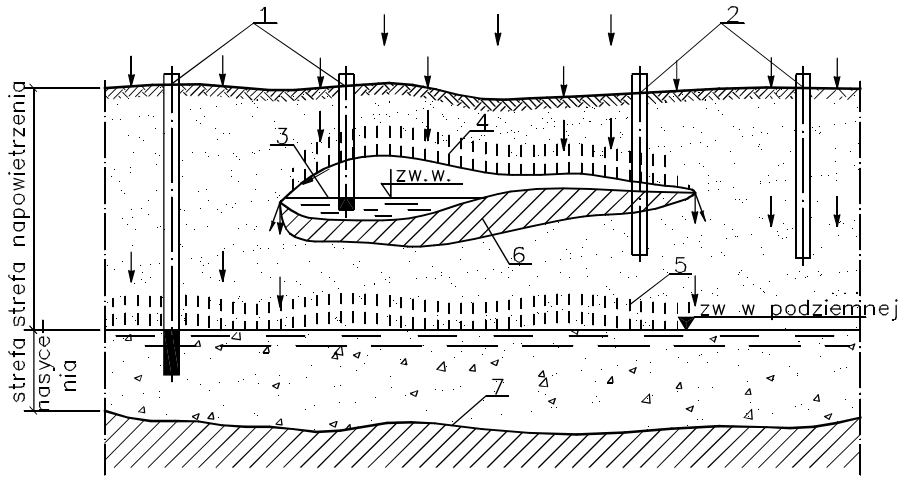
Wznoszenie wody trwa dopóty, dopóki ciężar słupa wody nie zrównoważy ciśnienia włoskowatego. Wysokość wznoszenia kapilarnego zależy przede wszystkim od wymiarów kanalików porowych, a zatem od uziarnienia gruntu. Woda kapilarna ma właściwości zbliżone do wody wolnej – podlega sile ciężkości, przenosi ciśnienie hydrostatyczne, rozpuszcza sole mineralne, wpływa na właściwości fizyczno-mechaniczne gruntu, może być przyczyną osuwisk, a także wysadzin. Woda ta może być pobierana przez korzenie roślin, zamarza w temperaturze niższej od 0 °C (273 K). Wodę kapilarną można usunąć z gruntu, susząc ją na powietrzu w temperaturze pokojowej.

1.4.4.4. WODY WOLNE (GRAWITACYJNE)

Woda wolna wypełnia w gruncie większe pory, w których – na skutek nadmiaru cząstek wody – zostaje przekroczona siła przylegania, a cząstki te mogą się przemieszczać pod wpływem siły ciężkości. Podstawowym zatem warunkiem grawitacyjnego ruchu wody w gruncie będzie odpowiednio duży wymiar kanalików porowych lub szczelin. Woda pochodząca z opadów atmosferycznych, trafiwszy na grunt o odpowiednio dużych kanalikach porowych, przesiąka pod wpływem siły ciężkości w głąb dopóty, dopóki nie trafi na nieprzepuszczalne podłoże. Wówczas wypełnia wszystkie przestrzenie puste między ziarnami gruntu, tworząc tzw. strefę nasycenia (saturacji) lub inaczej warstwę wodonośną, nad którą znajduje się strefa napowietrzenia (aeracji) gruntu. Granicę między tymi strefami nazywamy zwierciadłem wody gruntowej.

Wody wolne, zależnie od warunków hydrogeologicznych, w jakich występują, dzielimy na typy i odmiany. Wody te występują zarówno w strefie napowietrzania, jak i nasycenia, jako warstwowe (tj. w porach), szczelinowe lub krasowe.

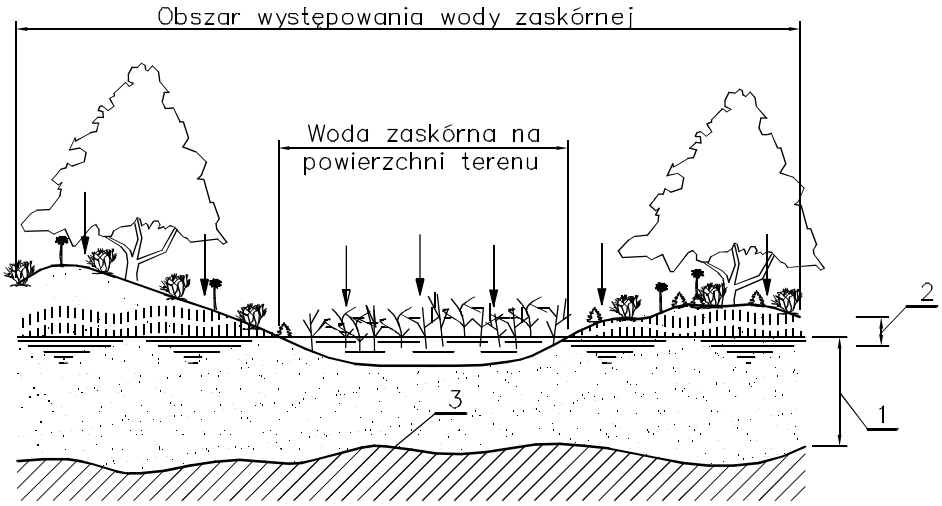
Wody wsiąkowe i zawieszone. *Wodą wsiąkową* nazywamy wodę przesączającą się w dół przez strefę napowietrzania. Jeśli na drodze wody wsiąkowej wystąpi soczewka gruntu nieprzepuszczalnego lub o bardzo małej przepuszczalności, to woda zostaje w swym ruchu w dół zatrzymana i zgromadzona na jej stropie, tworzy ponad nią – w obrębie strefy napowietrzenia – lokalne zbiorowisko wody wolnej, zwanej *wodą wolną zawieszoną*. Schemat występowania wolnej wody zawieszonej przedstawiono na rys. 1.6.



Rys.1.6. Występowanie wolnej wody zawieszonej: 1 – otwory wypełnione wodą, 2 – otwory bez wody, 3 – zwierciadło wody zawieszonej, 4 i 5 – strefa wzniosu kapilarnego, 6 – soczewka gruntu nieprzepuszczalnego, 7 – warstwa nieprzepuszczalna

Woda wolna zawieszona może znajdować ujście w dół jedynie po obrzeżu soczewki. W okresach suszy może częściowo lub całkowicie zanikać na skutek wyparowania lub zużycia przez roślinność, zwłaszcza gdy występuje płytko pod powierzchnią terenu, a znajdująca się ponad nią strefa wzniosu kapilarnego osiąga strefę bezpośredniego parowania lub wegetacji roślin.

Wody zaskórne. Wody zaskórne występują w strefie tak zbliżonej do powierzchni ziemi, że położona nad nią strefa wznoszenia kapilarnego łączy się z obszarem parowania wody z gruntu i zasięgu korzeni roślin albo osiąga powierzchnię ziemi. Zalegające płytko warstwy podtrzymujące wodę zaskórną są zazwyczaj ukształtowane podobnie do powierzchni ziemi, toteż spadki wystarczające do ruchu wody po powierzchni są z reguły za małe na pokonanie oporów ruchu wody w gruncie. Z tego względu wody zaskórne stanowią najczęściej zbiorniki wód stojących, zasilanych na ogół przez wsiąkające opady atmosferyczne i dlatego ich zwierciadła w dużym stopniu zależą od opadów atmosferycznych. Podniesienie się poziomu wody do powierzchni ziemi jest równoznaczne z zabagnieniem terenu. Schemat występowania wody zaskórnej przedstawiono na rys. 1.7.



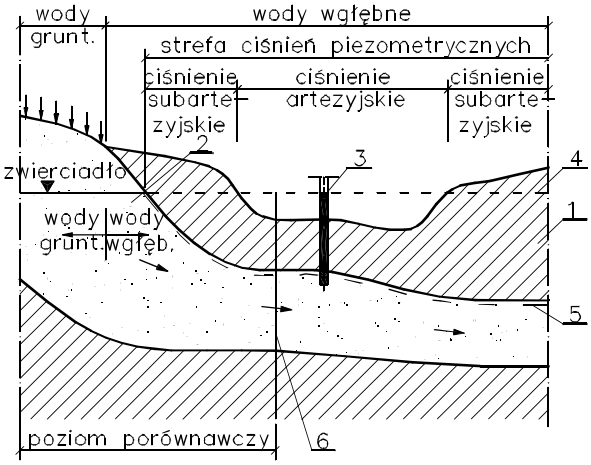
Rys.1.7. Występowanie wody zaskórnej: 1 – strefa nasycenia, 2 – strefa wzniosu kapilarnego, 3 – warstwa nieprzepuszczalna

Wody gruntowe. Zasadniczą cechą wody gruntowej jest oddzielenie strefy jej występowania od powierzchni ziemi napowietrzoną warstwą przepuszczalną zabezpieczającą tę strefę oraz wodę kapilarną przed bezpośrednim kontaktem z glebą i systemem korzeniowym roślin. Woda gruntowa jest zasilana przez wsiąkające opady atmosferyczne, a obszary jej zasilania i rozprzestrzeniania są sobie równe. Spadek hydrauliczny zwierciadła wody gruntowej świadczy o ruchu wody, a ponieważ jego ukształtowanie zależy jedynie od siły ciężkości i oporu hydraulicznego środowiska, nazywamy go swobodnym.

Stany zwierciadła wody gruntowej zależą głównie od opadów atmosferycznych. Pod ich wpływem ulegają zmianom, które są jednak mniej lub więcej przesunięte w czasie w stosunku do czasu występowania opadów. Powodem tego jest długa droga wsiąkania, a zatem i duża zdolność akumulacyjna strefy napowietrzenia oraz dążność do wyrównywania się poziomów wód gruntowych na drodze przepływu podziemnego z obszaru o wzmożonej infiltracji do obszarów o mniejszej infiltracji.

Woda gruntowa, wypełniająca pory gruntu narażonego na przemarzanie, zamarza, tworząc soczewki lodowe wykazujące zdolność przyciągania wody z otaczającego gruntu. Wskutek tego grubość ich dochodzi niekiedy do 2 cm. Zjawisko to wywołuje pęcznienie gruntu, powodujące wysadziny w nawierzchni drogowej, osiągające od kilku do kilkudziesięciu centymetrów wysokości [31]. W okresie odwilży grunt taje od góry w dół i woda, nie znajdując ujścia w zamarzniętym i słabo przepuszczalnym podłożu, gromadzi się pod jego powierzchnią. Powoduje to rozmiękanie podłoża gruntowego, które pod wpływem obciążeń dynamicznych przechodzi w stan płynny. Wówczas nawierzchnia drogowa, pod wpływem nacisku kół pojazdów, zostaje zdeformowana, a w konsekwencji poważnie uszkodzona albo nawet całkowicie zniszczona.

Wody wgłębne są zasilane przez infiltrację opadów atmosferycznych na wychodniach wodonośnych albo za pośrednictwem innych warstw wodonośnych (rys. 1.8). Wody wgłębne odznaczają się większą, aniżeli wody gruntowe, stabilizacją właściwości chemicznych i fizycznych, a także słabszą reakcją na zmiany klimatyczne. Wynika to z ograniczenia ich związku z powierzchnią ziemi i tym samym znacznie mniejszego ich udziału w krążeniu i wymianie wód. Zwierciadło wód wgłębnych może być swobodne (rys. 1.8) lub napięte – to znaczy, że górna powierzchnia strefy nasycenia może być ukształtowana stosownie do spągu przykrywającej ją nieprzepuszczalnej warstwy nadległej, a ciśnienie na niej panujące będzie większe od atmosferycznego. Ten typ wody wgłębnej nazywamy *wodą naporową*, a ciśnienie, które wywiera woda na spąg nadległej warstwy nieprzepuszczalnej – *ciśnieniem piezometrycznym*.



Rys. 1.8. Występowanie wód wgłębnych: 1 – utwory nieprzepuszczalne, 2 – grunty wodonośne, 3 – ciśnienie piezometryczne, 4 – zwierciadło statyczne, 5 – zwierciadło napięte, 6 – wysokość ciśnienia piezometrycznego

W rozważaniach praktycznych posługujemy się najczęściej ciśnieniem piezometrycznym, odniesionym do poziomu morza (rys.1.8). Powierzchnię utworzoną przez ciśnienie piezometryczne w różnych punktach obserwacyjnych nazywamy zwierciadłem statycznym. Jeżeli zwierciadło statyczne wznosi się ponad powierzchnię terenu, to mówimy o ciśnieniu *artezyjskim*. Gdy woda wgłębna znajduje się w ruchu, wówczas zwierciadło statyczne wykazuje spadki, uzależnione od oporów hydraulicznych warstwy wodonośnej [31].

Wody głębinowe (*juwenilne*). Wszystkie dotychczas omówione wody mają ścisły związek z wodami atmosferycznymi i powierzchniowymi, wody głębinowe natomiast pochodzą z powstającej w głębi ziemi pary wodnej, wydzielającej się ze stygnącej magmy. Część tych wód wydobywa się na powierzchnię ziemi, pojawiając się tu po raz pierwszy, i włącza się w ogólny jej obieg.

2. WYBRANE WIADOMOŚCI Z HYDROLOGII

W projektowaniu budowli inżynierskich, zwłaszcza budowli związanych z gospodarką wodną, niezbędna jest znajomość warunków hydrologicznych panujących na określonej powierzchni zlewni. Współcześnie hydrologia inżynierska, na podstawie systematycznie prowadzonych obserwacji opadów atmosferycznych i odpływów w rzekach i potokach, dostarcza informacje i metody obliczeń jako podstawy projektowania i wymiarowania obiektów gospodarki wodnej. Dotyczy to między innymi takich obiektów, jak: budowle piętrzące, regulacje rzek, mosty i przepusty, systemy odwodnień linii komunikacyjnych itp.

2.1. PAŃSTWOWA SŁUŻBA HYDROMETEOROLOGICZNA

Do prowadzenia systematycznych pomiarów hydrologiczno-meteorologicznych powołano do życia w wielu krajach instytucje i urzędy, nazywane ogólnie służbą hydrologiczno-meteorologiczną. W Polsce jest to Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, który badania i obserwacje prowadzi w wielu oddziałach i stacjach terenowych.

W służbie hydrologiczno-meteorologicznej rozróżniamy między innymi następujące stacje obserwacyjne:

a) opadowe,
b) temperatury powietrza, wody i gruntu,
c) ewaporymetryczne,
d) wodowskazowe.

Wszystkie stacje obserwacyjne zakładane są według tych samych zasad technicznych, powinny używać tych samych przyrządów i w jednakowy sposób prowadzić pomiary i prace badawcze. Służby hydrologiczno-meteorologiczne wszystkich krajów upowszechniają wyniki swoich obserwacji i prac badawczych.

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej publikuje wyniki swych prac badawczych w następujących seriach wydawniczych:

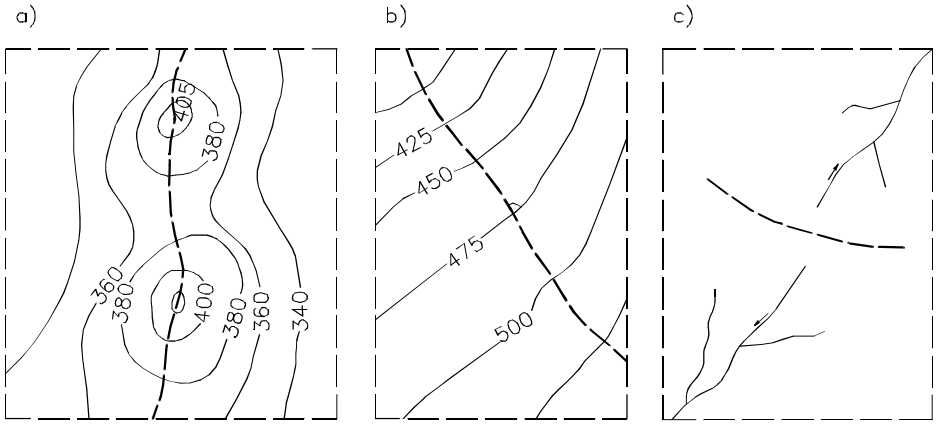
- roczniki – obejmujące wyniki spostrzeżeń i pomiarów hydrometrycznych i meteorologicznych wykonanych w określonych latach,
- Prace Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej – zawierające wyniki monograficznych i syntetycznych prac naukowych,
- instrukcje i podręczniki – służące do usprawnienia służby hydrologiczno-meteorologicznej we wszystkich działach.

2.2. CHARAKTERYSTYKA HYDROGRAFICZNA ZLEWNI

2.2.1. ZLEWNIE RZEK

Główną częścią zasobów wodnych są wody płynące w korytach rzek. Są to wody pochodzące najczęściej z opadów atmosferycznych spływających do rzek po powierzchni terenu oraz ze spływów podziemnych. Zlewnią nazywamy każdy obszar, bez względu na jego wielkość, z którego wody spływają do jakiegoś określonego przekroju. Przekrój ten zamyka część zlewni, np. przekrój wodowskazowy, ujście dopływu, most na rzece.

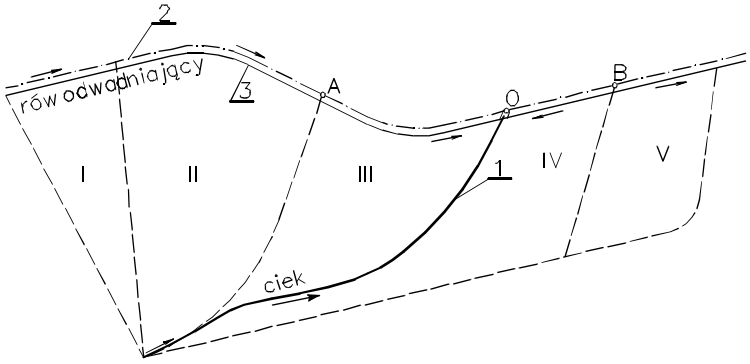
W hydrologii, układając bilans wodny dla jakiegoś obszaru, odnosimy go przeważnie do interesującej nas zlewni rzeki. Z tego powodu konieczne jest ustalenie granic zlewni. Granicę zlewni określamy na podstawie map topograficznych, wyznaczając tzw. działy wodne. Powierzchniowe działy wodne, tzw. zlewnie topograficzne, określamy na mapie warstwicowej, prowadząc linię działową przez grzbiety i wierzchołki wyniosłości terenowych zgodnie z zaleceniami podanymi na rys. 2.1.



Rys. 2.1. Wskazówki do wyznaczania granic zlewni: a) według najwyższych punktów terenowych, b) prostopadle do warstwic, c) pomiędzy dopływami sąsiednich rzek

W projektach odwodnień obiektów inżynierskich zazwyczaj mamy do czynienia ze zlewniami małymi lub bardzo małymi, które są ściśle powiązane z projektem zagospodarowania terenu. Z obszaru tego będą spływać wody, które następnie należy ująć, zagospodarować i odprowadzić. Wielkość opadu oraz wodoprzepuszczalność podłoża gruntowego odwadnianej zlewni to podstawowe parametry wymiarowania urządzeń wodnych.

Zlewnie, które obciążają pracę komunikacyjnych systemów odwadniających różnią się kształtem i stosunkowo małą powierzchnią od zlewni potoków i rzek, na których projektowane bywają np. przepusty lub małe mosty. Plan zlewni cząstkowych odcinków szlaku komunikacyjnego przedstawiono na rys. 2.2, plan zlewni drogowych i zlewnie cząstkowe rowów odwadniających – na rys. 2.3, a plan zlewni potoku do przekroju projektowanego przepustu drogowego – na rys. 2.4.

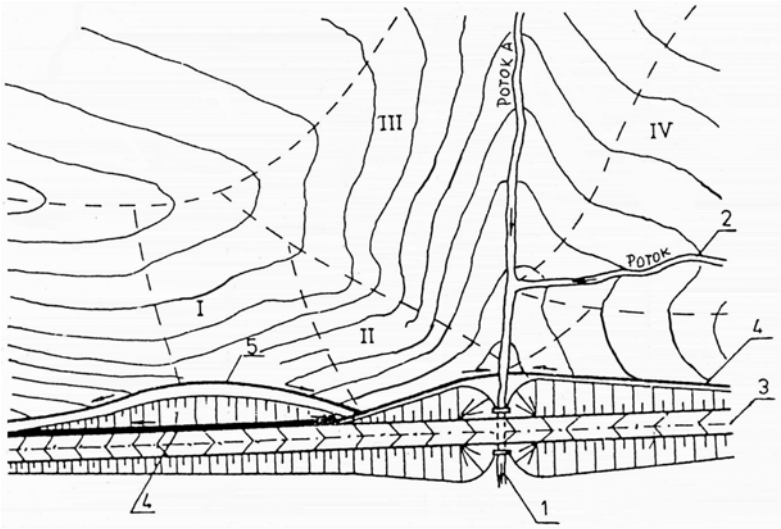


Rys. 2.2. Plan zlewni szlaku komunikacyjnego: I, II, III, IV – zlewnie cząstkowe rowów; 1 – odbiornik, 2 – oś trasy, 3 – rów równoległy do osi trasy

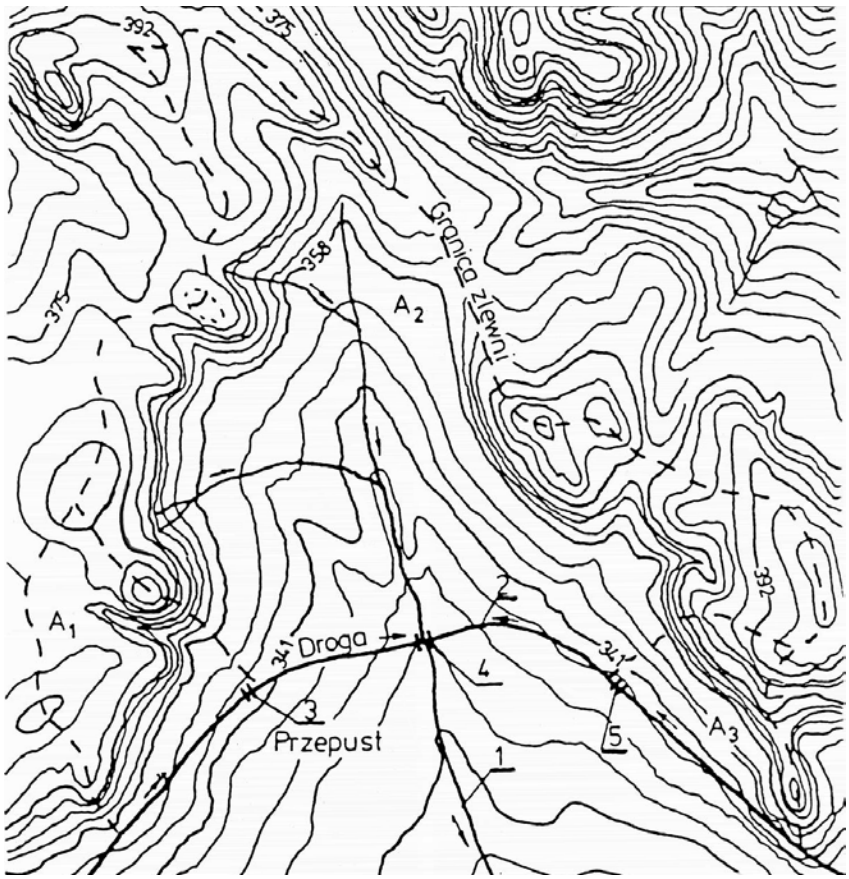
Zlewnie pod względem hydrologicznym można opisać za pomocą zmiennych charakterystyk terenu, do których między innymi należą:

- ukształtowanie pionowe terenu i powierzchnia zlewni,
- sposób zagospodarowania powierzchni zlewni,
- przepuszczalność gruntów,
- obecność obszarów leśnych, nieużytków kamienistych, żwirowych lub piaszczystych, różnego rodzaju roślinności,
- zabagnienia powierzchni gruntów oraz poziomy zalegania wód podziemnych.

Opisane cechy małej zlewni wywierają zasadniczy wpływ na zdolność zatrzymywania wody pochodzącej z opadów, zwaną zdolnością retencyjną zlewni.



Rys. 2.3. Plan zlewni drogowych: I – zlewnia rowu stokowego, II – zlewnia rowu przydrożnego, III – zlewnia potoku A, IV – zlewnia potoku B; 1 – potok A, 2 – potok B, 3 – oś trasy drogi, 4 – rów przydrożny, 5 – rów stokowy



Rys.2.4. Zlewnia przepustu drogowego: 1 – potok, 2 – trasa drogi, 3 – przepust drogowy o zlewni A_1, 4 – przepust drogowy o zlewni A_2, 5 – przepust drogowy o zlewni A_3, 6 – granica zlewni

Pole powierzchni zlewni obliczamy na podstawie map warstwicowych, a określamy je w ha lub w km^2. Według niektórych autorów za zlewnie małe uważa się powierzchnie poniżej 5000 ha = 50 km^2 lub cieki nie przekraczające 2 km długości.

Powierzchnie zlewni należy wyznaczać z dużą dokładnością, ponieważ błędy znacząco wpływają na wielkość przepływu obliczeniowego, rzutując w zasadniczy sposób na wymiary projektowanych przewodów i urządzeń odwadniających.

2.2.2. PARAMETRY CHARAKTERYSTYCZNE ZLEWNI

Parametry hydrologiczne zlewni zależą od ich typu. Wynika stąd konieczność określenia charakteru dorzecza za pomocą parametrów, z których najważniejsze to:

- pole powierzchni zlewni A podawane zwykle w km^2 lub w ha,
- długość L określana dwojako: jako długość cieku głównego wraz z suchą doliną lub maksymalny wymiar zlewni w linii prostej wzdłuż doliny cieku głównego,
- szerokość przyjmowana jako szerokość maksymalna lub średnia $B = A/L$,

- wskaźnik symetryczności zlewni

$$k_s = \frac{B_p}{B_l} \tag{2.1}$$

gdzie: B_l – średnia szerokość lewej części zlewni,
B_p – średnia szerokość prawej części zlewni,

- wskaźnik zwartości zlewni

$$K_c = \frac{U}{2\sqrt{\pi A}} = 0{,}28\frac{U}{\sqrt{A}} \tag{2.2}$$

gdzie U – obwód dorzecza,

- średni spad powierzchniowy zlewni, czyli stoczystość [20], określony wyrażeniem

$$I = \frac{h_{\max} - h_{\min}}{\sqrt{A}} \text{ [‰]} \tag{2.3}$$

gdzie: $h_{\max}$, $h_{\min}$ – ekstremalne rzędne na terenie zlewni w m n.p.m.,
A – powierzchnia zlewni w km^2.

Ukształtowanie topograficzne zlewni oraz znajdująca się na niej szata roślinna mają znaczny wpływ na kształtowanie się odpływu. Decydują bowiem o intensywności parowania oraz możliwości retencjonowania wody.

2.3. RUCH WODY W PRZYRODZIE I RÓWNANIE BILANSU WODNEGO

Pod wpływem aktywności Słońca, obrotu Ziemi i siły ciążenia woda na naszym globie przenikająca atmosferę, hydrosferę i litosferę znajduje się w ciągłym ruchu. Oceany parują, dostarczając atmosferze wilgoci, która następnie w postaci pary wodnej i chmur jest transportowana z masami powietrza nad kontynenty, gdzie ulega kondensacji w postaci opadów atmosferycznych. Wody te częściowo wracają w atmosferę dzięki parowaniu ze zwierciadła wód śródlądowych, parowaniu lądów i transpiracji roślin, a częściowo spływają powierzchniowo – w postaci potoków i rzek – z powrotem do oceanów albo przesiąkają do litosfery, wzbogacając zasoby wód gruntowych, aby następnie wejść w proces tej samej cyrkulacji. Jest to tak zwany cykl hydrologiczny krążenia wody, który składa się z fazy atmosferycznej i fazy kontynentalnej. Cykl ten określa się równaniem:

$$H_l + H_m = P_l + P_m \tag{2.4}$$

gdzie: H_l – opad na lądy,
H_m – opad na morza i oceany,

P_l – parowanie z lądów,
P_m – parowanie z mórz i oceanów.

W praktyce inżynierskiej przyjmuje się, że ilość wody krążącej w przyrodzie na całej kuli ziemskiej jest niezmienna, a źródłem wody w cyklu hydrologicznym na naszym globie jest opad. Równanie bilansu wodnego dla danego obszaru i krótkiego okresu można przedstawić w następującej formie:

$$H = W + S + \Delta R \tag{2.5}$$

gdzie: H – opad atmosferyczny,
W – odpływ powierzchniowy,
S – straty na parowanie i transpirację roślin,
ΔR – zmiana retencji.

Poszczególne składniki bilansu wodnego wyraża się w m^3 lub w mm warstwy wody jaka powstałaby, gdyby tę ilość rozłożyć równomiernie na całą powierzchnię.

Opad może występować zarówno w postaci ciekłej, jak i stałej. Systematycznymi pomiarami objęte są: deszcz, śnieg, krupa i grad. Oprócz nich wskutek kondensacji pary wodnej na powierzchni ziemi i tuż nad nią tworzą się tzw. osady: szron, sadź, rosa i gołoledź. Pomiary opadów dokonywane są za pomocą deszczomierzy zwykłych lub samopiszących.

Woda, która odpływa korytami rzek, dostaje się do nich drogą powierzchniową i podziemną. Jest to zarówno woda z opadów deszczu, jak i powstała z topnienia śniegu. W przypadku płynięcia wody bezpośrednio po powierzchni terenu mówi się o spływie powierzchniowym. Spływ powierzchniowy trwa stosunkowo krótko. W większości przypadków następuje infiltracja, w wyniku której woda dostaje się do gruntu zarówno w strefę aeracji, jak i saturacji. Następnie woda podziemna zasila źródła, cieki i odpływa przez przekrój zamykający zlewnię. Wielkość odpływu jest zmienna w poszczególnych miesiącach i może być nawet w jakimś miesiącu większa niż wysokość opadu. Często stosowaną miarą odpływu jest współczynnik odpływu φ, którego wartość równa się ilorazowi odpływu i opadu:

$$\varphi = \frac{W}{H} \tag{2.6}$$

Ze względu na bezwymiarowość jest on wygodny do porównań i uogólnień. Współczynnik odpływu jest wielkością charakterystyczną dla danego przekroju rzeki, a jego wartość maleje wraz z biegiem rzeki.

Część wody, która znalazła się na terenie rozpatrywanego obszaru bilansowego w wyniku opadu atmosferycznego nie zasila go, lecz wyparowuje. Parowanie przebiega w każdej temperaturze i dotyczy nie tylko wody w stanie ciekłym. Paruje również śnieg i lód, a proces ten nazywa się sublimacją. Wyróżnić można następujące rodzaje parowania: ze swobodnej powierzchni, z gruntu, sublimację śniegu i lodu, transpirację, tj. wydzielanie wody pobranej uprzednio przez rośliny. Intensywność parowania zależy głównie od temperatury, wilgotności powietrza i wiatru. Pomiary parowania ze

swobodnej powierzchni dokonywane są za pomocą ewaporymetrów. O ile wielkość parowania ze swobodnej powierzchni wody jest stosunkowo prosta do pomierzenia, o tyle pomiar pozostałych wielkości jest bardzo skomplikowany.

Retencja jest to czasowe zatrzymanie wody, np. w postaci śniegu, wypełnienia lokalnych oczek wodnych, podniesionego poziomu wód gruntowych itp. Ze względu na przyczynę i miejsce występowania można wyróżnić następujące rodzaje retencji: śniegową, lodowcową, powierzchniową, zbiornikową (jeziorową), koryt rzecznych i terenów zalewowych, gruntową. Retencjonowana woda po krótszym lub dłuższym okresie spływa do rzeki, powodując zwiększenie przepływu. Niektóre rodzaje retencji przyczyniają się jednakże do nadmiernego jego zwiększania. Mówi się, że jest to retencja niekorzystna, a zalicza się do niej retencję śniegową i lodowcową. Zmagazynowana przez wiele tygodni lub miesięcy woda w postaci stałej ulega nagle topnieniu, spływa i powoduje bardzo często powódź roztopową. Retencja śniegowa może wystąpić na otwartej przestrzeni (pola, łąki) i w lesie. Las jest oczywiście miejscem bardziej korzystnym, szczególnie las iglasty, gdyż drzewa tego gatunku zacieniają podłoże, a tym samym proces topnienia śniegu jest spowolniony. Najbardziej korzystna jest retencja gruntowa, bowiem woda zmagazynowana zasila rzeki dopiero po pewnym czasie od momentu wystąpienia opadu. Następuje więc przesunięcie czasowe między przyczyną i skutkiem, dzięki czemu nawet w okresie bezdeszczowym płynie woda w rzekach. Korzystna jest też retencja jeziorowa, a szczególnie zbiornikowa, którą można sterować. Na terenach większych aglomeracji retencja jest niewielka, ponieważ tereny te pozbawione są rozległych obszarów zielonych, a wyasfaltowane ulice i place powodują szybki spływ wody, zanim jej część zdąży wyparować. Woda odpływa siecią kanalizacyjną do odbiorników (rzeki i potoki) bez możliwości jej retencjonowania.

Bilans wodny sporządza się dla różnych okresów: półrocza, roku lub okresu wielolecia. Roczny bilans wodny odnosi się zwykle do roku hydrologicznego, który rozpoczyna się 1 listopada, a kończy 31 października. Na początku i końcu tak przyjętego roku nie obserwuje się zalegających opadów śniegu, jak również podniesionego poziomu wody gruntowej i w rzekach. W ten sposób ilość retencjonowanej wody ulega zmianie w okresie roku hydrologicznego, zaś różnica retencji na jego początku i końcu jest niewielka. Sporządzając bilans dla długiego okresu czasowego, np. kilkudziesięciu lat, można w równaniu bilansu pominąć wpływ retencji, a ogólny bilans obiegu wody w przyrodzie przedstawić w postaci prostego równania:

$$\overline{H} = \overline{W} + \overline{S} \tag{2.7}$$

z którego wynika, że w wieloletnim cyklu bilansowym opad $\overline{H}$ jest równy sumie odpływu $\overline{W}$ i strat bilansowych $\overline{S}$.

Dla terenu Polski składniki bilansu normalnego z wielolecia obliczone przez IMGW na podstawie obserwacji z okresu 1951–1980 kształtują się następująco: H = 621 mm, W = 175 mm, S = 446 mm.

Straty, które powstają podczas zalegania wody na obszarze zlewni w wyniku różnic między opadem a odpływem są spowodowane:

- parowaniem fizycznym z powierzchni zlewni,
- transpiracją, tj. parowaniem fizjologicznym roślin uzupełniających niedobór wilgoci wodą z gruntu,
- przemianami chemicznymi polegającymi na wiązaniu drobin wody przez różne materie w nowe związki chemiczne,
- podziemnymi przepływami wody przez działy wodne do innych zlewni bez możliwości jakiejkolwiek kontroli.

2.4. GŁÓWNE SKŁADNIKI RÓWNANIA BILANSU WODNEGO

Wielkości fizyczne, takie jak: opad atmosferyczny, temperatura, wilgotność, stany wód w rzekach i natężenie przepływu, wchodzące bezpośrednio do równania bilansu wodnego lub mające bezpośredni wpływ na wartość jego składników, mierzone są przez służby Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej w posterunkach hydrologiczno-meteorologicznych rozmieszczonych dość gęsto na terenie całego kraju. Wyniki obserwacji publikowane są w wydawnictwach tego instytutu lub można je otrzymać w jego oddziałach terenowych.

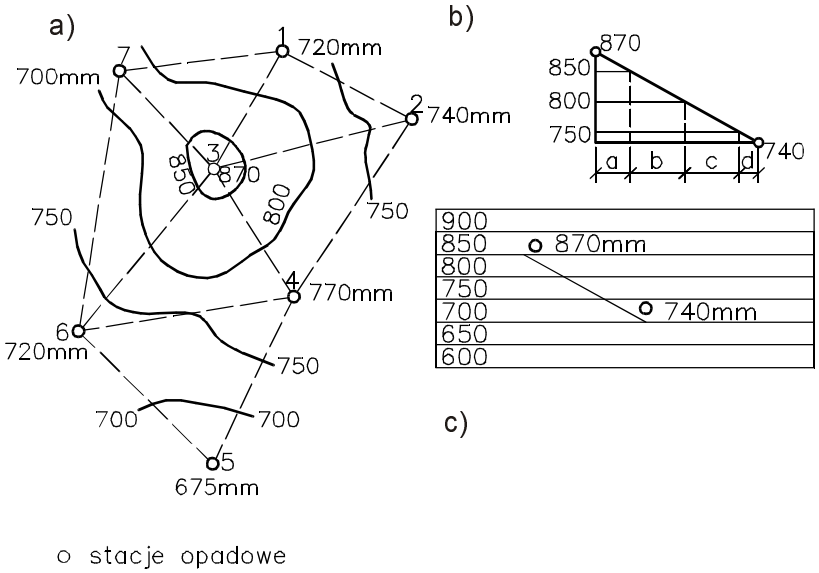
W praktyce hydrologicznej za miarodajny do obliczeń czasu, dla którego sporządza się bilans wodny jest ciąg obserwacji z minimum 25–40 lat.

2.4.1. OPAD ATMOSFERYCZNY

Wielkość opadu określa się wysokością równą grubości warstwy wody, podawaną zazwyczaj w mm, która spadła na powierzchnię poziomą. Wysokość opadu może być punktowa (H), tj. pomierzona w miejscu ustawienia przyrządu pomiarowego, lub obszarowa (H_n) – pojmowana zwykle jako wysokość przeciętna na powierzchni określonego obszaru. Pomiary opadów są dokonywane za pomocą deszczomierzy zwykłych lub samopiszących codziennie o godzinie 7^{oo} rano, a w przypadku intensywnych opadów nawet kilka razy na dobę. W Polsce zainstalowanych jest około 3000 stacji opadowych. Wyniki obserwacji z tych stacji przesyłane są do IMGW i następnie – po weryfikacji i obliczeniach – publikowane w rocznikach „Opady Atmosferyczne”. Dla każdej stacji podawane są następujące wielkości: sumy miesięczne opadów, suma roczna, maksymalne wartości dobowe. Rozkład opadów w ciągu roku nie jest równomierny i może podlegać znacznym wahaniom w kolejnych latach. W warunkach polskich najwięcej opadów przypada na miesiące letnie, zwłaszcza lipiec i sierpień. Kolejne roczne sumy opadów dla danej stacji wahają się wokół wartości średniej, nazywanej opadem normalnym. Wysokość opadu normalnego oblicza się jako średnią z sum rocznych opadów z okresu co najmniej 30 lat. Przyjęcie krótszego okresu powoduje, że obliczona wartość jest obarczona zbyt dużym błędem.

W wielu zagadnieniach inżynierskich zachodzi potrzeba określenia wysokości opadu średniego dla całej zlewni, zwanego często wskaźnikiem opadu normalnego. Do wyznaczania wskaźnika opadu normalnego dla zlewni powszechnie stosowane są następujące dwie metody: metoda izohiet i metoda wieloboków równego zadeszczenia.

Metoda izohiet. Izohieta jest to linia łącząca punkty o jednakowej wysokości opadów. Izohiety uzyskujemy w ten sposób, że na mapie rozpatrywanej zlewni nanosimy miejscowości, w których są stacje opadowe i obok nich wpisujemy znane pomierzone wartości opadów. Następnie wykreślamy linie jednakowych opadów, podobnie jak w geodezji linie warstwicowe (rys. 2.5). Poszczególne izohiety dzielą obszar zlewni na szereg pól, które planimetrujemy.

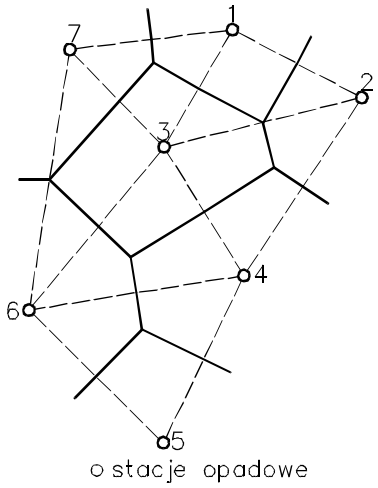


Rys. 2.5. Wyznaczanie wskaźnika opadu normalnego metodą izohiet:
a) przebieg izohiet, b) sposób rachunkowy, c) interpolacja graficzna

Zakładając, że polu zawartemu pomiędzy dwoma sąsiednimi izohietami A_i odpowiada wysokość opadu H równa średniej z tych izohiet, opad średni dla całej zlewni zwany wskaźnikiem opadu normalnego możemy obliczyć z następującego wzoru:

$$H_n = \frac{\sum_{1}^{n} \frac{1}{2}(H_i + H_{i-1})A_i}{\sum_{1}^{n} A_i} \tag{2.8}$$

Metoda wieloboków równego zadeszczenia. Na mapę dorzecza nanosi się sieć stacji opadowych wraz z wysokościami opadów. Poszczególne stacje opadowe łączy się z sąsiednimi za pomocą linii prostych i wystawia symetralne tych odcinków. Wzdłuż tych symetralnych zamykamy obszar przynależny do danej stacji (rys. 2.6). Zakładamy, że wewnątrz wieloboku utworzonego przez symetralne opad jest w każdym punkcie jednakowo wielki i równy wysokości opadu, zmierzonego na danej stacji znajdującej się wewnątrz danego wieloboku.



Rys. 2.6. Wyznaczanie wskaźnika opadu normalnego metodą wieloboków równego zadeszczenia

Średnią wysokość opadu dla danej zlewni obliczamy podobnie jak w przypadku metody izohiet, a mianowicie:

$$H_n = \frac{\sum_1^n H_i A_i}{\sum_1^n A_i} \tag{2.9}$$

2.4.2. ODPŁYW ALBO ŚREDNI ROCZNY PRZEPŁYW

Z definicji współczynnika odpływu φ, określonego wzorem (2.6), wynika następująca zależność:

$$W = \varphi H \tag{2.10}$$

Znając wskaźnik odpływu W, wyrażony w jednostkach długości, przepływ średni roczny obliczamy ze wzoru

$$Q = \frac{WA}{365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 0{,}03171 \cdot WA\,, \quad [\mathrm{m^3/s}] \tag{2.11}$$

gdzie: 0,03171 – współczynnik zamiany wskaźnika odpływu, w m, na przepływ w m^3/s,
W – wskaźnik odpływu, m,
A – powierzchnia zlewni, km^2.

Podstawiając we wzorze (2.11) wskaźnik odpływu W określony wzorem (2.10), otrzymamy:

$$Q = 0{,}03171 \cdot \varphi HA \tag{2.12}$$

Współczynnik odpływu φ możemy wyznaczyć ze wzorów empirycznych, takich jak wzór Kollisa, Kellera, Kalweita, Iszkowskiego i inne, które obecnie uważane są za wzory o wartości historycznej.

2.4.3. STRATY

Parowanie wody. Parowanie wody przebiega niezależnie od stanu skupienia (woda, lód, śnieg) bez konieczności przechodzenia ze stanu stałego w ciekły. Ogólnie rzecz biorąc, ilość parującej wody zależy od temperatury, ciśnienia, wilgotności i ruchu powietrza, a także od rodzaju powierzchni i jej pokrycia.

Parowanie z powierzchni wód jest w przybliżeniu o 50% większe od sumy opadów rocznych i wynosi 900 mm rocznie. W ciągu lata z powierzchni wód odparowuje dziennie około 5 mm warstwy wody, a w wyjątkowo upalne dni nawet do 11 mm na dobę.

Parowanie z powierzchni gruntu zależnie od oddziaływania wielu czynników atmosferycznych i wpływów, podobnych jak przy wsiąkaniu wody, uzależnione jest także od rodzaju samego gruntu i stanu jego powierzchni. Okazuje się, że najwięcej wody odparowuje z gruntów torfowych, potem z kolei z gruntów gliniastych, a najmniej z gruntów piaszczystych i żwirowych. Grunty spulchniane na swej powierzchni tracą mniej wody dzięki przerwaniu podciągu kapilarnego.

Parowanie z łąk, na skutek transpiracji roślin, przewyższa ilościowo parowanie z gruntów ornych. Na podstawie badań stwierdzono, że:

- parowanie z łąk jest prawie dwukrotnie większe od parowania z gleby nieporośniętej,
- łąki na gruntach lessowych parują silniej niż na gruntach torfiastych,
- parowanie z łąk przy płytszym zaleganiu wód gruntowych jest większe niż przy głębszym,
- największe parowanie przypada na lipiec.

Parowanie lasów w porównaniu z terenami o innym rodzaju pokrycia jest największe i obrazuje to porównanie wyników badań prowadzonych na gruntach piaszczystych.

Roczna utrata wody na skutek odparowania i transpiracji wynosi:

grunt bez roślinności	178 mm,
darń łąkowa (woda gruntowa głęboka)	366 mm,

darń gruntowa (woda gruntowa płytka) 706 mm,
zagajnik sosnowy 450 mm.

Wśród gatunków drzew największe odparowanie wody z gruntu powoduje: olcha, jesion, topola, modrzew, świerk i wierzba, najmniejsze – sosna, akacja, brzoza, osika, pośrednie zaś – buk, jodła i pozostałe gatunki.

Przytoczone dane wskazują, jak wielkie znaczenie dla osuszenia torfowiska ma zazielenienie powierzchni skarp, a także dobór odpowiednich gatunków drzew.

Wsiąkanie wody. Wsiąkanie wody w gruncie, która pod różnymi postaciami może w nim występować, jest następstwem przede wszystkim wsiąkania pewnej części opadów. Ilość wody wsiąkającej w grunt zależy od takich czynników, jak: topografia terenu, rodzaj gruntu i jego przepuszczalność, temperatura, niedosyt wilgotności gruntu i powietrza, szata roślinna, głębokość poziomu wód gruntowych. Szczególną rolę odgrywają tu lasy, które sprzyjają równomiernemu zaleganiu opadów śnieżnych i przedłużeniu czasu ich topnienia, opóźniają odpływ, a w okresie zahamowanej wegetacji powodują znaczniejsze nasiąkanie gruntów wodą i zasilanie podziemnych zbiorników. Ogólnie rzecz biorąc, duży wpływ na ilość wsiąkającej wody wywiera natężenie opadów i stan nasycenia gruntu poprzednimi opadami. Wody pochłonięte przez grunt przedostają się do warstw przepuszczalnych i tworzą zbiorniki wód gruntowych w postaci warstw wodonośnych i potoków podziemnych, które – wyklinowując się na powierzchni terenu – dają początek licznym źródliskom.

2.5. WSPÓŁCZYNNIK ODPŁYWU I SPŁYWU POWIERZCHNIOWEGO

Współczynnik odpływu określony wzorem (2.6) reprezentuje wszystkie uogólnione cechy zlewni. Uwzględnia on zasilanie cieków zarówno wodami spływającymi po terenie, jak i wodami zawartymi w gruncie. W tabeli 2.1 podano współczynniki odpływu ustalone na podstawie wieloletnich obserwacji przez Iszkowskiego [10], natomiast w tabeli 2.2 dla rzek polskich podane przez Byczkowskiego [3].

W obliczeniach sieci kanalizacji deszczowej natężenie przepływu potrzebne do jej zwymiarowania ustala się na podstawie współczynnika spływu powierzchniowego ψ, który przyjmuje się w zależności od sposobu urządzenia powierzchni zlewni lub gęstości zabudowy. Współczynnik spływu powierzchniowego w odróżnieniu od współczynnika odpływu uwzględnia jedynie spływ po powierzchni terenu, pomija natomiast zasilanie wodami wsiąkającymi do gruntu. Wartości tego współczynnika podano w tabeli 2.3.

Bardzo często w przypadku obliczeń hydrologicznych odwodnienia powierzchniowego zadanego terenu mamy do czynienia z różnorodnym rodzajem jego pokrycia i rodzajem zabudowy. Mając szczegółowe dane dotyczące powierzchni o różnych współczynnikach spływu, możemy wyznaczyć ogólny współczynnik zastępczy dla całej zlewni na podstawie wzoru

$$\psi = \frac{\psi_1 A_1 + \psi_2 A_2 + \ldots + \psi_n A_n}{A_1 + A_2 + \ldots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \psi_i A_i}{\sum_{i=1}^{i=n} A_i} \tag{2.13}$$

Iloczyny $\psi_i A_i$ nazywa się zlewniami zredukowanymi. Ogólny zastępczy współczynnik spływu powierzchniowego jest zatem wyrażony przez stosunek sumy zlewni zredukowanych do zlewni całkowitej.

Tabela 2.1. Współczynniki odpływu φ według Iszkowskiego [10]

Topograficzne określenie terenu	φ
Bagna i niziny	0,20
Płaszczyzny i płaskowzgórza	0,25
Płaszczyzny w połączeniu z pagórkami	0,30
Pagórki o łagodnych stokach	0,35
Strome pagórki i przedgórza	0,40
Wzgórza i wyskoki górskie (Ardeny, Eifel, Westerwald, Odenwald)	0,45
Wzgórza wyższe (np. wzgórza jak Harz, Las Turyński, Las Frankoński, Las Czeski, Las Wiedeński)	0,50
Góry (jak Beskidy, Sudety, Wogezy, Czarny Las itp.)	0,55
Wysokie góry, jak np. Tatry (opad do 1000 mm)	0,60
Wyższe góry (opad powyżej 1000 mm)	0,65
Najwyższe góry, jak np. Alpy	0,70

2.6. NATĘŻENIE DESZCZU NAWALNEGO I CZAS JEGO TRWANIA

Podawane w rocznikach meteorologicznych dla poszczególnych stacji maksima dobowe są związane z opadem ulewnym. Sama wysokość takiego opadu nie jest wystarczająca do opisu zjawiska i porównania z deszczem, który wystąpił w innej miejscowości lub w innym okresie.

Tabela 2.2. Współczynniki φ dla rzek polskich według Byczkowskiego [3]

Rzeki	φ	Bliższe określenie
1	2	3
Wisła		
Wisła	0,40	W górnym biegu
	0,35	W środkowym biegu
	0,30	W dolnym biegu
Prawe dopływy Wisły		
Soła, Skawa, Raba	0,45–0,55	
Dunajec z dopływami	0,60–0,70 0,45–0,50	Do ujścia Popradu Od ujścia Popradu

cd. tabeli 2.2

1	2	3
Poprad	0,45–0,55	
Wisłoka z dopływami	0,40–0,45	
San, Wisłok, Wiar	0,40–0,50	
Tanew	0,20	
Wieprz z dopływami	0,30 0,20	W górym biegu Od ujścia Tyśmienicy
Tyśmienica	0,15	
Wilga	0,15	
Świder	0,25	
Bug i dopływy	0,20–0,25	
Huczwa, Włodawka	0,15	
Krzna	0,20	
Liwiec, Wkra	0,25	
Narew	0,30	
Drwęca	0,25–0,30	
Lewe dopływy Wisły		
Prądnik	0,30	
Przemsza i dopływy	0,35	Poniżej połączenia Czarnej i Białej Przemszy
Czarna Przemsza	0,25–0,30	
Biała Przemsza	0,45	
Nida	0,35	
Pilica	0,30–0,35	
Radomka	0,25	
Bzura, Kamienna, Iłżanka	0,20	
Brda	0,40–0,45	
Wda	0,50	
Odra		
Odra	0,40	W górnym biegu
	0,30	W środkowym biegu
	0,25	W dolnym biegu
Prawe dopływy Odry		
Ruda, Bierawka, Kłodnica	0,25	
Mała Panew	0,30	
Barycz i dopływy	0,20–0,25	
Orla	0,15	
Warta i dopływy bez Narwi	0,40 0,30 0,25	W górnym biegu Od Widawki do Neru Od Neru
Widawka, Prosna	0,20	
Liswarta, Ner	0,30	
Wiercica	0,35	
Noteć i dopływy	0,10	Noteć Wschodnia
	0,15	Do Nakła
	0,20	Poniżej Nakła

cd. tabeli 2.2

1	2	3
Gwda	0,30	
Drawa	0,35	
Ina	0,30	
Sudeckie dopływy Odry		
Nysa Kłodzka, Kwisa, Bóbr, Nysa Łużycka	0,35–0,45	
Rzeki przymorza		
Wieprz, Łupawa	0,45	
Rega, Parsęta, Grabowa, Słupia	0,40	
Łyna	0,25	
Pasłęka	0,35	

Tabela 2.3. Współczynniki spływu powierzchniowego ψ zależne od rodzaju zabudowy i rodzaju powierzchni [31]

Rodzaj zabudowy lub powierzchni	ψ
Rodzaj zabudowy	
Zabudowa bardzo gęsta z podwórkami brukowanymi	0,70–0,80
Zabudowa zwarta	0,50–0,70
Zabudowa luźna	0,30–0,50
Zabudowa willowa	0,25–0,30
Tereny niezabudowane	0,10–0,25
Parki i tereny zielone	do 0,15
Rodzaj powierzchni	
Dachy (blacha, papa)	0,90–0,95
Nawierzchnie asfaltowe	0,85–0,90
Nawierzchnie kamienne, klinkierowe – szczelne	0,75–0,85
Nawierzchnie jak wyżej, lecz bez zalanych spoin	0,40–0,50
Drogi tłuczniowe	0,25–0,60
Nawierzchnie żwirowe	0,15–0,30
Powierzchnie nieumocnione i podwórza	0,10–0,20

Dla deszczów o dużej intensywności miarą charakterystyczną jest *natężenie deszczu I*. Jest to stosunek wysokości opadu do czasu jego trwania

$$I = \frac{H}{t} \quad \text{[mm/min]} \tag{2.14}$$

Natężenie określa się dla całego czasu trwania deszczu – jest to wtedy natężenie średnie, bądź dla kolejnych przedziałów czasu. Doświadczalnie stwierdzono, że natężenie opadu jest tym większe, im krócej trwał deszcz. Ogólnie, natężenie deszczu I przedstawia się za pomocą zależności funkcyjnej, określonej dla terenu Polski przez Lambora, o postaci

$$I_{\max} = \frac{a}{(t+b)^n} + c \tag{2.15}$$

gdzie: t – czas trwania deszczu, w min,
a, b, c, n – współczynniki regionalne.

Wyznaczenie tych współczynników nie jest łatwe i dlatego w praktyce inżynierskiej spotykamy wzory uproszczone, w których jeden lub dwa współczynniki są równe zeru. Dla obszaru całego kraju wzór (2.15) przyjmuje postać

$$I_{\max} = \frac{17{,}164}{(t+3{,}5)^{0{,}39}} - 1{,}44 \tag{2.16}$$

Wzór Lambora określa tylko maksymalne natężenie deszczu bez powiązania go z prawdopodobieństwem wystąpienia takiego deszczu, czyli z jego częstotliwością.

Znajomość natężenia deszczu nawalnego i czasu jego trwania potrzebna jest do określenia miarodajnych przepływów z małych zlewni, przy projektowaniu sieci kanalizacyjnych, małych mostów i przepustów, urządzeń odwadniających itp. W literaturze podanych jest wiele wzorów do obliczenia natężenia opadu zarówno o określonym, jak i nieokreślonym prawdopodobieństwie pojawiania się oraz odpowiadających im przepływów.

Czas trwania deszczu nawalnego t bywa różnie określany. Specht i Lambor [20] przyjmują czas trwania deszczu jako równy czasowi koncentracji spływu t_k, Sokołowski natomiast podaje następujący wzór:

$$t = \frac{t_k}{(t_k+1)^{0{,}2}} \tag{2.17}$$

gdzie: t – czas trwania deszczu, w h,
t_k – czas koncentracji, w h.

Dla małych zlewni poniżej 50 km^2 czas koncentracji bywa najczęściej określany następującymi wzorami:

$$t_k = \frac{L}{3{,}6v} \tag{2.18}$$

gdzie: L – najdłuższa droga spływu od wododziału do rozpatrywanego przekroju, w km,
v – prędkość spływu, w m/s,
lub

$$t_k = T\frac{L}{100} \tag{2.19}$$

gdzie: T – czas potrzebny na przebycie przez wodę odległości 100 m,
L – długość zlewni, w m.

Występującą we wzorze (2.18) prędkość spływu można określić, jak podaje Czerkaszin, w zależności od średniego spadku i stopnia zalesienia zlewni. Średni spadek zlewni określa się ze wzoru (2.3), natomiast prędkość spływu przyjmuje się z tabeli 2.4.

Tabela 2.4. Prędkości spływu powierzchniowego w m/s [10]

Zalesienie zlewni [%]	Średni spadek zlewni [%]							
	0,5	1	2	3	5	7	10	14
10	0,34	0,59	1,01	1,30	1,74	2,05	2,45	2,85
20	0,27	0,50	0,83	1,09	1,50	1,77	2,01	2,33
40	0,20	0,39	0,68	0,92	1,23	1,48	1,70	1,87
60	0,14	0,27	0,47	0,64	0,89	1,09	1,29	1,44
80	0,10	0,18	0,33	0,44	0,62	0,83	0,89	1,02
100	0,05	0,09	0,17	0,24	0,35	0,45	0,55	0,65

Dla zlewni mniejszych od 5 km^2 czas potrzebny na przebycie przez wodę drogi 100 m w zależności od ukształtowania terenu i jej charakteru można określić według Dubielira (tab. 2.5).

Tabela 2.5. Czas *T* w min. potrzebny na przebycie drogi 100 m [10]

Powierzchnia	Teren				
	równinny	lekko pochyły	pagórkowaty	górzysty	górski
	Średni spadek stoków				
	0,005	0,02	0,05	0,10	0,30
Bagnista	30–15	15–8	8–4	–	–
Zalesiona	15–10	10–6	6–3	3–2	2–1
Łąkowa i stepowa	10–6	6–3	3–2	2–1	1–0,7
Z małymi zagłębieniami	6–3	3–2	2–1,5	1–0,7	0,7–0,5
Z dużymi zagłębieniami	–	–	1,5–1	1–0,5	0,5–0,4
Skalista, równa	–	–	–	0,8–0,3	0,4–0,2

2.7. PRZEPŁYWY MIARODAJNE DO OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH OBIEKTÓW BUDOWLANYCH

2.7.1. PRAWDOPODOBIEŃSTWO WYSTĄPIENIA PRZEPŁYWU

W praktyce projektowej zachodzi konieczność przyjęcia prawdopodobieństwa przewyższenia przepływu wielkiej wody, stanowiącego podstawę do wyznaczenia przepływu miarodajnego i określenia na jego podstawie wymiarów budowli inżynierskich. Zagadnienie to wiąże się z jednej strony z bezpieczeństwem projektowanej budowli, z drugiej zaś z czynnikami ekonomicznymi. Prawdopodobieństwo wystąpienia przepływu wyznacza się ze wzoru

$$p = \frac{1}{c} 100\% \tag{2.20}$$

w którym c jest to okres powtarzalności występowania przepływu w latach. Należy przez to rozumieć, że prawdopodobieństwo, z jakim przepływ maksymalny (lub dowolna inna wielkość) osiągnie lub przewyższy wartość przepływu Q_p, który zdarza się raz na pewną ilość lat, wynosi p%. Im niższy procent prawdopodobieństwa przewyższenia przepływu maksymalnego przyjmuje się za miarodajny do obliczeń, tym większe zapewni się bezpieczeństwo projektowanej budowli. Rzecz jasna, że im niższy jest ten procent, tym droższa jest inwestycja. Z tego powodu uważa się, że wymagania dotyczące bezpieczeństwa budowli powinny być zróżnicowane w zależności od takich czynników, jak: straty mogące wyniknąć z powodu zniszczenia budowli, okres pracy budowli i środki zastępcze w razie awarii budowli.

Kryteria dla poszczególnych obiektów inżynierskich, na podstawie których określa się dla nich odpowiedni procent prawdopodobieństwa występowania przepływów maksymalnych, są bardzo niejednorodne i zależą od rodzaju obiektu. W danym państwie określają je zazwyczaj akty prawne lub normy i normatywy obowiązujące przy projektowaniu obiektów budowlanych. Aktualnie w Polsce w projektowaniu urządzeń i obiektów gospodarki wodnej, drogowych i komunalnych obiektów inżynierskich obowiązują rozporządzenia ministrów odpowiednich resortów publikowane w Dzienniku Ustaw [47, 48, 49].

Przepływ miarodajny do obliczeń obiektów inżynierskich jest to taki przepływ wielkiej wody, którego prawdopodobieństwo przewyższenia jest określone odpowiednim dla danej klasy obiektu procentem $p_{\%}$.

2.7.2. METODY OBLICZEŃ PRZEPŁYWU MIARODAJNEGO

Maksymalne przepływy prawdopodobne dla określonego przekroju cieku można wyznaczyć następującymi metodami:

- Metoda bezpośrednia, która stosowana jest wtedy, gdy dla danego przekroju posiadamy komplet danych hydrometrycznych z wielolecia (co najmniej 15 lat, pożądany jest ciąg z dłuższego okresu, tj. 40 lub więcej lat). Metoda ta może więc być zastosowana jedynie dla przekroju wodowskazowego. Jej istota polega na przyjęciu, że maksymalne przepływy układają się według określonej funkcji rozkładu prawdopodobieństwa.
- Metoda transponowania przepływu (przenoszenia) jest stosowana wówczas, gdy dane hydrometryczne są niekompletne bądź jest ich brak dla rozpatrywanego przekroju. Transponowanie polega na przeniesieniu wielkości obliczonej dla zlewni kontrolowanej (przekrój wodowskazowy) do przekroju obliczeniowego.
- Metoda pośrednia ma zastosowanie wówczas, gdy brak jest danych hydrometrycznych. Dotyczy to przede wszystkim małych zlewni niekontrolowanych.

Projekty odwodnień obiektów komunikacyjnych (autostrady, drogi i lotniska), komunalnych (kanalizacje deszczowe, odwodnienia osiedli itp.) oraz budowy obiektów inżynierskich (budynki, małe mosty i przepusty, stawy i małe zbiorniki retencyjne) dotyczą niewielkich zlewni, a nawet bardzo małych poniżej A = 1 km^2. Za małą uważa się zlewnię, której powierzchnia jest mniejsza od 50 km^2. Dla tych zlewni

przepływ miarodajny oblicza się metodą pośrednią na podstawie największego opadu deszczu nawalnego o określonym czasie jego trwania i częstotliwości występowania, stosowaną powszechnie w projektowaniu sieci kanalizacji deszczowej i odwodnieniowej.

2.8. OBLICZANIE PRZEPŁYWU MIARODAJNEGO METODĄ POŚREDNIĄ

Jednym ze sposobów obliczania przepływu miarodajnego metodą pośrednią jest określenie natężenia miarodajnego deszczu nawalnego i czasu jego trwania z uwzględnieniem jego powtarzalności. Jest to możliwe dlatego, że krótkotrwały deszcz o dużej intensywności także obejmuje całą powierzchnię małej zlewni i dzięki szybkiemu spływowi powierzchniowemu wielkie wody miarodajne w odbiorniku (przewód kanalizacji deszczowej, rów odwadniający szlak komunikacyjny lub teren chroniony) są bezpośrednim ich skutkiem. Wówczas do obliczania miarodajnego natężenia przepływu z zadanej zlewni stosowane są wzory o postaci ogólnej:

$$Q = q_{t,c} A \psi \quad [\mathrm{dm^3/s}] \tag{2.21}$$

lub

$$Q = 0{,}278\, i_p \varphi A \quad [\mathrm{m^3/s}] \tag{2.22}$$

gdzie: $q_{t,c}$ – natężenie deszczu obliczeniowego o określonym czasie trwania t i częstotliwości c,
c – częstotliwość występowania deszczu nawalnego (powtarzalność w latach),
t – czas trwania deszczu miarodajnego, min,
A – powierzchnia zlewni, ha,
ψ – współczynnik spływu powierzchniowego, dobrany z tabeli 2.3 i obliczany wzorem (2.13),
φ – współczynnik odpływu powierzchniowego dobierany z tabeli 2.1 lub 2.2,
i_p – natężenie deszczu nawalnego, mm/h, jest to maksymalne średnie natężenie dla danego czasu trwania deszczu o prawdopodobieństwie pojawienia się p%, obliczane ze wzoru (2.27) lub dobierane z tabeli 2.9,
0,278 – współczynnik przeliczenia opadu i_p = 1 mm/h · km^2 na m^3/s · km^2.

Spośród licznych wzorów podawanych w literaturze fachowej, w projektowaniu kanalizacji deszczowej i innych systemów odwadniających obejmujących swym zasięgiem z reguły zlewnie bardzo małe (A < 0,5 km^2) natężenie deszczu obliczeniowego o czasie trwania t i częstotliwości c powszechnie stosowane są, sprawdzone w warunkach polskich, następujące wzory:

wzór Błaszczyka

$$q_{t,c} = \frac{6{,}63\sqrt{H_n^2 c}}{t^{0,67}} \quad [\mathrm{dm^3/s \cdot ha}] \tag{2.23}$$

wzór Reinholda

$$q_{t,c} = q_{15,1} \frac{38}{t+9} \left(\sqrt[4]{c} - 0{,}369 \right) \quad [\mathrm{dm^3/s \cdot ha}] \tag{2.24}$$

Po wprowadzeniu do wzoru (2.24) oznaczenia

$$\psi_{t,c} = \frac{q_{t,c}}{q_{15,1}} = \frac{38}{t+9} \left(\sqrt[4]{c} - 0{,}369 \right) \tag{2.25}$$

otrzymamy wzór określający natężenie deszczu obliczeniowego o czasie trwania t = 15 minut i częstotliwości c w postaci

$$q_{t,c} = q_{15,1} \psi_{t,c} \tag{2.26}$$

Wartości współczynnika $\psi_{t,c}$ wynikającego ze stosunku $q_{t,c}/q_{15,1}$ w zależności od częstotliwości c zestawiono w tabeli 2.6.

Tabela 2.6. Wartości współczynnika $\psi_{15,c}$

c	0,5	1	2	5	10	20
$\psi_{15,c}$	0,75	1,00	1,30	1,78	2,23	2,76

Dla miast położonych w Polsce północno-zachodniej, centralnej i południowo-zachodniej wartości natężenia opadu 15-minutowego przekraczanego raz w roku ($q_{15,1}$) ustalone przez Reinholda zestawiono w tabeli 2.7.

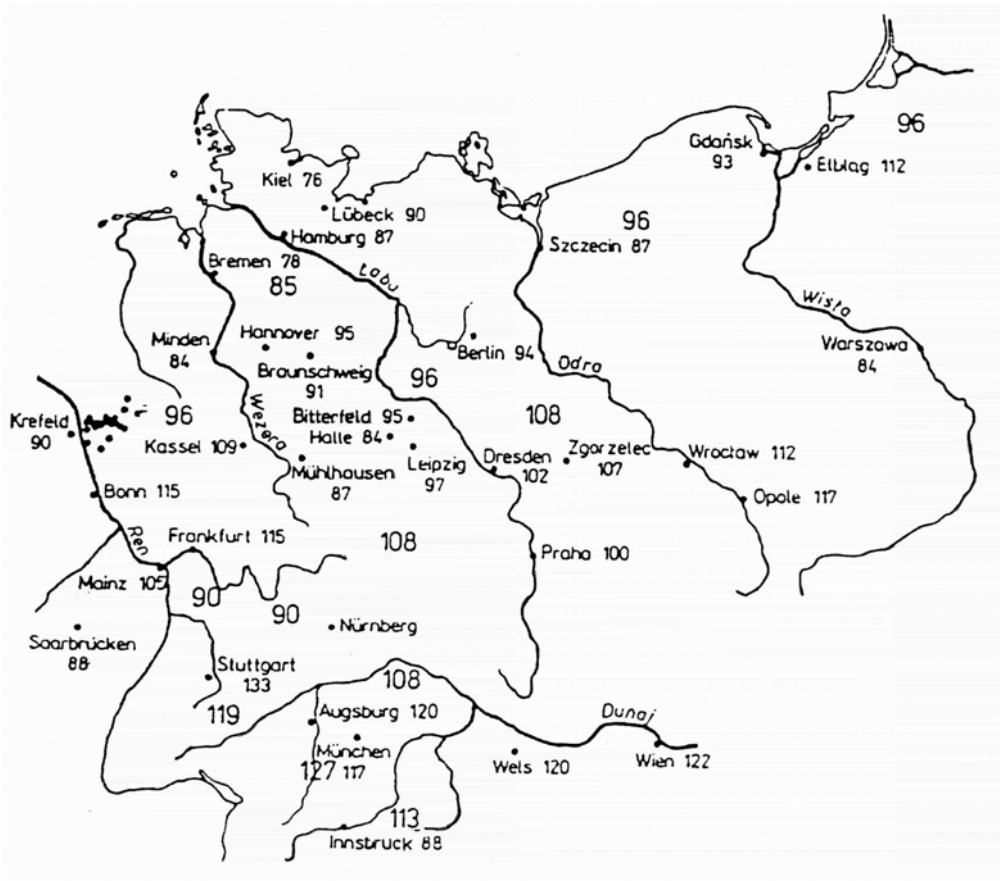
Tabela 2.7. Natężenia opadu 15-minutowego przekraczanego raz w roku dla różnych miast Polski

Miasto	$q_{15,1}$ [dm^3/s·ha]
Szczecin	87
Gdańsk	93
Elbląg	113
Warszawa	84
Zgorzelec	107
Wrocław	112
Opole	117

Natężenie opadów $q_{t,1}$ przekraczanych raz w roku (c = 1) dla różnych czasów ich trwania w różnych regionach Niemiec i Polski zestawiono w tabeli 2.8, natomiast na rys. 2.7 – natężenia deszczu ($q_{15,1}$) 15-minutowego o częstotliwości c = 1 (raz na rok) w dm^3/s·ha podane przez Reinholda. Dla innych czasów trwania deszczu miarodajnego niż podane w tabeli 2.8 można przeprowadzać interpolację liniową.

Tabela 2.8. Zestawienie natężenia opadów $q_{t,1}$ przekraczanych raz w roku (c = 1) dla różnych czasów ich trwania [dm^3/s·ha] według Reinholda

Rejon kraju	Czas trwania opadu [min]						
	5	10	15	30	60	90	150
	Natężenie opadu $q_{t,1}$ [dm^3/s·ha]						
Niemcy Północno-Zachodnie	154	110	85	53	32	23	15
Niemcy Północno-Wschodnie, Polska Północno-Zachodnia	162	121	94,5	59	34	24	15,5
Niemcy Zachodnie	162	124	96	57	32	23	15
Saksonia i Śląsk, Polska Południowo-Zachodnia	174	132,5	106	67	39,5	28,5	18,5
Niemcy Południowo-Zachodnie	212	150	119	74	43	27,5	–



Rys. 2.7. Natężenie opadów atmosferycznych przekraczanych raz w roku dla deszczu 15-minutowego [dm^3/s/ha] wg Reinholda [15, 16]

Dla zlewni 0,5 < A < 50 km^2 przepływ miarodajny przy projektowaniu małych mostów i przepustów oraz innych systemów odwadniających obiekty inżynierskie, stosowany jest wzór (2.23). Występujące w tym wzorze natężenie deszczu miarodajnego

i_p o określonym czasie jego trwania oraz prawdopodobieństwo występowania p% w warunkach polskich oprócz wielu wzorów dość powszechnie stosowany jest wzór Lambora:

$$i_p = \frac{(38 - 12\lg p)H^{0,28}}{(t+b)^n} + d \tag{2.27}$$

gdzie: $n = 0,779 - 0,164\,H$,
$b - 0,001(20,92Hp^{0,345} - 0,15p - 2,0)$,
$d = 0,001(47,3 - 0,023p)$,
t – czas trwania deszczu miarodajnego w godzinach,
H – wskaźnik opadu normalnego, m,
p – prawdopodobieństwo pojawiania się, %.

Tabela 2.9. Natężenie deszczu nawalnego i_p [mm/h] według Lambora [20]

Prawdopodobieństwo p [%]	Czas trwania deszczu nawalnego [h]							
	1/3	1/2	3/4	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
Opad normalny roczny H = 400 mm								
0,1	84,4	63,3	47,5	38,7	29,0	23,6	17,7	14,4
0,5	69,9	52,5	39,4	32,1	24,1	19,7	14,7	12,0
1,0	63,6	47,8	35,9	29,3	22,0	17,9	13,5	11,0
2,0	57,3	43,2	32,5	26,5	19,9	16,2	12,2	9,0
5,0	49,0	37,0	27,9	22,8	17,1	14,0	10,5	8,6
10,0	42,8	32,3	24,4	20,0	15,0	12,5	9,2	7,5
Opad normalny roczny H = 500 mm								
0,1	88,1	66,6	50,2	41,1	31,1	25,4	19,2	15,7
0,5	72,8	55,1	41,7	34,2	25,8	21,1	16,0	13,1
1,0	66,2	50,2	38,0	31,2	23,5	19,3	14,6	11,9
2,0	59,6	45,3	34,3	28,2	21,3	17,5	13,2	10,8
5,0	50,9	38,8	29,4	24,2	18,3	15,0	11,3	9,3
10,0	44,3	33,8	25,7	21,2	16,0	13,2	10,0	8,2
Opad normalny roczny H = 600 mm								
0,1	90,9	69,2	52,6	43,3	32,9	27,1	20,5	16,9
0,5	75,0	57,2	43,6	35,9	27,3	22,5	17,1	14,1
1,0	68,2	52,1	39,7	32,8	24,9	20,5	15,6	12,8
2,0	61,3	47,0	35,9	29,6	22,5	18,6	14,1	11,6
5,0	52,2	40,1	30,7	25,4	19,4	16,0	12,1	10,0
10,0	45,4	35,0	26,9	22,2	17,0	14,0	10,7	8,8
Opad normalny roczny H = 700 mm								
0,1	93,1	71,3	54,6	45,2	34,5	28,6	21,8	18,1
0,5	76,7	59,0	44,7	37,5	28,7	23,7	18,2	15,0
1,0	69,7	53,7	41,2	34,2	26,2	21,7	16,6	13,7
2,0	62,6	48,3	37,2	30,8	23,6	19,6	15,0	12,4
5,0	53,3	41,3	31,8	26,4	20,3	16,8	12,9	10,7
10,0	46,2	36,0	27,8	23,1	17,8	14,8	11,3	9,4

cd. tabeli 2.9

Opad normalny roczny H = 800 mm								
0,1	94,7	73,1	56,4	46,9	36,1	30,0	23,1	19,2
0,5	78,0	60,4	46,7	38,9	30,0	24,9	19,2	15,9
1,0	70,8	54,9	42,5	35,4	27,3	22,7	17,5	14,6
2,0	63,4	49,3	38,2	31,9	24,6	20,5	15,8	13,1
5,0	54,0	42,2	32,8	27,4	21,2	17,7	13,6	11,3
10,0	46,8	36,7	28,7	24,0	18,6	15,5	11,9	9,9
Opad normalny roczny H = 1000 mm								
0,1	97,0	75,9	59,4	49,8	38,9	32,6	25,5	21,3
0,5	79,4	62,7	49,1	41,3	32,3	27,1	21,2	17,7
1,0	72,3	56,9	44,7	37,6	29,4	24,7	19,3	16,2
2,0	64,8	51,2	40,3	33,9	26,6	22,3	17,5	14,7
5,0	54,9	43,6	34,4	29,1	22,8	19,2	15,0	12,6
10,0	47,5	37,9	30,0	25,4	20,0	16,8	13,2	11,1
Opad normalny roczny H = 1200 m								
0,1	98,2	78,0	61,8	52,4	41,5	35,1	27,8	23,5
0,5	80,6	64,3	51,1	43,4	34,4	29,1	23,1	19,5
1,0	73,0	58,4	46,5	39,5	31,4	26,6	21,0	17,8
2,0	65,3	52,4	41,9	35,6	28,3	24,0	19,0	16,1
5,0	55,3	44,6	35,8	30,5	24,4	20,6	16,4	13,9
10,0	47,7	38,7	31,2	26,6	21,2	18,1	14,3	12,2
Opad normalny roczny H = 1500 mm								
0,1	98,7	80,1	64,8	55,7	45,0	38,6	31,2	26,8
0,5	90,9	65,9	53,5	46,1	37,3	32,1	25,9	22,2
1,0	73,2	59,8	48,7	42,0	34,0	29,2	23,6	20,3
2,0	65,4	53,7	43,8	37,8	30,7	26,4	21,4	18,4
5,0	55,2	45,6	37,4	32,3	26,3	22,7	18,3	15,8
10,0	47,6	39,5	32,5	28,2	23,0	19,8	16,1	13,8

2.9. PRZYKŁADY OBLICZENIOWE

PRZYKŁAD 2.1

Wyznaczyć przepływ miarodajny potrzebny do zwymiarowania systemu odprowadzenia wód opadowych z ośrodka rekreacyjno-sportowego zlokalizowanego na Dolnym Śląsku w terenie lekko pagórkowatym.

Dane wyjściowe:

- powierzchnia terenu (zlewnia) A = 339,0 ha = 3,39 km^2, w tym:
  - A_1 = 112 ha – zabudowa luźna — ψ_1 = 0,40 (tab. 2.3),
  - A_2 = 175 ha – tereny zielone — ψ_2 = 0,15 (tab. 2.3),
  - A_3 = 48 ha – teren rekreacyjno-sportowy (place, boiska do gry) — ψ_3 = 0,20 (tab.2.3),
  - A_4 = 2,20 – alejki o nawierzchni żwirowej — ψ_4 = 0,15 (tab. 2.3),
  - A_5 = 0,80 ha – drogi i ulice o nawierzchni szczelnej — ψ_5 = 0,90 (tab. 2.3),
- najwyższa rzędna terenu — 354,70 m n.p.m.,
- najniższa rzędna terenu — 266,30 m n.p.m.,

- długość zlewni L = 2950 m,
- średnia szerokość zlewni B = 1150 m,
- wskaźnik opadu normalnego H_n = 654 mm

Rozwiązanie

Dla zadanej zlewni o podanej powyżej charakterystyce hydrograficznej przepływ miarodajny wyznaczymy ze wzoru Błaszczyka (2.23) i Reinholda (2.24), rozpoczynając obliczenia od ustalenia następujących parametrów:

- prawdopodobieństwo pojawiania się przepływu miarodajnego – teren usługowy bez sprawdzania podtopienia (tab. 8.3) p = 20%,
- spadek zlewni (wzór (2.3)) $I_{śr}$ = 4,8%,
- prędkość spływu – zalesienie 25% (tab.2.4) v = 1,40 m/s,
- czas potrzebny na przebycie drogi 100 m (tab. 2.5) T = 1,3 min,
- czas koncentracji:
  - według wzoru (2.18) t_k = 0,58 h,
  - według wzoru (2.19) t_k = 0.64 h,
- średni współczynnik spływu wyznaczony ze wzoru (2.13) ψ = 0,24.

