

**ZALECENIA PROJEKTOWANIA,  
BUDOWY I UTRZYMANIA ODWODNIENIA  
TUNELI SAMOCHODOWYCH,  
PRZEJŚĆ PODZIEMNYCH  
I PRZEPUSTÓW**

ISBN xxxxxxxx

Warszawa, 2009

Praca została wykonana na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg  
Krajowych i Autostrad

© Copyright by Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Warszawa  
2009

ISBN xxxxxxxx

**Koordynator serii Zaleceń**

prof. dr hab. inż. Dariusz Sybilski

**Autorzy opracowania**

prof. dr hab. inż. Cezary Madryas

dr inż. Andrzej Kolonko

dr inż. Jerzy Machajski

dr inż. Dorota Olearczyk

dr inż. Leszek Wysocki

**Rysunki**

mgr inż. arch. Zuzanna Wysocka, dr inż. Grzegorz Śmiertka

**Opiniodawcy**

dr hab. inż. Anna Siemiańska – Lewandowska, dr inż. Wojciech Grodecki

**Redakcja**

mgr Ewa Misiewicz, mgr Justyna Szczepańska

**Wydawca**

Instytut Badawczy Dróg i Mostów

ul. Jagiellońska 80

03-301 Warszawa

tel. (0-22) 811 3231, fax (0-22) 811 17 92

e-mail: ibdim.edu.pl.

**Druk**

WROCŁAWSKA DRUKARNIA NAUKOWA PAN

im. Stanisława Kulczyńskiego

53-505 Wrocław, ul. Lelewela 4

tel. (0-71) 349 90 18, fax (0-71) 343 87 78

## **SPIS TREŚCI**

<b>1</b>	<b>Postanowienia ogólne i określenia</b>	<b>9</b>
1.1	Przedmiot i przeznaczenie Zaleceń	9
1.2	Zakres Zaleceń	9
1.3	Podstawowe określenia	10
1.4	Przepisy źródłowe	13
<b>2</b>	<b>Elementy systemu odwodnienia tuneli samochodowych, przejść podziemnych i przepustów</b>	<b>13</b>
2.1	Klasyfikacja tuneli samochodowych	13
2.1.1	Tunele komunikacyjne z różnymi rodzajami transportu	14
2.1.2	Tunele transportowe	14
2.1.3	Rozwiązania sytuacyjne tuneli w planie i w profilu	14
2.1.4	Technologia wykonania	15
2.2	Przepusty drogowe	15
2.2.1	Przepusty o swobodnym przepływie (bezcisnieniowe)	18
2.2.2	Przepusty o zatopionym wlocie i swobodnym wylocie (półcisnieniowe)	19
2.2.3	Przepusty o zatopionym wlocie i wylocie (cisnieniowe)	20
2.3	Przepusty – przejścia dla zwierząt	21
2.4	Podział systemów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów	22
2.4.1	Odwodnienie powierzchniowe	22
2.4.2	Odwodnienie wstępne	22
2.5	Elementy systemu odwodnienia powierzchniowego tuneli i przejść podziemnych	24
2.5.1	Ochrona przed wodami opadowymi pochylni i schodów prowadzących do tuneli i przejść podziemnych	24
2.5.2	Korytka poprzeczne	25
2.5.3	Korytka zbiorcze wód opadowych	25
2.5.4	Systemy kanalizacji wód opadowych i roztopowych	26

2.5.5	Zbiorniki retencyjne, przepompownie wód opadowych i roztopowych roztopowych	27
2.5.6	Zagospodarowanie wód przejmowanych przez system odwodnienia powierzchniowego tuneli i przejść podziemnych	28
2.6	Elementy systemu odwodnienia powierzchniowego przepustów	29
2.6.1	Zabezpieczenie przed bezpośrednim oddziaływaniem wód opadowych na konstrukcję przepustów	29
2.6.2	Betony spadkowe	29
2.7	Elementy systemu odwodnienia wglębnego tuneli i przejść podziemnych	30
2.7.1	Elementy systemu odwodnienia wglębnego tuneli i przejść podziemnych	30
2.7.2	Drenaż przypowierzchniowy	31
2.7.3	Drenaż poprzeczny	32
2.7.4	Kolektory zbiorcze wód podziemnych	33
2.7.5	Zbiorniki retencyjne, przepompownie wód	33
2.8	Elementy systemu odwodnienia wglębnego przepustów – przegrody przeciwfiltracyjne	33
<b>3</b>	<b>Projektowanie elementów odwodnienia tuneli samochodowych, przejść podziemnych i przepustów</b>	<b>34</b>
3.1	Odwodnienie powierzchniowe	34
3.1.1	Dokumentacja hydrologiczna na potrzeby projektu odwodnienia powierzchniowego tunelu, przejścia podziemnego i przepustu	34
3.1.2	Opady atmosferyczne	34
3.1.3	Zlewnia budowli	35
3.1.4	Obliczenie wielkości odpływu sekundowego ze zlewni budowli	36
3.1.5	Dobór parametrów koryt poprzecznych	39
3.1.6	Dobór parametrów koryta zbiorczego wód opadowych	39
3.1.7	Zdolność przepustowa koryta zbiorczego wód opadowych	39
3.1.8	Systemy kanalizacji wód deszczowych	41
3.1.9	Pompownie wód deszczowych	42
3.1.10	Zrzut wód z systemu odwodnienia powierzchniowego tuneli i przejść podziemnych	43

3.1.11	Problematyka ochrony wód przed zanieczyszczeniami	43
3.2	Odwodnienie wgłębne	43
3.2.1	Dokumentacja hydrogeologiczna na potrzeby projektu odwodnienia wgłębego tunelu, przejścia podziemnego i przepustu	43
3.2.2	Wody podziemne	44
3.2.3	Sztolnie odwadniające	45
3.2.4	Dobór parametrów drenaży pionowych	46
3.2.5	Wybór elementu filtracyjnego – drenaż przypowierzchniowy	46
3.2.6	Dobór elementu zewnętrznego ujęcia wody	46
3.2.7	Kolektory zbiorcze	46
3.2.8	Określenie wielkości dopływu do drenażu	47
3.2.9	Sprawdzenie zdolności przepustowej zewnętrznego ujęcia wody	47
3.2.10	Zrzut wód przejmowanych przez drenaż przypowierzchniowy	47
3.2.11	Drenaż systematyczny – usytuowanie wysokościowe i odległościowe	48
3.2.12	Dobór parametrów przekroju drenażu	51
3.2.13	Określenie wielkości dopływu wód do drenażu	53
3.2.14	Sprawdzenie zdolności przepustowej drenażu	53
3.2.15	Zabezpieczenie przewodów drenarskich	55
3.2.16	Zagospodarowanie wód przejmowanych przez drenaż systematyczny	57
3.3	Wybór systemu podczyszczania wód przejmowanych przez elementy odwodnienia powierzchniowego i wgłębego	57
3.4	Wymiarowanie światła przepustów drogowych	57
3.4.1	Przepusty o swobodnym przepływie (bezcisnieniowe) – hydraulicznie krótkie	58
3.4.2	Przepusty hydraulicznie długie	60
3.4.3	Przepusty o zatopionym wlocie i swobodnym wylocie (półcisnieniowe) – hydraulicznie krótkie	61
3.4.4	Przepusty hydraulicznie długie	62
3.4.5	Przepusty o zatopionym wlocie i wylocie (cisnieniowe) – hydraulicznie krótkie	63
3.4.6	Przepusty hydraulicznie długie	65

<b>4</b>	<b>Kryteria doboru materiałów do budowy elementów systemu odwodnienia powierzchniowego i wglębnego</b>	<b>65</b>
4.1	Wybrane materiały i ich krótka charakterystyka –elementy betonowe	65
4.1.1	Podstawowe właściwości materiałowe	65
4.1.2	Podstawowe wymagania stawiane prefabrykatom betonowym	68
4.2	Elementy z tworzyw termoplastycznych	69
4.2.1	Podstawowe właściwości materiałowe	69
4.2.2	Podstawowe wymagania stawiane przewodom drenarskim	72
4.2.3	Studnie połączeniowe	73
4.3	Elementy stalowe i żeliwne	73
4.3.1	Podstawowe właściwości materiałowe	73
4.3.2	Podstawowe wymagania stawiane wpustom deszczowym	73
4.3.3	Podstawowe wymagania stawiane systemom odwodnienia liniowego	74
4.4	Inne przykłady materiałów	74
4.4.1	Materiały ceramiczne	74
4.4.2	Polimerobeton	75
4.4.3	Duroplasty	75
4.5	Geosyntetyki w systemach odwodnień tuneli i przejść podziemnych	77
4.5.1	Odwodnienie powierzchniowe, kryteria doboru geosyntetyków	77
4.5.2	Odwodnienie wglębne, kryteria doboru geosyntetyków	78
<b>5</b>	<b>Wykonawstwo prac odwodnieniowych tuneli, przejść podziemnych i przepustów</b>	<b>80</b>
5.1	Wykonawstwo prac odwodnieniowych tuneli	80
5.1.1	Nadanie spadków poprzecznych i podłużnych nawierzchni	80
5.1.2	Układanie koryt poprzecznych	80
5.1.3	Układanie koryt zbiorczych wód deszczowych	81
5.1.4	Montaż drenaży przypowierzchniowych	81
5.1.5	Wykonawstwo drenaży systematycznych	82
5.1.6	Budowa elementów odbioru wód z systemów odwadniania	83

5.2	Wykonawstwo prac odwodnieniowych przejść podziemnych	84
5.2.1	Nadanie spadków poprzecznych i podłużnych nawierzchni	84
5.2.2	Układanie koryt poprzecznych	84
5.2.3	Układanie koryta zbiorczego wód deszczowych	84
5.2.4	Wykonawstwo drenaży systematycznych	85
5.3	Budowa zbiorników zbiorczych i przepompowni	85
5.4	Budowa przepustów	85
5.4.1	Wykonawstwo prac odwodnieniowych przepustów	85
5.5	Kryteria odbioru wykonanych prac	86
<b>6</b>	<b>Przyczyny uszkodzeń elementów systemu odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów</b>	<b>87</b>
6.1	Analiza wpływu oddziaływań środowiskowych	87
6.1.1	Oddziaływania zewnętrzne	87
6.1.2	Oddziaływania wewnętrzne	88
6.2	Analiza wpływu czynnika ludzkiego	88
6.3	Analiza wpływu braku prac konserwacyjno – utrzymaniowych	89
<b>7</b>	<b>Wymagania stawiane pracom konserwacyjno – utrzymaniowym systemów odwadniania tuneli, przejść podziemnych i przepustów</b>	<b>89</b>
7.1	Postanowienia ogólne	89
7.2	Nadzór stały	89
7.3	Konserwacja i remonty	90
7.4	Przebudowa i rozbudowa	91
7.5	Dokumentacja eksploatacyjna i remontowa	91
<b>8</b>	<b>Przegląd systemów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów</b>	<b>92</b>
8.1	Przegląd bieżący	92
8.2	Przegląd podstawowy	93
8.3	Przegląd rozszerzony	94
8.4	Przegląd szczegółowy	94
8.5	Ekspertyzy	95
<b>9</b>	<b>Prace wykończeniowe</b>	<b>95</b>

<b>10</b>	<b>Zagadnienia ekologiczne</b>	<b>95</b>
<b>11</b>	<b>Ocena efektywności ekonomicznej</b>	<b>96</b>
11.1	Wprowadzenie	96
11.2	Różnicowe kryterium kosztów	97
11.3	Ocena efektów ekonomicznych	98
	<b>Literatura</b>	<b>99</b>
	<b>Spis tablic</b>	<b>101</b>
	<b>Spis rysunków</b>	<b>101</b>



## **1. Postanowienia ogólne i określenia**

### **1.1 Przedmiot i przeznaczenie Zaleceń**

Przedmiotem opracowywanych Zaleceń jest zestawienie wymagań i wytycznych dotyczących projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia samochodowych tuneli komunikacyjnych, przejść podziemnych dla pieszych i przepustów.

Celem Zaleceń jest określenie i ujednoczenie zasad projektowania i realizacji oraz wymogów eksploatacyjnych odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów.

Zalecenia należy stosować przy opracowywaniu dokumentacji technicznych, szczegółowych specyfikacji technicznych, kontroli jakości i odbiorze robót związanych z procesem planowania, projektowania, budowy, nadzoru, eksploatacji i utrzymaniu systemów odwodnienia wymienionych powyżej obiektów.

Zalecenia dotyczą elementów systemów odwodnienia wykonanych z betonu i polimerobetonu, kamionki, stali, żeliwa oraz tworzyw sztucznych takich jak polietylen (HDPE), polichlorek winylu (PVC), polipropylen (PP) i kompozyty (GRP). Przedmiotowe Zalecenia należy stosować łącznie z pozostałymi obowiązującymi przepisami i normami dotyczącymi systemów odwodnienia powierzchniowego i wglębnego dróg samochodowych niezależnie od ich klasy.

Niniejsze „Zalecenia...” Stanowią jeden z siedmiu tomów pracy naukowo-badawczej dotyczącej analizy metod poprawy stanu odwodnienia dróg i należących do nich drogowych obiektów inżynierskich. Treść i rozwiązania przedstawione w niniejszym zeszycie nie są sprzeczne z treścią i rozwiązaniami zawartymi w pozostałych zeszytach Zaleceń.

### **1.2 Zakres Zaleceń**

Przedmiotowe zalecenia należy zaliczyć do opracowań specjalistycznych, wymaganych do stosowania w procesie projektowania, wykonawstwa, eksploatacji i utrzymania elementów nie tylko nowo budowanych, ale również już istniejących dla poprawy warunków ich funkcjonowania. Stąd w Zaleceniach omówiono proces projektowania, wykonania i utrzymania elementów systemów odwodnienia na nowobudowanych i remontowanych tunelach samochodowych, przejściach podziemnych i przepustach.

W zaleceniach zamieszczono:

- podział tuneli samochodowych, przejść podziemnych i przepustów,
- podział i omówienie poszczególnych systemów odwodnienia,
- wskazówki projektowania poszczególnych elementów systemu odwodnienia powierzchniowego i systemu odwodnienia wglębnego,
- kryteria doboru materiałów na potrzeby wykonania elementów danego systemu odwodnienia,
- wytyczne wykonawstwa prac związanych z budową poszczególnych systemów odwodnienia,
- omówienie przyczyn złej pracy i uszkodzeń systemów odwodnienia,
- zestawienie wymagań dla prac konserwacyjno – utrzymaniowych systemów odwodnienia,
- wymogi środowiskowe związane z realizacją oraz funkcjonowaniem systemów odwodnienia.

Zalecenia zilustrowano przykładowymi rysunkami, pozwalającymi na lepsze przyswojenie treści zamieszczonych w poszczególnych rozdziałach.

### **1.3 Podstawowe określenia**

Poniżej podaje się wyszczególnienie wraz z objaśnieniem podstawowych określeń używanych w Zaleceniach dotyczących projektowania, budowy i utrzymania systemów odwodnienia tuneli samochodowych, przejść podziemnych i przepustów:

**Aprobata techniczna** – pozytywna ocena techniczna wyrobu, stwierdzająca jego przydatność do stosowania w budownictwie, określająca właściwości użytkowe i techniczne wyrobu, wydawana przez jednostki upoważnione,

**Certyfikat zgodności** – dokument wydany zgodnie z zasadami systemu certyfikacji wykazujący, że zapewniono odpowiedni stopień zaufania, iż należycie zidentyfikowany wyrób, proces lub usługa są zgodne z określoną normą lub z właściwymi przepisami prawnymi.

**Deszcz miarodajny** – jest to deszcz o czasie trwania równym czasowi spływu pojedynczej cząsteczki z najodleglejszego punktu zlewni do przekroju obliczeniowego.

**Diagnostyka** – określenie stanu technicznego obiektu i ustalenie przyczyn uszkodzeń na podstawie oględzin i badań.

**Dopływ do drenażu** – ilość wody, jaka dopływem gruntowym trafia w przekrój sącza drenarskiego lub przewodu drenarskiego i jest przez ten sącze lub przewód drenarski przejmowana w części albo w całości.

**Drenaż systematyczny** – przewody o przekroju kołowym z otworami lub nacięciami na obudowie, usytuowane pod konstrukcją tunelu lub przejścia podziemnego, poprzecznie do jej osi, regulujące poziom wód gruntowych w jej pobliżu wraz z ujściem i odprowadzeniem ich nadmiaru.

**Filtr odwrotny** – grunt o dobranym uziarnieniu zabezpieczający wlot do sączków odwadniających przed przedostawaniem się do ich wnętrza drobnych frakcji odwadnianego gruntu.

**Kanał deszczowy** – jest to kanał przeznaczony do odprowadzania wód opadowych i technologicznych.

**Kolektor** – kanał zbierający wody opadowe i technologiczne z odprowadzeniem do odbiornika.

**Kondensacja pary wodnej** – przejście ze stanu gazowego w stan ciekły (proces ma najczęściej miejsce na pewnej wysokości nad ziemią).

**Koryto zbiorcze wód opadowych** – urządzenie o dowolnym przekroju, przejmujące wody opadowe, dopływające spływem powierzchniowym z przyległych terenów, nachylonych w kierunku wlotu do tunelu samochodowego, przejścia podziemnego lub przepustu.

**Oczyszczalnia ścieków deszczowych** – zespół urządzeń najczęściej mechanicznych, służących do zatrzymywania i ewentualnie unieszkodliwiania zanieczyszczeń spłukiwanych z nawierzchni drogi, chodników i innych powierzchni szczelnych.

**Odpływ sekundowy ze zlewni** – jest to ilość wody mierzona zwykle w  $\text{dm}^3/\text{s}$ , jaka spływem powierzchniowym trafia w pobliże tunelu samochodowego, przejścia podziemnego lub przepustu, którą ma przejąć system odwodnienia powierzchniowego tych konstrukcji inżynierskich.

**Opad atmosferyczny** – są to opadające na powierzchnię ziemi stałe lub ciekłe produkty kondensacji pary wodnej w atmosferze.

**Opad normalny** – średnia roczna z wielolecia (30 ÷ 40 lat) wysokość opadów atmosferycznych zmierzona w danej stacji opadowej.

**Przejście podziemne** – budowla inżynierska przeznaczona do przeprowadzenia ruchu pieszego, pieszo – rowerowego pod przeszkodą terenową.

**Przepompownia wód deszczowych** – zespół urządzeń mechanicznych pozwalających na przerzucenie wód opadowych z punktu położonego niżej

(zbiornik wód deszczowych) do punktu położonego wyżej (odbiornik wód opadowych).

**Przepust** – budowla inżynierska o przekroju poprzecznym zamkniętym, przeznaczona do przeprowadzania cieków wodnych, szlaków wędrówek zwierząt dziko żyjących, lub urządzeń technicznych przez korpus drogi.

**Przykanalik** – kanał łączący wpust deszczowy z siecią kanalizacji np. deszczowej.

**Sączek odwadniający** – przewód o przekroju kołowym wypełniony materiałem dobrze przepuszczającym wodę ( $k_f > 10 - 15$  m/dobę), służący do wglębnego odprowadzenia wód podziemnych.

**Studzienka rewizyjna** – studzienka kanalizacyjna przeznaczona do kontroli i prawidłowej eksploatacji kanałów.

**Studzienka ściekowa** – studzienka wraz z wpustem deszczowym w formie przykrycia kratowego lub wlotu zlokalizowanego w krawężniku, służąca do przyjmowania i odprowadzania spływów powierzchniowych do kanału ściekowego.

**System odwodnienia powierzchniowego** – zespół urządzeń i obiektów przejmujący wody opadowe i roztopowe ze spływu powierzchniowego.

**System odwodnienia wglębnego** – zespół urządzeń lub obiektów przejmujących wody z dopływu podziemnego.

**Ściek kryty** – zagłębienie lub element prefabrykowany przykryty płytą ażurową lub kratą na całej swojej długości.

**Ściek przykrawężnikowy** – element konstrukcyjny jezdni (krawędzi nawierzchni drogowej przy krawężniku), służący do odprowadzania wód opadowych i technologicznych z nawierzchni jezdni i chodników do wpustów deszczowych i za pośrednictwem przykanalików do odbiornika np. kanalizacji deszczowej.