Czas trwania deszczu miarodajnego wg zaleceń Lambora i Spechta przyjęto równy czasowi koncentracji, tj. t = 0,60 h = 36 min. Miarodajne natężenie deszczu nawalnego wynosi:

- według wzoru Błaszczyka (2.22)

$$q = 77{,}45\ \mathrm{dm^3/s{\cdot}ha},$$

- według wzoru Reinholda (2.23)

$$q = 100{,}82\ \mathrm{dm^3/s{\cdot}ha}.$$

Przepływ miarodajny do wymiarowania systemu odwadniającego wynosi:

- według wzoru Błaszczyka

$$Q = 6{,}30\ \mathrm{m^3/s},$$

- według wzoru Reinholda

$$Q = 8.20\ \mathrm{m^3/s}.$$

PRZYKŁAD 2.2.

Wyznaczyć przepływ miarodajny dla potoku o następującej charakterystyce hydrograficznej:

- powierzchnia zlewni A = 15,63 km^2,
- długość potoku L = 6,3 km,
- wskaźnik opadu normalnego H_n = 656 mm,
- teren podgórski lekko pagórkowaty, zalesienie 32%,
- średni spadek zlewni I = 0,76% (wzór (2.3)).

który ma przepływać przez przepust żelbetowy usytuowany w drodze klasy G,Z.

Rozwiązanie

Dla potoku o podanej powyżej charakterystyce hydrograficznej przepływ miarodajny wyznaczymy ze wzoru Lambora (2.22), (2.27), rozpoczynając obliczenia od ustalenia następujących parametrów:

- współczynnik spływu powierzchniowego $\varphi = 0{,}35$ (tab. 2.1),
- $p = 1\%$ – przepust stały (tab. 8.1),
- czas koncentracji $t_k = 3.72$ h (wzór (2.18)),
- czas trwania deszczu miarodajnego $t = 2{,}73$ h (wzór (2.17)),
- natężenie deszczu miarodajnego $i_{p\,=\,1\%} = 17{,}51$ mm/h (tab. 2.9), dla p = 1%, t = 2.73 h, $H_n = 656$ mm.

Przepływ miarodajny wyznaczony ze wzoru (2.26) wynosi

$$Q = 0{,}278 \cdot 17{,}51 \cdot 0{,}35 \cdot 15{,}63 = 26{,}63 \ \text{m}^3/\text{s}.$$

3. PODSTAWOWE WIADOMOŚCI Z HYDRAULIKI

3.1. RUCH WODY W KORYTACH OTWARTYCH

Ustalaniem praw rządzących cieczą znajdującą się w stanie spoczynku i ruchu zajmuje się nauka nazywana hydromechaniką lub hydrauliką. Hydraulika jest nauką stosowaną, która wykorzystuje osiągnięcia hydromechaniki, jednakże głównie opiera się na doświadczeniach i założeniach przybliżonych, dostarczając formuł empirycznych potrzebnych w praktyce do opisu tych zjawisk, które dotychczas na drodze teoretycznej nie zostały rozwiązane. Z podanej definicji wynika, że wzory hydrauliczne należy stosować jedynie do tych przypadków i do takich warunków, dla jakich zostały wyprowadzone. Bezkrytyczne posługiwanie się nimi i ich ekstrapolacja poza granice ważności może spowodować uzyskanie błędnych wyników. Zastosowanie właściwego wzoru do aktualnych warunków, w jakich przebiega rozpatrywane zjawisko, zwiększa pewność i dokładność wyników obliczeń.

W rozdziale tym przedstawiono tylko wybrane zagadnienia, z którymi można się spotkać przy projektowaniu urządzeń odwadniających obiekty komunikacyjne i inne obiekty inżynierskie. Podano podstawowe wzory oraz metody obliczeń przepływu wody w kanałach otwartych i kanałach zamkniętych o swobodnym zwierciadle wody w zakresie przede wszystkim ruchu jednostajnego oraz ruchu wolnozmiennego.

3.1.1. PODSTAWOWE POJĘCIA RUCHU CIECZY RZECZYWISTYCH

W praktyce inżynierskiej bardzo często ma się do czynienia z przepływem, w którym określenie głównego kierunku ruchu nie sprawia żadnych trudności. Tak jest z przepływami w kanałach otwartych i przewodach zamkniętych oraz z wypływami przez otwory i przelewy. Różnice w warunkach przepływu w kierunkach poprzecznych do kierunku głównego są dla nas mniej istotne niż zmiany w kierunku głównym. Wobec tego w wielu obliczeniach praktycznych przyjmuje się uproszczony schemat tzw. hydraulicznego przepływu jednowymiarowego. W przypadku takiego ruchu całość poruszającego się ośrodka nazywamy strumieniem. Wprowadźmy parę pojęć charakteryzujących ruch cieczy.

Torem albo trajektorią nazywamy krzywą, jaką zakreśla w przestrzeni poruszająca się cząstka cieczy. Linią prądu nazywamy linię tak poprowadzoną w wektorowym polu prędkości, że wektory prędkości są do niej styczne. Strugą cieczy nazywamy zbiór linii prądu przechodzących prostopadle przez wszystkie punkty elementu pola dA, natomiast pole dA – przekrojem poprzecznym strugi. Zbiór strug przechodzących przez pole A o skończonych wymiarach tworzy strumień cieczy. Przekrojem poprzecznym strumienia nazywamy powierzchnię poprowadzoną prostopadle do wszystkich linii prądu, z jakich składa się strumień. Natężeniem przepływu strugi lub strumienia na-

zywa się objętość cieczy przepływającej w jednostce czasu przez przekrój poprzeczny strugi lub strumienia. Ponieważ przekrój poprzeczny strugi dA jest nieskończenie mały, w związku z tym w każdym jego punkcie występuje jednakowa prędkość. W przekroju poprzecznym strumienia natomiast prędkość jest zmienna i zależy od lokalizacji cząstki cieczy. Objętościowe natężenie przepływu strugi i strumienia można opisać wyrażeniami:

struga cieczy

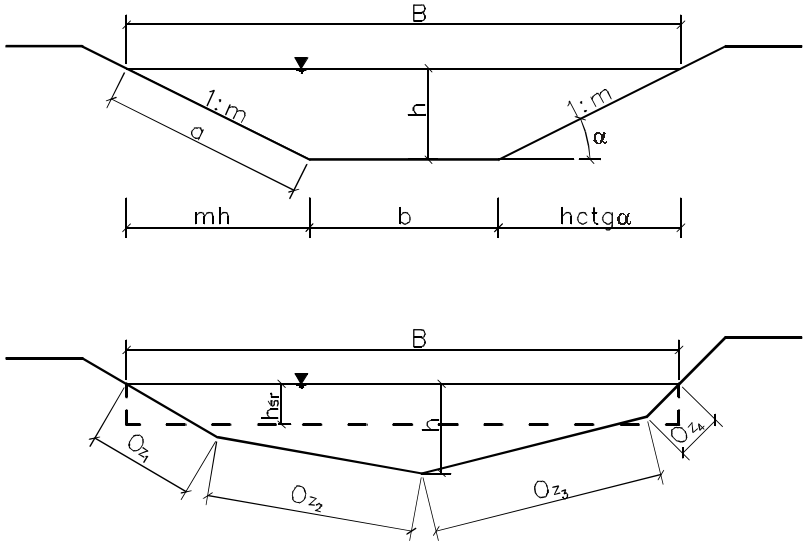
$$dQ = vdA \quad [\mathrm{m^3/s}] \tag{3.1}$$

strumień cieczy

$$Q = \int_A vdA = v_{śr}A \quad [\mathrm{m^3/s}] \tag{3.2}$$

gdzie $v_{śr}$ – średnia prędkość przepływu w przekroju poprzecznym.

Do geometrycznych parametrów przekrojów poprzecznych strumieni należą: pole przekroju poprzecznego A, długość obwodu zwilżonego O_z oraz promień hydrauliczny R_h (rys. 3.1).



Rys. 3.1. Geometryczne parametry przekroju poprzecznego: A – powierzchnia przekroju poprzecznego, B – szerokość w zwierciadle wody, b – szerokość dna, h – głębokość wody w kanale, $h_{śr} = A/B$ – średnia głębokość wody w kanale, α – kąt nachylenia skarp do poziomu, $m = \mathrm{ctg}\alpha$, 1: m – tg kąta nachylenia skarp do poziomu, $a = h\sqrt{1+m^2}$ – długość skarpy kanału o przekroju trapezowym i trójkątnym, $O_z = b + 2a$ – obwód zwilżony w kanale o przekroju trapezowym, $O_z = \Sigma\, O_{zi}$ – obwód zwilżony w kanale o przekroju nieregularnym

Promień hydrauliczny R_h jest opisany wyrażeniem

$$R_h = \frac{A}{O_z} \quad [\mathrm{m}] \tag{3.3}$$

gdzie O_z – obwód zwilżony, czyli ta część obwodu przekroju poprzecznego, która styka się bezpośrednio z cieczą, w m.

3.1.2. PODSTAWOWE RÓWNANIA RUCHU CIECZY RZECZYWISTYCH

Podstawowymi równaniami opisującymi ruch cieczy rzeczywistych w układzie jednowymiarowym są:

- Równanie Bernoulliego

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_s \tag{3.4}$$

gdzie: z_i – wysokość położenia rozpatrywanego przekroju ponad przyjętym poziomem odniesienia, w m,

$\frac{p_i}{\gamma} = \frac{p_i}{\rho g}$ – wysokość ciśnienia w rozpatrywanym przekroju poprzecznym, w m,

$\frac{\alpha_i v_i^2}{2g}$ – wysokość prędkości w rozpatrywanym przekroju poprzecznym, w m,

h_s – straty energii pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami,

α_i – współczynnik Saint-Venanta uwzględniający nierównomierny rozkład prędkości w rozpatrywanym przekroju poprzecznym, który pozwala na skorygowanie błędu, jaki popełnia się w obliczeniach energii kinetycznej strumienia za pomocą prędkości średniej,

p_i – wartość ciśnienia w rozpatrywanym przekroju poprzecznym, w Pa,

v_i – prędkość średnia w rozpatrywanym przekroju poprzecznym, w m/s,

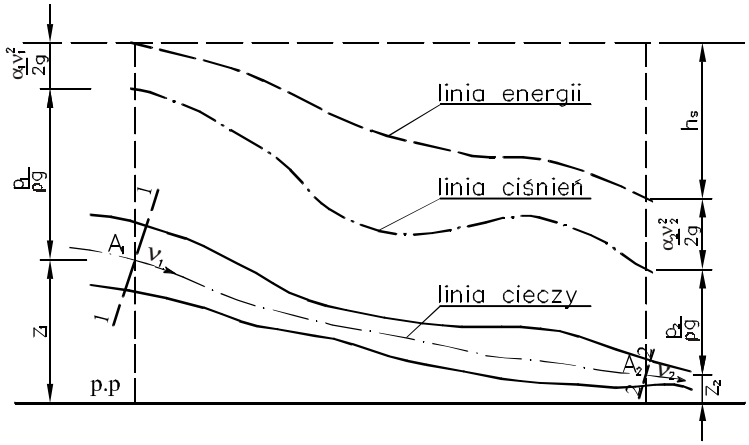
γ – ciężar objętościowy cieczy, w N/m^3,

ρ – gęstość cieczy, w kg/m^3.

Współczynnik Saint-Venanta albo inaczej Coriolisa jest określony wyrażeniem

$$\alpha = \frac{\int_A v^3 dA}{v_{\text{śr}}^3 A} \tag{3.5}$$

a jego wartość zawiera się w granicach: $1 < \alpha \leq 2$. W obliczeniach praktycznych dla rzek i kanałów można przyjmować $\alpha \approx 1{,}1–1{,}2$, natomiast w przewodach zamkniętych $\alpha \approx 1$. Interpretację graficzną równania Bernoulliego przedstawiono na rys. 3.2.



Rys.3.2. Graficzna interpretacja równania Bernoulliego

• Prawo ciągłości ruchu ustalonego dla strugi cieczy nieściśliwej

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}\right) = 0 \tag{3.6}$$

lub dla strumienia cieczy rzeczywistej nieściśliwej

$$v_1 A_1 = v_2 A_2 = v_i A_i = Q \tag{3.6.a}$$

• Prawo ruchu jednostajnego

$$\tau = \gamma R_h I_e = \rho g R_h I_e \tag{3.7}$$

gdzie: R_h – promień hydrauliczny, w m,
I_e – spadek hydrauliczny.

Spadek hydrauliczny I_e jest to spadek linii energii, czyli stosunek liniowych strat hydrauliczych h_l pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami do odległości L między przekrojami (rys. 3.2), co można opisać wyrażeniem

$$I_e = \frac{h_l}{L} \tag{3.8}$$

3.1.3. KLASYFIKACJA RUCHU CIECZY

Ograniczając się do strumienia cieczy o kierunku przepływu zgodnym z osią x, można zapisać w sposób ogólny, że prędkość średnia w pewnym przekroju poprzecznym

$$v = f(x,t) \tag{3.9}$$

gdzie: x – położenie przekroju w profilu podłużnym,
t – czas,
zaś różniczka zupełna prędkości średniej w przekroju względem czasu wynosi

$$\frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x} \tag{3.10}$$

Zależnie od wartości poszczególnych członów tego równania rozróżniamy następujące rodzaje ruchu:

- ruch ustalony równomierny, zwany inaczej ruchem jednostajnym, gdy $\frac{dv}{dt} = 0$,
- ruch ustalony nierównomierny, gdy $\frac{\partial v}{\partial t} = 0$; $\frac{\partial v}{\partial x} \neq 0$,
- ruch nieustalony, gdy $\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0$.

Ruch ustalony równomierny, zwany również ruchem jednostajnym, występuje wówczas, gdy natężenie przepływu jest stałe, dno przewodu i zwierciadło wody mają stały i jednakowy spadek na długości, a przekrój poprzeczny strumienia, jego kształt oraz prędkość i jej rozkład w przekroju poprzecznym nie ulegają zmianie ani w czasie, ani na długości przewodu. W praktyce taki ruch może wystąpić w kanałach o przekroju regularnym na całej jego długości. W korytach cieków naturalnych o nieregularnych przekrojach ten ruch nie występuje.

Ruch ustalony nierównomierny (zmienny) cechuje się zmiennością przekrojów poprzecznych strumienia, prędkości i napełnień w tych przekrojach, zmiennością spadków dna i zwierciadła wody w profilu podłużnym koryta oraz stałością natężenia przepływu w czasie. Gdy zmiana wymienionych parametrów ruchu w profilu podłużnym przebiega płynnie, a sąsiadujące ze sobą przekroje poprzeczne różnią się nieznacznie, mówimy wówczas, że jest to ruch wolnozmienny. W niektórych przypadkach ruchu wolnozmiennego, gdy kształty i wymiary następujących po sobie przekrojów poprzecznych różnią się nieznacznie, stosuje się zasady obliczania ruchu jednostajnego i uzyskuje się wyniki o zadowalającej w praktyce inżynierskiej dokładności.

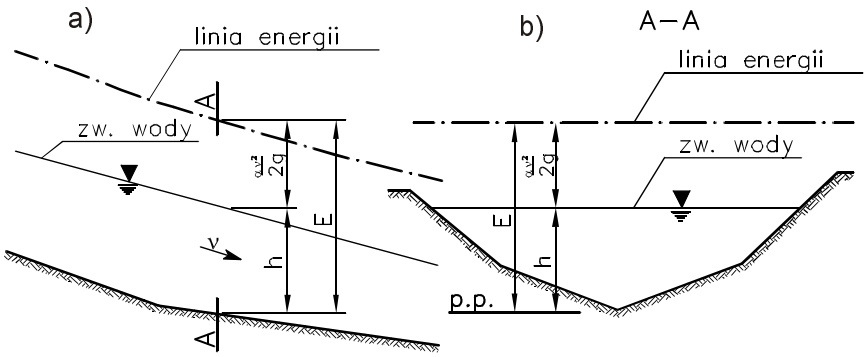
Ruch ustalony równomierny lub nierównomierny może wystąpić tylko w przypadku, gdy natężenie przepływu w dowolnym przekroju poprzecznym jest stałe i nie zmienia się w czasie. Jeżeli natężenie przepływu zmienia się od przekroju do przekroju lub w tym samym przekroju w czasie, to mamy do czynienia z ruchem nieustalonym. Przykładem ruchu nieustalonego może być ruch wody w rzece podczas przejścia fali powodziowej.

3.1.4. ENERGIA WŁAŚCIWA I GŁĘBOKOŚĆ KRYTYCZNA

Energia właściwa, zwana inaczej energią rozporządzalną, w dowolnym przekroju poprzecznym koryta otwartego jest energią przypadającą na jednostkę ciężaru płynącej cieczy, odniesioną do poziomu porównawczego przechodzącego przez najniższy punkt dna tego przekroju (rys. 3.3). Zgodnie z tą definicją, energia właściwa w dowolnym przekroju porzecznym koryta otwartego opisana jest wyrażeniem

$$E = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \tag{3.11}$$

czyli jest funkcją $E = f(h,Q)$.



Rys. 3.3. Energia właściwa dowolnego przekroju w korycie otwartym:
a) przekrój podłużny, b) przekrój poprzeczny

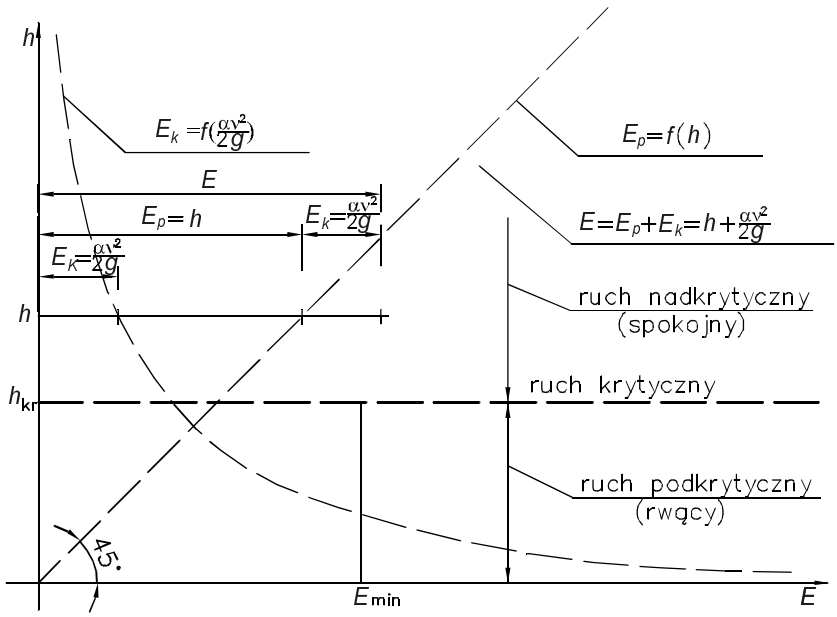
Jeśli przepływ jest stały (ruch ustalony nierównomierny), to energia właściwa w danym przekroju poprzecznym jest wówczas funkcją $E = f(h, Q = \text{const})$. Ponieważ $E > 0$, głębokość zmienia się więc w przedziale $(0,\infty)$. Z uproszczonego badania funkcji opisanej wyrażeniem (3.11) otrzymamy:

jeżeli $h \to 0$, to $A \to 0$, natomiast $E \to \infty$,
jeżeli $h \to \infty$, to $A \to 0$, natomiast $E \to \infty$,

co oznacza, że istnieje taka głębokość h, przy której energia osiąga wartość minimalną (rys. 3.4).

Głębokość h, przy której $E = \min$ otrzymuje się z warunku

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{2g} \frac{2A\frac{dA}{dh}}{A^4} = 0 \tag{3.12}$$



Rys. 3.4. Wykres funkcji $E(h)$ dla Q = const

Ponieważ zwiększenie pola przekroju poprzecznego o wartość dh wynosi $dA = B \cdot dh$, gdzie B jest szerokością kanału na powierzchni zwierciadła wody, zatem

$$B = \frac{dA}{dh} \tag{3.13}$$

natomiast warunek, przy którym energia osiąga wartość minimalną opisuje wyrażenie

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \tag{3.14}$$

Dla dowolnego kształtu przekroju poprzecznego koryta i zadanego przepływu Q = const lewa strona wyrażenia (3.14) jest pewną liczbą stałą, prawa natomiast jest funkcją głębokości.

W dalszym ciągu dyskusji nad funkcją opisaną wyrażeniem (3.11) przyjmijmy drugie założenie, a mianowicie E = const i zbadajmy zmienność przepływu Q w zależności od h, przekształcając wyrażenie (3.11) do postaci

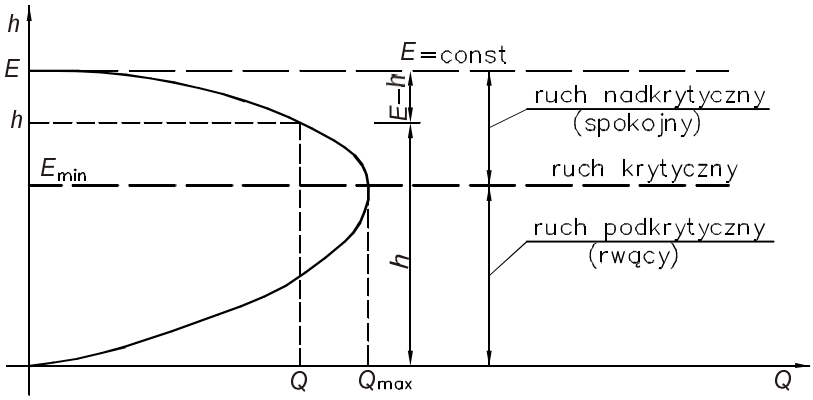
$$Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} A \sqrt{(E - h)} \tag{3.15}$$

Ponieważ $Q > 0$, głębokość zmienia się więc w granicach $(0, E)$. Po uproszczonym badaniu funkcji opisanej wyrażeniem (3.15) otrzymamy:

jeżeli $h \to 0$, to $A \to 0$, natomiast $Q \to 0$,

jeżeli $h \to E$, to $(E - h) \to 0$, natomiast $Q \to 0$,

co oznacza, że istnieje taka głębokość h, przy której przepływ osiąga wartość maksymalną (rys. 3.5).



Rys. 3.5. Wykres funkcji $Q(h)$ dla E = const

Głębokość h, przy której Q = max otrzymuje się z warunku

$$\frac{dQ}{dh} = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}}\left[\frac{dA}{dh}(E-h)^{1/2} + \left(-\frac{1}{2}\right)A\frac{1}{\sqrt{E-h}}\right] = 0 \tag{3.16}$$

stąd po uwzględnieniu, że $B = \dfrac{dA}{dh}$ oraz $E - h = \dfrac{\alpha Q^2}{2gA^2}$ otrzymamy wyrażenie

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

identyczne z wyrażeniem (3.14) i nazywane warunkiem ruchu krytycznego. Głębokość (rys. 3.4, 3.5), która spełnia wyrażenie (3.14) nazywana jest głębokością krytyczną. Wartość głębokości krytycznej zależy od natężenia przepływu i od geometrii przekroju poprzecznego koryta. Mając dane natężenie przepływu, głębokość krytyczną można wyznaczyć różnymi sposobami, a mianowicie:

- bezpośrednio z równania (3.14),
- metodą kolejnych przybliżeń, korzystając z równania (3.14),
- metodą graficzną (rys. 3.9), która polega na opracowaniu dla danego przekroju wykresu zależności A^3/B od napełnienia h. Punkt przecięcia tego wykresu z prostą pionową poprowadzoną przez punkt $\alpha Q^2/g$ wyznacza głębokość krytyczną.

W przekrojach o kształtach regularnych, niezmieniających się wraz z długością kanału, pomiędzy głębokością krytyczną h_{kr} oraz odpowiadającą jej energią właściwą E, dla zadanego kształtu przekroju poprzecznego kanału występują ścisłe związki, które zestawiono w tabeli 3.1.

Tabela 3.1. Związek między h_{kr}, a energią właściwą w zależności od kształtu kanału

Kształt kanału	Wzór h_{kr}	Energia właściwa	Głębokość h_{kr}
Przekrój prostokątny	$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}}$	$E = \frac{3}{2} h_{kr}$	$h_{kr} = \frac{2}{3} E$
Przekrój trójkątny $m = \text{tg}\,\varphi/2 = \text{ctg}\,(90 - \varphi/2)$ φ – kąt rozwarcia	$h_{kr} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{gm^2}}$	$E = \frac{5}{4} h_{kr}$	$h_{kr} = \frac{4}{5} E$
Przekrój półkolisty	$h = r = \sqrt[5]{\frac{16\alpha Q^2}{\pi^3 g}}$	$E = \frac{8+\pi}{8} h_{kr}$	$h_{kr} = \frac{8}{8+\pi} E$
Przekrój paraboliczny $y = \frac{x^2}{2p}$, $p = \frac{x^2}{2y}$	$h_{kr} = \sqrt[4]{\frac{27\alpha Q^2}{64gp}}$	$E = \frac{4}{3} h_{kr}$	$h_{kr} = \frac{3}{4} E$

Równanie (3.14) nie tylko umożliwia wyznaczenie głębokości krytycznej, ale również pozwala na określenie rodzaju ruchu. Ruch (rys. 3.4, 3.5), w którym przy stałym przepływie (Q = const) energia osiąga wartość minimalną, natomiast przy stałej energii (E = const) przepływ osiąga wartość maksymalną – nazywa się *ruchem krytycznym*. Ruch, który odbywa się przy głębokości mniejszej od głębokości krytycznej ($h < h_{kr}$) nazywa się *ruchem podkrytycznym* albo inaczej *ruchem rwącym*, natomiast ruch przy głębokości większej od głębokości krytycznej ($h > h_{kr}$) nazywa się *ruchem nadkrytycznym* albo inaczej *ruchem spokojnym*. Rodzaj ruchu można określić na podstawie liczby Froude'a, której postać otrzymamy przekształcając równanie (3.14) do postaci bezwymiarowej

$$\frac{\alpha Q^2 B}{gA^3} = 1 \tag{3.17}$$

Uwzględniając, że $Q/A = v_{śr}$ i $A/B = h_{śr}$, otrzymamy:

$$\frac{\alpha v_{śr}}{gh_{śr}} = 1 \tag{3.18}$$

Wyrażenie

$$\frac{\alpha v^2}{gh} = \text{Fr} \tag{3.19}$$

nosi nazwę liczby Froude'a. W warunkach ruchu krytycznego Fr = 1, w ruchu nadkrytycznym (spokojnym) Fr <1, natomiast w ruchu podkrytycznym (rwącym) Fr > 1.

Parametry ruchu krytycznego. Jeżeli w zadanym przekroju poprzecznym koryta otwartego występuje ruch krytyczny, to temu charakterowi ruchu odpowiadają następujące parametry hydrauliczne: głębokość krytyczna h_{kr}, prędkość krytyczna v_{kr} oraz

krytyczny spadek linii energii I_{kr}. Sposób wyznaczania głębokości krytycznej podano powyżej. Krytyczny spadek linii energii można wyznaczyć ze wzoru Chézy

$$I_e = \frac{v^2}{C^2 R_h} = \frac{\left(\frac{Q}{A}\right)^2}{C^2 \frac{A}{O_z}} = \frac{Q^2 O_z}{C^2 A^3},$$

do którego – po podstawieniu warunku ruchu krytycznego – otrzymamy wzór określający spadek krytyczny

$$I_{kr} = \frac{g O_z}{\alpha_{kr} B_{kr} C_{kr}^2} \tag{3.20}$$

Prędkość krytyczną otrzymamy z przekształcenia warunku ruchu krytycznego (3.14), dzieląc obie strony przez A^2

$$\frac{A}{B} = h_{śr} = \frac{\alpha Q^2}{g A^2}, \quad \text{czyli} \quad h_{śr} = 2\frac{\alpha v^2}{2g} = 2h_v$$

gdzie: h_v – wysokość prędkości,

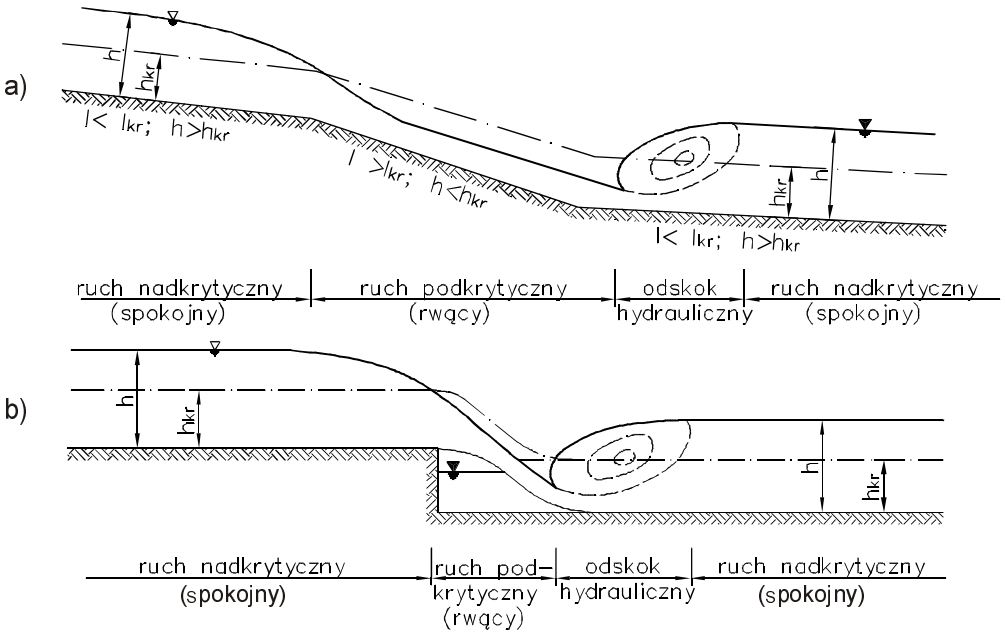
$h_{śr}$ – głębokość średnia mierzona od powierzchni zwierciadła wody,

lub

$$v_{kr} = \sqrt{\frac{g h_{śr}}{\alpha}} \approx \sqrt{g h_{śr}} \tag{3.21}$$

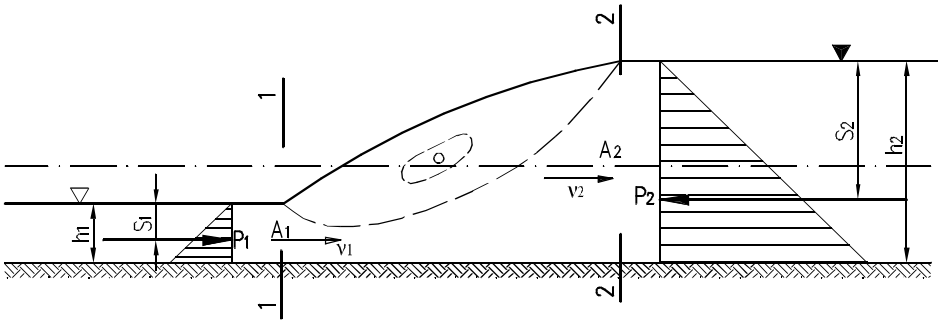
Przejście z ruchu podkrytycznego w nadkrytyczny i odwrotnie. Istotne znaczenie w projektowaniu kanałów otwartych i obiektów inżynierskich (progi korekcyjne, gwałtowna zmiana spadku podłużnego kanału itp.) ma przejście z ruchu nadkrytycznego w podkrytyczny i odwrotnie. Dla przykładu rozpatrzmy odcinek kanału otwartego (rys. 3.6), na którym występują zmienne spadki dna kanału i różne rodzaje ruchu.

Przy pierwszej zmianie spadku, gdy $I_1 < I_{kr}$, przejście z ruchu nadkrytycznego w podkrytyczny odbywa się łagodnie, prędkość wzrasta stopniowo, a głębokość płynnie maleje. Zupełnie inaczej odbywa się przejście z ruchu podkrytycznego w nadkrytyczny ($I_2 < I_3$). Na początkowym odcinku kanału o spadku mniejszym od krytycznego, na powierzchni oraz wewnątrz płynącego strumienia cieczy występuje strefa bardzo intensywnych zaburzeń, w której głębokość gwałtownie wzrasta, a na powierzchni tworzy się walec o osi poziomej, zwany odskokiem hydraulicznym lub odskokiem Bidone'a. W obszarze tym występuje bardzo niekorzystny rozkład prędkości, który wymaga zastosowania dodatkowych urządzeń do rozpraszania energii kinetycznej płynącej cieczy, których dobór i wymiarowanie opisane jest w specjalistycznej literaturze.



Rys. 3.6. Przejście z ruchu nadkrytycznego w podkrytyczny i odwrotnie: a) kanał otwarty o zmiennym spadku podłużnym, b) kanał otwarty z progiem korekcyjnym

Odskok hydrauliczny. Odskokiem hydraulicznym albo inaczej odskokiem Bidone'a nazywane jest w literaturze technicznej zjawisko nieciągłego (tzn. występującego na stosunkowo niewielkiej długości) przejścia z ruchu podkrytycznego (rwącego) w ruch nadkrytyczny (spokojny). Niestabilne i szybko zmieniające się warunki przepływu strumienia cieczy na odcinku odskoku hydraulicznego są przyczyną powstawania bardzo znacznych rozmyć dna w jego zasięgu. Z tego powodu konieczna jest znajomość parametrów odskoku hydraulicznego, a przede wszystkim jego długości, w celu wykonania odpowiednich ubezpieczeń dna.



Rys. 3.7. Schemat obliczeniowy odskoku hydraulicznego

Wykorzystując do opisu zjawiska odskoku hydraulicznego prawo ilości ruchu (zasada przyrostu pędu masy i popędu siły) napisane dla przekroju 1–1 i 2–2 (rys. 3.7), otrzymamy ogólne równanie odskoku hydraulicznego o postaci

$$\frac{\beta Q^2}{gA_1} + s_1 A_1 = \frac{\beta Q^2}{gA_2} + s_2 A_2 \tag{3.22}$$

gdzie: Q – przepływ w korycie,
A_i – powierzchnia rozpatrywanego przekroju poprzecznego,
s_i – zagłębienie środka ciężkości rozpatrywanego przekroju poprzecznego pod zwierciadłem wody,
β – współczynnik Bousinesqa uwzględniający nierównomierny rozkład pędu strug elementarnych w przekroju poprzecznym strumienia cieczy.

Równanie (3.22) napisane dla przekroju prostokątnego o szerokości b ma postać:

$$\frac{\beta Q^2}{gbh_1} + \frac{1}{2} b h_1^2 = \frac{\beta Q^2}{gbh_2} + \frac{1}{2} b h_2^2 \tag{3.23}$$

gdzie: b – szerokość koryta prostokątnego,
h_1, h_2 – głębokości sprzężone odskoku hydraulicznego.

Wykorzystując prawo ciągłości ruchu oraz przyjmując, że $\beta_1 = \beta_2 = 1$, otrzymamy wzory określające głębokości sprzężone odskoku hydraulicznego o postaci:

$$\begin{aligned} h_1 &= \frac{1}{2} h_2 \left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{kr}}{h_2}\right)^3} - 1 \right] = \frac{1}{2} h_2 \left(\sqrt{1 + 8\mathrm{Fr}_2} - 1 \right) \\ h_2 &= \frac{1}{2} h_1 \left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{kr}}{h_1}\right)^3} - 1 \right] = \frac{1}{2} h_1 \left(\sqrt{1 + \mathrm{Fr}_1} - 1 \right) \end{aligned} \tag{3.24}$$

gdzie: h_{kr} – głębokość krytyczna,
Fr_1, Fr_2 – liczba Froude'a dla rozpatrywanego przekroju.

Długość odskoku hydraulicznego można wyznaczyć z licznych wzorów empirycznych, przy czym zalecane i najczęściej stosowane są wzory:

- wzór Smetany

$$L = 6(h_2 - h_1) \tag{3.25}$$

- wzór Safraneza

$$L = 4{,}5 h_2 \tag{3.26}$$

3.1.5. PRĘDKOŚĆ ŚREDNIA PRZEPŁYWU W RUCHU JEDNOSTAJNYM

W ruchu jednostajnym prędkość wody w następujących po sobie kolejnych przekrojach poprzecznych koryta nie zmienia się, zachowując wartość stałą równą stosunkowi natężenia przepływu Q do powierzchni przekroju poprzecznego A. Można to opisać wyrażeniem

$$v = \frac{Q}{A} \quad \text{[m/s]} \tag{3.27}$$

Do obliczania prędkości wody płynącej ruchem ustalonym jednostajnym w korytach otwartych stosuje się powszechnie wzór empiryczny Chézy, który wiąże ze sobą prędkość średnią strumienia wody z oporami ruchu na powierzchni ograniczającej strumień oraz z właściwościami kształtu przekroju poprzecznego strumienia. Wzór ten ma postać

$$v = C\sqrt{R_h I_e} \quad \text{[m/s]} \tag{3.28}$$

gdzie: v – średnia prędkość przepływu, w m/s,
C – współczynnik prędkości zwany również współczynnikiem Chézy, który ogólnie zależy od właściwości powierzchni zwilżanej przez strumień oraz od promienia hydraulicznego R_h,
R_h – promień hydrauliczny, w m,
I_e – spadek hydrauliczny.

Przy pewnych nieregularnościach przekrojów poprzecznych koryt otwartych uzyskuje się nawet wystarczająco dokładne dla praktyki inżynierskiej wyniki po wprowadzeniu następujących uproszczeń:

- spadek hydrauliczny I_e jest równy spadkowi zwierciadła wody I_w,
- szerokość koryta B, na powierzchni swobodnej zwierciadła wody, jest wystarczająco duża w stosunku do głębokości średniej $h_{śr}$ i wówczas zamiast promienia hydraulicznego R_h można podstawić wartość średniej głębokości, opisanej wyrażeniem

$$h_{śr} = \frac{A}{B}.$$

Zastępując we wzorze Chézy R_h przez $h_{śr}$, otrzymujemy większe wartości prędkości przepływu, ponieważ $h_{śr} > R_h$. O tym, jaki błąd popełnia się wskutek zastąpienia R_h przez $h_{śr}$ decyduje wartość

$$z = \frac{h_{śr}}{R} > 1,$$

która z kolei zależy od stosunku $B/h_{śr}$. Dla koryt o różnych kształtach przekroju poprzecznego zagadnienie to badał J. Dołęga [10]. Wyniki tych badań zestawiono w tabeli 3.2.

Tabela 3.2. Zestawienie wartości $z = h_{śr}/R$ w zależności od stosunku $B/h_{śr}$

Rodzaj przekroju	z dla wartości ilorazu $B/h_{śr}$					
	5	10	15	20	30	40
Prostokątny	1,400	1,200	1,133	1,100	1,067	1,050
Trójkątny	1,281	1,077	1,035	1,020	1,009	1,005
Trapezowy o nachyleniu skarp 1:1	1,229	1,093	1,060	1,044	1,029	1,021
Kołowy przy $h < r$	1,201	1,057	1,026	1,015	1,007	1,004
Paraboliczny	1,204	1,057	1,026	1,015	1,004	1,004

Jeśli $z = h_{śr}/R = 1{,}10$, to prędkości średnie (niezależnie od stosowanego wzoru) obliczone na podstawie $h_{śr}$ są około 7% większe od prędkości obliczonych na podstawie R_h. Wartość $z = 1{,}10$ występuje w przekroju prostokątnym gdy $B = 20\ h_{śr}$, natomiast w pozostałych kształtach przekrojów przy $B < 10\ h_{śr}$. Ponieważ błąd obliczenia prędkości średniej wzorami empirycznymi ocenia się na ±10%, przyjęto zastępować R_h przez $h_{śr}$, jeżeli $B > 10 h_{śr}$.

Do obliczania współczynnika prędkości C do wzoru Chézy opracowane zostały liczne wzory empiryczne, umożliwiające jego wyznaczenie. W dalszym ciągu podane zostaną tylko niektóre wzory, najczęściej podawane w podręcznikach hydrauliki, stosowane w praktyce inżynierskiej do dnia dzisiejszego, a mianowicie:

- wzór Manninga

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \tag{3.29}$$

Podstawiając współczynnik C według Manninga do wzoru Chézy, otrzymamy wzór określającą prędkość średnią, nazywany powszechnie wzorem Manninga:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I_e^{1/2} \tag{3.30}$$

- wzór Agroskina

$$C = \frac{1}{n} + 17{,}72 \lg R_h \tag{3.31}$$

- wzór Bazina

$$C = \frac{87\sqrt{R_h}}{\gamma + \sqrt{R_h}} \tag{3.32}$$

gdzie: n – współczynnik szorstkości zależny od rodzaju materiału koryta, dobierany z tabeli opisowej (tab. 3.3),

γ – współczynnik szorstkości zależny od rodzaju materiału, dobierany z tabeli opisowej (tab. 3.4).

Tabela 3.3. Współczynnik szorstkości *n* dla koryt otwartych według Ven Te Chowa

Typ kanału i jego opis	Minimalny	Średni	Maksymalny
Kanały otwarte ubezpieczone			
Asfalt gładki	0,013	0,013	–
Asfalt szorstki	0,016	0,016	–
Beton z powierzchnią wygładzoną kielnią	0,011	0,013	0,015
Beton z powierzchnią wygładzoną	0,013	0,015	0,016
Beton o powierzchni niewygładzonej	0,014	0,017	0,020
Beton – torkret dobrze ułożony	0,016	0,019	0,023
Cegła na zaprawie cementowej	0,012	0,015	0,018
Mur kamienny – ciosany kamień	0,013	0,015	0,017
Mur kamienny – kamień łamany na zaprawie cementowej	0,017	0,025	0,030
Mur z kamienia łamanego bez zaprawy	0,023	0,032	0,035
Kanały ziemne nieubezpieczone			
Kanał ziemny prosty o stałym przekroju:			
– czysty bezpośrednio po wykonaniu	0,016	0,018	0,020
– czysty, zwietrzały	0,018	0,022	0,025
– czysty, łożysko kanału żwirowe	0,022	0,025	0,030
– w kanale niewielka roślinność	0,022	0,027	0,035
Kanał ziemny kręty o zmiennym przekroju:			
– bez roślinności	0,023	0,025	0,030
– zarosły trawą	0,025	0,030	0,033
– z gęstą trawą i wodorostami	0,030	0,035	0,040
– zaniedbane z czystym dnem i zaroślami przy brzegach	0,040	0,050	0,080

Tabela 3.4. Współczynnik szorstkości γ do wzoru Bazina

Rodzaj ścian przewodu	γ
Drewno heblowane lub wyprawa cementowa	0,06
Drewno nieheblowane, mur z ciosów	0,16
Mur z kamienia łamanego	0,46
Kanał ziemny ze skarpami brukowanymi	0,85
Kanał ziemny starannie wykonany, regularne rzeki	1,30
Koryta rzeczne z rumowiskiem	1,75

3.1.6. WYMIAROWANIE KORYT OTWARTYCH Z DNEM NIEROZMYWALNYM

Dobór ogólnych parametrów technicznych koryta. Wymiarowanie koryta otwartego pod względem hydraulicznym przy zadanych warunkach technicznych polega na doborze takiego przekroju poprzecznego i spadku dna, który zapewni przepuszczenie przepływu obliczeniowego przy prędkościach dopuszczalnych dla danego

typu umocnienia dna i skarp kanału. Przepływ wody w korycie kanału określony na podstawie wzoru Chèzy przedstawia wyrażenie

$$Q = Av \tag{3.33}$$

gdzie: Q – miarodajny przepływ obliczeniowy,
v – średnia prędkość przepływu.

Potrzebną powierzchnię przekroju poprzecznego koryta dla przyjętej dopuszczalnej prędkości wyznacza się ze wzoru (3.34)

$$A = \frac{Q}{v_d} \tag{3.34}$$

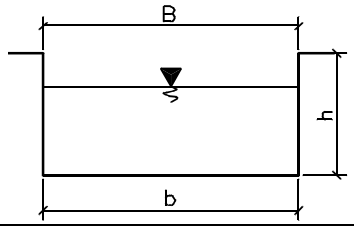
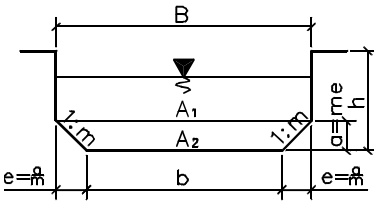
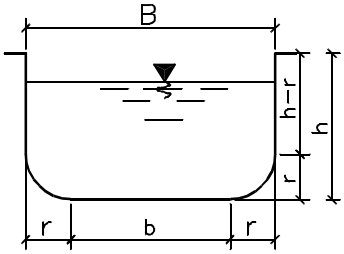
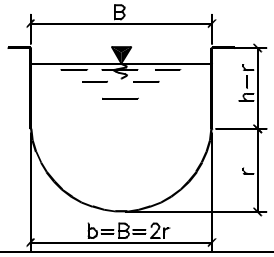
Mając potrzebną powierzchnię przekroju poprzecznego koryta, można wyznaczyć – korzystając np. ze wzoru Manninga – spadek dna kanału, który w tym przypadku (ruch jednostajny ustalony) jest równy spadkowi hydraulicznemu, czyli

$$I_d = I_e = \frac{v_d^2 n^2}{R_h^{\frac{4}{3}}} \tag{3.35}$$

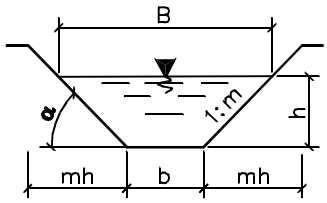
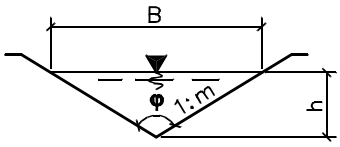
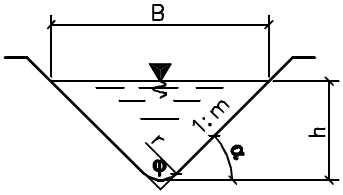
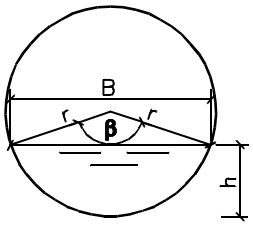
Natężenie przepływu wody w kanale, opisane zależnością (3.33), zależy od głębokości wody w kanale i odpowiadającej mu powierzchni przekroju poprzecznego oraz prędkości przepływu. Związek pomiędzy natężeniem przepływu Q i głębokością h wody w kanale nosi nazwę krzywej konsumcyjnej albo przepustowości $Q(h)$. Głębokość wody w kanale odpowiadająca warunkom ruchu jednostajnego nosi nazwę głębokości normalnej h_n.

Geometryczne kształty kanału otwartego i jego parametry. Geometryczny kształt przekroju poprzecznego kanału otwartego dobieramy w zależności od ukształtowania terenu i rodzaju gruntu lub rodzaju ubezpieczenia dna i skarp kanału. W kanałach ziemnych nieubezpieczonych i ubezpieczonych stosowane są przekroje trapezowe lub trójkątne o nachyleniu skarp dostosowanym do rodzaju materiału podłoża gruntowego i dopuszczalnej dla niego prędkości przepływu, natomiast w kanałach ziemnych ubezpieczonych – do rodzaju ubezpieczenia i dopuszczalnej prędkości przepływu. Kanały o innych kształtach, jak: prostokątne, kołowe, paraboliczne i półeliptyczne, wykonywane są na ogół z elementów prefabrykowanych betonowych lub z tworzyw sztucznych. Najczęściej stosowane kształty przekroju poprzecznego kanału oraz jego geometryczne parametry hydrauliczne podane przez Dąbkowskiego [8] przedstawiono w tabeli 3.5.

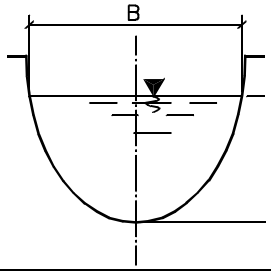
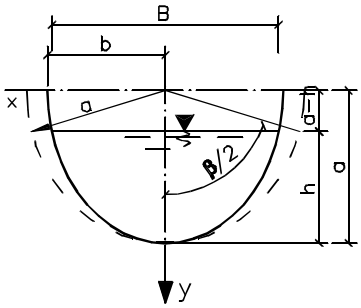
Tabela 3.5. Hydrauliczne parametry geometryczne kanałów otwartych, według Dąbkowskiego [8]

Kształt przekroju poprzecznego kanału otwartego	Parametry geometryczne przekroju poprzecznego kanału	Uwagi
1	2	3
Przekrój prostokątny 	$A = bh$ $B = b$ $O_z = b + 2h$ $R_h = \frac{bh}{b+2h}$ $h_s = \frac{1}{2}h$	
Przekrój prostokątny ze skosami przy dnie 	$A = h\left(b + \frac{2a}{m}\right) + ma\left(a - \frac{2a}{m^2}\right)$ $B = b + 2\frac{a}{m}$ $O_z = b + 2\left[a\left(\sqrt{1+m^2} - 1\right) + h\right]$ $R_h = \frac{A}{O_z}$ $h_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i h_{si}}{A}$	h_s obliczamy ze stosunku sumy momentów statycznych powierzchni cząstkowych względem zwierciadła wody do powierzchni całkowitej
Przekrój prostokątny z zaokrąglonymi krawędziami przy dnie 	$A = (b + 2r)h + \left(\frac{\pi}{2-2}\right)r^2$ $B = b + 2r$ $O_z = (\pi - 2)r + b + 2h$ $R_h = \frac{A}{O_z}$ $h_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i h_{si}}{A}$	h_s obliczamy ze stosunku sumy momentów statycznych powierzchni cząstkowych względem zwierciadła wody do powierzchni całkowitej
Przekrój prostokątny z dnem półkolistym 	$A = \frac{1}{2}\pi r r^2 + 2r(h - r)$ $B = 2r$ $O_z = \pi r r + 2(h - r)$ $h_{si} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i h_{si}}{A}$	h_s obliczamy ze stosunku sumy momentów statycznych powierzchni cząstkowych względem zwierciadła wody do powierzchni całkowitej

cd. tabeli 3.5

1	2	3
Przekrój trapezowy  	$A = h(b + mh)$ $B = b + 2mh$ $O_z = b + 2h\sqrt{1+m^2}$ $R_h = \dfrac{h(b+mh)}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$ $h_s = \dfrac{3 + 2m\dfrac{h}{b}}{6\left(1 + m\dfrac{h}{b}\right)} h$	
Przekrój trójkątny  	$A = mh^2$ $B = 2mh$ $O_z = 2h\sqrt{1+m^2}$ $h_s = \dfrac{1}{3}h$	
Przekrój trójkątny z zaokrąglonym dnem  	$A = \dfrac{B}{4m} - \dfrac{r^2}{m}\left(1 - m\dfrac{\pi\alpha^o}{180}\right)$ $B = 2\left[m(h-r) + r\sqrt{1+m^2}\right]$ $O_z = \dfrac{B}{m}\sqrt{1+m^2} - \dfrac{2r}{m}\left(1 - m\dfrac{\pi\alpha^o}{180}\right)$ $R_h = \dfrac{A}{O_z}$ $h_s = \dfrac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i h_{si}}{A}$	h_s obliczamy ze stosunku sumy momentów statycznych powierzchni cząstkowych względem zwierciadła wody do powierzchni całkowitej
Przekrój kołowy  	$A = \dfrac{r}{2}\left(\dfrac{\pi\beta^o}{180} - \sin\beta\right)$ $B = 2r\sin\dfrac{\beta}{2} = 2\sqrt{h(2r-h)}$ $O_z = \dfrac{\pi\beta^o}{180} r$ $R_h = \dfrac{1}{2} r \left(1 - \dfrac{\sin\beta}{\dfrac{\pi\beta^o}{180}}\right)$ $h_s = ah$	$a = f\left(\dfrac{h}{d}\right)$ dobieramy z wykresu lub z zestawienia tabelarycznego

cd. tabeli 3.5

1	2	3
Przekrój paraboliczny: $x^2 = 2py$  	$A = \frac{2}{3}Bh = \frac{4}{3}h^{\frac{3}{2}}\sqrt{2p}$ $B = 2\sqrt{2ph}$ $O_z = B\left[1 + \frac{8}{3}\left(\frac{h}{B}\right)^2\right]$ $R_h = ah$ $h_s = 0{,}4h$	$a = f\left(\frac{h}{B}\right)$ dobieramy z zestawień tabelarycznych
Przekrój półeliptyczny: $\frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{a^2} = 1$  	$A = \frac{1}{2}ab\left(\frac{\pi\beta^o}{180} - \sin\beta\right)$ $B = 2b\sqrt{\frac{h}{b}\left(2 - \frac{h}{a}\right)}$ $O_z = \frac{\pi}{4}(a+b)\mu$ $h_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i h_{si}}{A}$	$\mu = f\left(\frac{a-b}{a+b}\right)$ dobieramy z zestawienia tabelarycznego, h_s obliczamy ze stosunku sumy momentów statycznych powierzchni cząstkowych względem zwierciadła wody do powierzchni całkowitej

Oznaczenia: h – napełnienie kanału, b – szerokość kanału w dnie, B – szerokość zwierciadła wody, O_z – obwód zwilżony kanału, R_h – promień hydrauliczny, h_s – zagłębienie środka ciężkości przekroju poprzecznego kanału pod powierzchnią zwierciadła wody, r – promień koła, A – powierzchnia czynna przekroju poprzecznego kanału, α – kąt nachylenia skarp kanału do poziomu, $m = \mathrm{ctg}\alpha$, β – kąt środkowy w przekroju kołowym i eliptycznym, φ – kąt rozwarcia skarp w przekroju trójkątnym.

Nachylenia skarp i dopuszczalne prędkości przepływu. W kanałach ziemnych nieubezpieczonych i ubezpieczonych nachylenie skarpy kanału powinno być tak dobrane, aby było większe od kąta stoku naturalnego oraz aby dno i skarpy nie uległy rozmyciu podczas przepływu wody z określoną prędkością. Dla różnych warunków gruntowych oraz rodzaju ubezpieczeń podano: stosowane w praktyce inżynierskiej nachylenia skarp kanału (tab. 3.6), maksymalne dopuszczalne średnie prędkości nierozmywające w przekroju poprzecznym dla głębokości h = 1,0 m (tab. 3.7) oraz dopuszczalne prędkości w korytach umocnionych (tab. 3.8). Przy głębokościach przepływu wody w kanale różnych od h = 1,0 m prędkość dopuszczalną wyznacza się stosując współczynnik redukcyjny z zależności

$$v = av_{h=1,0} \tag{3.36}$$

lub mnoży się przez $h^{0,2}$.

Kanały o zmiennej szorstkości na obwodzie zwilżonym. Projektując kanały dla zadanych warunków wyjściowych, szczególnie kanały ubezpieczone, bardzo często mamy do czynienia z przekrojami o różnych szorstkościach na obwodzie zwilżonym kanału. Kanały takie oblicza się podobnie jak kanały o jednakowym współczynniku szorstkości, przyjmując do obliczeń tzw. zastępczy współczynnik szorstkości n_z. W tym

Tabela 3.6. Stosowane nachylenia skarp kanałów ziemnych, według Dąbkowskiego [8]

Rodzaj gruntu	Nachylenie skarp 1:m
Piaski pylaste	1:3 – 1:3,5
Piaski drobne i grube, luźne lub średnio zagęszczone	1:2 – 1:2,5
Jak wyżej, lecz dobrze zagęszczone	1:1,5 – 1:2
Piaski gliniaste	1:1,5 – 1:2
Gliny, lessy, gliny piaszczyste	1:1,25 – 1: 1,5
Torfy średnio i silnie rozłożone	1: – 1:1,5
Torfy słabo rozłożone	1:0,5 – 1:1
Żwiry i otoczaki	1:1,25 – 1: 1,5
Skała zwietrzała	1:0,25 – 1:0,5
Skała niezwietrzała	1:0,1 – 1:0,25

Tabela 3.7. Dopuszczalne prędkości średnie (nierozmywające) w przekroju dla gruntów luźnych jednorodnych i gruntów spoistych przy głębokości wody h = 1,0 m

Dopuszczalne prędkości średnie (nierozmywające) w przekroju dla gruntów luźnych jednorodnych przy głębokości wody h = 1,0 m		
Rodzaj gruntu	Średnica d [mm]	Średnia prędkość przepływu [m/s]
Pyły	0,005 – 0,05	0,15 – 0,20
Piasek drobny (miałki)	0,05 – 0,25	0,21 – 0,32
Piasek średni	0,25 – 1,0	0,32 – 0,57
Piasek gruby	1,0 – 2,50	0,57 – 0,65
Żwir drobny	2,50 – 5,0	0,65 – 0,80
Żwir średni	5,0 – 10,0	0,80 – 1,0
Żwir gruby	10 – 15	1,0 – 1,20
Otoczaki drobne	15 – 25	1,20 – 1,40
Otoczaki średnie	25 – 40	1,40 – 1,80
Otoczaki grube	40 – 75	1,80 – 2,40
Skały słabe	–	2,50 – 3,50
Skały twarde	–	3,50 – 5,00
Brukowiec drobny	75 – 100	2,40 – 2,80
Brukowiec średni	100 – 150	2,80 – 3,40
Brukowiec gruby	150 – 200	3,40 – 3,90
Głazy	200 – 250 250 – 300 300 – 350 >400	3,90 – 4,10 4,10 – 4,35 4,35 – 4,56 4,75

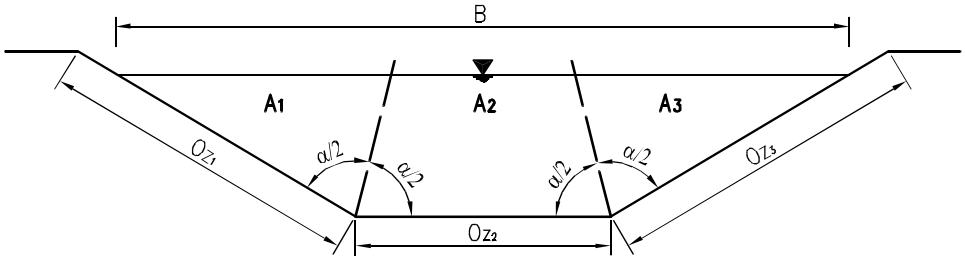
cd. tabeli 3.7

Współczynniki redukcyjne dla głębokości różnych od h = 1,0 m												
h	0,3	0,6	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,0
a	0,80	0,90	1,0	1,08	1,15	1,20	1,25	1,29	1,32	1,35	1,38	1,47

Największe dopuszczalne prędkości średnie (nierozmywające) w przekroju dla gruntów luźnych (zwięzłych) przy głębokości przepływu wody h = 1,0 m				
Rodzaj gruntu	Prędkość średnia dla stopnia zwięzłości gruntu			
	mało spoisty	średnio spoisty	zwięzły	bardzo zwięzły
Materiał piaszczysty	0,45	0,90	1,30	1,80
Ciężka glina ceglana	0,40	0,85	1,25	1,70
Lekka glina ceglana	0,32	0,70	1,05	1,35
Ił	0,35	0,80	1,20	1,65

Współczynniki redukcyjne dla głębokości różnych od h = 1,0 m						
h	0,3	0,5	0,75	1,0	1,5 – 2,0	2,0 – 3,0
A	0,80	0,90	0,90	1,0	1,10	1,20

celu przekrój poprzeczny kanału należy podzielić na odpowiednie części, przyporządkowane odcinkom o zadanej szorstkości. Na rysunku 3.8 podano najczęściej stosowany sposób podziału przekroju poprzecznego, odpowiadający przyporządkowanym szorstkościom ścian kanału, przyjmowany do określenia zastępczego współczynnika szorstkości [8].



Rys. 3.8. Podział przekroju poprzecznego kanału w celu określenia zastępczego współczynnika szorstkości n_z do wzoru Chèzy

Sposób wyznaczenia zastępczego współczynnika szorstkości n_z zależy od poczynionych wcześniej założeń upraszczających. Horton i Einstein przyjęli, że w całym przekroju poprzecznym panuje jednakowa prędkość równa prędkości średniej. Przyjmując do obliczeń prędkości średniej wzór Manninga, otrzymamy wzór określający zastępczy współczynnik szorstkości do wzoru Manninga o postaci

$$n_z = \left(\frac{\sum_{i=1}^{n} n_i^{\frac{3}{2}} O_{zi}}{O_z} \right)^{\frac{2}{3}} \tag{3.37}$$

Przyjmując założenie Lottera, że całkowity przepływ w przekroju poprzecznym kanału równa się sumie przepływów częściowych, otrzymamy wzór zastępczego współczynnika szorstkości n_z do wzoru Manninga w postaci

$$n_z = \frac{R_h^{\frac{5}{3}}}{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{O_i R_i^{\frac{5}{3}}}{n_i}} \tag{3.38}$$

Analiza wzorów określających zastępczy współczynnik szorstkości n_z dokonana przez Petrova wykazała, że teoretycznie najsłuszniejszy jest wzór o postaci (3.37).

3.1.7. PRZYKŁADY OBLICZENIOWE

PRZYKŁAD 3.1

Zaprojektować kanał otwarty odprowadzający wody opadowe z ośrodka rekreacyjno-sportowego zlokalizowanego na Dolnym Śląsku, przyjmując przepływ miarodajny wyznaczony w przykładzie 2.1 (rozdział 2.9).

Tabela 3.8. Prędkości dopuszczalne w korytach umocnionych v_d

Rodzaj umocnienia	Prędkość w m/s
Darniowanie:	
– na płask	1,2
– darnina w płotkach wiklinowych	1,8
Narzut kamienny bez płotków:	
– kamień o grubości 7,5 cm	2,4
– kamień o grubości 10 cm	2,7
– kamień o grubości 15 cm	3,3
– kamień o grubości 20 cm	3,9
Bruki:	
– pojedynczy o grubości (15–25) cm na warstwie mchu	2,5 – 3,0
– pojedynczy o grubości (15–25) cm w płotkach wiklinowych	3,0 – 3,5
– pojedynczy z kamienia łamanego o grubości (20–25) cm na warstwie tłucznia 10 cm	3,5 – 4,0
– trylinka na warstwie żwiru	3,5
Materace faszynowe o grubości 50 cm	3,0
Koryta z okładziną:	
– z kamienia łamanego na zaprawie	5,0 – 6,0
– z betonu	6,0 – 8,0
Wzmocnienia tymczasowe:	
– wyściółka faszynowa o grubości (15–25) cm	1,2
– wyściółka z kiszek faszynowych o grubości (25–30) cm	2,2
– wyściółka kamienna faszynowa	3,3

Dane wyjściowe:

• przepływ miarodajny obliczony wzorem Reinholda Q = 8,20 m^3/s,

• podłoże gruntowe do głębokości h = 2,75 m stanowi piasek gruboziarnisty,

• maksymalna głębokość kanału wynikająca z ukształtowania terenu h = 1,65 m.

Założenia wyjściowe:

• kanał ziemny trapezowy, dno nieubezpieczone n_1 = 0,022, skarpy ubezpieczone przez hydroobsiew n_2 = 0,035 (tab. 3.3), nachylenie skarp 1 : m = 1 : 2 (tab. 3.6),

• prędkość dopuszczalna dla h = 1,0 m wynosi v_d = 0,60 m/s (tab. 3.7),

• dla h = 1,65 m współczynnik redukcyjny prędkości a = 1,10 (tab. 3.7).

Obliczenia

Prędkość dopuszczalna dla h = 1,65 m: v_d = 1,10 · 0,60 m/s = 0,66 m/s.

Wymagana powierzchnia czynna przekroju poprzecznego:

$$A = \frac{8{,}20\ \mathrm{m^3/s}}{0{,}66\ \mathrm{m/s}} = 12{,}42\ \mathrm{m^2}\,.$$

Wymiary przekroju poprzecznego kanału dla przyjętych założeń wyjściowych (tab. 3.5, poz. 5):

$$h = 1{,}65\ \mathrm{m},$$

$$b = \frac{A}{h} - mh = \frac{12{,}42}{1{,}65} - 2 \cdot 1{,}65 = 4{,}23\ \mathrm{m},$$

$$B = b + 2mh = 4{,}23 + 2 \cdot 2 \cdot 1{,}65 = 10{,}83\ \mathrm{m},$$

$$R_h = \frac{A}{O_z} = \frac{A}{b + 2h\sqrt{1+m^2}} = \frac{12{,}42}{4{,}23 + 2 \cdot 1{,}65\sqrt{1+2^2}} = 1{,}07\ \mathrm{m}.$$

Zastępczy współczynnik szorstkości n_z do wzoru Manninga (wzór (3.37))

$$n_z = \left(\frac{\sum_{i=1}^{n} n_i^{\frac{3}{2}} O_{zi}}{O_z} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0{,}022^{\frac{2}{3}} \cdot 4{,}23 + 0{,}035^{\frac{3}{2}} \cdot 2 \cdot 1{,}65\sqrt{1+2^2}}{4{,}23 + 2 \cdot 1{,}65\sqrt{1+2^2}} \right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}030\,.$$

Spadek dna kanału dla obliczonych parametrów kanału i średniej prędkości dopuszczalnej wynosi (wzór (3.35)):

$$I_e = I_d = \frac{v^2 n^2}{R_h^{\frac{4}{3}}} = \frac{0{,}66^2 \cdot 0{,}030^2}{1{,}07^{\frac{4}{3}}} = 0{,}358 \cdot 10^{-3} = 0{,}358\ ‰.$$

PRZYKŁAD 3.2

Dla przepływu miarodajnego Q = 2,80 m^3/s wyznaczyć:

- wymiary kanału ziemnego ubezpieczonego o przekroju trapezowym, szerokości w dnie b = 0,80 m, nachyleniu skarp 1 : m = 1 : 1,5 i współczynniku szorstkości n = 0,025,
- prędkość dopuszczalna dla h = 1,0 m wynosi v_d = 1,10 m/s,
- krzywą przepływów $Q(h)$ oraz głębokość normalną i głębokość krytyczną.

Obliczenia

Przybliżenie 1. Przyjęto h = 1,0 m, v_d = 1,10 m/s.

Dla h = 1,0 m:

- powierzchnia czynna przekroju kanału A = 2,30 m^2,
- prędkość średnia w przekroju

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{2{,}80}{2{,}30} = 1{,}22 \text{ m/s} > 1{,}10 \text{ m/s}$$

Przybliżenie 2. Przyjęto h = 1,10 m, v_d = 1,03 · 1,10 = 1,13 m/s.

Dla h = 1,10 m:

- powierzchnia czynna przekroju kanału A = 2,70 m^2,
- prędkość średnia w przekroju

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{2{,}80}{2{,}70} = 104 \text{ m/s} < 1{,}13 \text{ m/s}.$$

Przybliżenie 3. Przyjęto h = 1,08 m, v_d = 1,03 · 1,10 = 1,13 m/s.

Dla h = 1,08 m:

- powierzchnia czynna przekroju kanału A = 2,61 m^2,
- promień hydrauliczny R_h = 0,56 m,
- prędkość średnia w przekroju

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{2{,}80}{2{,}61} \text{ m/s} = 1{,}07 \text{ m/s} < 1{,}13 \text{ m/s}.$$

Przyjęto ostateczne wymiary kanału: b = 0,80 m, h = 1,08, nachylenie skarp 1 :1,5, v_d = 1,07 m/s.

Spadek dna kanału dla obliczonych parametrów kanału i średniej prędkości dopuszczalnej wynosi (wzór (3.30)):

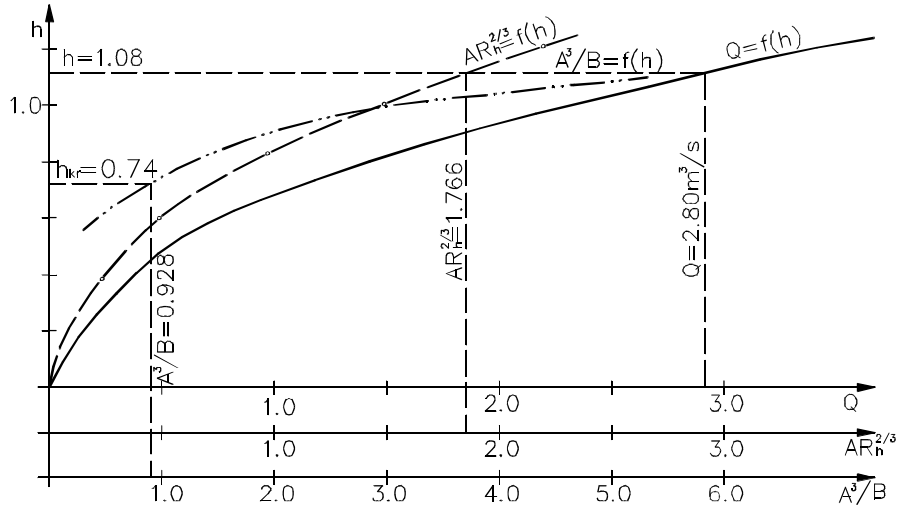
$$I_e = I_d = \frac{v^2 n^2}{R_h^{\frac{4}{3}}} = \frac{1{,}07^2 \cdot 0{,}025^2}{0{,}56^{\frac{4}{3}}} = 1{,}5 \cdot 10^{-3} = 1{,}5 \text{ ‰}.$$

Krzywą przepustowości kanału, zwaną inaczej krzywą konsumcyjną oraz głębokość normalną i głębokość krytyczną wyznaczymy z wykresu pomocniczego (rys. 3.9.) sporządzonego na podstawie wyników obliczeń zestawionych w tabeli 3.9, korzystając ze wzorów:

$$Q = vA = \frac{1}{n} A R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

$$A R^{\frac{2}{3}} = \frac{Qn}{I^{\frac{1}{2}}}$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}.$$



Rys. 3.9. Krzywa konsumcyjna oraz wykresy do wyznaczania głębokości normalnej i krytycznej

Tabela 3.9. Zestawienie wyników obliczeń do krzywej konsumcyjnej, głębokości normalnej i głębokości krytycznej

H [m]	A [m^2]	R_h [m]	B [m]	$AR_h^{\frac{2}{3}}$	$\frac{A^3}{B}$	v [m/s]	Q [m^3/s]
Dane wyjściowe: b = 0,80 m, nachylenie skarp 1:1,5, spadek I_e = 1,5‰, Q = 1,549AR^{0,67}							
0,20	0,22	0,14	1,40	0,0606	0,008	0,43	0,094
0,40	0,56	0,25	2,00	0,2222	0,088	0,61	0,344
0,60	1,02	0,34	2,60	0,4915	0,408	0,75	0,760
0,74	1,41	0,41	3,02	0,778	**0,928**	0,85	1,200
0,80	1,60	0,50	3,20	1,008	1,280	0,98	1,560
1,00	2,30	0,52	3,80	1,492	3,202	1,05	2,312
1,08	2,61	0,56	4,04	1,766	4,401	**1,06**	**2,736**
1,20	3,12	0,61	4,40	2,243	6,903	1,11	3,470

Dla wartości liczbowych wyrażeń:

$$\frac{A^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1{,}20 \cdot 2{,}80^2}{9{,}81} = 0{,}9493,$$

$$AR_h^{\frac{2}{3}} = \frac{Qn}{I_e^{\frac{1}{2}}} = \frac{2{,}80 \cdot 0{,}025}{0{,}0015^{\frac{1}{2}}} = 1{,}8074,$$

z zestawienia tabelarycznego (3.8) i wykresu (rys. 3.9) odczytano dane:

- głębokość normalna h = 1,08 m,
- głębokość krytyczna h_{kr} = 0,74 m.

3.2. PRZEPUSTY I MAŁE MOSTY

3.2.1. WPROWADZENIE

Do przepuszczania wód z jednej strony szlaku komunikacyjnego na drugą służą mosty lub przepusty jako nieodłączne obiekty towarzyszące budowlom komunikacyjnym. Szczególnie ważne jest zagadnienie racjonalnej i oszczędnej budowy małych mostów i przepustów, których liczba na szlaku komunikacyjnym jest znacznie większa niż mostów dużych, a to z tego względu, że szlaki komunikacyjne najczęściej przecinają cieki o powierzchni dorzecza nie większej niż 50 km^2. Mostami przekraczamy koryta rzek i większych potoków, a przepustami małe, okresowo suche cieki i lokalne zagłębienia terenowe. Przepust, w odróżnieniu od mostu, ma zawsze umocnione dno cieku, stanowiące zabezpieczenie przed jego rozmyciem.

Celem obliczeń hydraulicznych mostów i przepustów jest wyznaczenie ich świateł, tj. odległości między ścianami ich konstrukcji na poziomie wody dla przepływu obliczeniowego. Mosty o świetle nie większym od 10 m i z umocnionym dnem nazywane są małymi mostami [47]. Metody obliczeń hydraulicznych mostów dużych różnią się istotnie od metod obliczeniowych małych mostów, które w pewnych przypadkach wyznacza się tak samo jak przepusty. Światło mostu lub przepustu powinno być tak dobrane, aby możliwe było bezpieczne przepuszczenie przepływu obliczeniowego. Konstrukcja przepustu, w odróżnieniu od małego mostu, pozwala zazwyczaj na większe spiętrzenie wody, a nawet dopuszczenie do przepływu pod ciśnieniem. W związku z tym obliczenia hydrauliczne przepustów oparte są na innych zasadach niż obliczenia hydrauliczne mostów.

Warunki techniczne, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie (mosty i przepusty) i ich usytuowanie w zależności od klasy drogi określają odrębne przepisy [47], a niektóre z nich podano w rozdziale 8. Światło mostu lub przepustu powinno być tak dobrane, aby spiętrzona woda nie zalewała zabudowań, dróg komunikacyjnych itp. O dopuszczalnej rzędnej wody spiętrzonej decyduje odpowiedni organ administracji wodnej.

Obliczenia hydrauliczne małych mostów i przepustów obejmują:

- wyznaczenie wymiarów przepustu (przewodu, wlotu i wylotu) lub światła małego mostu,
- określenie wysokości spiętrzenia przed budowlą,
- określenie rozmyć za budowlą i dobór odpowiednich umocnień.

W załączniku do Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej [47] podane zostały zasady wymiarowania mostów i przepustów.

Przypadki obliczeniowe. W korycie cieku może panować ruch podkrytyczny (rwący) lub nadkrytyczny (spokojny). Metody obliczeń podane dalej nie dotyczą przypadku, gdy mały most lub przepust powoduje przejście z ruchu podkrytycznego w nadkrytyczny powyżej obiektu. Przepusty na potokach, w których panuje ruch rwący (podkrytyczny), a budowa tych obiektów jest dopuszczalna, należy tak projektować, aby na doprowadzeniu do nich, w samym przewodzie i na początkowym odcinku odprowadzenia za nim zachowany był ruch podkrytyczny i wykluczona została możliwość powstania odskoku hydraulicznego. Aby uniknąć zmiany rodzaju ruchu przed mostem i przepustem, należy zastosować jedno z możliwych rozwiązań:

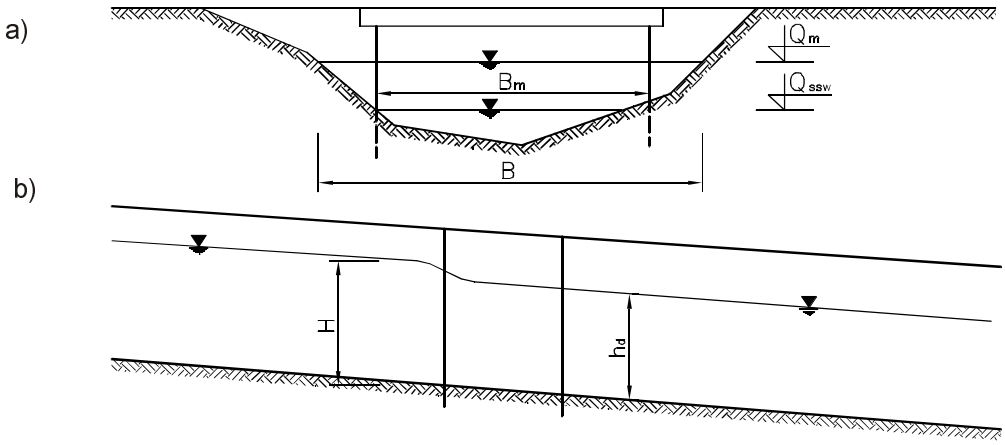
- dno małego mostu lub przepustu należy wykonać ze spadkiem zbliżonym do spadku cieku,
- należy zastosować bystrotok doprowadzający strumień wody do małego mostu lub przepustu; szerokość bystrotoku nie powinna przekraczać dwukrotnej szerokości zwierciadła wody w małym moście lub przepuście przy przepływie obliczeniowym (miarodajnym),
- należy zaprojektować długie i płynne przejście od bystrotoku do wlotu do małego mostu lub przepustu.

3.2.2. MAŁE MOSTY – ZASADY OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

W przypadku małego mostu zbudowanego na cieku (rys. 3.10), w którym panuje ruch nadkrytyczny (spokojny), mogą wystąpić dwa przypadki różniące się sposobem obliczeń, a kryterium podziału stanowi warunek

$$NH > h_d \tag{3.39}$$

gdzie: N – współczynnik zależny od kształtu przyczółków dobierany z tabeli 3.10,
H – głębokość wody spiętrzonej przed mostem równa różnicy rzędnej zwierciadła wody spiętrzonej przed mostem i rzędnej umocnionego dna pod mostem,
h_d – głębokość wody poniżej mostu równa różnicy rzędnej zwierciadła wody i rzędnej umocnionego dna pod mostem.



Rys. 3.10. Przekrój poprzeczny i podłużny koryta zabudowanego mostem:
a) przekrój poprzeczny, b) przekrój podłużny

Tabela 3.10. Współczynniki do obliczania światła małych mostów [47]

Rodzaj przyczółków	μ	m	N	k
Ze skrzydełkami krzywoliniowymi	0,93	0,36	0,78	0,54
Z korpusem wtopionym w nasyp	0,91	0,35	0,80	0,52
Ze skrzydełkami ukośnymi	0,88	0,34	0,81	0,49
Ze skrzydłami równoległymi do osi drogi	0,86	0,33	0,83	0,47
Ze skrzydełkami prostopadłymi do osi drogi	0,83	0,32	0,84	0,45

Jeżeli warunek (3.39) jest spełniony, to wytwarza się spiętrzenie przed mostem, głębokość pod mostem maleje do głębokości krytycznej, a za mostem powstaje niebezpieczeństwo silnych rozmyć związanych z przejściem do ruchu spokojnego. Jeżeli natomiast warunek (3.39) nie jest spełniony, to przepływ w przekroju mostowym nie zmienia charakteru (ruch spokojny pozostaje spokojnym, a rwący – rwącym), a spiętrzenie przed mostem będzie niewielkie.

Wyznaczenie minimalnego światła mostu dla założonego spiętrzenia przed mostem. Po ustaleniu wysokości wzniesienia spiętrzonej wody nad umocnionym dnem pod mostem H, należy obliczyć prędkość w przekroju przed mostem po spiętrzeniu v_s oraz wysokość energii przed mostem

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_s^2}{2g}.$$

Dla wybranego rodzaju przyczółków należy dobrać z tabeli 3.10 wartość współczynnika N i sprawdzić warunek (3.39). Jeżeli jest on spełniony, to minimalne światło mostu B należy obliczyć ze wzoru (3.40), gdy nie jest on spełniony – ze wzoru (3.41).

$$B_m = \frac{Q_m}{m\sqrt{2g}H_0^{\frac{3}{2}}} \tag{3.40}$$

$$B_m = \frac{Q_m}{\mu h_d \sqrt{2g\left(H_0 - h_d\right)}} \tag{3.41}$$

gdzie: Q_m – przepływ miarodajny,
B – szerokość zwierciadła wody miarodajnej w przekroju przed mostem,
B_m – światło mostu,
H_0 – wzniesienie linii energii ponad dnem rzeki przed mostem,
H – głębokość wody spiętrzonej przed mostem,
h_d – głębokość wody w przekroju poniżej mostu,
h_m – głębokość wody w przekroju mostowym zależna od rodzaju ruchu,
$v_0 = Q/B\Delta z$ – prędkość dopływowa w przekroju przed mostem po spiętrzeniu,
v_m – prędkość w przekroju mostowym określana ze wzoru (3.46) lub (3.49) w zależności od rodzaju ruchu pod mostem,
m – współczynnik wydatku dobierany z tabeli 3.10,
μ – współczynnik wydatku dobierany z tabeli 3.10,
k – współczynnik dobierany z tabeli 3.10,
$\alpha = 1{,}1 - 1{,}2$ – współczynnik Saint–Venanta.

Wyznaczenie minimalnego światła mostu dla założonej prędkości pod mostem. Prędkość dopuszczalną pod mostem v_m dobiera się w zależności od odporności podłoża na rozmycia (v_{nr} – prędkości nierozmywające – tab. 3.7) lub zastosowanych umocnień (v_d – prędkości dopuszczalne – tab.3.8). Jeżeli warunek (3.39) jest spełniony, to minimalne światło mostu oblicza się ze wzoru (3.42), jeśli nie jest spełniony, to w obliczeniach należy zastosować wzór (3.43)

$$B_m = \frac{gQ_m}{2{,}6mv^3} \tag{3.42}$$

$$B_m = \frac{Q_m}{\mu v\left(H_0 - \frac{v_0^2}{2g}\right)} \tag{3.43}$$

Przed przyjęciem światła mostu nie jest możliwe określenie wartości H_0 i H, zatem warunek (3.39) nie może być sprawdzony. Należy więc obliczać za pomocą wzoru (3.42), następnie określić H dla tego przypadku i sprawdzić warunek (3.49). Jeżeli warunek ten nie jest spełniony, to obliczenia należy wykonać za pomocą wzoru (3.43).

Obliczenia światła mostu. W zależności od rodzaju ruchu, jaki wytworzy się w przekroju mostowym (spokojny czy krytyczny), natężenie przepływu w przekroju mostowym określamy ze wzorów:

• jeżeli w przekroju mostowym przepływ odbywa się ruchem spokojnym z głębokością h_d, czyli warunek (3.39) nie jest spełniony, to:

$$Q = \mu h_d B_m \sqrt{2g\left(H_0 - h_d\right)} \tag{3.44}$$

$$H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = h_d + \frac{\alpha v_m^2}{2g} \tag{3.45}$$

$$v_m = \frac{Q}{B_m h_d} \tag{3.46}$$

• jeżeli w przekroju mostowym wystąpi ruch krytyczny, czyli warunek (3.39) jest spełniony, to:

$$Q = mB_m \sqrt{2g}\, H_0^{\frac{3}{2}} \tag{3.47}$$

$$H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = h_m + \frac{\alpha v_m^2}{2g} \tag{3.48}$$

$$v_m = \frac{Q}{kB_m H} \quad h_m = kH \tag{3.49}$$

Po ustaleniu wysokości wzniesienia spiętrzonej wody nad umocnionym dnem pod mostem H, należy obliczyć prędkość v_m w przekroju pod mostem po spiętrzeniu oraz wysokość energii przed mostem H_0. Ze względu na zależność v_0 od głębokości H, obliczenia należy prowadzić metodą iteracyjną. Dla wybranego rodzaju przyczółków trzeba dobrać z tabeli 3.10 wartości współczynnika N i sprawdzić warunek (3.39). Jeżeli jest on spełniony, to minimalne światło mostu wyznacza się ze wzoru (3.44), w przeciwnym przypadku ze wzoru (3.41).

3.2.3. PRZEPUSTY – ZASADY OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH WEDŁUG NORMATYWU

W obliczeniach hydraulicznych przepustów rozróżniamy dwa ich rodzaje, a mianowicie:

długie, jeżeli $L_p \geq 20\ h_p$,
krótkie, jeżeli $L_p < 20\ h_p$.

W obliczeniach przepustów krótkich nie uwzględnia się strat energii na długości.

Zakres obliczeń hydraulicznych obejmuje:

- wybranie rodzaju przepustu: kształtu przekroju przewodu i wlotu do przepustu,
- ustalenie profilu podłużnego przepustu, rzędnych dna na wlocie i wylocie przepustu,
- dobranie schematu obliczeniowego,
- wyznaczenie minimalnych wymiarów przewodu przepustu dla założonej wysokości spiętrzenia przed przepustem H: średnicy, szerokości lub pola przekroju,
- sprawdzenie zgodności dobranego schematu z wynikami obliczeń, w razie potrzeby dobranie innego schematu obliczeniowego i powtórzenie obliczeń,
- obliczenie głębokości i prędkości na wylocie z przepustu,
- obliczenie głębokości rozmycia poniżej przepustu, porównanie otrzymanych wyników z wartościami dopuszczalnymi,
- dobranie niezbędnych umocnień koryta za przepustem, biorąc pod uwagę głębokość rozmyć.

Do realizacji wybiera się rozwiązanie zapewniające nieprzekroczenie dopuszczalnego spiętrzenia i prędkości oraz techniczno-ekonomicznie korzystną głębokość zakończenia umocnień.

Przypadki obliczeniowe. Dla przepustów usytuowanych na ciekach o spadkach $I < 0{,}02$ zaleca się stosowanie podstawowych i najczęściej występujących schematów hydraulicznych przedstawionych na rys. 3.11a–d.

Ad. a) Przepust o niezatopionym wlocie i wylocie (rys.3.11a) spełniający warunki:

- niezatopienia wlotu $H \leq 1{,}2\ h_p$,
- niezatopienia wylotu $h_p \leq 1{,}25\ h_{\mathrm{kr}}$.

Dla przepustów krótkich zależność przepływu w przepuście (zdolności przepustowej) Q od wysokości energii H_o strumienia spiętrzonego przed przepustem wyraża wzór

$$Q = m b_{\mathrm{kr}} \sqrt{2g}\, H_0^{\frac{3}{2}} \tag{3.50}$$

gdzie: b_{kr} – światło przepustu prostokątnego; dla innych przepustów: $b_{\mathrm{kr}} = A_{\mathrm{kr}}/h_{\mathrm{kr}}$,

h_{kr}, A_{kr} – głębokość krytyczna i pole przekroju strumienia przy tej głębokości,

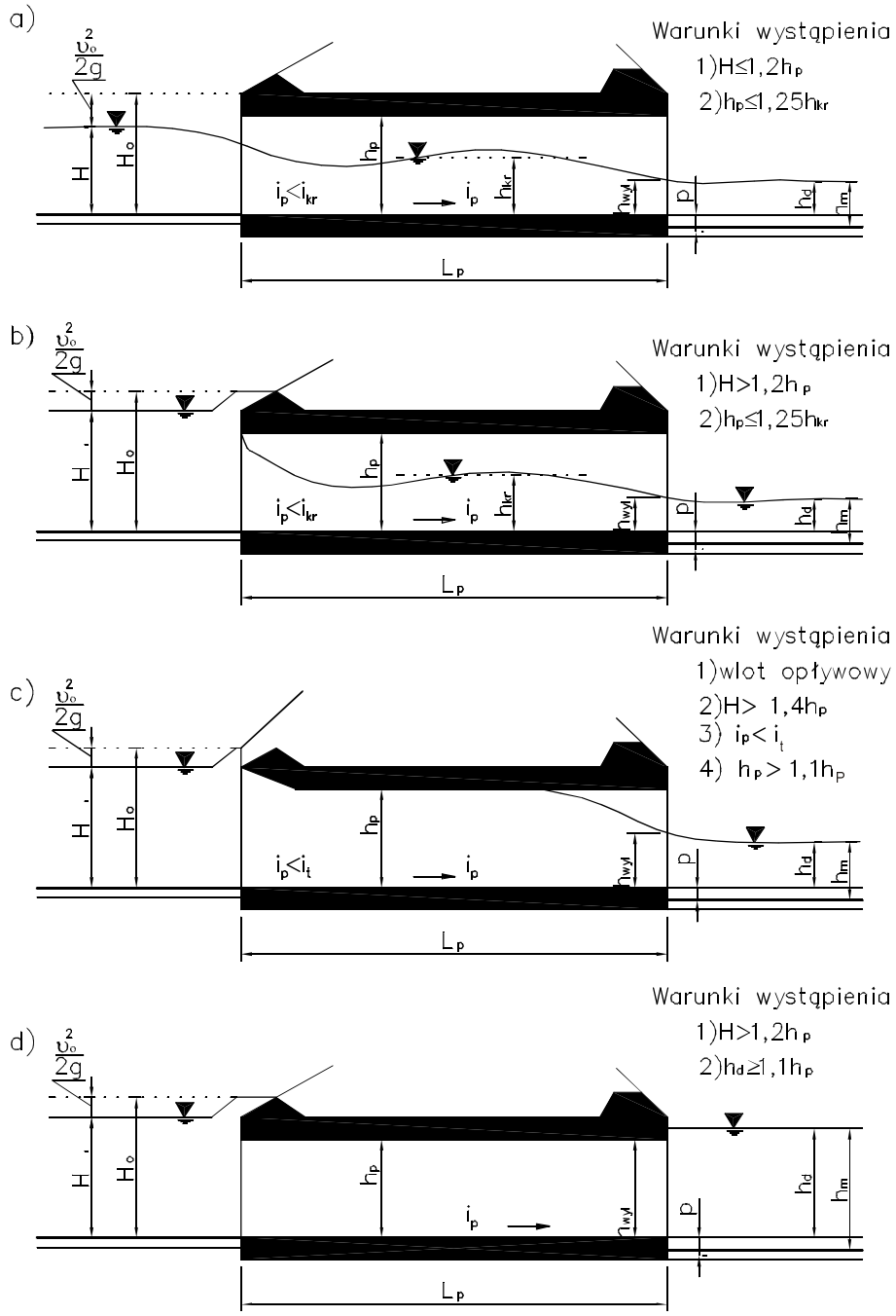
m – współczynnik wydatku z tabeli 3.11.

Ze wzoru (3.50) można wstępnie dla $Q = Q_m$ wyznaczyć minimalne światło przepustu b_{kr}:

$$b_{\mathrm{kr}} = \frac{Q_m}{m\sqrt{2g}\, H_0^{\frac{3}{2}}},$$

natomiast wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem do przepustu wynosi

$$H_0 = \left(\frac{Q_m}{m b_{\mathrm{kr}} \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \tag{3.50a}$$



Rys. 3.11. Schematy hydrauliczne przepustów: a) z niezatopionym wlotem i wylotem, b) z zatopionym wlotem, niezatopionym wylotem, przepływem niepełnym przekrojem, c) z zatopionym wlotem, niezatopionym wylotem, przepływ pełnym przekrojem, d) z zatopionym wlotem i wylotem [47]

Po obliczeniu światła przepustu należy wyznaczyć głębokość wody górnej metodą kolejnych przybliżeń z równania (3.51):

$$H = H_0 - \frac{\alpha v_0^2}{2g} \tag{3.51}$$

Głębokość wody H_d, przed przepustem długim wyznacza się ze wzoru

$$H_d = H_k + \left(0{,}05 L_p - h_p\right)\left(\frac{H_k}{h_p}\right)^2 \tag{3.52}$$

gdzie H_k – głębokość wody przed przepustem określona jak dla przepustu krótkiego wzorami (3.50a) i (3.51).

Ad. b) Przepust o zatopionym wlocie i niezatopionym wylocie prowadzący wodę niepełnym przekrojem (ze swobodnym zwierciadłem wody w przewodzie, rys. 3.11b) spełniający warunki:

- zatopienia wlotu $H > 1{,}2\ h_p$,
- niezatopienia wylotu $h_p \leq 1{,}25\ h_{kr}$.

Dla przepustów krótkich zależność zdolności przepustowej od wysokości energii H_0 strumienia spiętrzonego przed przepustem wyraża wzór

$$Q = \mu A_p \sqrt{2g\left(H_0 - \varepsilon h_p\right)} \tag{3.53}$$

gdzie μ, ε – współczynniki dobierane z tabeli 3.11.

Wysokość energii H_0 spiętrzonego strumienia przy przepływie miarodajnym wyznacza się ze wzoru (3.54)

$$H_0 = \frac{Q_m}{\left(\mu A_p\right)^2 2g} + \varepsilon h_p \tag{3.54}$$

Wartość H wyznacza się ze wzoru (3.51).

Przepusty długie, o spadkach dna $0 \leq I_p \leq I_{kr}$, mogą prowadzić wodę przewodem wypełnionym wodą częściowo lub całkowicie. Dla tego przypadku zaleca się wykonanie obliczeń jak dla przepustu krótkiego oraz jak dla przepustu o niezatopionym wylocie, prowadzącego wodę pełnym przekrojem. Za miarodajny należy przyjąć schemat mniej korzystny, tzn. dający mniejszą przepustowość lub większą wysokość spiętrzenia.

Ad. c) Przepust o zatopionym wlocie i niezatopionym wylocie prowadzący wodę pełnym przekrojem (rys. 3.11c) spełniający warunki:

- zatopienia wlotu i przepływu pełnym przekrojem, co wymaga jednoczesnego
  - zastosowania opływowego kształtu,
  - głębokości przed przepustem $H > 1{,}4\ h_p$,
  - spadku $I_p < I_t$,

• niezatopienia wylotu $h_d \geq 1{,}1\ h_p$.

Zależność zdolności przepustowej Q od wysokości energii H_o strumienia spiętrzonego przed przepustem wyraża wzór

$$Q = \mu A_p \sqrt{2g\left(H_0 + I_p L_p - \varepsilon h_p\right)} \tag{3.55}$$

Współczynnik wydatku μ należy wyznaczać ze wzoru

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \varsigma_{wl} + \varsigma_L}} \tag{3.56}$$

gdzie: ζ_{wl} – współczynnik straty na wlocie o wartościach orientacyjnych:
0,33 – dla wlotów kołnierzowych, korytarzowych portalowych i rozchylonych,
0,20 – dla wlotów podwyższonych i opływowych,
0,60 – dla przewodu wysuniętego z nasypu bez konstrukcji wlotowej,
L_0 – długość obliczeniowa przepustu,
ζ_L – współczynnik strat na długości obliczony wzorem Manninga:

$$\varsigma_L = \frac{2gn^2 L_0}{R_h^{\frac{4}{3}}} \tag{3.57}$$

ε – współczynnik dobierany z tabeli 3.11.

Wysokość energii H_0 spiętrzonego strumienia wody przy przepływie miarodajnym wynosi

$$H_0 = \varepsilon h_p + \frac{Q_m^2}{2g\ \ A_p^2 \mu^2} - I_p L_p \tag{3.58}$$

Wysokość H należy wyznaczyć ze wzoru (3.51).

Ad. d) Przepust o zatopionym wlocie i wylocie (rys. 3.11d) prowadzący wodę pełnym przekrojem, spełniający warunki:
• zatopienia wlotu $H > 1{,}2h_p$,
• zatopienia wylotu $h_d \geq 1{,}1h_p$.

Zależność zdolności przepustowej Q od wysokości energii strumienia spiętrzonego przed przepustem wyraża wzór

$$Q = \mu A_p \sqrt{2g\left(H_o + I_p L_p - h_d\right)} \tag{3.59}$$

gdzie μ – współczynnik wydatku według wzoru (3.56).

Wysokość energii H_0 spiętrzonego strumienia wody o przepływie miarodajnym wynosi

$$H_0 = h_d + \frac{Q_m^2}{2g \quad A_p^2 \mu^2} - I_p L_p \tag{3.60}$$

Metody obliczeń dotyczące wymienionych schematów hydraulicznych można wykorzystywać także do innych przypadków, niewiele się od nich różniących. Nie zaleca się stosować przepustów, dla których $H > 1{,}2h_p$ i jednocześnie $h_d > 1{,}2\ 5h_{kr}$.

Tabela 3.11. Wartości współczynników m, ε, μ dla niektórych przepustów [47]

Przekrój poprzeczny przepustu	Oznaczenie współczynnika	Wartość współczynników dla wlotu				
		Korytarzowego, czołowego ze skrzydełkami	Kołnierzowego	Ze skrzydełkami ukośnymi przy kącie odchylenia		
				10°	20°	(30–45)°
Prostokątny	m	0,32	0,315	0,36	0,36	0,36
	ε	0,74	0,74	0,76	0,78	0,81
	μ	0,62	0,58	0,61	0,64	0,68
Kołowy	m	0,31	0,31	0,33	0,33	0,33
	ε	0,79	0,75	0,79	0,79	0,79
	μ	0,65	0,62	0,66	0,69	0,70

Podane w tabeli wartości m dotyczą przypadku pełnego dławienia bocznego, tzn. przypadku, gdy $B \geq 6b$. Dla przepustów z niepełnym dławieniem bocznym m wyznacza się ze wzoru

$$m = m_t + \frac{0{,}385 - m_t}{3A_0 - 2A_p'} \tag{3.61}$$

gdzie: m_t – wartość współczynnika odczytana z tabeli 3.11,

A_p' – pole przekroju wlotu przewodu przepustu przy rzędnej zwierciadła wody spiętrzonej.

Przepusty z przewodami o przekroju kołowym. Dla przepustów z niezatopionym wylotem (rys. 3.11a, b, c) wstępnego doboru średnicy przewodu przepustu dla przepływu miarodajnego Q_m można dokonywać na podstawie tabeli 3.12. Podaje ona dla różnych przepływów i średnic wysokości spiętrzonej wody przed przepustem H i prędkości v. Tabela ta dotyczy przypadku szczególnego:

- przepust krótki, o spadku dna zbliżonym do spadku krytycznego,
- pełne dławienie boczne na wlocie, czyli $B_0 \geq 6b$,
- przepust z wlotem prostopadłym, ze współczynnikami: $m = 0{,}31$, $\varepsilon = 0{,}79$, $\mu = 0{,}65$,
- pomijalnie mała prędkość dopływowa v_0, czyli $H_0 = H$.

Dla innych przypadków odczytane wartości mają charakter przybliżony.

Parametry ruchu krytycznego h_{kr}, b_{kr}, A_{kr} można wyznaczyć z tabeli 3.13. Wartości względnych parametrów przyjmuje się na podstawie parametru pomocniczego W_Q:

$$W_Q = \frac{Q}{D^2\sqrt{gD}} \tag{3.62}$$

Dla przepustów całkowicie wypełnionych wodą należy przyjmować:

μ – według wzoru (3.56),

ζ_{wl} – według literatury lub w przybliżeniu jak dla omówionych poprzednio przepustów o zatopionym wlocie i niezatopionym wylocie,

ζ_L – według wzorów:

- Manninga

$$\varsigma_L = \frac{2gn^2 L_o}{0{,}157 D^{\frac{4}{3}}} \tag{3.63}$$

lub

- Darcy–Weisbacha

$$\varsigma_L = \lambda \frac{L_p}{D} \tag{3.64}$$

gdzie współczynnik oporu hydraulicznego λ = 0,025–0,03 jest dobierany w zależności od szorstkości przewodu przepustu.

Tabela 3.12. Orientacyjne zdolności przepustowe, głębokości spiętrzonej wody i prędkości dla przepustów o kołowym przekroju przewodu [47]

Q [m^3/s]	D [m]							
	0,8		1,0		1,2		1,4	
	H [m]	v [m/s]	H [m]	v [m/s]	H [m]	v [m/s]	H [m]	v [m/s]
0,4	0,60	1,69	0,55	1,60	0,52	1,53	0,50	1,49
0,6	0,76	1,94	0,69	1,80	0,65	1,74	0,62	1,68
0,8	0,91	2,18	0,81	1,98	0,76	1,88	0,72	1,82
1,0	1,10	2,42	0,93	2,14	0,86	2,01	0,81	1,93
1,2	1,32	2,69	1,03	2,30	0,95	2,14	0,90	2,05
1,4	1,57	3,00	1,14	2,43	1,04	2,26	0,98	2,15
1,6	1,85	3,33	1,29	2,60	1,13	2,37	1,05	2,24
1,8	2,18	3,67	1,43	2,76	1,21	2,47	1,12	2,33
2,0	–	–	1,57	2,92	1,29	2,58	1,19	2,41
2,5	–	–	2,01	3,38	1,54	2,84	1,36	2,61
3,0	–	–	2,55	3,91	1,80	3,12	1,52	2,81
3,5	–	–	–	–	2,10	3,42	1,68	3,00
4,0	–	–	–	–	2,46	3,75	1,92	3,20
4,5	–	–	–	–	–	–	2,14	3,40
5,0	–	–	–	–	–	–	2,38	3,63

Tabela 3.13. Parametry ruchu krytycznego w przewodach o przekroju kołowym [47]

W_Q	h_{kr}/D	b_{kr}/D	A_{kr}/D	W_Q	h_{kr}/D	b_{kr}/D	A_{kr}/D
0,0107	0,100	0,4088	0,0409	0,2952	0,550	0,8048	0,4426
0,0166	0,125	0,4533	0,0567	0,3214	0,575	0,8129	0,4674
0,0238	0,150	0,4925	0,0739	0,3487	0,600	0,8200	0,4920
0,0322	0,175	0,5275	0,0923	0,3771	0,625	0,8262	0,5164
0,0418	0,200	0,5591	0,1118	0,4068	0,650	0,8314	0,5404
0,0526	0,225	0,5879	0,1323	0,4377	0,675	0,8356	0,5640
0,0647	0,250	0,6142	0,1536	0,4700	0,700	0,8389	0,5872
0,0778	0,275	0,6383	0,1755	0,5040	0,725	0,8412	0,6099
0,0921	0,300	0,6606	0,3487	0,5397	0,750	0,8425	0,6319
0,1076	0,325	0,6810	0,2213	0,5776	0,775	0,8427	0,6531
0,1241	0,350	0,6999	0,2450	0,6181	0,800	0,8420	0,6736
0,1418	0,375	0,7174	0,2690	0,6619	0,825	0,8401	0,6931
0,1605	0,400	0,7334	0,2934	0,7102	0,950	0,8371	0,7115
0,1803	0,425	0,7482	0,3180	0,7649	0,875	0,8328	0,7287
0,2012	0,450	0,7617	0,7649	0,8294	0,900	0,8272	0,7445
0,2231	0,475	0,7741	0,3677	0,9104	0,925	0,8201	0,7586
0,2461	0,500	0,7854	0,3927	1.0248	0,950	0,8113	0,7707
0,2701	0,525	0,7956	0,4177	1,2332	0,975	0,8002	0,7802

3.2.4. PRZEPUSTY – INNE ZASADY OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

W literaturze fachowej podane są inne wzory do obliczeń przepustów, ustalone na podstawie przeprowadzonych badań na modelu hydraulicznym. Między innymi Špůrek [34] podaje wzory opracowane przez pracowników Katedry Hydrauliki ČVUT, którzy ustalili, że zdolność przepustowa przepustu zależy od typu przepustu, tj. schematu hydraulicznego oraz rodzaju ubezpieczenia dna i kształtu skrzydeł głowicy. Podobnie jak w normatywie polskim, wyróżnia się tutaj trzy schematy hydrauliczne (rys. 3.10):

- typ I (rys. 3.10a) – przepusty o niezatopionym wlocie,
- typ II (rys. 3.10b,c) – przepusty częściowo zatopione (wlot zatopiony, wylot niezatopiony),
- typ III (rys. 3.10d) – przepusty o wlocie i wylocie zatopionym.

Dotychczasowe obserwacje i praktyka inżynierska wykazały, że najskuteczniejsze są skarpowe skrzydła przepustu, które tworzą z osią drogi kąt 60°. W przepustach betonowych prędkość wody może dochodzić do znacznych wartości rzędu 10–20 m/s, jednakże w praktyce inżynierskiej dopuszcza się prędkości 5–6 m/s. Wymaga to jednak odpowiedniego ubezpieczenia dna przed i za przepustem. Dozwolone prędkości wody według Boldakova podano w tabeli 3.14.

Tabela 3.14. Dozwolone prędkości wody pod mostem, według Boldakova [34]

Rodzaj gruntu w dnie	Prędkość max [m/s]	Ubezpieczenie dna	Prędkość max [m/s]
Grunty piaszczysto-żwirowe	0,60	Nasyp z drobnego kamienia	1,50
Grunty gliniaste	0,80	Pojedynczy bruk kamienny	2,50
Grunty iłowe	1,00	Podwójny bruk kamienny	3,50
		Płyty betonowe	5,70

Wymiarowanie przepustu

1. Typ I – przepusty o wlocie niezatopionym $H < 1{,}2h_p$

Przepusty o przekroju prostokątnym:

$$Q = 1{,}73\mu b H^{\frac{3}{2}}$$
$$H = \frac{v^2}{6{,}76} \tag{3.65}$$
$$h = \frac{2}{3}H$$

Przepusty o przekroju kołowym:

$$Q = 1{,}4\mu d^{\frac{5}{2}}$$
$$d = \frac{v^2}{7{,}84} \tag{3.66}$$
$$h = 0{,}6d$$

gdzie μ – współczynnik wydatku dobierany z tabeli 3.15 w zależności od rodzaju skrzydła przepustu.

Tabela 3.15.Współczynnik wydatku przepustu [34]

Kształt przepustu	Rodzaj skrzydeł	Współczynnik wydatku μ
Przekrój prostokątny	Skrzydła pochyłe	0,90
	Skrzydła czołowe	0,85
	Bez skrzydeł	0,80
Przekrój kołowy	Skrzydła pochyłe	0,85
	Skrzydła czołowe	0,80
	Bez skrzydeł	0,75

2. Typ II – przepusty częściowo zatopione (wlot zatopiony, wylot niezatopiony) – $H > 1{,}2h_p$

Przepusty o przekroju prostokątnym:

$$Q = 2{,}65\mu b h_p$$
$$v = \frac{Q}{0{,}6 b h_p} \tag{3.67}$$
$$\mu = 0{,}6$$

Przepusty o przekroju kołowym:

$$Q = 1{,}9 d^2 \sqrt{H - 0{,}6d}$$
$$d = \sqrt{\frac{Q}{0{,}5v}} \tag{3.68}$$

3. Typ III – przepusty o wlocie i wylocie zatopionym

Przepust o przekroju prostokątnym:

$$Q = 4{,}43 b h_p \sqrt{H + IL_p - h_p}$$
$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1{,}1 + 0{,}02\frac{L_p}{n}}} \tag{3.69}$$

Przepust o przekroju kołowym:

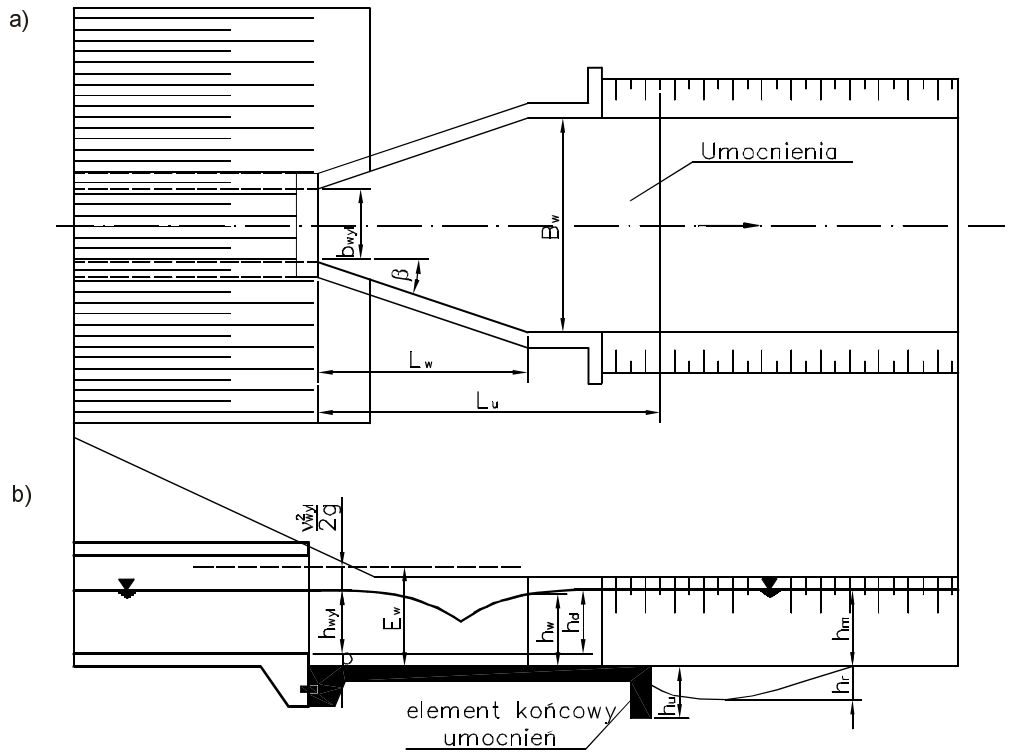
$$Q = 4{,}43\mu A_p \sqrt{H + IL_p - d}$$
$$A_p = \frac{\pi d^2}{4} \tag{3.70}$$
$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1{,}1 + 0{,}02\frac{L_p}{d}}}$$

gdzie: L_p – długość przepustu,
I – spadek dna przepustu, w %,
n – współczynnik szorstkości do wzoru Manninga.

3.2.5. UBEZPIECZENIE STANOWISKA DOLNEGO

Obliczenia mają na celu zaprojektowanie dolnego stanowiska budowli w sposób zapobiegający jej zniszczeniu wskutek podmycia fundamentów. Zakres analiz i obliczeń obejmuje:

- wymiary i kształt wypadu,
- wymiary umocnień wypadu,
- głębokość rozmyć,
- zaprojektowanie umocnień koryta.



Rys. 3.12. Schemat wypadu i jego umocnień: a) rzut poziomy, b) przekrój podłużny [47]

Głębokości wody h_{wyl} w przekroju wylotowym przewodu przepustu, potrzebne do oceny warunków przepływu za budowlą, można przyjmować według tabeli 3.16. Prędkość wody w przekroju wylotowym przepustu należy określać ze wzoru

$$v_{wyl} = \frac{Q_m}{A_{wyl}} \tag{3.71}$$

gdzie A_{wyl} – pole przekroju strumienia odpowiadające napełnieniu h_{wyl}.

Ocena warunków hydraulicznych poniżej wylotu. Warunki przepływu w dolnym stanowisku budowli kształtują się pod wpływem głębokości i prędkości przepływu w przekroju wylotu i w korycie odpływowym. Głębokość h_w w dolnym stanowisku budowli określa się jako różnicę rzędnej zwierciadła wody odpowiadającej przepływowi miarodajnemu i rzędnej dna wypadu (dna koryta poniżej wylotu). W celu ustalenia warunków hydraulicznych na wypadzie, w przypadku ruchu spokojnego w korycie odpływowym, należy to porównać z głębokością krytyczną h_{kr} w przewodzie przepustu. Jeżeli $h_{wyl} < h_{kr}$, to w obrębie stanowiska dolnego wystąpi odskok hydrauliczny i wymagane jest specjalne ukształtowanie odcinka koryta – wypadu. Jeżeli $h_{wyl} \geq h_{kr}$, to na wylocie z przepustu odskok hydrauliczny nie wystąpi i wystarczy wtedy umocnienie dna odpowiednie dla prędkości wylotowej.

W przypadku wystąpienia odskoku hydraulicznego należy obliczyć:

• głębokość sprzężoną z głębokością na wylocie:

$$h_{2\text{wyl}} = \frac{h_{\text{wyl}}}{2}\left(\sqrt{1+8\frac{Q_m^2}{gb_{\text{wyl}}^2 h_{\text{wyl}}^3}}-1\right) \tag{3.72}$$

• głębokość strumienia w ruchu rwącym, w przekroju poprzecznym na końcu rozszerzenia wypadu h_w z równania

$$h_w + \frac{1{,}1Q_m^2}{2gh_w^2 B_w^2} = p + h_{\text{wyl}} + \frac{v_{\text{wyl}}^2}{2g} \tag{3.73}$$

gdzie: B_w – szerokość umocnień na wypadzie,

p – wzniesienie dna przepustu na wylocie nad poziomem płyty dna wypadu,

• głębokość strumienia sprzężoną z głębokością h_w z równania

$$h_{2w} = \frac{h_w}{2}\left(\sqrt{1+8\frac{Q_m^2}{gB_w^2 h_w^3}}-1\right) \tag{3.74}$$

Porównanie wartości obliczonych głębokości pozwala zakwalifikować rozpatrywaną sytuację do jednego z następujących przypadków:

• $h_{2\text{wyl}} \le h_d$ – przejście z ruchu rwącego w przewodzie w ruch spokojny w korycie odbywa się w formie odskoku hydraulicznego zatapiającego strumień w przekroju wylotowym budowli,

• $h_{2\text{wyl}} > h_w \ge h_{2w}$ – odskok powstaje na długości rozszerzającego się wypadu lub w jego końcowym przekroju,

• $h_{2w} > h_w$ – odskok jest odsunięty, co oznacza, że powstaje on w korycie poniżej rozszerzonego wypadu,

gdzie: $h_w = h_d + p$ – głębokość w kanale odpływowym, odpowiadająca rzędnej miarodajnej.

Ukształtowanie wypadu. Odpowiednio ukształtowany i umocniony odcinek koryta poniżej wylotu, nazywany wypadem, ma na celu rozprowadzenie przepływu na większą szerokość i zmniejszenie głębokości rozmyć koryta. Podane dalej zalecenia ograniczają się tylko do konstrukcji wypadu i nie obejmują sposobów kształtowania przejść z wypadu w koryto naturalne. Wypad wymaga umocnienia, gdy $v_{\text{wyl}} > 1{,}2\ v_{nr}$. Wypad powinien być ukształtowany względem osi przewodu przepustu tak, aby strumień rozszerzał się symetrycznie z szerokości b_{wyl} (rys. 3.12) do szerokości koryta umocnionego B_w na długości zależnej od warunków hydraulicznych w dolnym stanowisku budowli. Jeśli wypad ma charakter umocnionej powierzchni, a przekrój poprzeczny koryta cieku jest bardzo mały lub koryto nie jest wykształcone, to zaleca się formowanie wypadu w postaci prostokątnej powierzchni umocnionej o wymiarach w planie $L_u \times B_w$.

Tabela 3.16. Głębokości w przekroju wylotowym przepustu [47]

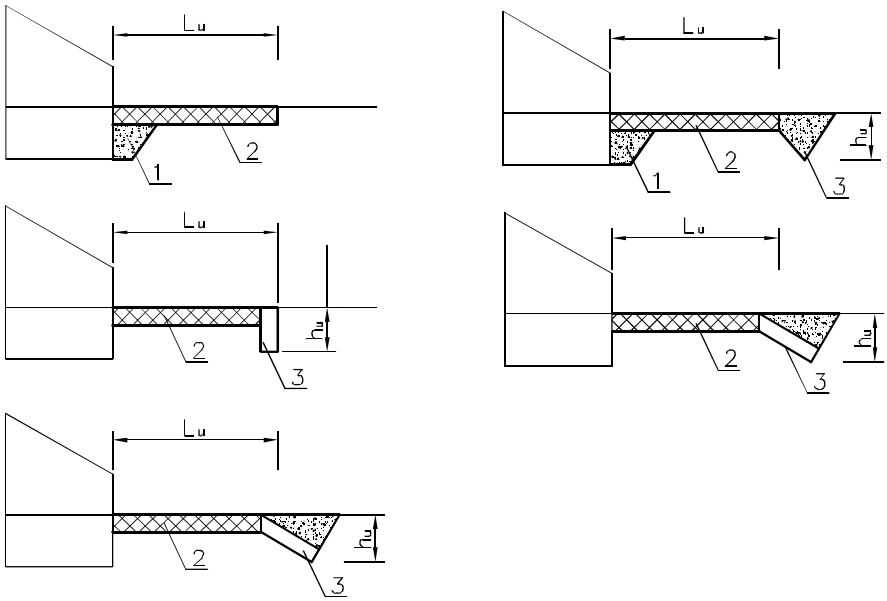
Warunki przepływu w przewodzie przepustu	Warunki wypływu na wylocie	Spadek dna przepustu	Głębokość na wylocie z przepustu
Przepływ niepełnym przekrojem (o swobodnym zwierciadle wody)	Niezatopiony	$< I_{kr}$	$(0{,}7–0{,}8)h_{kr}$
		$\geq I_{kr}$	$(0{,}7–1{,}0)\ h_0^*$
	Zatopiony	$< I_{kr}$	h_d
		$\geq I_{kr}$	$(0{,}7–1{,}0)\ h_0^*$
Przepływ pełnym przekrojem (pod ciśnieniem)	Niezatopiony	–	$0{,}85\ h_p$
	Zatopiony	–	h_p

h_0 – głębokość w ruchu jednostajnym w przewodzie,

h_0^* – jako głębokość bezpieczną zaleca się przyjmować $h_{wyl} = 0{,}7h_o$,

h_p – wysokość przepustu.

We wszystkich przypadkach, gdy koryto wypadu przechodzi w ukształtowane koryto cieku zaleca się stosowanie prostoliniowego w planie rozszerzenia wypadu. Podane powyżej zalecenia dotyczą przypadków, gdy uskok dna na końcu wylotu przepustu p nie przekracza 0,2 m. Gdy uskok ten jest większy, w obliczeniach wypadu należy uwzględnić rzeczywistą wysokość energii strumienia wody spadającego na płytę wypadu.



Rys. 3.13. Typy umocnień poniżej przepustów i małych mostów: 1 – pryzma kamieni, 2 – narzut kamienny, bruk płyty lub inne umocnienia dna, 3 – element kończący umocnienie [47]

Umocnienie wypadu. Koryto za wylotem przepustu lub małego mostu powinno być umocnione, a długość umocnień powinna spełniać następujące warunki:

• L_u = (2–3)D lub (2–3)b, gdzie D – średnica przewodu kołowego, b – szerokość otworu prostokątnego

• L_w = 1,2–1,5L_u – długość wypadu.

Typ umocnienia należy dobierać w zależności od prędkości obliczeniowej v_{obl}, której wartość zaleca się przyjmować jako równą 1,5 v_{wyl} i powinno być ono układane na filtrze odwrotnym. Zaleca się stosować na końcu umocnień pionowy nachylony element ochronny (rys. 3.13), zagłębiony na głębokości $h_u \geq 1{,}3\Delta h_r$, gdzie Δh_r – głębokość rozmycia obliczona dla występującego w dolnym stanowisku rodzaju ruchu.

Głębokość rozmycia. Do zaprojektowania głębokości założenia elementu zabezpieczającego na końcu umocnień potrzebna jest znajomość głębokości rozmycia koryta. Teoretyczną głębokość rozmycia Δh_r należy obliczać w zależności od lokalizacji odskoku:

• gdy odskok hydrauliczny zatapia wylot budowli:

$$\Delta h_r = h_d\left(\frac{v_{wyl}}{v_{nr}} - 1\right) \tag{3.75}$$

• gdy odskok hydrauliczny powstaje na rozszerzającym się wypadzie:

$$\Delta h_r = 1{,}85 h_{2w} - h_d \tag{3.76}$$

• gdy odskok hydrauliczny powstaje za wypadem:

$$\Delta h_r = 1{,}5 h_d \tag{3.77}$$

Rzeczywistą maksymalną głębokość rozmycia oblicza się ze wzoru

$$\Delta h_{r\,\max} = k\Delta h_r \tag{3.78}$$

Współczynnik redukcyjny k należy przyjmować z przedziału (0,6–0,8), przy czym wartości mniejsze odpowiadają małym zlewniom, w których wezbrania są krótkotrwałe.

Jeśli obliczona głębokość rozmyć przekracza 2 m, to należy na wylocie budowli zaprojektować urządzenie do rozpraszania energii (nieckę wypadową, próg, szykany itp.) zgodnie z zasadami projektowania wypadów budowli piętrzących lub zastąpić przepust małym mostem.

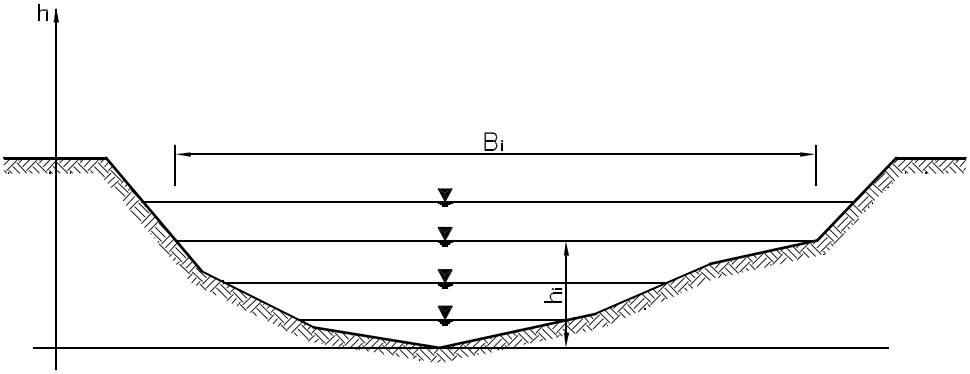
3.2.6. PRZYKŁADY OBLICZENIOWE

PRZYKŁAD 3.3

Na potoku jak w przykładzie 2.2, o przekroju poprzecznym przedstawionym na rys. 3.14, dla wyznaczonego przepływu miarodajnego Q_m = 26,63 m^3/s zaprojektować mały most usytuowany w drodze klasy G, Z.

Dane wyjściowe:

- szerokość drogi wraz z poboczami – 9,50 m,
- średni spadek zlewni I = 0,76%,
- pomierzony w terenie przekrój poprzeczny potoku przedstawia rys. 3.14,
- dno potoku stanowią żwiry średnie, prędkość nierozmywająca dla h = 1,0 m wynosi v_{nr} = 0,95 m/s (tab. 3.7),
- pomierzony średni spadek zwierciadła wody I_w = 0,00075 = 0,75‰,
- n = 0,025 – kanał ziemny kręty o zmiennym przekroju (tab. 3.3, poz. 11).



Rys. 3.14. Przekrój poprzeczny potoku

Rozwiązanie

Wyznaczenie krzywej konsumcyjnej, głębokości normalnej i krytycznej. W potoku, z uwagi na nieregularny jego przekrój poprzeczny, mamy do czynienia z ruchem wolnozmiennym, który zgodnie z jego definicją możemy w przypadku obliczeń inżynierskich traktować jako ruch jednostajny. Z tego powodu, z braku bezpośrednich pomiarów natężenia przepływu na potoku, dla przekroju poprzecznego potoku przedstawionego na rys. 3.14 sporządzono krzywą konsumcyjną, korzystając ze wzoru Manninga:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} I_e^{\frac{1}{2}} .$$

Mając na uwadze, że dla przyjętych do obliczeń napełnień w korycie potoku spełniony jest warunek $A/B > 10h_{śr}$, promień hydrauliczny zastąpiono średnią głębokością $h_{śr}$. Podstawiając dane wyjściowe podane powyżej, otrzymamy

$$Q = \frac{1}{0{,}025} A h_{śr}^{\frac{2}{3}} 0{,}00075^{\frac{1}{2}} = 1{,}0954 A h_{śr}^{\frac{2}{3}} .$$

Wyniki obliczeń natężenia przepływu w potoku dla przyjętych napełnień w potoku zestawiono w tabeli 3.17.

Tabela 3.17. Zestawienie wyników obliczeń do krzywej konsumpcyjnej, głębokości normalnej i krytycznej w przekroju obliczeniowym potoku

H	B	A	$h_{śr}$	$Ah_{śr}^{\frac{2}{3}}$	A^3/B	v	Q
0,50	5,20	1,30	0,25	0,5159	0,4225	0,43	0,565
0,80	8,20	4,10	0,50	2,5828	8,405	0,69	2,830
1,20	12,10	8,16	0,67	6,2752	44,904	0,84	6,875
1,34	12,35	9,98	0,81	8,6584	**80,487**	0,95	9,485
1,50	12,40	11,83	0,95	11,465	133,52	1,06	12,560
2,00	13,40	18,30	1,37	22,526	457,35	1,35	24,640
2,05	13,45	19,05	1,42	**24,026**	514,00	1,38	**26,320**
2,30	13,80	21,45	1,55	28,782	715,16	1,47	31,530

Dla wartości wyrażeń:

$$\frac{Qn}{I_e^{\frac{1}{2}}} = \frac{26{,}63 \cdot 0{,}025}{0{,}00075^{\frac{1}{2}}} = 24{,}310,$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1{,}1 \cdot 26{,}63^2}{9{,}81} = 79{,}518,$$

z tabeli 3.15 odczytano:

głębokość normalną h_n = 2,05 m,

głębokość krytyczną h_{kr} = 1,34 m.

Obliczenie światła małego mostu. Z przedstawionych obliczeń wynika, że podczas przepływu miarodajnego w korycie potoku występuje ruch spokojny. Biorąc pod uwagę przekrój poprzeczny koryta i jego szerokość, światło mostu powinno się zawierać w granicach 8–12 m.

Przyjęto:

- światło mostu B_m = 8,50 m,
- μ = 0,88, m = 0,34, N = 0,81, k = 0,49 (przyczółki ze skrzydełkami ukośnymi – tab. 3.10, poz. 3),
- prędkość dopuszczalna (nierozmywająca) dla h = 2,05 m – v_{nr} = 1,15 · 0,95 = 1,09 m/s.

$$H = \left(\frac{Q}{mB_m\sqrt{2g}}\right)^{\frac{2}{3}} - \frac{v_s^2}{2g} = \left(\frac{26{,}63}{0{,}34 \cdot 8{,}50\sqrt{19{,}62}}\right)^{\frac{2}{3}} - \frac{1{,}38^2}{19{,}62} = 1{,}62 \text{ m},$$

$$NH = 0{,}81 \cdot 1{,}62 = 1{,}31 < 2{,}05 \text{ m},$$

czyli warunek ten nie jest spełniony. Przepływ wody pod mostem odbywa się ruchem spokojnym z prędkością równą

$$v = \frac{Q_m}{B_m h_d} = \frac{26{,}63}{8{,}50 \cdot 2{,}05} = 1{,}53 \text{ m/s}$$

i jest określony wzorem

$$Q = \mu B_m h_d \sqrt{2g(H_0 - h_d)}.$$

Spiętrzenie przed mostem H jest niewielkie i można je metodą kolejnych przybliżeń określić ze wzoru:

$$h_d + \frac{\alpha v^2}{2g} = H + \frac{\alpha v_s^2}{2g}$$

$$2{,}05 + \frac{1{,}2 \cdot 1{,}53^2}{19{,}62} = 2{,}09 + \frac{1{,}2 \cdot 1{,}32^2}{19{,}62}$$

$$2{,}194 \approx 2{,}196$$

$$Q = \mu B_m h_d \sqrt{2g(H_0 - h_d)} = 0{,}88 \cdot 8{,}50 \cdot 2{,}05\sqrt{19{,}62(2{,}20 - 2{,}05)} = 26{,}30 \text{ m}^3\text{/s}.$$

Ponieważ $h_{wyl} = h_d > h_{kr}$, zatem odskok hydrauliczny nie wystąpi, konieczne jest natomiast umocnienie dna ze względu na przekroczenie prędkości dopuszczalnej. Przyjęto ubezpieczenie dna i skarp koryta do wysokości 1,50 m z narzutu kamiennego (kamień o grubości 7,5 cm prędkość dopuszczalna v_d = 2,4 m/s) na długości:

- 10,0 m przed mostem i w przekroju mostowym,
- L_w = 1,2, L_u = 1,2 · 2 B_m =20,40 m za mostem,

według schematów typów umocnień pokazanych na rys. 3.13.

PRZYKŁAD 3.4

Na kanale otwartym o wymiarach jak w przykładzie 3.2, dla przepływu miarodajnego Q = 2,80 m^3/s zaprojektować przepust drogowy usytuowany w drodze klasy L.

Dane wyjściowe:

- szerokość drogi wraz poboczami b = 9,50 m,
- długość przepustu L = 14,0 m,
- wymiary kanału ziemnego ubezpieczonego o przekroju trapezowym, szerokości w dnie b = 0,80 m, nachyleniu skarp 1 : m = 1 : 1,5 i współczynniku szorstkości n = 0,025,
- prędkość dopuszczalna dla h = 1,0 m wynosi v_d = 1,10 m/s, natomiast dla h = 1,08 m – v_d = 1,07 m/s,
- głębokość normalna h_n = 1,08 m i głębokość krytyczna h_{kr} = 0,74 m,
- spadek dna kanału i przepustu $I_d = I_p$ = 1,50‰.

Rozwiązanie według normatywu [47]

Biorąc pod uwagę wymiary kanału i warunki hydrauliczne przepływu wody miarodajnej w kanale przyjęto przepust drogowy o przekroju kołowym ϕ = 1000 mm o zatopionym kołnierzowym wlocie i wylocie. Zadanie rozwiązujemy zakładając średnicę D. Dla przyjętej średnicy potrzebne spiętrzenie wody górnej H_0 wynosi:

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\varsigma_{\mathrm{wl}} + \frac{2gn^2 L_o}{R_h^{\frac{4}{3}}}}} = \sqrt{\frac{1}{1+0{,}33+\frac{19{,}62\cdot 0{,}013^2\cdot 10{,}40}{0{,}25^{\frac{4}{3}}}}} = 0{,}80,$$

$$H_0 = h_d + \frac{Q_m^2}{2gA_p^2\mu^2} - I_p L = 1{,}08 + \frac{2{,}80^2}{19{,}62\cdot 0{,}785^2\cdot 0{,}80^2} - 0{,}0015\cdot 14{,}0 = 2{,}07 \text{ m}.$$

Wyznaczona wartość H_0 jest zbyt duża, dlatego w kolejnej próbie założono średnicę przepustu D = 1,20 m. W tym przypadku musimy skorzystać ze schematu przepustu z zatopionym wlotem i niezatopionym wylotem całkowicie wypełnionym wodą.

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\varsigma_{\mathrm{wl}} + \frac{2gn^2 L_o}{R_h^{\frac{4}{3}}}}} = \sqrt{\frac{1}{1+0{,}33+\frac{19{,}62\cdot 0{,}013^2\cdot 10{,}40}{0{,}30^{\frac{4}{3}}}}} = 0{,}67,$$

$$H_0 = \varepsilon h_p + \frac{Q_m^2}{2gA_p^2\mu^2} - I_p L = 0{,}75\cdot 1{,}20 + \frac{2{,}80^2}{19{,}62\cdot 1{,}13^2\cdot 0{,}67^2} - 0{,}0015\cdot 14{,}0 = 1{,}68 \text{ m}$$

$$Q = \mu A_p\sqrt{2g\left(H_o + I_p L_p - \varepsilon h_p\right)}$$
$$= 0{,}67\cdot 1{,}13\sqrt{19{,}62\left(1{,}68+0{,}0015\cdot 14{,}0 - 0{,}75\cdot 1{,}20\right)} = 3{,}0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Głębokość wody górnej obliczona metodą kolejnych przybliżeń wynosi:

- przybliżenie pierwsze: H = 1,65 m, A = 5,40 m^2, v_o = 0,52 m/s, H_0 =1,67 m,
- przybliżenie drugie: H = 1,67 m, A = 5,52 m/s, v_o = 0,51 m/s, H_0 = 1,69 m.

Sprawdzenie warunków hydraulicznych pracy przepustu:

- H = 1,68 m > 1,4, h_p = 1,4 · 1,20 =1,68 m.
- h_d = 1,08 m < 1,1, h_p = 1,1 · 1,20 = 1,32 m,
- I_p = 0,0015 < I_t = 0,0052,

gdzie I_t – spadek hydrauliczny przy przepływie Q_m wypełniającym cały przekrój przewodu przepustu, określany wzorem

$$I_t = \frac{Q_m^2 n^2}{A_p^2 R_h^{\frac{4}{3}}} = \frac{2{,}80^2\cdot 0{,}013^2}{1{,}13^2\cdot 0{,}30^{\frac{4}{3}}} = 0{,}0052.$$

Ocena warunków hydraulicznych poniżej wylotu:

• głębokość wody na wylocie z przepustu według tab. 3.14, poz. 5:

$$h_{\text{wyl}} = 0{,}85h_p = 0{,}85 \cdot 1{,}20 = 1{,}02 \text{ m},$$

• kąt środkowy i powierzchnia przekroju wylotowego:

$$\cos\frac{\varphi}{2} = \frac{0{,}60 - 0{,}18}{0{,}60} = 0{,}70,$$

$$A_{\text{wyl}} = \frac{D^2}{4}\left(\pi - \frac{\Phi}{2}\right) = \frac{1{,}20^2}{4}\left(3{,}14 - \frac{0{,}794}{2}\right) = 0{,}99 \text{ m}^2$$

• prędkość wody w przekroju wylotowym:

$$v_{\text{wyl}} = \frac{Q_m}{A_{\text{wyl}}} = \frac{2{,}80}{0{,}99} = 2{,}82 \text{ m/s}.$$

Dla

$$W_Q = \frac{Q}{D^2\sqrt{gD}} = \frac{26{,}63}{1{,}20^2\sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}20}} = 5{,}390$$

z tab. 3.13 odczytano: $h_{\text{kr}}/D = 0{,}749$, a stąd głębokość krytyczna w przewodzie przepustu wynosi $h_{\text{kr}} = 0{,}90$ m, co świadczy, że przepływ w przepuście odbywa się ruchem spokojnym. Ponieważ $h_{\text{wyl}} = 0{,}85h_d = 1{,}02$ m > h_{kr}, odskok hydrauliczny nie wystąpi, natomiast konieczne jest umocnienie dna ze względu na przekroczenie prędkości dopuszczalnej (v_{nr} =1,07 m/s). Przyjęto ubezpieczenie dna i skarp koryta do wysokości 1,50 m z narzutu kamiennego (kamień o grubości 15 cm prędkość dopuszczalna v_d = 3,3 m/s) na długości $L_w = 1{,}5\ L_u = 1{,}5 \cdot 3D$ =5,40 m za wylotem z przepustu według jednego z typów umocnień pokazanych na rys. 3.13.

3.3. RUCH WÓD GRUNTOWYCH

3.3.1. UWAGI WSTĘPNE

Ruch wód gruntowych jest szczególnym przypadkiem przepływu cieczy przez ośrodek porowaty lub inaczej mówiąc – filtracji cieczy. Woda zawarta w gruncie występuje pod różnymi postaciami (wody kapilarnej, higroskopijnej itp.). Jeżeli woda wypełnia wszystkie pory gruntu, to przy odpowiednich wielkościach porów część jej może poruszać się pod wpływem siły ciężkości. W naszym kursie będziemy zajmować się tylko taką wodą.

W przeważającej liczbie przypadków ruch wody w gruncie jest ruchem laminarnym. Wyjątek stanowi ruch wody przepływającej przez warstwy grubego żwiru, oto-

czaków czy kamieni. W dalszych rozważaniach będziemy traktowali ruch wody gruntowej wyłącznie jako laminarny. Badania różnych autorów wykazały, że granicę, do której ruch jest całkowicie laminarny i można stosować warunek liniowej zależności prędkości i oporów ruchu (strat hydraulicznych energii) stanowi wartość liczby Reynoldsa opisana wyrażeniem

$$\mathrm{Re} = \frac{vd}{\nu} = 5 \tag{3.79}$$

gdzie: v – prędkość filtracji,
d – miarodajna średnica ziaren,
ν – kinematyczny współczynnik lepkości.

3.3.2. PODSTAWOWE PRAWO FILTRACJI – PRAWO DARCY'EGO

Ruch cieczy w ośrodkach porowatych, jakim jest ośrodek gruntowy, odbywa się w kanalikach o bardzo małych przekrojach. Różnice ciśnień, a zatem i spadki hydrauliczne są zwykle również niewielkie. Małe prędkości przepływu i małe przekroje kanalików gwarantują, że przepływ jest ruchem laminarnym. Ponieważ określenie rzeczywistych powierzchni kanalików i rzeczywistych w nich prędkości przepływu nie jest możliwe, do praktyki obliczeń hydraulicznych wprowadzono więc umowny, fikcyjny model przepływu, zwany przepływem filtracyjnym. Jest on zdefiniowany w następujący sposób:

- granice obszaru filtracji pokrywają się z granicami ośrodka porowatego, w którym odbywa się przepływ,
- w odpowiadających sobie punktach obu obszarów (obszaru filtracji i warstwy gruntu) ciśnienia są jednakowe,
- przepływy cieczy przez odpowiadające sobie powierzchnie są jednakowe,
- w odróżnieniu od ośrodka porowatego, obszar filtracji jest „pusty", nie zawiera ziarn gruntu i ciecz porusza się w całym obszarze wzdłuż regularnych torów.

Jak wynika z ostatniej własności obszaru filtracyjnego, prędkości w nim są mniejsze od prędkości rzeczywistych. Otrzymane fikcyjne pole prędkości jest za to regularne i ruch poddaje się łatwiej opisowi matematycznemu.

Zgodnie z teorią przepływów laminarnych oraz doświadczeniem, opory ruchu, a więc i ilość energii zużytej na ich pokonanie, są wprost proporcjonalne do prędkości. Na podstawie licznych doświadczeń nad ruchem laminarnym ustalono, że wydatek filtracyjny Q jest proporcjonalny do przekroju poprzecznego A badanego gruntu i do spadku linii ciśnień I, a więc:

$$Q = kAI \tag{3.80}$$

Współczynnik proporcjonalności k nazywamy *współczynnikiem filtracji albo przepuszczalności gruntu* i zależy on od rodzaju gruntu, wielkości i kształtu ziaren, ciężaru właściwego i lepkości cieczy. Ponieważ iloraz Q/A wyraża prędkość v, na podstawie

wzoru (3.80) otrzymamy zatem podstawowe prawo filtracji, zwane prawem Darcy'ego w postaci

$$v = kI \tag{3.81}$$

We wzorze tym prędkość filtracji v jest liniową funkcją spadku linii ciśnienia I. Jak wynika ze wzoru Darcy'ego, współczynnik filtracji k ma wymiar prędkości, tj. m/s.

Podczas przepływu wody przez wały i groble ziemne lub jej dopływu do rowu i studni powierzchnia swobodna zwierciadła wody gruntowej układa się wzdłuż linii krzywej, zwanej *krzywą depresji.* W tych przypadkach spadek powierzchni swobodnej cieczy jest zmienny, w związku z czym wzór Darcy'ego przyjmuje postać

$$v = k\frac{dz}{dx} \tag{3.82}$$

gdzie dz i dx są to elementarne przyrosty współrzędnych krzywej depresji.

Wzór (3.82) znany jest pod nazwą wzoru Dupuita.

3.3.3. WSPÓŁCZYNNIK FILTRACJI

Do wyznaczania współczynnika filtracji stosowane są następujące metody:

- na podstawie wzorów empirycznych,
- na podstawie badań laboratoryjnych,
- na podstawie próbnego pompowania.

Wzory empiryczne. Ustalono szereg wzorów doświadczalnych do określenia współczynnika filtracji, które uzależniają jego wartość głównie od temperatury cieczy i od tzw. średnicy zastępczej gruntu. Tym ostatnim pojęciem określa się średnicę ziarn gruntu złożonego z cząstek o jednakowych wymiarach, dla którego wartość współczynnika filtracji jest taka sama jak dla gruntu rzeczywistego.

Na podstawie badań Allena–Hazena i Kinga ustalono, że jako średnicę zastępczą można przyjmować ziarna, które wraz z frakcjami niższymi stanowią 10% ciężaru całej próbki badanego gruntu. Z badań tych wynika, że ziarna o drobnej średnicy wpływają bardziej na wartość współczynnika filtracji niż ziarna grube.

Przytoczono tu niektóre, najczęściej stosowane wzory służące do określania wartości współczynnika filtracji:

- Wzór Hazena

$$k = c\left(0{,}7 + 0{,}03t\right)d_z^2 \tag{3.83}$$

gdzie: k – współczynnik filtracji, w m/dobę,

d_z – średnica zastępcza równa średnicy ziarn, które wraz z mniejszymi stanowią 10% ciężaru próbki, w mm,

t – temperatura cieczy, w stopniach Celsjusza,

c – współczynnik, którego wartość w zależności od porowatości waha się w granicach 700–1000.

• Wzór Slichtera

$$k = c\left(1 + 0{,}0104\,t\right)d_z^2 \tag{3.84}$$

gdzie: k – współczynnik filtracji, w m/h,
d_z – średnica zastępcza równa średnicy ziarn, które wraz z mniejszymi stanowią 10% ciężaru próbki, w mm,
t – temperatura cieczy, w stopniach Celsjusza,
n – porowatość przestrzenna gruntu.

Zależność między wartościami c i n przedstawia się następująco:

n	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46
c	3,01	4,83	7,32	10,50	13,80	19,80

Tabela 3.18. Wartości współczynników filtracji k dla niektórych gruntów, według Kolisa

Rodzaj gruntu	k [m/s]
Żwiry o średnicy 4–8 mm	$3{,}5 \cdot 10^{-2}$
Żwiry o średnicy 2–4 mm	$2{,}5 \cdot 10^{-2}$–$3{,}0 \cdot 10^{-2}$
Piasek gruboziarnisty i średnioziarnisty	$1 \cdot 10^{-3}$–$1 \cdot 10^{-4}$
Bardzo drobny piasek	$1 \cdot 10^{-5}$–$1 \cdot 10^{-6}$
Glina	$1 \cdot 10^{-8}$–$1 \cdot 10^{-9}$
Ił zwarty	$1 \cdot 10^{-9}$–$1 \cdot 10^{-12}$

Sposobu wyznaczania współczynnika filtracji metodą laboratoryjną i na podstawie próbnego pompowania nie podaje się, gdyż jest on omówiony w literaturze specjalistycznej. Wartości współczynników filtracji dla danego terenu badań i gruntów na nim się znajdujących zawarte są w dokumentacji hydrogeologicznej, stanowiącej podstawę do wymiarowania urządzeń odwadniających.

3.3.4. DOPŁYW WODY GRUNTOWEJ DO DRENU I ROWU

Najprostszym, a zarazem najskuteczniejszym sposobem obniżenia poziomu wody gruntowej na danym obszarze jest wykonanie drenowania lub systemu rowów otwartych. Jednostronny dopływ wody gruntowej do tych urządzeń odwadniających, w zależności od lokalnych warunków geologicznych, określa się ze wzorów:

• gdy dno drenu lub rowu posadowione jest na warstwie nieprzepuszczalnej:

$$q = \frac{k\left(H^2 - h_0^2\right)}{2R} \tag{3.85}$$

• gdy dno drenu lub rowu znajduje się w warstwie przepuszczalnej (wzór Kostiakowa):

$$q = \frac{0{,}7\pi k\left(H - h_0\right)}{2\ln\dfrac{R}{h_0}} \tag{3.86}$$

gdzie: q – jednostronny dopływ do drenu lub rowu na 1 mb drenu lub rowu [m^3/dobę · mb drenu lub rowu] lub [m^3/s·1 mb drenu lub rowu],
k – współczynnik filtracji [m/dobę] lub [m/s],
H – grubość warstwy wodonośnej nad drenem lub dnem rowu [m],
h_0 – napełnienie drenu lub rowu [m],
R – promień zasięgu oddziaływania drenu lub rowu albo inaczej zasięg de presji [m].

3.3.5. ZASIĘG DEPRESJI

Jeżeli musimy ustalić zasięg depresji bez przeprowadzania badań w terenie, to możemy posłużyć się wzorem doświadczalnym Sichardta w postaci

$$R = 3000\, S_0 \sqrt{k} \tag{3.87}$$

$$R = 10\, S_0 \sqrt{K} \tag{3.88}$$

gdzie: $S_0 = H - h_0$ – depresja w studni, w m,
R – zasięg depresji, w m,
k – współczynnik filtracji, w m/s,
K – współczynnik filtracji, w m/dobę.

W literaturze fachowej podawany jest również wzór Kusakina, ustalony dla pracy wielu studzien, w postaci

$$R = 2\, S_0 \sqrt{KH} \tag{3.89}$$

$$R = 575\, S_0 \sqrt{kH} \tag{3.90}$$

gdzie: S_0 – depresja w środku ciężkości układu studzien, w m,
K – współczynnik filtracji, w m/dobę,
H – grubość warstwy wodonośnej, w m.
k – współczynnik filtracji, w m/s.

Stosując wzór Sichardta do obliczenia największego dopływu do rowu, drenu lub studni w warunkach ustabilizowanych, należy liczyć się z tym, że w okresie początkowym dopływy mogą być większe i zbliżone do obliczonych według wzoru Kusakina.

4. SPOSOBY ODWADNIANIA BUDOWLI KOMUNIKACYJNYCH

4.1. DROGI I AUTOSTRADY

Konstrukcje nawierzchni, zarówno dróg jak i autostrad, są narażone na bezpośrednie działanie zmiennych obciążeń dynamicznych, drgań, a także czynników atmosferycznych: deszczu, śniegu, wiatru, mrozów i upałów. Podłoże nawierzchni z reguły podlega ciągłym zmianom wilgotności, a ponadto znajduje się w strefie przemarzania. Ruch pojazdów i natężenie ruchu ma decydujące znaczenie na powstawanie uszkodzeń w nawierzchniach drogowych. Wody podziemne, zalegające płytko pod nawierzchnią, nasycają podłoże gruntowe i w warunkach zimowych powodują wysadziny, a następnie przełomy drogowe. Przyczyną powstawania uszkodzeń mrozowych jest grunt wysadzinowy w podłożu, dopływająca woda i mróz. Jeżeli te trzy czynniki występują jednocześnie, to w podłożu gruntowym tworzą się soczewki lodowe, które – przyciągając wodę z dolnych warstw – zwiększają swą objętość, tworząc groźne dla ruchu pojazdów wysadziny.

Jednym z podstawowych warunków trwałości nawierzchni jest staranne jej odwodnienie. Rowy, ścieki i korytka odwodnień liniowych zaliczane są do najskuteczniej działających urządzeń. Odznaczają się one wieloma zaletami, a przede wszystkim prostą konstrukcją, łatwością kontroli stanu technicznego i prowadzenia remontów zapobiegawczych. Ich wadą natomiast jest zajmowanie znacznych powierzchni terenu, a także utrudnienia komunikacji i uciążliwa konserwacja, zwłaszcza gdy jest ona związana ze stale odrastającą roślinnością.

Wymienione urządzenia mają na celu szybkie odprowadzenie wody powierzchniowej. Skuteczne odwodnienie na drogach szybkiego ruchu ma m.in. na celu uniemożliwienie powstawania poślizgu wodnego (*aquaplaning*).

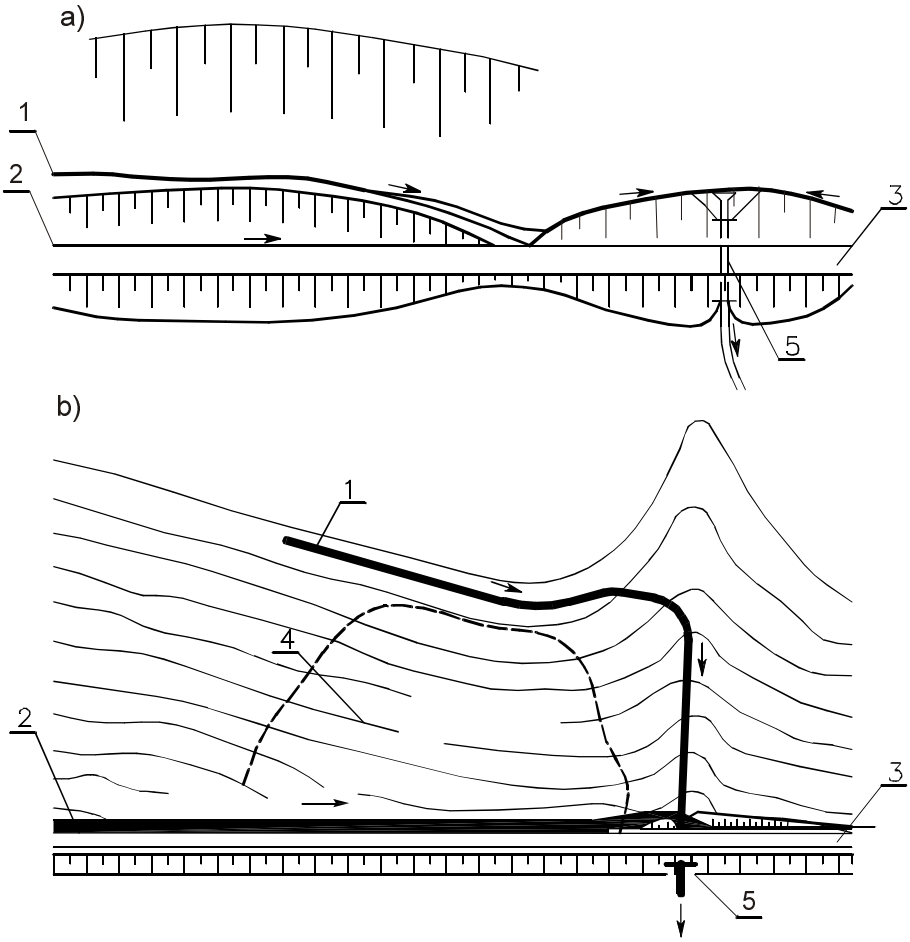
4.1.1. ROWY OTWARTE

Powszechnie stosowanym systemem odwodnienia szlaków komunikacyjnych są rowy otwarte dostosowane do warunków lokalnych i klasy drogi. Ze względu na ich usytuowanie w stosunku do drogi i kształt przekroju poprzecznego można je podzielić na:

- rowy skarpowe górne (stokowe),
- rowy skarpowe dolne (przydrożne),
- rowy trójkątne,
- rowy opływowe.

Rowy skarpowe górne (stokowe). Odcinki dróg przebiegające po zboczach górskich lub położone w znacznych wykopach są narażone na dopływ wód opadowych,

pochodzących z obcych zlewni. Do przydrożnych urządzeń odwadniających przedostawać się więc mogą znaczne ilości wód, których odprowadzenie wymaga zastosowania rowów lub innych urządzeń o dużych przekrojach. Takie rozwiązanie nie jest jednak pożądane ze względu na pogorszenie bezpieczeństwa ruchu na drodze, większy koszt robót ziemnych, ryzyko wynikające z podcinania zboczy i powiększanie szerokości pasa komunikacyjnego. Wszystkich tych niepożądanych następstw możemy uniknąć, projektując rowy skarpowe górne (stokowe).



Rys. 4.1. Rowy skarpowe górne i dolne: a) zabezpieczenie torowiska ziemnego, b) zabezpieczenie usuwiska; 1 – rów skarpowy górny, 2 – rów skarpowy dolny, 3 – droga, 4 – teren usuwiskowy, 5 – przepust

Zadaniem tych rowów jest przede wszystkim:

• odciążanie rowów przydrożnych przez niedopuszczanie do nich znacznych ilości wód szybko spływających po stromych zboczach, z dużych nieraz powierzchni

zlewni; wynikiem takiego postępowania będzie ograniczenie wymiarów rowów przydrożnych;

• ochrona skarp wykopów i przyległych do drogi stoków przed nadmierną erozją powierzchniową;

• niedopuszczenie do nadmiernego zawilgocenia skarp budowli ziemnych, a więc zabezpieczenie ich przed procesami osuwiskowymi.

Aby rowy stokowe mogły należycie spełniać swe zadanie, powinny być:

• możliwe płytkie, aby nie przecinać zbyt głęboko pochyłych warstw gruntu i nie powodować usuwisk,

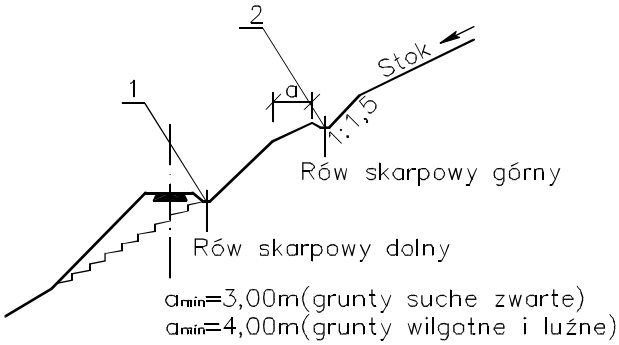
• dostosowane do całkowitego przyjmowania wód z tajania śniegu i wód deszczowych z opadów letnich,

• szczelne, aby nie dopuścić do infiltracji wód poprzez dno i skarpy rowu oraz do powstawania wysięków na niżej położonych powierzchniach skarp,

• odsunięte od górnej krawędzi skarpy na odległość minimum 3,0 m w gruntach suchych i zwartych oraz 4,0 m w gruntach wilgotnych i luźnych,

• starannie wykonane, systematycznie oczyszczane i konserwowane.

Trasa rowu stokowego powinna być niezależna od przydrożnego, mieć oddzielny odbiornik wód, i nie powinna dopuszczać do wprowadzania wód z rowów stokowych do rowów przydrożnych. Rozwiązanie tras rowów skarpowych górnych stokowych i dolnych przedstawiono na rysunku 4.1, a schemat drogi z rowem stokowym na rys. 4.2.



Rys. 4.2. Przekrój poprzeczny drogi z rowem stokowym:
1 – rów skarpowy dolny, 2 – rów skarpowy górny (stokowy)

Wytyczne do projektowania rowów skarpowych górnych:

kształt rowu	trapezowy
nachylenie skarp	1:1,5–1 : 1
szerokość dna	min 0,40 m
głębokość rowu	0,3–0,5 m
spadek dna	min 0,5%, max 12%
uszczelnienie skarp i dna	bruk z kamienia naturalnego, szczelny, materiały: rolowe maty bentonitowe, asfalt lany, beton asfaltowy.

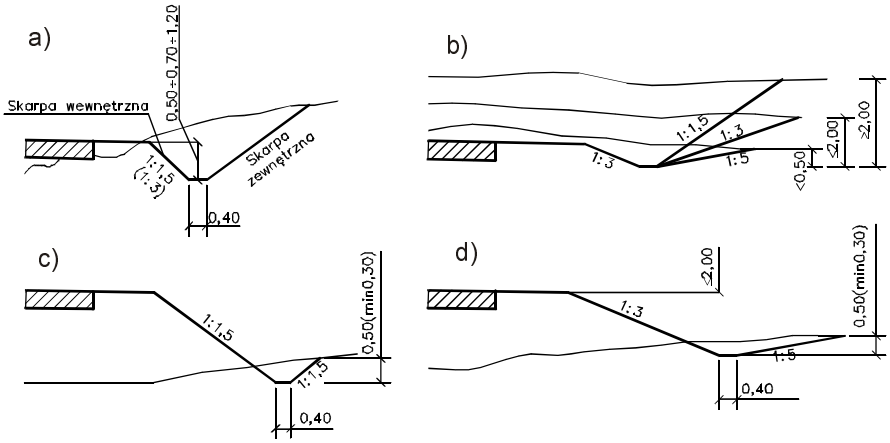
Trasę rowów stokowych należy dostosować do ukształtowania terenu i naturalnych półek stokowych; zmiany kierunków rowów powinny być dokonywane łukami o promieniu r_{min} = 10 m. W obliczeniach wymiarów rowów stokowych uwzględniamy ilość wód dopływających z wyznaczonej powierzchni zlewni.

Rowy skarpowe dolne (przydrożne). Zdecydowana większość dróg w Polsce ma tradycyjne rowy trapezowe, które – ze względu na bezpieczeństwo ruchu – nie mogą być zalecane. Rozporządzenia [47], [48] i normatyw techniczny projektowania dróg samochodowych oraz norma branżowa, dotycząca odprowadzenia wód opadowych z drogi, zawierają przepisy odnoszące się do stosowania rowów, które zawierają następujące wymagania:

- rowy przydrożne należy projektować tylko wtedy, gdy nie ma innego rozwiązania odprowadzania wód;
- stosowanie rowów trapezowych jest dopuszczalne jedynie na drogach klasy technicznej L i D;
- na drogach klasy technicznej Z mogą być projektowane, w odpowiednich warunkach terenowych, tylko płytkie rowy w kształcie opływowym;
- zaleca się, szczególnie dla dróg klasy Z, projektowanie – zamiast rowów – odpowiednio umocnionych ścieków o szerokości 2,5 m i głębokości 0,25 m;
- najmniejsze dopuszczalne pochylenie podłużne rowów drogowych wynosi 0,2%; wyjątkowo, na odcinkach do 200 m długości, można stosować pochylenie 0,1%;
- największe dopuszczalne pochylenie podłużne rowów zależy od rodzaju gruntu, sposobu ubezpieczenia skarp i dna rowu;
- szerokość dna rowu trapezowego wynosi 0,40 m;
- głębokość rowu trapezowego wynosi 0,50 m; w przypadku stosowania do odwadniania spodu koryta i dolnych warstw podbudowy poprzecznych sączków drogowych lub w razie konieczności głębienia rowów w celu wyrównania przebiegu ich dna, głębokości rowów – liczone od krawędzi korony drogi – nie mogą przekraczać w gruntach przepuszczalnych 0,70 m, a w gruntach nieprzepuszczalnych 1,2 m;
- zalecane nachylenia skarp rowów są następujące:

skarpy wewnętrzne		skarpy zewnętrzne		
klasa drogi	nachylenie	klasa drogi		nachylenie
Z	1:3	Z	1:1,5–1:5	zależnie od głębokości
L	1:1,5 (pożądane 1:3)			
D	1:1,5	L i D	1:1,5	niezależnie od głębokości

Przekroje poprzeczne trapezowych rowów, wykształcone zgodnie z podanymi zasadami, przedstawiono na rys. 4.3.