**Tunel samochodowy** – budowla przeznaczona do przeprowadzenia drogi, samodzielnego ciągu pieszego lub pieszo – rowerowego, szlaku wędrówek zwierząt dziko żyjących lub innego rodzaju komunikacji gospodarczej przez lub pod przeszkodą terenową, a w szczególności: tunel, przejście podziemne.

**Warstwa filtracyjna** – pionowa lub pozioma warstwa służąca do zbierania i odprowadzania wody.

**Wskaźnik opadu normalnego** – wysokość opadu normalnego odniesiona do ściśle określonej powierzchni zlewni.

**Zbiornik wód opadowych i roztopowych** – urządzenie pozwalające na czasowe przetrzymanie wód pochodzących ze spływów powierzchniowych lub bezpośrednio z wód opadowych lub roztopowych.

**Zdolność przepustowa** – ilość wody, jaką w danych warunkach hydraulicznych (parametry przekroju, rodzaj materiału, spadek podłużny), przejmie dany element zbiorczy systemu odwodnienia.

**Zdolność redukcyjna zlewni** – jest to zdolność do zatrzymania pewnej części wód pochodzących z opadów atmosferycznych na powierzchni lub pod powierzchnią terenu, na którym opad miał miejsce.

**Zlewnia** – jest to obszar, na który spada i z którego odpływa w kierunku tunelu samochodowego, przejścia podziemnego lub przepustu woda pochodząca z opadów atmosferycznych.

## **1.4 Przepisy źródłowe**

Niniejsze Zalecenia zostały opracowane na podstawie: przedmiotowych norm materiałowych i czynnościowych, norm i wytycznych, obowiązujących aktów prawnych, literatury technicznej i naukowej, krajowej i zagranicznej.

## **2. Elementy systemu odwodnienia tuneli przejść podziemnych i przepustów**

### **2.1 Klasyfikacja tuneli samochodowych**

Głównym powodem budowy tuneli samochodowych jest zapewnienie dogodnej komunikacji ludzi, przewozu materiałów lub towarów przez istniejące przeszkody. Przeszkodą może być góra, ciek wodny lub akwen wód stojących. Może nią być obszar miejski o intensywnej zabudowie przemysłowej lub mieszkalnej, albo ulice o znacznym natężeniu ruchu. Innym powodem, dla którego podejmuje się decyzję o budowie tunelu, może być konieczność bezkolizyjnego przeprowadzenia drogi samochodowej, ruchu pieszego, względnie transportu wody, kanalizacji miejskiej czy też przewodów teletechnicznych.

Dokonywana klasyfikacja tuneli, oparta zazwyczaj na podanych powyżej przesłankach, może być też rozpatrywana pod względem położenia tunelu, metody wykonywania, obciążenia oraz kształtu przekroju poprzecznego. Z punktu widzenia przeznaczenia tunele dzielone są zwykle na dwie główne grupy: tunele komunikacyjne i tunele transportowe.

Ze względu na sytuację tuneli górskich w planie i w profilu rozróżnia się tunele przełączkowe i podstawowe (bazowe), tunele spiralne (pętlowe) i tunele dolinowe.

Ze względu na usytuowanie wysokościowe względem poziomu terenu oraz ze względu na obciążenia i sposób realizacji, tunele dzielimy na tunele płytkiego i głębokiego posadowienia. Natomiast ze względu na technologię wykonania, tunele dzielimy na wykonywane metodami odkrywkowymi, klasycznymi metodami górnictwymi i metodami specjalnymi.

Możliwy jest jeszcze podział ze względu na kształt przekroju poprzecznego – tunele prostokątne, kołowe, podkowiaste i o krzywoliniowym przekroju złożonym, podział ze względu na liczbę otworów – tunele jednootworowe, dwuotworowe i rzadziej wielootworowe, podział ze względu na rodzaj obudowy stałej – tunele o obudowie monolitycznej, prefabrykowanej i mieszanej oraz podział ze względu na rodzaj materiału obudowy stałej – tunele w obudowie kamiennej, ceglanej, betonowej, żelbetowej, fibrobetonowej i metalowej.

### **2.1.1 Tunele komunikacyjne z różnymi rodzajami transportu**

Ze względu na funkcje tunele komunikacyjne można podzielić na:

- tunele przeznaczone dla pojazdów szynowych (metro, tramwaj, kolej),
- tunele przeznaczone dla pojazdów samochodowych,
- tunelowe przejścia podziemne dla pieszych,
- tunele – kanały żeglugowe.

Wymienione tunele mogą znajdować się w miastach (tunele miejskie) lub poza miastami (tunele poza miejskie).

### **2.1.2 Tunele transportowe**

Tunele transportowe to budowle inżynierskie, których głównym zadaniem jest transport wszelkiego rodzaju mediów na nieraz dość znaczne odległości, często z pokonaniem znacznych różnic wysokości. Wyróżniamy tutaj tunele mające zastosowanie przy pokonywaniu dużych różnic wysokości na stosunkowo krótkich odległościach – sztolnie energetyczne w elektrowniach szczytowo – pompowych, tunele wodociągowe, jako elementy systemów doprowadzania wody surowej na dość dużych odległościach z punktu poboru do zakładu uzdatniania, tunele zbiorcze urządzeń miejskich – sieci uzbrojenia podziemnego (tunele wieloprzewodowe) oraz tunele kanalizacyjne o dużych przekrojach (często usytuowanych na większych głębokościach).

### **2.1.3 Rozwiązanie sytuacyjne tuneli w planie i w profilu**

Ze względu na sytuację tuneli w planie i w profilu rozróżnia się tunele przełączkowe i podstawowe (bazowe), tunele spiralne (pętlowe) i tunele dolinowe. Za tunele bazowe uznaje się tunele o zazwyczaj znacznej długości, wykonywane u podstawy masywu górskiego. Ich zaletą jest korzystny przebieg niwelety drogi poza terenem.

Tunel przełączkowy sytuowany jest zwykle w górnej części trasy komunikacyjnej, w pobliżu przełęczy masywu górskiego. Jest on dużo krótszy od tunelu bazowego, dojazdy do tego typu tunelu mają zazwyczaj duże i długie pochYLENIA niwelety.

Tunel dolinowy wykonywany jest w zboczu górskim równoległe do doliny. Buduje się go dla poprawy parametrów geometrycznych drogi, polegającej na zwiększeniu promieni łuków poziomych, gdy przeszkody naturalne lub sztuczne uniemożliwiają zastosowanie korzystniejszych rozwiązań lub przy wąskich dolinach, przy braku miejsca na powierzchni dla wybudowania drogi.

Tunel pętlowy wykonywany jest w masywie górskim w celu pokonania znacznej różnicy wysokości. Ma jednostronne nachylenie niwelety i jest zakrzywiony w planie. W rzucie poziomym ma kształt kołowy, ewentualnie z krzywymi przejściowymi.

### **2.1.4 Technologia wykonania**

Wszystkie tunele (bez względu na usytuowanie w ośrodku gruntowym), których część stropowa obciążona jest całą bryłą gruntu zalegającego nad stropem zaliczają się do tuneli płytkich. Nie pojawia się w ich przypadku efekt sklepienia gruntowego i jego odciążające działanie. Pozostałe tunele zaliczane są do tuneli głębokich. Możliwy jest też podział tuneli na płytki i głęboki pod względem stosunku zagłębienia stropu (H) poniżej powierzchni terenu do dwukrotnej szerokości wyrobiska (B), gdy  $H/B < 5$  to jest to tunel płytki, gdy  $H/B \geq 5$  to jest to tunel głęboki.

Tunele mogą być wykonywane metodą odkrywkową, górniczą lub specjalną. Ze względu na wykonawstwo, tunele mogą być realizowane w wykopach otwartych lub technologiami bezwykopowymi. Zazwyczaj tunele realizowane w wykopach otwartych zaliczane są do tuneli płytkich, a tunele wykonywane technologiami bezwykopowymi (tarczowa, przeciski hydrauliczne, mikrotunelowanie), do tuneli głębokich.

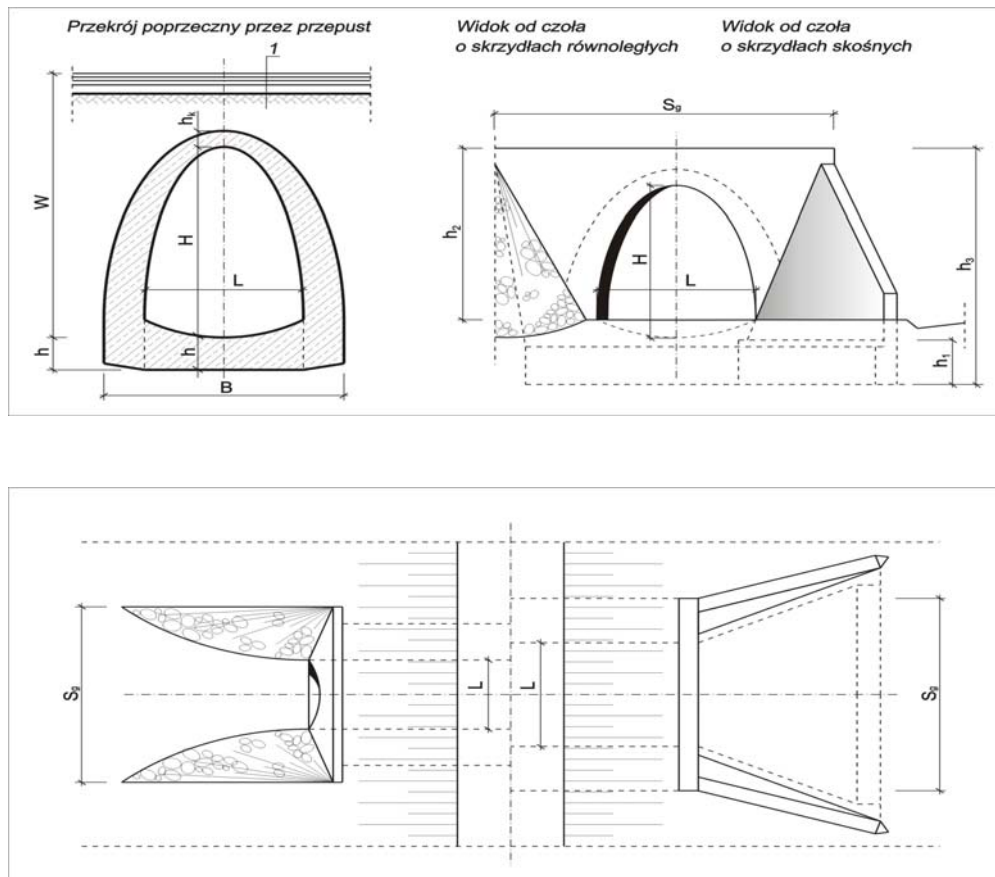
## **2.2 Przepusty drogowe**

Możliwy jest następujący podział przepustów:

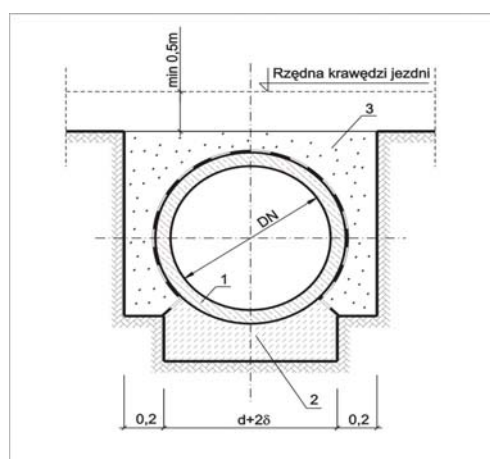
- pod względem rozwiązań konstrukcyjnych na:
  1. przepusty sklepione (rys. 2.1),
  2. przepusty rurowe (rys. 2.2),
  3. przepusty płytowe (rys. 2.3),
  4. przepusty ramowe (najczęściej spotykane) (rys. 2.4),
  5. przepustu powłokowo – gruntowe.
- z uwagi na rodzaj zastosowanego materiału na:
  1. przepusty kamienne (zwykle w terenach górskich),
  2. przepusty betonowe i polimerobetonowe,
  3. przepusty żelbetowe,
  4. przepusty stalowe wykonywane zwykle z blach falistych (konstrukcje powłokowo – gruntowe),
  5. przepusty z tworzyw sztucznych.
- z uwagi na wykonawstwo na:
  1. przepusty prefabrykowane (najczęściej aktualnie realizowane),
  2. przepusty wykonywane w technologii „na mokro” (zwykle dotyczy przepustów płytowych).
- z uwagi na kąt przecięcia osi drogi i osi cieku wodnego na usytuowane:
  1. pod kątem prostym (zalecane) (rys. 2.9),
  2. pod innym kątem (zalecany pomiędzy  $60^\circ \div 90^\circ$ ).
- z uwagi na hydraulikę przepływu wody i wymogi z tym związane na:
  1. przepusty bezciśnieniowe (rys. 2.5),
  2. przepusty półciśnieniowe (rys. 2.6),
  3. przepusty ciśnieniowe (rys. 2.7).
  4. przepusty jedno- i wielootworowe (rys. 2.8),
  5. przepusty hydraulicznie krótkie i hydraulicznie długie.



Zalecenia projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów

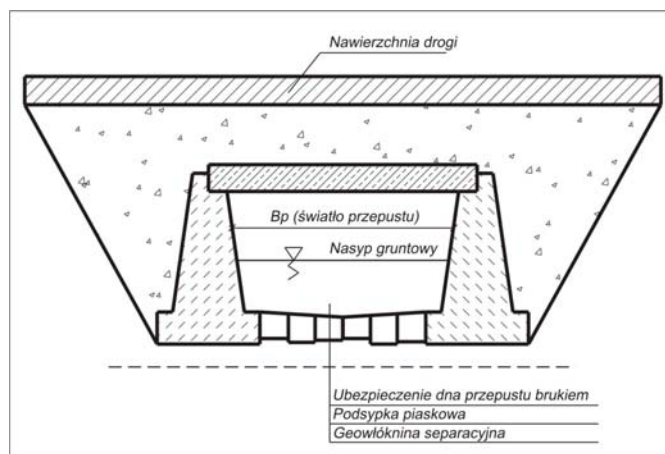


Rys. 2.1. Schemat przepustu sklepionego

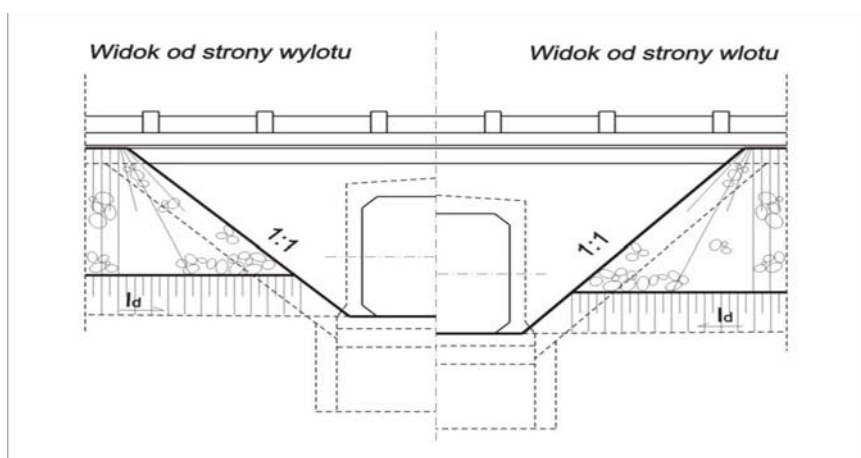


Rys. 2.2. Schemat przepustu rurowego

1. Przewód przepustu, 2. Warstwa podsyпки gruntowej, 3. Warstwa zasypki gruntowej



Rys. 2.3. Schemat przepustu płytowego



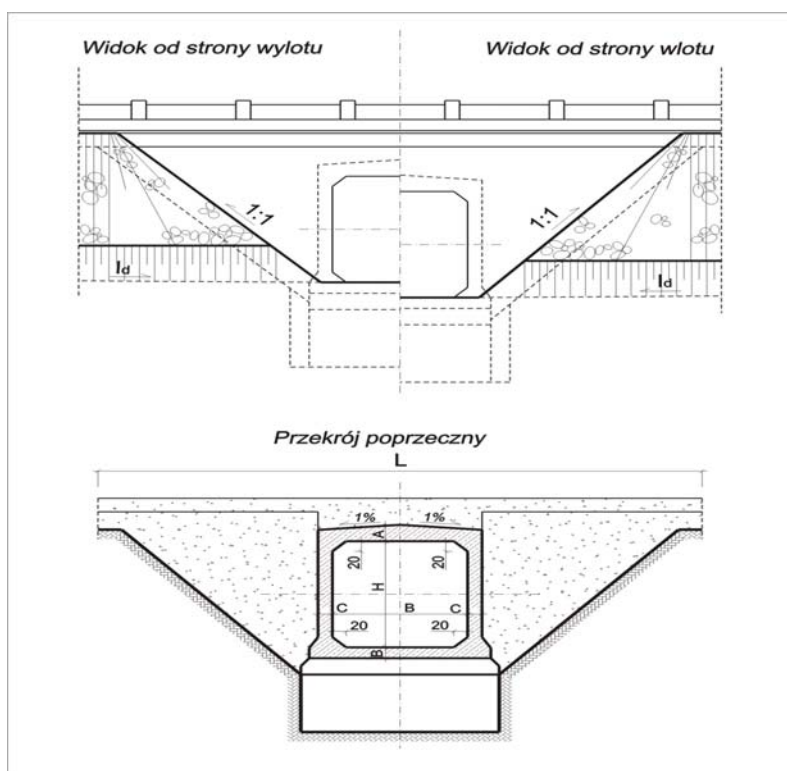
Rys. 2.4. Schemat przepustu ramowego

### 2.2.1 Przepusty o swobodnym przepływie (bezcisnieniowe)

Przepusty o swobodnym przepływie (bezcisnieniowe), należy stosować w warunkach skrzyżowania drogi z ciekim wodnym stale prowadzącym wodę. W warunkach przejścia miarodajnej wielkiej wody obliczeniowej o

prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$  (niezależnie od klasy drogi), wlot jak i wylot przepustu pozostają niezatopione. Przepusty tego typu mogą pracować, jako hydraulicznie krótkie, albo jako hydraulicznie długie.

Zgodnie z aktualnie obowiązującymi Rozporządzeniem [5], przepusty beziśnieniowe należy projektować o przekroju prostokątnym ewentualnie sklepionym. Minimalny wymiar przepustu o przekroju prostokątnym to 1,50 x 1,50 m, wymiar maksymalny to 4,50 x 4,50 m. Światło o wymiarze powyżej 4,50 m kwalifikuje budowlę do mostu małego. Schemat beziśnieniowej pracy przepustu pokazano na rys. 2.5.



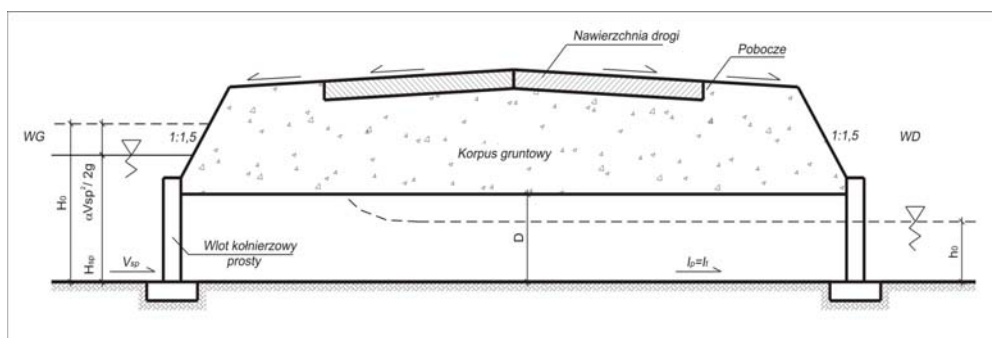
Rys. 2.5. Schemat beziśnieniowej pracy przepustu

### **2.2.2 Przepusty o zatopionym wlocie i swobodnym wylocie (półciśnieniowe)**

Przepusty o zatopionym wlocie i swobodnym wylocie (półciśnieniowe), należy stosować w warunkach zabudowy naturalnego zagłębienia terenowego,

suchego jaru, parowu czy wąwozu. W sytuacji, gdy po wystąpieniu opadów atmosferycznych powstanie spływ powierzchniowy, brak przepustu może spowodować zatrzymanie wód przed nasypem drogi i ich powolną infiltrację w grunt korpusu. Zwykle proces ten prowadzi do pogorszenia parametrów wytrzymałościowych gruntu korpusu. Przepusty tego typu mogą pracować jako hydraulicznie krótkie i jako hydraulicznie długie.