Rys. 4.3. Przekroje poprzeczne trapezowych rowów przydrożnych: a) drogi L i D klasy w wykopach, b) drogi L i D klasy w nasypach, c) drogi klasy Z w wykopach, d) drogi klasy Z w nasypach

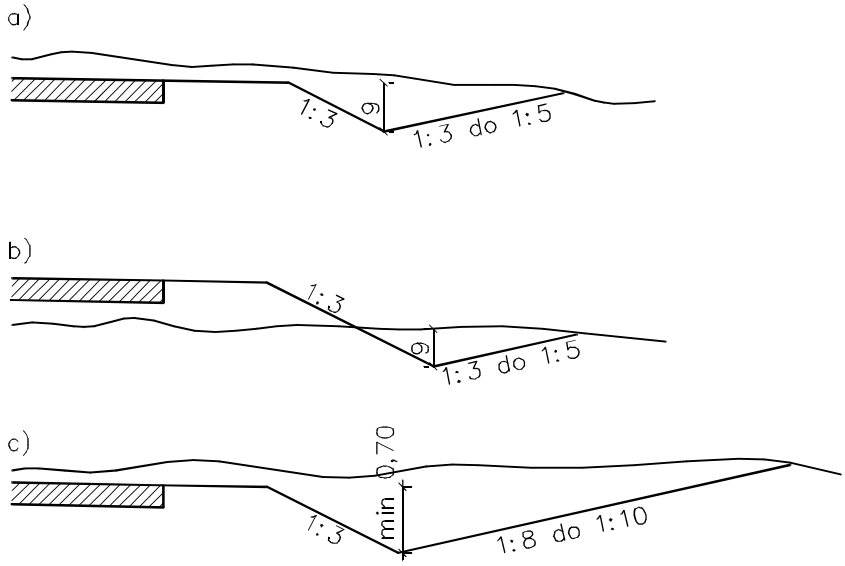
Rowy trójkątne. Rowy o przekroju trójkątnym, podobnie jak muldy, odznaczają się łagodnymi kształtami, co poprawia ich wygląd estetyczny, a także warunki bezpieczeństwa ruchu dla pojazdów mechanicznych poruszających się z prędkością ponad 60 km/h. Innymi zaletami rowów trójkątnych są korzystniejsze warunki hydrauliczne oraz możliwość łatwego ich wykonania sposobem mechanicznym. Ich wadą natomiast, w porównaniu z trapezowymi, jest konieczność zajmowania pod drogę szerszego pasa terenu. Wadę tę można zmniejszyć w ten sposób, że skarpom zewnętrznym, które mogą być włączone do upraw rolnych, nadaje się nachylenie od 1:8 do 1:10.

Zalecane wymiary rowów trójkątnych są następujące:

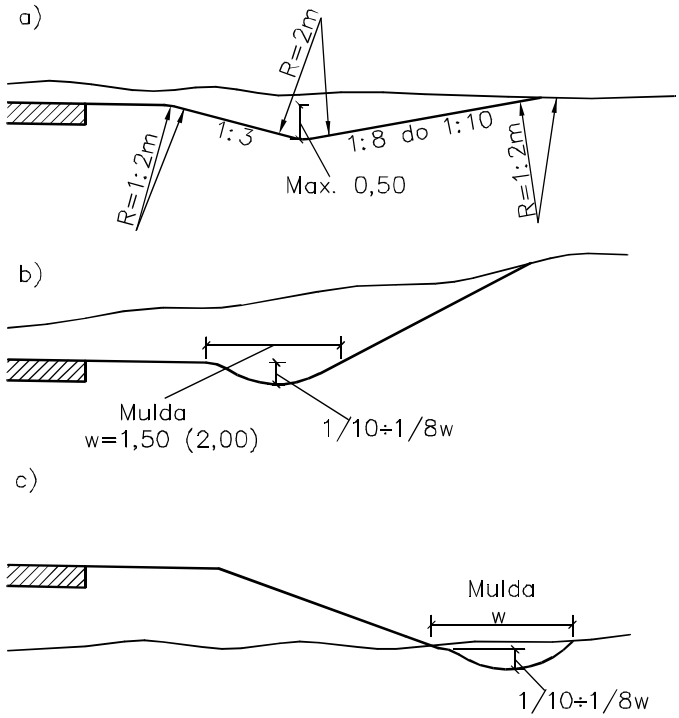
- głębokość rowu (minimalna) g = 0,30 m (największa głębokość rowu przy mechanicznym wykonaniu wynosi od 0,22 do 0,28 l, przy czym l oznacza długość lemiesza równiarki);
- nachylenie skarp wewnętrznych 1:3;
- nachylenie skarp zewnętrznych 1:3–1:5.

Przekroje poprzeczne rowów trójkątnych pokazano na rysunku 4.4.

Wzgląd na oszczędność terenu, zajmowanego pod urządzenia odwadniające, zmusza do ograniczenia głębokości rowów do minimum. Zalecane są one zatem do odwodnienia powierzchniowego odcinków dróg położonych w płytkich wykopach i niskich nasypach. Rowów trójkątnych nie można więc stosować jako rowów przydrożnych wówczas, gdy do odwodnienia spodu koryta przewiduje się poprzeczne sączki. Nie nadają się one również do odwodnienia dróg w głębszych wykopach, ze względu na znaczne koszty robót ziemnych i wywłaszczeń.



Rys. 4.4. Przekroje poprzeczne rowów trójkątnych: a) w płytkim wykopie, b) w niskim nasypie, c) przy rozkopaniu przyległego terenu



Rys. 4.5. Rów opływowy i mulda: a) rów opływowy, b) mulda w wykopie, c) mulda przy nasypie

Rowy opływowe. Płytkie rowy trójkątne o wyokrąglonych kształtach noszą nazwę rowów opływowych, które w porównaniu z trójkątnymi wykazują wiele podobnych cech. Podobne są też warunki ich stosowania. Ze względu na swą opływowość jeszcze lepiej niż trójkątne wpisują się w teren. Zalecane są szczególnie dla dróg klasy technicznej Z.

Kształt i wymiary rowów opływowych pokazano na rysunku 4.5. Rowy opływowe z reguły są umocnione darniną lub geomatami.

4.1.2. MULDY, ŚCIEKI DROGOWE, RYNNY

Muldy, jako płytkie ziemne wykopy o wyokrąglonych kształtach, zalicza się do elementów odwadniających opływowych. Mają one w przekroju poprzecznym najczęściej kształt kołowy odcinkowy o następujących wymiarach:

- szerokość muldy:
  1,5 m (drogi drugorzędne),
  2,0 m (drogi główniejsze),
- głębokość muldy od 1/10 do 1/8 szerokości.

W zależności od spadków podłużnych, muldy umacnia się za pomocą darniny, bruku z kamienia naturalnego lub sztucznego, a także geomatami. Kształt muldy, wraz z jej wymiarami zależnymi od korpusu drogi, pokazano na rys. 4.5.

Ścieki drogowe, jako płytkie utwardzone łożyska, przeznaczone dla małych ilości wody, zajmują mniej miejsca w pasie drogowym oraz nie naruszają warunków estetyki i bezpiecznej jazdy, dzięki temu z powodzeniem zastępują rowy przydrożne. Szczególnie zalecać je można dla dróg biegnących w wykopach. Należą one do nowoczesnych elementów powierzchniowego systemu odwodnienia dróg, a rozmaitość rozwiązań konstrukcyjnych świadczy o ciągłym ich udoskonalaniu. W praktyce odwodnień spotykamy ścieki otwarte i kryte.

Spadki podłużne ścieków, ze względu na materiał, z którego są wykonane (beton cementowy lub bruk z kamienia naturalnego), mogą być znacznie większe niż w rowach, bez potrzeby dodatkowych zabezpieczeń i mogą dochodzić nawet do 15%. Na krótkich odcinkach ścieków, okresowo prowadzących wodę i w niedużych ilościach, mogą być nieograniczone. Minimalne spadki podłużne dna ścieków, ze względu na małą ich sprawność hydrauliczną (przepustowość) i większe trudności ich wykonawstwa w porównaniu z rowami, muszą być większe i nie powinny być mniejsze niż 0,3%.

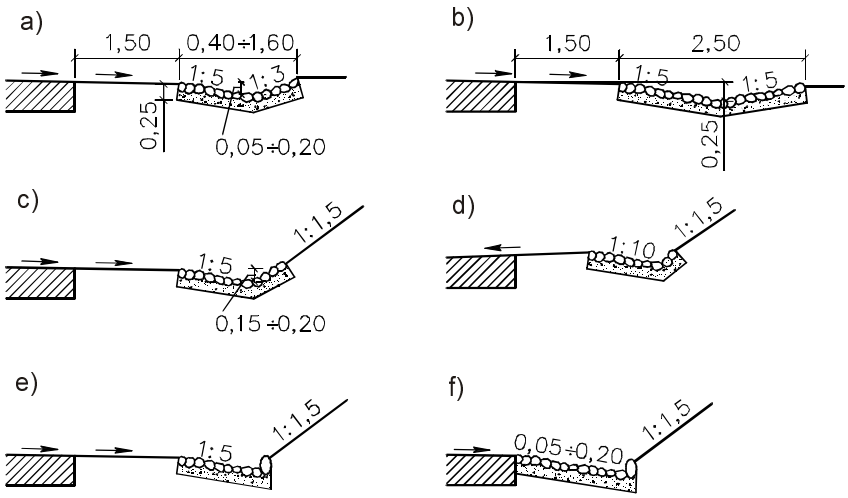
Ścieki kryte mają wspólną cechę charakterystyczną – stosowany spadek podłużny, potrzebny do odpływu wody, jest w nich całkowicie niezależny od niwelety jezdni. Stwarza to możliwość budowania jezdni o stałych spadkach poprzecznych, również na odcinkach o poziomej niwelecie. Woda powierzchniowa jest przyjmowana przez ścieki kryte w sposób ciągły, podobnie jak w ściekach jednoskrzydłowych i dwuskrzydłowych.

Ze względu na kształty samego koryta przepływowego, ścieki mogą być prostokątne, trapezowe, o wyokrąglonych kształtach i trójkątne, przy czym te ostatnie są jednoskrzydłowe lub dwuskrzydłowe. Z uwagi zaś na sposób wykonania dzielimy ścieki na brukowane na miejscu i układane z gotowych prefabrykatów.

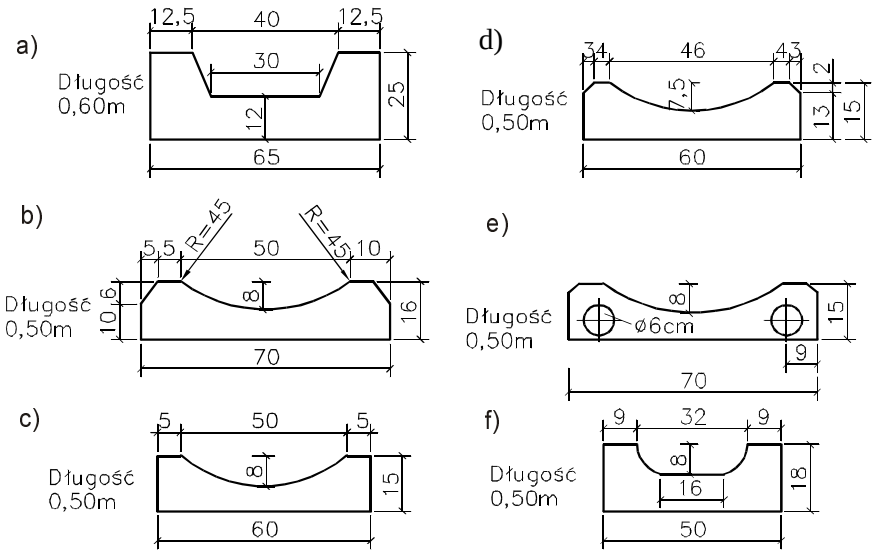
Ścieki trójkątne dwuskrzydłowe odwadniają torowisko ziemne w wykopach przechodzących przez osiedla lub służą do odprowadzenia wód z powierzchni placów. Boczne powierzchnie skrzydeł są nachylone od 1:3 do 1:5 przy głębokościach w granicach 10–25 cm.

Ścieki trójkątne jednoskrzydłowe w porównaniu z poprzednimi są oszczędniejsze pod względem zajmowanego terenu. Mają one następujące wymiary: głębokość ścieku 5–20 cm, nachylenie powierzchni bocznej ścieku od 1:5 do 1:10. Ścieki jednoskrzydłowe projektuje się często w poboczu drogi, szczególnie w terenach górzystych przy prowadzeniu trasy po stokach gór, gdzie – ze względu na tendencję do ograniczenia objętości robót ziemnych i obawę przed skutkami podcinania zboczy – dążymy do maksymalnego ograniczenia wymiarów korpusu drogi. Pobocze spełnia tu podwójną rolę, tj. zabezpiecza ruch i służy jako ściek. Pobocze takie musi być odpowiednio umocnione, a nawet uszczelnione. Przekroje poprzeczne konstrukcji ścieków dwuskrzydłowych i jednoskrzydłowych przedstawiono na rys. 4.6.

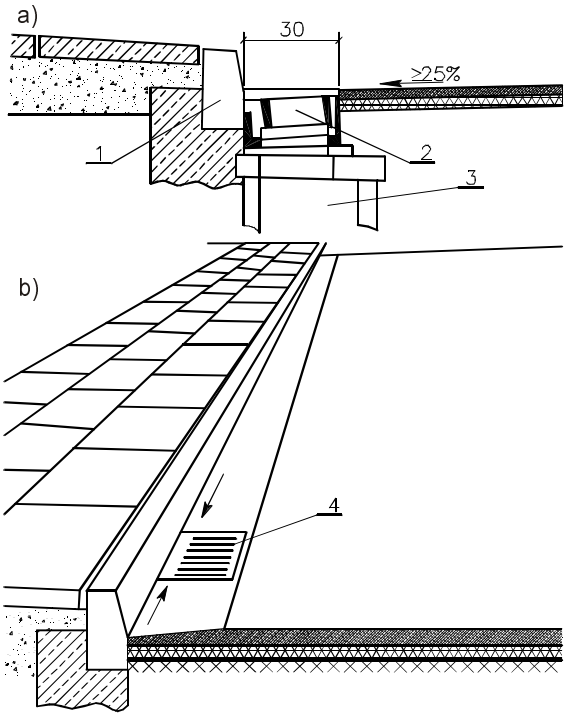
Ścieki z elementów betonowych są wykonane z gotowych prefabrykatów. Elementy powinny być wykonane z betonu cementowego hydrotechnicznego, ze względu na trudne warunki ich pracy. W praktyce stosowane bywają ścieki trapezowe, segmentowe i korytkowe. Elementy te nie są jeszcze w Polsce objęte żadną normą, stąd ich duża dowolność w kształtach i wymiarach (rys. 4.6–4.9).



Rys. 4.6. Ścieki dwuskrzydłowe i jednoskrzydłowe brukowane: a) ściek dwuskrzydłowy, b) ściek dwuskrzydłowy wg normatywu, c) ściek dwuskrzydłowy w wykopie, d) ściek dwuskrzydłowy w wykopie i jezdni o spadku jednostronnym, e) ściek jednoskrzydłowy w wykopie, f) ściek jednoskrzydłowy na drodze stokowej



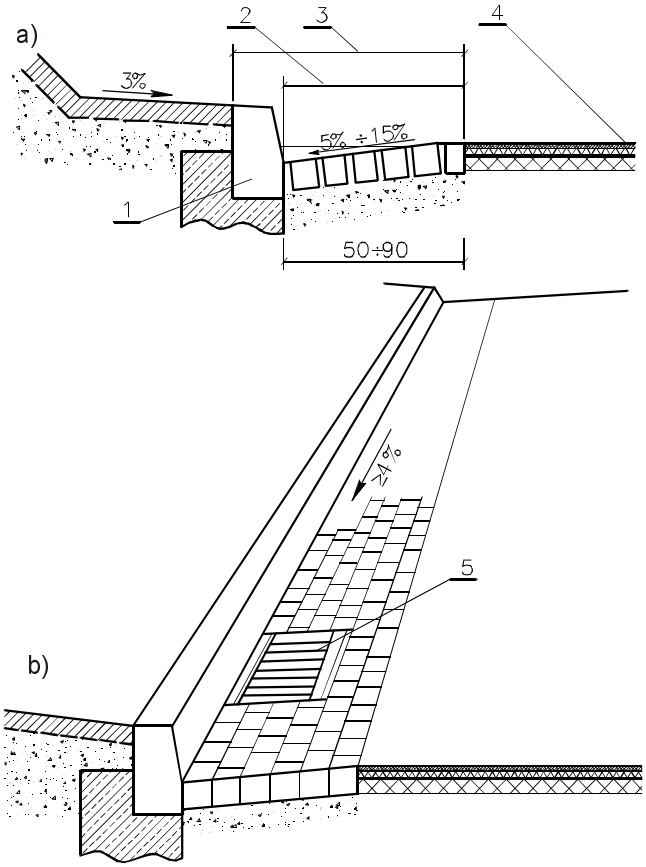
Rys. 4.7. Betonowe elementy ściekowe: a) ściek trapezowy, b, c) ścieki segmentowe, d, e, f) ściek korytowy



Rys. 4.8. Ściek przykrawężnikowy trójkątny: a) przekrój poprzeczny, b) widok; 1 – obramowanie typowe – krawężnik uliczny, 2 – wpust uliczny, 3 – część dolna, 4 – studzienka ściekowa

Ściek przykrawężnikowy trójkątny jest stosowany na drogach miejskich. Na rysunku 4.8. przedstawiono kombinowany ściek przykrawężnikowy.

Ściek przyjezdniowy charakteryzuje się tym, że jest usytuowany obok jezdni przy odsuniętym krawężniku, a jego szerokość wynosi od 0,5 do 0,9 m. Aby wyraźniej odróżnić ten ściek od jezdni bitumicznej, układa się go z kształtek betonowych lub kostek ze szczelinami wypełnionymi (w celu większej szczelności) asfaltową mieszanką zalewaną na gorąco. Konstrukcję ścieku przyjezdniowego przedstawiono na rys. 4.9.



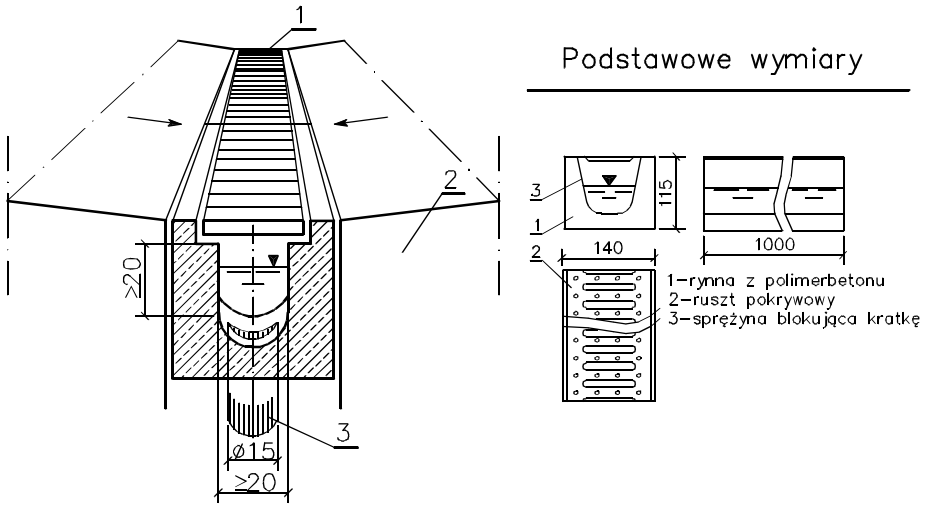
Rys. 4.9. Ściek przyjezdniowy: a) przekrój poprzeczny, b) widok;
1 – obramowanie typowe, 2 – ściek, 3 – ściek przyjezdniowy,
4 – jezdnia, 5 – studzienka ściekowa

Korytko skrzynkowe, o przekroju w kształcie litery U, jest od góry przykryte rusztem. Zaprojektowanie takiego korytka jest celowe:

- do ujęcia wody powierzchniowej z podporządkowanych powierzchni jezdnych, np. na przejazdach do stacji paliwowych, ramp i garaży, na włączeniach bocznych, ze stromych powierzchni jezdni,
- w obrębie jezdni dróg i ulic o szybkim ruchu przed tunelami,

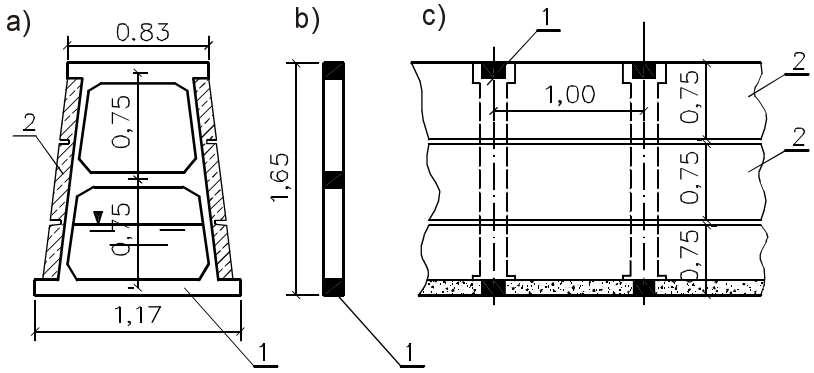
• w celu polepszenia warunków odpływu wody powierzchniowej z jezdni o niewystarczającym odwodnieniu powierzchniowym.

Korytka skrzynkowe są podłączone do przewodów kanalizacji deszczowej poprzez studzienki z osadnikami. Ich konstrukcję przedstawiono na rys. 4.10.



Rys. 4.10. Korytko skrzynkowe: 1 – ruszt odporny na korozję, 2 – nawierzchnia, 3 – króciec odpływowy

Rynny. Na odcinkach szlaków komunikacyjnych, gdzie rowy odwadniające wypadłyby bardzo głębokie, a zatem u góry bardzo szerokie, oraz w gruntach słabych silnie nawodnionych, stosujemy jako elementy odwadniające rynny o ścianach pionowych lub lekko pochyłych. Zastosowanie rynien jest szczególnie wskazane wówczas, gdy podtorze należy głębiej odwodnić. Głębokość rynien wynosi 1,5–2,0 m przy szerokości w świetle ścian 0,4–0,6 m.

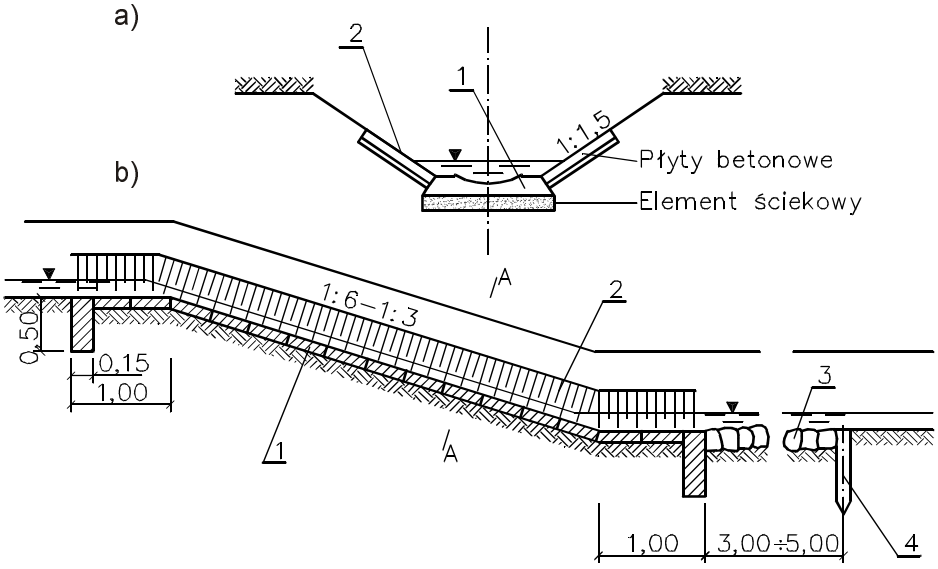


Rys. 4.11. Rynna żelbetowa z elementów prefabrykowanych: a) przekrój poprzeczny, b) przekrój ramy rozporowej, c) przekrój podłużny; 1 – rama żelbetowa, 2 – deska żelbetowa

Ściany rynien umacniają zazwyczaj ścianki z bali drewnianych lub brusów żelbetowych, zakładanych na ramy lub pale drewniane albo żelbetowe, rozmieszczone w odstępach 1,0–2,0 m. Dno rynny umacnia się brukiem, a co najmniej warstwą żwiru. Woda podziemna dopływa tu przez szczeliny w elementach ścian i przez nieuszczelnione dno. Przestrzeń pomiędzy ścianką a gruntem, w celu zabezpieczenia konstrukcji przed procesami sufozji, wypełnia się mchem, obsypką filtracyjną albo też geowłókniną. Konstrukcję rynny żelbetowej z elementów prefabrykowanych przedstawiono na rysunku 4.11.

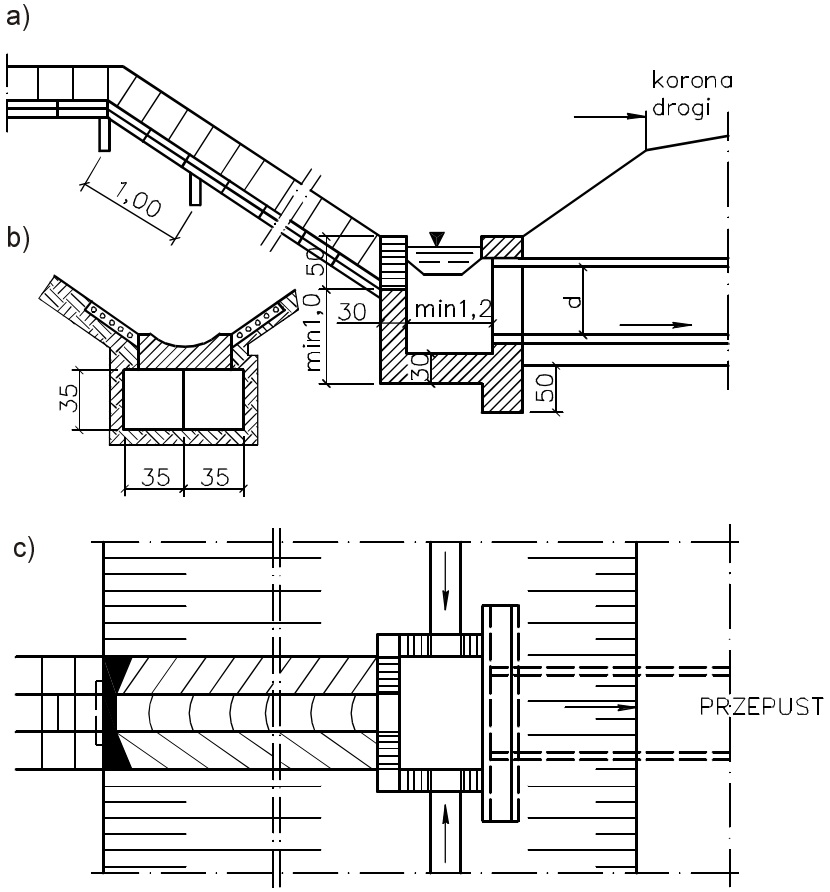
4.1.3. BYSTRZA I KASKADY

Jeżeli spadki dna rowów przekraczają z konieczności wartości dopuszczalne dla danego rodzaju gruntu oraz gdy chodzi o sprowadzenie wody ze stanowisk górnych na dolne, buduje się tzw. bystrza, o specjalnie uszczelnionym dnie i skarpach. Są one obecnie chętnie stosowane zamiast kaskad na rowach odwadniających o dużych spadkach, ze względu na niższy koszt i łatwość wykonania.



Rys. 4.12. Bystrze na rowie drogowym: a) przekrój poprzeczny, b) przekrój podłużny; 1 – element ściekowy, 2 – płyty betonowe, 3 – bruk z kamienia naturalnego, 4 – palisada z palików drewnianych ϕ = 8–10 cm

Gdy zlewnie są większe, koryto bystrza brukuje się kamieniem naturalnym na podsypce żwirowej lub na mchu, a także na włókninie drogowej, przy czym w odstępach co 2–4 m – zależnie od spadku – wykonuje się poprzeczne palisady z okrąglaków ϕ = 8–12 cm o długości 80 cm lub poprzeczne płotki faszynowe chroniące bystrze przed miejscowymi uszkodzeniami. Konstrukcję bystrza na rowach odwadniających przedstawiono na rysunkach 4.12 i 4.13.



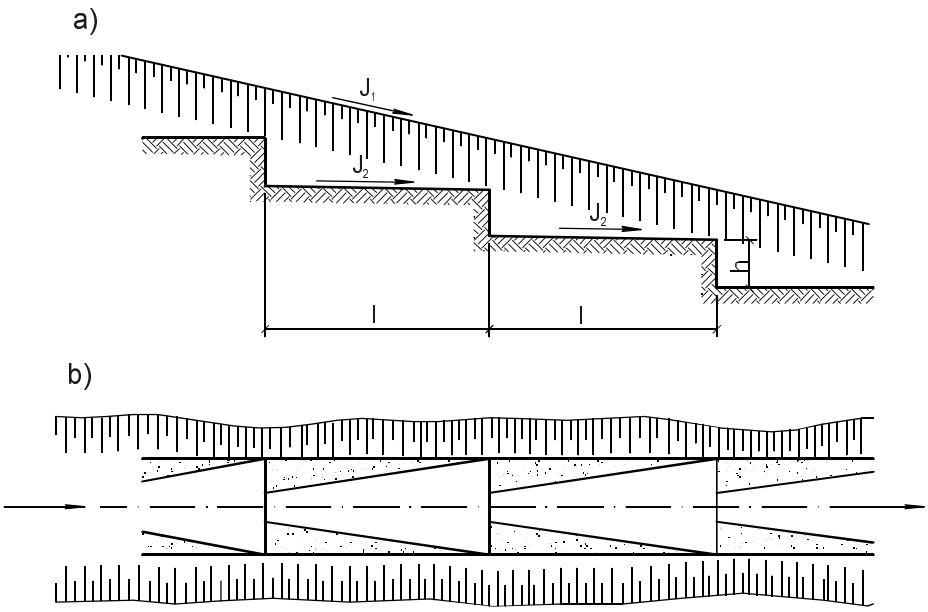
Rys. 4.13. Bystrze z elementów prefabrykowanych i przepust: a) przekrój poprzeczny, b) korytko prefabrykowane, c) rzut poziomy

Jeśli spadek dna rowu jest znaczny, to powstają duże prędkości wody przekraczające dopuszczalne dla danego typu ubezpieczenia rowu. Aby temu zapobiec, formujemy dno rowu w stopniach (tzw. kaskadach), między którymi zakładamy spadki nie przekraczające granicznych wartości, przewidzianych dla danego typu umocnienia. Wysokość stopnia w kaskadach bez poduszki wodnej nie powinna przekraczać 0,50 m. Przeciętnie wysokość stopnia przyjmuje się w granicach 0,30 m.

Liczba stopni na danym odcinku rowu zależy od przyjętej ich wysokości h i różnicy dna rowu $I_1 - I_2$, gdzie I_1 jest pierwotnym spadkiem dna dostosowanym do kształtu terenu, a I_2 jest przyjętym spadkiem między projektowanymi stopniami. Spadek I_2 powinien być mniejszy od I_{dop} dla danego ubezpieczenia. Odstęp l między stopniami kaskady oblicza się w metrach ze wzoru

$$l = \frac{h}{I_1 - I_2}.$$

Konstrukcję wielostopniowych kaskad na rowach odwadniających przedstawiono na rysunku 4.14.



Rys. 4.14. Kaskada wielostopniowa w rowie drogowym: a) przekrój podłużny, b) rzut poziomy

4.1.4. ODWODNIENIA LINIOWE

Technologia odwodnień liniowych powstała z potrzeby szybkiego i skutecznego ujęcia i odprowadzenia wody opadowej z powierzchni małych zlewni charakteryzującej się pewną ciągłością spadku.

Podstawowymi elementami tego nowoczesnego odwodnienia są korytka skrzynkowe (rys. 4.10) i ruszty. W praktyce stosuje się korytka o długości 500 lub 1000 mm. Korytka z reguły wykonywane są z polimerbetonu*, który jest materiałem znacznie trwalszym w porównaniu z tradycyjnym betonem cementowym. Na ułożone korytka nakładane są ruszty, które odbierają wody deszczowe, a jednocześnie decydują o estetycznym wyglądzie. Łączenie korytka z rusztem następuje za pomocą zamocowań mostkowych, przykręcanych na śruby lub zatrzask. W klasach obciążenia E, F stosowane są mocowania z podwójnym sworzniem ze stali sprężystej, umieszczonym w ruszcie. Do dużych obciążeń stosuje się ruszt typu SLR.

---

* Polimerbeton wyróżnia się dwukrotnie większą wytrzymałością na ściskanie niż beton zwykły, a także chemoodpornością oraz odpornością na nasiąkanie wodą, olejami, smarami itp. Materiał ten jest także mrozoodporny.

Odwodnienia liniowe wykonywane są w sześciu klasach obciążenia, które umożliwiają przenoszenie wszelkiego rodzaju poziomych i pionowych naprężeń wynikających z obciążenia ruchem.

Tabela 4.1. Zestawienie poszczególnych klas obciążeń dla odwodnień liniowych według norm EN-124, UNI 7443 oraz DIN 19580

Klasa obciążenia	Wytrzymałość Mg	Zastosowanie
A	1,5	Tereny rekreacyjne, obszary komunikacji przydomowej, wjazd do garaży
B	12,5	Ciągi pieszo-jezdne, parkingi samochodów osobowych, ścieżki parkowe
C	25,0	Obiekty użyteczności publicznej, przemysł lekki, pobocza dróg, strefa przykrawężnikowa dróg i ulic
D	40,0	Odwodnienie poprzeczne dróg kołowych, szybki, ciężki transport, autostrady i parkingi przy autostradach
E	60,0	Rampy magazynowe, składy materiałów, rampy załadowcze
F	90,0	Drogi dla pojazdów wojskowych, lotniska, składowiska o dużych obciążeniach, porty lotnicze

Odwodnienia liniowe znajdują także zastosowanie w obiektach sportowych, np. korty, bieżnie, boiska, odkryte pływalnie, a także na terenach domków letniskowych, terenów zespołów pałacowych, pensjonatów czy placów zabaw.

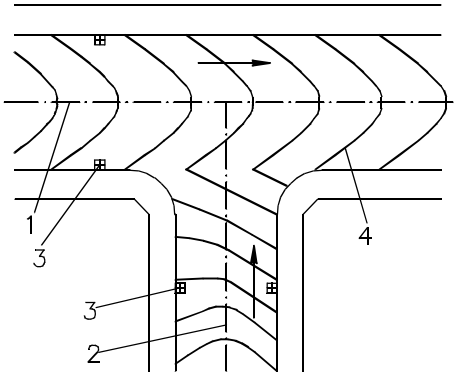
4.1.5. ODWODNIENIA ULIC, PLACÓW I SKRZYŻOWAŃ

Odwodnienie powierzchni ulic polega na odprowadzeniu wody opadowej ściekami ulicznymi do studzienek ściekowych, z których następnie woda przepływa przewodami do kanału miejskiego. Jeśli miasto nie jest skanalizowane, to woda ze studzienek jest odprowadzana kanałami deszczowymi do najbliższych cieków (potoków, rzek, urządzeń do wsiąkania). Gdy miasto jest skanalizowane, zwierciadło wody gruntowej zalega dość nisko, zawsze poniżej granicy zamarzania. W miastach nieskanalizowanych natomiast woda gruntowa może zalegać tuż pod powierzchnią terenu i wówczas będzie konieczne obniżenie jej zwierciadła przez zdrenowanie podtorza pod ulicą. W tym przypadku postępuje się podobnie jak przy odwadnianiu podtorza.

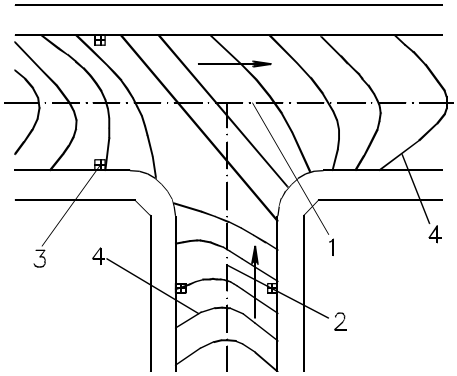
Charakterystycznym przykładem takiego systemu odwodnienia może być budowa dojazdowej ulicy z rynku w Zakopanem do wielkiej skoczni narciarskiej pod Krokwią [30]. U podnóża Krokwi natrafiono na zawodnione grunty organiczne (torfy) o miąższości około 2 m. Na tej części ulicy odwodniono nieckę torfową, a na szerokości ulicy wymieniono grunt organiczny na gruboziarnistą pospółkę. Podobne przypadki zdarzają się na terenach równinnych w pobliżu cieków, które w swojej historii wskutek meandrowania wytworzyły starorzecza wypełnione torfem. Tego typu podłoże – nawet przykryte około czterometrową warstwą piasków aluwialnych – nie nadaje się na podłoże miejskiej ulicy.

Rozstaw studzienek wodościekowych jest uwarunkowany wieloma parametrami i powinien być ustalony za pomocą obliczeń na podstawie sytuacji i profilu podłużne-

go ulicy. Wodościeki należy zakładać w najniższych punktach niwelety oraz przed skrzyżowaniami i przed przejściami dla pieszych. W obrębie węzłów i skrzyżowań rozmieszczenie studzienek wodościekowych musi być zaprojektowane na podstawie planu warstwicowego skrzyżowania (rys. 4.15, 4.16).



Rys. 4.15. Odwodnienie włączenia ulicy do ulicy o jezdni dwuspadowej: 1 – oś ulicy o jezdni dwuspadowej, 2 – ulica boczna, 3 – krata ściekowa, 4 – warstwica



Rys. 4.16. Odwodnienie włączenia ulicy do ulicy o jezdni jednospadkowej: 1 – oś ulicy o jezdni jednospadkowej, 2 – ulica boczna, 3 – krata ściekowa, 4 – warstwica

Do obliczeń odstępu studzienek ściekowych zazwyczaj przyjmuje się następujące wielkości:

- szerokość maksymalną strugi wodnej u wlotu na kratę ściekową d = 0,8 m,
- pochylenie skrzydła ścieku przykrawężnikowego, odpowiadające w zasadzie poprzecznemu spadkowi jezdni s + 2% do 2,5% przy nawierzchni z bruku kamiennego,
- współczynnik szorstkości dla ścieków miejskich, którego wartość średnią można przyjąć równą n = 0,015,
- natężenie deszczu miarodajnego q oraz współczynnik ψ = 1,0.

Prof. A. Kühnel uważa, że przyjęcie natężenia deszczu miarodajnego w wielkości q = 100 dm^3/s ha jest wystarczające dla ulic i placów miejskich, jednocześnie określa 150 dm^3/s·ha jako maksymalne natężenie miarodajne deszczu [30]. Inni autorzy podają, że dla małych powierzchni zlewni, jakimi są szczelne nawierzchnie uliczne, miarodajne obliczeniowe natężenie deszczu należy przyjmować w wielkości 120 dm^3/s·ha w czasie opadu trwającego 15 min.

Odwodnienie ulic w miastach skanalizowanych – ścieki uliczne. Ścieki uliczne są na ogół płaskie i mają niewielkie rozmiary. Jest to uzasadnione bezpieczeństwem ruchu samochodowego, jak również wygodą i bezpieczeństwem pieszych przechodzących przez jezdnię lub korzystających z komunikacji miejskiej autobusowej lub tramwajowej. Na terenach poziomych i płaskich, na skutek braku naturalnych pochyleń, niwelety ulic muszą przebiegać albo w poziomie, albo są zakładane w spadkach nie wystarczających do prawidłowego odwodnienia. Konieczne jest więc wtedy ukształtowanie w sposób sztuczny niwelety ścieków w spadkach 0,4%, zapewniających nale-

żyty spływ wody, przy czym same ścieki powinny być wykonane przed robotami nawierzchniowymi, z zastosowaniem kamiennych elementów brukowanych, najlepiej kostki lub klinkieru. Normalne odsłonięcie ściany krawężnika wynosi 12 cm. Przy odpowiednim dla celów odwodnienia formowaniu linii ścieków zachodzi konieczność jej łamania w przeciwne strony, wskutek czego odsłonięcie przedniej ściany krawężnika staje się niejednakowe. Dopuszcza się najmniejsze odsłonięcie h_1 = 8 cm, największe zaś h_2 = 16 cm.

Gdy niweleta ulicy jest pozioma (rys. 4.17), odstęp studzienek wodościekowych wynosi

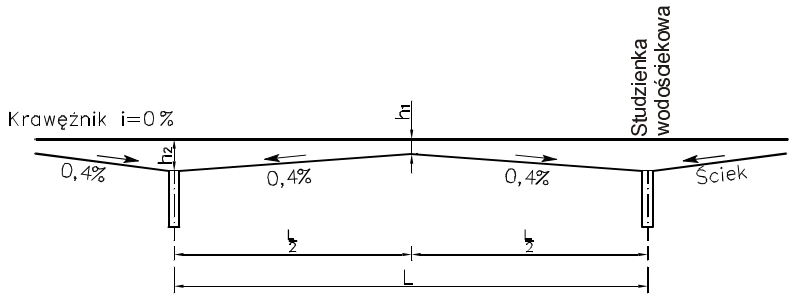
$$l = 2\frac{h_2 - h_1}{0{,}004} = 2\frac{0{,}16 - 0{,}08}{0{,}004} = 40 \text{ m} .$$

Jeśli niweleta ulicy jest w spadku i < 0,4% (rys. 4.19), to odstępy studzienek wodościekowych wynoszą $l = l_1 + l_2$

$$l_1 = \frac{h_2 - h_1}{0{,}004 - I}; \quad l_2 = \frac{h_2 - h_1}{0{,}004 + I},$$

gdzie I jest podłużnym spadkiem ulicy. Ujemną stroną tego rodzaju rozwiązań jest sfalowanie pasa jezdni wzdłuż krawężników przy niezmiennym i równym przebiegu pasa środkowego.

W dzielnicach śródmiejskich szerokie jezdnie są podzielone na osobne torowiska dla różnego rodzaju ruchu. W tym przypadku całą szerokość jezdni można podzielić na trzy części, a mianowicie na dwie jezdnie przy chodnikach i na torowisko linii tramwajowej, które jest oddzielone od jezdni wybrukowanymi ściekami. Woda opadowa jest przeto odprowadzana do osobnych studzienek przynależnych do czterech ścieków. Stosowane są też krawężniki oddzielające wydzielone torowisko tramwajowe obu jezdni, ale wtedy pojazdy mogą wjeżdżać na pas tramwajowy tylko w wyznaczonych miejscach.

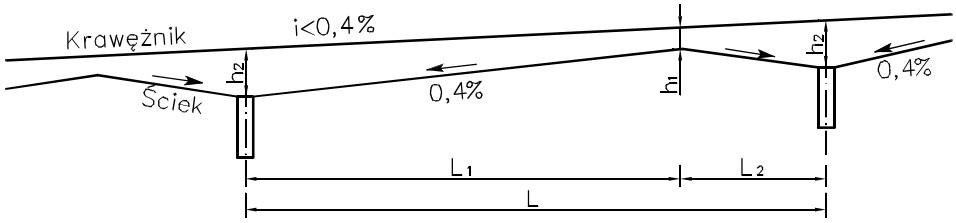


Rys. 4.17. Pochylenie ścieków przykrawężnikowych przy poziomej niwelecie ulicy

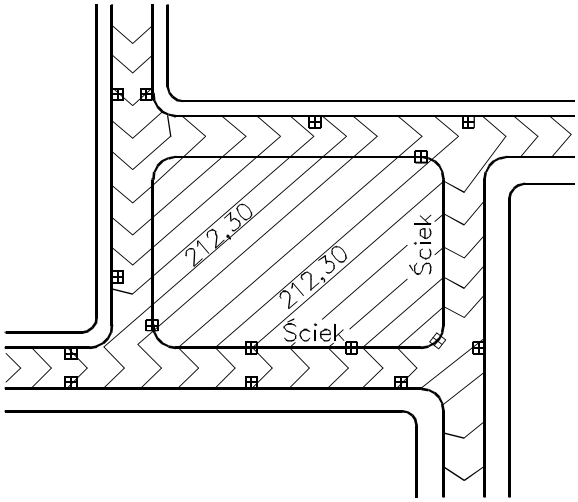
W przypadku małych spadków podłużnych, nie wystarczających do naturalnego spływu, powstają trudności odwadniania tego rodzaju ulic. Na jednej z ulic w Dreźnie trudności te pokonano dzięki zastosowaniu specjalnego typu urządzenia przejmującego wody opadowe i roztopowe. W ścieku została zabudowana żeliwna listwa z otwo-

rami o szerokości 6 cm w liczbie 24 szt/mb, którymi odpływa woda do korytka ułożonego w spadku 1% i do studzienek kanalizacji ogólnospławnej. Urządzenie wygodne dla pieszych, szczególnie w dzielnicach handlowych, wymaga jednak bardzo starannego utrzymania, zwłaszcza na obszarach o obfitych opadach śniegu i znacznych spadkach temperatury w zimie.

Odwodnienia placów i skrzyżowań. Place miejskie, niezależnie od przeznaczenia, staramy się dobrze odwadniać w celu poprawienia warunków użytkowania i wyglądu estetycznego. W projektowaniu odwodnienia placów należy zwrócić uwagę na właściwe położenie wysokościowe powierzchni placu, na prawidłowe rozmieszczenie i wybór typu ścieku oraz na odpowiednie rozmieszczenie studzienek wodościekowych. Wyjściową i podstawową czynnością powinno być sporządzenie planu warstwicowego, dostosowanego do progów budynków istniejącej zabudowy i nawiązującego do niwelety otaczających ulic i przebiegu ścieków zbierających wodę. Najbardziej estetycznie wygląda plac o powierzchni wklęsłej lub zbliżonej do niej, z rozmieszczeniem ścieków na obwodzie omawianego placu (rys. 4.18 i 4.19).



Rys. 4.18. Pochylenia ścieków przykrawężnikowych przy spadku niwelety ulicy $i < 0{,}4\%$



Rys. 4.19. Odwodnienie placu wraz z rozmieszczeniem wpustów deszczowych (studzienek)

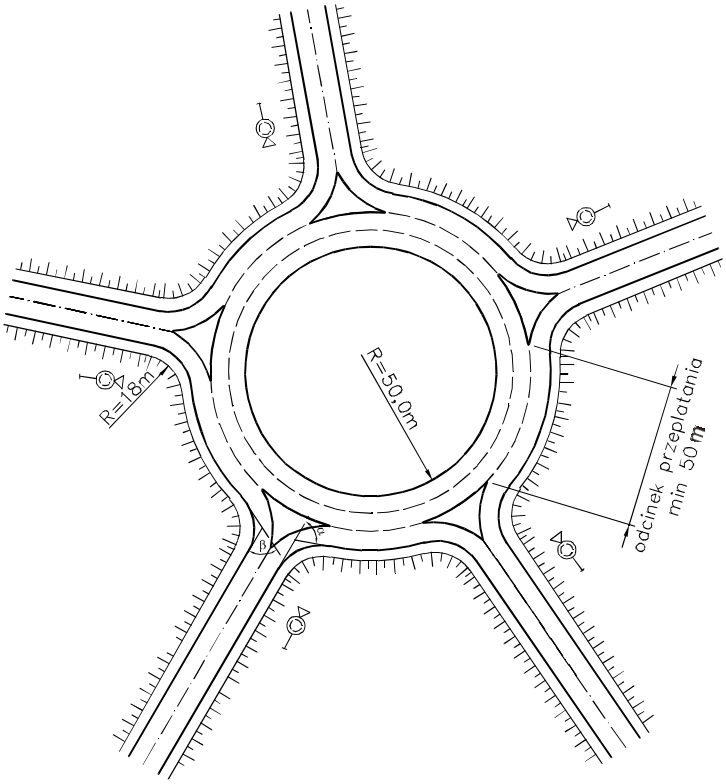
Ściek został założony na granicy jezdni i placu, co powinno być regułą w projektowaniu wysokościowym rynków, placów reprezentacyjnych i placów targowych.

Powierzchnie placów o charakterze składowym mogą być poprzecinane ściekami. Jednolite powierzchnie rozległych placów reprezentacyjnych (np. plac wokół Pałacu Kultury i Nauki w Warszawie) powinno się rozdzielać liniami ścieków na mniejsze zlewnie, z których woda będzie się przedostawać do założonych w obrębie placu studzienek ściekowych, odciążając główne ścieki obrzeżne. Ścieki powinny być najbardziej płaskie i zakładane możliwie w dyskretnych miejscach.

Jeśli w skierowaniu wody na któryś skraj placu zachodzą trudności, np. ze strony zabudowy lub wejść czy bram budynków (co często zdarza się na terenach zakładów przemysłowych), to ściek należy odsunąć od przeszkody, odprowadzając wodę ku środkowi placu.

Odwodnienia skrzyżowań typu rondo. Współcześnie wykonywane są skrzyżowania dróg m.in. typu rondo w ruchu okrężnym. Wymagają one bardzo starannego odwodnienia. W praktyce drogowej wykonuje się:

- minironda o średnicy wyspy 3–5 m,
- małe ronda o średnicy wyspy 11–28 m,
- średnie ronda o średnicy wyspy 28–50 m,
- duże ronda o średnicy wyspy > 50 m.

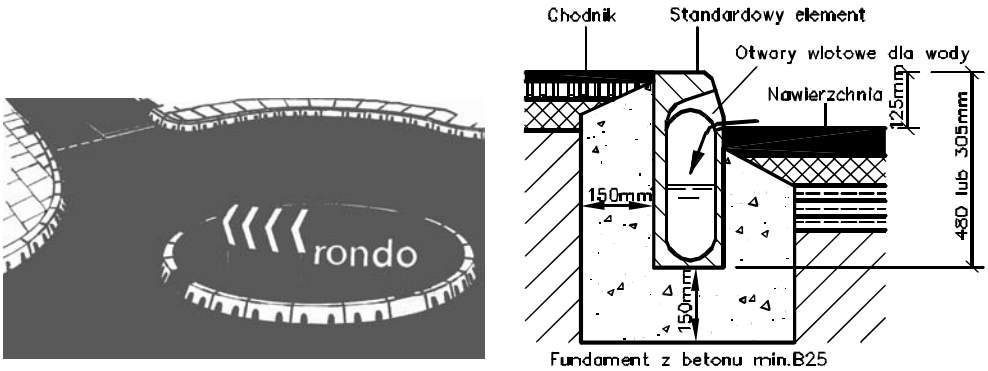


Rys. 4.20. Skrzyżowanie typu duże rondo

Niweleta nawierzchni powinna mieć stałe pochylenie $I \leq 5\%$ dla zapewnienia skutecznego odprowadzenia wód opadowych z nawierzchni drogowej.

Jednym z warunków bezpiecznej jazdy na skrzyżowaniach typu rondo jest staranne jego odwodnienie. Firma ACO–Frankische opracowała oryginalne rozwiązania elementów prefabrykowanych do budowy krawężników dla różnych wielkości rond. Elementy stanowią jednocześnie krawężniki wykonane z polimerbetonu i przewody odprowadzające wodę z nawierzchni drogowej. Konstrukcję ronda i elementu ujmującego wodę przedstawiono na rys. 4.20 i 4.21.

a) b)



Rys. 4.21. Fragment ronda: a) widok ogólny, b) schemat zabudowy elementu odwadniającego w nawierzchni ronda

System odwodnienia krawężnikowego jest obecnie powszechnie stosowany zarówno w drogach miejskich, jak i pozamiejskich, a także na skrzyżowaniach ulic, na obiektach mostowych, węzłach drogowych, zatokach autobusowych i parkingach.

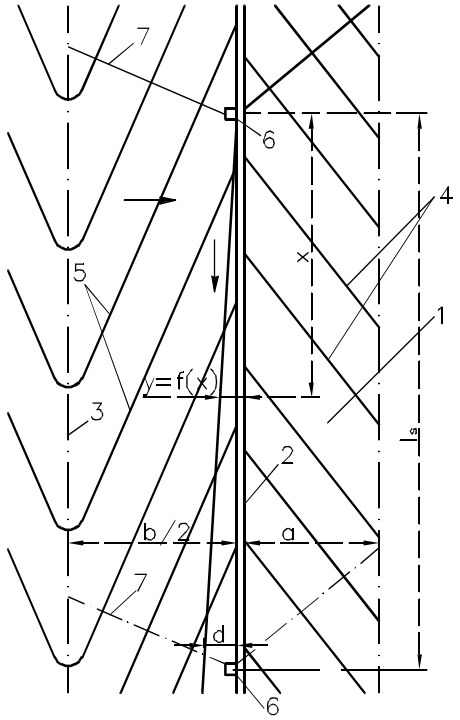
Krawężnik dwufunkcyjny wykonany z polimerbetonu charakteryzuje się :

- sprawnym odbiorem wody,
- obniżoną wysokością w miejscu przejść dla pieszych i przejazdów wózków dziecięcych i inwalidzkich,
- wysoką zdolnością przepustową wody wraz z zawartymi zanieczyszczeniami dzięki małej szorstkości przewodów.

4.1.6. PRZEPUSTOWOŚĆ ŚCIEKÓW ULICZNYCH

Wody opadowe spływające z powierzchni jezdni, chodników i zieleńców (rys. 4.22) odprowadza się ściekami przykrawężnikowymi do wpustów ulicznych, skąd odpływają do kanalizacji ogólnospławnej lub deszczowej.

Dopuszczalne spadki podłużne ścieków przykrawężnikowych wynoszą 3‰. Duży wpływ na sprawność odwodnienia ulicy ma odpowiedni dobór typu ścieków przykrawężnikowych, a także przyjęty rodzaj kraty wodościekowej.



Rys. 4.22. Schemat obliczania ilości wody wpływającej do kraty wodościekowej:
1 – chodnik, 2 – krawężnik, 3 – oś ulicy, 4 – spadek chodnika, 5 – spadek ulicy,
6 – krata wodościekowa, 7 – granica zlewni ulicy

Warunek granicznych wymiarów strugi wyraża się równaniem

$$\frac{\left(\frac{b}{2}+a\right)q\psi x}{10^7} = P_x v_x ,$$

gdzie: b – szerokość jezdni ulicy, m,

a – szerokość chodnika, m,

$\frac{b}{2}+a$ – szerokość części odwadnianego pasa ulicznego, m,

q – natężenie deszczu obliczeniowego, $dm^3/s \cdot ha$; zwykle przyjmuje się q = 120 $dm^3/s \cdot ha$,

ψ – współczynnik spływu; dla zlewni o różnych rodzajach nawierzchni, za ψ przyjmujemy wartości średnioważone,

P_x – wielkość rozpatrywanego przekroju poprzecznego przepływu w odległości x od początku ścieku, m^2,

v_x – średnia prędkość przepływu w przekroju w odległości x, m/s.

Maksymalny odstęp wodościeków l_s, w metrach, będzie się równał takiej odległości x od początku ścieku, której będzie odpowiadała przy kracie graniczna szerokość strugi $y = d$, czyli

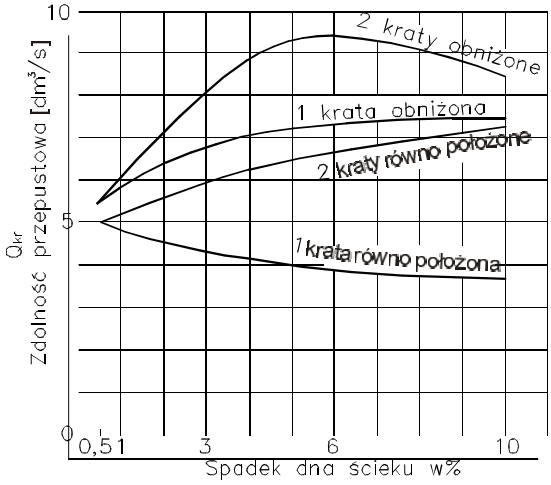
$$l_s = \frac{10^7 Pv}{\left(\frac{b}{2} + a\right) q\psi},$$

gdzie P, v odnoszą się do przekrojów, w których $x = l_s$ oraz $y = d$.

Warunek przepustowości kraty wodościekowej. Warunek zupełnego odwodnienia ulicy wymaga, aby woda płynąca ściekiem między sąsiednimi studzienkami ściekowymi mogła być całkowicie przyjęta przez kratę wodościekową. Warunek ten wyrażony jest równaniem

$$\frac{\left(\frac{b}{2} + a\right) q\psi l_k}{10^7} = Q_{\mathrm{kr}}.$$

Lewa strona równania oznacza ilość wody, która dopływa do kraty ze zlewni obciążającej studzienkę wodościekową na długości l_k, prawa strona zaś jest zdolnością przepustową kraty wodościekowej. Wielkość Q_{kr} jest uzależniona od wielu różnych czynników.

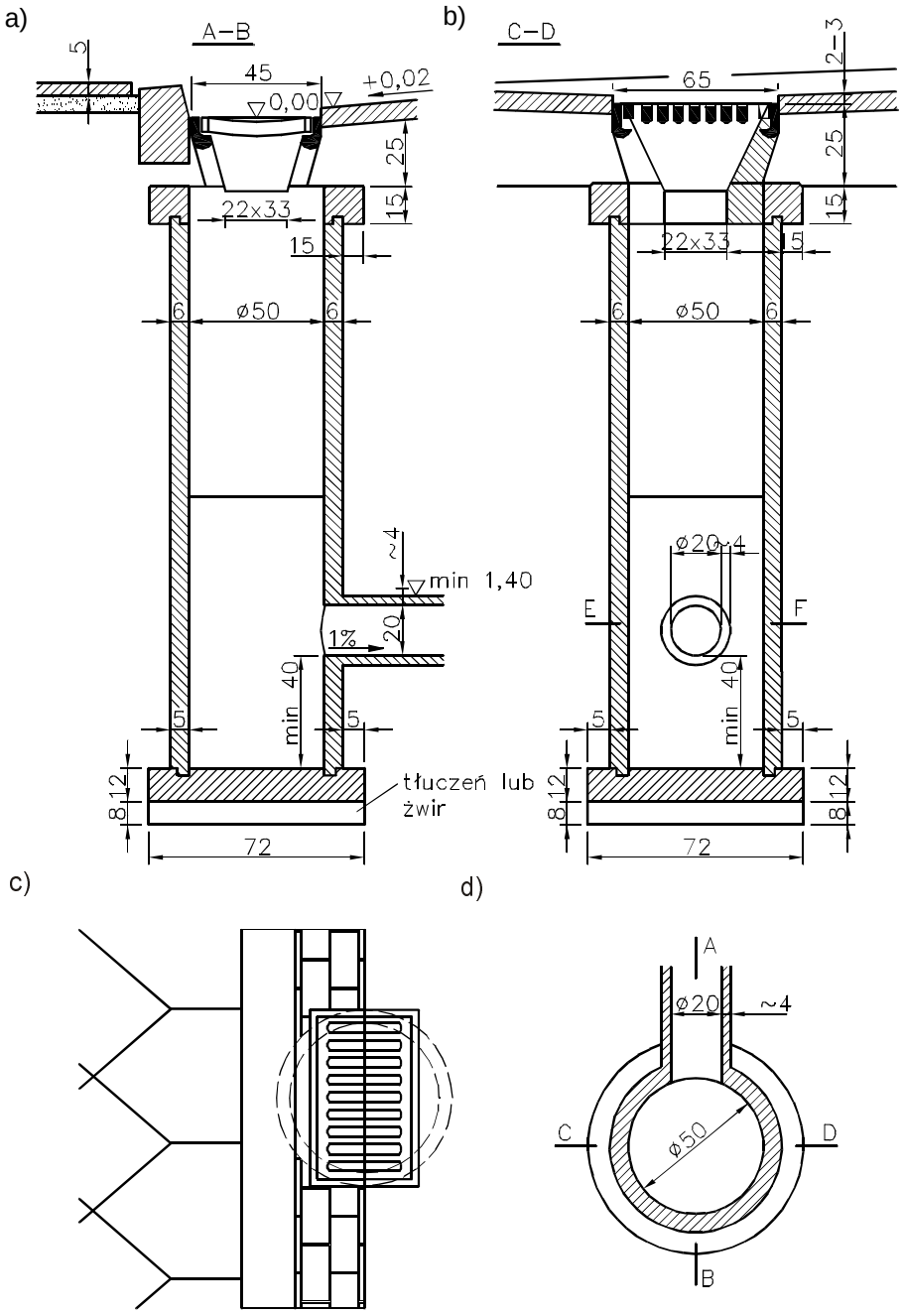


Rys. 4.23. Zdolność przepustowa kraty w zależności od spadku Q_{kr}

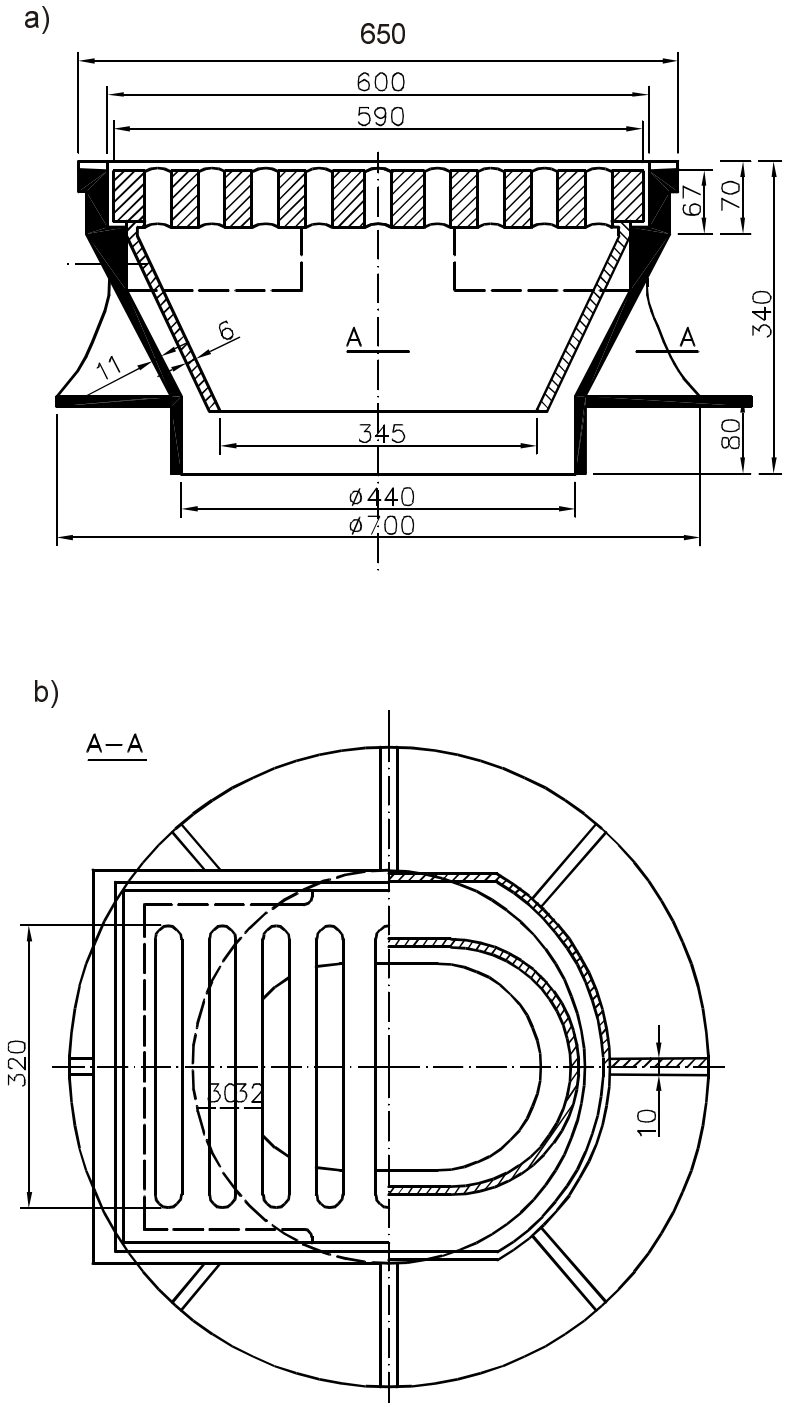
Na rysunku 4.23 pokazano zdolność przepustową krat wodościekowych Q_{kr} w zależności od spadków.

Ułożenie kraty. Krata może być ułożona równo z powierzchnią jezdni lub z obniżeniem. Jak wykazały badania z 1964 r., obniżenie kraty jest szczególnie korzystne i rozwiązanie to powinno być stosowane w granicach obniżenia ok. 1,5 cm. Konstruk-

cję studzienki wodościekowej ulicznej podano na rys. 4.24 natomiast kraty wodościekowej na rys. 4.25.



Rys. 4.24. Konstrukcja studzienki wodościekowej ulicznej: a, b) przekroje pionowe, c) widok z góry, d) przekrój poziomy



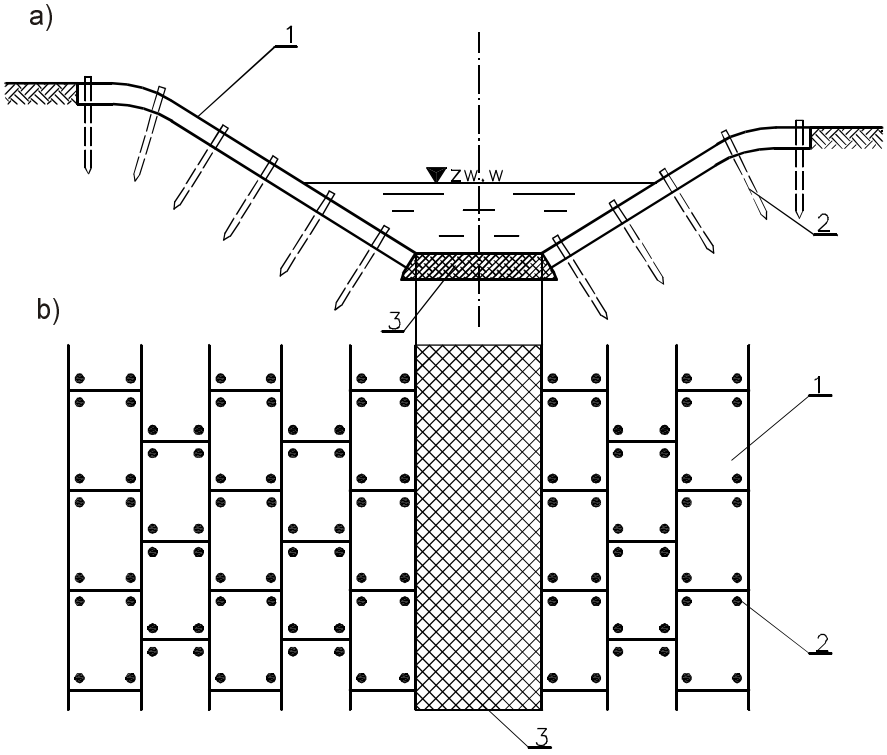
Rys. 4.25. Krata wodościekowa drogowa albo uliczna: a) przekrój, b) widok z góry

4.1.7. UBEZPIECZENIE I USZCZELNIENIE ROWÓW

Skarpy rowów odwadniających ulegają uszkodzeniom wskutek rozmywania przez wody płynące rowem, deszczowe spływające po skarpach, wreszcie podziemne przesiąkające do wnętrza rowu. Najczęściej stosowanym zabezpieczeniem skarp przed niszczącym działaniem pierwszych dwóch czynników jest darniowanie skarp rowów, rzadziej – obsiewanie mieszanką traw. Innym rozwiązaniem mocniejszych ubezpieczeń jest brukowanie lub umocnienie elementami ściekowymi.

Darniowanie. Za pomocą płatów darni ubezpiecza się wyłącznie skarpy rowu. Płaty darniny o wymiarach 30 × 30 cm i grubości 6–8 cm układa się na skarpach rzędami i przymocowuje kołeczkami o wymiarach 2 × 2 × 25 cm. Dno rowu wykłada się warstwą grubości 8–10 cm żwiru lub tłucznia dobrze zagęszczonego. Takie rozwiązanie jest szczególnie zalecane w wypadku występowania gruntów drobnych mało zwięzłych.

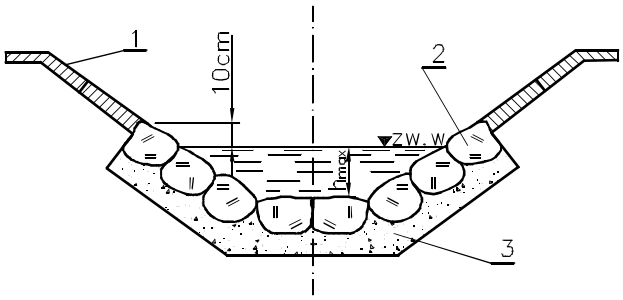
Ubezpieczanie rowów za pomocą darni (rys. 4.26) jest celowe tylko wówczas, gdy nie są one stale wypełnione wodą. W przeciwnym razie darnina gnije i umocnienie ulega zniszczeniu.



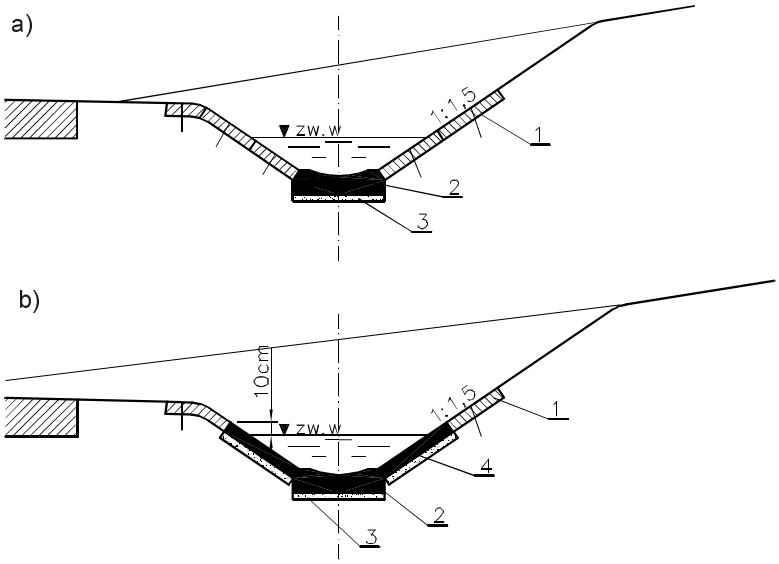
Rys. 4.26. Umocnienie rowu przez darniowanie: a) przekrój poprzeczny, b) widok z góry; 1 – płaty darniny 30 × 30 × 8 cm, 2 – kołeczki 2 × 2 × 25 cm, 3 – warstwa grubości 8–10 cm żwiru lub tłucznia zagęszczonego

W razie stałego zalegania wód, w rowach wymagających ich ubezpieczenia należy stosować brukowanie.

Brukowanie. Ubezpieczanie rowów, zarówno skarp, jak i dna za pomocą bruków prowadzi się w wypadku większych spadków podłużnych i gruntów mało odpornych na duże prędkości wody. Stosuje się do tego celu brukowiec 15–18 cm lub naturalny kamień łamany. Kamień układa się na warstwie podsypki – żwiru lub pospółki o grubości ok. 12 cm. Szczeliny między poszczególnymi elementami kamienia lub brukowca wypełnia się klińcem lub tłuczniem. Konstrukcję rowu ubezpieczonego brukiem kamiennym podano na rys. 4.27.



Rys. 4.27. Umocnienie rowu przez brukowanie: 1 – płaty darni, 2 – brukowiec grubości 15–18 cm, 3 – podsypka z pospółki w warstwie grubości 12 cm

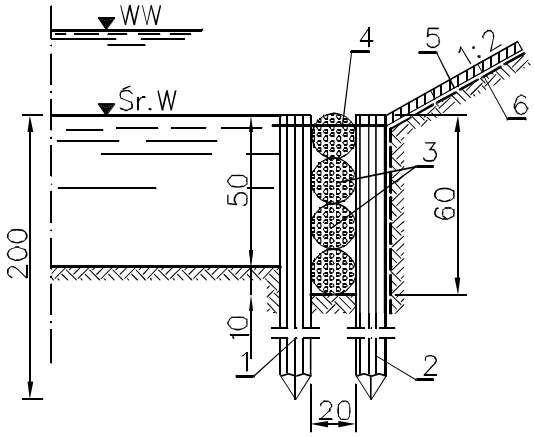


Rys. 4.28. Umocnienie rowu ściekowymi elementami betonowymi: a) skarpy umocnione darninią, b) skarpy umocnione płytami betonowymi; 1 – płaty darni, 2 – prefabrykowane elementy ściekowe, 3 – podsypka piaskowa stabilizowana cementem grubości 8 cm, 4 – płyty betonowe na podsypce piaskowej grubości 5 cm

Brukowanie rowów jest dość kosztownym rozwiązaniem, dlatego powierzchnię brukowania trzeba ograniczać do koniecznego minimum, wykonując ubezpieczenie na wysokość 10 cm powyżej napełnienia, odpowiadającego miarodajnej wielkiej wodzie.

Umocnienie elementami ściekowymi. Jeżeli rowem płyną niewielkie ilości wody, to w dnie układa się prefabrykowane elementy ściekowe, a skarpy ubezpiecza się darniną. Rozwiązanie takie pokazano na rys. 4.28a. W razie większych przepływów i dłuższego czasu wypełniania rowu wodami skarpy ubezpiecza się płytami betonowymi, co ilustruje rys. 4.28b.

Ubezpieczanie rowów tranzytowych. Wodę pochodzącą z rowów odwadniających lub z drenażowych urządzeń należy odprowadzić do odbiornika wód (potok, rzeka, kanał, zbiornik) za pomocą kanału tranzytowego, którego trasa może przebiegać przez tereny różnych właścicieli. Z uwagi na panujące prędkości wody kanały tranzytowe wymagają stosownych ubezpieczeń. Mogą być one ubezpieczane opaskami wykonanymi z kiszek faszynowych utrwalanych gorącym asfaltem drogowym. Konstrukcję opaski brzegowej wykonanej z kiszek faszynowych, opisaną przez W. Danileckiego w pracy [6], przedstawiono na rys. 4.29.

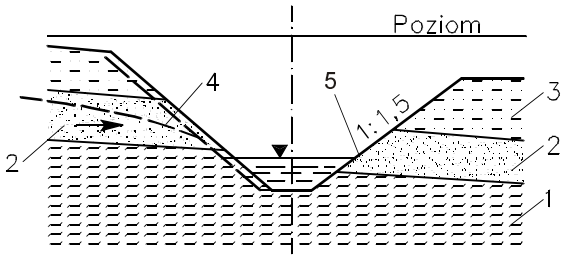


Rys. 4.29. Konstrukcja opaski kiszkowej utrwalonej asfaltem:
1 – paliki ϕ 8–10 cm co 50 cm, 2 – paliki ϕ 8–10 cm co 1 m,
3 – kiszki faszynowe ϕ 20 cm utrwalone asfaltem D-50,
4 – drut stalowy miękki ϕ 3mm, 5 – płyty darni,
6 – geowłóknina

Rozwiązanie ubezpieczeń brzegów opaskami z kiszek faszynowych utrwalonych asfaltami wykonano w roku 1969 na kanale powiązanym z siecią rzeki Oławy, którego trasa przebiegała przez tereny Parku Wschodniego we Wrocławiu (rys. 4.29).

Rowy drenujące. Rowami drenującymi odprowadza się wody opadowe i gruntowe, występujące na małych głębokościach w stosunku do powierzchni terenu. Rowy

drenujące mogą być wcięte w nieprzepuszczalną warstwę, nad którą leży warstwa wodonośna (rys. 4.30). Gdy dno rowów nie sięga poniżej stropu warstwy nieprzepuszczalnej, stosowanie ich jest niecelowe, a nawet szkodliwe, ponieważ zbierające się w nich wody opadowe mogą zasilać wody gruntowe, przesiąkając przez dno.

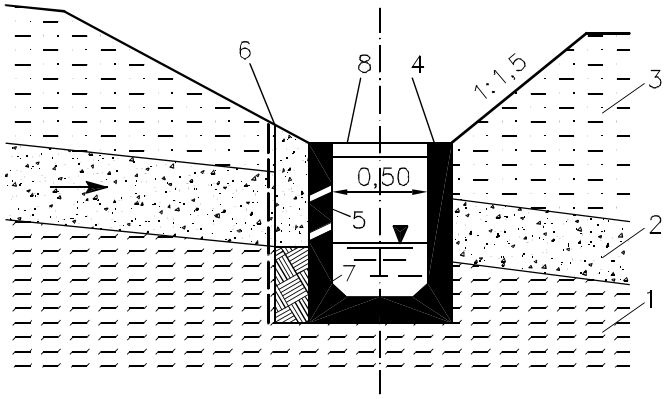


Rys. 4.30. Rów odwadniający: 1 – grunt nieprzepuszczalny, 2 – warstwa wodonośna, chroniona geowłókniną, 3 – mało przepuszczalny grunt, 4 – krzywa depresji, 5 – warstwa nieprzepuszczalna, np. bentomata

Rowy drenujące mogą przyjmować wodę gruntową przez górne części obydwu skarp. W razie konieczności odcięcia odpływu wody w kierunku spadku stoku, ku jego podstawie, należy skarpę rowu od tej strony aż do dna rowu, wciętego w grunt nieprzepuszczalny, odizolować odpowiednim materiałem, np. glinobetonem lub bentomatą.