Zgodnie z aktualnie obowiązującymi zaleceniami [5], przepusty półciśnieniowe należy projektować o przekroju kołowym. Minimalny wymiar przepustu o przekroju kołowym to DN 0,60 m (tylko dla dróg klasy L i D), wymiar maksymalny to DN 1,50 m. Światło o wymiarze powyżej DN 1,50 m kwalifikuje budowlę do przyjęcia przekroju prostokątnego o wymiarach 1,50 x 1,50 m. Schemat półciśnieniowej pracy przepustu pokazano na rys. 2.6.

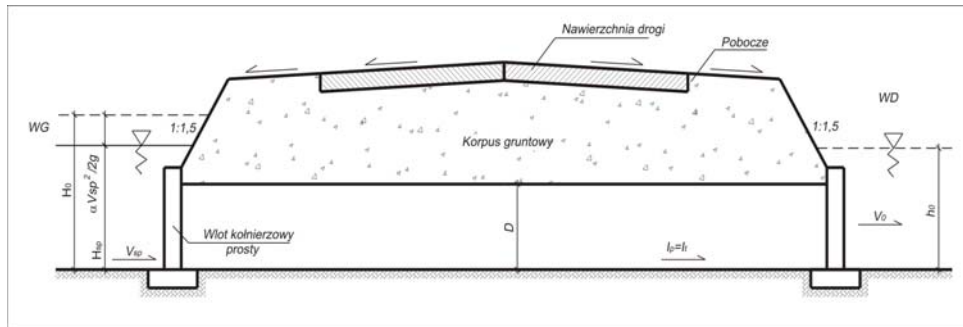


Rys. 2.6 Schemat półciśnieniowej pracy przepustu

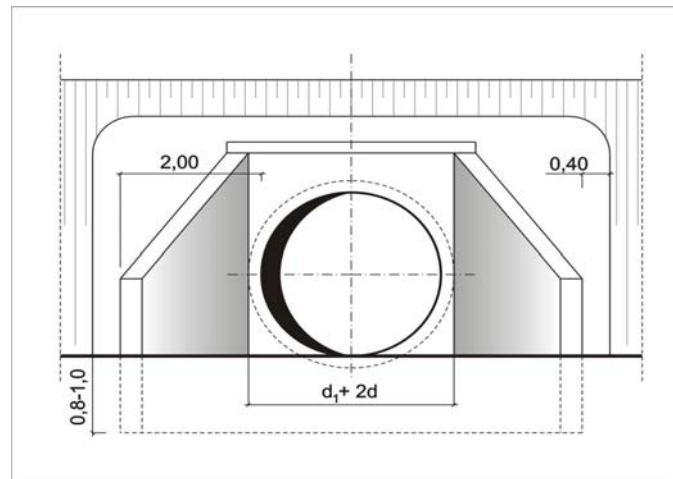
### 2.2.3 Przepusty o zatopionym wlocie i wylocie (ciśnieniowe)

Przepusty o zatopionym wlocie i wylocie (ciśnieniowe), są rzadko zalecane do stosowania, głównie z obawy przed zablokowaniem wlotu do przepustu przez przedmioty niesione wodami powodziowymi. Można je stosować tylko tam gdzie w korycie, najczęściej kanału sztucznego, prowadzona jest stała ilość wody bez zanieczyszczeń. Zgodnie z aktualnymi zaleceniami [5], przepusty ciśnieniowe należy projektować o przekroju kołowym. Minimalny wymiar przepustu o przekroju kołowym to DN 0,60 m, wymiar maksymalny to DN 1,50 m. Światło o wymiarze powyżej 1,50 m kwalifikuje budowlę do przyjęcia przekroju prostokątnego 1,50 x 1,50 m. Schemat ciśnieniowej pracy przepustu pokazano na rys. 2.7.

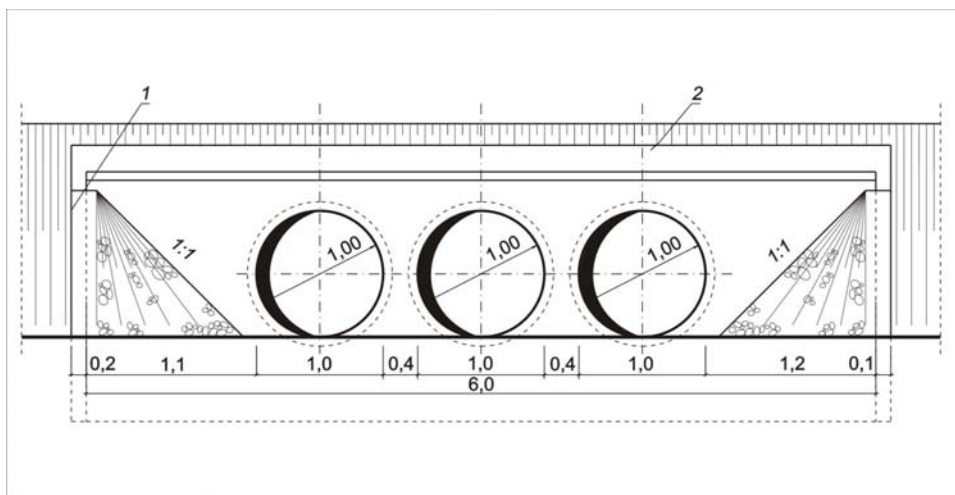
Zalecenia projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów



Rys. 2.7. Schemat ciśnieniowej pracy przepustu



Rys. 2.8 a. Schemat porównawczy przepustów – przepust jednotworowy



Rys. 2.8 b. Schemat porównawczy przepustów – przepust wielootworowy

1. Ubezpieczenie skarpy nasypu; 2. Kołnierz zamykający wlot do przepustu

## 2.3 Przepusty – przejścia dla zwierząt

Przepusty – przejścia dla zwierząt są wymagane głównie dla dróg najwyższych klas – A, S, GP [5]. Są to najczęściej obiekty typu ramowego, wbudowywane w korpus drogi w miejscach szlaków wędrówek zarówno małych zwierząt – gadów czy płazów oraz drobnych ssaków.

## 2.4 Podział systemów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów

### 2.4.1 Odwodnienie powierzchniowe

Zadaniem systemu odwodnienia powierzchniowego jest całkowite przejęcie i możliwie jak najszybsze odprowadzenie wód opadowych z terenu przylegającego do tunelu, przejścia podziemnego oraz przepustu. Odwodnienie powierzchniowe tuneli (wlot i wylot, wjazd i wyjazd), przejścia podziemnego (wejście, wyjście, rampy zjazdowe), przepustu (czoło wlotu i wylotu), realizować należy poprzez:

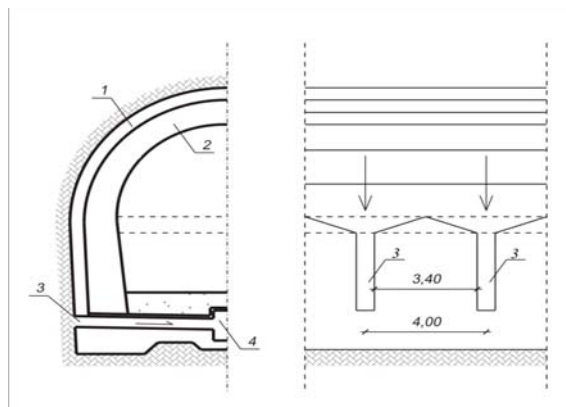
- uporządkowanie powierzchni przyległego terenu dla stworzenia dobrych warunków spływu wód opadowych i roztopowych w kierunku urządzenia odwadniającego oraz dla ograniczenia ilości wód infiltrujących w podłoże gruntowe,
- wykonanie poprzecznie do kierunku zjazdu, wjazdu, zejścia i wyjścia, zazwyczaj systemu odwodnienia liniowego, przejmującego spływające po powierzchni terenu wody opadowe,

- wykonanie odbiornika wód opadowych albo skierowanie wód do istniejących lub projektowanych dla danej budowli komunikacyjnej urządzeń odwadniających.

#### **2.4.2 Odwodnienie wgłębne**

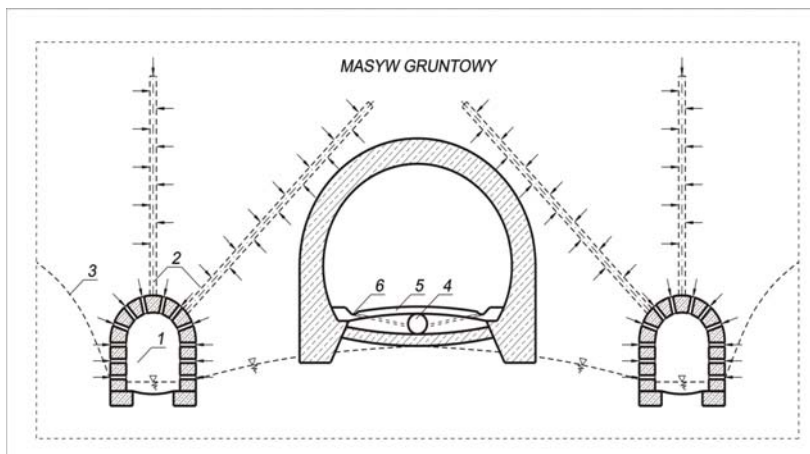
Zadania systemu odwodnienia wgłębne mogą być dwojakie, pierwsze to obniżenie poziomu wód gruntowych w obrębie głównie płytkiego tunelu lub przejścia podziemnego, drugie to przejście dopływu wód gruntowych i wyprowadzenie ich poza konstrukcję głównie tunelu głębokiego, bez obniżania poziomu zwierciadła wody podziemnej, ale ze zdjęciem ciśnienia tej wody na obudowę. Zwykle w zależności od rodzaju gruntu budującego ośrodek gruntowy, poziomu wód gruntowych lub podziemnych oraz ilości wód, system odwodnienia wgłębne tuneli głębokich i płytkich, przejść podziemnych, należy realizować poprzez:

- wbudowanie w korpus konstrukcji tunelu głębokiego sączków odwadniających, tworzących system drenaży poprzecznych (rys. 2.9),
- wbudowanie poprzecznie do konstrukcji tunelu płytkiego lub przejścia podziemnego drenażu systematycznego, obniżającego poziom wody gruntowej w rejonie budowli i regulującego oddziaływanie wód na budowlę (rys. 2.10),
- wbudowanie na zewnątrz konstrukcji tunelu głębokiego galerii zbiorczych wód podziemnych z połączeniem do nich zbieraczy wód z górotworu otaczającego tunel, z wyprowadzeniem na zewnątrz budowli systemem grawitacyjnym lub pompowym (rys. 2.11).



Rys. 2.9. Schemat wbudowania w korpus tunelu głębokiego sączków poprzecznych

1. Drenaż obudowy tunelu.
2. Obudowa tunelu.
3. Wyprowadzenie sączka poprzecznego.
4. Kolektor zbiorczy.



Rys. 2.10. Schemat odwodnienia tunelu głębokiego poprzez sztolnie zbiorcze wód podziemnych

1. Sztolnia zbiorcza wód podziemnych: 2. Zbieracze wody z górotworu skalnego
3. Obniżone zwierciadło wody podziemnej: 4. Kolektor kanalizacyjny
5. Nawierzchnia drogi: 6. Ściek przykrawężnikowy

## **2.5 Elementy systemu odwodnienia powierzchniowego tuneli i przejść podziemnych**

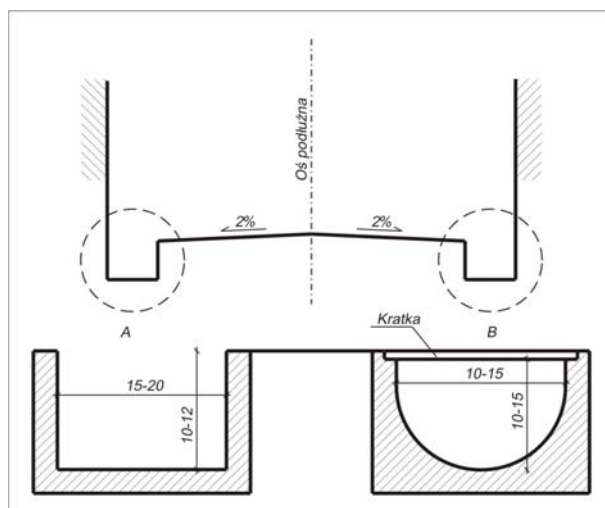
### **2.5.1 Ochrona przed wodami opadowymi pochylni i schodów prowadzących do tuneli i przejść podziemnych**

Ochronę przed wodami opadowymi pochylni i schodów prowadzących do tuneli i przejść podziemnych, należy realizować przez wbudowanie elementów odwodnień liniowych, w postaci korytek o przekroju prostokątnym zamkniętych od góry kratką.

Dla pochylni elementy liniowe należy wbudowywać poprzecznie do nachylenia pochylni i kierunku spływu wód opadowych, liczbę korytek i ich rozstaw należy dobierać przez porównanie obliczeniowego dopływu wód opadowych i roztopowych ze zdolnością przepustową danego elementu odwodnienia liniowego. Obok korytek poprzecznych, równoległe wzdłuż ścian pochylni należy wbudować otwarte korytka zbiorcze wód opadowych o nachyleniu zgodnym z nachyleniem pochylni (rys. 2.11). Natomiast na końcu pochylni studzienkę połączeniową,



między systemem liniowym odwodnienia tuneli, a odwodnieniem pochylni, ewentualnie zjazdu do tunelu lub wyjazdu z tunelu.



Rys. 2.11. Schemat wbudowania systemu odwodnienia liniowego tuneli i przejść podziemnych

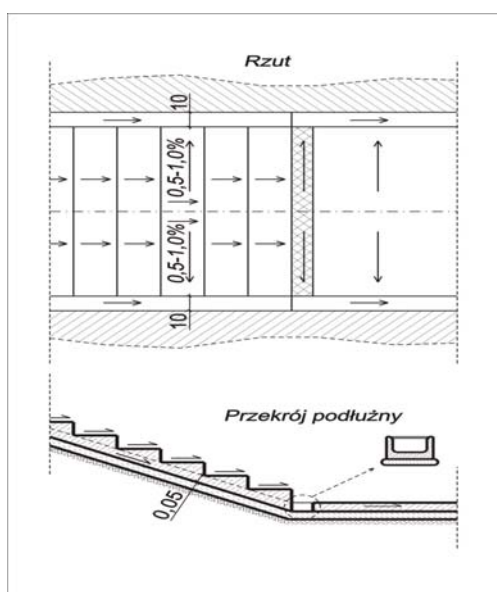
Dla schodów po obu stronach biegu, należy wbudować korytka zbiorcze wód opadowych o przekroju prostokątnym nie zamknięte od góry kratką oraz nadać schodom nachylenie poprzeczne równe  $0,5 \div 1,0 \%$  w kierunku korytek (rys. nr 2.12). Woda z korytek zbiorczych otwartych spływa do korytka usytuowanego na końcu biegu schodów, które powinno być przykryte kratką, a następnie do rurociągu zbiorczego wód opadowych i zbiornika retencyjnego. Przy braku możliwości jej grawitacyjnego usunięcia, należy ją wypompować na zewnątrz.

### 2.5.2 Korytka poprzeczne

Korytkom poprzecznym odwodnienia pochylni lub zjazdu do i wyjazdu z tunelu, należy nadać przekrój prostokąta lub półkola. Są to zwykle elementy prefabrykowane z tworzyw sztucznych, czasami z żeliwa. Ich szerokość zawiera się w granicach  $0,15 \div 0,20$  m, głębokość nie przekracza  $0,10 \div 0,15$  m. Pojedyncze odcinki mają długość  $0,50 \div 2,0$  m i moduł  $0,50$  m. Elementy te należy układać na fundamencie wykonanym z betonu, rzadziej z zagęszczonego gruntu.

### 2.5.3 Koryta zbiorcze wód opadowych

Korytom zbiorczym wód opadowych wykonywanym zwykle z betonu, należy nadać przekrój prostokąta o szerokości w dnie 0,15 ÷ 0,20 m i wysokość do 0,10 m, koryt tych nie należy zamykać od góry kratką. Stanowią one układy zbiorcze przejmujące wody opadowe z kanałów poprzecznych albo z powierzchni nachylonych w ich kierunku, np. schodów zejściowych tuneli lub przejść podziemnych.



Rys. 2.12. Schemat odwodnienia powierzchniowego schodów tunelu lub przejścia podziemnego

### 2.5.4 Systemy kanalizacji wód opadowych i roztopowych

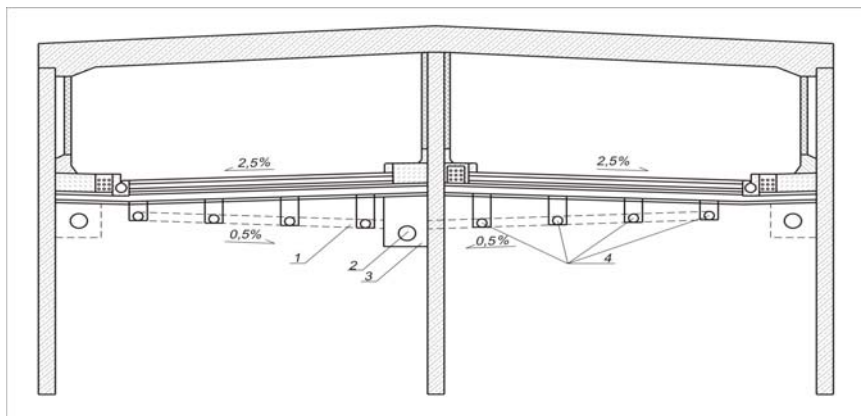
Systemy kanalizacji wód opadowych i roztopowych stanowią odbiornik nie tylko tych wód przejmowanych przez system odwodnienia powierzchniowego tunelu lub przejścia podziemnego, ale i wód podziemnych przejmowanych przez system odwodnienia w głębnych wymienionych obiektów inżynierskich. W tunelach dwutorowych należy stosować system jednostronny kanalizacji, poprowadzony wzdłuż jednej ze ścian tunelu. W tunelach jednotworowych należy stosować system kanalizacji poprowadzony centralnie w osi jezdni o jednym pasie ruchu w każdym kierunku.

System jednostronny kanalizacji należy prowadzić wzdłuż ściany zewnętrznej tunelu, zaś woda powinna być ujmowana poprzez elementy prefabrykowane,

składający się z wzdłużnej szczeliny zapewniającej swobodny dopływ wody oraz przewodu o przekroju kołowym stanowiącego odbiornik wód (rys. 2.13). Całość należy poprowadzić zgodnie z nachyleniem podłużnym tunelu. Dopływ wody do szczeliny zapewnia nachylenie poprzeczne jezdni, które należy przyjmować jako równe  $1,5 \div 2,5 \%$ .

System dwustronny należy sytuować w osi jezdni tunelu jednootworowego i powinien go stanowić przewód o przekroju kołowym z tworzywa termoplastycznego np. PEHD karbowany dwucienny. Obustronnie wzdłuż krawężników jezdni należy wykształcić przykrawężnikowe ścieki, odbiór wody należy zapewnić poprzez żeliwne wpusty deszczowe, które z przewodem kanalizacji deszczowej należy połączyć przykanalikami o minimalnej średnicy DN 0,20 m.

Woda z kanalizacji deszczowej tunelu czy przejścia podziemnego z uwagi na znaczące zróżnicowanie wysokościowe, rzadko jest wyprowadzana grawitacyjnie, częściej sprowadzana jest do zbiornika retencyjnego wód deszczowych, do którego podłączony jest układ pompowy.



Rys. 2.13. Schemat jednostronny systemu kanalizacji wód deszczowych tunelu lub przejścia podziemnego

### **2.5.5 Zbiorniki retencyjne, przepompownie wód opadowych i roztopowych**

Zbiorniki retencyjne, przejmują wody opadowe i roztopowe doprowadzane kanalizacją deszczową a często także, wody podziemne. Zbiornik retencyjny stanowi zwykle przedostatni etap zagospodarowania wód przejmowanych przez system odwodnienia powierzchniowego i system odwodnienia wglębnego tuneli i przejść podziemnych. Jego pojemność należy tak dobierać, aby zagwarantować

najwyżej dwu- lub trzy krotne w ciągu doby włączanie się pomp w przepompowni. Częste uruchamianie i zatrzymywanie pomp prowadzi nie tylko do dużego zużycia energii elektrycznej, ale również do szybkiego zużycia podzespołów agregatów pompowych.

Przepompownie wód opadowych i roztopowych, to aktualnie obiekty prefabrykowane wyposażone w pompy zatapialne, o w pełni zautomatyzowanym działaniu. Wyposażone są zwykle w dwa lub trzy agregaty pompowe, z których jeden stanowi agregat rezerwowy. Całą pracę przepompowni należy tak zaprogramować, aby naprzemiennie pracował jeden komplet jej agregatów. Rurociąg tłoczny należy poprowadzić wzdłuż jednej ze ścian tunelu lub przejścia podziemnego i wyprowadzić albo bezpośrednio do odbiornika wód opadowych albo do innego elementu odwodnienia zewnętrznego budowli.

#### **2.5.6 Zagospodarowanie wód przejmowanych przez system odwodnienia powierzchniowego tuneli i przejść podziemnych**

Istnieje szereg możliwości zagospodarowania wód opadowych przejmowanych przez system odwodnienia powierzchniowego tuneli i przejść podziemnych. Wszystkie muszą spełniać wymagania aktualnie obowiązującego ustawodawstwa, w tym ustawy Prawo wodne [1] oraz Rozporządzenia [6].

Tym samym w pierwszej kolejności należy określić ilość wód przejmowanych przez system odwodnienia powierzchniowego, następnie określić ich jakość – mając na uwadze fakt, że spływają one z terenów przyległych a nie z odwadnianego odcinka drogi (możliwa jest wówczas ponadnormatywna zawartość zawieszin i substancji ropopochodnych) i dopiero wtedy podjąć decyzję o możliwości ich zagospodarowania.

Pierwsza możliwość to wprowadzenie wód do poprowadzonego wzdłuż drogi systemu odwodnienia powierzchniowego tej drogi w postaci rowów skarpowych dolnych. Możliwość ta wydaje się być najbardziej ekonomicznie uzasadniona tym bardziej, że system odwodnienia powierzchniowego tunelu samochodowego przejmuje zazwyczaj niewielkie ilości wód opadowych i roztopowych, dopływających bezpośrednio lub wnoszonych przez pojazdy wjeżdżające do tunelu.

W przypadku przejść podziemnych sytuacja jest podobna z tym, że zazwyczaj odbiornikiem wód opadowych i roztopowych jest system kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej przebiegającej w pobliżu przejścia.

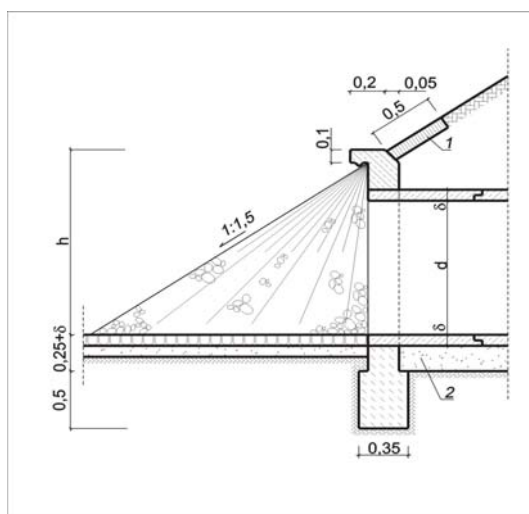
Możliwość druga to wybór indywidualnego rozwiązania odbioru wód z systemu odwodnienia powierzchniowego tunelu, szczególnie poprowadzonego w terenie otwartym. Zalecane jest tu wykorzystanie istniejącej na danym terenie sieci cieków powierzchniowych, zastoisk wody, naturalnych zagłębień terenowych czy

studni chłonnych. Każda z wymienionych możliwości ma pewne ograniczenia, wymagające m.in. każdorazowego uzyskania stosownego pozwolenia wodnoprawnego z równoczesnym spełnieniem wymogów podanego powyżej Rozporządzenia [6].

## **2.6 Elementy systemu odwodnienia powierzchniowego przepustów**

### **2.6.1 Zabezpieczenie przed bezpośrednim oddziaływaniem wód opadowych na konstrukcję przepustów**

Jako zabezpieczenie przed bezpośrednim oddziaływaniem wód opadowych na konstrukcję przepustów, należy stosować odpowiednie ukształtowanie głowicy wlotowej tzw. kołnierza, tworząc kapinos zabezpieczający przed spływaniem wód opadowych po powierzchni głowicy (rys. 2.14). Jednocześnie górną część głowicy należy tak ukształtować, aby stanowiła oparcie dla skarpy nasypu drogi. Dolną część skarpy nasypu drogi w rejonie oparcia o głowicę przepustu, należy ubezpieczyć poprzez wbudowanie darniny pasem o szerokości min. 0,50 m.



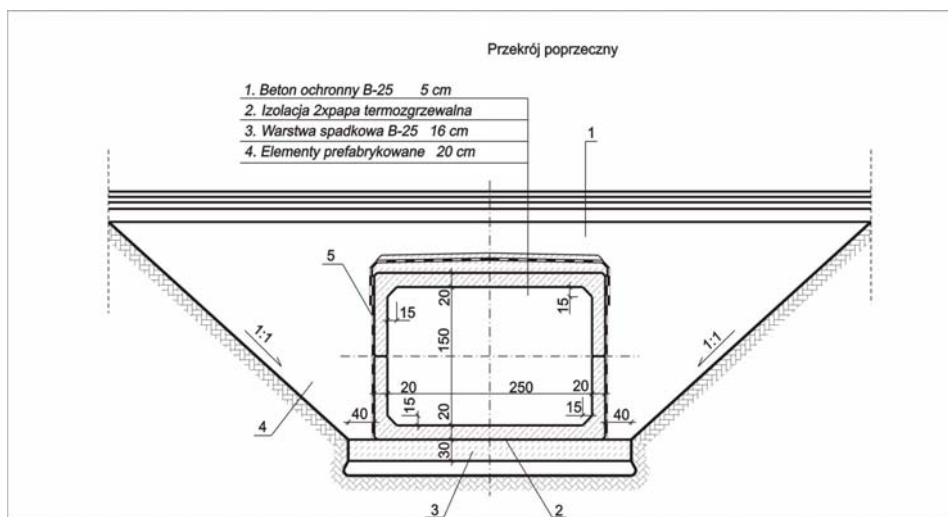
Rys. 2.14. Zabezpieczenie przepustu przed bezpośrednim oddziaływaniem wód opadowych

1. Pas darniny o szerokości min. 0,50 m, 2. Zagęszczona podsypka piaskowa

### **2.6.2 Betony spadkowe, izolacje przeciwwilgociowe**

Konstrukcję przepustu należy chronić przed wodami, które w procesach infiltracji mogą przenikać przez pobocza dróg, grunty pasów rozdzielczych

autostrad czy dróg szybkiego ruchu. Poszczególne segmenty przepustu ustawione na płycie fundamentowej na styk, należy zamknąć od góry płytą żelbetową, na której należy ułożyć beton spadkowy tworzący charakterystyczny daszek ukierunkowujący spływ wód opadowych w stronę ścian bocznych przepustu (rys. 2.15).



Rys. 2.15 Przykładowe zabezpieczenie przeciwwilgociowe przepustu drogowego

1. Konstrukcja nawierzchni drogi: 2. Element prefabrykowany przepustu
3. Płyta fundamentowa żelbetowa B25: 4. Korpus gruntowy drogi
5. Izolacja przeciwwilgociowa przepustu

Na daszku należy ułożyć izolację przeciwwilgociową w postaci minimum dwóch warstw papy termozgrzewalnej, zabezpieczającą beton spadkowy przed bezpośrednim oddziaływaniem wilgoci. Izolację tą należy wyprowadzić na ściany boczne przepustu do połączenia z izolacją przeciwwilgociową tych ścian, którą należy wykonać np. w postaci dwóch podwójnych powłok abizolu, pierwsze dwie (wewnętrzne) kładzione na zimno i dwie końcowe (zewnętrzne) na gorąco.

## 2.7 Elementy systemu odwodnienia wglębne tuneli i przejść podziemnych

### 2.7.1 Sztolnie odwadniające

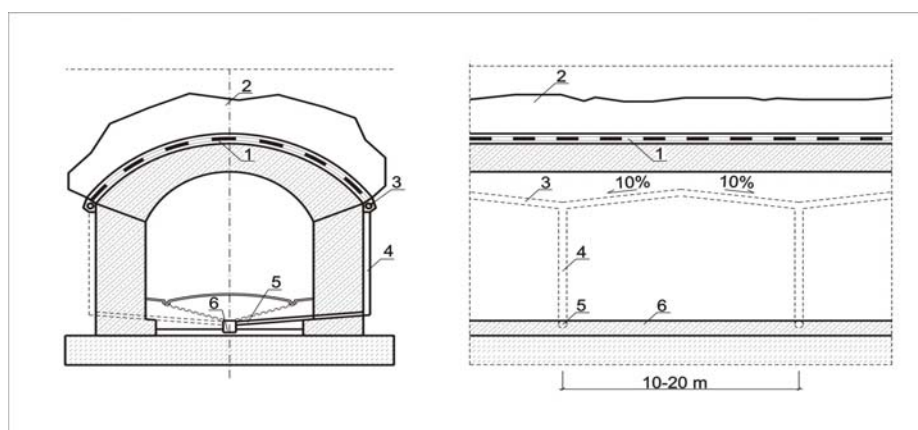
Sztolnie odwadniające zaliczane są do tzw. zewnętrznego systemu odwadniania. Należy je stosować dla odwodnienia tuneli głębokich prowadzonych

w masywie skalnym. Sztolnie należy umiejscowić po obu stronach tunelu, w pewnej odległości od jego konstrukcji i wykonywać podobnymi metodami jak konstrukcję zasadniczą, ale z pewnym wyprzedzeniem czasowym w stosunku do realizacji przekroju tunelu. W obudowie sztolni należy wykonać otwory lub szczeliny, przez które do wnętrza sztolni będzie wpływać woda znajdująca się w szczelinach i spękaniach górotworu skalnego.

Po wybudowaniu sztolni, należy rozważyć potrzebę wykonania dodatkowych otworów wspomagających o średnicy 0,10 m, skierowanych w stronę górnej części górotworu dla przejścia wód podziemnych, wyloty tych otworów umiejscowić w obudowie przekroju sztolni.

### 2.7.2 Drenaż przypowierzchniowy

Drenaż przypowierzchniowy należy stosować, jako system odwodnienia tuneli głębokich i płytkich, nie narażonych na bezpośrednie oddziaływanie wód podziemnych. Drenaż należy umieszczać na obudowie tunelu w postaci warstwy drenażowej wykonywanej z materiału gruboziarnistego – kłińca lub tłucznia, wyprowadzonej następnie wzdłuż ścian bocznych do zewnętrznych kolektorów, które poprzez wewnętrzne ujęcie wody zrzucają je do kolektora zbiorczego poprowadzonego wewnątrz tunelu (rys. 2.16). Drenaże te należy stosować zwykle w sytuacji występowania małych ilościowo dopływów wód z górotworu skalistego lub gruntowego.



Rys. 2.16. Schemat drenażu przypowierzchniowego tunelu głębokiego nie narażonego na bezpośrednie oddziaływanie wód podziemnych

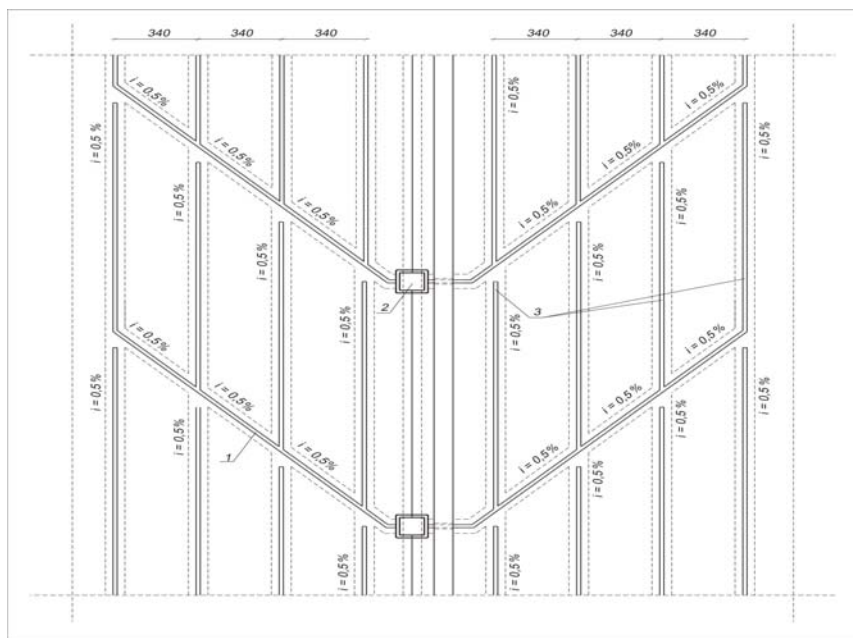
1. Izolacja zewnętrzna obudowy tunelu; 2. Warstwa drenażowa kłińcowa;

3. Sączek zbierający wody drenażowe, DN 0,15
4. Przewód zbiorczy wód drenażowych, DN 0,20
5. Przykanalik kratki wodościekowej: 6. Kolektor kanalizacyjny

### 2.7.3 Drenaż poprzeczny

Drenaże poprzeczne należy stosować dla tuneli płytkich oraz dla przejść podziemnych. Drenaż ten kształtować należy z szeregu przewodów drenarskich ułożonych w pewnym odstępie (jeden od drugiego), wzdłużnie do osi budowli. Ich podstawowym zadaniem jest obniżenie poziomu wód gruntowych, rzadziej podziemnych oraz ujęcie ich dopływu wraz z wyprowadzeniem poza obręb chronionych budowli.

Przewody drenarskie tzw. zbieracze, należy wykonywać z rur o średnicy 0,10 ÷ 0,15 m z otworami lub szczelinami. Długość pojedynczego zbieracza powinna wynikać z wymogu zachowania minimalnego spadku podłużnego, pozwalającego na utrzymanie minimalnej prędkości przepływu wody wewnątrz przewodu równej 0,40 m/s, gwarantującej wynoszenie drobnego gruntu z wnętrza rur oraz z wymogu zachowania minimalnego zagłębienia przewodu pod konstrukcją tunelu albo przejścia podziemnego (rys. 2.17).



Rys. 2.17. Schemat drenażu poprzecznego tunelu płytkiego lub przejścia podziemnego



1. Zbieracze wód drenażowych DN 0,20; 2. Studzienka połączeniowa; 3. Sączki zbierające wody drenażowe DN 0,15;

Zbieracze należy połączyć z przewodami odbierającymi wodę, wykonanymi jako przewody o średnicy DN 0,20 bez perforacji lub szczelin (nacięć). Przewody te należy z kolei połączyć z kolektorem zbiorczym poprowadzonym centralnie, którego średnicę należy dobierać w zależności od wielkości dopływu wód oraz od możliwego do uzyskania spadku podłużnego jego dna.

Połączenie zbieraczy z przewodami odbierającymi wodę należy wykonywać poprzez trójniki, natomiast połączenie tych przewodów z kolektorem zbiorczym musi być bezwzględnie wykonane w studzienkach połączeniowych.

#### **2.7.4 Kolektory zbiorcze wód podziemnych**

Kolektory zbiorcze wód podziemnych lub gruntowych pracują w układzie przepływu grawitacyjnego, zbierając wszystkie rodzaje wód przejmowane przez systemy odwadniania powierzchniowego i wglębnego, wyprowadzając je poza obręb chronionej budowli – tunelu czy przejścia podziemnego. Ich średnicę należy dobierać w zależności od określonej wcześniej wielkości dopływu wód oraz w zależności od możliwego do uzyskania spadku podłużnego dna tego przewodu.

Ponieważ przewód kolektora zbiorczego pracuje w układzie przepływu beczciśnieniowego, stąd o zdolności przepustowej tego przewodu w głównej mierze decydować będzie spadek podłużny jego dna i rodzaj materiału, z jakiego przewidywane jest wykonanie tego kolektora. Może się tak zdarzyć, że z uwagi na niewielkie spadki podłużne tuneli, również i wynikowy spadek podłużny kolektora będzie na tyle mały, że obliczeniowa średnica przewodu wyjdzie stosunkowo duża.

#### **2.7.5 Zbiorniki retencyjne, przepompownie wód**

Istnieją sytuacje, wynikające głównie z wzajemnej relacji pomiędzy wysokościowym usytuowaniem tunelu i przyległego terenu, w których nie jest możliwe grawitacyjne wyprowadzenie wód przejmowanych przez systemy odwadniania. Wody te należy wówczas sprowadzić do zbiorników retencyjnych, do których trzeba podłączyć systemy pompowe. Powstały wtedy układ pracy wymuszonej kolektorami tłocznymi, wyprowadza wody z systemów odwadniania na zewnątrz do wcześniej wybranego odbiornika.

## **2.8 Elementy systemu odwodnienia wglębnego przepustów – przegrody przeciwfiltracyjne**

W przypadku przepustów wbudowanych w korpus drogi poprowadzony w nasypie, z uwagi na ich wysokościowe usytuowanie, nie stosuje się systemu odwodnienia wglębnego regulującego oddziaływanie wód gruntowych na konstrukcję przepustu. Można ewentualnie zaprojektować przegrody przeciwfiltracyjne, umieszczane w powiązaniu z głowicą wlotową przepustu w podłożu gruntowym, dla ograniczenia ruchu wód gruntowych pod budowlą, jak i wzdłuż budowli, dla przypadku pojawienia się na wysokości przekroju przepustu wielkich wód powodziowych.

## **3. Projektowanie elementów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów**

### **3.1 Odwodnienie powierzchniowe**

#### **3.1.1 Dokumentacja hydrologiczna na potrzeby projektu odwodnienia powierzchniowego, tunelu, przejścia podziemnego i przepustu**

Dokumentacja hydrologiczna na potrzeby odwodnienia powierzchniowego tunelu czy przejścia podziemnego, powinna zawierać określenie następujących wielkości i parametrów:

- zlewnia tunelu lub przejścia podziemnego,
- charakterystyka zlewni,
- wskaźnik opadu normalnego,
- prawdopodobieństwo pojawienia się deszczu miarodajnego,
- natężenie deszczu miarodajnego,
- odpływ sekundowy ze zlewni.

Zwykle zlewnię tunelu czy przejścia podziemnego, w tym jej charakterystykę, dobór prawdopodobieństwa pojawiania się oraz natężenie deszczu miarodajnego, a także wielkość odpływu sekundowego określa projektant odwodnienia wymienionych obiektów. Wskaźnik opadu normalnego określany jest przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej dla wskazanego obszaru stanowiącego przedmiot obliczeń.

### **3.1.2 Opady atmosferyczne**

Opady atmosferyczne ze względu na stan fizyczny oraz wielkość cząstek dzielone są zwykle na kilkanaście rodzajów, z których za najistotniejsze z punktu widzenia ilości powstającej wody uwzględnia się:

- deszcz ciągły powstający z nisko zawieszonych nad ziemią chmur typu warstwowego,
- deszcz nawalny powstający z chmur typu kłębiastego zwykle zawieszonych wysoko nad powierzchnią ziemi,
- śnieg będący postacią opadu stałego.

Opady atmosferyczne mierzy się wysokością warstwy wody, jaka powstałaby na danym terenie, gdyby część wody nie wyparowała, nie spłynęła sływem powierzchniowym po powierzchni terenu, nie wniknęła w grunt w procesie infiltracji oraz nie została pochłonięta w procesach życiowych roślin występujących na danym terenie.

Pomiar wysokości opadów atmosferycznych przeprowadza się punktowo w wybranych miejscach danego obszaru, a następnie zestawia tabelarycznie dla przyjętego okresu czasu – dekada, miesiąc, rok. W hydrologii opadowej operuje się pojęciem opadu normalnego, czyli opadu średniego rocznego z wielolecia oraz wskaźnika opadu normalnego, czyli opadu przyporządkowanemu do pewnego ściśle określonego powierzchniowo obszaru.