Dno i skarpy rowów ubezpiecza się przed rozmyciem, przy czym ubezpieczenia te, w górnej części skarp, powinny być typu filtrów odwrotnych, np. geowłókniny, pozwalających na przesączanie się wody do rowu: dlatego spoiny w brukach muszą być przepuszczalne. W przypadku gdy dno i dolna część skarp jest wcięta w grunt słabo przepuszczalny, należy je w tych miejscach uszczelnić, np. bentomatą.

Rynny drenujące są stosowane w gruntach słabszych, gdzie skarpy rowów nie utrzymują się w normalnym pochyleniu, gdy zależy na oszczędności miejsca oraz gdy spadki podłużne są większe niż dopuszczalne dla rowów. Rynny mogą być wykonywane z drewna, kamienia, betonu lub żelbetu. Górne części ich ścian bocznych muszą mieć odpowiednie otwory, umożliwiające przesączanie się wody z warstwy wodonośnej (rys. 4.31). Podobnie jak rowy na stoku, rynny mogą być również przeznaczone do przechwycenia wód gruntowych tylko od górnej strony stoku i wówczas od jego strony dolnej ściany będą szczelne, bez szczelin filtracyjnych. Szczeliny filtracyjne (lub cała ścianka filtracyjna) powinny być oddzielone od gruntu wodonośnego filtrem odwrotnym lub geowłókniną, a same szczeliny w dolnej swej części powinny mieć pochylenie na zewnątrz, co zabezpiecza przed wymywaniem drobnych ziarn gruntu i materiału filtru. W przekroju poprzecznym szczeliny powinny rozszerzać się ku wnętrzu rynny, aby nie doszło do ich zatkania się. Przekrój taki umożliwia także opadanie na dno rynny ziarn gruntu, które dostały się z zewnątrz do szczelin.



Rys. 4.31. Rynna betonowa do jednostronnego odprowadzania wody gruntowej: 1 – grunt nieprzepuszczalny, 2 – warstwa wodonośna, 3 – grunt słabo przepuszczalny, 4 – ściana szczelna, 5 – ściana z otworami, 6 – filtr, geowłóknina, 7 – glina lub ił, 8 – rozpora żelbetowa

Uszczelnienia. W praktyce budowy urządzeń odwadniających zachodzi konieczność zapewnienia wodoszczelności rowom stokowym, rowom i kanałom tranzytowym. Szczelność dna i zboczy wyprofilowanych w gruntach z reguły przepuszczalnych dla płynącej wody można uzyskać, tworząc na ich powierzchni stosowny ekran, używając do tych celów różnorodnych materiałów budowlanych i technologii. Efekty uszczelniające można osiągnąć poprzez ułożenie:

- kamienia brukowego spoinowanego zaprawą cementową lub gorącą mieszanką mineralno-asfaltową,
- płyt z betonu cementowego o spoinach uszczelnionych,
- warstw o grubości 3–4 cm asfaltu lanego na podbudowie z gruntu stabilizowanego,
- geomembran jednowarstwowych, tj. folii z polietylenu obustronnie chropowatej,
- mat bentonitowych o grubości około 4–7 mm w taśmach o szerokości 4,5 m (budowa taśmy – bentonit sodowy pomiędzy geowłókninami). Z uwagi na szczególne cechy materiału i technologii maty bentonitowe opisano oddzielnie.

Ekran z bentomat. Wykładziny uszczelniające wykonane z bentomatów charakteryzują się następującymi właściwościami technicznymi:

- dobrą współpracą między ekranem uszczelniającym z bentomaty a podłożem gruntowym,
- dużą trwałością konstrukcji w agresywnym środowisku wodnym,
- możliwością natychmiastowego przekazania obiektu do eksploatacji ze względu na krótki czas realizacji ekranu,
- małą grubością elementu uszczelniającego, a tym samym mniejszą ilością wbudowanych materiałów, co znacznie obniża koszty budowy.

Bentomaty charakteryzują się praktycznie nieprzepuszczalnym ekranem dla wody. Znajdują one zastosowanie w budowlach wymagających uszczelnienia, takich jak:

- kanały tranzytowe i rowy odwadniające,
- obwałowania ziemne osadników komunalnych i przemysłowych,
- wały przeciwpowodziowe, nowe obwałowania i modernizacja starych,
- baseny kąpielowe i oczka wodne,
- tunele kolejowe itp.,
- zapory ziemne przeciwhałasowe wzdłuż autostrad,
- zapory narzutowe i ziemne piętrzące wodę w granicach od 10 m do 15 m,
- skarpowe zbiorniki ziemne do magazynowania wód przeznaczonych do celów przeciwpożarowych.

Zastosowanie taśm bentomatowych wymaga zawsze zachowania minimalnego przykrycia miejscowym gruntem o grubości warstwy ok. 0,6 m. Na rynku krajowym są dostępne wyroby m.in. firm niemieckich, produkowane w trzech rodzajach:

Typu B – zalecane głównie do uszczelnień obwodu zwilżonego rowów drogowych, a także na ekrany uszczelniające w zaporach ziemnych lub narzutowych o piętrzeniu 10–15 m.

Typu C – o zwiększonej odporności chemicznej, które znajdują zastosowanie jako ekrany uszczelniające w skarpowych osadnikach przemysłowych.

Typu D – taśmy bentonitowe o wzmocnionej konstrukcji, dodatkowo wyposażone w podwójną dolną geowłókninę.

Poszczególne taśmy bentomat łączy się w całość powierzchni ekranu metodą igłowania, osiągając wysoki stopień wodoszczelności.

Bentomat często nazywany GWJ – geosyntetyczna wykładzina iłowa – zbudowany jest z warstwy czystego sodowego iłu bentonitowego, zamkniętej pomiędzy dwoma geotekstyliami polipropylenowymi, z których jedna jest tkaniną, a druga włókniną. Jest on produkowany w taśmach szerokości 4,5 m i długości 40 m. Grubość taśmy waha się w granicach od 4 do 7 mm.

Bentonit sodowy. Bentonit jest pęczniejącym iłem. Jego nazwa pochodzi od miejsca, gdzie go wydobywano – Fort Benton w USA. Większość eksploatowanych złóż powstało w wyniku wietrzenia tufów wulkanicznych w środowisku alkalicznym, silnie zasadowym. Bentonit sodowy to skała osadowa, której głównym składnikiem jest minerał iłowy montmorylonit sodowy.

Bentonit sodowy jest znany ze swoich wybitnych zdolności pęcznienia. Może on adsorbować pięć razy więcej wody niż sam waży, a przy pełnym nasyceniu zajmuje objętość 12–15 razy większą niż jego ilość w stanie suchym. Zdolność do adsorpcji znacznych ilości wody czyni go bardzo plastycznym. Istotne jest również to, że może on być uwadniany i suszony nieograniczoną ilość razy, a także zamrażany i rozmrażany bez utraty jego pierwotnych zdolności pęcznienia i uszczelnienia. Warstwa uwodnionego bentonitu tworzy znakomity ekran uszczelniający o współczynniku rzędu $k \cong 1 \cdot 10^{-11}$ m/s.

Ten niezwykły minerał, chłonąc wodę z gruntu, pęcznieje nawet 15-krotnie, jeżeli nie jest ograniczony w swojej objętości. Po uwodnieniu w warunkach ograniczających

swobodę pęcznienia przekształca się w żelowy ekran uszczelniający, całkowicie wstrzymujący filtrację wody z gruntu do budowli chronionej.

Ubezpieczenia trawiaste. Biologiczna ochrona świeżo uformowanych zboczy nasypów lub wykopów na szlakach komunikacyjnych, brzegów rzek, kanałów nawadniających i odwadniających, wałów przeciwpowodziowych, wałów chroniących przed hałasem z reguły wykonywana jest metodą obsiewu powierzchni chronionej mieszankami traw. Porastające trawą, korzeniami swymi wiążą podłoże gruntowe, chroniąc je przed procesami erozyjnymi.

Współcześnie doskonałą metodą, szczególnie chętnie stosowaną w drogownictwie, jest *hydroobsiew*, który chroni nowo uformowaną powierzchnię gruntów przed wodną i powietrzną erozją. Zastosowanie tej metody pozwala na obsiewanie trawą trudno dostępnych terenów wymagających ochrony przed procesami erozyjnymi. Ochrona polega na obsiewaniu zboczy nasypów lub wykopów wzdłuż autostrad, dróg i tras kolejowych, zakładaniu i obsiewaniu pól golfowych, parków, stoków narciarskich, boisk sportowych itp. Metoda ta może z dużym powodzeniem znaleźć zastosowanie przy rekultywacji hałd odpadów kopalnianych i składowisk odpadów poflotacyjnych.

Hydroobsiew polega na wykorzystaniu osadów pochodzących z oczyszczalni ścieków jako nawozu pod umocnienia trawiaste. Technologia tworzenia silnego i zwartego umocnienia trawiastego wymaga doboru składników mieszanki nasion traw i nawozów mineralnych w postaci saletry i superfosfatu oraz odpowiednich zabiegów pielęgnacyjnych.

Obsiew hydrauliczny polega głównie na przygotowaniu podłoża na obnażonych zboczach nasypów lub wykopów, na które narzucane są hydraulicznie odpowiednio nawodnione osady pochodzące z oczyszczalni ścieków wzbogacone nawozem mineralnym wymieszanym z trocinami, nasionami traw i lepiszczem. Hydromonitory wyrzucają ziarna pod ciśnieniem na odległość około 25–35 m, a wydajność urządzenia dochodzi do około 3000 m^2/10 godzin pracy. Na 1m^2 powierzchni ubezpieczonej zużywa się około 1,3–1,5 kg osadu wysuszonego oraz 5–10 g nasion mieszanki traw, także odpowiednie lepiszcze np. w postaci „scan-binder”, które umożliwia przyleganie nasion trawy do podłoża gruntowego (skalistego).

Ostatnio technolodzy zalecają stosowanie emulsji asfaltowej w ilości około 0,7–1,2 kg/m^2, która w nadawie spełnia także funkcję lepiszcza. Emulsja tworzy cienką warstwę, która przepuszcza powietrze, utrudnia parowanie i przesuszanie gleby, zapobiega wymywaniu nasion przez spływające wody opadowe oraz wywiewanie przez wiatr. Kiełkujące rośliny bez trudu przebijają warstewkę emulsji i po rozwinięciu się przytwierdzają do podłoża, tworząc w ten sposób mocną, odporną na odkształcenia powierzchnię ubezpieczenia trawiastego.

Przepisy o wykorzystaniu odpadów w postaci osadów ściekowych dopuszczają ich użycie do kształtowania powierzchni gruntów i ulepszania gleby i jej nawożenia, w sposób zapewniający ochronę środowiska naturalnego. Zamysł budowy umocnienia trawiastego z wykorzystaniem osadów pochodzących z oczyszczalni ścieków wymaga

uzyskania stosownego zezwolenia. Hydroobsiew może być stosowany z dala od terenów zabudowanych, kąpielisk, zbiorników wód powierzchniowych i upraw rolniczych. Wymagana minimalna odległość powinna wynosić 50 m, licząc od najbliższego budynku lub granicy wymienionych wyżej obszarów.

Utrzymanie ubezpieczenia trawiastego wymaga stałej pielęgnacji, dalszego nawożenia i nawadniania. Szczególnie staranna pielęgnacja niezbędna jest w pierwszym roku budowy. Powierzchnie wyerodowane należy pilnie uzupełnić miejscowym gruntem zmieszanym z osadem i powtórnym obsianiem. Do zabiegów pielęgnacyjnych należy także koszenie traw; pierwszy pokos przeprowadza się podczas kwitnienia roślin, drugi w końcu sierpnia lub na początku września.

Inne metody tworzenia umocnień powierzchniowych to dywany trawiaste wzmocnione geowłókniną lub geotkaninami. Aktualnie oferowane są przez firmy geomaty biodegradujące, spełniające znakomicie funkcję ochronną w pierwszym roku po ich wybudowaniu. W tym czasie rozwija się system korzeniowy roślin, wiąże podłoże gruntowe i tworzy zwartą darń, a włóknina naturalna ulega rozkładowi. Podobną rolę spełniają, przykryte cienką warstwą osadu pochodzącego z oczyszczalni ścieków, biowłókniny wytwarzane z włókien naturalnych z wprowadzonymi podczas produkcji do ich wnętrza nasionami mieszanek traw.

4.1.8. PRZEŁOMY W NAWIERZCHNIACH DROGOWYCH

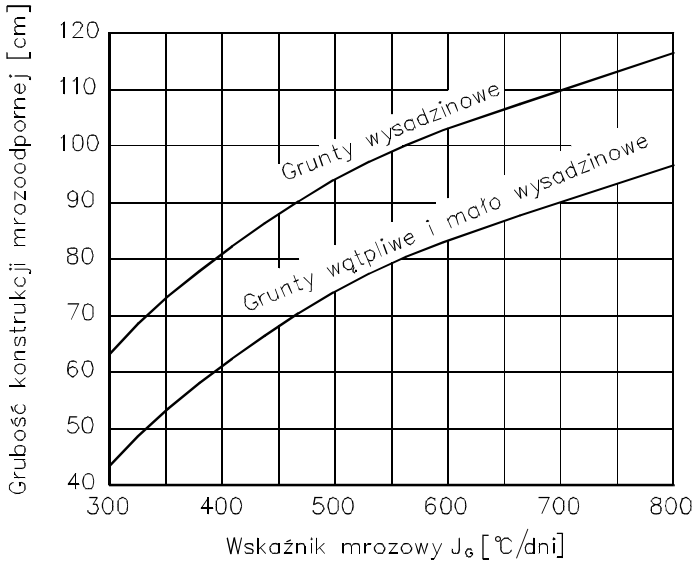
Szkody mrozowe w nawierzchniach drogowych są wynikiem działania wielu czynników, wśród których warunki klimatyczne, gruntowo-wodne, obciążenie ruchem i konstrukcja jezdni mają znaczenie podstawowe. Obserwacje wykazały, że czynnikiem decydującym o wielkości wysadzin jest nie tylko intensywność mrozu i jego długotrwałość, lecz również rozkład temperatury podczas zimy. Powolne oziębianie z chwilowymi wartościami temperatury dodatniej (powyżej 0 °C) sprzyja najbardziej tworzeniu się soczewek lodu w gruncie pod nawierzchnią, ponieważ zachodzi wówczas zjawisko intensywnego ruchu wody ze strefy ciepłej do zimnej. W temperaturze od 0 °C do –3 °C, według badań opisanych przez Wiłuna [37], występuje największy przepływ wody podziemnej; w strefie gruntu o temperaturze niższej zamarza znaczna część wody błonkowej, a jej przepływ praktycznie ustaje.

Szybkie ocieplenie na wiosnę jest groźniejsze od powolnego, gdyż woda wydzielająca się z soczewek lodu zwiększa gwałtownie wilgotność gruntu. Z wykonanych badań wynika, że grunty ziarniste (sypkie), nie zawierające frakcji pyłowej i iłowej, przy przemarzaniu nie tworzą wysadzin nawet w stanie nasyconym wodą. Stwierdzono jednoznacznie, że powstający w nich lód wyciska nadmiar wody ku dołowi i grunty te po zamarznięciu zawierają mniej wody w porach niż przed zamarznięciem. Grunty spoiste natomiast, zawierające cząstki pyłowe i iłowe, są tym bardziej wysadzinowe, im drobniejsze jest ich uziarnienie i większa ich wilgotność. Obecnie jako najważniejsze kryterium wysadzinowości przyjmuje się **wskaźnik piaskowy (WP) i zawartość cząstek mniejszych niż 0,075 mm** [37].

Jak podaje Wiłun [37], uszkodzenia mrozowe występują, gdy:

- grunt podłoża jest wysadzinowy,
- zwierciadło wody gruntowej zalega płytko lub podłoże jest zbyt wilgotne na skutek zbyt dużych opadów deszczu i braku jego odpływu,
- mróz działa dostatecznie długo i intensywnie.

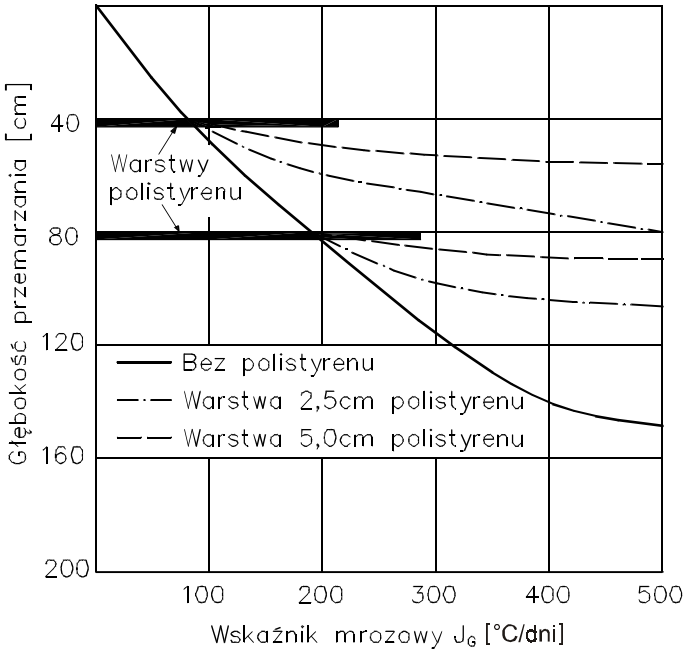
W budownictwie drogowym do scharakteryzowania zimy pod względem intensywności mrozu stosuje się **wskaźnik mrozowy** – J_G. Wyraża się go w stopniodniach, a oblicza jako średnią wartość z trzech najcięższych zim zaobserwowanych w danym regionie w okresie trzydziestoletnim.



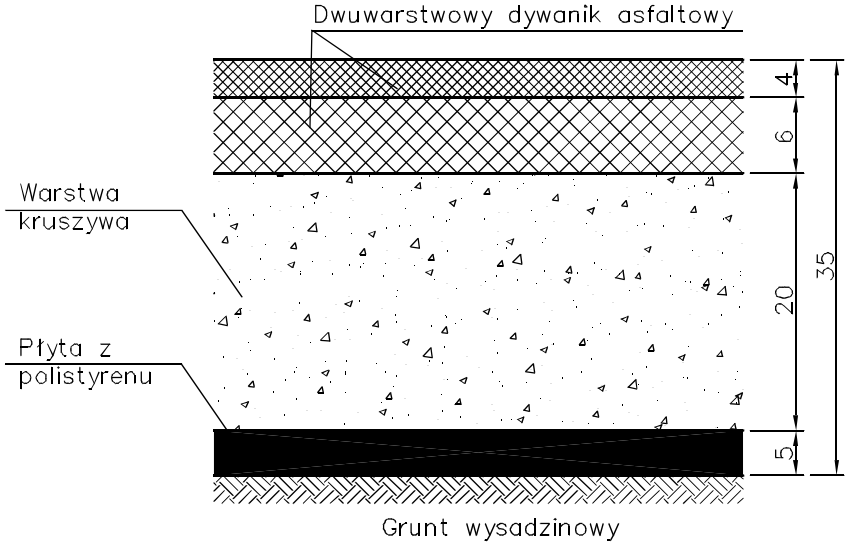
Rys. 4.32. Nomogram szwajcarski do wyznaczania grubości nawierzchni w zależności od stopnia wysadzinowości gruntów i wskaźnika mrozowego

W Polsce wartość tego wskaźnika mieści się w granicach 100–900 °C/dni, na obszarze Niemiec – 10–770 °C/dni, na terenie Czech 400–1000 °C/dni. Czynnik mrozowy jest uwzględniany w wymiarowaniu grubości nawierzchni metodą szwajcarską, która polega na określaniu grubości nawierzchni na podstawie nomogramu przedstawionego na rys. 4.32. Grubość konstrukcji nawierzchni z materiałów odpornych na działanie wody i mrozu ustala się w zależności od wskaźnika mrozowego J_G i stopnia wysadzinowości gruntów podłoża.

Można nie dopuścić do zamarzania podłoża wysadzinowego, stosując nawierzchnie o odpowiedniej grubości lub dodatkową termiczną warstwę odcinającą. Materiałem izolacyjnym, który najlepiej nadaje się do tego celu, okazał się polistyren w postaci płyt piankowych (styropian). Na rysunku 4.33 przedstawiono wykres głębokości przenikania mrozu pod nawierzchnią izolowaną warstwą polistyrenu. Jak wynika z tego rysunku, warstwa polistyrenu stanowi praktycznie nieprzekraczalną granicę działania mrozu. Nawierzchnię z izolacją z polistyrenu przedstawiono na rys. 4.34. Efektywność działania takich izolacji okazała się bardzo skuteczna.



Rys. 4.33. Wykres przenikania mrozu przez nawierzchnię izolowaną warstwą polistyrenu umieszczoną na głębokości od 40 do 80 cm (wg doświadczeń francuskich)



Rys. 4.34. Konstrukcja nawierzchni z izolacją z polistyrenu

Zapobieganie uszkodzeniom mrozowym. Nawet dobrze zaprojektowana i wykonana droga może po pewnym czasie ulegać szkodliwym działaniom wody i mrozu, jeśli będzie źle utrzymywana. Staranne utrzymanie urządzeń wodnych ma szczególne

znaczenie na odcinkach dróg położonych na gruntach wysadzinowych. W utrzymaniu ich wyróżnia się trzy główne okresy: jesienny, zimowy i wiosenny.

W okresie jesiennym następuje zawilgocenie podłoża drogowego wodami opadowymi, których większość jest akumulowana w gruncie wskutek słabego parowania. Jest to zjawisko groźne, toteż aby nie dopuścić wody do podłoża, należy:

- naprawić w nawierzchni wyboje i wyrównać nierówności,
- uszczelnić spoiny i szczeliny w nawierzchni,
- przywrócić spadki poprzeczne w nawierzchni i poboczach,
- usunąć pryzmy materiałów z poboczy,
- sprawdzić działanie sączków w poboczach, oczyścić ich wyloty,
- umocnić pobocza przy krawędziach, zwłaszcza na większych pochyleniach, przy nawierzchniach bitumicznych.

Aby nie dopuścić dopływu wody z rowów do podłoża drogowego, należy:

- oczyścić rowy, przywrócić im odpowiednie spadki, a w razie potrzeby – pogłębić,
- usunąć uszkodzenia, które powodują spiętrzenie się wody w rowach,
- oczyścić i ewentualnie naprawić przepusty pod zjazdami gospodarczymi z drogi, gdyż najczęściej na zatorze zatrzymuje się woda i znacznie podnosi się jej poziom,
- udrożnić przewody przepustów drogowych, utrudniających odpływ wody,
- zapewnić odpływ wody z zagłębień i ukopów obok drogi,
- sprawdzić działanie drenów podziemnych, oczyścić ich wyloty.

W okresie zimowym należy:

- usuwać śnieg z jezdni i poboczy, żeby ułatwić szybkie przemarzanie i hamować ewentualny dopływ wody z boków (jeśli nie zagraża dopływ z boków, śnieg na poboczach w czasie mrozów jest pożądany, gdyż chroni je przed głębokim przemarzaniem),
- oznakować miejsca, które stały się niebezpieczne dla ruchu pojazdów wskutek wysadzin (np. podniesienie płyt betonowych, progi przy przepustach).

Okres wiosenny jest najtrudniejszy w utrzymaniu dróg, bo zawilgocenie podłoża jest największe. Sytuacja jest tym gorsza, im gwałtowniej następuje odmarzanie podłoża pod nawierzchnią, gdy odwodnienie jest utrudnione, a ruch – ciężki. Aby zapewnić prawidłowe odwodnienie podłoża i odpływ wody rowami, należy:

- z nastaniem ocieplenia usunąć śnieg i lód z poboczy i wewnętrznych skarp rowów, co przyspieszy odmarzanie gruntu i sączków w poboczach,
- wykonać w śniegu rowki podłużne i oczyścić ze śniegu rowy dla ułatwienia grawitacyjnego odpływu wody,
- oczyścić ze śniegu przepusty, pod zjazdami z drogi, ścieki drogowe i rowy stokowe,
- oczyścić wyloty drenów i sączków oraz wpusty do studzienek.

4.2. KOLEJE

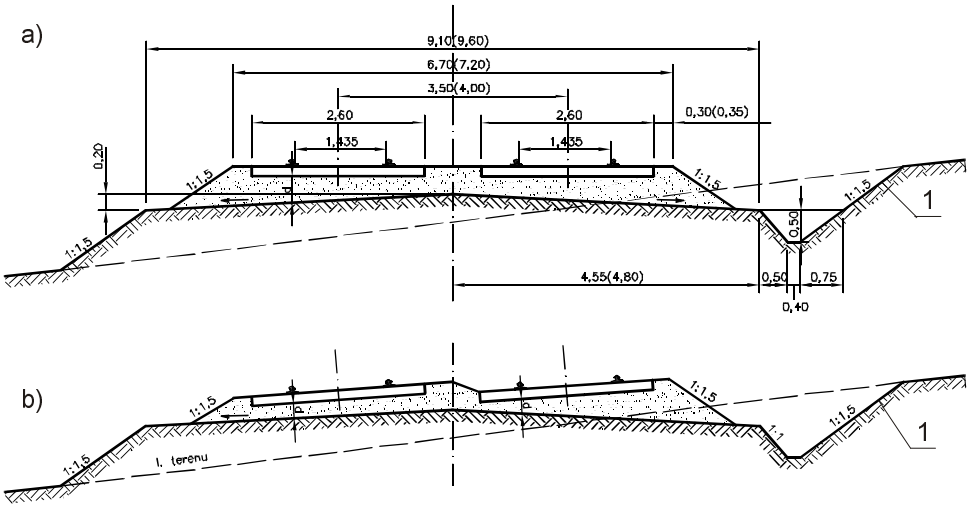
Polskie kolejnictwo współczesne ma zapewnić krajowi ciągły transport podróżnych i towarów. Warunkiem prawidłowego pełnienia tych funkcji jest szybkie unowocześnienie wybranych linii kolejowych. Wynika to ze znacznie obecnie zwiększonych prędkości pociągów ekspresowych w Europie, dochodzących do 350 km/h. Konieczna modernizacja szlaków kolejowych i towarzyszących im budowli inżynierskich wymaga rozwiązywania wielu zagadnień technicznych, a wśród nich skutecznego powiększenia nośności gruntów m.in. przez obniżenie poziomów wód podłoża i sprawnie działających systemów odwadniających, ujmujących zarówno wody podziemne jak i opadowe.

Szczególnie niebezpieczne dla trwałości torowiska są wysoko położone poziomy wód gruntowych, a także powstające zatory na rzekach i potokach z powodu braku drożności istniejących świateł małych mostów i przepustów. Terenom zmeliorowanym przyległym do linii kolejowych należy zapewnić swobodne i grawitacyjne odprowadzenie wód za pomocą stosownych urządzeń wodnych. Pogłębianie łożyska rzeki lub potoku w przekrojach mostowych polepsza warunki naturalnego przepływu wód powodziowych oraz wpływa na zwiększenie przekroju czynnego modernizowanego obiektu, chroniąc skutecznie przed formowaniem się zatorów.

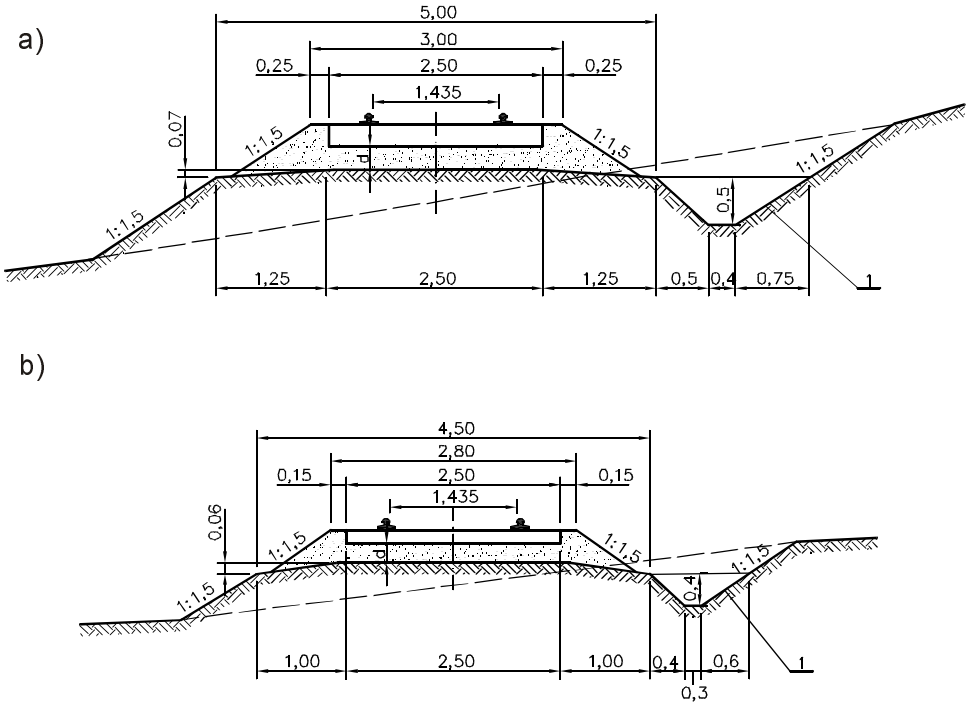
Odwodnienie powierzchniowe podtorza prowadzi się za pomocą rowów: pobocznych w przekopach, górnych ochronnych przy nasypach, odwadniających przyległy teren i rowów regulacyjnych przy przepustach.

Rowy poboczne w przekopach powinny umożliwić bezpieczne odprowadzenie wód deszczowych z podtorza. Podstawą wymiarowania rowów powinna być obliczona wielka woda miarodajna, którą – ze względu na małą powierzchnię zlewni – należy wyznaczyć metodą granicznych natężeń, np. wzorem Reinholda. Normalny przekrój podtorza i nawierzchni dwutorowej pokazano na rys. 4.35, a linii jednotorowej – na rys. 4.36. Pochylenie podłużne rowów pobocznych z reguły powinno odpowiadać pochyleniu niwelety. W długich przekopach o pochyleniu podłużnym mniejszym niż 2% można zmniejszyć pochylenie rowów pobocznych wyjątkowo do 1%. Po wykonaniu załomu profilu dna rowu pośrodku przekopu wodę można skierować w obie strony przekopu, poprowadzonego w poziomie lub z bardzo małym spadkiem. W tym wypadku w gruntach piaszczystych głębokość rowu na wododziale można zmniejszyć do 0,20 m, zachowując jednocześnie w górnej części normalną szerokość dna i pochylenie skarp rowu. Sposób odwodnienia równi stacyjnej za pomocą rowów zilustrowano na rys. 4.37.

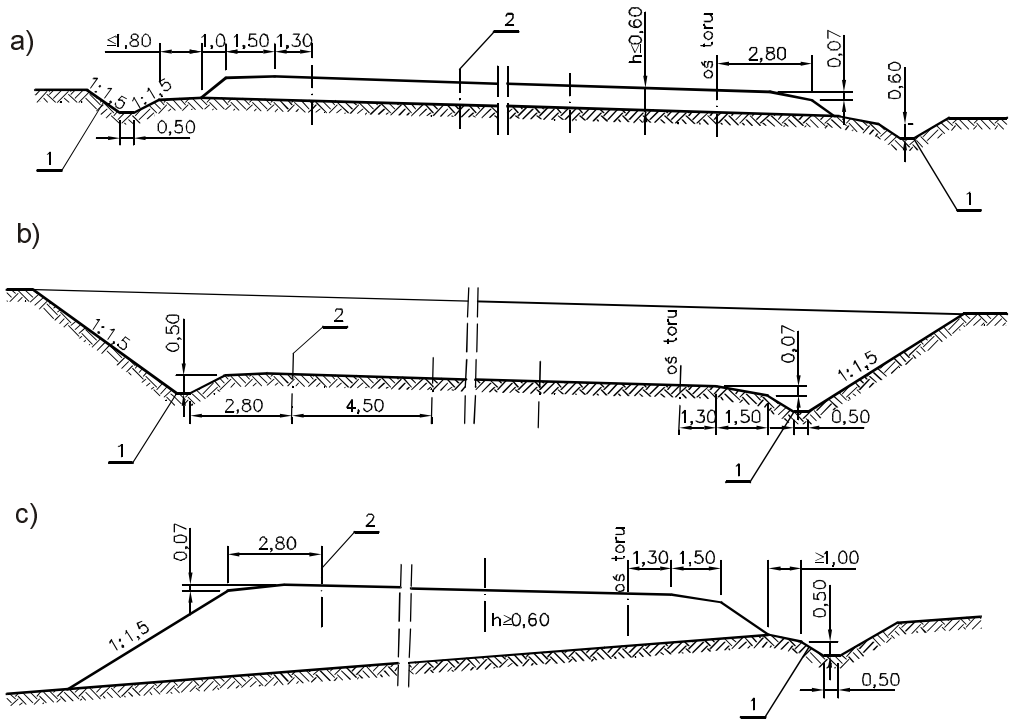
Nachylenie skarp rowów pobocznych przyległych do torowiska wykonuje się przy $h \leq$ 0,50 m o pochyleniu 1:1 w gruntach gliniastych i piaszczysto-gliniastych oraz 1:1,5 w drobnych piaskach. Skarpy rowów pobocznych umacnia się płatami darniny. Przy przejściu przekopu w nasyp, rowy poboczne odchyla się od podtorza i wyprowadza od strony górnej terenu do rowu odwadniającego, którym następnie odprowadza się wodę do najbliższego cieku. Podstawowym urządzeniem odprowadzającym wody z podtorza kolejowego i równi stacyjnych są rowy i systemy drenarskie. Rozmiary rowów odwadniających zależą od ilości wody miarodajnej, jaka ma być odprowadzona do odbiornika.



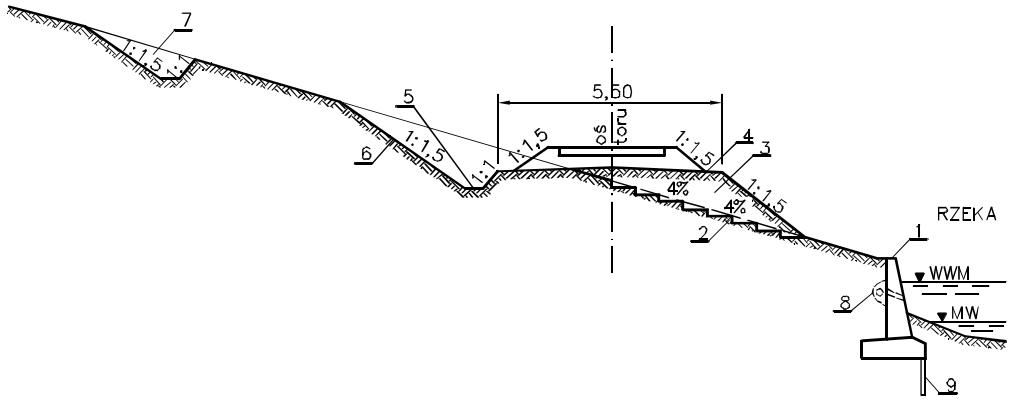
Rys. 4.35. Normalny przekrój poprzeczny podłoża i nawierzchni dwutorowej:
a) na prostej, b) w łuku; 1 – rów odwadniający



Rys. 4.36. Normalny przekrój poprzeczny podtorza i nawierzchni jednotorowej:
a) linii drugorzędnej w torach głównych, grubość podsypki $d \geq 0{,}20$ m, w torach bocznych $d \geq 0{,}16$ m, b) linii znaczenia miejscowego i bocznic w torach głównych, grubości podsypki $d \geq 0{,}16$m, w torach bocznych $d \geq 0{,}13$ m.; 1 – rów odwadniający



Rys. 4.37. Odwodnienie równi stacyjnej: a) w nasypie, b) w przekopie, c) na stoku; 1 – rowy odwadniające, 2 – oś toru



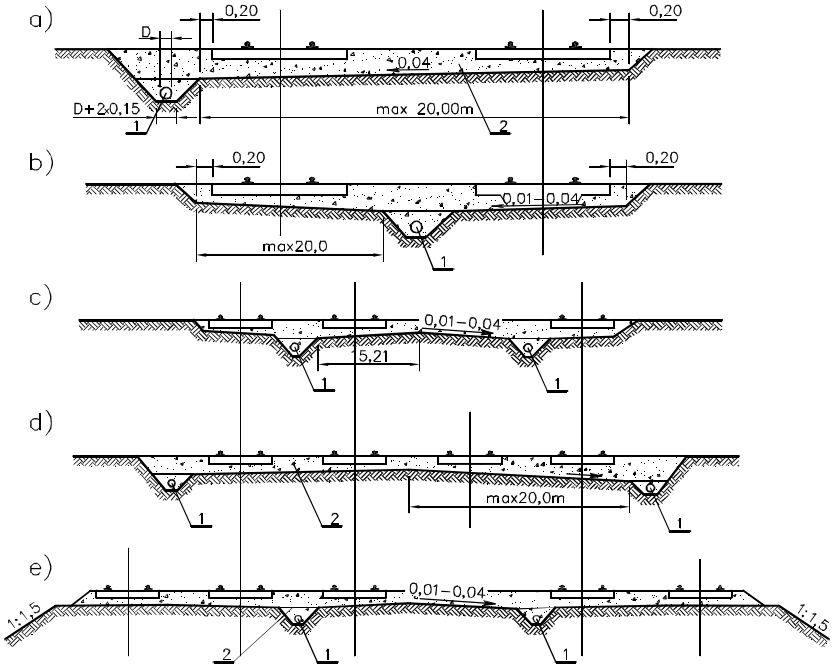
Rys. 4.38. Odcinkowy przekrój podtorza na zboczu w sąsiedztwie koryta rzecznego: 1 – ściana oporowa, 2 – stopnie wykonane w zboczu pod korpusem nasypu, 3 – nasyp, 4 – korona podtorza, 5 – rów boczny, 6 – skarpa przekopu, 7 – rów górny, 8 – drenaż ściany oporowej, 9 – ścianka szczelna

Rowy górne mają za zadanie całkowite ujęcie i odprowadzenie wody opadowej. Lokalizację rowu górnego podtorza zbudowanego na zboczu pokazano na rys. 4.38.

Rowy ochronne są stosowane do osuszania podstawy nasypu i należytego odwodnienia torowiska. Na rozlewiskach wodnych krawędź torowiska powinna się wznosić najmniej 0,6 m ponad najwyższy poziom spiętrzonej wody i nie może ulegać zalewaniu podczas jej falowania.

Rowy regulacyjne przy strumieniach i budowlach mostowych są budowane w celu ujęcia i odprowadzenia wód pochodzących z opadów atmosferycznych w suchodołach za pomocą przepustów. Rów regulacyjny po stronie górnej nasypu z reguły ma długość ok. 10 m, szerokość i głębokość dna 0,5 m i pochylenie skarp 1:1,5, od torowiska jest oddzielony ławą o szerokości min. 1,0 m. Główne koryto odpływowe poza przepustem powinno mieć szerokość w dnie min. 0,5 m i spadek podłużny odpowiadający pochyleniu dna przepustu.

Regulację małych potoków doprowadzanych do kolejowych budowli mostowych należy ograniczyć tylko do robót mających na celu utrwalanie i uporządkowanie koryta w bezpośrednim sąsiedztwie nasypów. Aby, przy znacznych spadkach terenu, korytom i rowom można było nadać maksymalny spadek 5‰, należy wzmocnić je stopniami z betonów cementowych, kaskadami lub bystrzami. Przy mostach, od strony wlotu, należy formować wały, na wysokość co najmniej 0,6 m nad poziomem wielkiej wody miarodajnej, o szerokości w koronie 1–3 m i o nachyleniu 5% od torowiska.



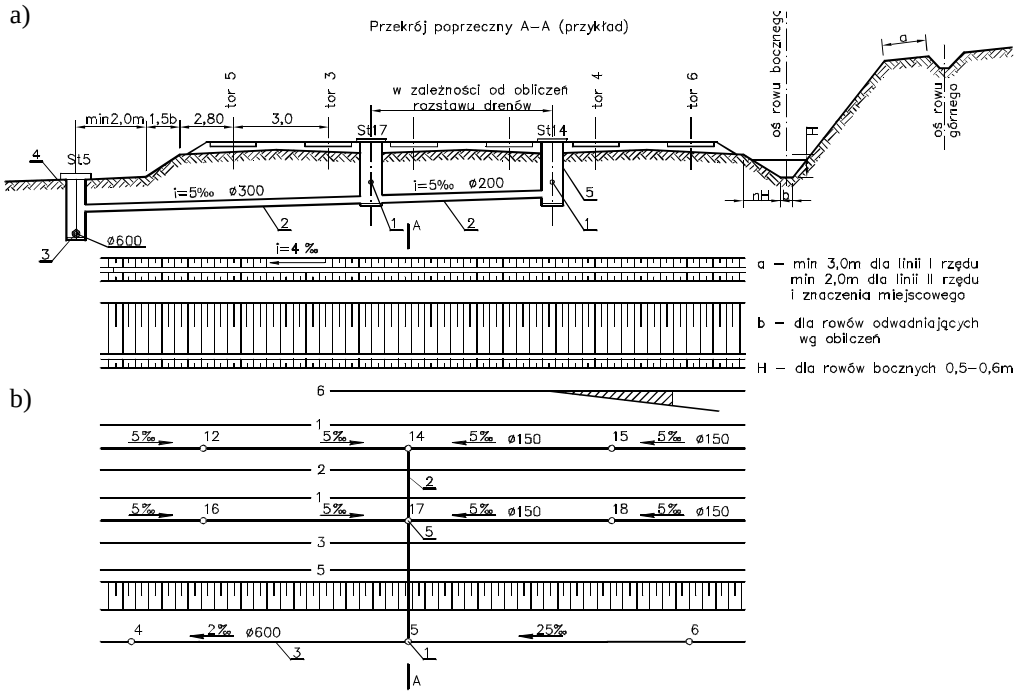
Rys. 4.39. Przekroje poprzeczne podłużnego drenażu na równi stacyjnej:
a), b), c), d), e) – elementy odwadniające równię stacyjną; 1 – dreny ceramiczne, 2 – warstwa filtracyjna

Drenaż płytki jest podstawowym sposobem odwodnienia równi stacyjnych i obejmuje:

- układ ciągów drenarskich podłużnych i poprzecznych z rurek drenarskich; w równiach stacyjnych o małych szerokościach do 20 m ciągi poprzeczne są wykonane jako bezrurowe sączki kamienne;
- układ kolektorów i zbieraczy, przyjmujących wodę z ciągów drenarskich wraz z systemem studzienek kontrolnych i osadowych.

W podtorzach zbudowanych z gruntów słabo przepuszczalnych stosuje się drenaż płytki z rurek drenarskich. Ciągi drenarskie podłużne równi stacyjnych należy lokalizować w międzytorzu, równolegle do torów stacyjnych. Drenów nie wolno układać pod torami, wzdłuż ich osi podłużnych. Dla szybkiego spływu wód do ciągów drenarskich, korona podtorza równi stacyjnej musi być pochylona 1–4% prostopadle do osi ciągu drenarskiego (rys. 4.39). Sączki z rurek drenarskich można zastępować także sączkami kamiennymi, współpracującymi z układem ceramicznych ciągów drenarskich.

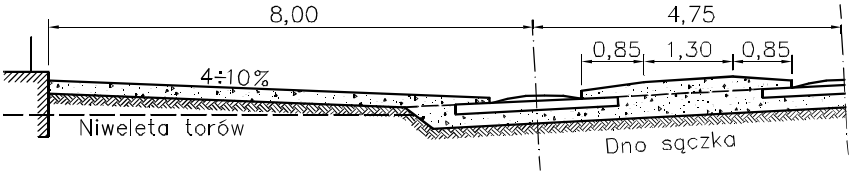
Sączki kamienne powinny mieć pochylenie 3–5%. Odstęp sączków, w zależności od rodzaju gruntów podtorza, przyjmuje się w granicach 7,0–15,0 m.



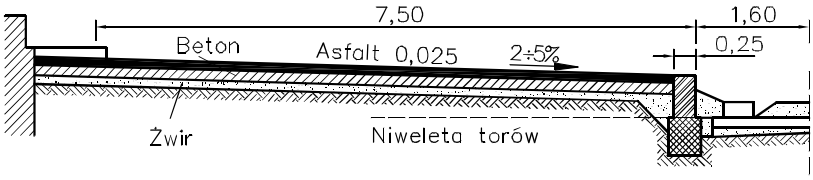
Rys. 4.40. Przykład rozmieszczenia urządzeń odwadniających równię stacyjną: a) przekrój poprzeczny, b) rzut poziomy; 1 – ciągi drenarskie (rury ceramiczne), 2 – zbieracze boczne (rury betonowe), 3 – zbieracz główny (rury betonowe), 4 – studzienka kontrolna zbieracza głównego, 5 – studzienka kontrolna drenarska, 6 – drenaż kamienny

Przykładowe rozmieszczenie urządzeń odwadniających równi stacyjnej pokazano na rys. 4.40, na rys. 4.41 przedstawiono sposób odwodnienia peronu o nawierzchni

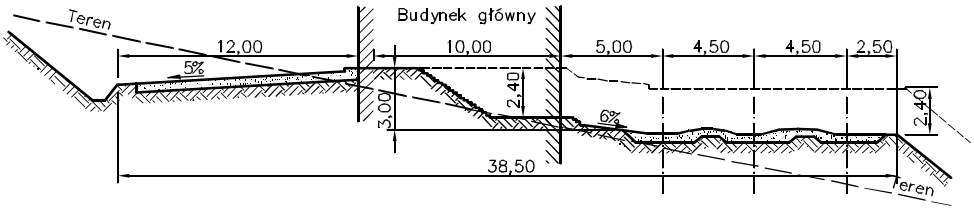
żwirowej, a na rys. 4.42 – o nawierzchni z betonów asfaltowych. Sposób odwodnienia placu przedstacyjnego, peronu i równi stacyjnej pokazano na rys. 4.43, najprostszej rampy ładunkowej o nawierzchni tłuczniowej – na rys. 4.44, a bocznic kolejowych w porcie śródlądowym – na rys. 4.45.



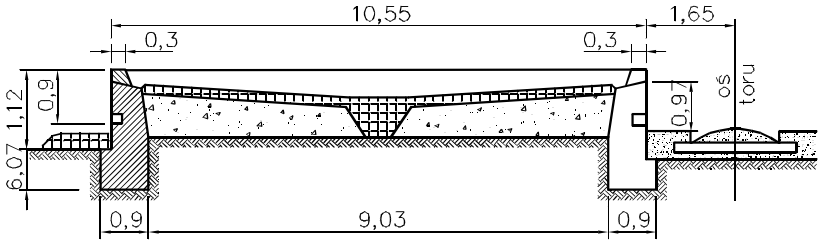
Rys. 4.41. Odwodnienie peronu o nawierzchni żwirowej



Rys. 4.42. Odwodnienie peronu o nawierzchni asfaltowej

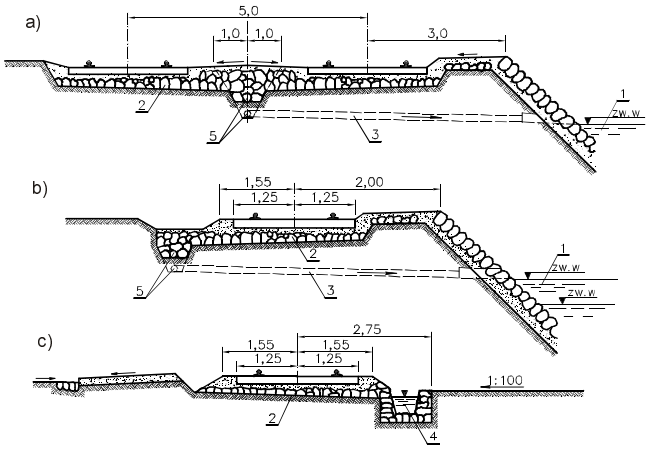


Rys. 4.43. Odwodnienie placu przedstacyjnego, peronu i równi stacyjnej stacji małej

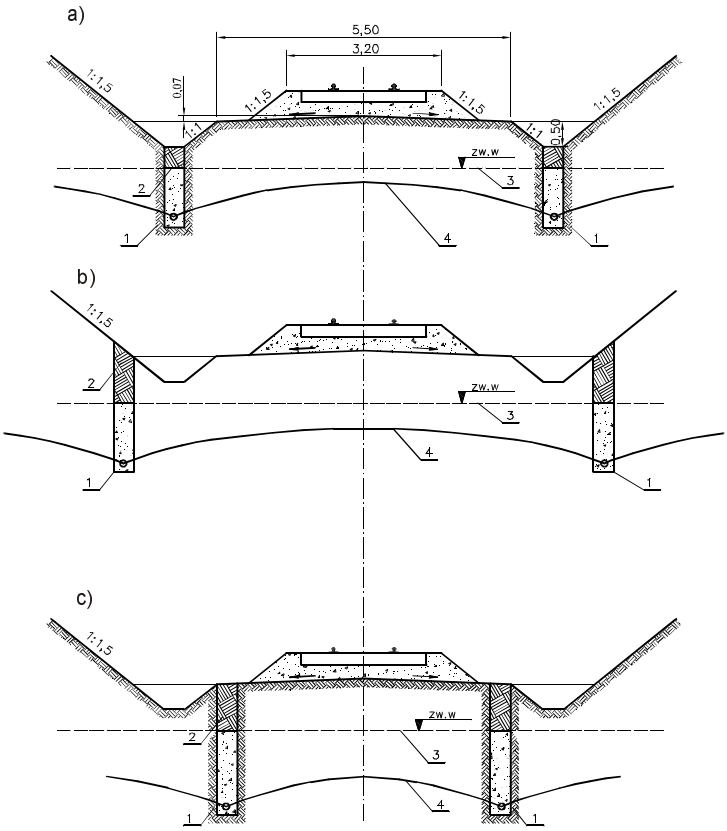


Rys. 4.44. Odwodnienie żwirowej rampy ładunkowej na małej stacji kolejowej

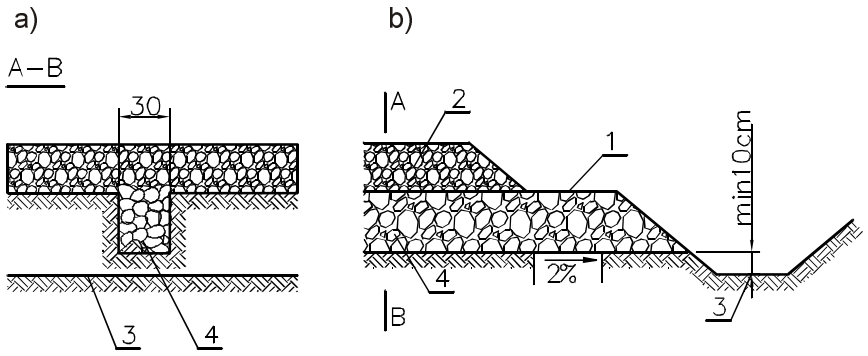
Obniżenie wody podziemnej w gruntach wysadzinowych podtorza za pomocą drenażu zilustrowano na rys. 4.46, a sposób odwodnienia torowiska za pomocą drenu kamiennego na rys. 4.47. Różne rodzaje drenów, stosowanych do odwodnień torowisk, równi stacyjnych oraz zboczy, przedstawiono na rys. 4.48, a konstrukcję pionowych drenów piaskowych pod korpusem nasypu, uformowanym na podłożu torfowym, na rys. 4.49. Ochronę drenaży przed zamarzaniem można wykonać za pomocą geowłókniny (rys. 4.50).



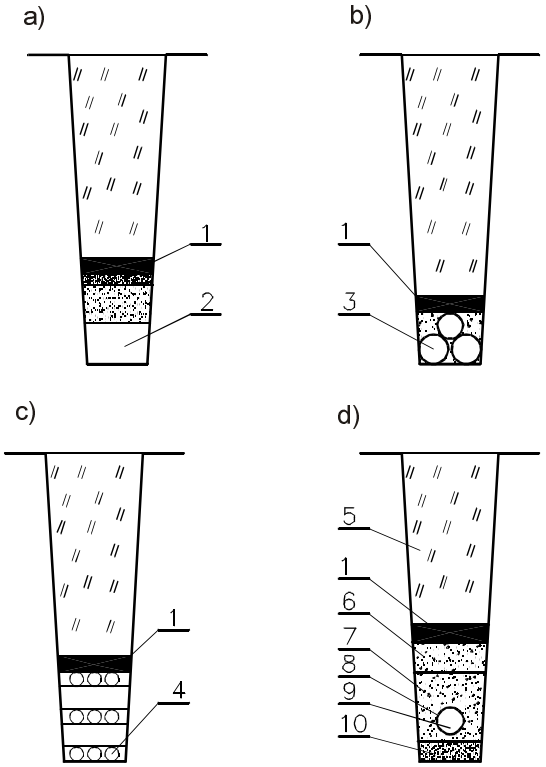
Rys. 4.45. Odwodnienie bocznic kolejowych w porcie śródlądowym: a), b), c) – przekroje poprzeczne; 1 – wody basenu portowego, 2 – gruby tłuczeń, 3 – przewód rurowy, 4 – kanał odwadniający, 5 – dren ceramiczny



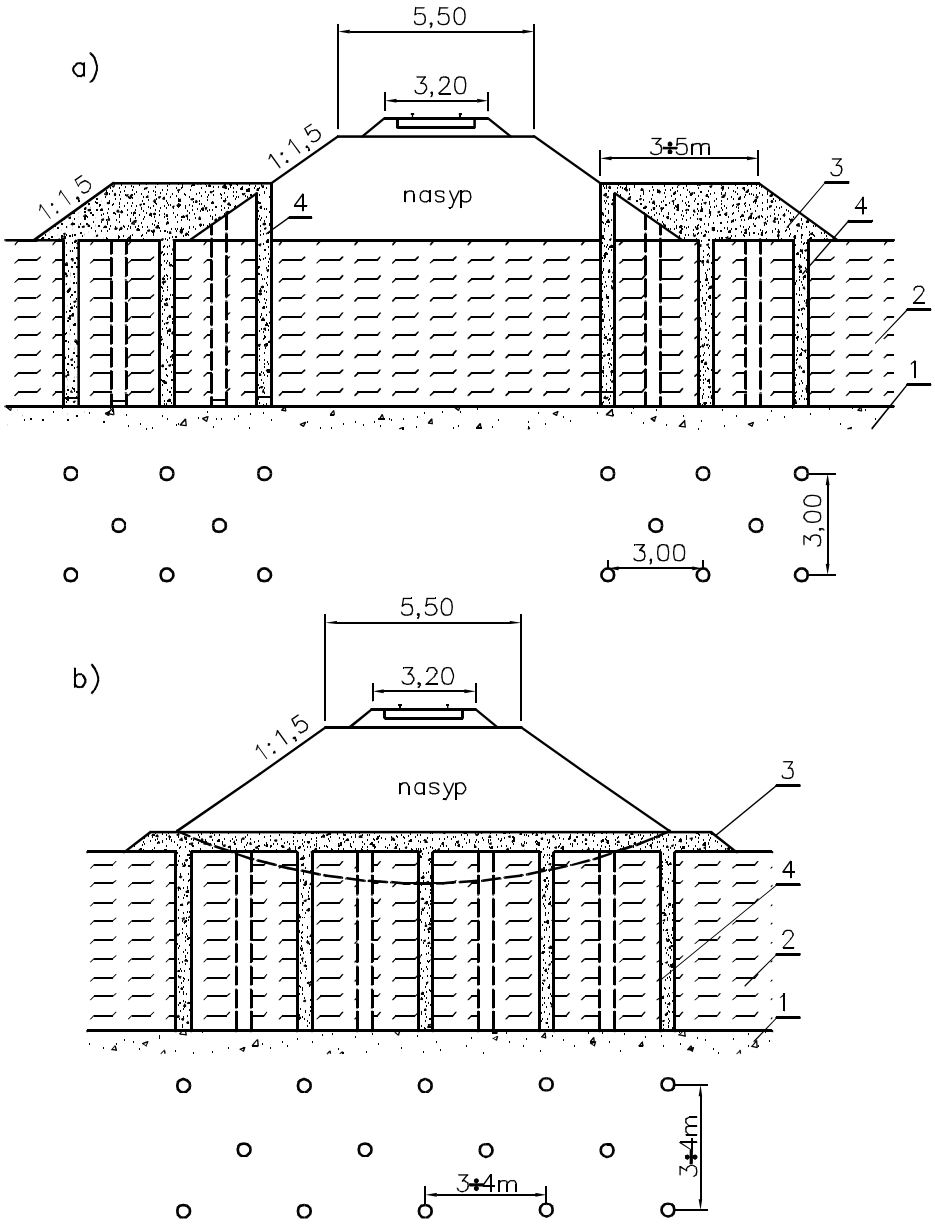
Rys. 4.46. Obniżenie wody podziemnej w gruntach wysadzinowych podtorza: a), b), c) – przekroje poprzeczne; 1 – dren ceramiczny, 2 – darnina i glina, 3 – poziom wody przed obniżeniem, 4 – poziom wody po uruchomieniu systemu drenarskiego



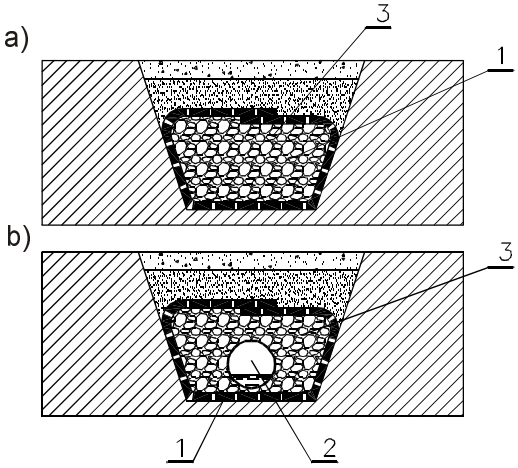
Rys. 4.47. Odwodnienie torowiska drenem kamiennym: a) przekrój A–B, b) przekrój poprzeczny; 1 – torowisko, 2 – podsypka nawierzchni, 3 – dno rowu bocznego, 4 – dno drenu kamiennego



Rys. 4.48. Rodzaje drenów: a) dren kamienny, b) dren faszynowy, c) dren żerdziowy, d) dren rurowy według BN-67/8936-01; 1 – darń lub bentomata, 2 – kamień, 3 – fiszki faszynowe, 4 – żerdzie, 5 – grunt rodzimy, 6 – piasek średnioziarnisty, 7 – piasek gruboziarnisty, 8 – obsypka żwirem, 9 – dren, 10 – podsypka piaskowa grubości 5 cm



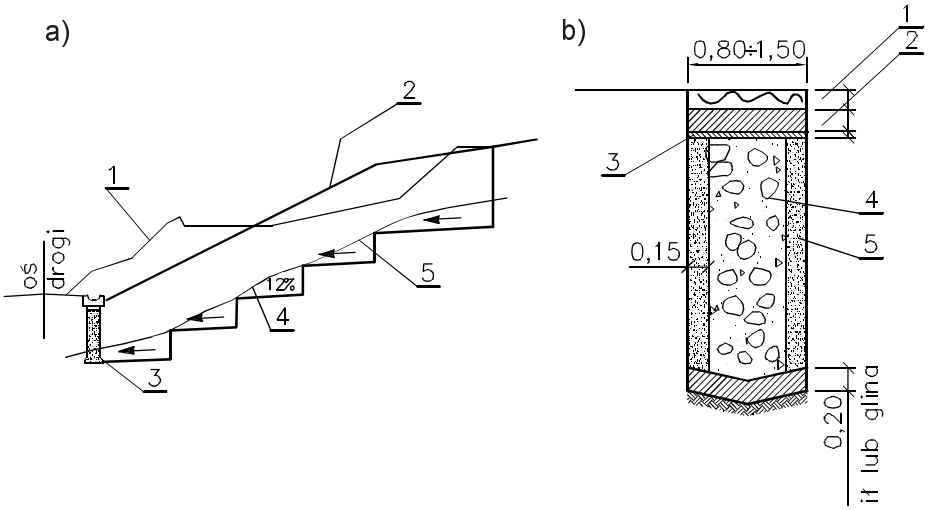
Rys. 4.49. Pionowe dreny piaskowe pod nasypem na podłożu torfowym: a) wzmocniony nasyp istniejący, b) nasyp projektowany; 1 – podłoże mineralne, 2 – torf, 3 – warstwa piasku lub przypora, 4 – pionowy dren piaskowy



Rys. 4.50. Włóknina chroniąca dreny przed namuleniem: a) dren kamienny, b) dren rurkowy; 1 – włóknina drogowa, 2 – dren ceramiczny, 3 – materiał mineralny wodoprzepuszczalny

4.2.1. WPŁYW ODWODNIENIA NA STATECZNOŚĆ ZBOCZY

Projekt odwodnienia i likwidowania usuwisk na szlaku kolejowym powinien być poprzedzony badaniami hydrogeologicznymi, mającymi na celu wyjaśnienie przyczyn i charakteru występujących deformacji zbocza.

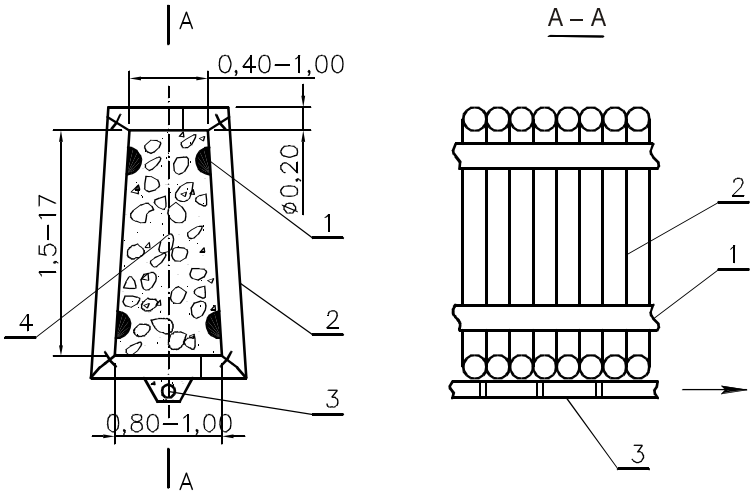


Rys. 4.51. Przekrój podłużny sączka usuwiskowego: a) 1 – zdeformowana powierzchnia terenu, 2 – wyprofilowana powierzchnia terenu po ustabilizowaniu usuwiska, 3 – dren, 4 – dno sączka, 5 – powierzchnia poślizgu, b) 1 – warstwa humusu, 2 – warstwa gliny, iłu lub bentomatu, 3 – płat darni, 4 – kamień łamany niesortowany, 5 – piasek

Drenaże wgłębne ujmujące wody podziemne powinny być dodatkowo zabezpieczone od infiltracji wód powierzchniowych warstwą nieprzepuszczalną, np. bentomatą uniemożliwiającą intensywne przesiąkanie wód opadowych.

Podstawowym zabiegiem, który najczęściej podejmujemy w celu stabilizacji usuwisk, jest odwodnienie powierzchni poślizgu. Na podstawie przyjętej ogólnej koncepcji zabezpieczenia usuwiska dokonuje się rozmieszczenia sytuacyjnego sączków odwadniających. Sączki z grubego materiału mineralnego wykonuje się w wykopach o szerokości 0,8–1,5 m, do głębokości powierzchni poślizgu.

Profil podłużny sączka przedstawiono na rys. 4.51a, przekrój poprzeczny zaś na rys. 4.51b. Jeżeli powierzchnia poślizgu jest położona bardzo głęboko, to koszt budowy sączka wypada duży i wtedy bardziej opłaca się wykonywać sztolnie odwadniające, o konstrukcji przedstawionej na rys. 4.52. Sączki i sztolnie odwadniające należy wykonywać prostopadle do podstawy stoku chronionego, tj. równolegle do ruchu mas ziemnych.



Rys. 4.52. Sztolnia odwadniająca: 1 – połówki okrąglaków ϕ 18 cm, 2 – okrąglaki ϕ 18 cm, 3 – dren ceramiczny, 4 – materiał mineralny drenujący – kamień łamany drobny, żwir, tłuczeń

Przekrój drenażu zależy od ilości wód podziemnych przeznaczonych do odprowadzenia, sposób odprowadzenia wód zależy natomiast od głębokości zalegania warstw wodonośnych. Dno drenażu zbiorczego należy zakładać na głębokość co najmniej 1 m od powierzchni terenu, w celu zabezpieczenia wód przed zamarzaniem.

4.2.2. DRENARSKIE STUDNIE ZBIORCZE

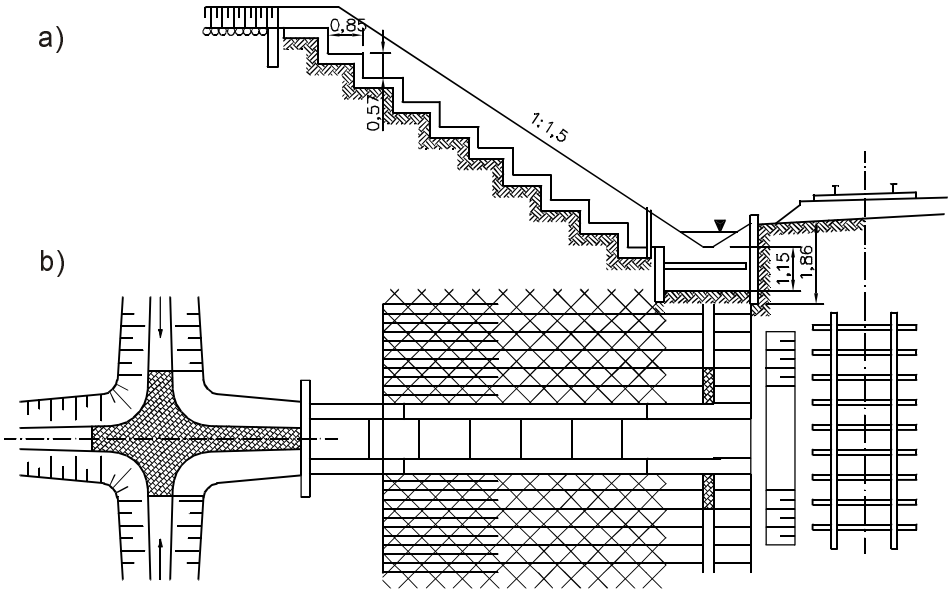
Służą do ujmowania wód wypływających z lokalnych źródeł. Ściany pionowe studni wykonuje się z kamienia naturalnego ułożonego na sucho bez zaprawy lub z cembrowin z wyrobionymi otworami. Wodę ze studni zbiorczej wyprowadza się grawitacyjnie rurociągiem tranzytowym do niżej położonego systemu odwadniającego, sieci drenarskiej lub sieci rowów odwadniających. Sposób ten był wielokrotnie

stosowany z korzystnymi rezultatami w odwadnianiu, nawet dużych obszarów usuwiskowych.

4.2.3. SZTOLNIE I KASKADY

Sztolnie i kaskady mają zastosowanie wówczas, gdy konieczne jest przechwytywanie głęboko występujących wód kontaktowych, na terenach gęsto zabudowanych lub o dużej kulturze rolnej, gdzie niemożliwe jest wykonanie otwartych urządzeń odwadniających (rys. 4.52). W celu ujęcia i szybkiego odprowadzenia wód podziemnych, płynących lub zalegających ponad sztolnią, wskazana jest budowa dodatkowych studni zbiorczych, połączonych ze sztolnią. Wymiary sztolni i układ w planie powinny być przystosowane do funkcji, jaką ma ona spełniać w odwodnieniu obszarów usuwiskowych. Dno sztolni należy wciąć na głębokość do 0,70 m w warstwę nieprzepuszczalną. Obudowę sztolni z reguły wykonuje się z elementów prefabrykowanych żelbetowych lub z odpowiednio zaimpregnowanego drewna.

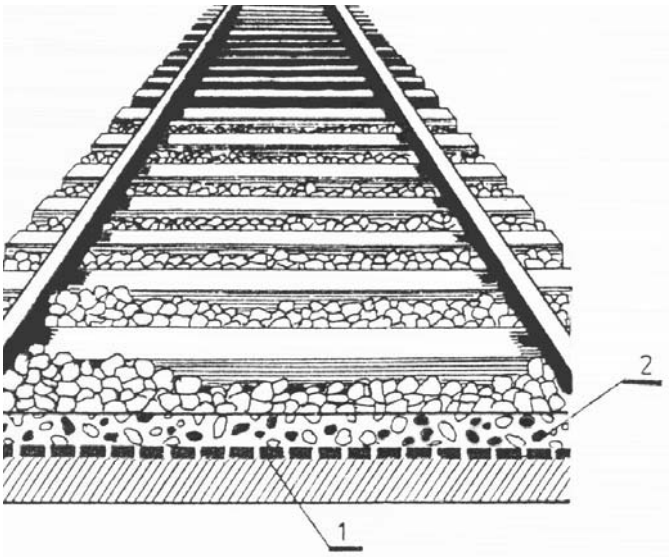
Kaskada wielostopniowa. W przypadku potrzeby sprowadzania wód spływających z małej zlewni w sposób kontrolowany z górnego stanowiska do rowu dolnego, biegnącego równolegle do toru kolejowego, zaleca się rozwiązanie w postaci kaskady. Konstrukcję kaskady wielostopniowej można wykonać z betonu cementowego, ale także z kamienia łamanego spoinowanego zaprawą cementową.



Rys. 4.53. Kaskada wielostopniowa w rowie kolejowym: a) przekrój poprzeczny, b) rzut poziomy

Zaleca się stosowanie wysokości stopni kaskady h = 0,57–0,65 m, a odległości pomiędzy stopniami l = 0,85–1,0 m. Przykład kaskady wielostopniowej w rowie kolejowym podano na rys. 4.53.

Nawiązując do przedstawionych w tym rozdziale rozwiązań, autorzy odsyłają Czytelników do rozdziału 6 o materiałach geosyntetycznych w urządzeniach wodnych. Mogą być one szczególnie przydatne w procesie unowocześniania budowli kolejowych. Doświadczenia autorów w tym zakresie pozwalają na stwierdzenie, że materiały geosyntetyczne są chętnie stosowane do polepszania cech i właściwości gruntów budowlanych, konstrukcji nasypów kolejowych, wykonywania bardziej skutecznych systemów odwadniających, a także innych budowli współpracujących z podłożem gruntowym. Przykładem jest wykorzystanie geowłókniny do separacji poszczególnych warstw gruntu, w tym przypadku podsypki tłuczniowej, od naturalnego podłoża nasypu kolejowego (rys. 4.54).



Rys. 4.54. Rozdzielenie podsypki tłuczniowej od podłoża gruntowego:
1 – geowłóknina drogowa, 2 – podsypka tłuczniowa

4.3. LOTNISKA

Komunikacja lotnicza jest obecnie podstawowym rodzajem transportu na znaczne odległości. Tendencje rozwojowe transportu lotniczego wskazują na dalszy dynamiczny wzrost przewozów – zarówno pasażerskich, jak i towarowych. Porty lotnicze są ważnym ogniwem tego systemu transportowego, w tym szczególnie lotniska. W skład lotniska lądowego wchodzą:

- pole naziemnego ruchu lotniczego,
- port lotniczy,
- przestrzeń powietrzna.

Wszystkie elementy nawierzchni lotniskowych, tj. drogi startowe, drogi kołowania, płaszczyzny przeddworcowe, przedstartowe, płaszczyzny techniczne i inne mają

duże wymiary powierzchniowe przy stosunkowo małych pochyleniach podłużnych i poprzecznych. Z tego powodu występują utrudnienia w skutecznych odprowadzeniach wód opadowych, które powodują nadmierne zawilgocenie zarówno nawierzchni, jak i podłoża, co – przy wielokrotnych przejściach temperatury przez 0 °C i długich okresach zmian temperatury otoczenia w tych granicach – wpływa niekorzystnie na trwałość nawierzchni. Trwałość nawierzchni przy sprawnie działającym odwodnieniu jest w tych warunkach podstawowym kryterium eksploatacyjnym, miernikiem poprawności rozwiązań konstrukcyjnych i wskaźnikiem oceny wykonanych robót budowlanych [23].

4.3.1. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE

Rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych dla obiektów lotniskowych wchodzi w skład podstawowych kryteriów decydujących o lokalizacji lotniska. Do zakresu geotechnicznych badań rozpoznawczych należy określenie:

- poziomu zalegania wód podziemnych,
- wahań poziomu wód w gruncie w zależności od pory roku oraz w najbliższych ciekach, zbiornikach lub innych akwenach otwartych,
- kierunków i prędkości przepływów wód,
- stopnia agresywności wód,
- ilości wód pochodzących z opadów,
- cech mechanicznych i wytrzymałościowych gruntu.

W rezultacie badań rozpoznawczych dąży się do zminimalizowania osiadania gruntu pod obciążeniem, pozbawiając go skłonności do wysadzin.

Warunki gruntowo-wodne są zespołem cech terenu ukształtowanych przez środowisko przyrodnicze i z reguły konieczne jest dostosowanie rozwiązań konstrukcyjnych do tych jednoznacznie zdeterminowanych warunków.

4.3.2. ODWODNIENIE NAWIERZCHNI

Rozwiązania techniczne systemów odwadniających obiekty lotnicze są zróżnicowane i zależą od regionalnych, klimatycznych, geologicznych i gospodarczych czynników.

System odwadniania składa się z następujących obiektów:

- kanalizacji lotniskowej wód opadowych,
- powierzchniowych odwodnień liniowych przy wykorzystaniu rynien skrzyniowych,
- drenażu lotniskowego.

Kanalizacja lotniskowa i odwodnienia liniowe służą do szybkiego odprowadzania wód powierzchniowych z takich obiektów, jak: drogi startowe, drogi kołowania, płyty przeddworcowe i przedhangarowe. Zasady projektowania lokalnej kanalizacji wód opadowych są analogiczne do stosowanych w budownictwie komunalnym.

Rynna skrzynkowa należy do grupy rynien zamkniętych, zapewniających ciągłe i szybkie odwodnienie nawierzchni. Szerokość rynny $b \geq 10$ cm, wysokość min. 10 cm, spadek dna rynny może przebiegać niezależnie od spadku krawędzi nawierzchni. Przepustowość hydrauliczna Q wynosi około 12 dm^3/s. Elementy rynien skrzynkowych dla dużych obciążeń osiowych pojazdów produkowane są z polimerbetonu o znacznej wytrzymałości i odporności na korozję.

Drenaż lotniskowy budowany jest zwykle z dwóch rodzajów przewodów: układanych płytko i głęboko. Przewody drenarskie układane płytko mają na celu szybkie odprowadzenie wód z nawierzchni trawiastej o dużej wodoprzepuszczalności, a także zapewniają cyrkulację powietrza w rejonie rozwiniętych systemów korzeniowych traw porastających.

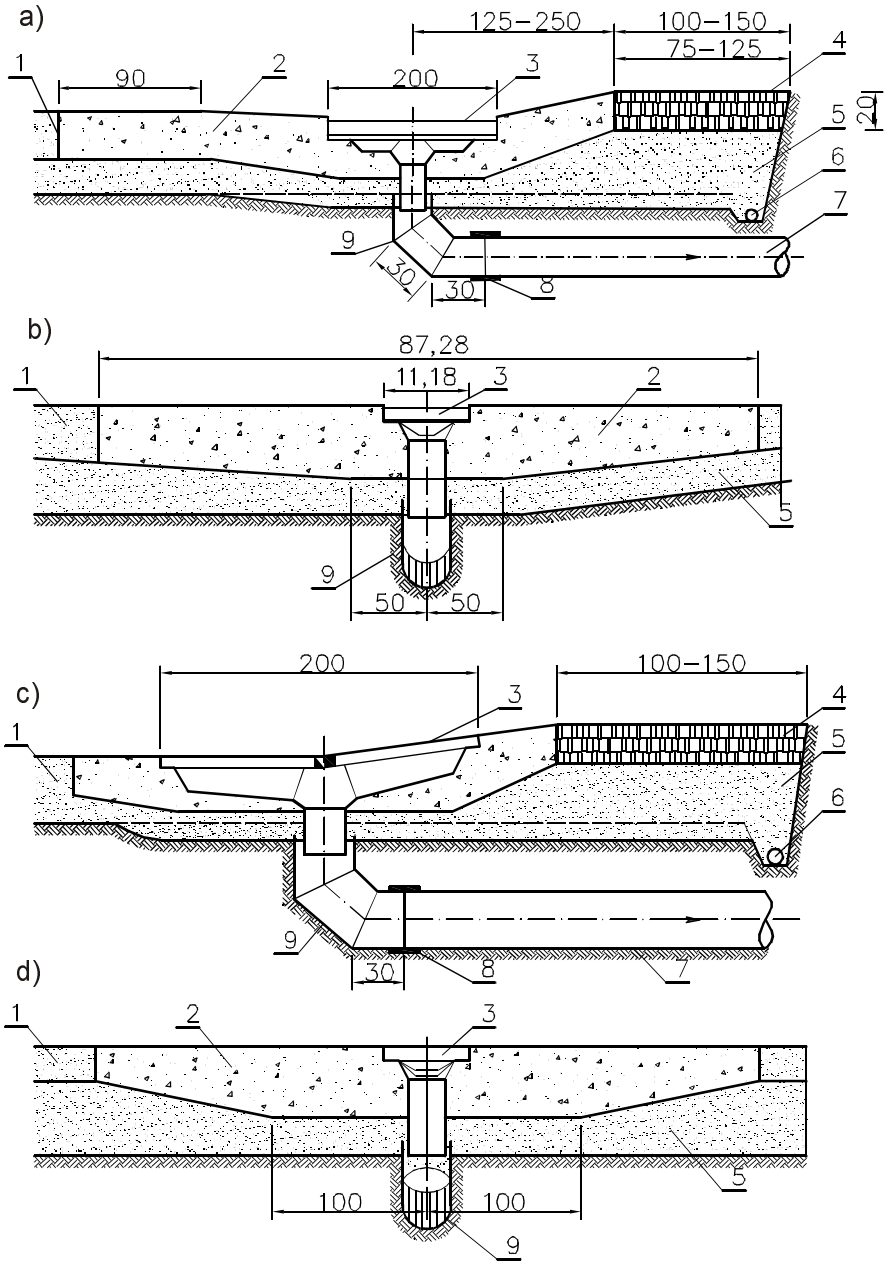
Drenaż głęboki natomiast ma na celu utrzymanie zwierciadła wody gruntowej na poziomie optymalnym, korzystnym zarówno dla wymaganej nośności gruntu, jak i wegetacji roślin w nawierzchni trawiastej (darniowej).