Opady charakteryzowane są również przez natężenie, zwykle używa się pojęcia natężenie objętościowe albo natężenie warstwowe opadu atmosferycznego. To drugie pojęcie jest używane w meteorologii. Natężenie objętościowe deszczu określa jednostkę objętości deszczu (zwykle  $\text{dm}^3$ ), jaka spadła w jednostce czasu (sekunda) na jednostkę powierzchni ( $\text{ha}$ ) danego obszaru, na którym opad wystąpił.

Bardzo ważną miarą deszczu jest jego czas trwania, zwykle deszcze o krótkich czasach trwania to deszcze nawalne o bardzo dużych natężeniach, dłuższy czas trwania deszczu daje odpowiednio jego mniejsze natężenie.

### **3.1.3 Zlewnia budowli**

Zlewnię tunelu lub przejścia podziemnego należy wyznaczyć w oparciu o mapę topograficzną, najlepiej zasadniczą w skali 1 : 1000. Na mapie w pierwszej kolejności należy nanieść trasę drogi oraz jej odcinek poprowadzony w tunelu, podobnie należy postępować dla przejścia podziemnego projektowanego np. pod ciągiem komunikacyjnym w zabudowie miejskiej.

W oparciu o układ warstwowy przyległego terenu, na bazie analizy tras spływu pojedynczych cząsteczek deszczu (rysowanych prostopadle do warstw), należy wyznaczyć skrajne trasy spływu, zamykające początek jak i koniec odcinka tunelu czy przejścia podziemnego, na długości którego możliwe jest pojawienie się wód opadowych.

Po naniesieniu granic zlewni danego obiektu, należy obliczyć jej powierzchnię oraz dobrać współczynniki spływu i opóźnienia odpływu – parametry charakteryzujące zlewnię.

### 3.1.4 Obliczenie wielkości odpływu sekundowego ze zlewni budowli

Po określeniu wielkości zlewni tunelu lub przejścia podziemnego, należy obliczyć wielkość odpływu sekundowego, jaki powstanie w wyniku wystąpienia opadu atmosferycznego, a w jego wyniku spływu powierzchniowego po terenie. Odpływ sekundowy ( $Q_o$ ) ze zlewni drogowej, tunelu lub przejścia podziemnego, należy określać ze wzoru o postaci [9]:

$$Q_o = \varphi \times \psi \times q \times F \text{ [dm}^3\text{/s]} \quad (3.1)$$

w którym:

- $\varphi$  – współczynnik opóźnienia odpływu [-] (dla małych zlewni należy przyjmować  $\varphi = 1$ ),
- $\psi$  – współczynnik spływu [-] (Tablica 3.1),
- $F$  – powierzchnia zlewni [ha],
- $q$  – natężenie deszczu miarodajnego [dm<sup>3</sup>/s ha].

Pojęcie deszczu miarodajnego stanowi istotę metody granicznych natężeń deszczu [9], zakładającej równość czasu trwania deszczu i czasu spływu pojedynczej cząsteczki deszczu z punktu zlewni najdalej odległego od przekroju obliczeniowego. Początkowo ruch analizowanej pojedynczej cząsteczki deszczu ma charakter spływu po powierzchni terenu z chwilą, gdy cząsteczka trafi do urządzenia odwadniającego – rowu lub ścieku, przechodzi w przepływ jego przekrojem.

Natężenie deszczu miarodajnego zgodnie z [9] należy obliczać ze wzoru o postaci:

$$q = \frac{A_q}{t_d^{0,667}} \text{ [dm}^3\text{/s ha]} \quad (3.2)$$

w którym:

$A_q$  – parametr bezwymiarowy będący funkcją częstotliwości pojawiania się deszczu miarodajnego oraz opadu normalnego –  $A_q = f(C, P_n)$ ,

$t_d$  – czas trwania deszczu miarodajnego [min.].

**Tablica 3.1 Przykładowe wartości współczynników spływu w zależności od rodzaju i spadku powierzchni [15]**

Rodzaj powierzchni	Spadek powierzchni [%]					
	0,5	1,0	2,5	5,0	7,5	10,0
	Współczynnik spływu $\psi$ [-]					
Powierzchnie dachowe	0,85	0,90	0,96	0,98	0,99	1,00
Bruki szczelne	0,70	0,72	0,75	0,80	0,85	0,90
Bruki zwykłe	0,50	0,52	0,55	0,60	0,65	0,70
Aleje spacerowe	0,20	0,22	0,25	0,30	0,35	0,40
Parki i ogrody	0,10	0,12	0,15	0,20	0,25	0,30
Tereny upraw rolnych	0,05	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25
Tereny leśne	0,01	0,02	0,04	0,06	0,10	0,15
Zabudowa zwarta	0,80	0,82	0,85	0,90	0,95	1,00
Zabudowa luźna	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
Zabudowa niska (willowa)	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,60

Częstotliwość pojawiania się deszczu miarodajnego należy przyjmować na podstawie klasy ważności drogi samochodowej. Zgodnie z Rozporządzeniem [4], dla dróg klasy A lub S należy przyjmować  $C = 10$  lat ( $p = 10\%$ ), dla dróg klasy GP należy przyjmować  $C = 5$  lat ( $p = 20\%$ ), dla dróg klasy G lub Z należy przyjmować  $C = 2$  lata ( $p = 50\%$ ), zaś dla dróg klasy L lub D należy przyjmować  $C = 1$  rok ( $p = 100\%$ ). Ponieważ tunel samochodowy stanowi element składowy drogi danej klasy ważności, stąd częstotliwość występowania (prawdopodobieństwo pojawiania się) deszczu miarodajnego należy przyjmować w takiej samej wysokości jak dla drogi.

Dla przejść podziemnych należy odnieść się do kategorii ważności ulicy, dla ulicy o ruchu ekspresowym (kat. E) należy przyjmować  $C = 10$  lat ( $p = 10\%$ ), dla ulicy o ruchu przyspieszonym (kat. P) należy przyjmować  $C = 5$  lat ( $p = 20\%$ ), dla ulicy o ruchu normalnym (kat. N) należy przyjmować  $C = 2$  lata ( $p = 50\%$ ), dla ulicy o ruchu wolnym (kat. W) należy przyjmować  $C = 1$  rok ( $p = 100\%$ ).

Dla określenia parametru  $A_q$  dla przyjętej klasy ważności budowli komunikacyjnej i wskaźnika opadu normalnego, należy skorzystać z danych zamieszczonych w tablicy 3.2, przyjmując wartości pośrednie poprzez interpolację liniową.

Czas trwania deszczu miarodajnego zgodnie z założeniem metody granicznych natężeń deszczu, powinno się obliczać zakładając równość czasu spływu pojedynczej cząsteczki deszczu z punktu najdalej odległego do przekroju obliczeniowego, częściej jednak należy go przyjmować na podstawie analizy sytuacyjnej. Dotyczy to szczególnie określania odpływów sekundowych dla przejść podziemnych w zabudowie miejskiej o dużej dominacji powierzchni szczelnych i istniejących systemach kanalizacyjnych przejmujących spływy powierzchniowe wód opadowych.

Podobnie należy postępować dla obszarów zlewni przyporządkowanych albo wlotowi do tunelu albo wylotowi z tunelu. Są to zazwyczaj niewielkie obszary powierzchni, lecz posiadające stosunkowo duże nachylenia oraz szczelne. Przykładowo dla deszczu o częstotliwości pojawiania się  $C = 1$  lub 2 lata, dla przeciętnych warunków dotyczących wysokości opadów atmosferycznych bez ryzyka popełnienia błędu można przyjmować  $q = 115 \div 125 \text{ dm}^3/\text{s}$  ha odwadnianej powierzchni.

**Tablica 3.2 Przykładowe wartości parametru  $A_q$  [15]**

Prawdopodobieństwo pojawiania się deszczu miarodajnego $p$ [%]	Wartość parametru $A_q$ zależna od wskaźnika opadu normalnego $P_n$ [mm]			
	do 800	do 1000	do 1200	do 1500
5	1276	1290	1300	1378
10	1013	1083	1134	1202
20	804	920	980	1025
50	592	720	750	796

100	470	572	593	627
-----	-----	-----	-----	-----

### **3.1.5 Dobór parametrów koryt poprzecznych**

Koryta poprzeczne kładzione są zwykle prostopadle w stosunku do osi zjazdu do tunelu czy wyjazdu z tunelu. Czasami zwiększa się nachylenie dla zwiększenia spadku podłużnego dna i tym samym prędkości przepływu warunkującej uzyskanie wymaganej zdolności przyjmowania wód opadowych czy zdolności przepustowej koryta.

Koryta poprzeczne zwykle jako elementy prefabrykowane z tworzyw sztucznych, termoplastycznych czy żeliwa, tworzą tzw. systemy liniowe przyjmowania wód opadowych, stąd w zależności od materiału z jakiego zostały wykonane, ich głębokość i szerokość zawiera się zwykle pomiędzy 0,10 ÷ 0,15 m. Gdy spadki zjazdów czy wyjazdów są duże, a tereny charakteryzują się wysokimi opadami atmosferycznymi, należy wbudować system podwójny a nawet potrójny, tak aby przechwycić całość spływających wód.

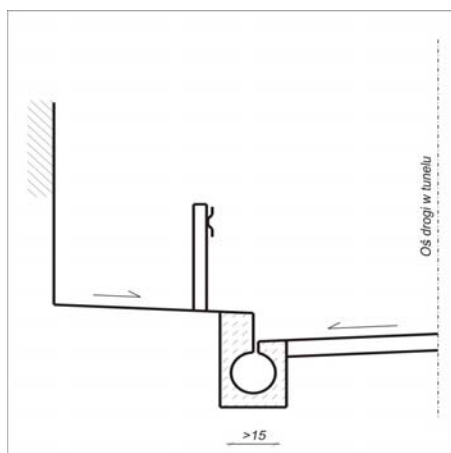
### **3.1.6 Dobór parametrów koryta zbiorczego wód opadowych**

Koryta zbiorcze wód opadowych powinny posiadać przekroje zbliżone do obrysu okręgu, stosunkowo płytkie, dające się łatwo wbudować wzdłuż obrysu krawężników drogi zamkniętej w tunelu. Możliwe jest ułożenie koryta poprzecznie na zjeździe do tunelu lub wyjeździe z tunelu. Dla przejścia podziemnego koryto zbiorcze powinno mieć przekrój prostokąta i stanowić element składowy konstrukcji schodów zejściowych lub wejściowych przejścia.

Koryto w tunelu może być wykonane, jako zagłębienie w nawierzchni drogi tworząc tzw. ściek przykrawężnikowy, może też być wykonane jako element prefabrykowany ułożony wzdłużnie, stanowiący element konstrukcyjny nawierzchni drogi. Przykładowe rozwiązanie koryta zbiorczego wód opadowych w tunelu pokazano na rys. 3.1. Parametry koryta zbiorczego należy przyjmować stosownie do obliczeniowej ilości wód opadowych, jaka spływem powierzchniowym dotrze w pobliże zabezpieczonej konstrukcji. Zwykle koryta zbiorcze wbudowane w przekrój krawężnika mają przekrój kołowy (rys. 3.1), natomiast klasyczne ścieki przykrawężnikowe pełniące rolę koryta zbiorczego, to najczęściej betonowe albo kamienne koryta o przekroju trójkąta o szerokości do 0,50 m i głębokości nie przekraczającej 0,08 m.

### 3.1.7 Zdolność przepustowa koryta zbiorczego wód opadowych

Zdolność przepustową koryta zbiorczego wód opadowych, należy określać na podstawie następującego wzoru:



Rys. 3.1. Przykładowe koryto zbiorcze wód opadowych w tunelu

$$Q_z = v_2 \times A \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (3.3)$$

w którym:

$v_2$  – prędkość przepływu w korycie zbiorczym [m/s],

$A$  – pole powierzchni części przekroju koryta zbiorczego wypełnionego wodą [m<sup>2</sup>].

Prędkość  $v_2$  przepływu wody w korycie zbiorczym należy określać ze wzoru Manninga, obowiązującego dla warunków ruchu ustalonego jednostajnego, o postaci podanej poniżej:

$$v_2 = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times I_d^{1/2} \quad [\text{m/s}] \quad (3.4)$$

w którym:

$n$  – współczynnik szorstkości charakteryzujący rodzaj materiału z jakiego wykonane zostało koryto zbiorcze, dla przewodów betonowych i kamiennych



należy przyjmować  $n = 0,012 \div 0,014$ , dla przewodów z tworzyw sztucznych  $n = 0,010$ .

$R_h$  – promień hydrauliczny, który należy określać z relacji podanej poniżej i podstawiać do wzoru na prędkość w metrach.

$I_d$  – spadek podłużny dna kanału zbiorczego, który należy podstawiać jako wartość bezwymiarową.

$$R_h = \frac{A}{O_z} \quad [\text{m}] \quad (3.5)$$

w którym:

$A$  – powierzchnia przekroju przepływowego, rozumiana jako powierzchnia części przekroju poprzecznego kanału wypełniona wodą [ $\text{m}^2$ ],

$O_z$  – długość obwodu zwilżonego, rozumiana jako długość obrysu części przekroju poprzecznego kanału będąca w kontakcie z wodą [m],

Warunkiem poprawności przyjęcia parametrów koryta zbiorczego jest spełnienie nierówności podanej poniżej

$$Q_z \geq Q_o \quad (3.6)$$

Gdy podany powyżej warunek nie jest spełniony, obliczenia należy powtórzyć zwiększając parametry koryta zbiorczego wód opadowych albo wbudowując równoległy przekrój (na zjeździe lub wyjeździe). Jednak najbardziej zalecanym rozwiązaniem jest zwiększenie liczby wpustów deszczowych i połączeń z kolektorem kanalizacyjnym.

### **3.1.8 Systemy kanalizacji wód deszczowych**

Wybór systemu kanalizacji wód deszczowych w tunelach zależy głównie od tego czy tunel jest jedno- czy dwuprzewodowy. Dla tunelu jednoprzewodowego o ruchu dwukierunkowym powinien to być kanał ułożony w osi jezdni, dla tunelu dwuprzewodowego o ruchu jednokierunkowym powinien to być kanał ułożony wzdłuż ścian zewnętrznych tunelu.

Kanał kanalizacyjny w tunelu przyjmuje nie tylko wody deszczowe wnoszone przez samochody do jego wnętrza, ale również wody przejmowane przez systemy odwodnienia powierzchniowego i wgłębnego tunelu. Stąd jego średnicę  $D$  należy dobierać stosownie do obliczeniowych ilości wody, jaką trzeba wyprowadzić oraz stosownie do spadku podłużnego dna kanału, który należy przyjmować, jako równy

spadkowi podłużnemu niwelety drogi poprowadzonej w tunelu. Należy założyć pracę bezciśnieniową przewodu kanalizacyjnego oraz wypełnienie  $H$  w granicach  $0,50 \leq H/D \leq 0,75$ . Obliczenia sprawdzające można wykonać albo z zastosowaniem obowiązujących w hydraulice wzorów albo z dostępnych nomogramów, jakie można znaleźć w katalogach dostarczanych przez producenta danego typu przewodu. Tym samym dysponując danymi: obliczeniową ilością wód ( $Q$ ), jaką należy odprowadzić z tunelu, założonym wypełnieniem przewodu ( $H/D$ ) mieszczącym się w podanych powyżej granicach, spadkiem podłużnym dna kanału ( $I_d$ ), rodzajem materiału ( $n$ ), należy dobrać średnicę przewodu  $D$  spełniającą postawione wymagania. Po określeniu średnicy przewodu kanalizacyjnego, należy sprawdzić prędkość przepływu wody w przewodzie  $v$  (m/s), która powinna zawierać się w granicach  $0,40 \leq v \leq 2,50$  m/s.

Woda do przewodów kanalizacyjnych dopływa albo za pośrednictwem koryta zbiorczego w postaci tzw. rynny szczelinowej z wyprofilowanym krawężnikiem (rys. nr 3.1), poprowadzonym wzdłużnie do jezdni w tunelu, albo za pomocą klasycznego ścieku przykrawężnikowego z wpustami deszczowymi. Wysokość krawężnika standardowo przyjmować należy w wysokości 0,06 m [5]. Wszystkie formy koryta zbiorczego w postaci tzw. rynny szczelinowej muszą być zbrojone i odpowiadać warunkom statycznym lub dynamicznym, w których będą stosowane. Wpust deszczowy jest elementem odbierającym wody ze ścieku przykrawężnikowego poprowadzonego wzdłuż drogi w tunelu samochodowym, a następnie za pośrednictwem przykanalika – przewodu o średnicy 0,20 m, odprowadza je do kanalizacji deszczowej. Wpust deszczowy składa się z części nadziemnej tzw. nasady żeliwnej oraz części podziemnej wykonanej z betonu. W terenie otwartym wpusty muszą być wyposażone w osadniki zanieczyszczeń stałych, które rzadko są stosowane w tunelach. Rozstaw wpustów przyjmowany jest w zależności od wielkości odwadnianej powierzchni. Zwykle w terenie otwartym jest to maksymalna powierzchnia równa około 400 m<sup>2</sup>. W tunelach z uwagi na inną kwalifikację powierzchni odwadnianej, zagęszcza się rozstaw wpustów do jednego na 10 ÷ 15 m. Wpusty deszczowe mają zwykle wymiary w rzucie 0,40 x 0,60 m a ich zdolność przepustowa szacowana jest na około 1,0 ÷ 1,50 dm<sup>3</sup>/s.

### **3.1.9 Przepompownie wód deszczowych**

System kanalizacji przejmujący wody deszczowe wnoszone przez pojazdy do tunelu czy wpadające bezpośrednio do przejścia podziemnego oraz wody podziemne z systemu odwodnienia wglębego, zwykle znajduje ujście w zbiorniku retencyjnym sytuowanym bezpośrednio przy przepompowni wód. Dla tuneli płytkich czy przejść podziemnych, istnieje zazwyczaj możliwość grawitacyjnego odprowadzenia wód do przebiegających w pobliżu ciągów kanalizacyjnych zewnętrznych. Parametry

zbiornika retencyjnego należy dobierać na zasadzie dostosowania obliczeniowej wielkości dopływu, wydajności zainstalowanych pomp i wynikowej częstotliwości włączania i wyłączania pomp. W każdym przypadku konieczna jest 100 % rezerwa wydajności przepompowni. Wydajność zainstalowanych pomp mająca wpływ na wybór ich rodzaju, powinna być dostosowana do wymaganej wysokości podnoszenia, będącej różnicą geometryczną położenia zwierciadła wody w zbiorniku retencyjnym i w odbiorniku wód, powiększoną o wysokość strat hydraulicznych na długości przewodu tłoczego oraz tzw. strat miejscowych.

### **3.1.10 Zrzut wód z systemu odwodnienia powierzchniowego tuneli i przejść podziemnych**

Zrzut wód przejmowanych przez system odwodnienia powierzchniowego oraz bardzo często przez system odwodnienia wglębnego, należy sytuacyjnie dostosować do lokalizacji odwadnianego obiektu. W tunelach poza miastami, woda może być zrzucana do naturalnych odbiorników znajdujących się w pobliżu, a w sytuacji ich braku do elementów systemu odwodnienia powierzchniowego drogi na odcinku po wyjściu z tunelu.

W przypadku płytkiego tunelu miejskiego lub przejścia podziemnego w ciągu ulicy miejskiej, woda zwykle jest zrzucana do kanalizacji zewnętrznej przebiegającej w pobliżu – deszczowej lub ogólnospławnej, nie może to być kanalizacja sanitarna. Przy zrzucie do kanalizacji zewnętrznej konieczna jest zgoda jej administratora oraz obliczeniowe potwierdzenie możliwości przyjęcia dodatkowych ilości wód przez istniejący przekrój kanału.

### **3.1.11 Problematyka ochrony wód przed zanieczyszczeniem**

Ustawa [3] definiuje pojęcie ścieków w rozumieniu funkcjonowania systemów odwadniania dróg samochodowych, jako wody opadowe lub roztopowe, ujęte w systemy kanalizacyjne, pochodzące z powierzchni zanieczyszczonych, w tym m.in. z baz transportowych oraz dróg i parkingów o trwałej nawierzchni. Jednocześnie Ustawa [1] zabrania wprowadzania ścieków bezpośrednio do wód podziemnych oraz do wód powierzchniowych, tym samym przed ich wprowadzeniem do odbiornika lub do gruntu należy je podczyścić w stopniu spełniającym wymagania Rozporządzenia [6].

Gdy droga samochodowa będzie przebiegać przez tereny zabudowane i wymagać będzie na pewnych odcinkach wykonania tuneli czy przejść podziemnych dla pieszych, wówczas dla zrzutu wód z systemu odwodnienia do kanalizacji miejskiej nie jest wymagane wbudowanie na ciągu końcowym systemu odwadniania obiektów podczyszczania, ponieważ każdy wylot ciągu kanalizacji deszczowej do

naturalnego odbiornika musi być zaopatrzone w stosowne urządzenia oczyszczające, głównie są to osadniki i separatory substancji ropopochodnych.

### **3.2 Odwodnienie wglębne**

#### **3.2.1 Dokumentacja hydrogeologiczna na potrzeby projektu odwodnienia wglębnego tunelu, przejścia podziemnego i przepustu**

Drogi samochodowe zgodnie z wymogami Ustawy [2], zaliczane są do obiektów budowlanych inwestycji liniowych, stąd zgodnie z wymogami Rozporządzenia [7], rozpoznanie podłoża gruntowego na potrzeby ich realizacji należy przeprowadzać w osi tych budowli. Trzeba podkreślić, że wymóg ten jest wymogiem minimum, jaki musi zostać spełniony dla zatwierdzenia dokumentacji geologiczno – inżynierskiej i hydrogeologicznej na potrzeby realizacji prac projektowych i wykonawstwa dróg samochodowych i obiektów towarzyszących.

Rozpoznanie dokonywane jest poprzez wykonanie otworów wiertniczych, sondowań, pobór próbek gruntu i przeprowadzenie stosownych badań terenowych i laboratoryjnych. W ich wyniku bazując na wymaganiach Rozporządzenia [7], wykonuje się stosowne opracowania stanowiące bazę m.in. projektu odwodnienia wglębnego dróg samochodowych na odcinkach przebiegających w wykopach lub drogowych konstrukcji inżynierskich, w tym tuneli i przejść podziemnych.

Paragraf 11 ust. 1 Rozporządzenia [7], podaje zakres dokumentacji hydrogeologicznej określającej warunki hydrogeologiczne w związku z projektowaniem odwodnień budowlanych.

Na potrzeby projektu systemu odwodnienia wglębnego drogowych konstrukcji inżynierskich, w tym tuneli i przejść podziemnych, należy wykorzystać informacje zamieszczone w dokumentacji przygotowanej na potrzeby projektu drogi samochodowej, zarówno w części geologiczno – inżynierskiej jak i w części hydrogeologicznej. Z części geologiczno – inżynierskiej należy wziąć informacje dotyczące budowy geologicznej (wyszczególnienie rodzajów gruntu i jego uziarnienia) podłoża gruntowego, miąższości poszczególnych warstw gruntu oraz ich stanu. Z części hydrogeologicznej należy wziąć informacje dotyczące położenia zwierciadła wody gruntowej, zakresu jego zmienności, współczynnika filtracji dla każdego rodzaju gruntu stanowiącego podłoże gruntowe oraz miąższości warstwy wodonośnej.

#### **3.2.2 Wody podziemne**

Urządzenia systemu odwodnienia wglębnego, działają w środowisku gruntowo – wodnym, które charakteryzuje się różnymi właściwościami fizycznymi i

chemicznymi, z których na rozwiązania projektowe, wykonawstwo i działania systemów odwadniających wpływają przede wszystkim: uziarnienie gruntu, przepuszczalność, wodochłonność, odsączalność, wysokość wzniosu kapilarnego, gęstość objętościowa i inne. Woda podziemna ujmowana przez systemy odwadniania musi zostać rozpoznana pod względem jej rodzaju i sposobu zasilania chronionego obszaru, a także pod względem jej agresywności w stosunku do materiałów konstrukcyjnych systemów odwodnienia.

Istnieje kilka podziałów wód podziemnych, najbardziej precyzyjny jest podział hydrogeologiczny zakładający istnienie kilku rodzajów wód podziemnych w zależności od ich stanu fizycznego i miejsca występowania. Wody higroskopowe, błonkowe i kapilarne zaliczane są do tzw. wód związanych, bowiem powstają na powierzchni cząstek gruntu w wyniku adsorbowania drobin pary wodnej z powietrza wypełniającego pory gruntowe. Z kolei wody zaskórne (przypowierzchniowe), gruntowe, wgłębne i głębinowe (juwenilne) zaliczane są do tzw. wód wolnych, bowiem wypełniają wolne przestrzenie pomiędzy cząsteczkami gruntu i mogą w nim się przemieszczać pod wpływem sił grawitacyjnych.

Z punktu widzenia funkcjonowania systemu odwodnienia wgłębne najistotniejsze są wody gruntowe. Są to wody zasilane infiltrującymi z powierzchni terenu wodami pochodzącymi z opadów atmosferycznych, zależne od opadów w rozumieniu położenia zwierciadła wody gruntowej i zasobów tych wód, są to wody, na które działają siły wynikające z ciśnienia otoczenia mające kontakt z powierzchnią terenu poprzez pory międzycząsteczkowe gruntu.

Zwierciadło wody gruntowej rozgranicza w gruncie dwie strefy, strefę napowietrzenia (aeracji) oraz strefę nasycenia wodą (saturacji). W pierwszej z nich woda występuje jako para wodna w powietrzu wypełniającym wolne przestrzenie gruntu, jako woda molekularna – higroskopowa, błonkowa i kapilarna oraz jako woda wolna – infiltracyjna, mogąca pod działaniem sił ciężkości przemieszczać się pionowo w dół. W drugiej pory, kanaliki i szczeliny w gruncie wypełnione są wodą wolną, która wskutek istnienia gradientów hydraulicznych może przemieszczać się poziomo z określoną prędkością filtracji, będącą funkcją wspomnianych gradientów hydraulicznych i współczynnika wodoprzepuszczalności.

### **3.2.3 Sztolnie odwadniające – dobór parametrów sztolni**

Parametry sztolni odwadniających nie wymiaruje się na konkretne przepływy obliczeniowe, lecz dobiera pod kątem możliwości kontroli i przeglądów eksploatacyjnych oraz pod kątem możliwości wykonania pionowych wierceń dla ujęcia dodatkowych ilości wód z przylegającego górotworu skalnego. Stąd wysokość sztolni to minimum  $2,50 \div 3,0$  m, podobnie jak i jej szerokość. Sztolnia drążona jest w górotworze metodami górniczymi i w razie potrzeby obudowywana

dla zagwarantowania bezpieczeństwa obsługi. Projektując obudowę sztolni, należy pozostawić na jej obwodzie od góry szereg otworów zapewniających swobodę wpływu wody do jej wnętrza. Dla sprawnego odbioru i wyprowadzenia wód na zewnątrz, w dnie sztolni należy wykształcić kinetę o przekroju kołowym o średnicy minimum 0,50 m.

Sztolni musi zostać nadany spadek podłużny gwarantujący sprawność hydrauliczną przepływu wody, minimalny spadek powinien wynosić, co najmniej 0,2 %. Podobnie jak wykończenie od wewnątrz kinety, powinno minimalizować oddziaływanie oporów tarcia na warunki przepływu wody.

### **3.2.4 Dobór parametrów drenaży pionowych**

Dla zwiększenia sprawności odbioru wody przez sztolnie odwadniające, często obok otworów na obudowie sztolni, powinno się rozważyć wykonanie drenaży skierowanych ku górze, pionowo oraz pod pewnym kątem. Nie ma specjalnych wymagań pod względem średnicy drenaży, zwykle wpływ na wybór jej wielkości mają warunki, jakie stawia górotwór pod względem możliwości wykonania wiercenia. Stąd średnica przewodów drenarskich nie przekracza 0,10 – 0,15 m. Otworów do ułożenia drenażu nie zabudowuje się, należy je pozostawić w takim stanie, w jakim uzyskano je po wykonaniu prac wiertniczych.

### **3.2.5 Wybór elementu filtracyjnego - drenaż przypowierzchniowy**

Drenaż przypowierzchniowy tunelu związany jest ściśle z jego stałą obudową, jest na niej układany i do niej przytwierdzany. System ten musi zapewniać długotrwałą sprawność hydrauliczną odbioru wody oraz odporność użytego materiału na oddziaływanie czynników otoczenia, w tym związków chemicznych zawartych w wodach podziemnych.

Aktualnie dostępnych jest szereg materiałów geotekstylnych oraz z tworzyw sztucznych jak geosiatki czy geodreny, gwarantujących spełnienie postawionych powyżej uwarunkowań ich stosowania. Podstawą funkcjonowania jest pozostawienie przestrzeni dla swobodnego przepływu ujmowanych wód wzdłuż obudowy tunelu do przewodów drenarskich, ułożonych w połowie wysokości ścian tunelu. Przewody te stanowią elementy zewnętrznego ujęcia wody z elementu filtracyjnego.

### **3.2.6 Dobór elementów zewnętrznego ujęcia wody**

Elementy zewnętrznego ujęcia wody z drenażu przypowierzchniowego podłączone są do odbiorników, którymi są przewody umieszczone w połowie wysokości ścian tunelu lub na takiej wysokości, że możliwy jest grawitacyjny przerzut wód do wnętrza tunelu i do przewodu kanalizacyjnego, z którego ujmowane drenażem przypowierzchniowym wody są wyprowadzane na zewnątrz.

Elementy zewnętrznego ujęcia wody, należy wykonywać jako przewody pełne o średnicy 0,15 – 0,20 m i prowadzić z dużym spadkiem podłużnym dla zwiększenia skuteczności odbioru wód. Spadek ten powinien wynosić od 1 do 2 %.

### **3.2.7 Kolektory zbiorcze**

Wodę z drenażu przypowierzchniowego należy odprowadzać do kolektora zbiorczego zbierającego wody, jakie mogą się pojawić w tunelu. Łącznikiem pomiędzy drenażem a kolektorem zbiorczym jest przewód poprowadzony z nachyleniem 0,5 – 1,0 %, z przejściem przez ściany tunelu (do połączenia z kolektorem zbiorczym).

Połączenie to musi odbywać się poprzez studzienkę połączeniową o średnicy minimum 1,0 m, dającą możliwość kontroli pracy przewodu połączeniowego kolektora z drenażem przypowierzchniowym.

### **3.2.8 Określenie wielkości dopływu do drenażu**

Bardzo trudno jest określić obliczeniowo wielkość dopływu wód podziemnych z górotworu do drenażu przypowierzchniowego. Stąd, zwykle przyjmuje się rozwiązania i parametry na podstawie obserwacji dokonywanych na obiektach już istniejących, w podobnych uwarunkowaniach związanych głównie z rejonem budowy, wysokością opadów atmosferycznych, budową geologiczną masywu górskiego, wielkością i zagospodarowaniem przyporządkowanej obiektowi zlewni.

### **3.2.9 Sprawdzenie zdolności przepustowej zewnętrznego ujęcia wody**

Zdolność przepustowa drenażu przypowierzchniowego jest zwykle określona przez jego producenta. Stąd, w zależności od określonego przez analogię wielkości dopływu do drenu, przyjmuje się dany typ geodrenu, geosiatki lub geowłókniny.

### **3.2.10 Zrzut wód przejmowanych przez drenaż przypowierzchniowy**

Wody przejmowane przez drenaż przypowierzchniowy, należy odprowadzać do kolektora zbiorczego, odbierającego wszystkie rodzaje wód, jakie mogą znaleźć się w rejonie tunelu i które system jego odwodnienia powinien w całości przejąć. Są to wody powierzchniowe wnoszone przez wjeżdżające do tunelu pojazdy samochodowe oraz wody podziemne przejmowane przez system odwodnienia wgłębnego tunelu. Wody te należy wyprowadzać na zewnątrz w sposób grawitacyjny – jeśli taka możliwość istnieje, albo wypompowywać i włączać do systemu odwodnienia powierzchniowego drogi na dalszym jej odcinku.

W przypadku braku możliwości zrzutu do systemu odwodnienia powierzchniowego drogi, należy rozważyć lokalną możliwość zrzutu wody do naturalnego odbiornika albo do obiektu sztucznego (zbiornika retencyjnego, rzadziej zbiornika odparowującego lub studni chłonnej).

### **3.2.11 Drenaż systematyczny – usytuowanie wysokościowe i odległościowe drenażu**

Usytuowanie wysokościowe przewodów drenażu systematycznego, zależy od wymaganego obniżenia poziomu wody gruntowej względem najniższego elementu konstrukcyjnego chronionej budowli. Zwykle jest to zależne od rodzaju gruntów stanowiących podłoże gruntowe w rejonie posadowienia budowli – tunelu płytkiego lub przejścia podziemnego.

Według wymogów Ustawy [2] zwierciadło wody gruntowej w stosunku do najniższego elementu konstrukcyjnego chronionej budowli (którym w przypadku drogi jest warstwa podbudowy tłuczniowo – kłincowej a w przypadku tunelu czy przejścia podziemnego warstwa betonu wyrównawczego pod płytą konstrukcyjną zamykającą dno), powinno być obniżone o:

- $s = 0,90$  m dla gruntów dobrze przepuszczalnych, np. Ż, Po, Pr,
- $s = 1,20$  m dla gruntów średnio przepuszczalnych, np. Żg, Pog, Ps,
- $s = 1,50$  m dla gruntów mało i trudno przepuszczalnych, np. Pd, P $\pi$ , Pg, Pp, P, Gp.

Bardzo ważnym parametrem drenażu systematycznego jest odległość pomiędzy poszczególnymi przewodami drenarskimi, układanymi pod chronioną konstrukcją. Zwykle odległość tą należy przyjmować wstępnie a następnie potwierdzić stosownymi obliczeniami. Dla wstępnie przyjętej odległości należy przyjąć rozstaw drenów w osi: dla gruntów dobrze przepuszczalnych od  $2 \div 5$  m, dla gruntów średnio przepuszczalnych od  $5 \div 10$  m, a dla gruntów trudno przepuszczalnych od  $10 \div 15$  m.



Usytuowanie wysokościowe oraz rozstaw poszczególnych przewodów drenażu, należy sprawdzić i potwierdzić obliczeniowo, korzystając z zależności empirycznych określonych dla usytuowania przewodów drenażu albo na warstwie nieprzepuszczalnej, albo dla przewodów zawieszonych w warstwie wodonośnej.

Dla przewodów drenażu ułożonych na poziomym nieprzepuszczalnym podłożu (rys. 3.2), korzysta się z następującej zależności:

$$l = 2 \sqrt{(h_{\max}^2 - h_o^2) \times \frac{k_f}{w}} \quad [\text{m}] \quad (3.7)$$

w której:

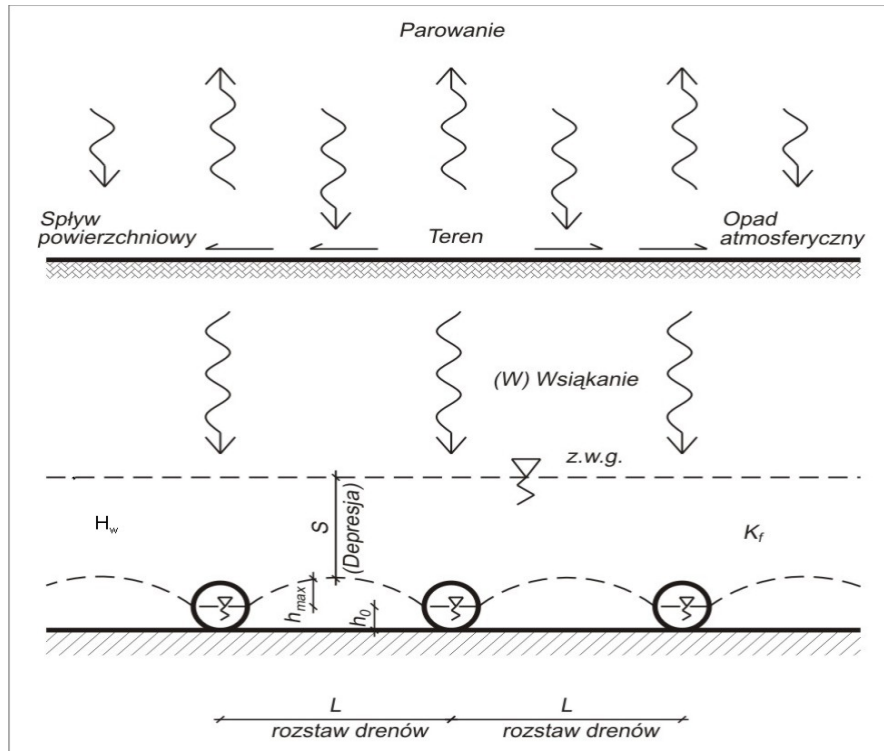
$l$  – przyjęty rozstaw przewodów drenarskich [m],

$h_{\max}$  – największa wysokość wzniesienia obniżonego zwierciadła wody podziemnej w przestrzeni pomiędzy drenami [m],

$h_o$  – wypełnienie przewodu drenarskiego wodą [m],

$k_f$  – współczynnik filtracji odwadnianego gruntu [m/s],

$w$  – wsiąkanie [ $\text{m}^3/\text{s m}^2$ ].



Rys. 3.2. Schemat obliczeniowy drenażu systematycznego ułożonego na nieprzepuszczalnym podłożu

Przyjmując założenie, że człon  $h_0^2$  jest bardzo mały oraz wstawiając jednocześnie w miejsce  $h_{max} = H_w - s$ , otrzymuje się zależność określającą rozstaw drenów poprzecznych w tzw. systemie odwadniania systematycznego obiektów budowlanych w postaci:

$$l = 2 (H_w - s) \sqrt{\frac{k_f}{w}} \quad [\text{m}] \quad (3.8)$$

w której:

$H_w$  – wzniesienie statycznego zwierciadła wody podziemnej ponad stropem warstwy nieprzepuszczalnej, tzw. miąższość warstwy wodonośnej [m],

$s$  – założone obniżenie zwierciadła wody podziemnej [m].

Dla drenażu zawieszony w warstwie wodonośnej na znacznej wysokości ponad warstwą nieprzepuszczalną (rys. 3.3), woda dopływa do drenu na całym

obwodzie. Stąd najwyższa wysokość wzniesienia  $h_{max}$  obniżonego zwierciadła wody gruntowej w przestrzeni pomiędzy drenami, licząc od osi drenu, należy obliczać na podstawie następującej zależności:

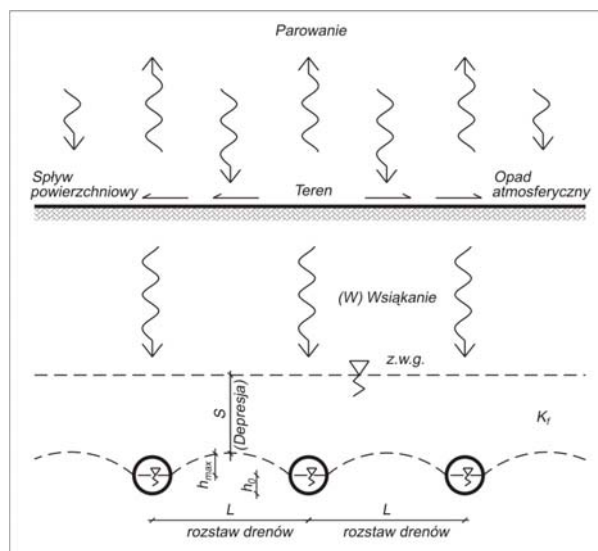
$$h_{max} = l \times \frac{w}{\pi \times k_f} \times \ln \frac{l}{d} \quad [\text{m}] \quad (3.9)$$

w której:

$d$  – średnica drenu lub szerokość obsypki filtracyjnej wokół drenu [m].

Występujący w podanych powyżej wzorach parametr nazywany wsiąkaniem ( $w$ ) określa, jaka część wód opadowych w procesach infiltracji zasilać będzie wody gruntowe. Parametr ten zależy od rodzaju gruntu, pochylenia powierzchni, sposobu jej zagospodarowania, obecności porostu roślinnego. Inna będzie wartość wsiąkania dla terenów otwartych, inna dla terenów zabudowanych. Przykładowe wartości wsiąkania ( $w$ ) podaje się poniżej:

- grunty dobrze przepuszczalne –  $w = 0,070 \div 0,210 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s m}^2$
- grunty średnio przepuszczalne –  $w = 0,050 \div 0,070 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s m}^2$
- grunty trudno przepuszczalne –  $w = 0,025 \div 0,050 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s m}^2$
- gęsto zabudowane śródmieścia miast skanalizowanych –  $w = 0,012 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s m}^2$
- zabudowa półluźna miast skanalizowanych –  $w = 0,038 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s m}^2$ .