4.3.3. NAWIERZCHNIE DARNIOWE

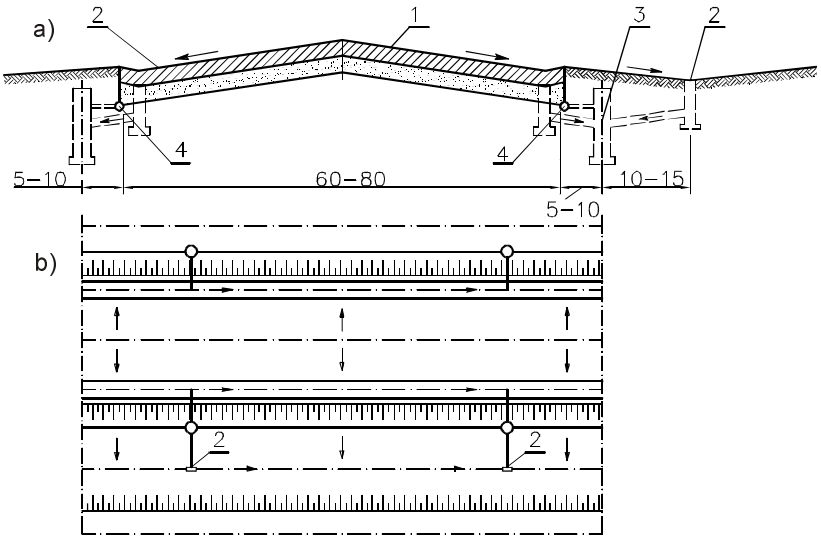
Lotniskowa nawierzchnia darniowa należy do nawierzchni gruntowej ulepszonej, pokrytej warstwą rozwiniętej roślinności przystosowanej do wykonywania operacji lotniczych. Nawierzchnia darniowa stwarza możliwość zwielokrotnienia ok. 3–5 razy nacisków kół w porównaniu z nawierzchnią gruntową bez darni. Obecnie występują one przede wszystkim na lotniskach o niższej klasie, a na klasach wyższych znajdują zastosowanie głównie jako boczne i czołowe pasy bezpieczeństwa. Taki rodzaj nawierzchni dominuje na lotniskach sportowych o mniejszym ruchu i obciążeniach. Na omawianej nawierzchni możliwe jest eksploatowanie samolotów, których obciążenie na goleń nie przekracza 100 kN. Uważa się również, że dopuszczalna głębokość koleiny po przejeździe samolotu może wynosić maksimum 6 cm. Należy sądzić, że rozwój lotnictwa indywidualnego znacznie zwiększy zainteresowanie budową lotniskowych nawierzchni darniowych. O stanie technicznym nawierzchni darniowej w dużej mierze decyduje ilość opadów atmosferycznych, dlatego często stosuje się drenaż lotniczy, który odwadnia grunt i poprawia jego cechy oraz obniża zwierciadło wody podziemnej do wysokości wymaganej przepisami bezpieczeństwa ruchu lotniczego.

Wykonanie drenażu na obszarze lotniska o nawierzchni darniowej jest niezbędne, gdy zwierciadło wody podziemnej w porze mokrej osiąga poziom 50 cm na terenach lotnisk, głównie sportowych i 80 cm na terenach lotnisk komunikacyjnych [23].

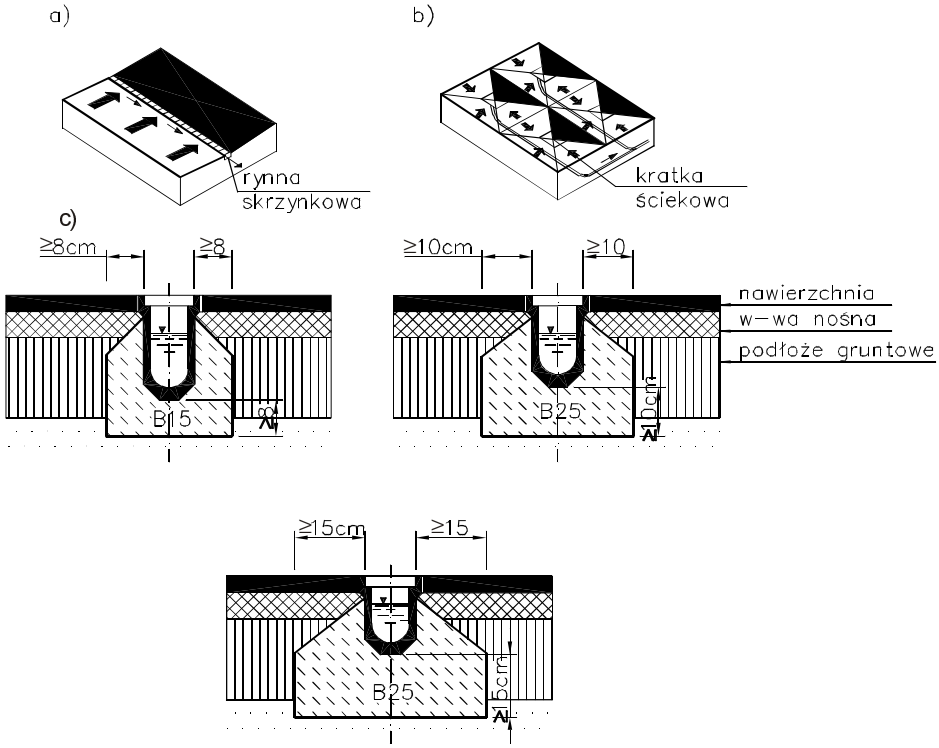
Kryteria oceny nośności nawierzchni darniowych z reguły są powiązane z rodzajem samolotu obliczeniowego, eksploatowanego na danym lotnisku, co jest wyczerpująco omówione w pracy Nita [23]. Drenaż lotniskowy składa się z drenażu płytkiego i głębokiego (rolniczy adaptowany). Zadaniem drenażu płytkiego jest szybkie odprowadzenie wód z nawierzchni trawiastej, drenażu głębokiego natomiast – utrzymanie zwierciadła wody gruntowej na pewnym optymalnym poziomie, korzystnym zarówno dla stałości gruntu, jak i wegetacji roślin w nawierzchni trawiastej.



Rys. 4.55. Odbiór wody powierzchniowej z płyt startowych: a), b), c), d) – przekroje; 1 – płyta startowa, 2 – betonowa obudowa kraty ściekowej, 3 – krata ściekowa, 4 – warstwa filtracyjna tłuczeń – ziemia urodzajna, 5 – podsypka filtracyjna, 6 – ϕ 10–15 cm, 7 – przewód odprowadzający, 8 – szczelne połączenie przewodów, 9 – przewody żeliwne lub stalowe

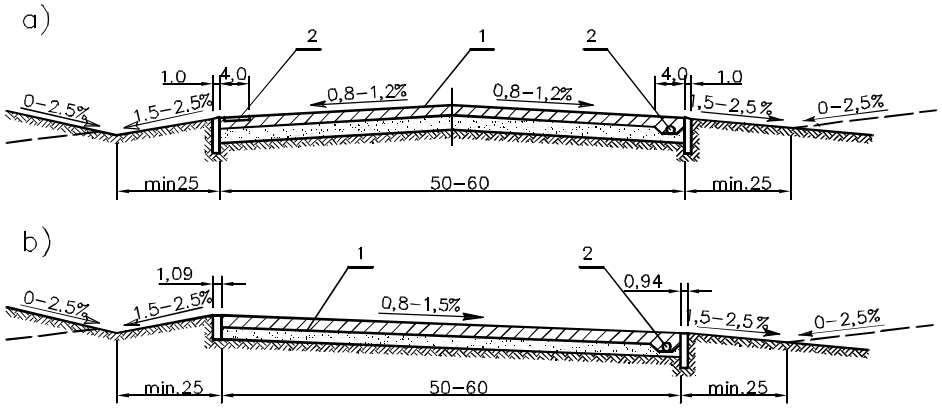


Rys. 4.56. Odwodnienie drogi startowej: a) przekrój poprzeczny, b) rzut poziomy;
1 – płyta betonowa, 2 – studzienka ścieku, 3 – kanalizacja lotniskowa, 4 – drenaż płytki



Rys. 4.57. Rynny skrzynkowe do odwodnień liniowych: a) spływ wody do rynny skrzynkowej,
b) spływ wody do kratki ściekowej, c) konstrukcje rynien

Przy odpowiednim pochyleniu podłużnym nawierzchni dróg startowych, większym od 0,002 > 2‰, kanalizacja lotniskowa składa się ze ścieków w kształcie trójkątnym i przewodów rurowych odbierających wodę (rys. 4.55). Drogi startowe mogą mieć spadek dwustronny lub jednostronny (rys. 4.56). Spadek podłużny ścieku trójkątnego wynosi ok. 3–3,5%, a odstęp między studzienkami 50 m. Sposób odbierania wód powierzchniowych z płyt startowych przedstawiono na rys. 4.55–4.58.



Rys. 4.58. Drogi startowe – urządzenia odwadniające: a) nawierzchnia o spadku dwustronnym, b) nawierzchnia o spadku jednostronnym; 1 – nawierzchnia drogi startowej z betonu, 2 – kineta odwadniająca

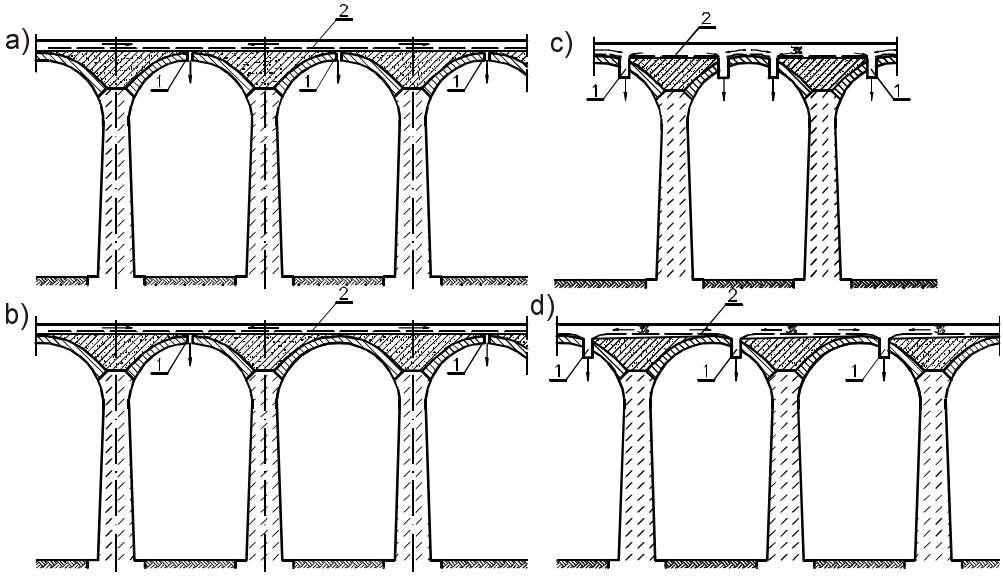
Przewody kanalizacyjne i drenarskie, których trasa przebiega w pobliżu fundamentów budowli, należy sytuować w sposób zapewniający stateczność obiektów z uwzględnieniem kąta stoku naturalnego. W razie konieczności przejścia przewodu kanalizacyjnego lub zbieracza w zasięgu kąta naturalnego, odległość krawędzi wykopu od lica budowli nie powinna być mniejsza niż 1,0–2,0 m.

4.4. MOSTY

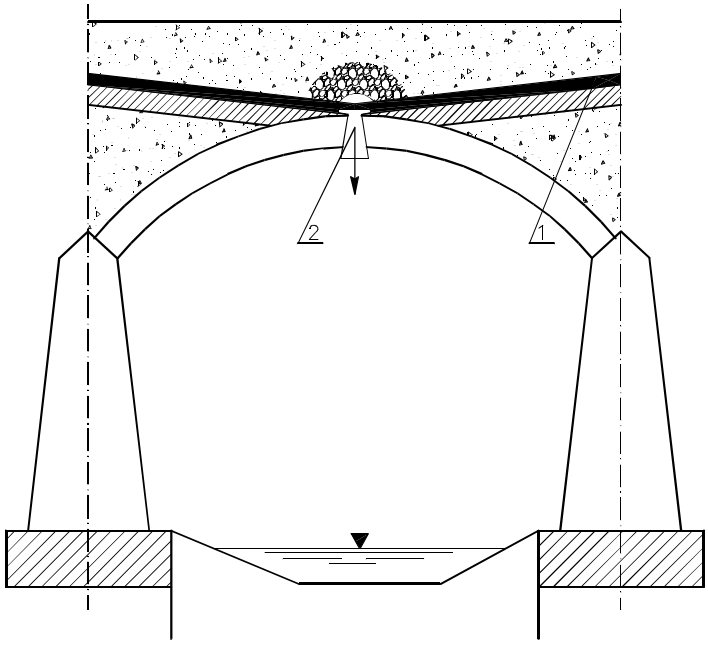
W drogowym i kolejowym budownictwie mostowym stosowane są różne sposoby odwodnień, w zależności od rozwiązań konstrukcyjnych tych obiektów. Odwodnienie górnej powierzchni przęseł mostowych oraz żelbetowych płaskich i łukowych można wykonać jednym z trzech sposobów odprowadzania wody z przęseł mostowych:

- poza przyczółki, jeśli światło przęsła wynosi max $L \leq 10$ m,
- w osi podłużnej obiektu.

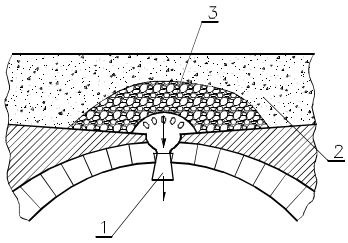
Spadki wyrównanych i odpowiednio uszczelnionych górnych płyt przęsła mostowego powinny wynosić 2–5%, a tylko wyjątkowo 1% pod warunkiem, że warstwa uszczelniająca jest wówczas odpowiednio wzmocniona. Woda z nawierzchni mostowej spływa rurami o średnicy 100 mm, które z reguły są zlokalizowane przy obu krawężnikach mostu, w odstępach 8–10 m, lub też w osi. Systemy odwodnienia mostów sklepionych wieloprzęsłowych pokazano na rys. 4.59 i 4.60, szczegół gniazda odwadniającego, umieszczonego w wierzchołku sklepienia – na rys. 4.61, a konstrukcje kosza odwadniającego żeliwnego – na rys. 4.62.



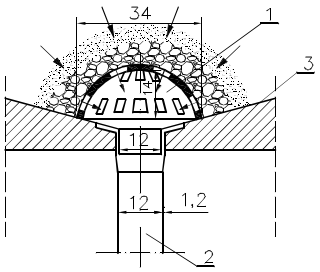
Rys. 4.59. Odwodnienie mostów sklepionych wieloprzęsłowych: a) system odwadniający przy rozstawie podpór 6–8 m, b) system odwadniający przy rozstawie podpór 4–6 m, c) system odwadniający przy rozstawie podpór do 16 m, d) system odwadniający mostu na pochyłości; 1 – rury spustowe ϕ 100 mm, 2 – powłoka wodoszczelna



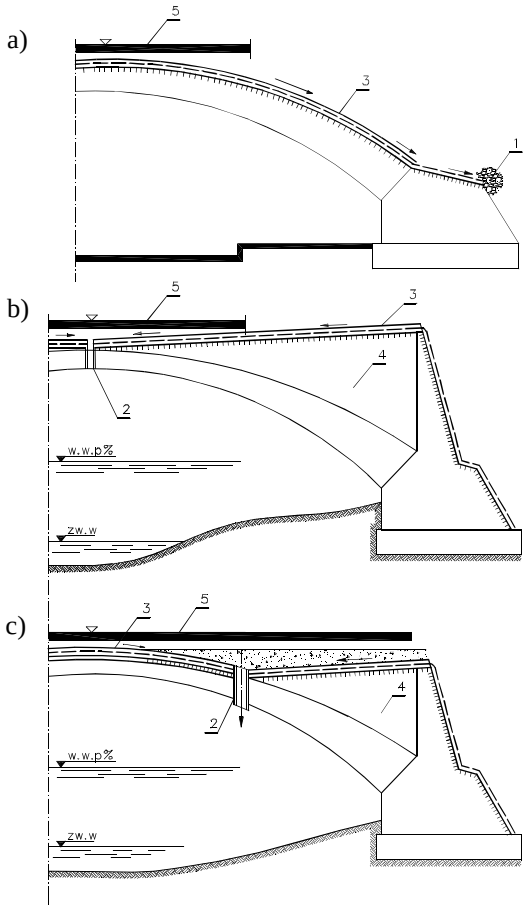
Rys. 4.60. Odwodnienie mostu sklepionego przez wierzchołek sklepienia: 1 – powłoka wodoszczelna, 2 – przewód odwadniający ϕ 150 mm



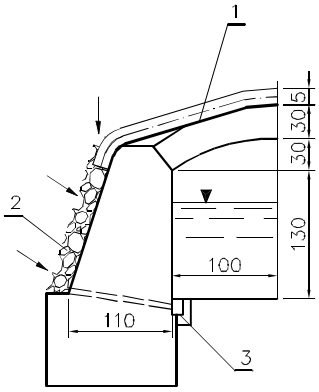
Rys. 4.61. Szczegół gniazda odwadniającego w wierzchołku sklepienia: 1 – przewód odprowadzający, 2 – powłoka uszczelniająca, 3 – warstwa filtracyjna



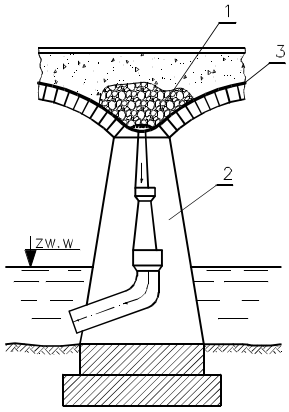
Rys. 4.62. Konstrukcja żeliwnego kosza odwadniającego: 1 – żeliwny kosz odwadniający, 2 – rury żeliwne kielichowe, 3 – powłoka wodoszczelna



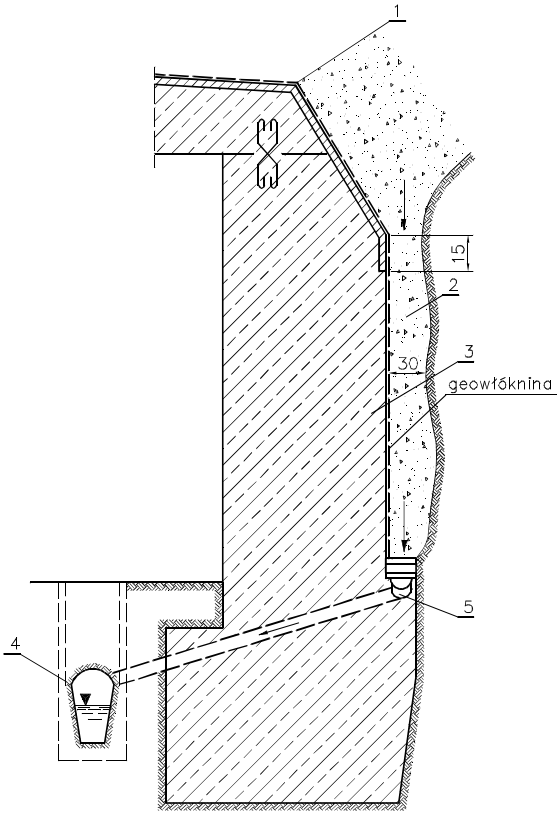
Rys. 4.63. Sposoby odwadniania mostów sklepionych jednoprzęsłowych: a) ujęcie wody drenażem poza przyczółkiem, b) ujęcie wody rurą spustową w osi poprzecznej mostu, c) ujęcie wody rurami spustowymi w ¼ rozpiętości mostu; 1 – drenaż ceramiczny z obsypką, 2 – rura spustowa ϕ 100 mm, 3 – powłoka wodoszczelna, 4 – beton cementowy wypełniający, 5 – nawierzchnia drogowa



Rys. 4.64. Odwodnienie przepustu sklepionego: 1 – przepona wodoszczelna, 2 – warstwa filtracyjna, 3 – kanał odpływowy



Rys. 4.65. Przewód odwadniający w korpusie filara mostu: 1 – warstwa filtracyjna, 2 – przewód odwadniający, 3 – powłoka uszczelniająca



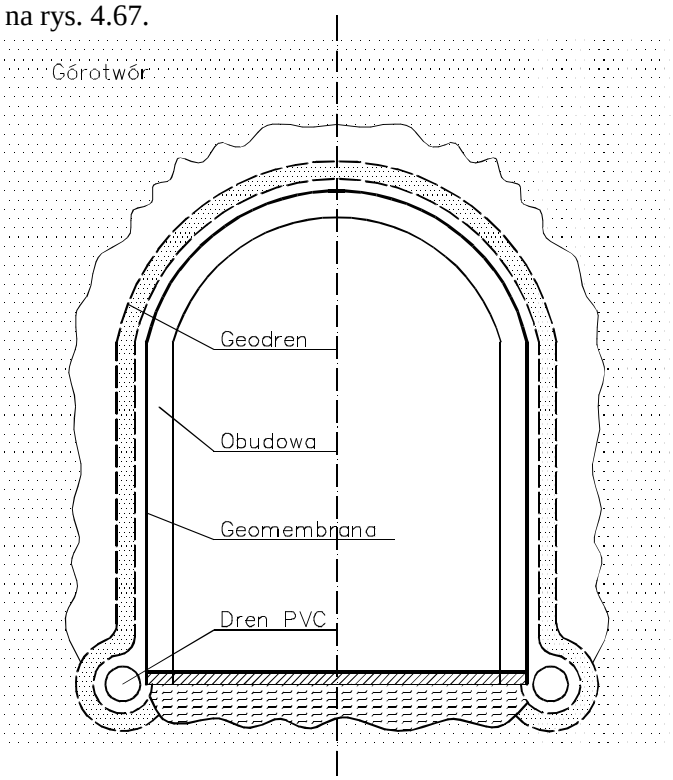
Rys. 4.66. Odwodnienie przyczółka mostu: 1 – powłoka wodoszczelna, 2 – warstwa filtracyjna, 3 – przyczółek mostu, 4 – kolektor jako odbiornik wód, 5 – dren rurowy

Sposób odwodnienia jednoprzęsłowych mostów sklepionych ilustruje rys. 4.63, a przepustu sklepionego rys. 4.64. W szczególnych przypadkach stosuje się odprowadzenie wody pochodzącej z odwodnienia mostów sklepionych rurami spustowymi, umieszczonymi w korpusie filara mostowego, co widoczne jest na rys. 4.65.

Baczną uwagę należy zwrócić na bardzo staranne odwodnienie przyczółków mostowych z jednoczesnym ich uszczelnieniem od strony zasypki gruntowej. Współcześnie powłokę wodoszczelną ze znakomitym skutkiem można wykonać z taśm bentomaty. Charakteryzują się one dużą wodoszczelnością, małą grubością (ok. 4–7 mm) i niskimi kosztami budowy. Sposób odwodnienia przyczółka mostu podano na rys. 4.66.

4.5. TUNELE I PRZEJŚCIA PODZIEMNE

Tunele komunikacyjne budowane w masywach górskich wymagają bardzo starannego odwodnienia. Wody wypływające ze szczelin i pęknięć górotworu współcześnie ujmuje się i transportuje geodrenem trójwarstwowym, ułożonym pomiędzy obudową (tubingi) a górotworem, do założonego systemu drenarskiego, co pozwala na kontrolowany przepływ wód sączących i infiltrujących. Przykład zastosowania geodrenów spełniających funkcje odwadniające konstrukcji tuneli przedstawiono na rys. 4.67.



Rys. 4.67. Odwodnienie konstrukcji tunelu za pomocą geodrenów

Tunele uliczne i przejścia podziemne w miastach są odwadniane za pomocą lokalnej kanalizacji wód opadowych, a także sieci drenażowej, z których woda jest przetłaczana do miejskiej sieci kanalizacyjnej. Zadaniem lokalnej sieci kanalizacyjnej jest przede wszystkim przechwycenie i ujęcie wód deszczowych, spływających rampami dojazdowymi do tuneli lub przejść.

Ilość wód deszczowych odprowadzanych za pomocą lokalnej kanalizacji zależy od wysokości opadu i czasu jego trwania, wielkości zlewni i wartości współczynnika spływu. Maksymalną objętość dopływającej wody do lokalnej sieci kanalizacyjnej i do przepompowni możemy obliczyć metodą granicznych natężeń. Natężenie deszczu miarodajnego 10-minutowego przyjmujemy według Kűhnela [30]:

- jeśli prawdopodobieństwo występowania wynosi 20% (1 raz na 5 lat), to

$$q = 170\ \mathrm{dm^3/s \cdot ha},$$

- jeśli prawdopodobieństwo występowania wynosi 50% (1 raz na 2 lata), to

$$q = 120\ \mathrm{dm^3/s \cdot ha}.$$

Współczynnik spływu dla ulic o nawierzchni bitumicznej przyjmuje się zazwyczaj $\psi = 0{,}85$, a dla ramp dojazdowych tuneli i przejść podziemnych zaleca się przyjmować $\psi = 1{,}0$.

W celu zmniejszenia powierzchni zlewni A, a więc i objętości wód opadowych Q, należy tak projektować profil podłużny ulicy, aby do tunelu spływała woda opadowa tylko z powierzchni ramp zjazdowych, wody deszczowe z dalszych odcinków ulicy powinny być natomiast odprowadzane do kratek ściekowych sieci kanalizacji miejskiej. Woda pochodząca z opadów, spływająca z powierzchni ramp dojazdowych, jest prowadzona ściekami przykrawężnikowymi do kratek wpustowych, rozstawionych co 30 m, a następnie – przewodami żeliwnymi o średnicy ok. 200 mm – do zbiornika przepompowni. Do tegoż zbiornika są tłoczone również wody, które spłynęły do wewnątrz tunelu i zgromadziły się w zbiorniku przepompowni, zlokalizowanej w najniższym punkcie przekroju podłużnego tunelu.

Dokładna ilość wód dopływających do studzienek zbiorczych jest dość trudna do określenia. Są to bowiem wody podziemne przesączające się przez obudowę tunelu, wody spływające przy myciu tunelu, a także wody przedostające się przez portale przy skośnym deszczu, jak również niewielkie ilości wody przetransportowane kołami pojazdów mechanicznych.

Pompy stacji odwadniających są uruchamiane automatycznie za pomocą pływaków w zależności od napełnienia się zbiorników.

Przykład obliczeniowy. Obliczyć ilość wód napływających do tunelu miejskiego. Długość ramp zjazdowych wynosi 180 m, szerokość jezdni 7,0 m i dwóch chodników po 0,75 m szerokości.

Powierzchnia zlewni wyniesie

$$A = (7{,}00 + 2 \cdot 0{,}75) \cdot 180 = 1530\ \mathrm{m^2} = 0{,}153\ \mathrm{ha}.$$

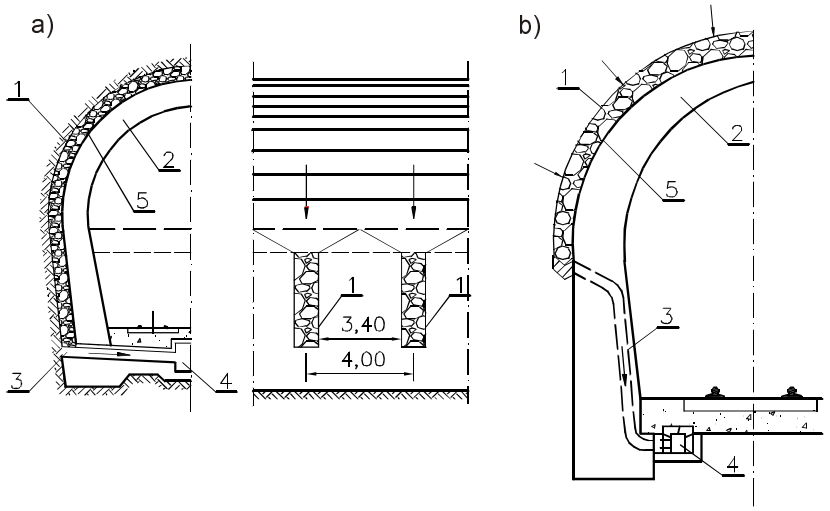
Przyjęto współczynnik spływu $\psi = 1{,}0$, a natężenie deszczu miarodajnego o prawdopodobieństwie 20%, tj. 1 raz na 5 lat, $q = 170$ dm^3/ha.

Dopływ wody opadowej do tunelu wyniesie

$$Q = q\psi A = 170 \cdot 1 \cdot 0{,}153 = 26{,}0 \text{ dm}^3/\text{s},$$

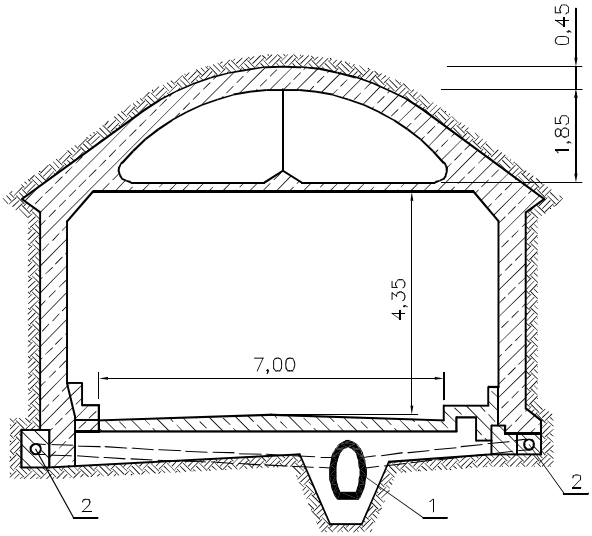
co w przeliczeniu na odpływ godzinowy wyniesie $Q = 0{,}260$ m^3/s $\cdot$ 3600 s = 93,6 m^3/h.

Sposób odwodnienia tunelu jest zbliżony do zabezpieczenia budowli podziemnych. Przesączającą się wodę podziemną ze sklepienia tunelu gromadzi się w rynnach (dreny) i odprowadza przewodami rurowymi spustowymi do głównych kanałów ściekowych. W tunelach system odwadniający ściśle wiąże się z konstrukcją przepony wodoszczelnej. Każde wyrobisko związane z drążeniem tunelu, przebiegające przez górotwór, stanowi coś w rodzaju odbiornika, który ściąga do siebie wszystkie wysączające się wody podziemne z najbliższego otoczenia. Dlatego konieczne jest stosowanie odpowiednich rozwiązań technicznych, zmierzających do ujęcia i odprowadzenia wód w okresie budowy oraz zastosowanie systemów odwadniających, pracujących niezawodnie podczas eksploatacji obiektu. W rozdziale tym zostaną omówione tylko sposoby odwodnienia eksploatowanych tuneli.

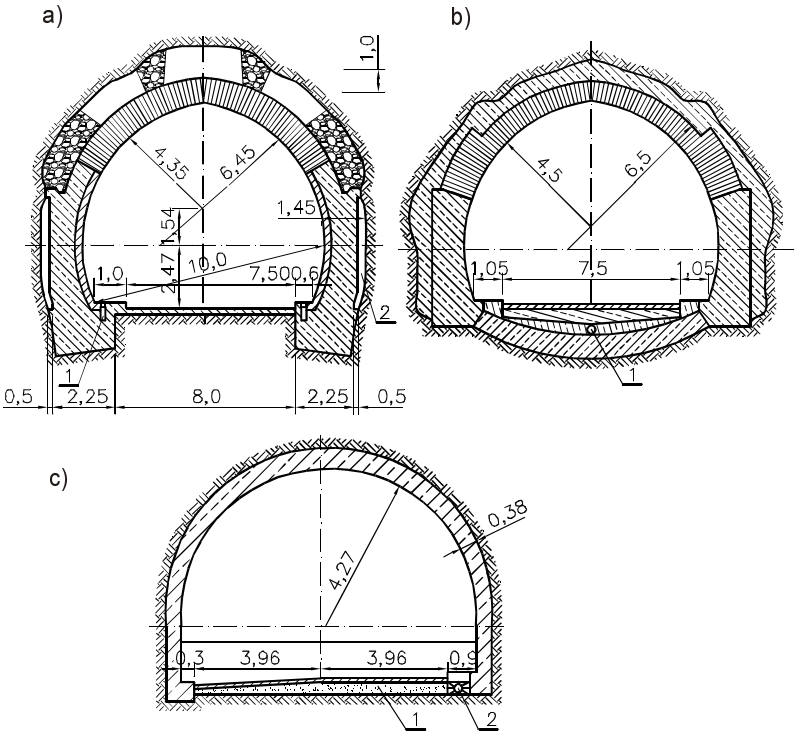


Rys. 4.68. Odwodnienie gruntu za obudową tunelu: a) z sączkami krytymi, b) z sączkami otwartymi; 1 – warstwa tłuczenia w szybikach 50 × 50 cm, 2 – obudowa tunelu, 3 – sączki ceramiczne, 4 – kanał obudowy, 5 – przepona wodoszczelna, np. bentomata

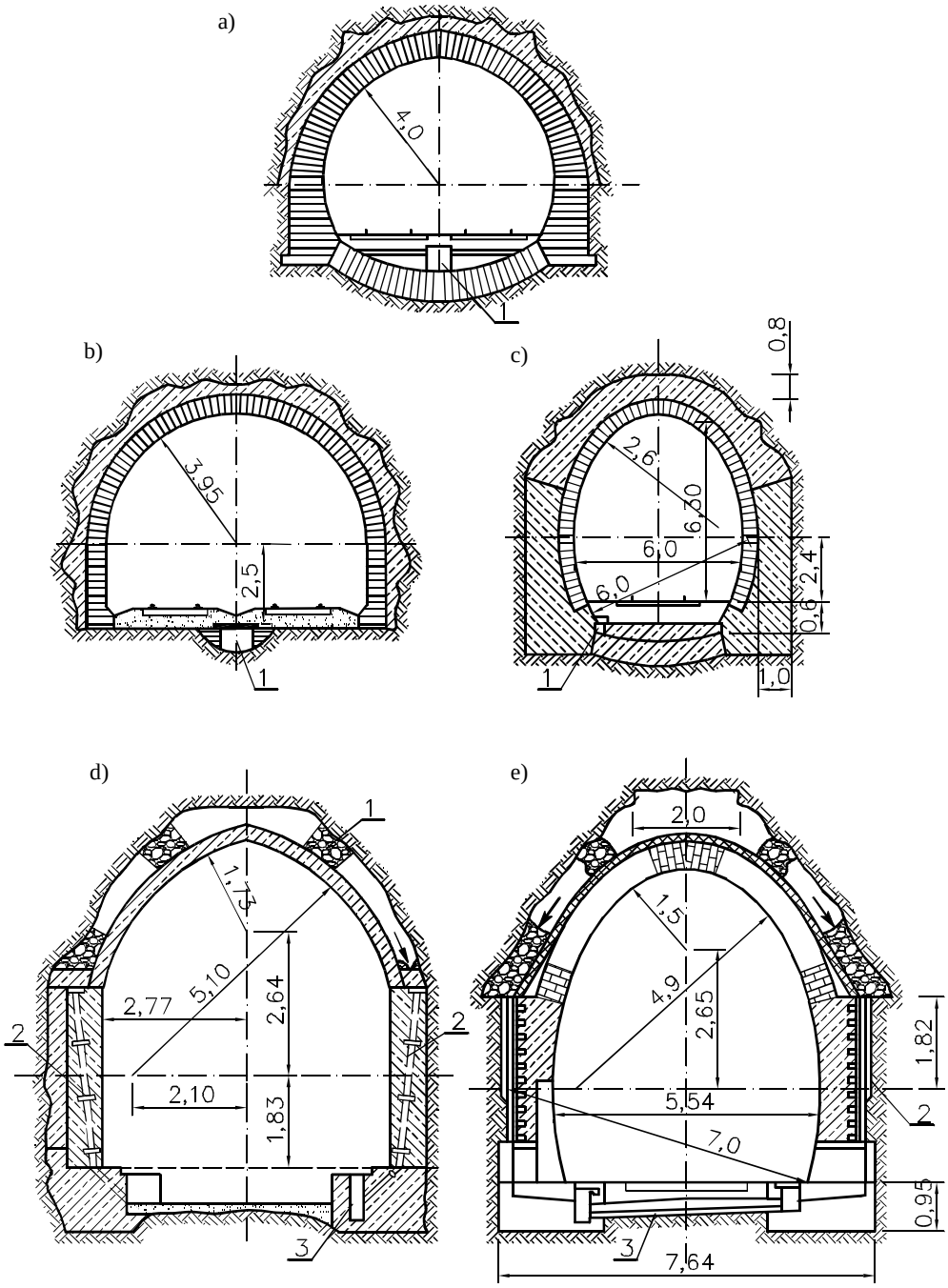
System odwadniający stosowany w tunelach polega na wykonaniu wodoszczelnej obudowy ścian ściśle przylegających do ociosu, a jedynie w odstępach co 4–8 m prowadzone są szybiki pionowe, których zadaniem jest odprowadzanie nieznacznych ilości wody, wysączającej się z górotworu. Szybiki mają z reguły przekrój o wymiarach 50 × 50 cm i wypełnione są tłuczniem. Można też stosować specjalne rynny spustowe zamiast szybików.



Rys. 4.69. Tunel z wodoszczelną obudową betonową:
1 – kolektor kanalizacyjny, 2 – drenaż rurkowy



Rys. 4.70. Urządzenia odwadniające w tunelach drogowych: a) typowa obudowa tuneli niemieckich, b) typowa obudowa tuneli szwajcarskich, c) tunel z wodoszczelną obudową betonową;
1 – odbiorniki wód podziemnych, 2 – lokalne drenaże kamienne lub rurkowe



Rys. 4.71. Urządzenie odwadniające w tunelach kolejowych: a) i b) – tunel kolejowy dwutorowy, c), d), e) – tunele kolejowe jednotorowe; 1 – główne odbiorniki wód, 2 – przewody pionowe sprowadzające wodę podziemną, 3 – przewody łączące

W przypadku intensywnego napływu wód podziemnych z górotworu zaleca się stosowanie innego sposobu ujęcia. Polega on na utworzeniu warstwy filtracyjnej pomiędzy stropem wyrobiska a sklepieniem obudowy tunelu. Warstwę filtracyjną o grubości ok. 1,0 m wykonuje się z grubego tłucznia kamiennego. Przez tą warstwę woda infiltruje, spływając do pionowych szybików lub rur perforowanych, a następnie do głównego kanału odpływowego. Na rysunkach 4.68–4.71 pokazano różne sposoby odwadniania tuneli drogowych i kolejowych.

Grunty otaczające budowle podziemne z reguły są nawodnione i wobec tego wywierają na nie ciśnienie hydrostatyczne, co należy uwzględnić przy wymiarowaniu elementów konstrukcyjnych. Dotyczy to szczególnie grubości obudowy, która powinna być szczelna, aby nie przesączała się przez nią woda. Stosowanie izolacji budowli podziemnych, a także chemicznych dodatków do betonów cementowych, z których są one wznoszone, często jest niewystarczające. Dlatego konstrukcje przejść podziemnych należy projektować z betonów cementowych, które charakteryzują się dużą odpornością na działanie mrozu i odpowiednim stopniem wodoszczelności. Znaczenie wodoszczelności betonu wynika ze stałego działania wody na konstrukcję obudowy. Praktyka wykazuje, że w projektach określa się stopień wymaganej wodoszczelności betonu, co ma istotne znaczenie w technologii mieszanki betonowej, a także przy kontroli jakości elementów obudowy [54]. Stopień wodoszczelności betonu określa się wielkością ciśnienia, jakie w przyjętym czasie nie powoduje przesiąkania wody przez znormalizowaną próbkę betonu.

Wymagany stopień wodoszczelności betonu cementowego (W) określa się stosunkiem wysokości słupa wody h do grubości konstrukcji obudowy szczelnej b.

wskaźnik ciśnienia 0,5–5; $h/b \rightarrow W2$,

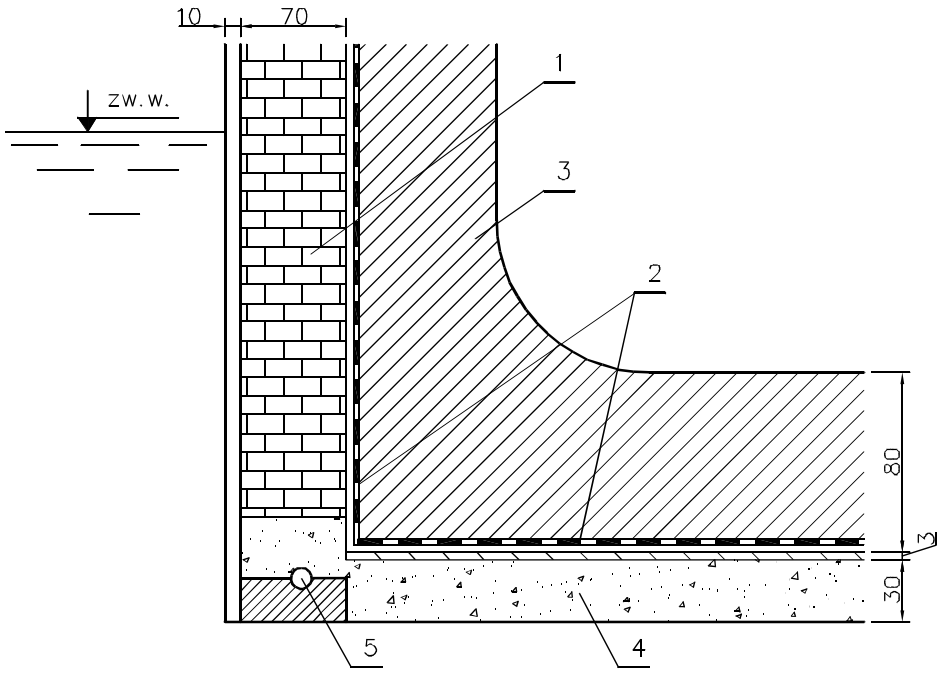
wskaźnik ciśnienia 11–15 $\rightarrow W4$,

wskaźnik ciśnienia 16–20 $\rightarrow W6$.

Im więc droga filtracji w konstrukcji betonowej obudowy jest dłuższa, tym mniejsze mogą być wymagania co do wodoszczelności betonu.

Odwodnienie gruntu za obudową. Istnieją dwie różne metody zabezpieczania tuneli lub przejść podziemnych przed szkodliwym działaniem wód gruntowych. Jedną z nich jest odprowadzenie wody gruntowej spoza obudowy tunelu przez ujęcie jej w sączki i wprowadzenie do kanału zbiorczego, znajdującego się zwykle wewnątrz tunelu. Odprowadzenie wód z urządzeń odwadniających budowle podziemne może być grawitacyjne lub mechaniczne, przy czym pierwsze z nich jest rozwiązaniem pewniejszym. System odwadniający przekroczenia podziemnego za pomocą lokalnej kanalizacji należy rozwiązać bardzo starannie i z dużym zapasem, aby uniknąć zalania tunelu wskutek katastrofalnych opadów atmosferycznych. Dla tuneli drogowych najkorzystniejsze jest zatem jednostronne pochylenie niwelety, które umożliwia grawitacyjne odprowadzenie wody. Tunele uliczne lub drogowe, a zwłaszcza podwodne, umożliwiające przekroczenie rzek, mają zazwyczaj profil podłużny wklęsły, zainstalowanie w nich pompowni jest więc nieodzowne.

Drugą metodą zabezpieczania tunelu przed wodą gruntową jest odcięcie się od niej i niedopuszczenie jej do wnętrza przez wodoszczelną obudowę (rys. 4.72).



Rys. 4.72. Uszczelnienie i odwodnienie przejścia podziemnego wykonanego metodą odkrywkową: 1 – mur ochronny, 2 – powłoka uszczelniająca, 3 – obudowa tunelu, 4 – drenaż płytowy z tłucznia, 5 – sączek ceramiczny ϕ 10 cm

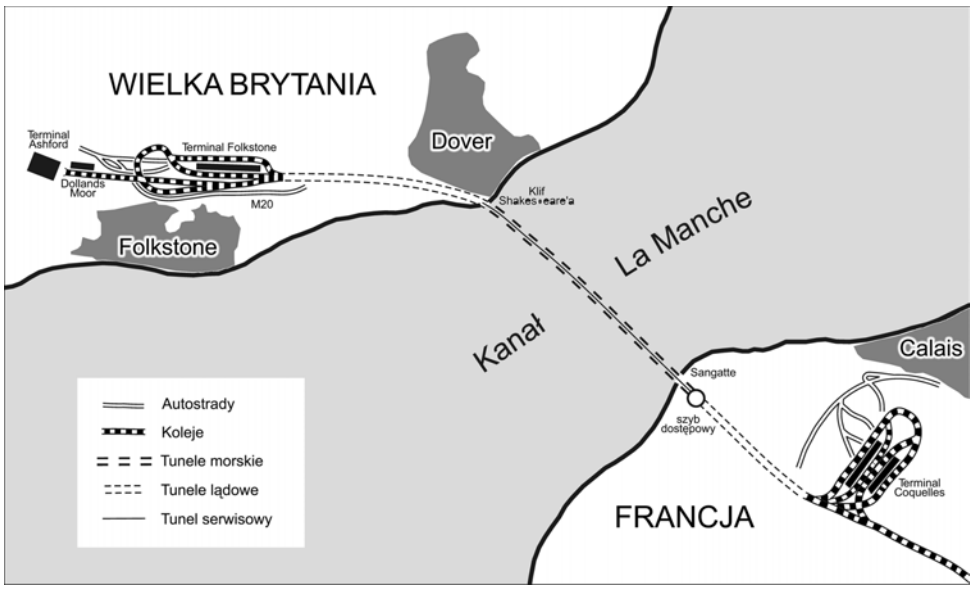
Odwodnienie gruntu otaczającego obudowę jest korzystne ze względów konstrukcyjnych, można bowiem wtedy pominąć parcie hydrostatyczne w obliczeniach wytrzymałościowych. Należy zaznaczyć, że parcie hydrostatyczne jest zwykle większe niż parcie górotworu, obudowa może więc mieć wymiary oszczędniejsze. Ujmująca wodę warstwa drenująca znajduje się zwykle za konstrukcją obudowy, a wykonana jest z tłucznia kamiennego, którego uziarnienie należy tak dobrać, aby nie nastąpiło jej zamulenie. Woda dopływająca do warstwy drenującej jest odprowadzana do kanału odpływowego, przebiegającego wzdłuż tunelu, za pomocą sączków ukrytych pod jezdnią. W ten sposób rozwiązane odwodnienia tunelu nie powodują zawilgocenia jezdni lub torowiska. Można także wykonać układ odwadniający tunel, w którym sączki są umieszczone nad torowiskiem – dzięki takiemu rozwiązaniu łatwo sprawdzić ich działanie.

Odwodnienie górotworu może być stosowane tylko wtedy, gdy mamy do czynienia ze stosunkowo nieznacznymi ilościami wody podziemnej, wypływającej ze szczelin w gruntach skalistych, oraz wówczas, gdy ujętej wody nie musimy pompować do położonego wyżej odbiornika. Takie warunki zdarzają się zwykle podczas

budowy tuneli w terenach górskich. W tunelach wyposażonych w system odwadniający pomiędzy obudową a górotworem nie należy w żadnym wypadku stosować – w razie robót remontowych – zastrzyków uszczelniających. Zabiegiem tym można spowodować przerwanie działania systemu odwadniającego.

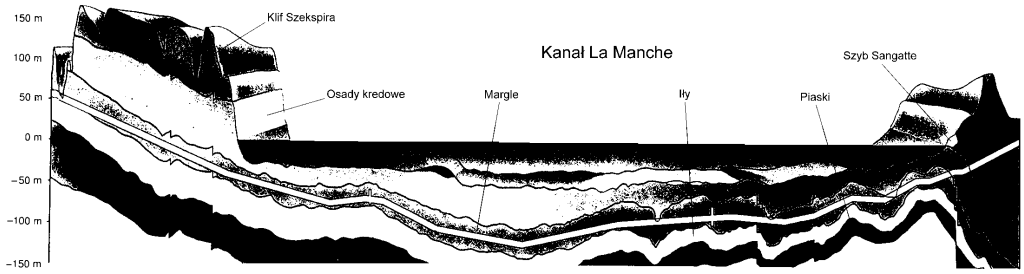
Eurotunel pod kanałem La Manche. Kanał La Manche (rys. 4.73) między wybrzeżem zachodniej Europy a Wielką Brytanią przez Cieśninę Kaletańską łączy Morze Północne z otwartym Atlantykiem. Ma on długość ok. 520 km, szerokość od 34 km na wschód do 180 km na zachód, największa głębokość wynosi 172 m, a przypływy osiągają ok. 15 m. W rejonie Zatoki Saint-Malo stanowi on ważną morską drogę wodną. Oddany do eksploatacji Eurotunel jest najdłuższym podmorskim tunelem świata – ok. 50 km długości i łączy podwodną linią kolejową bezpośrednio stolice Wielkiej Brytanii i Francji.

Tunel drążono w górotworze wapiennym, jednocześnie od strony Francji i Wielkiej Brytanii, metodą tarczową (rys. 4.74). Konstrukcja Eurotunelu to dwa tunele kolejowe o średnicy 5,6 m, w odstępie 30 m. (rys. 4.75). W środku pomiędzy nimi biegnie tunel o średnicy 3,5 m – serwisowy, w którym umieszczono system odwadniający i wentylacyjny, spełniający także funkcję tunelu ratowniczego. Tunele biegną w gruntach skalistych ok. 40 m pod dnem kanału La Manche, w którym głębokość wody wynosi ok. 20 m. Obudowę tuneli – zarówno szynowych jak i serwisowego – wykonano z tubingów żelbetowych odpowiednio uszczelnionych (rys. 4.76).

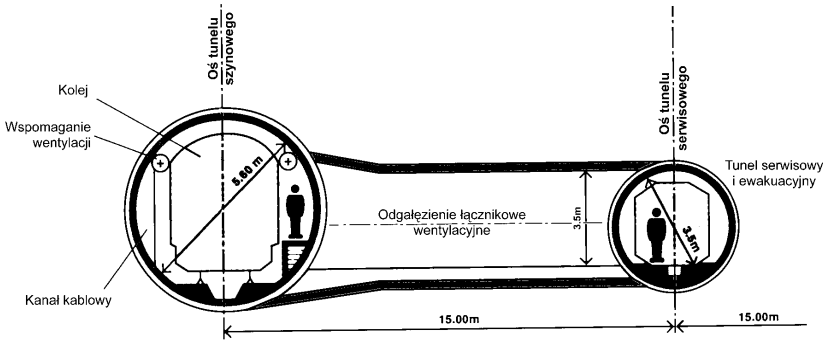


Rys. 4.73. Trasa Eurotunelu

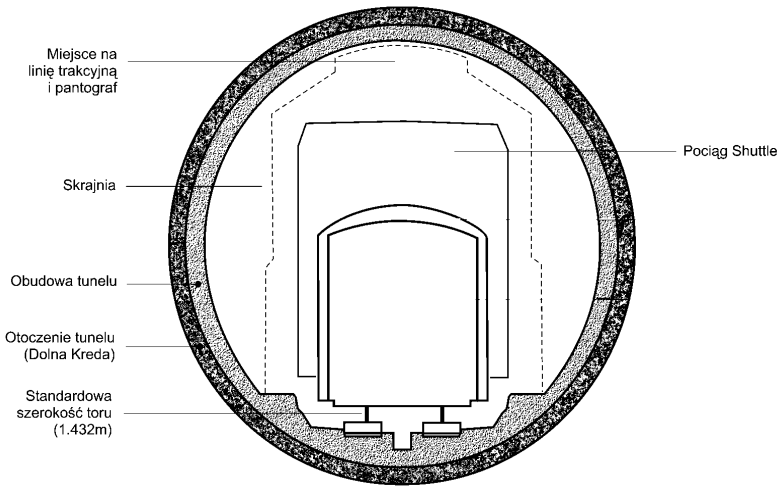
Ze względu na rozwiązania konstrukcyjne Eurotunel jest jednym z najbardziej zaawansowanych technologicznie układów transportowo-kolejowych świata. Decyduje



Rys. 4.74. Przekrój podłużny Eurotunelu



Rys. 4.75. Konstrukcja Eurotunelu



Rys. 4.76. Przekrój tunelu szynowego i jego skrajnie

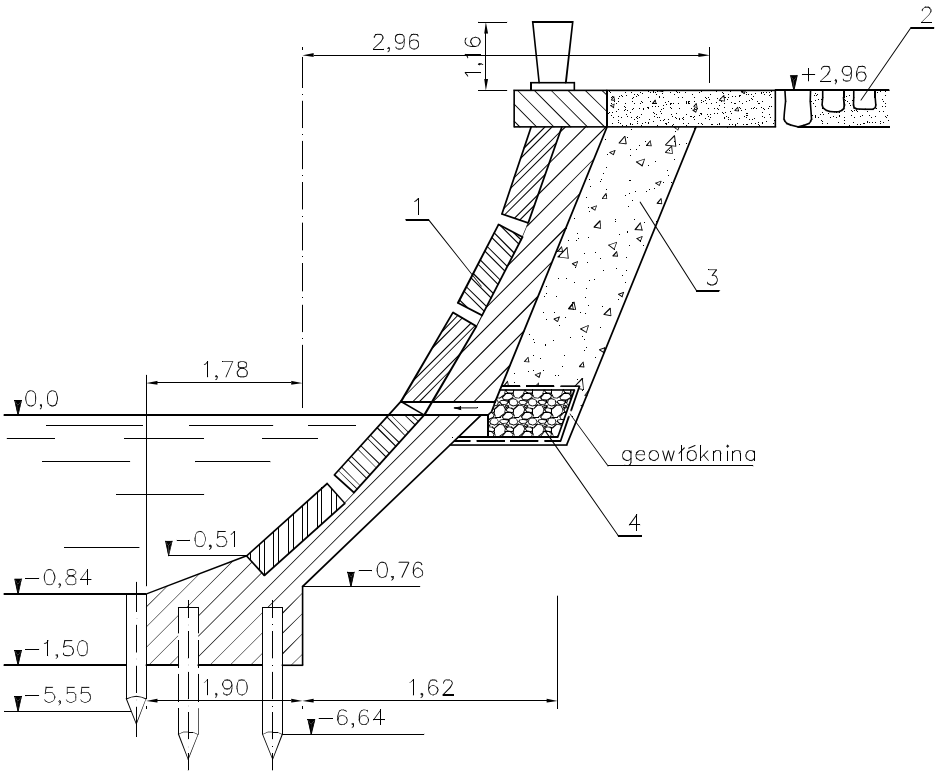
o tym całkowicie komputerowa sygnalizacja i nadzór ruchu, którym kierują kontrolerzy w dwóch wieżach po obu stronach tunelu, przekazywanie informacji światłowodami, podwójne stacje energetyczne po obu stronach tunelu– w przypadku awarii jednej, system

automatycznie działa, nieprzerwanie wykorzystując energię elektryczną drugiej. Pociągi „Eurostar" mają w swoich składach 18 wagonów, które kursują na trasie Londyn – Paryż, odjeżdżają z supernowoczesnego terminalu na londyńskim dworcu kolejowym Waterloo International. Szybka i nowoczesna kolej „Eurostar" pozwala na połączenie ze stolicami całej Europy. Szybkość pociągu po stronie angielskiej wynosi ok. 140 km/h i odpowiednio wzrośnie po roku 2000, gdy zostaną zakończone roboty związane z nowym brytyjskim systemem kolejowym. Po stronie francuskiej „Eurostar", na specjalnie wybudowanej trasie szybkiej kolei do Paryża, rozwija prędkość do ponad 300 km/h. Przejazd pod dnem kanału La Manche na trasie Folkestone – Coqnelles pod Calais zajmuje niewiele ponad pół godziny. Tunel jest czynny od maja 1994 r.

Podstawowe rozwiązania konstrukcyjne tunelu przedstawiono na rysunkach 4.73–4.76, zaczerpniętych z pracy Jeremy'ego Wilsona, Jérome'a Spicka *Eurotunel*, Londyn 1994 r.

4.6. ŚCIANY OPOROWE

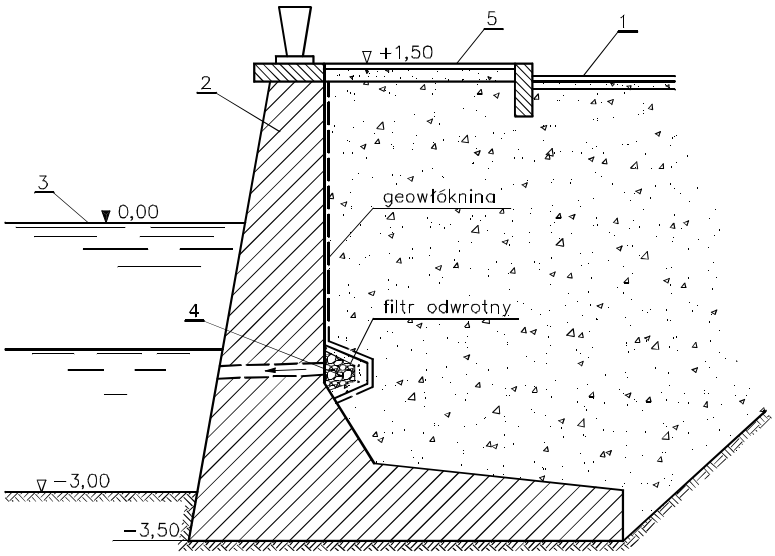
Ściany takie mają zwiększać stateczność podtorza w rejonach usuwiskowych, a tym samym zmniejszać ilość robót ziemnych. W terenach usuwiskowych, o zboczach



Rys. 4.77. Konstrukcja pochyłej ściany oporowej: 1 – okładzina z kamienia naturalnego, 2 – plac składowy, 3 – materiał filtracyjny, 4 – filtr odwrotny

uformowanych z gruntów gliniastych, niezbędna jest budowa ścian oporowych, ponieważ grunty te przy dużym zawilgoceniu i pochyleniu 1:1,5, które zazwyczaj się stosuje, nie utrzymują się. W praktyce spotyka się różne rodzaje ścian oporowych: wspornikowe, zakotwione, masywne i kątowe, a także ściany zbudowane z gruntów wzmocnionych geotekstyliami. Sposób odwodnienia kątowej ściany oporowej i pochyłej przedstawiono na rys. 4.77 i 4.78. Podczas projektowania ścian oporowych należy zwrócić szczególną uwagę na urządzenie drenaży zaściennych i staranne odprowadzenie nagromadzonej w gruncie wody poza obszar usuwiska. Rozwiązanie odwodnień ścian oporowych i filtra odwrotnego przedstawiono na rys. 4.79. Ściany oporowe są także stosowane w regulacjach cieków, na odcinkach bezpośrednio sąsiadujących z liniami kolejowymi lub trasami drogowymi.

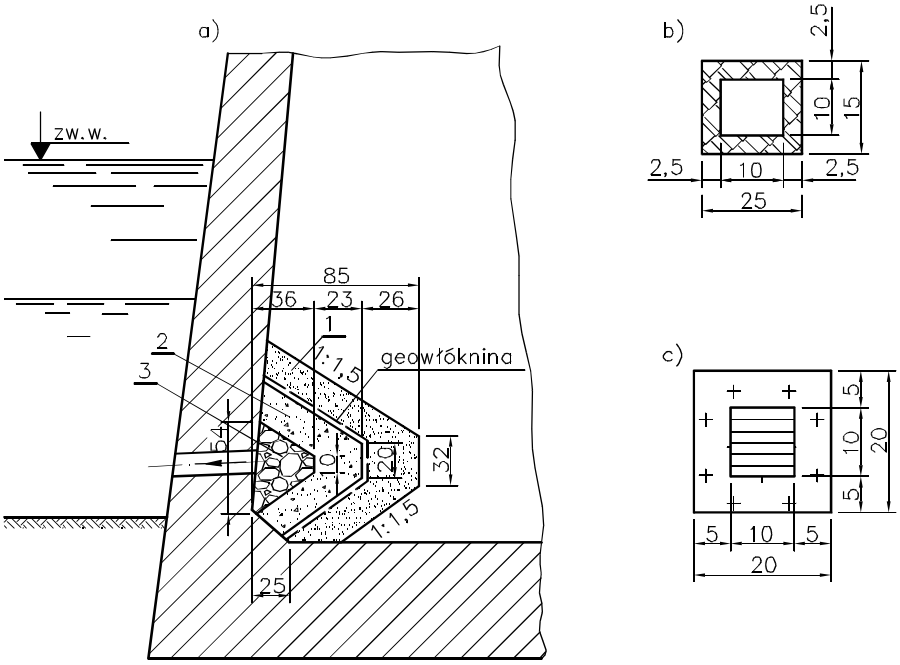
Trwałość takich konstrukcji zależy głównie od starannego odwodnienia za pomocą drenaży zaściennych i odprowadzenia wody poza obszar budowli. Sposoby odwodnienia pochyłych ścian oporowych przedstawiono na rys. 4.77–4.79.



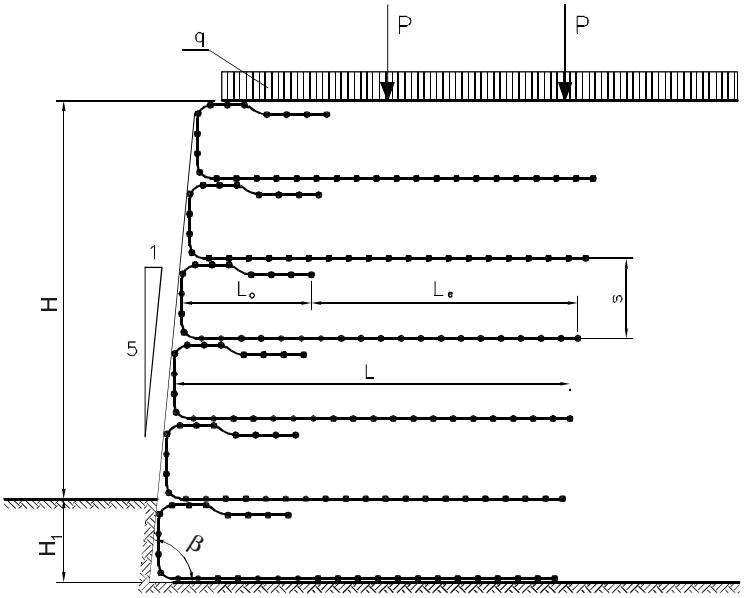
Rys. 4.78. Konstrukcja kątowej ściany oporowej: 1 – ulica, 2 – ściana oporowa, 3 – rzeka, 4 – filtr odwrotny z drenem ceramicznym, 5 – chodnik

Rozwiązanie ściany oporowej kątowej wspierającej nasyp pomiędzy ulicą biegnącą wzdłuż rzeki przedstawiono na rys. 4.78, natomiast konstrukcję filtra odwrotnego na rys. 4.79.

Niskie ściany oporowe mogą być budowane z gruntów o zalecanym uziarnieniu z wykorzystaniem geotekstyliów. Schemat ziemnej ściany oporowej wzmocnionej geotekstyliami podano na rys. 4.80. Ściana oporowa o nachyleniu β jest zbudowana z układanych jedna na drugiej poziomych warstw gruntu, owiniętych geowłókniną lub geotkaniną. Amerykański instytut drogowy podał szczegółową metodę obliczeniową dla tego typu ścian o wysokościach $H \leq 4{,}0$ m.



Rys.4.79. Konstrukcja filtra odwrotnego w ścianie oporowej: a) przekrój filtra odwrotnego, b) przekrój przewodu odwadniającego, c) zabezpieczenie wylotu siatką; 1 – piasek o frakcji d = 0,5–1,5 mm, 2 – żwir o frakcji d = 5–25 mm, 3 – otoczaki d = 25–70 mm



Rys. 4.80. Schemat ziemnej ściany oporowej wzmocnionej geotekstyliami

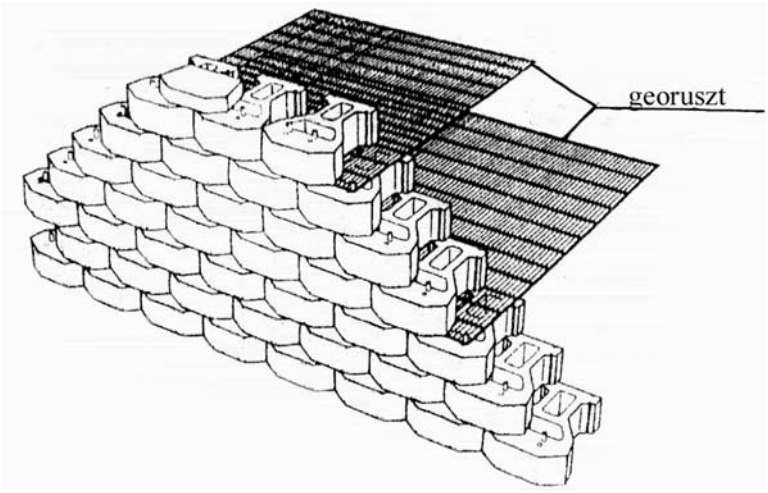
Opierając się na minimalnych zalecanych wartościach, praktycznie można przyjmować wymiary głównych elementów konstrukcji:

- nachylenie czoła ściany β,
- praktyczna wysokość tego typu ścian ograniczona do $H \leq 4{,}0$ m,
- głębokość części fundamentowej ściany $H_1 \cong 0{,}1\ H$ i nie powinna być mniejsza niż 0,45 m,
- całkowita długość geotekstyliów $L = 0{,}7\ H$, przy czym długość ta nie powinna być mniejsza od 2,4 m, przy założeniu, że jednocześnie

$$L_0 = L_e = \min 1{,}2 \text{ m},$$

- grubość warstw s po zagęszczeniu $J_d > 0{,}90$,
- zalecany skład mechaniczny gruntu do budowy ścian oporowych wzmocnionych geotestyliami:

średnica ziaren d, mm	procentowa zawartość d wraz z mniejszymi, %
70,00	100
4,75	100–20
0,43	60–10
0,075	15–5



Rys. 4.81. Zastosowanie georusztu przy konstruowaniu ściany oporowej

Podstawową funkcją, jaką spełniają geowłókniny i geotkaniny jest zdolność odbioru wód z gruntu i ich transport. Odseparowując dwa rodzaje gruntów od siebie, zabezpieczają je przed wzajemnym przenikaniem i wynoszeniem drobnych cząstek. Dzięki swojej wysokiej wodoprzepuszczalności geotekstylia w konstrukcji ściany przyczyniają się do szybkiego odprowadzenia wody z gruntu i jego konsolidacji,

szczególnie w okresie intensywnych opadów deszczu i podczas roztopów wiosennych.

Geowłókniny i geotkaniny są wykorzystywane jako element konstrukcyjny ścian oporowych przy zastosowaniu georusztu (rys. 4.81) w następujących warunkach:

- wysokość zbocza ok. $H \approx 5{,}0$ m,
- obciążenie naziomu $q = 6{,}0$ kN/m^2,
- gęstość właściwa granitu $\gamma = 2000$ kg/m^3,
- spójność gruntu $c = 0$.

Konstrukcję ścian oporowych z gruntu zbrojonego omawia norma PN-83/B-03010.

4.7. INNE URZĄDZENIA ODWADNIAJĄCE

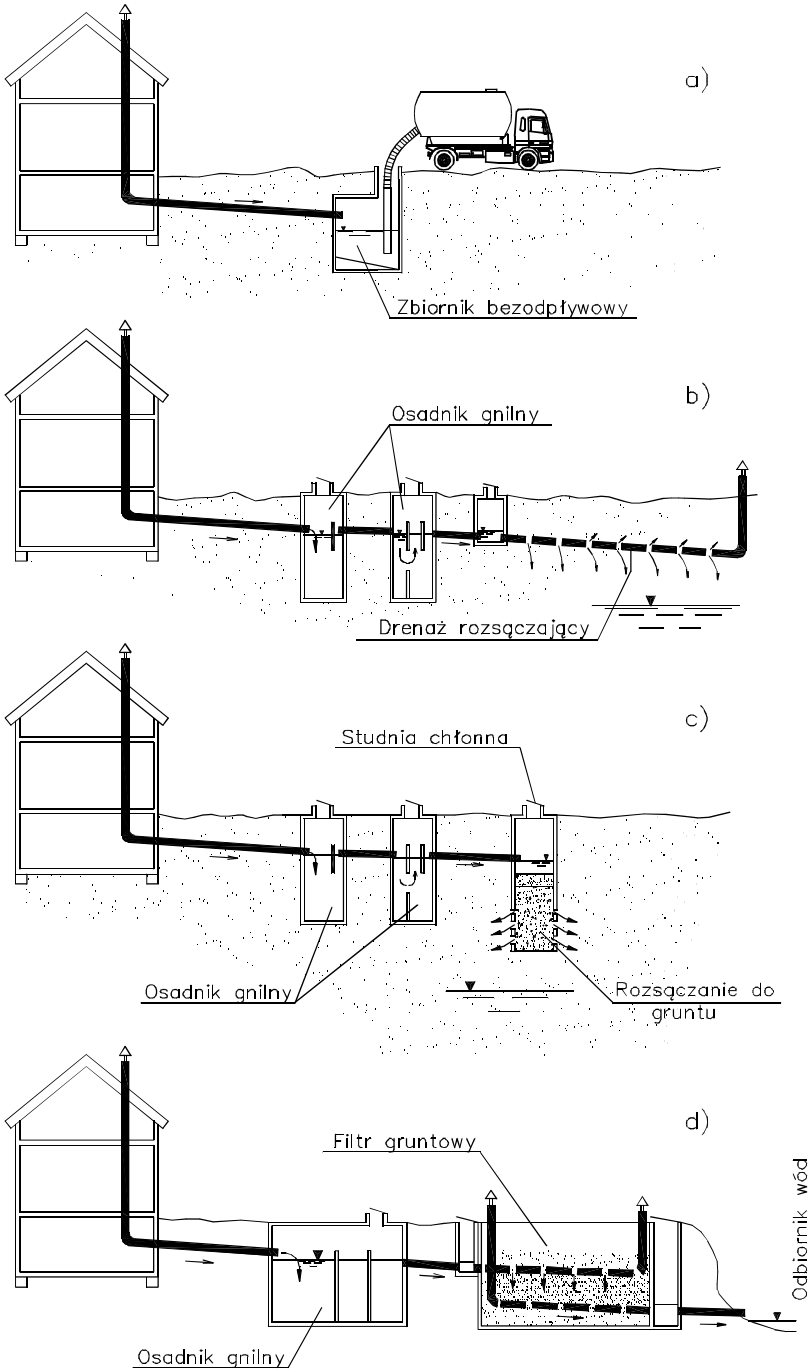
4.7.1. ODPROWADZANIE WÓD ZUŻYTYCH I OPADOWYCH

Występują przypadki, w których zagadnienie ścieków i wód opadowych musi być rozwiązane przez właściciela nieruchomości. Zadanie sprowadza się do zastosowania stosownych urządzeń oczyszczających. Są one budowane tylko tam, gdzie sieć kanalizacyjna nie istnieje albo gdzie jest ona nieosiągalna dla pojedynczych budynków mieszkalnych, a więc dla zabudowań osobno zlokalizowanych w terenie, np. gospodarstw rolniczych, domów w zabudowie szeregowej i bliźniaczej, pensjonatów i domów letniskowych, wolno stojących stacji paliw. Rozwiązanie polega na ujęciu i odprowadzeniu wód komunalnych, wód pochodzących z pralni domowych i wód opadowych.

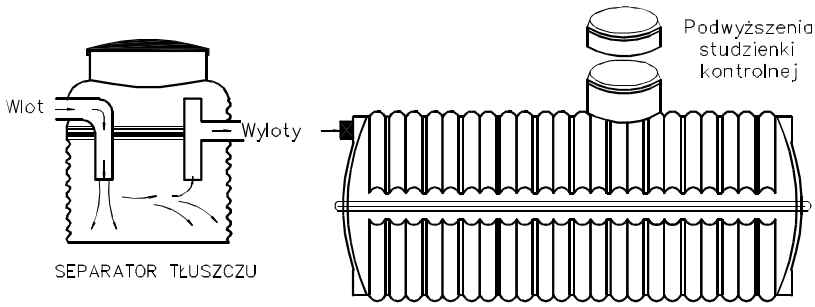
Zależnie od charakteru obiektu, od powierzchni działki budowlanej, od głębokości zalegania wód podziemnych, od rodzaju gleby i gruntu zalegającego głębiej, od ilości odprowadzanych wód, można stosować następujące rozwiązania [15]:

- bezodpływowy zbiornik do gromadzenia ścieków (szambo),
- osadnik gnilny współpracujący z drenażem rozsączającym,
- osadnik gnilny współpracujący ze studnią chłonną,
- osadnik gnilny współpracujący z filtrem gruntowym.

Rodzaje indywidualnych urządzeń kanalizacyjnych i odpowiednich oczyszczalni przedstawiono na rysunkach 4.82 i 4.83 [15].



Rys. 4.82. Rodzaje indywidualnych urządzeń kanalizacyjnych: a) zbiornik z wywozem ścieków taborem asenizacyjnym, b) osadnik gnilny z drenażem rozsączającym, c) osadnik gnilny współpracujący ze studnią chłonną, d) osadnik gnilny współpracujący z filtrem gruntowym

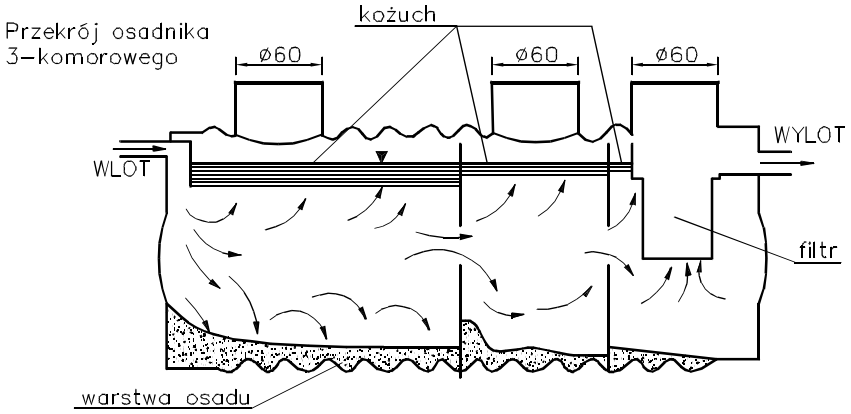


Rys. 4.83. Zbiornik bezodpływowy

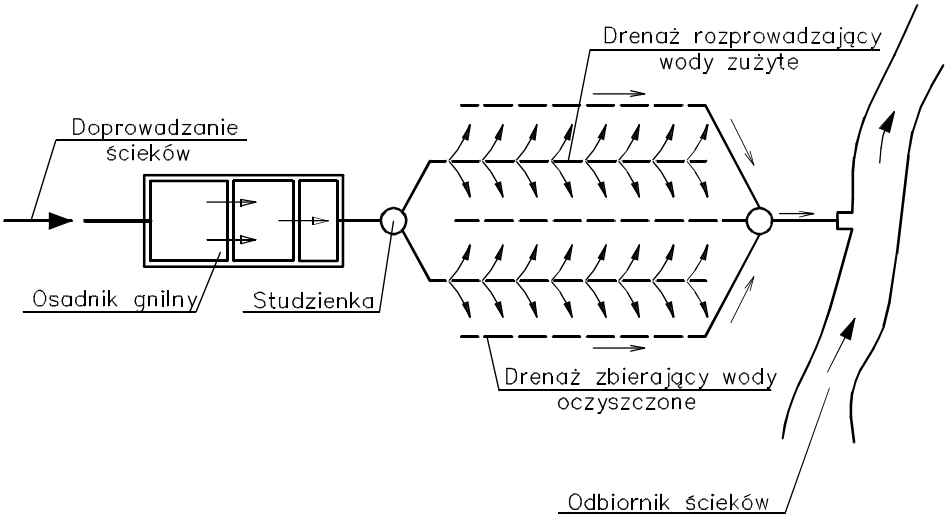
Zbiornik szczelny bezodpływowy służy do gromadzenia ścieków odbieranych z domu jednorodzinnego (domu letniego). Jest on okresowo opróżniany przez tabor asenizacyjny i przewożony do punktów zlewnych wskazanych przez służbę sanitarną. Zbiorniki te produkowane są z żywic poliestrowych o pojemności od 1m^3 do 20 m^3.

Obecnie produkowany jest mikrobiologiczny preparat utylizacyjny przeznaczony do unieszkodliwiania gromadzonych w zbiorniku ścieków sanitarnych. Na rysunku 4.83 przedstawiono separator tłuszczu i jednokomorowy szczelny zbiornik.

Indywidualne osadniki gnilne dwu- i trzykomorowe służą do wstępnego mechanicznego oczyszczania ścieków domowych, w wyniku którego następuje obniżenie stężenia zawiesiny o 50–60% oraz obniżenie BZT_5 od 30% do 40%. Oczyszczanie polega przede wszystkim na sedymentacji, tzn. opadaniu zawiesin na dno osadnika, gdzie ulegają gniciu. Osadnik nie tylko zatrzymuje zawiesiny, ale gromadzi też wszelkiego rodzaju tłuszcze tworzące kożuch na powierzchni zgromadzonych ścieków. Dalsze oczyszczanie odbywa się w środowisku gruntowym, po czym ścieki oczyszczone mogą być odprowadzone do wód powierzchniowych (rowy odwadniające, potoki) lub do głębszych warstw gruntu za pomocą studni chłonnych, a także – co jest dość często stosowane w gruntach dobrze przepuszczalnych – za pomocą sączków drenarskich ułożonych stosunkowo płytko pod powierzchnią terenu.



Rys. 4.84. Trzykomorowy osadnik gnilny



Rys. 4.85. Schemat filtru gruntowego współpracującego z osadnikiem gnilnym

Na rysunku 4.84 przedstawiono zbiornik trzykomorowy wykonany z żywic poliestrowych, których objętości w zależności od potrzeb wynoszą od 2 m^3 do 10 m^3. Współpracę trzykomorowego osadnika gnilnego z systemem drenażu rozprowadzającego i zbierającego przedstawiono na rys. 4.85.