Rys. 3.3. Schemat obliczeniowy drenażu systematycznego zawieszonoego w warstwie wodonośnej

Z kolei, występujący w podanych powyżej wzorach parametr  $k_f$  nazywany współczynnikiem filtracji określa możliwą przepuszczalność gruntu. Przykładowe wartości współczynnika filtracji dla różnych rodzajów gruntu podano w tabelicy 3.3.

### 3.2.12 Dobór parametrów przekroju drenażu

Średnice przekroju przewodów drenażu tzw. zbieraczy należy przyjmować w granicach  $0,10 \div 0,15$  m. Wielkość średnicy przewodów zależy od rodzaju gruntu, położenia zwierciadła wody gruntowej w stosunku do usytuowania wysokościowego drenażu (zwykle pod konstrukcją tunelu płytkiego lub przejścia podziemnego) oraz od możliwości przejścia wody z przewodów drenażu (grawitacyjnie lub z użyciem pomp).

Przykładowo wymiar  $0,10$  m przyjmować należy dla gruntów średnio i trudno przepuszczalnych i wysokości położenia zwierciadła wody gruntowej rzędu  $1,0 \div 1,50$  m w stosunku do wysokościowego usytuowania drenów względem konstrukcji tunelu, natomiast wymiar  $0,15$  m, należy przyjmować dla gruntów łatwo przepuszczalnych i odpowiednio większej wysokości zwierciadła wody gruntowej w stosunku do położenia drenów.

Tablica 3.3 Przykładowe orientacyjne wartości współczynnika filtracji [13]

Stopień przepuszczalności	Rodzaj gruntu	Współczynnik filtracji $k_f$	
		m/dobę	m/s
Bardzo mocno Przepuszczalne	rumosz	250	$2,5 \times 10^{-3}$
	żwir z większą ilością kamieni	$150 \div 250$	$1,5 \times 10^{-3} \div 2,5 \times 10^{-3}$
Mocno Przepuszczalne	żwir	$75 \div 150$	$7,5 \times 10^{-4} \div 1,5 \times 10^{-3}$
	pospółka piasek gruby	$25 \div 75$	$2,5 \times 10^{-4} \div 7,5 \times 10^{-4}$
Średnio Przepuszczalne	żwir gliniasty pospółka gliniasta	$10 \div 25$	$1,0 \times 10^{-4} \div 2,5 \times 10^{-4}$

*Zalecenia projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów*

	piasek średni		
Mało Przepuszczalne	piasek drobny	$1 \div 10$	$1,0 \times 10^{-5} \div 1,0 \times 10^{-4}$
Słabo Przepuszczalne	piasek pylasty piasek gliniasty	$1,0 \times 10^{-1} \div 1,0$	$1,0 \times 10^{-6} \div 1,0 \times 10^{-5}$
	pył piaszczysty	$1,0 \times 10^{-2} \div 1,0 \times 10^{-1}$	$1,0 \times 10^{-7} \div 1,0 \times 10^{-6}$
Bardzo słabo Przepuszczalne	pył glina piaszczysta glina	$1,0 \times 10^{-3} \div 1,0 \times 10^{-2}$	$1,0 \times 10^{-8} \div 1,0 \times 10^{-7}$
	glina pylasta glina piaszczysta zwięzła	$1,0 \times 10^{-4} \div 1,0 \times 10^{-3}$	$1,0 \times 10^{-9} \div 1,0 \times 10^{-8}$
Praktycznie nieprzepuszczalne	glina zwięzła glina pylasta zwięzła ił piaszczysty	$1,0 \times 10^{-5} \div 1,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-10} \div 1,0 \times 10^{-9}$
	ił ił pylasty	$1,0 \times 10^{-6} \div 1,0 \times 10^{-5}$	$1,0 \times 10^{-11} \div 1,0 \times 10^{-10}$

### 3.2.13 Określenie wielkości dopływu wód do drenażu

Obciążenie drenu (wielkość dopływu), określa się jako obciążenie jednostkowe oraz jako dopływ całkowity do drenażu. Obciążenie jednostkowe ( $q$ ) określa się z zależności podanej poniżej:

$$q = w \times l \quad [m^3/s \ m] \quad (3.10)$$

w której:

$l$  – przyjęty rozstaw drenów [m],

$w$  – wsiąkanie [ $m^3/s \ m^2$ ].

Natomiast dopływ całkowity ( $Q$ ) z zależności

$$Q = q \times L \quad [m^3/s] \quad (3.11)$$

w której:

$L$  – długość przewodu drenarskiego [m].

### 3.2.14 Sprawdzenie zdolności przepustowej drenażu

Warunkiem poprawnej pracy drenażu systematycznego jest jego odpowiednia chłonność, czyli zdolność do przyjęcia dopływającej z gruntu wody, którą należy sprawdzać obliczeniowo. Wielkość tę określać należy z natężenia przepływu, jaki pojedynczy dren będzie mógł przyjąć  $q_o$  i porównać z natężeniem przepływu wody dopływającej z gruntu  $q$ . Maksymalną chłonność jednostkową należy obliczać ze wzoru ustalonego z warunku maksymalnej prędkości na styku gruntu odwadnianego i gruntu obsypki filtracyjnej, w postaci:

$$q_o = (2 \times h + b) \times l \times v_d \quad [\text{m}^3/\text{s m}] \quad (3.12)$$

w którym:

$h$  – wysokość mierzona od spodu obsypki do przecięcia się krzywej depresji z linią styku gruntu obsypki i gruntu odwadnianego [m] (rys. nr 3.4), liczona według wzoru poniżej

$$h = h_1 + \Delta h \quad [\text{m}] \quad (3.13)$$

$h_1$  – wysokość środka drenu nad spodem obsypki [m],

$\Delta h$  – odcinek swobodnego wysączenia wody [m], liczony ze wzoru poniżej

$$\Delta h = 0,22 \times \frac{q}{k_f} \quad [\text{m}] \quad (3.14)$$

$q$  – jednostkowy dopływ do drenu [ $\text{m}^3/\text{s m}$ ],

$k_f$  – współczynnik filtracji gruntu podłoża [m/s],

$b$  – szerokość warstwy obsypki pod drenem [m],

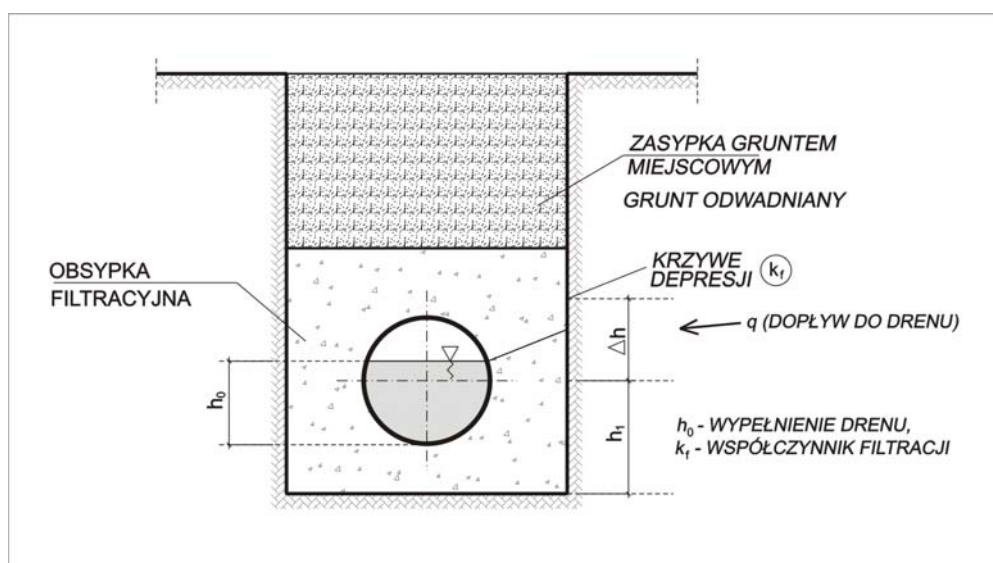
$l$  – długość obsypki na 1 m długości drenażu, przy obsypkach ciągłych  $l = 1,0$  m,

$v_d$  – prędkość dopuszczalna wpływu wód gruntowych poprzez obsypkę do drenu [m/s], liczona ze wzoru poniżej

$$v_d = \frac{\sqrt{k_f}}{15} \quad [\text{m/s}] \quad (15)$$

Na zdolność przepustową ciągu drenarskiego istotny wpływ ma średnica przewodu, nachylenie podłużne linii jego dna oraz rodzaj materiału, z którego został wykonany. Wykonując obliczenia sprawdzające należy założyć jego wypełnienie w

granicach zalecanych wielkości tzn.  $0,50 \leq h_0/D \leq 0,75$  Następnie korzystając z obowiązujących wzorów obliczeniowych, należy określić zdolność przepustową przewodu. Porównując określoną zdolność przepustową z wielkością dopływu do drenu, należy zdecydować, albo o pozostawieniu przekroju przewodu drenarskiego w założonej średnicy, albo o konieczności jego zwiększenia ewentualnie zmniejszenia.



Rys.3.4. Schemat obliczeniowy zdolności chłonnej drenażu systematycznego

Wzór obliczeniowy na zdolność przepustową ( $Q_z$ ) przewodu drenarskiego ma postać:

$$Q_z = A \times v = A \times \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times I_d^{1/2} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (3.16)$$

w którym:

$A$  – pole przekroju części przewodu wypełnionego wodą do zakładanej wysokości  $h_0/D$  [ $\text{m}^2$ ],

$n$  – współczynnik szorstkości charakteryzujący rodzaj materiału przewodu drenarskiego, dla rur HDPE i PP można przyjmować  $n = 0,012$  [-],

$R_h$  – promień hydrauliczny [m],

$I_d$  – spadek podłużny linii dna przewodu [-].

Pole przekroju przepływowego ( $A$ ) przewodu drenarskiego stosownie do wysokości wypełnienia, należy określać korzystając ze wzoru podanego poniżej:

$$A = \left\{ \frac{\varphi - \sin \varphi^\circ}{8} \right\} D^2 \quad [\text{m}^2] \quad (3.17)$$

w którym:

$\varphi$  – miara łukowa kąta środkowego określana jako -  $\varphi = (\pi \times \varphi^\circ) / 180$

$D$  – średnica przewodu drenarskiego [m]

Promień hydrauliczny ( $R_h$ ) dla przewodu wypełnionego do wysokości  $h_o$  wodą, należy określać korzystając ze wzoru podanego poniżej:

$$R_h = \left\{ 1 - \frac{\sin \varphi^\circ}{\varphi} \right\} \frac{D}{4} \quad [\text{m}] \quad (3.18)$$

### 3.2.15 Zabezpieczenie przewodów drenarskich

Zastosowanie drenażu pociąga za sobą konieczność wykonania zabezpieczenia gruntu podłoża w rejonie przewodów drenarskich przed wyośnieniem drobnych cząstek gruntu (zjawisko sufozji), co może prowadzić do powstawania kawern i nadmiernego osiadania. Niezbędna staje się też ochrona przewodów drenarskich przed zamulaniem i zarastaniem. Dla zabezpieczenia drenów przed zamulaniem oraz dla zapobieżenia sufozji, należy wokół przewodów drenarskich stosować obsypki z materiałów filtracyjnych – gruntów ziarnistych niespoistych, takich jak piasek gruby, pospółka, żwir, ewentualnie wspomaganych materiałami syntetycznymi – geowłókninami filtracyjnymi o stosownie dobranej gramaturze np. 400 g/mm<sup>2</sup>. Kryteria doboru uziarnienia i przepuszczalności niespoistych materiałów filtracyjnych oparte są na zasadach doboru filtrów odwrotnych. Uziarnienie obsypek filtracyjnych stykających się z gruntami niespoistymi należy określać np. za pomocą wykresu pokazanego na rys. 3.5, na którym dopuszczalny stosunek średnicy  $D_{50}$  materiału, z którego zbudowany będzie filtr odwrotny, do średnicy  $d_{50}$  gruntu chronionego (odwadnianego), zwany cechą filtru odwrotnego

$$C = \frac{D_{50}}{d_{50}} \quad (3.19)$$

uzależniony jest od wskaźnika różnoziarnistości materiału filtracyjnego



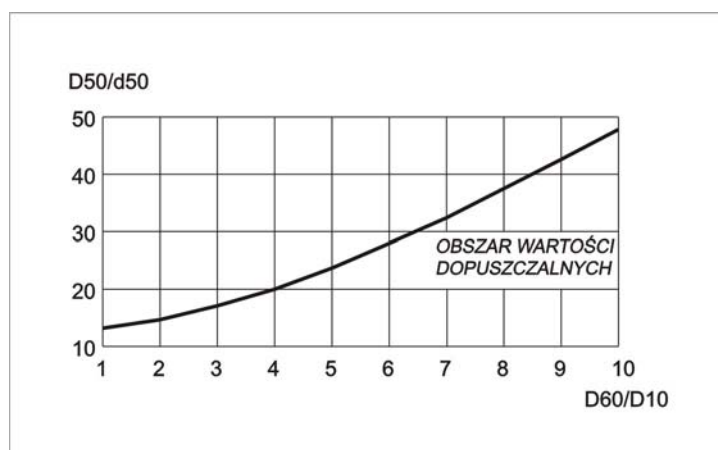
$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.20)$$

gdzie:

$D_{10}$ ,  $D_{50}$  i  $D_{60}$  – średnice ziaren gruntu obsypki filtracyjnej, których wagowa zawartość wraz z mniejszymi wynosi w próbce odpowiednio 10, 50 lub 60 % [mm],

$d_{50}$  – średnica ziaren gruntu chronionego (odwadnianego, przylegającego do gruntu obsypki o średnicy  $D_{50}$ ), których zawartość jw. wynosi w próbce 50 % [mm],

Podany sposób postępowania przy doborze obsypki filtracyjnej jest jednym z wielu zamieszczonych w literaturze specjalistycznej, w każdym jednak przypadku należy bardzo drobiazgowo przeprowadzić rozpoznanie parametrów filtracyjnych gruntu odwadnianego.



Rys. 3.5. Wykres pomocniczy dla doboru parametrów obsypki filtracyjnych ciągów drenarskich

### 3.2.16 Zagospodarowanie wód przejmowanych przez drenaż systematyczny

Wody gruntowe przejmowane przez drenaż systematyczny ułożony pod płytkim tunelem lub przejściem podziemnym, mogą być odprowadzane do: naturalnego odbiornika znajdującego się w rejonie prowadzenia prac odwodnieniowych, do kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej, występującej na danym terenie, ewentualnie do innego funkcjonującego w sąsiedztwie systemu odwadniającego. Jeżeli jest to odbiornik naturalny – ciek wodny, wody drenażowe można wprowadzać bezpośrednio do jego koryta bez żadnych ograniczeń, jeżeli jest to system kanalizacyjny czy system odwodnienia np. melioracyjnego, koniecznym

staje się uzyskanie zgody właściciela danego systemu oraz potwierdzona obliczeniowo możliwość przyjęcia przez istniejący system dodatkowej ilości wód.

### **3.3 Wybór systemu podczyszczania wód przejmowanych przez elementy odwodnienia powierzchniowego i wglębnego**

Zgodnie z Ustawą Prawo wodne, wody gruntowe przejmowane przez systemy odwadniania wglębnego zaliczane są do wód czystych, tym samym nie zachodzi potrzeba ich podczyszczania przed wprowadzeniem do jakiegokolwiek odbiornika.

Wody powierzchniowe przed wprowadzeniem do cieku wodnego lub do gruntu, należy poddać procesom oczyszczania do stopnia wymaganego Rozporządzeniem [6].

W przypadku występowania ponadnormatywnej zawartości zawiesin, określonych w cytowanym powyżej Rozporządzeniu na poziomie do  $100 \text{ mg/dm}^3$ , można stosować osadniki wód deszczowych natomiast, gdy zostanie stwierdzona ponadnormatywna obecność substancji ropopochodnych, określonych na poziomie do  $15 \text{ mg/dm}^3$ , wówczas należy stosować osadniki koalescencyjne.

### **3.4 Wymiarowanie światła przepustów drogowych**

Aktualnie światło przepustów drogowych służących do przepuszczenia wody z jednej strony nasypu drogowego na jego stronę drugą, należy wyznaczać na podstawie Załącznika nr 1 do Rozporządzenia [5]. W treści rozporządzenia zamieszczono wymagania stawiane tego typu budowlom pod względem lokalizacyjnym, kształtu i wielkości przekroju, czy dodatkowych elementów konstrukcyjnych np. w postaci skrzydełek kierunkowych na wlocie i wylocie z przepustu.

Poniżej dla trzech typów przepustów drogowych, różniących się pod względem hydrauliki przepływu wody, podano zasady określania ich podstawowego parametru, jakim jest wymiar poziomy – światło.

#### **3.4.1 Przepusty o swobodnym przepływie (bezcisnieniowe) – hydraulicznie krótkie**

Światło przepustu pracującego w warunkach swobodnego przepływu – wlot i wylot pozostają niezatopione (patrz rys. nr 2.5), należy określać z wykorzystaniem następującej zależności:

$$Q = m B_p \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (3.21)$$

w której:

$Q$  – miarodajny przepływ obliczeniowy, dla przepustów niezależnie od klasy ważności drogi, należy go przyjmować o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$  [ $m^3/s$ ],

$m$  – współczynnik wydatku wlotu do przepustu, zależny od kształtu przekroju i rozwiązania głowicy wlotowej – wlot kołnierzowy prosty czy ze skrzydełkami, należy dobierać z tablicy 3.1 Rozporządzenia [5], przykładowe wartości podano w tablicy 3.4.

$B_p$  – światło przepustu [m],

$g$  – przyspieszenie ziemskie,  $g = 9,81\text{ m/s}^2$ ,

$H_o$  – wysokość energii strumienia wody spiętrzonego przed przepustem [m], którą należy obliczać ze wzoru poniżej:

$$H_o = H_{sp.} + \frac{\alpha v_{sp.}^2}{2g} \quad [\text{m}] \quad (3.22)$$

w którym:

$H_{sp.}$  – położenie zwierciadła spiętrzonej przed przepustem wody [m],

$\alpha$  – współczynnik poprawkowy energii kinetycznej, przyjmowany zwykle w wysokości  $1,05 \div 1,15$ ,

$v_{sp.}$  – prędkość dopływu wody do przepustu w warunkach spiętrzenia do poziomu  $H_{sp.}$  [m/s].

Procedura określania światła przepustu pracującego w warunkach swobodnego przepływu obejmuje zazwyczaj kilka kroków obliczeniowych, które pokazano poniżej:

1. Przyjęcie światła przepustu  $B_p$ , dla przepustów bezciśnieniowych ich światło należy przyjmować w zakresie  $B_p = 1,50 \div 4,50\text{ m}$ .