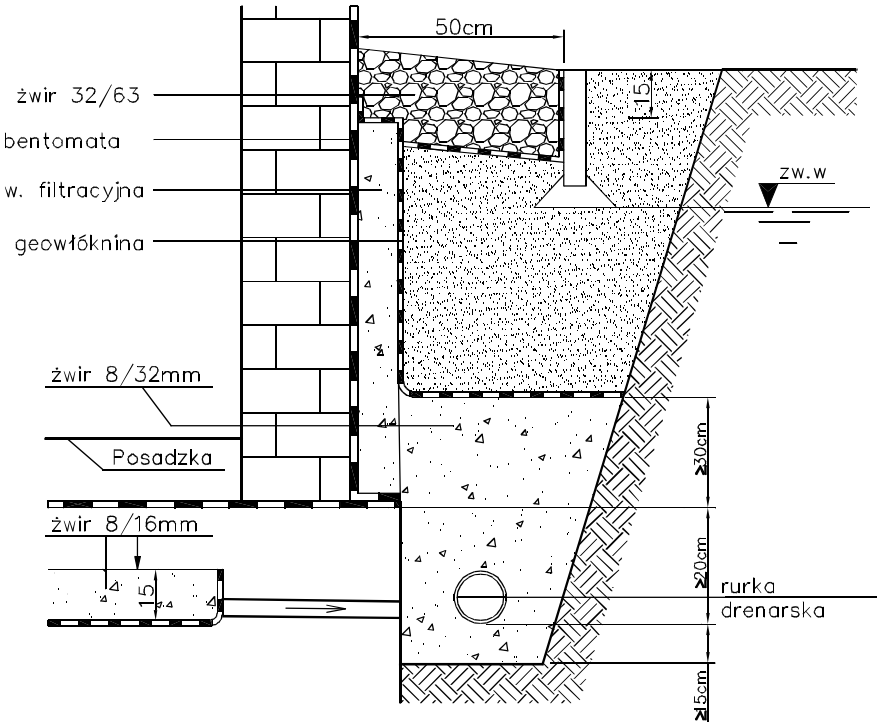
4.7.2. DRENAŻ ODWADNIAJĄCY OBIEKTY BUDOWLANE

W budownictwie mieszkaniowym obiekty budowlane narażone na oddziaływanie wód podziemnych należy skutecznie chronić przed nadmierną wilgocią i infiltracją. Z reguły dla nich wykonuje się system odwadniający budowlę. Składa się on z przewodów drenarskich opasujących wszystkie zewnętrzne ściany nośne budynku, które mają bezpośredni kontakt z gruntem silnie nawodnionym i wodą podziemną. Przewody drenarskie układa się na podłożu składającym się z trzech faz: gruntu nasyconego lub nienasyconego wodą, wody podziemnej i powietrza zawartego w gruncie. W gruncie w stanie nasyconym pory są całkowicie wypełnione wodą. Zdolność filtracyjna podłoża zależy od rodzaju i wielkości porów, ich ciągłości, kształtu i ilości, a także od geometrii kanałów wytworzonych przez pory.

Zgodnie z wymogami technicznymi przewody drenażowe należy układać na głębokości co najmniej 20 cm poniżej górnej powierzchni płyty fundamentowej lub poniżej posadzki piwnicy (rys. 4.86).

Średnica rury drenażowej nie może być mniejsza niż 100 mm, ponieważ rura ta nie tylko odprowadza wodę, ale także wywołuje cyrkulację powietrza, które obniża wilgotność układu odwadniającego. Wymagany najmniejszy spadek dopuszczalny $I_{min} \geq 0{,}5\%$. Studzienki kontrolne należy stosować w odstępach co 50 m, a także w punktach zmiany kierunku trasy i przy bocznych podłączeniach sączków. W przypadku odwodnień budynków o powierzchni rzutu poziomego powyżej 200 m^2 wy-

magane jest ułożenie dodatkowo pod płytę fundamentową przewodu drenarskiego o średnicy 100 mm, ze spadkiem $I_{min} \geq 0{,}5\%$. Opisany system odwadniający budynki mieszkalne jest zgodny z normą niemiecką DIN 4095 *Drenaż do ochrony obiektów budowlanych*.



Rys. 4.86. Fragment drenażu opaskowego

Firma ACO-FRÄNKISCHE oferuje elementy systemu drenarskiego najbardziej zbliżone do wymogów normy DIN 4095. Są to:

- Rury drenarskie z PCV produkowane w odcinkach 2,5 m, z nasadzoną mufą łączącą, o średnicach: 100, 125, 160 i 200 mm. Posiadają one 12 rzędów otworów perforacyjnych o łącznej powierzchni 80 cm^2/mb i charakteryzują się wysoką sprawnością hydrauliczną.
- Studzienki kontrolne, które są wykonane z PCV o średnicy 315 mm i służą do kontroli pracy systemu odwadniającego i do płukania przewodów (rys. 4.87).
- Włóknina filtrująca, która zapobiega procesom sufozyjnym w warstwie filtracyjnej. Produkowana jest ona w rolkach o szerokości: 65 cm, 104 cm i 208 cm.
- Płyty sączące odbierające wodę z gruntu nawodnionego, które chronią izolację typu lekkiego na ścianie fundamentowej budynku oraz stanowią ich termoizolację. Płyta wykonana jest z kulek styropianowych połączonych lepiszczem asfaltowym. Każda płyta ma wymiary 100 × 75 cm i grubość 5 cm.

4.7.3. ODWADNIANIE PODŁOŻY I WYKOPÓW FUNDAMENTOWYCH

Odwadnianie jest jednym z najskuteczniejszych i najtańszych sposobów ochrony wykopów i obiektów budowlanych przed szkodliwym działaniem wód powierzchniowych i wód zawartych w gruncie. Polega ono na ujęciu tych wód i grawitacyjnym lub pompowym ich odprowadzeniu.

Rys. 4.87. Studzienka kontrolna z PCV ϕ 315mm

W metodzie odwodnień okresowych wykorzystuje się głównie instalacje pionowe, takie jak igłofiltry, igłostudnie i studnie depresyjne, rzadziej zaś instalacje poziome w postaci rowów i drenaży.

W odwodnieniach stałych stosuje się przeważnie instalacje poziome. Dąży się do grawitacyjnego odprowadzania wody do potoków, rzek, rowów lub do kanalizacji ogólnospławnej jako głównych odbiorników tych wód. Obniżenie poziomu zwierciadła wody podziemnej powoduje, o czym konstruktorzy powinni pamiętać, zmianę rozkładu sił w podłożu gruntowym i wzrost panującego w nim naprężenia, prowadzący do dodatkowego dogęszczenia, a tym samym do szybszego osiadania gruntu. Wraz z gruntem osiadają wszystkie posadowione w nim obiekty budowlane (budynki mieszkalne, przemysłowe, przewody uzbrojenia podziemnego). W przypadku nierównomiernych osiadań mogą wystąpić groźne pękania fundamentów, ścian budynków, kolektorów ściekowych i przewodów kanalizacyjnych. Należy zaznaczyć, że żwiry

pospółki i piaski odwadniają się i osiadają znacznie szybciej niż grunty gliniaste, w których proces osiadania trwa bardzo długo [21].

4.7.4. RYNNY I RURY SPUSTOWE

Zasady prawidłowej eksploatacji urządzeń odwadniających budynki stawiają określone zadania. Głównie dotyczy to odprowadzania wód opadowych z powierzchni dachów za pomocą rynien i rur spustowych. Wymienione urządzenia spełniają niewątpliwie funkcję praktyczną, a jednocześnie mogą być ładnym wykończeniem elewacji, dobranym do koloru pokrycia dachowego i koloru fasady budynku. Spływająca z połaci dachowej woda nie może wypływać z nieszczelnych instalacji rynnowych, okapu i rur spustowych, ponieważ zawilgoci tynki i ściany, a ponadto będzie zalewać fundamenty budynku. Należy więc zainwestować w dobrze funkcjonujący system odwodnienia i wybrać rynny oraz rury spustowe dostosowane do ilości odbieranej wody z powierzchni połaci dachowej.

Wymiary rynien oblicza się biorąc pod uwagę powierzchnię efektywną połaci dachowej, jej nachylenie, a także wielkość natężenia deszczu miarodajnego, który można przyjmować w przedziale od q = 120 dm^3/s/ha dla obszarów o większych opadach atmosferycznych.

Obecnie na rynku krajowym oferowane są urządzenia do odbierania wód opadowych w postaci rynien, rur spustowych, kształtek oraz elementów łączących i uchwytów do ich umocowania. Wykonywane są z różnych materiałów: z tworzywa sztucznego, aluminium, blachy miedzianej, stalowej ocynkowanej ogniowo lub ocynowanej, a także w różnych kolorach – białym, czerwonym, brązowym, szarym i czarnym. Spośród 14 rodzajów rynien oferowanych obecnie przedstawiono tylko dwa rodzaje: Polypipe Poland i Gamrat.

- Rynny Polypipe Poland – klasyczna o szerokości 75 mm, rura spustowa ϕ 50 mm, kolory: brązowy, biały i szary; rynna o szerokości 112 mm stosowana przy średnich powierzchniach dachowych (domy letniskowe, bliźniaki mieszkalne); rura spustowa ϕ 68 mm, kolory: brązowy, biały, czarny i szary. Rynna o szerokości 150 mm odprowadza wody deszczowe z dużych połaci dachowych (hale, pawilony), a rura spustowa ϕ 110 mm odwadnia powierzchnie dachu ok. 380 m^2.

Tabela 4.2. Systemy odprowadzania wody z dachów

Rodzaj instalacji	Szerokość rynny [mm]	Średnica rury spustowej [mm]	Maksymalna powierzchnia dachu [m^2]
Gamrat z PCV	75	63	≤ 95 m^2
	125	110	~ 240 m^2
	150	110	~ 370 m^2
Polypipe Poland	75	50	Balkony, garaże, domki letniskowe
	112	68	Średnie powierzchnie dachowe, domy bliźniacze
	150	110	Duże połacie dachowe, hale, pawilony
Bezrynnowe i bez rur spustowych	Rzygacz (gargulec) łańcuchy	Studzienki z kielichem do odbioru wody z dachu z odprowadzeniem do kanalizacji wód opadowych lub do studni chłonnych	

• Rynny Gamrat mogą być stosowane na wszystkich rodzajach dachów. Są one produkowane w trzech rozmiarach: 75 mm, 125 mm i 150 mm i w trzech kolorach: białym, brązowym i czerwonym.

4.8. ODWODNIENIE TERENÓW USUWISKOWYCH

Powierzchniowe ruchy mas gruntu uważa się w geologii dynamicznej za jeden z niszczących procesów geologicznych, stanowiących denudację. Ruchy powierzchniowe mas, do których zalicza się również usuwiska, w zasadzie mogą się odbywać na pochyłościach i zboczach, czasami nawet łagodnych. Główną przyczyną wywołującą ruchy gruntów jest siła ciężkości. Jednak warunki naruszania równowagi, w których ta siła może wywoływać ruchy, powstają głównie m.in. wskutek braku lub źle pracującego odwodnienia. Zalicza się do nich: podmycie lub podcięcie zbocza, głębokie wietrzenie i rozluźnienie gruntów nawodnionych, przeciążenie zbocza wskutek infiltracji wód opadowych i roztopowych, przeciążenie przez budowle i składy materiałów, wymywanie i zmiana właściwości gruntów przez wody podziemne. Zjawiska te mogą występować osobno lub też zespołowo i często stają się bezpośrednią przyczyną powierzchniowych ruchów gruntu [30].

Zmniejszenie aktywności, a w konsekwencji stabilizację masy gruntu usuwiskowego można uzyskać dzięki:

a) uregulowaniu stosunków gruntowo-wodnych w obszarze stoku usuwiska;

b) ujęciu wód powierzchniowych i odprowadzeniu ich rowami odwadniającymi poza obszar usuwiska;

c) ujęciu wód podziemnych zwilżających powierzchnie usuwowe;

d) odciążeniu górnych i dolnych partii zboczy przyległych do torowiska;

e) złagodzeniu nachylenia stoku przyległych obszarów;

f) ubezpieczeniu zboczy roślinnością, która będzie przeciwdziałać rozwijaniu się nadmiernych prędkości wód powierzchniowych;

g) mechanicznemu i chemicznemu wzmocnieniu gruntu usuwiskowego w wyniku stosowania iniekcji zaczynów, bitumów lub żywic oraz budowy ścian oporowych.

Celem drenaży jest przechwytywanie wód podziemnych na terenach usuwiskowych. Trasa tych drenaży powinna przebiegać w miarę możności zgodnie z kierunkiem ruchu jeszcze aktywnego usuwiska. W ustabilizowanym już usuwisku drenaże poprzeczne należy zakładać prostopadle do kierunku pełzania mas ziemnych, wpuszczając podstawę drenażu w zwięzłe grunty na głębokość od 0,30 do 0,50 m. Drenaż tego typu powinien być ułożony w powłoce z włókniny wypełnionej materiałem wodoprzepuszczalnym, np. tłuczniem, grubym żwirem (rys. 4.51).

Zasadnicze znaczenie w procesach usuwiskowych mają czynniki sprzyjające, takie jak: ukształtowanie stoku i zmiany, obciążenie statyczne i dynamiczne oraz warunki zasilania stoku wodą i jego zawilgocenie terenów usuwiskowych. Odwodnienie odgrywa istotną rolę w zabudowie usuwisk niemal w każdym przypadku. Jak wykazała

praktyka, przyczyną powstawania usuwisk są głównie zgromadzone w gruncie wody opadowe i roztopowe, a także wody podziemne.

Wszelkie zbiorniki wody w rejonie terenów usuwiskowych należy całkowicie zlikwidować, a źródliska i mokradła powinny być starannie odwodnione w sposób kontrolowany. Skuteczne odwodnienie stoków usuwiskowych wykonuje się za pomocą drenaży poziomych – zarówno płytkich jak i głębokich (sztolnie) – oraz drenaży pionowych (studni filtracyjnych chłonnych).

Osuwiska i zsuwy stwarzają duże zagrożenie i trudności podczas trwania robót budowlanych, a szczególnie niebezpieczne są w czasie eksploatacji budowli komunikacyjnych.

W Polsce zjawiska te występują dość często w rejonach, gdzie warunki geologiczne i geomorfologiczne stwarzają potencjalne możliwości ruchu gruntów. Warunki szczególnie korzystne dla pojawiania się usuwisk występują na terenach fliszowych, charakteryzujących się wielką różnorodnością warstw piaskowców i łupków oraz znacznymi anomaliami tektonicznymi.

Oprócz drenaży poprawiających stateczność stoków w praktyce inżynierskiej znajdują także zastosowanie budowle podtrzymujące w postaci ścian oporowych o różnorodnej konstrukcji, np. ścian betonowych, żelbetowych, z gruntu zbrojonego, ściany z kamienia łamanego na zaprawie cementowej. Trwałość tych konstrukcji i stateczność zależą głównie od bardzo sprawnie działającego odwodnienia za pomocą drenaży zaściennych z równoczesnym odprowadzeniem wody poza obszar budowli i terenów zagrożonych.

5. ODBIORNIKI WÓD

O sprawnym działaniu systemów odwadniających decyduje możliwość prawidłowego odbioru wód powierzchniowych i podziemnych. Woda, zbierająca się w rowach drogowych, drenażach odwadniających i innych urządzeniach, musi swobodnie odpływać do odbiornika. Jakkolwiek odpływy ze zlewni komunikacyjnych z reguły nie są zbyt duże i mają krótkotrwały charakter, często jednak – zwłaszcza na terenach płaskich – odprowadzanie wód z urządzeń odwadniających sprawia duże trudności natury technicznej.

W przypadku braku odbiorników w postaci rzek, kanałów, jezior, stawów czy zbiorników retencyjnych odpływ wgłębny może być zapewniony przez skierowanie wody zabagniającej do warstw wodonośnych, dostatecznie głęboko położonych i zdolnych tę wodę przyjąć (drenowanie holenderskie, studnie chłonne).

W zależności od typu i zdolności przepustowych urządzeń odwadniających stosuje się następujące sposoby odbierania wód:

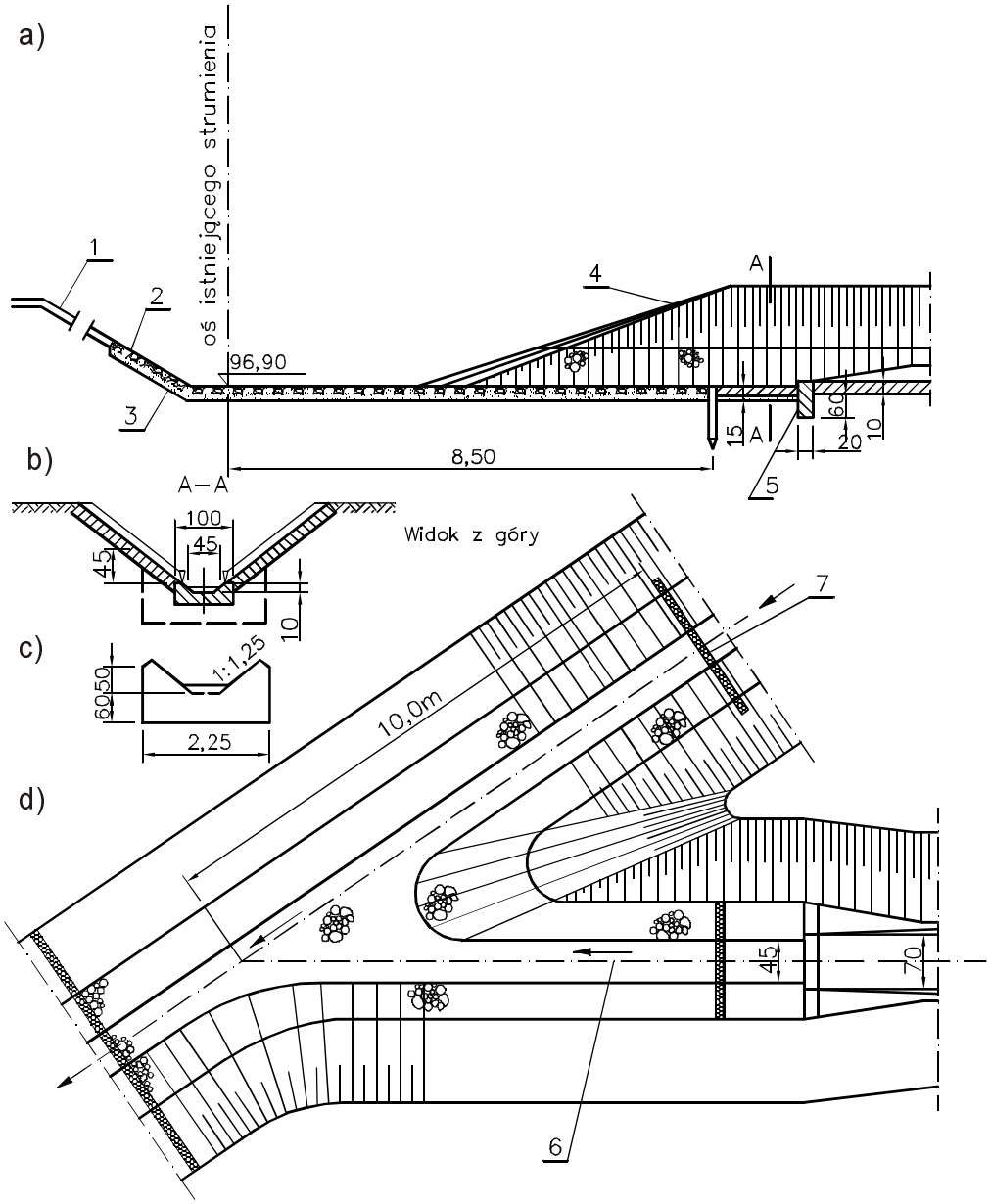
- wyloty do rzek, potoków, a także kanałów sztucznych,
- wyloty do zbiorników naturalnych lub sztucznych (stawy, jeziora i zbiorniki retencyjne),
- wypusty w teren,
- wprowadzenie do studzienek kanalizacji ogólnospławnej lub deszczowej,
- wprowadzenie do obcych urządzeń odwadniających,
- skierowanie wody do specjalnych rowów odpływowych (tranzytowych),
- skierowanie wody do lokalnej kanalizacji wód opadowych,
- wprowadzenie do studni chłonnych,
- skierowanie wody do zbiorników odparowujących.

Wybór jednego z wymienionych sposobów zależy w zasadzie od warunków miejscowych.

5.1. WYLOTY DO RZEK I POTOKÓW

Koryta rzek i potoków, znajdujące się w bezpośrednim sąsiedztwie projektowanego szlaku komunikacyjnego, nadają się szczególnie do wykorzystania jako odbiornik wód powierzchniowych. Konstrukcja wylotu rowu do rzeki czy strumienia zależy od ilości wód odprowadzanych rowem, a także od wielkości i charakteru odbiornika. Każde rozwiązanie powinno zabezpieczać i stabilizować końcowy odcinek rowu zarówno przed erozją i meandrowaniem, jak i przed zaniesieniem rumowiskiem wleczonym przez odbiornik, zwłaszcza w okresach powodziowych. Zazwyczaj ostatni odcinek rowu umacnia się brukiem lub okładziną betonową, a jeśli dno rowu wznosi się ponad dnem odbiornika, to wykonuje się tu stopień betonowy, zabezpieczony po stronie odpływu narzutem z kamienia naturalnego. Gdy odbiornikiem jest nieuregulowany

strumień, wskazane jest wówczas lokalne ustabilizowanie tego koryta w rejonie ujścia rowu, aby zapobiec jego przemieszczeniom i meandrowaniu na tym odcinku. Jedno z rozwiązań wylotu rowu do strumienia przedstawiono na rysunku 5.1.



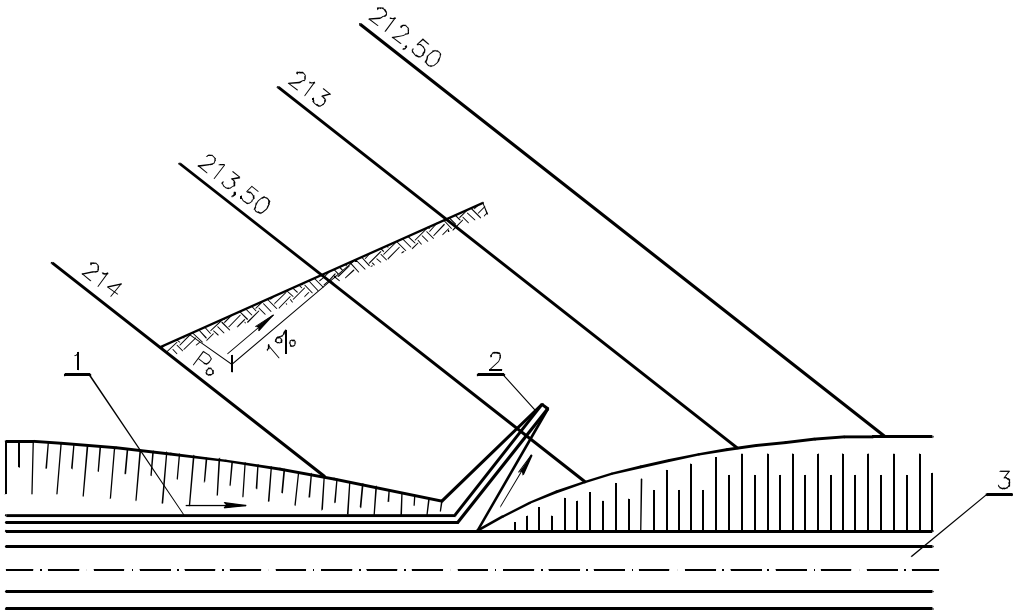
Rys. 5.1. Wylot rowu odwadniającego do potoku: a) przekrój podłużny rowu, b) przekrój poprzeczny, c) betonowy element prefabrykowany, d) rzut poziomy; 1 – darń, 2 – bruk, 3 – pospółka lub żwir, 4 – palisada ϕ 12, 5 – próg betonowy, 6 – projektowany rów odwadniający, 7 – potok

5.2. WYLOT DO ZBIORNIKÓW

Zbiorniki wodne, zarówno naturalne (stawy, jeziora), jak i sztuczne (retencyjne), znajdujące się w pobliżu projektowanego szlaku komunikacyjnego, stanowią bardzo dogodne odbiorniki wody powierzchniowej. Wymaga się, aby dno rowu u swego wylotu założone było na wysokości co najmniej 0,20 m powyżej najwyższego poziomu wody w zbiorniku. Umieszczony w brzegu zbiornika wylot rowu powinien być odpowiednio zabezpieczony, szczególnie przed uderzeniami fal wiatrowych.

5.3. WYLOT W TEREN

Jednym z najprostszych sposobów opróżniania rowów jest skierowanie wody bezpośrednio do naturalnych lub sztucznych zagłębień terenowych, jarów itp., co oczywiście jest możliwe dopiero po wyjściu rowu z wykopu. Z takim wypustem wody spotykamy się najczęściej na przejściach z wykopów w nasyp, w tzw. punktach zerowych. Należy pamiętać, że rozwiązanie takie jest możliwe w wypadku nachylenia terenu od korpusu szlaku oraz w razie obecności pastwisk lub nieużytków rolnych. Niedopuszczalne jest skierowanie wód z urządzeń odwadniających na pola uprawne lub do ogrodów bez zgody właściciela. Konstrukcje wypustu wody w teren przedstawiono na rysunku 5.2.



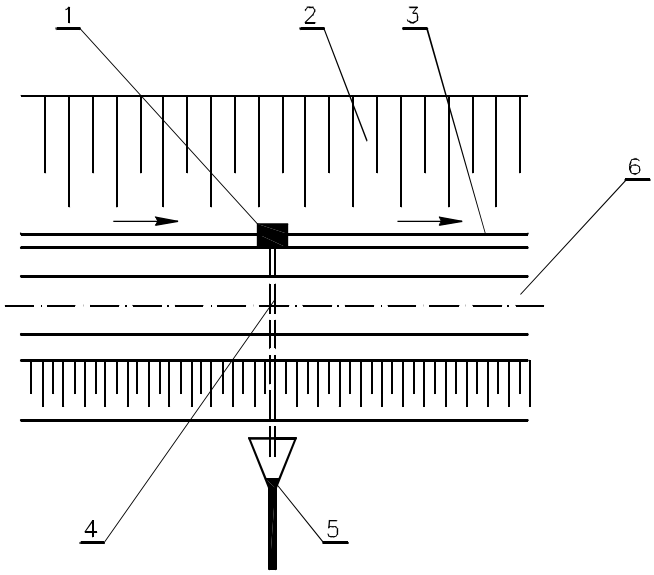
Rys. 5.2. Wylot wody w teren: 1 – rów skarpowy dolny, 2 – wpust wody w teren, 3 – droga

5.4. WPROWADZENIE DO PRZEPUSTÓW

W normalnych warunkach przepust – jako obiekt – buduje się w celu przepuszczenia wód opadowych, zbierających się w najniższych miejscach zlewni, z jednej strony szlaku komunikacyjnego na drugą. Na ogół są to wody pochodzące ze znacznych nieraz obszarów przy stosunkowo małym udziale wód ze zlewni komunikacyjnej. Dość często zachodzi potrzeba zakładania przepustów wyłącznie do opróżniania samych rowów i skierowania wód na zewnątrz korpusu szlaku. Zdarza się to najczęściej w terenach płaskich, w których prowadzone na znacznych długościach rowy nie są w stanie pomieścić większej ilości wody, lub na odcinkach szlaku stokowego, gdzie rowy wymagają częstszych opróżnień.

5.5. WPROWADZENIE DO STUDZIENEK WODOŚCIEKOWYCH

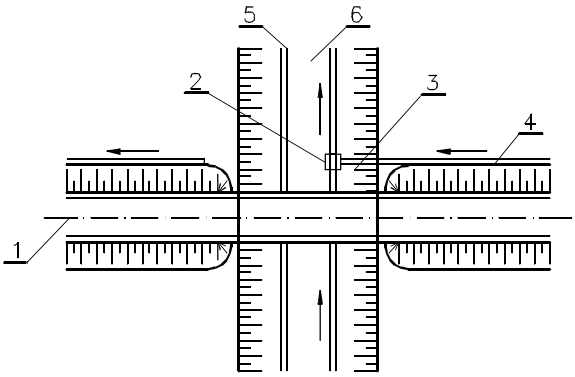
Studzienki wodościekowe, nie połączone z kanalizacją, można wykorzystać jako bezpośrednie odbiorniki do odprowadzania wód na odcinkach stokowych w przekrojach odcinkowych, przy czym wody ze ścieków od strony stoku są skierowane poprzez kratę do studzienki wodościekowej, a stąd przewodem zamkniętym odprowadzane na teren od strony nasypu. Podobne rozwiązanie przedstawiono na rys. 5.3.



Rys. 5.3. Odprowadzenie wód przez studzienkę wodościekową:
1 – studzienka wodościekowa, 2 – zbocze, 3 – ściekowy przewód,
4 – przewód rurowy ϕ 30 cm, 5 – wylot przewodu rurowego, 6 – droga

5.6. WPROWADZENIE DO OBCYCH URZĄDZEŃ ODWADNIAJĄCYCH

W odprowadzaniu wód z rowów często konieczne jest korzystanie z obcych urządzeń odwadniających, takich jak rowy melioracyjne, rowy kolejowe, rowy bocznych dróg, a także kanalizacja ogólnospławna lub burzowa. Potrzebna jest wówczas zgoda odpowiednich instytucji administrujących tymi urządzeniami, które z reguły podają warunki techniczne włączenia. Przykład odprowadzenia wody z rowu drogowego do rowu kolejowego za pośrednictwem bystrza podano na rysunku. 5.4.

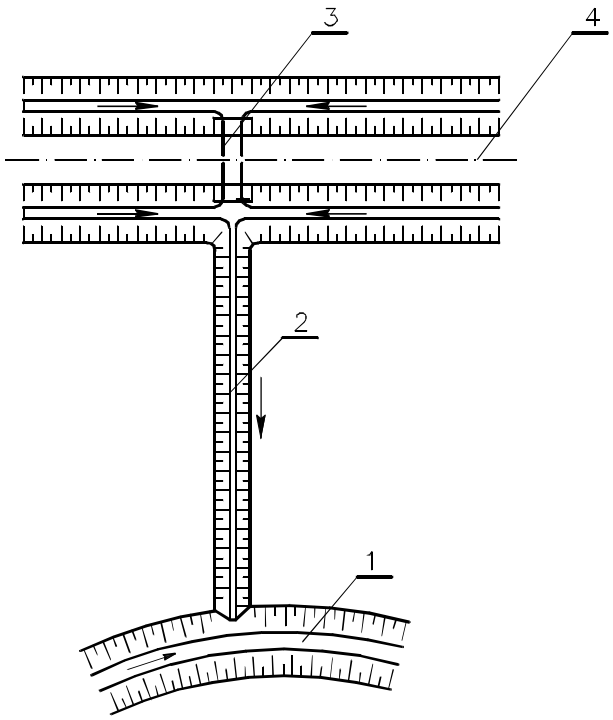


Rys. 5.4. Wprowadzenie wód z rowu drogowego do kolejowego:
1 – droga, 2 – komora wlotowa, 3 – bystrze na skarpie wykopu, mulda szer. 1,00 m i głęb. 0,12 m wzmocniona brukiem, 4 – rów drogowy, 5 – rów kolejowy, 6 – kolej

5.7. ROWY ODPŁYWOWE

O ile odprowadzenie wód w terenach górzystych i w większości terenów falistych nie nastręcza większych trudności, o tyle w terenach płaskich, a niekiedy i falistych, może być kłopotliwe. W razie braku odbiornika w pobliżu korpusu szlaku komunikacyjnego, wody z rowów i przepustów skierowujemy do dalej położonych odbiorników za pośrednictwem rowów tranzytowych. Rowy te – usytuowane w planie – powinny być ściśle powiązane z lokalizacją przepustów. Należy unikać przecinania parcel gruntowych i dzielenia ich na części, a w razie konieczności wejścia na cudze grunty trasę rowów powinno się prowadzić granicami działek.

Przekroje rowów tranzytowych należy projektować dla całej obciążającej ich pracę powierzchni zlewni i na przepływy wód 5-letnich (c = 5, p = 20%) względnie 10-letnich, w zależności od stopnia szkodliwości okresowego podtapiania przyległych do nich gruntów. Przykład usytuowania rowu tranzytowego podano na rysunku 5.5.



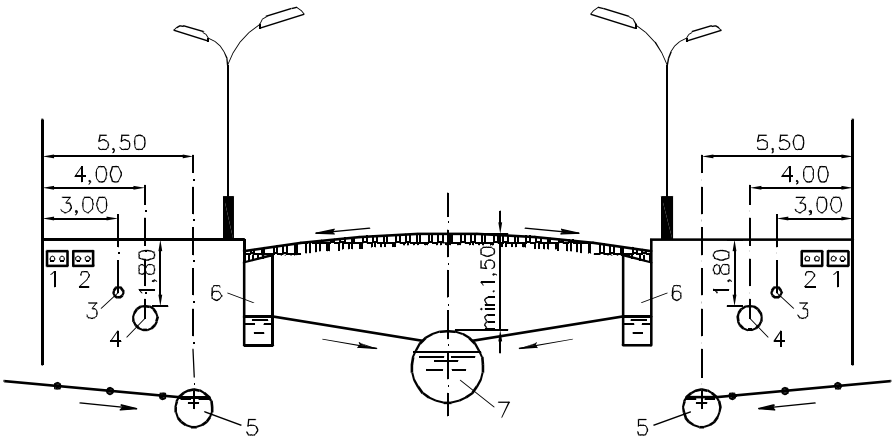
Rys. 5.5. Rów odpływowy tranzytowy: 1 – strumień,
2 – rów odpływowy tranzytowy, 3 – przepust, 4 – droga

5.8. KANALIZACJA OGÓLNOSPŁAWNA LUB DESZCZOWA

Lokalna kanalizacja w układach komunikacyjnych sprowadza się do rozwiązań mających na celu odbiór wód opadowych, a nierzadko i wód podziemnych. Funkcję odbiorników może spełniać zarówno sieć kanalizacji ogólnospławnej, jak i deszczowej, nie jest natomiast możliwe wprowadzenie jakichkolwiek wód powierzchniowych do kanalizacji sanitarnej. Odprowadzenie wód do lokalnej kanalizacji wód opadowych wykonujemy w następujących wypadkach:

- odwodnienia ulic i placów,
- odwodnienia odcinków autostrad,
- przykrycie rowów odcinkowych dróg w osiedlu z zabudową zwartą.

W systemach odwadniających drogi kołowe z reguły lokalizujemy kanały deszczowe w poboczu lub w chodniku, jeżeli taki jest projektowany, w autostradach natomiast w pasie zielonym. W ulicach kanał deszczowy zakłada się z reguły w osi (rys. 5.6).



Rys. 5.6. Położenie kanałów sieci rozdzielczej w ulicy: 1 – kable elektryczne, 2 – kable telefoniczne, 3 – przewód gazowy, 4 – przewód wodociągowy, 5 – kanały ściekowe, 6 – wpusty uliczne, 7 – kanał deszczowy

Sieć lokalnej kanalizacji deszczowej należy projektować według ogólnie obowiązujących zasad w tym zakresie.

5.8.1. LOKALNA KANALIZACJA WÓD OPADOWYCH

Kanalizacja deszczowa służy do podziemnego odprowadzania wód pochodzących z opadów deszczu, roztopionego śniegu lub gradu, zebranych z powierzchni zlewni. Średnice sieci deszczowej wymiaruje się według spływów deszczów obliczeniowych, pochodzących z obszarów przyporządkowanej zlewni. Ze względów eksploatacyjnych należy przyjmować jako minimalną średnicę kanału w granicach D = 250–300 mm.

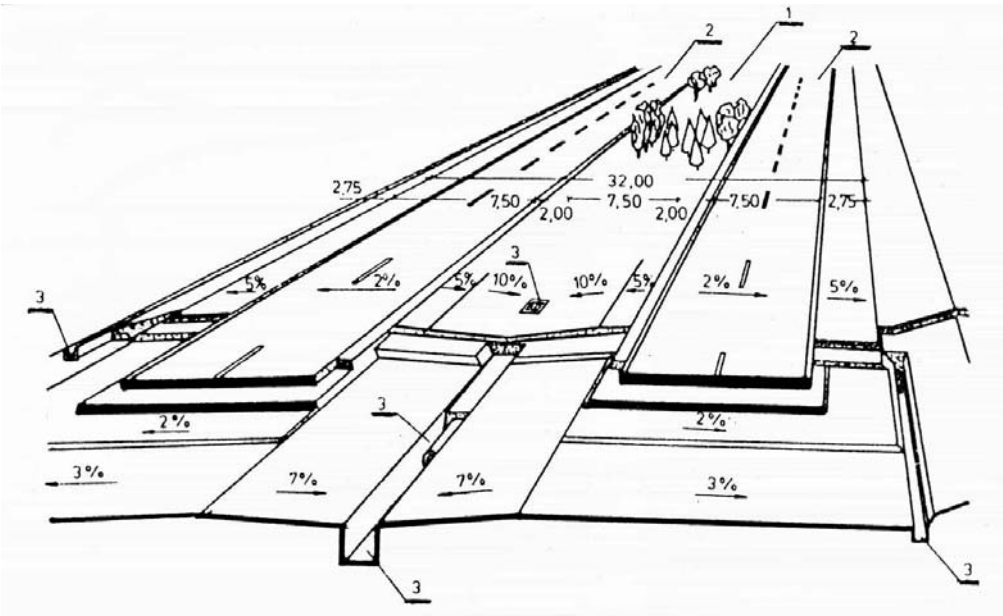
Zalecane spadki podłużne kanału to: I_{max} = 0,03, I_{min} = 0,003.

Obliczona prędkość przepływu w zaprojektowanym przewodzie nie powinna być mniejsza od v = 0,6 m/s i nie większa od v = 6 m/s.

Na odcinkach pomiędzy studzienkami kontrolnymi przewody układa się w linii prostej. Do budowy kanalizacji wód deszczowych stosuje się najczęściej rury wykonane z betonu cementowego, kamionki, a obecnie najchętniej przewody z tworzyw sztucznych (PCV lub PE).

W odwodnieniach budowli komunikacyjnych lokalną kanalizację wód opadowych stosuje się w obiektach dróg, autostrad, lotnisk, parkingów, stacji i linii kolejowych, a więc tam, gdzie w ogóle sieci kanalizacyjnej nie ma. Wybór sposobu odprowadzania wód zarówno opadowych, jak i podziemnych zależy przede wszystkim od:

- obliczonych ich ilości, które projektowana kanalizacja musi przyjąć,



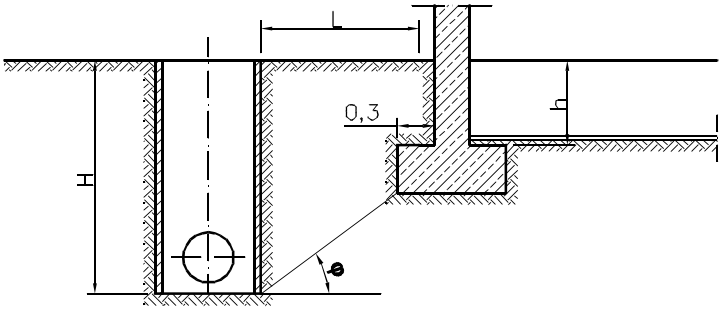
Rys. 5.7. Przekrój autostrady z systemem odwadniającym: 1 – pasmo zieleni nie przeznaczone dla ruchu, 2 – jezdnie z dwoma pasami ruchu, 3 – urządzenia odwadniające

• wielkości i rodzaju odbiornika (rzeki, potoki, jeziora, zbiorniki, studnie chłonne), sposobu jego zabudowy oraz zdolności do samooczyszczania, która wpływa na konieczny stopień ich oczyszczania.

Należy podkreślić, że wody opadowe spływające z powierzchni komunikacyjnych z reguły zawierają m.in. zanieczyszczenia substancjami ropopochodnymi i mogą być skierowane do odbiornika po uprzednim ich oczyszczeniu. Sposób oczyszczenia tych ścieków oraz rozwiązania techniczne podane są między innymi w pracy *Poradnik. Wodociągi i kanalizacja* [41].

W autostradach z reguły oś kanału jest zlokalizowana w paśmie zieleni nie przeznaczonej dla ruchu kołowego (rys. 5.7), natomiast w ulicach i drogach zamiejskich trasa kanału jest zlokalizowana w pasie drogowym. W ulicach kanał deszczowy z reguły przebiega osią ulicy bądź w chodniku lub pod pasem odwadniającym. Kierunki osi kanałów i trasy drogowej, a także ich spadki, są ze sobą na ogół zgodne. Trasa kanału składa się z odcinków prostych ze studzienkami rewizyjnymi w punktach załomu kierunków trasy. Odległość osi kanału od krawężnika nie powinna być mniejsza niż 2,0 m dla kanału zlokalizowanego pod jezdnią i 1,0 m dla kanału pod chodnikiem lub zieleńcem. Przewody kanalizacyjne i drenarskie, których trasa przebiega w pobliżu fundamentów budowli, należy sytuować w sposób zapewniający stateczność obiektów przy uwzględnieniu kąta stoku naturalnego.

W razie konieczności przejścia przewodu kanalizacyjnego lub zbieracza w zasięgu kąta stoku naturalnego, odległość krawędzi wykopu od lica budowli nie powinna być mniejsza od wartości określonej nierównością (rys. 5.8)



Rys. 5.8. Odległość kanału od fundamentu budynku

$$L \geq \frac{H - h + 0{,}3 + 0{,}5\,\mathrm{tg}\,\varphi}{\mathrm{tg}\,\varphi},$$

w której: H – głębokość wykopu pod przewód rurowy, m,
h – głębokość posadowienia fundamentu budowli, m,
φ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Średnice kanałów deszczowych i drenarskich oblicza się dla poszczególnych odcinków sieci między dwiema sąsiednimi studzienkami kontrolnymi. Przyjmuje się przy tym, że zarówno natężenie przepływu Q, oznaczone metodą granicznych natężeń, jak i spadek dna kanału I oraz jego przekrój nie ulegają zmianie. Przy tych założeniach swobodne zwierciadło wody w kanale nie wypełnionym całkowicie układa się równolegle do dna.

5.9. STUDNIE CHŁONNE

Studnie chłonne należą do szczególnie korzystnych odbiorników wód opadowych pochodzących ze zlewni komunikacyjnych, mogą także przyjmować ścieki domowe po uprzednim wstępnym ich oczyszczeniu. Znakomicie spełniają funkcję odbiornika wód opadowych pochodzących z dachów domków letniskowych, pensjonatów, garaży oraz domów jednorodzinnych. Jako odbiorniki wód charakteryzują się wieloma zaletami:

- zajmują bardzo małe powierzchnie,
- nieznacznie ograniczają użytkowanie terenu,
- stwarzają dobre możliwości kontroli ich pracy przy prostym i łatwym utrzymaniu,
- infiltracja do podłoża gruntowego przyczynia się do powiększania zasobów wód podziemnych.

Woda deszczowa spływająca ze zlewni komunikacyjnych jest obciążona cząstkami pyłu i innych substancji szkodliwych. Mimo to może być bez obaw przesączona do warstwy wodonośnej, jeśli przed osiągnięciem poziomu zwierciadła wód gruntowych przepływa pionowo przez warstwę gruntu o grubości 1,0–1,5 m, niena-

syconego wodą [13]. Na biologiczne oczyszczanie wody deszczowej szczególnie skutecznie działa przesączanie przez humusowe warstwy powierzchniowe, np. w rowach. W takich przypadkach substancje szkodliwe ulegają znacznemu zatrzymaniu w pierwszych 30 cm, o ile ożywiona strefa gruntu podlega regularnemu osuszaniu [12].

Najprostszym i najkorzystniejszym rozwiązaniem pod względem ekologicznym jest odprowadzanie wód opadowych z małych zlewni komunikacyjnych do studni chłonnych, w których następuje wsiąkanie w przepuszczalne podłoże gruntowe. Podstawowe wymagania:

- współczynnik wodoprzepuszczalności k_f znacznie powyżej 10^{-6} m/s,
- odległość studni od budynków > 6 m, odległość pomiędzy dwiema studniami chłonnymi > 10 m,
- głębokość studni chłonnej ≥ 2 m,
- wewnętrzna średnica ≥ 1,0 m,
- odległość pionowa pomiędzy dnem studni chłonnej a najwyższym poziomem wody w warstwie wodonośnej nie powinna być mniejsza niż 1,0–1,5 m [12].

Tabela 5.1. Współczynnik przepuszczalności gruntów naturalnych dobrze przepuszczalnych [13]

Rodzaj gruntu [m/d]		Współczynnik filtracji k_f [m/s]
Otoczaki czyste	200	$> 2{,}32 \cdot 10^{-3}$
Żwiry czyste	200–100	$(2{,}32–1{,}16) \cdot 10^{-3}$
Żwiry piaszczyste	150–75	$(1{,}74–0{,}87) \cdot 10^{-3}$
Piaski gruboziarniste		
z dodatkiem żwirów	100–50	$(1{,}16–0{,}58) \cdot 10^{-3}$
piaski gruboziarniste	75–25	$(0{,}87–0{,}29) \cdot 10^{-3}$
piaski średnioziarniste	25–10	$(0{,}29–0{,}12) \cdot 10^{-3}$
piaski drobnoziarniste	10–2	$(0{,}12–0{,}023) \cdot 10^{-3}$

Zakres stosowania studni chłonnych. Stosowanie studni chłonnych wymaga uwzględnienia następujących założeń:

- zdolności chłonne studni są niewielkie, co sprawia, że sprawność odwodnienia za ich pomocą jest ograniczona; z tego względu studnie chłonne należy stosować w przypadkach niezbędnie koniecznych i dla małych ilości spływów deszczowych,
- wymiary studni lub ich liczba powinny być dobierane przy zachowaniu nierówności $Q_f \geq Q$, gdzie Q jest ilością wody pochodzącej z opadu,
- przy wyborze miejsca studni decydującym czynnikiem powinny być korzystne warunki hydrogeologiczne. Do określenia tych warunków potrzebna jest znajomość wskaźnika przepuszczalności gruntu oraz układu warstw.

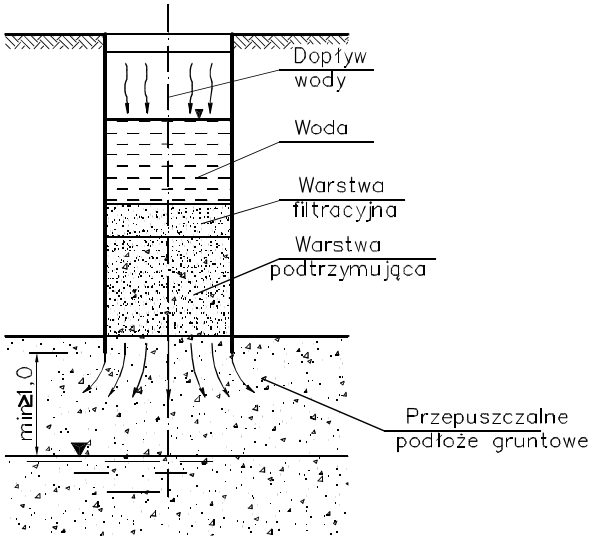
Aby określić te parametry, należy wykonać odpowiednio głęboki odwiert badawczy i na jego podstawie sporządzić przekrój geotechniczny. Normatywne warunki techniczne dla studni chłonnych są następujące:

- obecność gruntu przepuszczalnego o dostatecznej chłonności na głębokości 1,0–4,0 m,

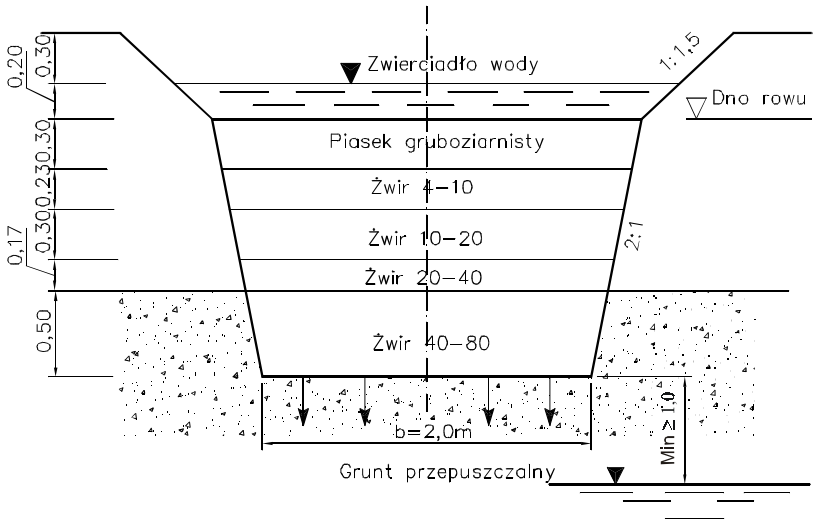
• brak ruchu wody gruntowej w kierunku korpusu drogowego oraz budowli znajdujących się w bezpośrednim sąsiedztwie,

• odstęp ścian studni od krawędzi korpusu drogowego równy co najmniej 10 m.

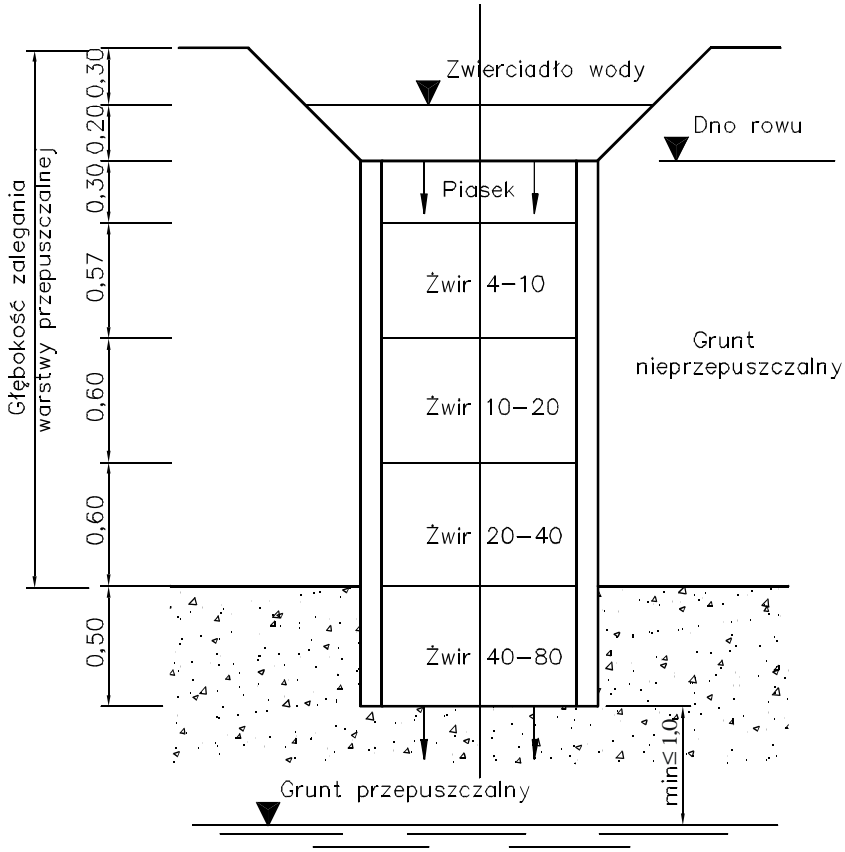
Studnie chłonne wypełnia się od góry warstwą materiału filtracyjnego zabezpieczającego przed zamuleniem, pod którym znajduje się grube kruszywo (warstwa podtrzymująca). Efektywność działania studni chłonnej można zwiększyć poprzez utrzymanie ponad filtrem odpowiedniej wysokości słupa wody dla wytworzenia korzystnych warunków przepływu przez filtr (rys. 5.9–5.11).



Rys. 5.9. Przykład wypełnienia studni chłonnej [12]



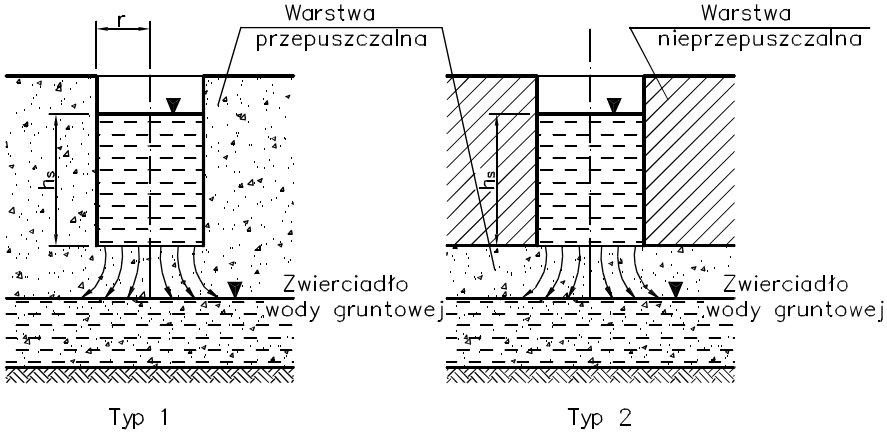
Rys. 5.10. Konstrukcja gruntowej studni chłonnej [12]



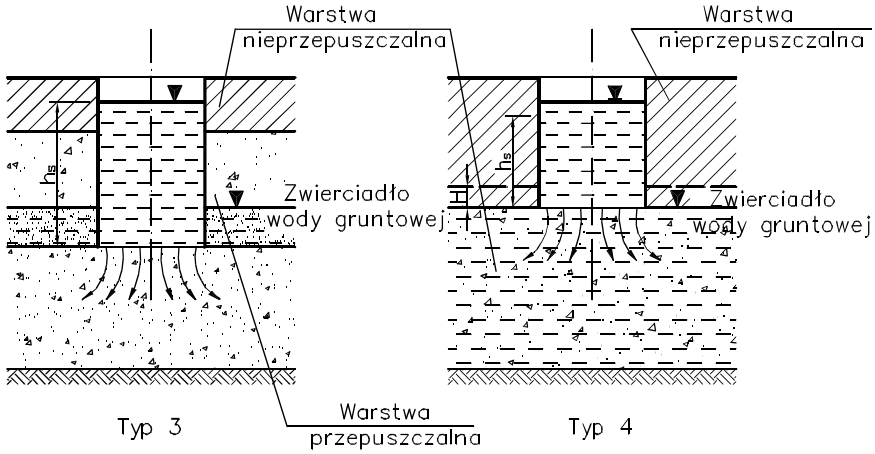
Rys. 5.11. Przykład konstrukcji studni chłonnej z elementów prefabrykowanych [12]

Rodzaje studni chłonnych. Studnie chłonne stanowią urządzenia do skoncentrowanego punktowego odbioru wód deszczowych, infiltrujących bezpośrednio do warstwy gruntu o dobrej wodoprzepuszczalności. W zależności od przepuszczalności gruntu i poziomu zalegania wód gruntowych w praktyce stosuje się różne rodzaje studni chłonnych, a mianowicie:

- studnie wykonane z zapuszczanych kręgów betonowych odbierające wodę z rowu drogowego (rys. 5.11),
- gruntowe studnie chłonne (rys. 5.10),
- studnie chłonne z osadnikiem (rys. 5.14),
- studnie chłonne z odwiertem filtracyjnym (rys. 5.15),
- studnie chłonne z osadnikiem o obniżonym dnie (rys. 5.16),
- studnie chłonne pionowe z rurek drenarskich, stosowane w gospodarstwach ogrodniczych i rolnictwie, a najchętniej do likwidacji lokalnych zabagnień (drenowanie holenderskie).



Rys. 5.12. Studnie chłonne typu 1 i 2

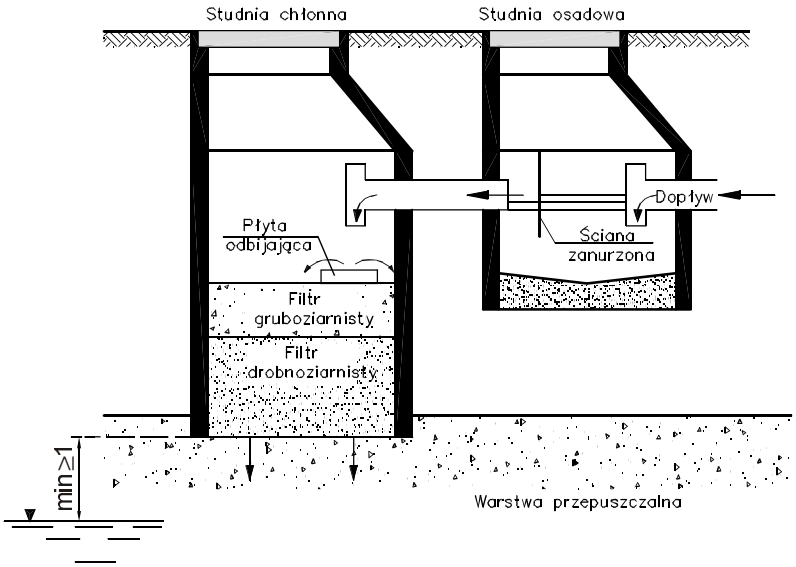


Rys. 5.13. Studnie chłonne typu 3 i 4

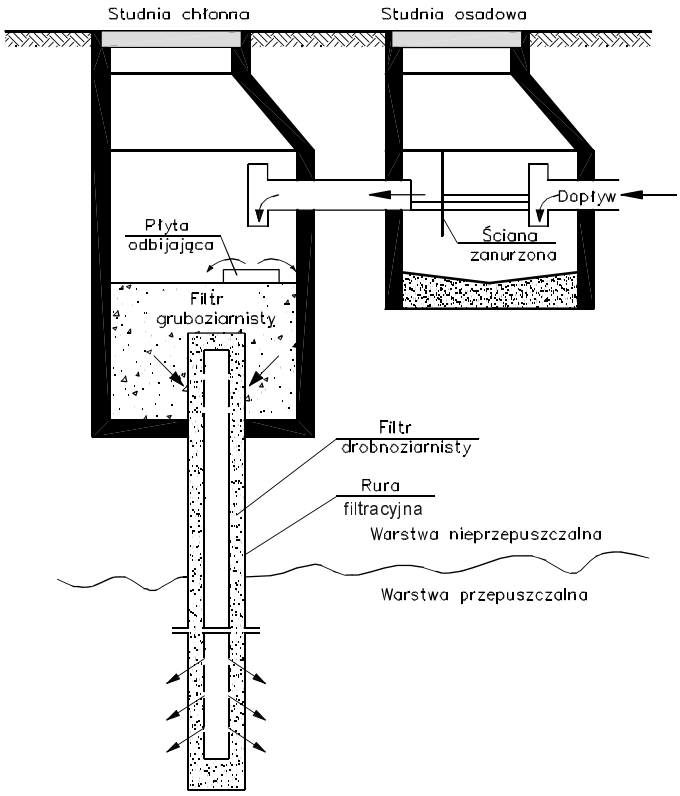
Zdolność chłonna studni Q_f określa ilość wody, która może wsiąknąć ze studni w jednostce czasu. Wyznacza się ją doświadczalnie na podstawie próby wsiąkania w terenie lub rachunkowo na podstawie rozpoznania warunków hydrogeologicznych, przyjętych wymiarów studni i odwadnianej powierzchni. Zdolność chłonną wyraża się w m^3/s. Zależnie od przepuszczalności gruntu oraz poziomu wód gruntowych wyróżnia się cztery podstawowe rodzaje studni chłonnych:

Typ 1 – studnia o głębokości wody h_s znajduje się całkowicie w warstwie przepuszczalnej powyżej swobodnego zwierciadła wody gruntowej (rys. 5.12).

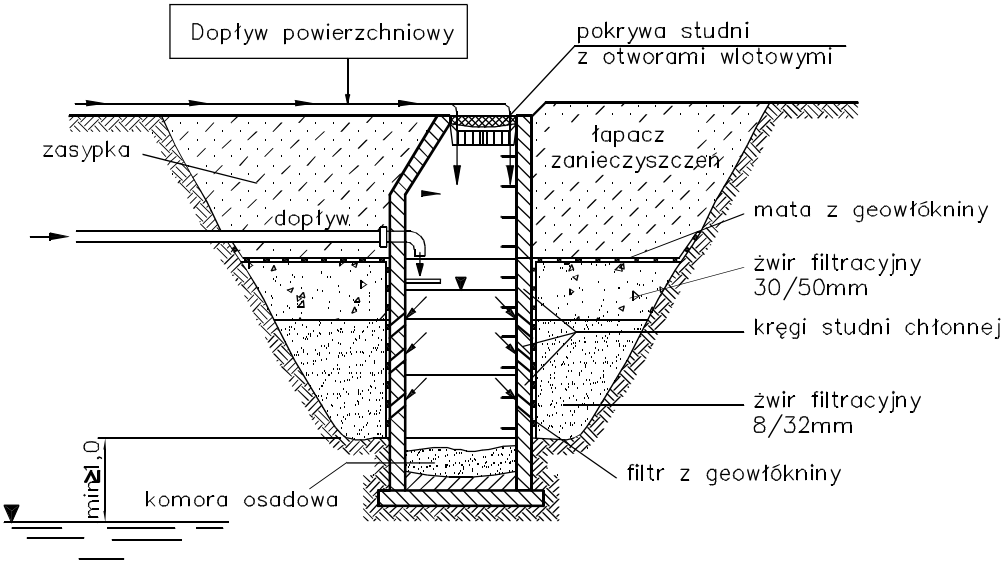
Typ 2 – studnia o głębokości wody h_s znajduje się w warstwie nieprzepuszczalnej o miąższości równej głębokości studni lub większej, przy zwierciadle swobodnym wody gruntowej poniżej dna studni (rys. 5.12).



Rys. 5.14. Konstrukcja studni chłonnej z osadnikiem



Rys. 5.15. Konstrukcja studni chłonnej z odwiertem filtracyjnym



Rys. 5.16. Studnia chłonna z osadnikiem o obniżonym dnie

Typ 3 – studnia znajduje się w górnej swej części w warstwie nieprzepuszczalnej, natomiast w dolnej części w warstwie przepuszczalnej (przebija warstwę nieprzepuszczalną). Swobodne zwierciadło wody gruntowej znajduje się do wysokości H wewnątrz studni, poziom wody w studni wynosi h_s (rys. 5.13).

Typ 4 – studnia znajduje się całkowicie w warstwie nieprzepuszczalnej aż do jej spągu (tzn. dolnej powierzchni warstwy). Woda gruntowa występuje w postaci napiętej i sięga (po rozprężeniu) do wysokości H wewnątrz studni. Efektywność tego typu studni jest niepewna z powodu działania siły naporu dążącej do wyrównania poziomów zwierciadła wody w studni (rys. 5.13).

Wymiarowanie studni chłonnych metodą Maaga. Przy wymiarowaniu studni chłonnych metodą Maaga [12] przyjmuje się jako założenie wstępne, że proces wsiąkania odbywa się przez powierzchnię denną studni. Rzut poziomy wewnętrznego przekroju jest zatem powierzchnią czynną.

Studnie typu 1 i 2 pod względem obliczeniowym należą do jednej grupy, natomiast studnie typu 3 i 4 do drugiej grupy. Zdolność chłonną według Maaga studni typu 1 i 2 oblicza się ze wzorów:

- studnie okrągłe

$$Q_f = 4\pi r h_s k_f \quad [\mathrm{m^3/s}],$$

- studnie kwadratowe

$$Q_f = 2{,}25\pi b h_s k_f \quad [\mathrm{m^3/s}],$$

a studni typu 3 i 4 ze wzorów:

- studnie okrągłe

$$Q_f = 4\pi r\left(h_s - H\right)k_f \quad [\mathrm{m^3/s}],$$

- studnie kwadratowe

$$Q_f = 2{,}25\pi b\left(h_s - H\right)k_f \quad [\mathrm{m^3/s}],$$

gdzie: Q_f – zdolność chłonna studni, m^3/s,
r – promień studni, m,
b – bok studni kwadratowej, m,
h_s – głębokość wody w studni liczona od jej dna, m,
H – odległość zwierciadła wody gruntowej od dna studni, m,
k_f – współczynnik przepuszczalności gruntu nasyconego, m/s.

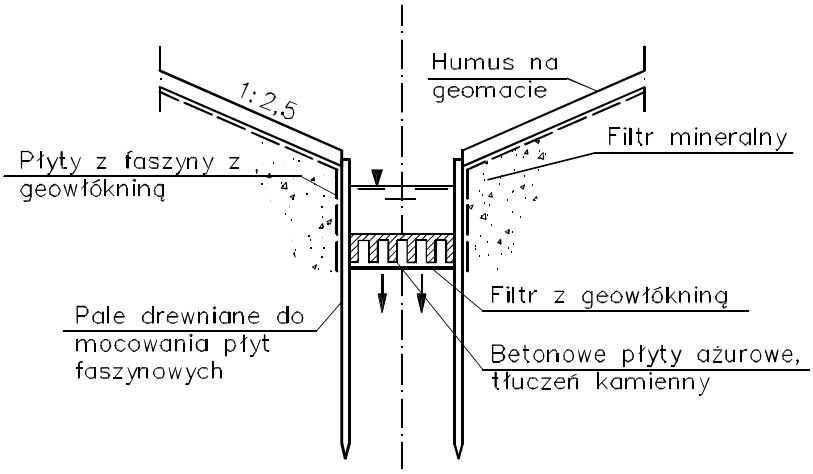
Z podanych wzorów wynika, że zdolność chłonna studni zależy nie tylko od jej przekroju poprzecznego i przepuszczalności gruntu, ale także od wysokości słupa wody. Z tego też powodu studnie głębokie są korzystniejsze. Głębokość wody w studni h_s będzie z reguły poziomem wpustu wód opadowych do wnętrza studni. Może to być górna krawędź studni chłonnej przy dopływie po powierzchni terenu (np. rów lub mulda) lub też poziom podłączenia kanalizacji zbierającej wody opadowe pracującej bez przeciążenia (tzn. przy swobodnym przepływie). Studnie typu 3 i 4 nie są zalecane ze względu na odprowadzanie zanieczyszczeń bezpośrednio do wód gruntowych. Dla studni typu 1 i 2 zalecany jest minimalny odstęp dna studni od maksymalnego poziomu wód gruntowych Δh = 1,5 m.

Na rysunku 5.14 przedstawiono konstrukcję studni chłonnej z osadnikiem, a na rys. 5.15 studnię z odwiertem filtracyjnym. Inną konstrukcję studni z perforowanych kręgów betonowych i ochroną warstwy filtracyjnej matą z geowłókniny pokazano na rys. 5.16.

5.9.1. RÓW INFILTRACYJNY

Do ujęcia i odprowadzenia wody z warstwy podłoża gruntowego, znajdującego się bezpośrednio pod warstwami konstrukcyjnymi jezdni drogowej, można zamiast ciągu drenarskiego zastosować rów infiltracyjny. Rozwiązanie takie jest korzystne, jeśli ilość odprowadzanej wody jest duża lub też, gdy zawartość żelaza w wodzie gruntowej mogłaby spowodować niedrożność (uszkodzenie) ciągu drenarskiego. Często też stosuje się rowy infiltracyjne do odprowadzania wód opadowych z powierzchni drogi.

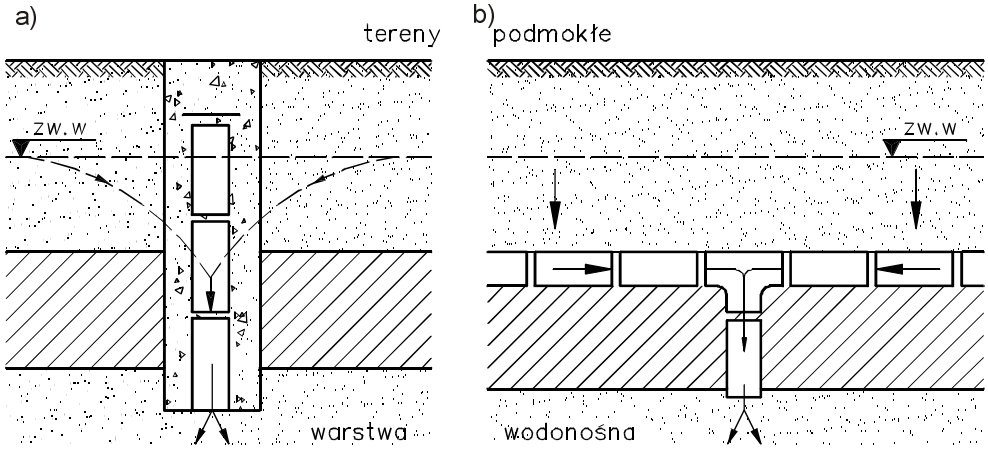
Rów infiltracyjny ma z reguły kształt prostokątny ze ścianami z wodoprzepuszczalnego materiału, np. płotka lub faszynowego. Jako zabezpieczenie ścian przed podmywaniem i obsypywaniem stosuje się umocnienie palami drewnianymi, dno umacnia się natomiast prefabrykatami ażurowymi lub tłuczniem. W celu zabezpieczenia przed przenikaniem drobin mineralnych z warstw filtracyjnych można zastosować tkaninę geotekstylną. Przekrój rowu infiltracyjnego przedstawiono na rysunku 5.17.



Rys. 5.17. Rów infiltracyjny

5.9.2. DRENOWANIE PIONOWE ROLNICZE (DRENAŻ HOLENDERSKI)

Drenowanie pionowe nadaje się szczególnie do odwadniania wierzchniej warstwy podmokłej gleby, z odprowadzeniem wody do jej głębszych warstw wodoprzepuszczalnych za pomocą studni chłonnych (rys. 5.18).



Rys. 5.18. Studnie chłonne na terenach rolniczych:
a) przekrój poprzeczny, b) przekrój podłużny

Tereny niezabudowane wykorzystywane do produkcji rolnej, najczęściej lokalnie zabagnione, można dość prostą technologią i niskimi kosztami skutecznie odwodnić. W przypadku punktowego zabagnienia wodę zalegającą ponad warstwą nieprzepuszczalną należy odprowadzić za pomocą studni chłonnej wykonanej z rurek ceramicznych

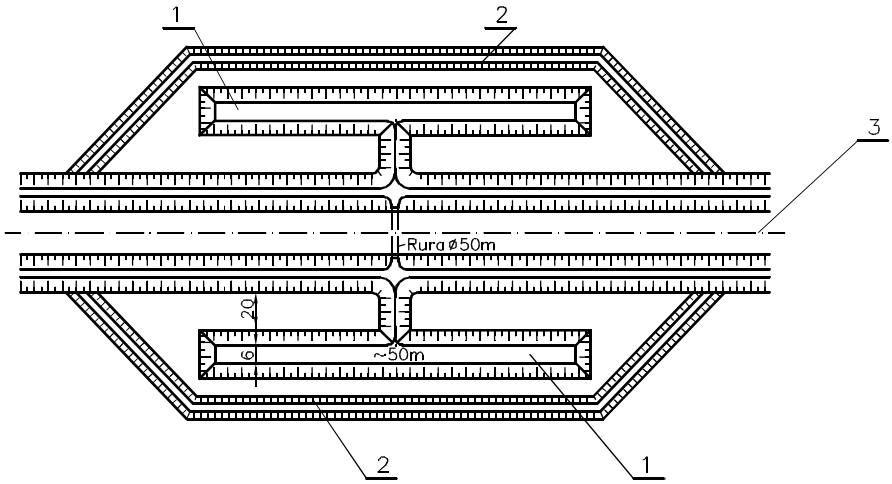
o średnicy 15 cm wbudowanych pionowo w otwór wiertniczy o średnicy ok. 40 cm wykonany w rurze osłonowej wypełnionej żwirem. W ten sposób wody zalegające ponad warstwą szczelną odprowadza się do warstwy wodonośnej zalegającej poniżej.

Większy obszar zabagniony można z dużym powodzeniem odwodnić przez założenie poziomego ciągu drenarskiego ze spadkiem w kierunku pionowej studni chłonnej przenikającej przez warstwę szczelną. Ciągi drenarskie, zarówno poziome jak i pionowe, zaleca się wykonywać z rur ceramicznych ϕ 10–15 cm, a także z przewodów drenarskich z PCV o średnicach: 10 cm, 12,5 cm, 16 cm lub 20 cm, np. firmy ACO-FRÄNKISCHE.

Proces infiltracji wody z warstw wyższych zabagnionych do warstw niższych wodonośnych zależy od rodzaju gruntu w warstwie podtopionej, początkowej ilości wody i poziomu jej zalegania, a także od stopnia zamulenia powierzchni gruntu. Rozpatrując budowę studni chłonnej, zaleca się rozpoznać podłoże geologiczno-gruntowe zespołu warstw do głębokości zalegania wody podziemnej w niżej zalegającej warstwie wodonośnej [17].

5.10. ZBIORNIKI ODPAROWUJĄCE

W terenach wybitnie płaskich o gruntach nieprzepuszczalnych i niewielkich ilościach opadów, gdy zawodzą inne sposoby odbierania wód, można stosować zbiorniki odparowujące (rys. 5.19). Rozwiązań takich należy jednak unikać w przypadku dróg klasy technicznej G i Z oraz w miastach, osiedlach i w ich pobliżu.



Rys. 5.19. Zbiorniki odparowujące: 1 – zbiorniki odparowujące, 2 – wał ziemny ochronny, 3 – droga

Wymiary zbiorników powinno się przyjmować stosownie do ilości gromadzącej się w nich wody. Normatyw techniczny projektowania zaleca przyjmować obustronne zbiorniki o wymiarach 6 × 50 m, o maksymalnym napełnieniu 1,5 m, z dnem o pochyleniu 2% od strony drogi. Poziom wody w zbiorniku powinien znajdować się co najmniej 0,6 m poniżej krawędzi korony drogi i 0,4 m poniżej terenu. Odległość krawędzi zbiornika od zewnętrznej krawędzi skarpy powinna wynosić co najmniej 20 m. Wyjątkowo dla zbiorników płytkich i głębokości do 1m może być ona zmniejszona do 5 m. Zbiorniki odparowujące powinny być oddzielone od przyległego terenu wałem ziemnym o wysokości 0,6–0,8 m nad terenem. Obszar między drogą a zbiornikiem należy zadrzewić.

6. MATERIAŁY GEOSYNTETYCZNE W URZĄDZENIACH WODNYCH

W inżynierii lądowej i wodnej materiały geosyntetyczne są obecnie powszechnie stosowane w celu polepszania cech i właściwości gruntów budowlanych, konstrukcji nasypów drogowych i kolejowych, korpusów zapór ziemnych i narzutowych, wałów przeciwpowodziowych i składowisk odpadów, a także innych budowli współpracujących z podłożem gruntowym. W literaturze technicznej spotyka się wiele nazw wyróżniających poszczególne ich rodzaje, ale najbardziej istotny jest podział geosyntetyków na: geotekstylia przepuszczające wodę oraz geomembrany, których zasadniczą cechą jest nieprzepuszczalność.

Geosyntetyki są zwykle wytwarzane w postaci materiałów rolowych o niewielkiej grubości (od kilku do kilkunastu milimetrów). Istotną cechą jest znikoma sztywność na zginanie (podatność), co odróżnia je od innych materiałów budowlanych znajdujących powszechne zastosowanie w geotechnice. Geosyntetyki zastosowano po raz pierwszy w roku 1956 podczas robót wzmacniających i ochraniających skutecznie obszary u wybrzeży Holandii, dotknięte wielką powodzią sztormową w roku 1953.

W procesach projektowania, realizacji i eksploatacji obiektów inżynierskich ważne są szczególnie problemy geotechniczne, ponieważ wszystkie te obiekty posadowione są na podłożu gruntowym lub skalnym albo też zbudowane pod powierzchnią ziemi. Zastosowanie geosyntetyków umożliwia niekiedy rozwiązanie trudnych problemów związanych ze statecznością i nośnością podłoża, filtracją i odwodnieniem, uszczelnieniem konstrukcji i podłoża, wypłukiwaniem jego drobnych frakcji (sufozja) itd.

Geotekstylia, które są przepuszczalne dla wody, można podzielić na cztery zasadnicze grupy, odpowiadające następującym funkcjom:

- drenaż odwadniający w płaszczyźnie materiału,
- filtracja w kierunku poprzecznym do powierzchni materiału,
- separacja poszczególnych warstw gruntu,
- zbrojenie gruntu materiałem odpornym na korozję.

W konkretnych rozwiązaniach konstrukcyjnych można łączyć poszczególne funkcje, np. geowłóknina może jednocześnie służyć jako drenaż odwadniający i jako warstwa separująca obszary gruntu o różnym uziarnieniu lub też jednocześnie jako wzmocnienie podłoża gruntowego. Łączenie różnych funkcji zależy od inwencji konstruktora.

Druga grupa geosyntetyków to geomembrany. Ich główną funkcją jest stworzenie ekranu ograniczającego przepływ cieczy i gazów. Z reguły są one szczelne, odpowiednio wytrzymałe i trwałe. Krajowy przemysł wytwarza obecnie w szerokim asortymencie geosyntetyki dla budownictwa, skutecznie konkurujące z materiałami sprowadzanymi z zagranicy.

Dynamiczny rozwój produkcji tworzyw polimerycznych i ich zalety umożliwiły szerokie zastosowanie tych nowych materiałów w różnych dziedzinach budownictwa. Geosyntetyki opisano bardzo wyczerpująco w pracy [36] pod kątem praktycznego ich zastosowania, z uwzględnieniem najnowszych wyników badań technologicznych i praktycznych doświadczeń oraz rozwiązań konstrukcyjnych.

6.1. RODZAJE MATERIAŁÓW

Dynamiczny rozwój tworzyw polimerycznych i ich zalety spowodowały, że szeroko się je stosuje w różnych konstrukcjach inżynierskich. Aktualnie tworzywa polimeryczne osiągają coraz lepsze właściwości fizyczne, mechaniczne i hydrauliczne, dzięki temu znajdują większe zastosowanie w inżynierii drogowej, wodnej, melioracyjnej, sanitarnej i w geotechnice.

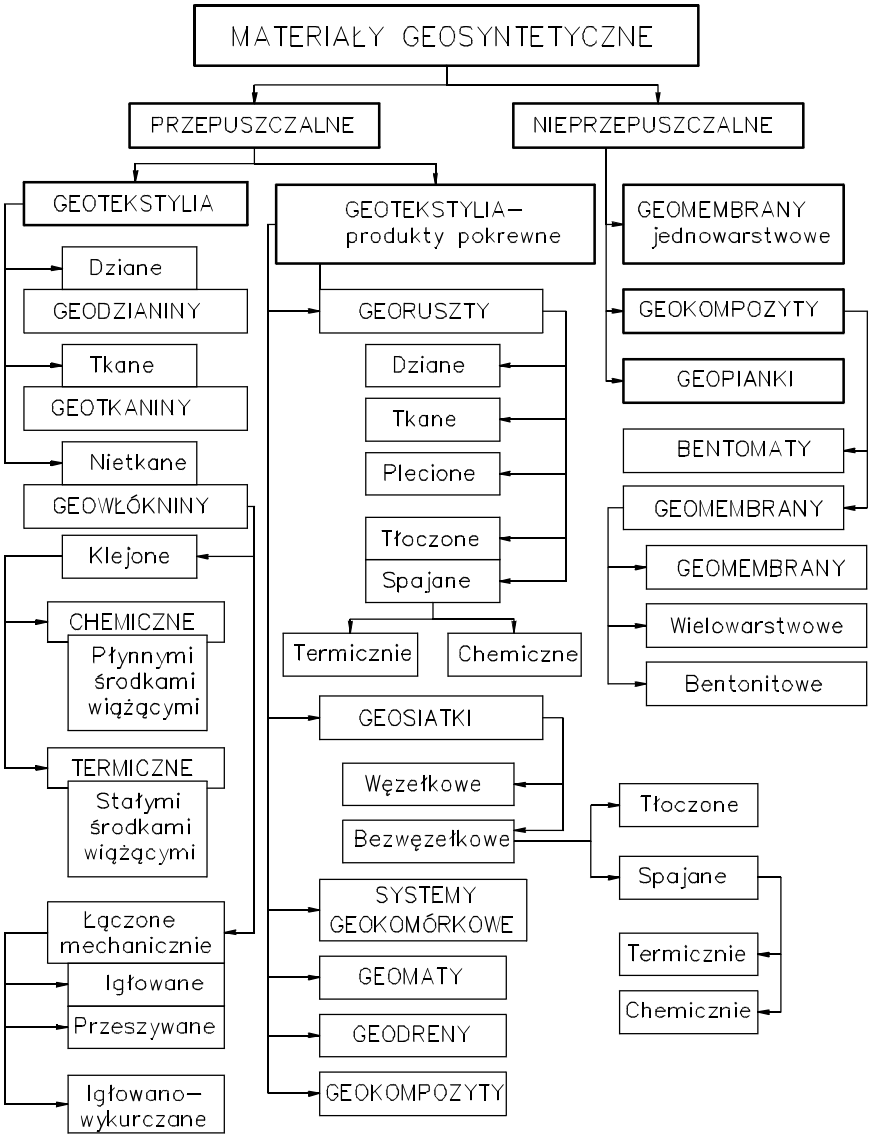
Tworzywa polimeryczne obejmują dużą grupę materiałów, których głównym składnikiem są naturalne lub sztuczne związki wielkocząsteczkowe, zwane polimerami. Otrzymuje się je przez chemiczne zmodyfikowanie produktów pochodzenia naturalnego lub przez syntezę z surowców chemicznej przeróbki węgla, ropy naftowej oraz gazu ziemnego.

6.2. RODZAJE TWORZYW SZTUCZNYCH

Ze względu na zachowanie się tworzyw sztucznych na skutek zmian temperatury oraz charakter utwardzenia dzielimy je na dwie grupy: duroplasty (tworzywa utwardzalne) i termoplasty (inaczej plastomery – tworzywa termoplastyczne). Ogólny podział tworzyw polimerycznych przedstawiono na rys. 6.1.

6.3. OGÓLNY PODZIAŁ GEOSYNTETYKÓW

Materiały tekstylne używane w kontakcie z gruntami i skałami określa się pojęciem „geotekstylia”. Terminy: angielski *geotextile* i francuski *géotextil* są powszechnie przyjęte w normach i publikacjach oraz zaakceptowane przez międzynarodowe organizacje inżynierskie. Nazwy polskie: geowłóknina, geotkanina, geodzianina, geosiatka itd., obejmujące powszechnie stosowane w technice budowlanej materiały przemysłu tekstylnego, wskazują na ich związek znaczeniowy z ziemią (skorupą ziemską). Obowiązująca obecnie w kraju norma PN-1SO 10318 [1993] (tłumaczenie oficjalnej wersji językowej Normy Międzynarodowej ISO 10318:1990) definiuje (bardzo ogólnie) tylko i wyłącznie terminy dotyczące produktów geotekstylnych i im pokrewnych.



Rys. 6.1. Podział materiałów geosyntetycznych

W praktyce inżynierskiej stosuje się wiele różnych typów produktów geosyntetycznych, najczęściej klasyfikowanych z punktu widzenia spełnianych funkcji, zadań, zastosowanych surowców, przeznaczenia, technologii produkcji. Jako podstawowe kryterium klasyfikacji produktów geosyntetycznych przyjęto ich zdolność do przepuszczania substancji ciekłych (płynnych i gazowych). Geotekstylia i produkty pokrewne geotekstyliom są tworzywami polimerycznymi przepuszczalnymi, a geomembrany jednowarstwowe, geokompozyty i geopianki – nieprzepuszczalnymi.

Najliczniejszą grupę geosyntetyków stosowanych w praktyce inżynierskiej stanowią geotekstylia tkane i nietkane.

6.4. GEOSYNTETYKI PRZEPUSZCZALNE

Geodzianiny. Geodzianiny są to wyroby włókiennicze powstałe w procesie dzianiа z jednej (monofiła) lub wielu nitek (przędzy, multifili), uformowanych w łączące się ze sobą oczka w odpowiednim splocie dziewiarskim. Morfologia dzianin o splotach podstawowych sprowadza się w zasadzie do geometrii pojedynczego oczka, z których składa się dzianina. Wymiary oczek mogą się zmieniać w pewnym zakresie w wyniku stosowania przędzy (monofili, multifili) o różnych właściwościach mechanicznych, doboru parametrów technologicznych dziania, jak również na skutek oddziaływania zewnętrznych sił rozciągających na wytworzoną już dzianinę (jednakowa wytrzymałość w obu kierunkach). Charakteryzują się one dużą odkształcalnością, połączoną często z niewielką zdolnością powrotu do stanu pierwotnego kształtu po odjęciu zarówno jednokierunkowych, jak i wielokierunkowych sił rozciągających.

Geotkaniny. Geotkaniny są typowym przykładem geotekstyliów tkanych. Zbudowane są z dwóch układów włókien krzyżujących się pod kątem prostym. Mają widoczne i wymierne pory, powstałe w wyniku tkania. Konstrukcję geotkanin charakteryzuje rodzaj splotu oraz wymiar oczek. Z uwagi na wymóg stałości kształtu i wymiaru porów pod wpływem obciążeń zewnętrznych najbardziej korzystny jest splot płócienny. Geotkaniny zbrojone uzyskuje się w wyniku impregnacji pojedynczych włókien lub nakładania powłoki na geotkaninę. W przypadku impregnacji poszczególnych włókien uzyskuje się geotkaninę o otwartej strukturze, co jest szczególnie ważne dla zapewnienia wodoprzepuszczalności.

Geowłókniny. Geowłókniny są płaskimi, nietkanymi wyrobami tekstylnymi, wytworzonymi metodą klejenia (chemicznie lub termicznie) lub mechanicznego łączenia (igłowania lub przeszywania) luźnego układu (w postaci runka) wysoko spolimeryzowanych włókien syntetycznych. Charakterystyczną i unikatową cechą tych tworzyw, niespotykaną dotychczas w przyrodzie, jest połączenie w jednym materiale właściwości hydraulicznych mineralnego filtru lub drenażu z dużą wytrzymałością na rozciąganie. Ta właśnie cecha, bardziej niż inne, zdecydowała o szerokim wprowadzeniu geowłóknin do techniki budowlanej.

O dynamicznym rozwoju technologii wytwarzania geowłóknin zdecydowały:

- możliwość wykorzystania surowców włókienniczych o stosunkowo niewielkich przydatnościach przędnych,
- prostota cyklu produkcyjnego, który wymaga znikomej liczby maszyn,
- bardzo duża wydajność zespołów do produkcji geowłóknin klejonych, igłowanych i przeszywanych.

Geowłókniny klejone

Geowłókniny klejone chemicznie. Znaczna część geowłóknin klejonych jest wykonywana przy użyciu płynnych środków wiążących, najczęściej polimerów organicznych (kauczuki syntetyczne i polimery akrylowe), charakteryzujących się określoną temperaturą mięknięcia i płynięcia.

Geowłókniny klejone termicznie. Sposób łączenia włókien w runie stałymi środkami wiążącymi zależy od rodzaju zastosowanego środka wiążącego, nadającego geowłókninie ostateczne właściwości. Są nimi tworzywa termoplastyczne.

Geowłókniny łączone mechanicznie

Geowłókniny igłowe. Geowłókniny łączone mechanicznie przez igłowanie i przeszywanie są produktami nowoczesnych technologii, spośród których największe zastosowanie w technice budowlanej znalazły geowłókniny igłowane. Proces tworzenia geowłókniny igłowanej polega na przekłuwaniu runa igłami. Igły mają różnego rodzaju nacięcia, które w momencie przekłuwania warstwy włókien pociągają za sobą ich część. Po wycofaniu igieł włókna te pozostają w układzie poprzecznym do zasadniczego kierunku włókien, wiążąc ze sobą całość runa.

W celu zwiększenia wytrzymałości geowłókniny na rozrywanie stosuje się podkładkę z geotkaniny lub geosiatki, która podlega przeigłowaniu wraz z runem.

Geowłókniny przeszywane. Geowłókniny przeszywane powstają z włókien uformowanych w runo i odpowiednio przeszytych szwami stosowanymi w konfekcjonowaniu dzianin. Surowiec po zmieszaniu, zgrzebleniu i uformowaniu w runo na aparacie krzyżującym przeszywa się przędzą lub włóknem.

Georuszty. Georuszty są to bardzo wytrzymałe (elastyczne lub półsztywne) produkty geosyntetyczne z dużymi otworami (szczelinami), stosowane głównie jako wzmocnienie niestabilnych (słabych) gruntów, skał i składowanych odpadów. Stosowane są wszędzie tam, gdzie zachodzi potrzeba zwiększenia wytrzymałości gruntu na ścinanie (konstrukcje stromych zboczy, nasypy ziemne) lub posadowienia konstrukcji inżynierskich na słabym podłożu. Do tych celów mogą być wykorzystane georuszty dziane, tkane, plecione, tłoczone i spajane.

Geosiatki. Geosiatka jest płaską, polimeryczną strukturą składającą się z regularnej i bardzo gęstej sieci włókien (multifilowych, tasiemkowych lub grubych wytłaczanych monofili) przecinających się pod stałym kątem.

Geomaty. Geomaty stanowią obszerną i odrębną grupę produktów stosowanych w inżynierii budowlano-wodnej. Są przestrzenną i przepuszczalną strukturą polimeryczną, wytworzoną z gęsto splecionych i połączonych między sobą termicznie lub chemicznie ciągłych włókien (cienkich monofili), stosowaną jako warstwa chroniąca strome skarpy przed erozją powierzchniową. Na wypełnionej humusem z nasionami geomacie rozwijają się rośliny, których system korzeniowy wzmacnia i dodatkowo przytwierdza ją do podłoża. Podobną rolę spełniają produkowane poza miejscem

wbudowania dywany trawiaste wzmocnione geowłókninami. Są to trwałe systemy umocnienia powierzchniowego, w przeciwieństwie do geomat wytworzonych z włókien biodegradujących się (juta, włókna kokosowe, wełna, bawełna, len). Geomata biodegradująca się spełnia swoją funkcję ochronną w pierwszym roku po jej wbudowaniu. W tym czasie rozwija się system korzeniowy roślin, wiąże podłoże i tworzy zwartą darń, a włókna naturalne po roku zaczynają ulegać rozkładowi. Podobną rolę spełniają przykryte cienką warstwą humusu biowłókniny, wytwarzane z włókien naturalnych z wprowadzonymi do ich wnętrza podczas produkcji (igłowanie, przeszywanie) nasionami mieszanek traw. Geomaty stosuje się także do ochrony środowiska przed toksycznym pyleniem hałd odpadów (popiołów) kopalń węgla, hut i elektrociepłowni.

Geodreny. Geodreny są typowym przedstawicielem geokompozytów przepuszczalnych, które ze względu na szerokie zastosowanie i pełnione funkcje drenażowe w każdej prawie konstrukcji inżynierskiej zostały wydzielone z tej grupy.

Geodren jest to fabrycznie wytworzona, przestrzenna struktura jedno- lub dwustronnie przepuszczalna. Składa się z geordzenia (geosiatki, geokraty, geomembrany z tłoczonymi kapsułkami), obłożonego (pokrytego) z jednej strony lub obu stron (owiniętego) polimerycznym materiałem filtracyjnym (geowłóknina, geotkanina), przeznaczonym do zbierania i transportu płynów lub gazów.

Geodreny podzielono na pionowe i poziome (zwane dalej geodrenami, bez względu na sposób ułożenia – pionowo, poziomo lub skośnie). Geodren pionowy jest to długi (ciągły), specjalnie ukształtowany geordzeń (o szerokości ok. 0,1 m), owinięty materiałem filtracyjnym (papier, geowłóknina, geotkanina), wprowadzany specjalnymi maszynami pionowo w grunt na znaczną głębokość w celu przyspieszenia konsolidacji podłoża pod konstrukcjami inżynierskimi.

6.5. GEOSYNTETYKI NIEPRZEPUSZCZALNE

Geomembrany jednowarstwowe. Geomembrana jest to cienki, giętki i ciągły, nieprzezroczysty (skutek napełnienia) i zasadniczo nieprzepuszczalny dla substancji płynnych i gazów produkt syntetyczny lub bitumiczny w postaci wstęg lub arkuszy, złożony z jednej lub kilku warstw o łącznej grubości powyżej 1 mm. Cieńsze produkty syntetyczne o wyżej wymienionych cechach, ale przezroczyste, przeświecające lub nieprzezroczyste, bezbarwne lub barwione, noszą nazwę folii (łac. *folium* – liść).

Geomembrany wykonuje się z następujących grup surowcowych: ***elastomery*** – gumy termoplastyczne, ***plastomery*** oraz geomembrany ***polimerowo-bitumiczne i bitumiczne*** (asfalt). Najliczniejszą grupę geosyntetyków nieprzepuszczalnych stosowanych w praktyce inżynierskiej stanowią geomembrany produkowane z polietylenu o dużej gęstości.

Ze względu na sposób wykończenia wyróżniamy geomembrany o powierzchni:

- obustronnie gładkiej,

- obustronnie chropowatej,
- przemiennie gładkiej i chropowatej,
- przemiennie profilowanej (moletowanej) i gładkiej lub chropowatej.

Geomembrany chropowate natomiast otrzymuje się w procesie gorącego natryskania na powierzchnie gładkie drobnych włókien syntetycznych.

Geokompozyty

Bentomaty. Bentomata (często nazywana Geosyntetyczną Wykładziną Iłową – GWI) jest fabrycznie zmontowanym geokompozytem o bardzo małej przepuszczalności w postaci zmielonego bentonitu sodowego (rzadziej wapniowego), wprowadzonego między geotekstylia przepuszczalne (geowłókniny, geotkaniny). Stosowana jest jako bariera dla płynów, głównie w składowiskach odpadów komunalnych i przemysłowych. Grubość bentomat waha się w granicach od 4 do 7 mm.

Bentonit jest skałą ilastą, pochodzącą z przeobrażenia (bentonizacji) szkliwa wulkanicznego w minerały ilaste, głównie montmorillonit i pakiety mieszane montmorillonit/illit. Zależnie od kationu występującego na pozycjach wymiennych w montmorillonicie wyróżnia się Na-bentonit (bentonit sodowy) i Ca-bentonit (bentonit wapniowy). Bentonity odznaczają się silnymi własnościami adsorpcyjnymi i zdolnością wymiany jonów oraz łatwo pęcznieją w obecności płynów (woda, odcieki), tworząc praktycznie nieprzepuszczalny ekran ($k \leq 5 \cdot 10^{-11}$ m/s).

Z połączenia geotekstyliów przepuszczalnych lub geomembran z bentonitem powstaje geokompozyt o właściwościach samouszczelniających w przypadku wystąpienia miejscowych przebić.

Geomembrany wielowarstwowe. Następną grupę geokompozytów nieprzepuszczalnych stanowią geomembrany wielowarstwowe, otrzymywane w wyniku kalandrowania dwojącego, polegającego na łączeniu kilku pasm lub arkuszy z materiałów wysokopolimerycznych. Przez szczelinę między walcami kalandra jednokrotnie przepuszcza się równocześnie dwa lub trzy pasma produktów geosyntetycznych, które wskutek ogrzania i nacisku walców zostają połączone w pasmo lub arkusz o większej grubości.

Geomembrany wielowarstwowe mogą mieć powierzchnię gładką, chropowatą lub profilowaną (tłoczoną). Jednostronne dodanie do geomembrany geotkaniny lub geosiatki poprawia parametry wytrzymałościowe. To samo uzyskuje się po wprowadzeniu warstwy przenoszącej naprężenia rozciągające (geotkanina, geosiatka) między dwie warstwy geomembran o takim samym lub różnym składzie.

6.6. DOBÓR GEOTEKSTYLIÓW NA FILTRY ODWROTNE

Współcześnie stosowane geotekstylia wodoprzepuszczalne (geowłóknina, geotkanina) znakomicie zastępują powszechnie dotychczas stosowane filtry odwrotne, wykonywane z mieszanek kruszyw mineralnych (żwiry, pospółki, piaski).

Szeroki asortyment geotekstyliów dostępnych na naszym rynku pozwala spełnić wymagania techniczne dla prawie każdych warunków gruntowych i wodnych. Stosowanie geowłóknin i geotkanin w robotach odwadniających w znaczny sposób je ułatwia, jednocześnie upraszcza, skracając czas i obniżając koszty realizacji inwestycji. Na przykład na 1 m^2 mineralnych filtrów odwrotnych o grubości warstwy ok. 30 cm potrzeba ok. 700 kg kruszywa, a zastępuje je geowłóknina o powierzchni 1 m^2 i wadze ok. 1 kg.

Prawidłowe działanie systemów odwadniających w procesie filtracji wody i wprowadzania jej do przewodów drenażowych sprowadza się do spełnienia trzech podstawowych kryteriów:

1. Warunek pierwszy dotyczy odporności gruntu i geotekstyliów na przenikanie (zatrzymywanie) części spławialnych do przewodów odwodnieniowych. Kryterium główne dla drenażu

$$\frac{O_{95}}{d_{85}} \leq (2-3)$$

gdzie: O_{95} – średnica porów geotekstyliów, których zawartość wraz z mniejszymi wynosi 95% mm,

d_{85} – średnica ziaren gruntu, których zawartość wraz z mniejszymi wynosi 85% mm.

2. Warunek drugi dotyczy wodoprzepuszczalności geotekstyliów. Wymaga się, aby geowłókniny posiadały wodoprzepuszczalność k_f dziesięciokrotnie większą od najniższej wodoprzepuszczalności gruntu chronionego k_g

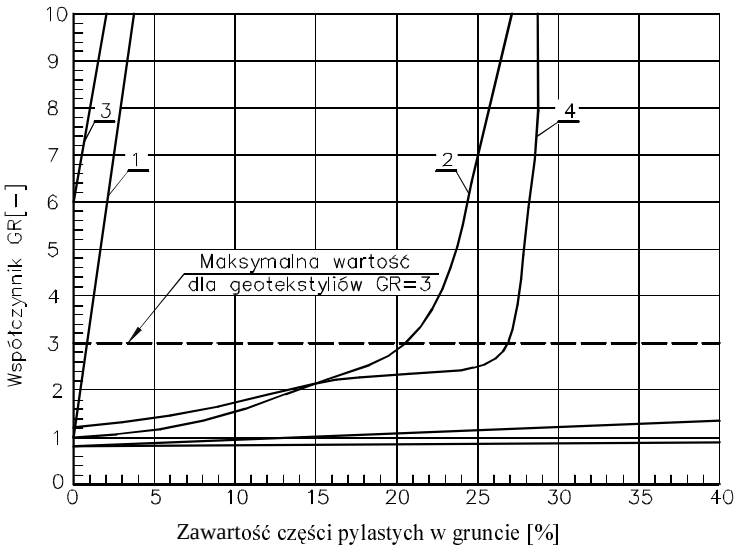
$$k_f \geq 10\, k_g$$

Spełnienie tego kryterium jest stosunkowo łatwe, ponieważ większość geotekstyliów ma wodoprzepuszczalność rzędu $k_f \cong 0{,}2$ cm/s, podczas gdy grunty piaszczyste charakteryzują się zwykle wodoprzepuszczalnością ok. $k_g \cong 0{,}001$ cm/s.

3. Trzecim warunkiem jest tak zwany współczynnik proporcjonalności spadku (*Gradient Ralio*), oznaczony przez *GR*. Współczynnik ten nie powinien przekraczać wartości:

$$GR \leq 3{,}0$$

Dla łatwiejszego doboru geotekstyliów należy korzystać z nomogramu (rys. 6.2). Jak wynika z wykresu, dwa typy geotekstyliów – geowłókniny zgrzewane i geotkaniny z włókien tasiemkowych, kolmatują się cząsteczkami pylastymi zawartymi w gruncie chronionym.



Rys. 6.2. Odporność geotekstyliów na kolmatację
(zatykanie się) cząstkami pylastymi gruntu

6.7. PRZEWODY DRENAŻOWE I KANALIZACYJNE

Materiały, z których buduje się przewody drenażowe i kanalizacyjne powinny charakteryzować się;

- odpowiednią wytrzymałością na ściskanie pod wpływem obciążenia wewnętrznego,
- dużą odpornością na ścieranie występujące wskutek wleczenia przez wodę drobnych kruszyw mineralnych – szczególnie w przewodach deszczowych,
- małym współczynnikiem szorstkości, którym charakteryzują się szczególnie rury z geotekstyliów (PP, PE, HDPE) służące do odprowadzania wód opadowych,
- małą odpornością i dużą wodoszczelnością,
- dużą odpornością na działanie wód korozyjnych.

Wymienionym warunkom współcześnie w dużym stopniu odpowiadają stosowane do budowy sieci drenażowych i wód opadowych rury z tworzyw sztucznych – z polipropylenu (PP), poliesteru (PE), a także z polietylenu wysokiej gęstości (HDPE). Zaletą opisanych przewodów jest ich długość – znacznie bowiem zmniejsza to liczbę połączeń uszczelniających, zdecydowanie obniżając koszty budowy i czas realizacji.

Rury dwuścienne drenarskie – zbudowane z dwóch zespolonych w procesie technologicznym warstw materiału. Idealnie gładka ściana wewnętrzna rury umożli-

wia swobodny grawitacyjny przepływ wody. Karbowana ściana zewnętrzna rury gwarantuje jej wysoką wytrzymałość.

Przewody drenarskie dwuścienne ze wzgledu na dużą wytrzymałość zaleca się stosować w odwodnieniach autostrad, dróg szybkiego ruchu, parkingów na szlakach komunikacyjnych, a także w systemach odwadniających wysypisk śmieci i składowisk odpadów przemysłowych.

Rury dwuścienne z PP lub PF perforowane na całym obwodzie

średnica wewnętrzna [mm]	średnica zewnętrzna [mm]	powierzchnia szczelin [mm^2/mb]
100	110	4200
125	150	3000
150	180	2400
200	235	3000
225	260	9600
300	350	8000

W instalacji sieci odwadniającej należy stosować elastyczne złącza uniwersalne o średnicach: 110–125, 135–150, 170–185, 180–195, 220–225 i 260–275, a także reduktory elastyczne o średnicach: 100–115, 160–180, 180–205, 240–285.

Rury bezkielichowe drenażowe perforowane z PCV – HDPE
kolor: biały z dwoma paskami czarnymi, wewnątrz czarne

średnica d_z/d_w [mm]	długość [mm]	powierzchnia otworów [cm^2/m]
110/95	6000	–
160/138		21,0–60,0
200/172		16,8–48,0
250/215		14,0–40,0
315/272		12,6–36,0

Rury są dostarczane z zainstalowaną złączką dwukielichową bez uszczelki przez firmę „Uponor".

Firma ACO-FRÄNKISCHE oferuje kompletne elementy odwodnienia opaskowego dla budownictwa, składającego się z:

- rur sączących ujmujących i zbierających wodę,
- studzienek kontrolnych stosowanych też na zmianach kierunków,
- kształtki (kolana, trójniki, mufy, zaślepki),
- warstwy drenującej,
- warstwy filtracyjnej,
- szybów napowietrzająco-drenujących.

Rura drenażowa stanowi tylko część konstrukcji systemu; wykonana jest z PCV w kolorze pomarańczowym, w odcinkach o długości 2,5 m, z nasadzoną mufą łączącą. Posiada ona 12 rzędów otworów wlotowych dla odbioru wody, o łącznej powierzchni 80 cm^2/mb. Są one produkowane o średnicach; 100, 125, 160 i 200 mm.

Ceramiczne rurki drenarskie są używane do wykonywania drenarskich systemów odwadniających w rolnictwie i mogą mieć postać: rurek wypalanych z gliny lub kamionkowych perforowanych. Ceramiczna rurka drenarska wypalana z gliny ma wewnątrz kształt cylindryczny, z zewnątrz natomiast kształt: walca, graniastosłupa równobocznego lub dwunastobocznego. Ich wymiary przedstawiają się następująco:

Wymiary ceramicznych rurek drenarskich

średnica [mm]	długość rurki [mm]	grubość ścianki [mm]
50	330	8–13
62,5		9–14
75		10–16
100		12–18
125		13–20
150		15–22
175		17–25
200		19–28

Rurki kamionkowe perforowane są produkowane z wysokogatunkowych glin, mają szklistą powłokę, są stosunkowo gładkie, odporne na działanie korozyjnych wód podziemnych.

Wymiary kamionkowych rur perforowanych

liczba otworów ϕ 15–20 mm w połowie obwodu	średnica [mm]	długość [mm]	grubość ścianki [mm]
6	100	600–1250	15–17
8	150	1000–1500	18–21
10	200		20–23
12	250		22–26
14	300		25–29

Przewody kanalizacji deszczowej – do budowy sieci kanalizacji deszczowej grawitacyjnej firma UPONAL ULTRA proponuje przewody rurowe kielichowe z PCV w zakresie średnic 160–560 mm w klasie sztywności obwodowej 8 kN/m^2. Rura ma powierzchnię żebrowaną zewnętrzną i gładką powierzchnię wewnętrzną. Zadaniem żeber jest zapewnienie jej zwiększonej wytrzymałości.

Przewody z tworzyw eliminują stosowane dotychczas rury betonowe, kamionkowe, a także żeliwne. Żywotność rur ze względu na ścieranie jest przedłużona przez celowe zwiększenie grubości ścianki. W Polsce przewody „Uponal Ultra" uzyskały aprobatę techniczną wydaną przez Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Techniki Instalacyjnej, a także aprobatę techniczną wydaną przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie.

6.8. PRZEWODY PRZEPUSTÓW

Przepusty rurowe z materiałów geosyntetycznych.

Tabela 6.1. Przepusty rurowe dwuścienne z polipropylenu PP-ny „POLYPIPE”

Średnica przewodu d_w [mm]	500	600	750	900	1050
wewnętrzna d_z [mm] zewnętrzna	550	680	870	1025	1200
Powierzchnia przekroju F [m^2]	0,1963	0,2827	0,4417	0,6361	0,8659

Uwaga: Rury dwuwarstwowe składają się z dwóch zespolonych w procesie technologicznym warstw. Idealnie gładka ściana wewnętrzna umożliwia swobodny grawitacyjny przepływ wody. Karbowana ściana zewnętrzna gwarantuje wysoką wytrzymałość przewodu.

Końcówki bose rur PP zaleca się łączyć szczelnymi elastycznymi złączami uniwersalnymi.

Tabela 6.2. Przepusty rurowe bezkielichowe z HDPE
(polietylen wysokiej gęstości), firmy Uponor

Średnica przewodu d_w [mm] wewnętrzna	400	500	600
d_z [mm] zewnętrzna	450	560	670
Powierzchnia przekroju F [m^2]	0,1256	0,1963	0,2827

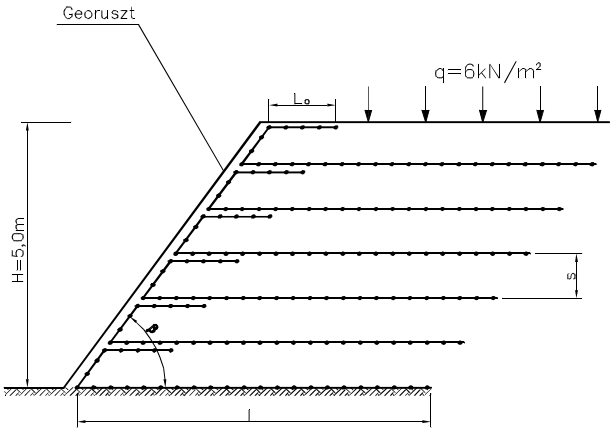
Połączenia odcinków przewodów wykonać za pomocą złączki dwukielichowej d_z = 450, 560, 670 mm.

Tabela 6.3. Przepusty rurowe betonowe

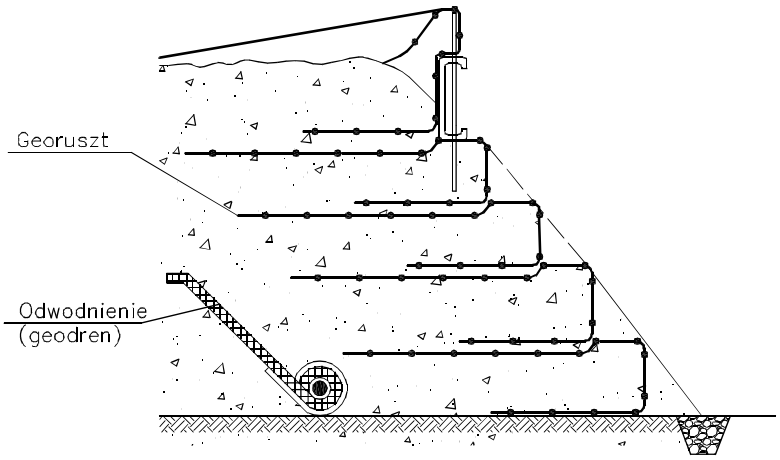
Średnica d [mm]	600	800	1000	1250	1500
Powierzchnia przekroju F [m^2]	0,2827	0,5026	0,7854	1,247	1,767
Natężenie przepływu Q [m^3/s]	0,80	1,4	2,8	4,4	6,4
Wysokość nad rurą [m.] wg [30] maksymalna	2,3	4,1	8,0	8,4	8,6
minimalna	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

6.9. PRZYKŁADY ZASTOSOWAŃ GEOSYNTETYKÓW

Georuszty znajdują zastosowanie wzmacniające w stromych i wysokich zboczach, a także wysokich nasypów ziemnych i w niezbyt wysokich ścianach oporowych wykonanych z miejscowych gruntów, dla naziomu obciążonego do q – 6,0 kN/m^2. Przykład podano na rysunku 6.3 i 6.4.



Rys. 6.3. Konstrukcja ściany oporowej wzmocnionej georusztem



Rys. 6.4. Zastosowanie georusztu jednokierunkowego przy wzmacnianiu stromego zbocza

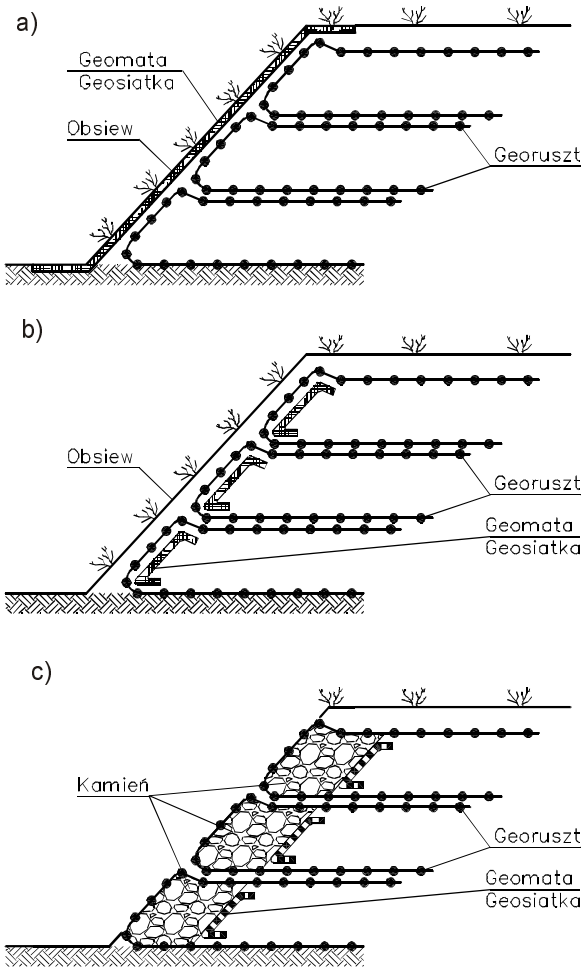
Tabela 6.4. Przepusty prostokątne z elementów żelbetowych

Wymiary w świetle i przekrój	Wysokość nasypu nad przepustem [m]	Grubość ścianek		Objętość betonu w jednym elemencie na 1 mb [m^2]	Zdolność przepustowa Q_{max} [m^3/s]
		bocznych [cm]	górnych i dolnych [cm]		
1,0 × 1,25m F = 1,25m^2	5,0 10,0	10 10	11 14	0,56 0,63	2,95
1,25 × 1,50m F = 1,875m^2	5,0 10,0	10 11	13 17	0,72 0,87	5,76
1,50 × 2,0 m F = 3,0 m^2	5,0 10,0	11 13	16 20	1,07 1,31	12,75
2,0 × 2,5 m F = 5,0 m^2	5,0 10,0	13 17	17 23	1,55 2,06	26,25

Budowa drogi w nasypie ułożonym na słabonośnym podłożu gruntowym wymagała wzmocnienia, co uzyskane zostało dzięki użyciu georusztów. Przykład rozwiązania prezentuje rysunek 6.8.

Główną funkcją geodrenów jest odwadnianie gruntu oraz odbiór gazu w składowiskach odpadów. Dzięki swoim własnościom hydraulicznym są one w stanie zastąpić tradycyjnie stosowane warstwy odwodnieniowe z piasku lub żwiru o grubości ok. 20–30 cm przy zachowaniu tych samych parametrów hydraulicznych.

Chętnie są stosowane w odwodnieniach nawierzchni gruntowych, nawierzchni dróg i parkingów, w odwodnieniach ścian fundamentowych i ścian oporowych, obiektów sportowych boisk i stadionów.

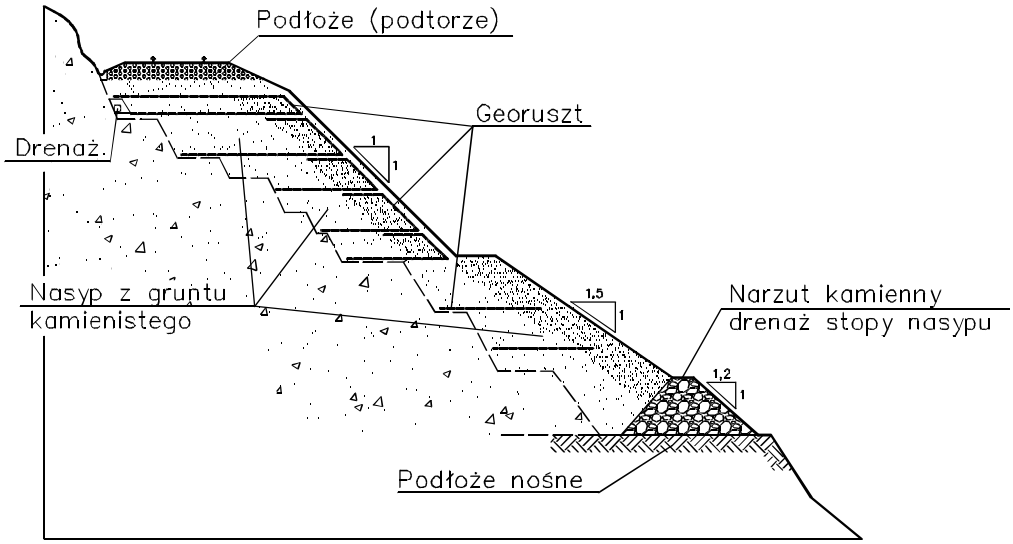


Rys. 6.5. Różne rodzaje zabezpieczeń przeciwerozyjnych stromych zboczy wzmocnionych georusztem, obejmujące: a) geomatą lub geosiatką przeciwerozyjną, b) wkładki z geomaty lub geosiatki przeciwerozyjnej, c) kamień oddzielony od gruntu geowłókniną lub geotkaniną

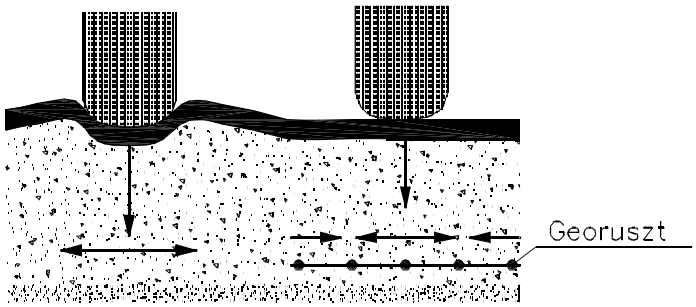
W geodrenie występuje grawitacyjny przepływ wody, a jego wielkość zależy od grubości geodrenu i jego spadku według wzoru

$$Q = (P - E)L \times 1 \text{ m} \quad [\text{m}^3/\text{s}/1 \text{ m szerokości}]$$

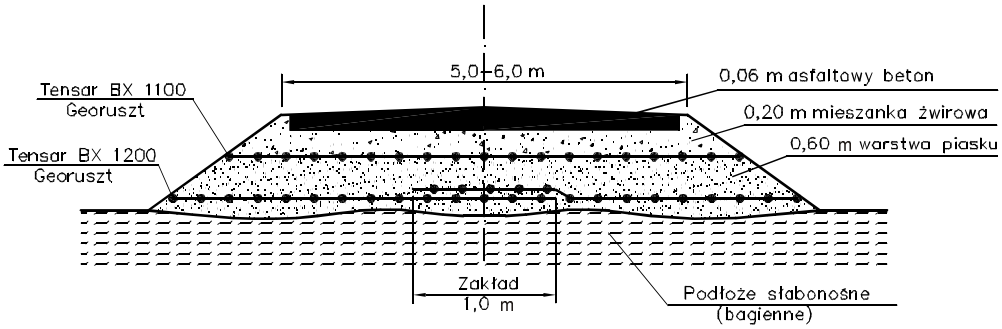
gdzie: P – wielkość średnich opadów rocznych, w $m^3/s/1m^2$ powierzchni gruntu,
E – wielkość rocznego parowania terenowego w $m^3/s/1m^2$ powierzchni gruntu, przyjmuje się $E \cong 0{,}65\ m^3/m^2$ h,
L – długość odwadnianego zbocza, m.



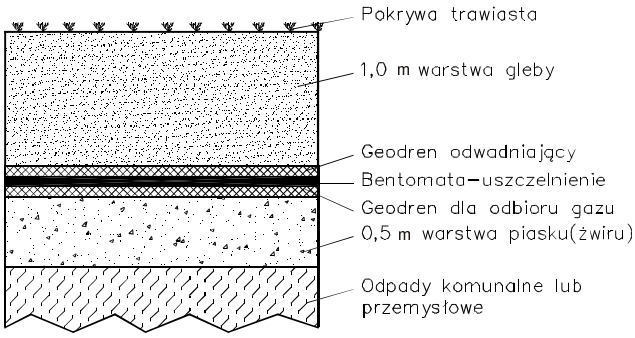
Rys. 6.6. Konstrukcja nasypu kolejowego na zboczu wzmocnionym georusztem



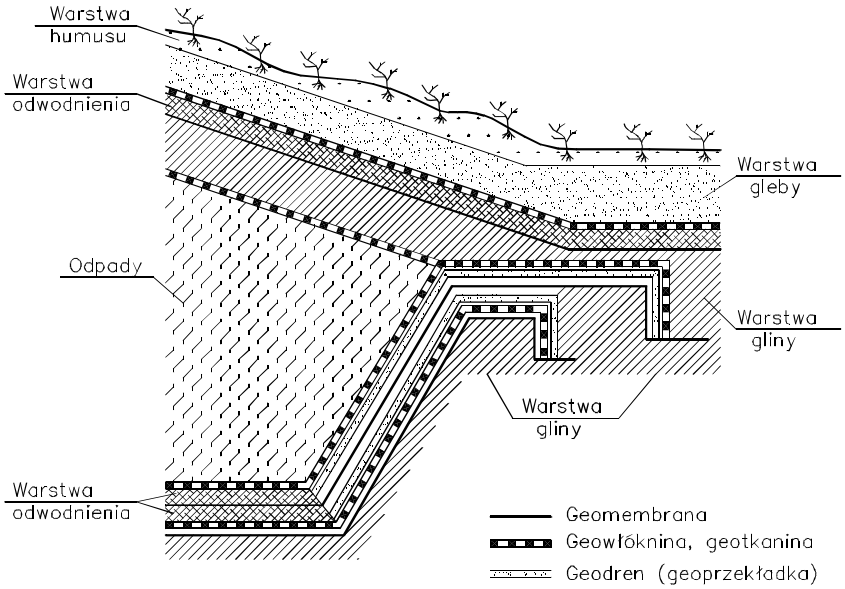
Rys. 6.7. Wzmocnienie podłoża drogi georusztem



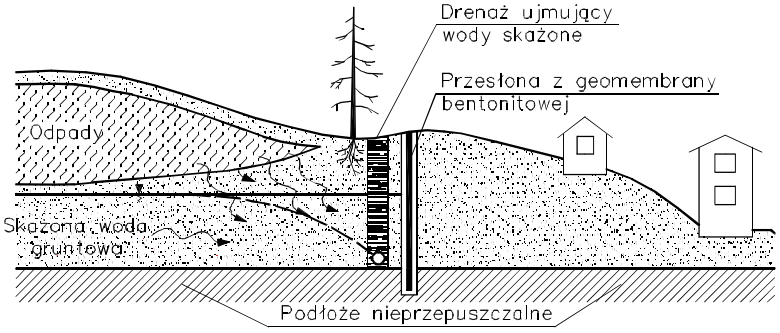
Rys. 6.8. Konstrukcja drogi na terenie bagiennym



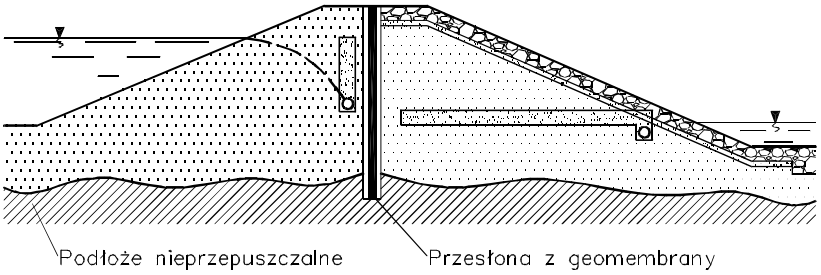
Rys. 6.9. Składowisko odpadów komunalnych w Michelshöhe w Turyngii



Rys. 6.10. Składowiska odpadów



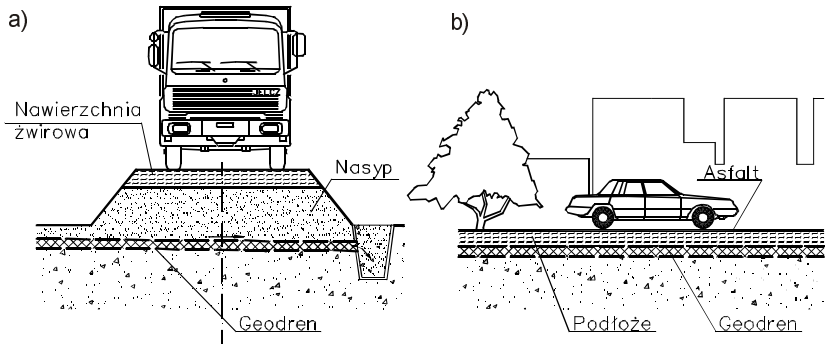
Rys. 6.11. Przechwycenie i ujęcie skażonych wód gruntowych
za pomocą przesłony z geomembrany i bentonitu



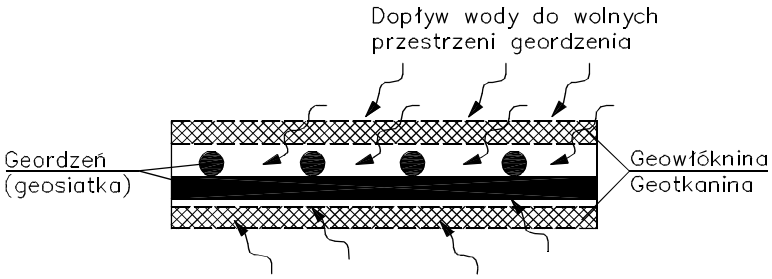
Rys. 6.12. Zastosowanie przesłony z geomembrany w konstrukcji rdzenia zapory ziemnej

6.10. GEODRENY W ODWODNIENIU DRÓG

Podstawową charakterystyką geodrenów jest ich znakomita zdolność hydrauliczna w zakresie przyjmowania wody z otaczającego gruntu, a także jej grawitacyjnego transportu zgodnie z zadanym spadkiem. Przepływ wody następuje w całej płaszczyźnie ułożonego geodrenu, podobnie jak w drenażach płytowych wykonanych z gruntów mineralnych.



Rys. 6.13. Zastosowanie geodrenów w odwodnieniach: a) dróg, b) parkingów



Rys. 6.14. Mechanizm działania geodrenu trójwarstwowego

Geodreny są chętnie stosowane do odwodnień podłoży gruntowych w obiektach komunikacyjnych. W celu szybkiego odprowadzenia wody z parkingu lub nawierzchni drogowej geodreny układane są płytko pod nawierzchnią, zwykle na głębokości ok. 30 cm. Należy zwrócić uwagę na to, że ich zdolność hydrauliczna jest wielokrotnie większa niż warstw filtracyjnych wykonanych z gruntów piaszczystych lub żwirowych.

Przykład zastosowania geodrenów w odwodnieniach dróg i parkingów podano na rys. 6.13, a mechanizm działania prefabrykowanego geodrenu trójwarstwowego przedstawiono na rys. 6.14.

7. UTRZYMANIE URZĄDZEŃ WODNYCH

Chcąc zapewnić trwałe działanie urządzeń odwadniających oraz uniknąć zawilgocenia i zalewania budynku z terenów, należy te urządzenia starannie konserwować i utrzymywać w dobrym stanie technicznym. Systematyczna konserwacja i kontrola jest tak niezbędna, jak w przypadku kanalizacyjnych systemów odwadniających. Wszelkie stwierdzone miejsca zapchania, a także nagromadzone w urządzeniach zanieczyszczenia, samouszczelnienia przewodów, a szczególnie przepustów o małych średnicach, należy uwolnić od śniegu i lodu, przywracając im pierwotną drożność. Konieczne jest także szybkie likwidowanie wszelkich uszkodzeń konstrukcji.

7.1. PRZEPRAWY MOSTOWE

Stale wzrastające zagrożenia powodziowe odnoszą się także do szlaków komunikacyjnych, które na terenach górskich i podgórskich z reguły biegną wzdłuż dolin i koryt rzecznych, a także przekraczają je stosownymi przeprawami mostowymi. Wzrost strat powodziowych, powstających po kolejnych wezbraniach wód, wynika z intensyfikacji życia gospodarczego, rozbudowy sieci komunikacyjnych i rozwoju transportu.

Największe szkody powodziowe, jakie zarejestrowano w raportach to: zniszczone lub uszkodzone budynki, drogi państwowe i lokalne, mosty i przepusty drogowe oraz kolejowe, nasypy i tory kolejowe, a także brzegi rzek i potoków w rejonie przepraw mostowych. Nieodzownym warunkiem zachowania trwałości budowli komunikacyjnych, w tym szczególnie przepraw mostowych, jest ich właściwe wykonanie i utrzymanie podczas wieloletniej eksploatacji, z uwzględnieniem zmiennych przepływów wody, transportu rumowiska wleczonego, spływu kry lodowej w okresie wiosennym, a także coraz częściej się pojawiających innych zanieczyszczeń pływających.

7.2. POWODZIE ZATOROWE ZAGROŻENIEM DLA BEZPIECZEŃSTWA RUCHU DROGOWEGO

Zadaniem sieci drogowej jest zapewnienie odpowiednich warunków ciągłego, bezpiecznego i sprawnego transportu. Ciągłość transportu wymaga utrzymania przejezdności dróg przez cały rok. Warunek ten nie zawsze jest jednak spełniony, szczególnie na odcinkach dróg, które przecinają małe rzeki i potoki górskie.

Można tu podać przykład skutków wezbrania powodziowego w zlewni rzeki Bystrzycy Dusznickiej w roku 1998, podczas którego utonęło dziewięć osób, a lokalna gospodarka poniosła znaczne straty materialne. Wskutek tego wezbrania zostało zniszczonych wiele przepustów i małych mostów, kładek dla pieszych, murów opo-

rowych i innych budowli regulacyjnych, a uszkodzone drogi i linie kolejowe utraciły przejezdność na długi czas. Główną przyczyną powodzi zatorowej była niedrożność urządzeń przeznaczonych do grawitacyjnego przepuszczania wody powodziowej. Niedrożność świateł przepustów i małych mostów spowodowana została spiętrzonymi w nadmiernych ilościach zanieczyszczeniami w postaci: gałęzi, liści, pni, desek, siana, słomy, zużytych opon, opakowań szklanych i foliowych, puszek i wleczonego rumowiska, przetransportowanych przez wody powodziowe z mocno zanieczyszczonych powierzchni dolin rzecznych i koryt. Tak znaczne ilości materiałów odpadowych wywołały trwały zator w przekroju koryta rzeki, który spowodował gwałtowne podniesienie się stanu wody w potoku, który w krótkim czasie osiągnął niweletę nawierzchni drogowej, zamieniając ją w przelew o szerokiej koronie. Przelewająca się nadzwyczajnie spiętrzona woda o dużej prędkości szybko rozmyła pobocze i korpus nasypu ziemnego, niszcząc konstrukcję nawierzchni, przerywając jednocześnie szlak komunikacyjny, a także zatapiając pobliskie tereny i zabudowania.

W procesie projektowania należy zapewnić korytom rzecznym stosowne wymiary, przekrój i spadek Powołane służby terenowe, odpowiedzialne za prawidłowe utrzymanie urządzeń wodnych, muszą zapewnić im grawitacyjny przepływ wód powodziowych w każdym momencie ich pojawienia się.

7.3. KANALIZACJA WÓD OPADOWYCH

Do systemu urządzeń wodnych niewątpliwie należą także sieci kanalizacji wód opadowych i wód drenażowych. Podstawową zasadą utrzymania tych sieci jest zapewnienie im drożności i ciągłego odpływu wód do odbiornika.

Podczas intensywnych opadów deszczu, szczególnie w dużych miastach, bardzo często dochodzi do podtopienia terenów zabudowanych na skutek niedrożności zanieczyszczonych wpustów ulicznych. Wymownym przykładem była lokalna powódź na niewielkim obszarze placu Grunwaldzkiego we Wrocławiu, w lipcu 1971 roku. W ciągu dwóch godzin na ten teren spadło 127 mm deszczu, podczas gdy w okresie od 1890 do 1970 roku, a więc w ciągu 80 lat, zanotowano najwyższy opad dobowy wynoszący tylko 108 mm.

Straty materialne tej lokalnej powodzi były znaczne: zalana w tej okolicy sieć energetyczna, telefoniczna, sieć ulic i linii tramwajowych, przerwany na kilka godzin główny szlak komunikacyjny w kierunku Łodzi i Warszawy. Podtopione zostały niżej położone mieszkania, restauracje i kawiarnie, garaże, a także piwnice w budynkach przy ul. Curie-Skłodowskiej. Główną przyczyną tej powodzi były niewątpliwie nadzwyczajne opady deszczu, ale także niedrożne z powodu nadmiernych zanieczyszczeń wpusty uliczne do kanalizacji ogólnospławnej.

7.4. ZIELEŃ PRZYDROŻNA

Współcześnie pas drogowy (droga szybkiego ruchu, autostrada) wyróżnia się nawierzchnią i pasami zieleni w postaci trawników, krzewów i drzew. Udział zieleni w pasie

drogowym wpływa na jego właściwości konstrukcyjne, estetyczne i ekologiczne, a także stanowi rezerwę terenu pod ewentualną modernizację szlaku drogowego [29].

Tabela 7.1. Udział zieleni w przekroju poprzecznym pasa drogowego w zależności od klasy drogi

Klasa drogi	Szerokość pasa drogowego [m]	Szerokość jezdni i poboczy [m]	Udział zieleni %
A,S	60–88	20,5–22,5	63–77
IGP	60	12–14	60–76
IIZ	22	9–12	45–59
L	19	8–10	49–56
D	15	7–8	46–53

Do jednych z wielu korzyści wynikających ze stosowania zieleni przydrożnych należy ochrona gruntów przed nadmiernym zawilgoceniem dzięki drenującemu działaniu systemów korzeniowych drzew i krzewów. Pas ten może także spełniać funkcję ochrony przeciwśnieżnej.

Trawniki stanowią zieleń typu niskiego i pokrywają z reguły powierzchnie pasa rozdziału ruchu na autostradach, a także nasypów i rowów odwadniających. Dużą zaletą tego typu zieleni jest to, że dobrze spełnia ona swoją rolę w miejscach o wymaganej dobrej widoczności, pod warunkiem jednak, że trawniki te są okresowo koszone. Utrzymanie zieleni wysokiej wymaga także nakładów na pielęgnowanie drzewostanów (przycinania, wymianę drzew chorych i nowych nasadzeń).

7.5. WARUNKI ATMOSFERYCZNE A PRZYCZEPNOŚĆ OPONY DO NAWIERZCHNI

Ruch samochodu jest możliwy tylko wówczas, gdy w kole napędzanym na styku opony z nawierzchnią drogową powstanie siła przyczepności. Od wielkości siły przyczepności zależy:

- wykorzystanie siły napędowej na obwodzie koła napędzającego,
- długość drogi hamowania,
- bezpieczeństwo ruchu.

Inaczej mówiąc, im większa jest siła przyczepności, tym lepiej jest wykorzystana moc silnika, jazda jest bezpieczniejsza, a hamulce działają pewnie. Miarą przyczepności jest współczynnik przyczepności φ, który wyraża stosunek siły U do obciążenia pionowego koła napędzanego P

$$\varphi = \frac{U}{P},$$

stąd siła przyczepności

$$U = \varphi P .$$

Wartość współczynnika przyczepności zależy od następujących czynników:

- warunków atmosferycznych
  - stopnia zawilgocenia nawierzchni drogowej,
  - grubości warstwy wody na jezdni,
  - śniegu na jezdni o różnej grubości,
  - gołoledzi (lodu) na nawierzchni;
- rodzaju ogumienia (twardość gumy)
  - głębokości bieżnika,
  - stanu technicznego opony;
- rodzaju nawierzchni drogowej
  - makrotekstury nawierzchni,
  - stanu technicznego jezdni,
  - stopnia jej zanieczyszczenia.

Wśród różnych czynników największy wpływ na wielkość przyczepności koła samochodu do nawierzchni drogowej mają warunki atmosferyczne, co potwierdzają wartości współczynnika przyczepności zestawione poniżej [19].

Współczynnik przyczepności

rodzaj nawierzchni drogowej	stan nawierzchni	
	sucha	mokra
Tłuczniowo-żwirowa	0,6–0,7	0,3–0,4
Brukowcowa	0,7–0,8	0,4–0,5
Bitumiczna	0,7–0,8	0,4
Beton cementowy, kostka kamienna	0,9–1,0	0,6–0,9
Nawierzchnia oblodzona	0,1–0,2	–
Nawierzchnia pokryta śniegiem	0,2–0,3	–

Szczególnie niebezpieczne dla ruchu drogowego są głębokie koleiny na mokrej jezdni, ponieważ są one wypełnione wodą, która nie ma możliwości odpłynięcia. W miarę wzrostu prędkości jazdy następuje przerwanie kontaktu opony z nawierzchnią drogową, a wówczas zachodzi zjawisko poślizgu (*aquaplaning*). W takim przypadku kierowca nie ma możliwości prowadzenia pojazdu i jego hamowania. Należy przypomnieć, że przy normalnym opadzie deszczu na nawierzchni powstaje warstwa wody o grubości ok. 1,0 mm, a podczas opadów nadzwyczajnych – odpowiednio więcej.

Spadek współczynnika przyczepności jest tym większy, im większa jest prędkość jazdy i grubość warstwy wody, która w głębokich koleinach może dochodzić do 40 mm. Z tego powodu należy dążyć do szybkiego odprowadzenia wody z nawierzchni, nadając jej wymagane spadki poprzeczne [19].

8. PRZEPISY PRAWNE DLA OBIEKTÓW KOMUNIKACYJNYCH

Obowiązujące obecnie ustawy „Prawo Budowlane” [45] i „Prawo Wodne” [46] dotyczą także obiektów komunikacji lądowej. Obejmują one zagadnienia tworzenia i zagospodarowania zasobów wodnych kraju. Zarządzanie zasobami wodnymi polega na ich prawidłowym wykorzystaniu, na ich ochronie i ochronie środowiska z nimi związanego. Roboty regulacyjne na rzekach i potokach wykonywane w rejonie przepraw mostowych służą głównie poprawie odpływu wody, ochronie gruntów nadbrzeżnych przed powodzią, a także zabezpieczeniem mostów, przepustów i budynków przed ich uszkodzeniem.

W szczególnych przypadkach, gdy istniejące mosty i przepusty są przyczyną istotnych przeszkód w odpływie wód powodziowych i lodów (zatory), organ administracji wodnej może żądać stosownej ich przebudowy. W razie konieczności odprowadzania wód nadmiernie zanieczyszczonych – pochodzących z opadów i roztopów – do rzek, potoków lub do gruntu przepisy wymagają zbudowania stosownych urządzeń oczyszczających, a projekty instalacji odwadniających wymagają uzgodnień z administracją wodną.

8.1. OBIEKTY DROGOWE

Aktualnie w naszym kraju w procesie projektowania drogowych obiektów inżynierskich (mosty i przepusty) obowiązuje Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej [47] wyznaczające warunki techniczne, jakim powinny odpowiadać te obiekty, a także określające przepływy miarodajne nazywane przepływami projektowymi Q_{maxp} dla mostów stałych i tymczasowych oraz dla przepustów drogowych i kolejowych. Przepływ projektowy stanowiący podstawę wymiarowania hydraulicznego obiektu należy obliczać zgodnie z danymi zawartymi w tabeli 8.1.

Tabela 8.1. Przepływ miarodajny dla drogowych obiektów inżynierskich (mosty i przepusty)

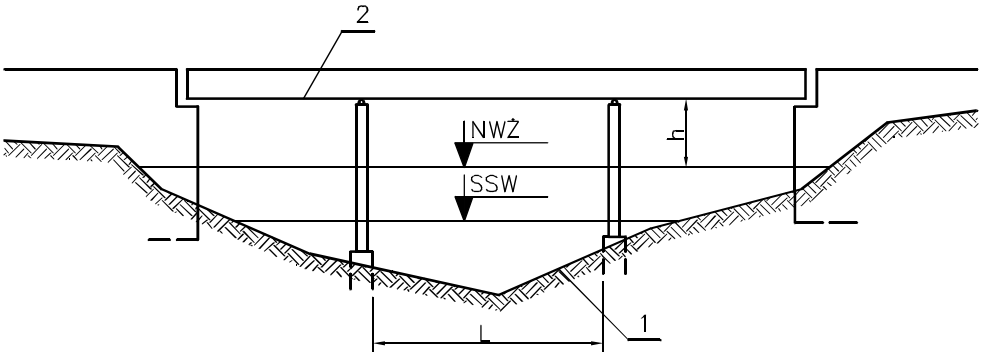
Rodzaj obiektu	Wartość prawdopodobieństwa p		
	Klasa drogi		
	A,S,GP [%]	G,Z [%]	L,D [%]
Most	0,3	0,5	1
Most tymczasowy	2	3	3
Przepust	1	1	2
Przepust tymczasowy	3	5	5

W obowiązującej w Polsce klasyfikacji dróg [48] wprowadzono następujące oznaczenia:

A – autostrady,
S – drogi ekspresowe,
GP – drogi główne ruchu przyśpieszonego,
G – drogi główne,
Z – drogi zbiorcze,
L – drogi lokalne,
D – drogi dojazdowe.

W ramach obliczeń hydraulicznych należy zwymiarować:

- światło małego mostu – rozpiętość w świetle pomiędzy przyczółkami „*L*”,
- wysokość wzniesienia dolnej krawędzi konstrukcji mostu ponad najwyższy poziom przepływu (miarodajnego) projektowego „$Q_{max\ p}$” lub w przypadku drogi wodnej ponad najwyższy poziom wody żeglownej (NWŻ), „*h*” należy przyjąć zgodnie z zarządzeniem prezesa CUGW z podziałem na rzeki żeglowne oraz rzeki górskie, spławne i niespławne:
- 1) rzeki żeglowne – przeprawa mostowa z przęsłem żeglownym (rys. 8.1):



Rys. 8.1. Przeprawa z przęsłem żeglownym – wzniesienie spodu konstrukcji mostu: *L* – szerokość przęsła żeglownego w m, *h* – najmniejszy prześwit pod mostem w m, 1 – dno rzeki, 2 – spód konstrukcji mostu

Tabela 8.2. Wzniesienie dolnej krawędzi mostu w przęśle żeglownym oraz jego szerokość

Klasa drogi wodnej	I	II	III	IV	V
Wysokość *h* [m] ponad najwyższą wodę żeglowną (NWŻ) według [52]	4,50	4,50	5,00	5,50	6,00
Szerokość przęsła żeglownego *L* w świetle [m]	30,0	35,0	40,0	50,0	50,0

- dolna krawędź konstrukcji mostu ponad najwyższy poziom wody spiętrzonej

$$h = 1{,}50 \text{ m},$$

- dolna krawędź konstrukcji mostu w przęśle żeglownym ponad najwyższy poziom wody żeglownej (NWŻ) oraz szerokość przęsła zależna od skrajni żeglownej wymaganej dla odpowiedniej klasy drogi wodnej przyjmowana jest wg tabeli 8.2:

2) rzeki górskie, spławne, niespławne:

• dolna krawędź konstrukcji mostu ponad najwyższy poziom wody miarodajnej

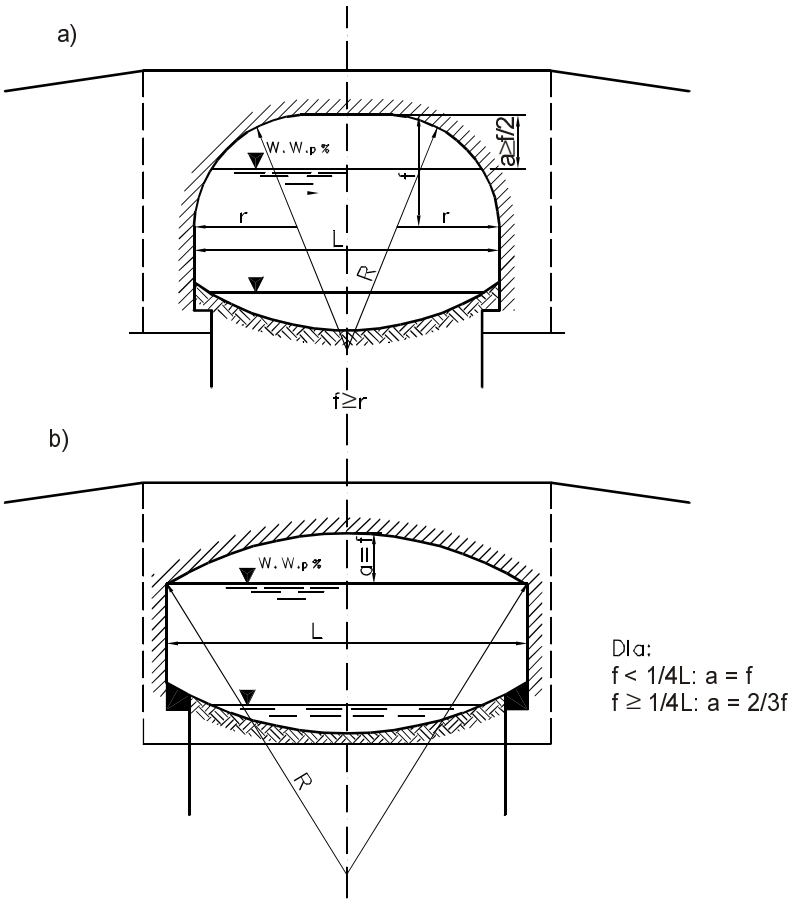
$$h = 1{,}00 \text{ m},$$

1) mosty tymczasowe objazdowe, jeżeli konstrukcja mostu jest nierozbieralna w okresie spływu wielkich wód i lodu,

$$h = 0{,}30 \text{ m},$$

2) mosty tymczasowe objazdowe jeżeli konstrukcja jest rozbieralna na okres spływu wielkich wód i lodu ponad zwyczajny stan wody

$$h = 0{,}30 \text{ m}.$$



Rys. 8.2. Wzniesienia spodu konstrukcji mostów sklepionych nad miarodajną wielką wodę: a) sklepienie półkoliste, b) sklepienie segmentowe

Dla małych mostów i przepustów sklepionych (rys. 8.2) dopuszczalną wysokość w kluczu nad przyjętą do obliczeń miarodajną wielką wodę uzależnia się od strzałki łuku [38]. Dla sklepienia półkolistego lub eliptycznego o strzałce $h < r$, dopuszczalna wysokość klucza nad zwierciadłem miarodajnej wielkiej wody wynosi $a \geq 1/2f$. Dla mostów sklepionych segmentowych o rozpiętości L, gdy strzałka $f \geq 1/4L$ przyjmujemy $a = 2/3f$, natomiast gdy strzałka $f < 1/4L$, wówczas należy przyjąć $a = f$. Schematy konstrukcji mostów i przepustów sklepionych przedstawiono na rys. 8.2.

Oprócz obliczeń podstawowych dotyczących światła mostów w projektowaniu przepraw mostowych należy także sprawdzić równowagę hydrodynamiczną koryta cieku.

Chodzi o ruch rumowiska wleczonego w przekroju małego mostu, które jest największe w okresie wezbrań. Warunki techniczne wymagają spełnienia nierówności

$$v = \frac{Q_{\max p}}{A} \leq v_d ,$$

gdzie v_d – średnia dopuszczalna prędkość przepływu, dobierana w zależności od rodzaju rumowiska budującego koryto rzeczne w rejonie przeprawy.

Należy zwrócić uwagę na fakt, że na skutek budowy mostu profil czynny koryta rzecznego z reguły doznaje przewężenia. Z tego powodu zwiększa się ruch rumowiska, powodując pogłębienie koryta, które może przyczyniać się do nadmiernych rozmyć, niebezpiecznych dla stateczności fundamentów filarów i przyczółków.

8.2. OBIEKTY GOSPODARKI KOMUNALNEJ

Obiekty gospodarki komunalnej, w tym: lokalną sieć kanalizacji wód deszczowych, urządzenia do podczyszczania zanieczyszczonych wód opadowych, studnie chłonne, małe zbiorniki retencyjne, przepusty ekologiczne, należy projektować zgodnie z odpowiednimi zarządzeniami i stosownymi instrukcjami resortowymi. Wody nadmiernie zanieczyszczone nie mogą być bezpośrednio odprowadzane do odbiorników. Zagadnienie to reguluje Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa [50].

Współczesne normy europejskie żądają przy projektowaniu miejskich sieci kanalizacyjnych przyjmowania częstotliwości ich występowania podanych w tabeli 8.3. W tabeli tej dla każdej częstotliwości deszczu obliczeniowego podano przyjętą częstotliwość podtopień. Należy podkreślić, że w konkretnym przypadku częstotliwość zależy od wielu miejscowych warunków brzegowych i niekiedy może być także większa lub mniejsza od podanych wartości.

Tabela 8.3. Prawdopodobieństwo pojawiania się (przewyższenia) przepływu miarodajnego dla różnych rodzajów zabudowy

Rodzaj terenu lub obiektu	Prawdopodobieństwo pojawiania się [%]	
	deszczu miarodajnego	podtopienia
Tereny wiejskie	100	10
Tereny mieszkaniowe	50	5
Śródmieścia, tereny przemysłowe i usługowe: a) przy sprawdzaniu podtopienia b) bez sprawdzania podtopienia	 50 20	3,33
Podziemne obiekty komunikacyjne i skrzyżowania poniżej terenu	10	2

W obliczeniach urządzeń do przesączania wód deszczowych w grunt należy z zasady zakładać występowanie deszczu obliczeniowego raz na 2 do 5 lat (p = 50–20%), przy czym dla zabudowy śródmiejskiej, przemysłowej i usługowej trzeba przyjmować częstotliwość deszczu obliczeniowego p = 20%, jeśli nie dokonuje się sprawdzenia na podtopienie terenu. Na obszarach, na których wartościowe dobra gospodarcze wymagają zabezpieczenia przed podtopieniem, należałoby sięgać do częstotliwości występowania deszczu obliczeniowego p = 10%. Przy wybranym deszczu obliczeniowym generalnie nie mogą występować żadne przeciążenia urządzeń.

8.3. OBIEKTY GOSPODARKI WODNEJ

Obiekty gospodarki wodnej, w tym fragmenty wałów przeciwpowodziowych, obszary odwadniane leżące w zasięgu szlaków komunikacyjnych, lokalne regulacje rzek i potoków w zasięgu przepraw mostowych, przepływy projektowe (miarodajne i kontrolne) niezbędne do wymiarowania hydraulicznego obiektu, należy określać na podstawie Rozporządzenia Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa [49].

Tabela 8.4. Klasyfikacja głównych budowli hydrotechnicznych

Nazwa, charakter lub funkcja budowli	Opis i miano wskaźnika	Wartość wskaźnika dla klasy				Uwagi
		I	II	II	IV	
Budowle piętrzące na podłożu: a) skalnym b) nieskalnym	Wysokość piętrzenia: H [m]	$H>30$ m	$15<H\leq30$ m	$5<H\leq15$ m	$2<H\leq5$ m	Wysokość piętrzenia określona w §4 pkt 3
		$H\leq20$ m	$10<H\leq20$ m	$5<H\leq10$ m	$2<H\leq5$ m	
Budowle do nawodnień lub odwodnień	Obszar nawadniany lub odwadniany: F [km^2]	$F>50$ km^2	$20<F\leq200$ km^2	$4<F\leq20$ km^2	$F\leq4$ km^2	

Tabela 8.5. Prawdopodobieństwo pojawiania się (przewyższenia) przepływów miarodajnych i kontrolnych dla stałych budowli hydrotechnicznych

Rodzaj budowli	Przepływ	Prawdopodobieństwo pojawiania się (przewyższenia) p [%] dla klas			
		I	II	III	IV
Budowle ulegające zniszczeniu po przelaniu się przez nie wody	Miarodajny Q_m	0,1	0,3	0,5	1,0
	Kontrolny Q_k	0,02	0,05	0,2	0,5
Budowle nie ulegające zniszczeniu po przelaniu się przez nie wody	Miarodajny Q_m	0,5	1,0	2,0	3,0
	Kontrolny Q_k	0,1	0,3	0,5	1,0

Przepływ miarodajny do obliczeń obiektów inżynierskich jest to taki przepływ wielkiej wody, którego prawdopodobieństwo przewyższenia jest określone odpowiednim dla danej klasy obiektu procentem p%.

Zgodnie z obowiązującymi obecnie przepisami prawnymi obiekty gospodarki wodnej zostały podzielone na cztery klasy ważności, którym przyporządkowano odpowiednią wartość prawdopodobieństwa p% przewyższenia przepływu wielkiej wody. Klasyfikację niektórych obiektów gospodarki wodnej i odpowiadający im procent prawdopodobieństwa podano w tabelach 8.4 i 8.5.

LITERATURA

[1] Araszkiewicz W., *Budowle pola wzlotów*. PWN, Warszawa 1962.

[2] Bogdanowicz E., Fal B., Karwowski S., *Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych. Genetyczna formuła opadowa*, Gospodarka Wodna 1987, Nr 6, Warszawa.

[3] Byczkowski A., *Hydrologiczne podstawy projektów wodnomelioracyjnych*, Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa 1979.

[4] Chrzan T., *Autostrady i surowce do ich budowy*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1997.

[5] Czarnecka H., *Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych. Parametry fizyczno-geograficzne cieków i zlewni*, Gospodarka Wodna 1987, Nr 3, Warszawa.

[6] Danilecki W., Mączyński M., *Zastosowanie bitumów i tworzyw sztucznych w budownictwie wodnym*, Arkady, Warszawa 1977.

[7] Datka S., *Odwodnienie dróg i ulic*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1970.

[8] Dąbkowski L., Skibiński J., Żbikowski A., *Hydrauliczne podstawy projektów wodnomelioracyjnych*, Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa 1982.

[9] Dębski K., *Hydrologia*, Arkady, Warszawa 1970.

[10] Dołęga J., Rogala R., *Materiały pomocnicze do obliczeń z hydrologii*, skrypt Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1973.

[11] Dołęga J., Rogala R., *Hydraulika stosowana*, skrypt Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1988.

[12] Edel R., *Odwodnienie dróg*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000.

[13] Geiger W., Dreiseitl H., *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych. Poradnik*, Proj. Przem. – Eko., Bydgoszcz 1999.

[14] Gergowicz Z., *Tunele kolejowe i drogowe*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1958.

[15] Imhoff K.i K., *Kanalizacja miast i oczyszczalnie ścieków. Poradnik*, Arkady, Warszawa 1982.

[16] Imhoff K.i K., *Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków. Poradnik*, Oficyna Wydawnicza Proj-Przem. – Eko., Bydgoszcz 1999.

[17] Jura K., *Gospodarowanie wodą w rolnictwie*, Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa 1958.

[18] Juwa K., *Gospodarowanie wodą w rolnictwie*, Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa 1958.

[19] Kukiełka J., Szydło A., *Projektowanie i budowa dróg*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000.

[20] Lambor J., *Hydrologia inżynierska*, Arkady, Warszawa 1971.

[21] Mielcarzewicz E., *Melioracje terenów miejskich i przemysłowych*, Arkady, Warszawa 1971.

[22] Mielcarzewicz E., *Odwadnianie terenów zurbanizowanych*, PWN, Warszawa 1990.

[23] Nita P., *Budowa i utrzymanie nawierzchni lotniskowych*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1999.

[24] Nowakowski J., *Odwodnienie stacji i linii kolejowych*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1979.

[25] Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., *Hydrologia*, PWN, Warszawa 1994.

[26] Piskorski Z., *Budowa podłoża kolejowego*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1952.

[27] Rogala R., Machajski J., Rędowicz W., *Hydraulika stosowana. Przykłady obliczeń*, skrypt Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1991.

[28] Stypułkowski B., *Drogi kołowe i węzły drogowe*, PWN, Warszawa 1979.

[29] Stypułkowski B. i in., *Zagadnienie utrzymania i modernizacji dróg i ulic*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1996.

[30] Sysak J., *Odwodnienie podtorza*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1980.

[31] Szling Z., *Systemy odwadniania budowli komunikacyjnych*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1980.
[32] Szling Z., *Materiałoznawstwo hydrotechniczne*. Cz. 1. i 2, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1977.
[33] Szling Z., *Zanieczyszczenia przyczyną katastrofy powodziowej*, Bezpieczna Odra 2000, Nr 6.
[34] Špůrek J., *Silnični stavitelství. SNTL – Nakladatelství technické literatury*, Nakladatelstvo ALFA, n. p., Bratislava, Praha 1972.
[35] Szuster A., Utrysko B., *Hydraulika i podstawy hydromechaniki*, Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1986.
[36] Wesołowski A., Krzywosz Z., Brandyk T., *Geosyntetyki w konstrukcjach inżynierskich*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2000.
[37] Wiłun Z., *Zarys geotechniki*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1987.
[38] Wołoszyn J., *Regulacja rzek i potoków*, PWN, Warszawa 1974.
[39] Zakaszewski C., *Melioracje rolne*, Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa 1956.
[40] *Poradnik projektowania obwałowań rzecznych*, Wrocław 1999.
[41] Poradnik. *Wodociągi i kanalizacje*, Arkady, Warszawa 1971.
[42] Zespół autorski, *Budowa dróg*, Wydawnictwo Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1998.
[43] *Projekt techniczny typowych elementów odwodnienia*, Centralne Biuro Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Kolejowego, Warszawa 1961.
[44] *Wytyczne projektowania i odwodnienia stacji kolejowych*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1962.
[45] *Prawo budowlane*. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. wraz z późniejszymi zmianami, Dz.U. Nr 89, poz. 414.
[46] *Prawo wodne*. Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Dz.U. Nr 115, poz.1229.
[47] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej Nr 735 z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Dz. U. Nr 63, poz.735.
[48] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej Nr 430 z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz.U. Nr 43 z dnia 14 maja 1999 r.
[49] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 20 grudnia 1996r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać obiekty budowlane gospodarki wodnej i ich usytuowanie, Dz. U. Nr 21, poz. 111.
[50] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 5 listopada 1991 r. w sprawie klasyfikacji wód oraz warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód lub do ziemi, Dz. U. Nr 116, poz. 116.
[51] Ustawa o utrzymaniu czystości i porządku w gminach (Dz. U. Nr 132 z dnia 13.09.1996).
[52] Zarządzenie Prezesa Centralnego Urzędu Gospodarki Wodnej z dnia 18 maja 1964 r. M.P. Nr 36, poz. 170.
[53] Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej, Dz. U. Nr 63 z dnia 3 sierpnia 2001.
[54] Beton zwykły, PN 88/B-06250.