**Tablica 3.4 Wartości współczynników  $m$ ,  $\epsilon$  i  $\mu$  dla niektórych przepustów [5]**

L.p	Przekrój poprzeczny przepustu	Oznaczenia współczynnika	Wartości współczynników dla wlotu		
			Korytarzowego, czołowego	Kołnierzowego	Ze skrzydłami ukośnymi przy kącie nachylenia

*Zalecenia projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów*

---

			ze stożkami		10°	20°	30-45°
1	prostokątny	$m$	0,32	0,315	0,36	0,36	0,36
2		$\varepsilon$	0,74	0,74	0,76	0,78	0,81
3		$\mu$	0,62	0,58	0,61	0,64	0,68
4	kołowy	$m$	0,31	0,31	0,33	0,33	0,33
5		$\varepsilon$	0,79	0,75	0,79	0,79	0,79
6		$\mu$	0,65	0,62	0,66	0,69	0,70

2. Określenie głębokości przepływu w przepuscie  $h_p = h_{kr.}$  korzystając z zależności obowiązującej dla warunków ruchu krytycznego w postaci:

$$h_{kr.} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g B_p^2}} \quad [\text{m}] \quad (3.23)$$

3. Sprawdzenie czy spełniony jest warunek  $h_p \geq h_o$ , gdzie  $h_o$  jest napełnieniem w przekroju koryta cieku przed jego zabudową przekrojem przepustu.
4. Określenie położenia linii energii spiętrzonej przed przepustem wody, z przekształconej zależności podanej powyżej:

$$H_o = \left\{ \frac{Q}{m B_p \sqrt{2g}} \right\}^{\frac{2}{3}} \quad (3.24)$$

5. Określenie metodą prób i błędów położenia linii zwierciadła spiętrzonej przed przepustem wody, z zależności w postaci:

$$H_{sp.} = H_o - \frac{\alpha v_{sp.}^2}{2g} \quad [\text{m}] \quad (3.25)$$

6. Sprawdzenie czy nie został przekroczony warunek dopuszczalnego spiętrzenia przed przepustem w postaci – rzędna niwelety drogi minus rzędna odpowiadająca położeniu  $H_{sp.} \geq 0,50$  m.
7. Określenie wysokości przepustu  $H_p$  korzystając z przekształconego warunku na pracę bezciśnieniową przepustu (patrz rys. 2.6) w postaci:

$$H_{sp.} \leq 1,2 H_p \quad (3.26)$$

$$H_p \geq \frac{H_{sp.}}{1,2} \quad (3.27)$$

8. Przyjęcie końcowych parametrów przepustu, określenie prędkości przepływu wody w przepuscie korzystając z zależności:

$$v_p = \sqrt{g h_p} \quad [\text{m/s}] \quad (3.28)$$

9. Dobranie umocnień linii dna i brzegów na dolnym i górnym stanowisku przepustu, dla ich zabezpieczenia przed rozmyciem w warunkach występowania wysokich prędkości przepływu wody. Powinny to być umocnienia o charakterze ciężkim, np. bruk na podbudowie betonowej, matrace siatkowo – kamienne na geowłókninie, itp.

### 3.4.2 Przepusty hydraulicznie długie

Przepusty hydraulicznie długie to takie, których długość  $L_p > 20 h_p$ . Tym samym są to przepusty nie spełniające warunku pracy bezprogowego przelewu o szerokiej koronie, bowiem taki schemat obowiązuje dla przepustu krótkiego o pracy beziśnieniowej.

Przepusty hydraulicznie długie, należy wymiarować stosując procedurę obliczeniową jak dla kanałów sztucznych zakładając, że warunki przepływu w przepuscie przy  $I_p < I_{kr.}$  odpowiadają warunkom ruchu ustalonego wolnozmiennego. W obliczeniach należy korzystać ze wzoru na średnią prędkość przepływu wody, np. Manninga oraz równania Bernoulliego.

Zakładając wstępnie światło przepustu, należy dążyć do jak najmniejszego zróżnicowania pomiędzy szerokością przekroju kanału dopływowego, a przyjętym światłem przepustu, nie dopuszczając do wytworzenia nadmiernego spiętrzenia wody przed przepustem.

### 3.4.3 Przepusty o zatopionym wlocie i swobodnym wylocie (półciśnieniowe) – hydraulicznie krótkie

Światło przepustu pracującego w warunkach zatopionego wlotu i swobodnego wylotu (patrz rys. 2.6), należy obliczać z wykorzystaniem następującej zależności:

$$Q = \mu F_p \sqrt{2 g (H_o - \varepsilon H_p)} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (3.29)$$

w której:

$Q$  – miarodajny przepływ obliczeniowy [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

$\mu$  – współczynnik wydatku dla wlotu, w zależności od tego czy jest to wlot kołnierzowy prosty czy ze skrzydełkami współczynnik ten należy dobierać z tabeli 3.1 Rozporządzenia [5], przykładowe wartości podano w tablicy 3.4.

$F_p$  – pole przekroju wlotu, dla przekroju kołowego przepustu o średnicy  $D$  pole wynosi:

$$F_p = \frac{\pi D^2}{4} \quad [\text{m}^2] \quad (3.30)$$

$H_o$  – wysokość energii spiętrzonej przed przepustem wody [m], liczona za wzoru poniżej:

$$H_o = H_{sp.} + \frac{\alpha v_{sp.}^2}{2g} \quad [\text{m}] \quad (3.31)$$

w którym:

$H_{sp.}$  – położenie zwierciadła spiętrzonej przed przepustem wody [m],

$\alpha$  – współczynnik poprawkowy energii kinetycznej, przyjmowany zwykle jako równy 1,05 ÷ 1,15,

$v_{sp.}$  – prędkość dopływu wody do przepustu w warunkach spiętrzenia do poziomu  $H_{sp}$  [m/s].

$\varepsilon$  – współczynnik kontrakcji (zwiężenia bocznego) zależny od kształtu przekroju oraz od konstrukcji wlotu – kołnierzowego prostego lub ze skrzydełkami, należy go dobierać z tabeli 3.1 Rozporządzenia [5], przykładowe wartości podano w tablicy 3.4.

$H_p$  – wysokość przepustu, dla przekroju kołowego  $H_p = D$ .

Procedura określania światła przepustu pracującego w warunkach zatopionego wlotu i swobodnego wylotu obejmuje kilka kroków obliczeniowych, które pokazano poniżej:

1. Przyjęcie światła przepustu  $B_p = D$ . Należy kierować się zasadą doboru określoną w Rozporządzeniu z 30.05.2000 nakazującą przyjęcie minimalnej średnicy przepustu w zależności od klasy ważności drogi, a następnie sprawdzeniu warunków hydraulicznych przepływu wody. I tak, dla:

- klasy drogi A, S, lub GP  $\Rightarrow$  DN = 1,0 m,

- klasy drogi G lub Z  $\Rightarrow$  DN = 0,80 m
  - klasy drogi L lub D  $\Rightarrow$  DN = 0,60 m.
2. Określenie położenia linii energii wody spiętrzonej przed przepustem, z przekształconej zależności podanej powyżej:

$$H_o = \frac{Q^2}{(\mu F_p)^2 2g} + \varepsilon H_p \quad [\text{m}] \quad (3.32)$$

3. Określenie metodą prób i błędów położenia linii zwierciadła spiętrzonej przed przepustem wody z zależności w postaci:

$$H_{sp.} = H_o - \frac{\alpha v_{sp.}^2}{2g} \quad [\text{m}] \quad (3.33)$$

4. Sprawdzenie czy nie został przekroczony warunek dopuszczalnego spiętrzenia przed przepustem w postaci – rzędna niwelety drogi minus rzędna odpowiadająca położeniu  $H_{sp.} \geq 0,50$  m.
5. Dobranie umocnień linii dna i brzegów na dolnym i górnym stanowisku przepustu.

#### 3.4.4 Przepusty hydraulicznie długie

Przepusty hydraulicznie długie o spadku podłużnym dna  $0 \leq I_p \leq I_{kr.}$  mogą również prowadzić wodę przewodem częściowo wypełnionym. W tej sytuacji wlot obliczamy stosując procedurę jak dla przepustów krótkich, natomiast leżak obliczamy jak dla warunków przepływu wody w kanale przy zachowaniu ruchu ustalonego wolnozmiennego. W obliczeniach należy korzystać ze wzorów na średnią prędkość przepływu np. Manninga oraz równania Bernoulliego, po przyjęciu światła przepustu w zalecanej w Rozporządzeniu [5] wielkości.

#### 3.4.5 Przepusty o zatopionym wlocie i wylocie (ciśnieniowe) – hydraulicznie krótkie

Światło przepustu pracującego w warunkach zatopionego wlotu i wylotu (patrz rys. 2.7), należy określać z wykorzystaniem następującej zależności:

$$Q = \mu F_p \sqrt{2g (H_o + I_p L_p - h_o)} \quad (3.34)$$

w której:

$Q$  – miarodajny przepływ obliczeniowy [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

$\mu$  – współczynnik wydatku dla wlotu określany ze wzoru poniżej:

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_{\text{wlotu}} + \zeta_L}} \quad (3.35)$$

w którym:

$\zeta_{\text{wlotu}}$  – współczynnik start na wlocie do przepustu, który dla wlotu kołnierzewego prostego należy przyjmować jako równy 0,33, a dla wlotu ze skrzydłami jako równy 0,20,

$\zeta_L$  – współczynnik start na długości  $L$  przepustu określany ze wzoru:

$$\zeta_L = \frac{2 g n^2 L_o}{R_h^{4/3}} \quad (3.36)$$

w którym:

$n$  – współczynnik szorstkości przewodu przepustu, dla przepustów betonowych lub żelbetonowych  $n = 0,012 \div 0,014$ ,

$L_o$  – obliczeniowa długość przepustu określana z zależności:

$$L_o = L_p - 3,6 H_p \quad [\text{m}] \quad (3.37)$$

w której:

$L_p$  – rzeczywista długość przepustu wynikająca z klasy drogi i wysokości nasypu [m].

$H_p$  – wysokość przepustu, dla przekroju kołowego  $H_p = D$  [m].

$R_h$  – promień hydrauliczny, dla przepustów o przekroju kołowym i średnicy  $D$  liczony jako:

$$R_h = \frac{D}{4} \quad [\text{m}] \quad (3.38)$$

$F_p$  – pole przekroju wlotu, dla przekroju kołowego przepustu o średnicy  $D$  pole wynosi:

$$F_p = \frac{\pi D^2}{4} \quad [\text{m}^2] \quad (3.39)$$



$H_o$  – wysokość energii spiętrzonej przed przepustem wody [m], liczona za wzoru poniżej:

$$H_o = H_{sp.} + \frac{\alpha v_{sp.}^2}{2g} \quad [\text{m}] \quad (3.40)$$

w którym:

$H_{sp.}$  – położenie zwierciadła spiętrzonej przed przepustem wody [m],

$\alpha$  – współczynnik poprawkowy energii kinetycznej, przyjmowany zwykle jako równy 1,05 ÷ 1,15,

$v_{sp.}$  – prędkość dopływu wody do przepustu w warunkach spiętrzenia do poziomu  $H_{sp.}$  [m/s],

$I_p$  – spadek podłużny dna przepustu, należy przyjmować zgodnie z nachyleniem terenu lub jako wartość minimum  $I_p = 0,5 \%$ ,

$h_o$  – napelnienie w przekroju koryta ciekłu przed jego zabudową przekrojem przepustu.

Procedura określania światła przepustu pracującego w warunkach zatopionego wlotu i wylotu obejmuje kilka kroków obliczeniowych, które pokazano poniżej:

1. Przyjęcie światła przepustu  $B_p = D$ . Należy kierować zasadą doboru określoną w Rozporządzeniu [5], nakazującą przyjęcie minimalnej średnicy przepustu w zależności od klasy ważności drogi, a następnie sprawdzeniu warunków hydraulicznych przepływu wody. I tak dla:
  - klasy drogi A, S, lub GP  $\Rightarrow$  DN = 1,0 m,
  - klasy drogi G lub Z  $\Rightarrow$  DN = 0,80 m
  - klasy drogi L lub D  $\Rightarrow$  DN = 0,60 m.
2. Określenie położenia linii energii spiętrzonej przed przepustem wody, z przekształconej zależności podanej powyżej:

$$H_o = h_o + \frac{Q^2}{2g F_p^2 \mu^2} - I_p L_p \quad [\text{m}] \quad (3.41)$$

3. Określenie metodą prób i błędów położenia linii zwierciadła spiętrzonej przed przepustem wody z zależności w postaci:

$$H_{sp.} = H_o - \frac{\alpha v_{sp.}^2}{2g} \quad [\text{m}] \quad (3.42)$$

4. Sprawdzenie czy nie został przekroczony warunek dopuszczalnego spiętrzenia przed przepustem w postaci – rzędna niwelety drogi minus rzędna zwierciadła wody odpowiadająca położeniu  $H_{sp.} \geq 0,50$  m.
5. Dobranie umocnień linii dna i brzegów na dolnym i górnym stanowisku przepustu.

### 3.4.6 Przepusty hydraulicznie długie

Przepusty hydraulicznie długie o spadku podłużnym dna  $0 \leq I_p \leq I_{kr}$ . Mogą również pracować jako całkowicie wypełnione wodą. Przepusty tego typu należy obliczać według procedury obowiązującej dla przepustów hydraulicznie krótkich, bowiem o warunkach przepływu decyduje wówczas tylko wysokość strat energii, w tym strat na długości przepustu.

## 4. Kryteria doboru materiałów do budowy elementów systemu odwodnienia wglębnego i powierzchniowego

### 4.1 Krótka charakterystyka wybranych materiałów – elementy betonowe

#### 4.1.1 Podstawowe właściwości materiałowe

Betony zwykle obecnie produkowane podzielić można na następujące grupy:

- betony niskich wytrzymałości – klasy  $\leq$  B25,
- betony średnich wytrzymałości – klasy od B30 do B50,
- betony wysokich wytrzymałości – klasy  $\geq$  B60.

Wg międzynarodowej komisji ds. betonu FIB CEB, betony klas wyższych niż B80 określa się jako betony wysokowartościowe. Betony te są tworzywem o znacznie korzystniejszych parametrach użytkowych w stosunku do betonów zwykłych. Do najważniejszych zalet betonów tego typu zaliczyć należy:

- skurcz końcowy mniejszy od  $0,2 \text{ ‰}$ ,
- nasiąkliwość mniejsza od 3 %,

- bardzo wysoka mrozoodporność (min. F150),
- bardzo wysoka wodoszczelność, większa od W-20,
- wysoka odporność na agresję chemiczną,
- wysoka odporność na ścieranie,
- brak otwartych porów w warstwie powierzchniowej co utrudnia rozwój bakterii i ogranicza tempo korozji biologicznej,
- niski stosunek w/c (od 0,25 do 0,35) .

Beton w obiektach gospodarki wodno-ściekowej (w tym drenażowych) narażony jest na liczne destrukcyjne oddziaływania, z których za najważniejsze uważa się:

- oddziaływanie wód gruntowych i wód z opadów atmosferycznych,
- działanie dwutlenku węgla (karbonatyzacja),
- oddziaływanie szkodliwych soli (siarczanów, chlorków, azotanów i amonu),
- oddziaływania mechaniczne (ścieranie, kawitacja).

Mechanizmy karbonatyzacji oraz korozji ługującej powodowanej przez wody gruntowe i wody pochodzące z coraz bardziej agresywnych opadów atmosferycznych są stosunkowo dobrze poznane. Wody gruntowe wykazują zwykle słabą agresywność w stosunku do betonu. Niedopuszczalne jest jednak przyjmowanie takiego założenia a priori w każdej sytuacji. Przed doбором rozwiązań projektowych, wymagane jest przeprowadzenie badania agresywności wód gruntowych.

Zgodnie z normą PN-EN-206 obiekty odwodnieniowe narażone są na działanie środowiska, które można zaklasyfikować jako słabo agresywne w stosunku do betonu (XA1). Beton narażony na działanie środowiska korozyjnego XA1 powinien spełniać wymogi ochrony materiałowo-strukturalnej, a dla środowisk klasy XA2 i XA3 dodatkowo konieczne jest zaprojektowanie odpowiednich zabezpieczeń powierzchniowych. Najważniejsze wymagania w zakresie ochrony materiałowo-strukturalnej zestawiono w tablicy 4.1.

W tablicy 4.1 nie zawarto wymagań w zakresie rodzaju cementu. Wyniki badań własnych autorów wskazują na szczególną przydatność do budowy obiektów infrastruktury komunalnej betonów na cemencie hutniczym. Cement ten jak już napisano, poza zwiększoną odpornością na korozję siarczanową pozwala uzyskać beton o większej szczelności. Ponadto, z uwagi na niskie ciepło hydratacji i wolne tempo przyrostu wytrzymałości, beton na tym cemencie wykazuje znacznie

mniejszą tendencję do zarysowań. Podobne zalety wykazuje beton na cemencie CEM II B-V.

**Tablica 4.1 Zestawienie wymagań dla betonu narażonego na agresję chemiczną**

Wymagania	Klasa środowiska wg PN-EN 206		
	XA1	XA2	XA3
Minimalna grubość otuliny [mm]	25	30	40
Maksymalny wskaźnik w/c	0,55	0,50	0,45
Wodoszczelność	W4 do W6	W6 do W8	W8
Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys [mm]	0,20	0,10	0,10
Minimalna klasa betonu	C30/37	C30/37	C35/45
Minimalna zawartość cementu [kg/m <sup>3</sup> ]	300	320	360

Podkreślić należy, że ochrona materiałowo-strukturalna jest skuteczna tylko w środowiskach korozyjnych klasy XA1. W środowiskach klas XA2 i XA3 bezwzględnie konieczna jest poza ochroną materiałowo-strukturalną, odpowiednio dobrana ochrona powierzchniowa. Antykorozyjne zabezpieczenia powierzchniowe są stosunkowo kosztowne, dlatego należy szczegółowo przeanalizować zagrożenia korozyjne w poszczególnych obiektach, a także w poszczególnych fragmentach budowli.

Prefabrykowane elementy betonowe systemu odwodnienia powierzchniowego i wgłębne cechuje znaczna wytrzymałość i ciężar. Nadają się szczególnie do budowy przewodów zbiorczych kładzionych zarówno na powierzchni terenu jak i pod powierzchnią.

#### **4.1.2 Podstawowe wymagania stawiane prefabrykatom betonowym**

Prefabrykaty betonowe z uwagi na wysokie wymagania w zakresie trwałości, występujących zagrożeń korozyjnych oraz nie zawsze dobrą jakością użytego betonu, częściej są używane jako elementy systemu odwodnienia powierzchniowego niż wgłębne. Rzadko stosowane są przewody drenarskie wykonane z betonu na powierzchni płaszcza, którego wykonana jest perforacja. Częściej przewody tego typu używane są jako kolektory zbiorcze systemów odwadniania.

Prefabrykowane elementy betonowe systemu odwodnienia powierzchniowego z uwagi na usytuowanie oraz oddziaływania zmiennych czynników otoczenia – temperaturę powietrza, opady atmosferyczne, powinny cechować się głównie niską nasiąkliwością i podwyższoną wodoszczelnością powierzchni. Tym samym należy je wykonywać z odpowiednio dobranej mieszanki betonowej oraz pokrywać zarówno od strony wewnętrznej jak i zewnętrznej odpowiednimi powłokami ochronnymi.

Przewody betonowe sytuowane pod powierzchnią gruntu z uwagi na możliwość występowania agresywności środowiska gruntowo – wodnego, mogą wymagać wykonania materiałowo – strukturalnej oraz powierzchniowej ochrony betonu.

Dobierając ochronę powierzchniową przewodów betonowych używanych do budowy systemów odwodnienia wgłębnego należy uwzględnić:

- odporność chemiczną materiału izolacyjnego,
- szczelność,
- przyczepność do chronionej powierzchni,
- rysoodporność,
- odporność mechaniczną.

Odporność chemiczną dobiera się stosownie do przewidywanego zagrożenia korozyjnego, zwykle dla wód gruntowych jest to korozja siarczanową, względnie węglanową. Materiały ochronne powinny charakteryzować się minimalną wytrzymałością na odrywanie (przyczepnością). Stosując materiały mieszane bitumiczno – epoksydowe ich wytrzymałość na odrywanie w pojedynczych punktach nie powinna być mniejsza niż 1,20 MPa, natomiast dla materiałów bitumicznych nie mniejsza niż 1,0 MPa. Ponieważ dopuszczalna szerokość rozwarcia rys dla przewodów betonowych nie może być większa od 0,10 mm, materiały stosowane do zabezpieczeń antykorozyjnych powinny być odporne na powstanie rys o takiej rozwarości.

Materiały izolacyjne w trakcie eksploatacji przewodu narażone są na oddziaływania mechaniczne zasadniczo tylko w strefie kinety, bowiem wleczone osady i drobny piasek powodują ścieranie powierzchni. Ponadto materiały te muszą być tak dobrane, aby były wytrzymałe na procesy czyszczenia przewodów zwykle wodą pod zwiększonym ciśnieniem.

Tym samym dobierając przewody drenarskie z betonu, należy zwrócić uwagę na własności przewodu i porównać ją z wymogami stawianymi dla tego typu przewodów. Zwiększy to okres ich eksploatacji oraz zmniejszy podatność na możliwe sytuacje awaryjne.

## **4.2 Elementy z tworzyw termoplastycznych**

### **4.2.1 Podstawowe właściwości materiałowe**

Przewody z tworzyw termoplastycznych zaliczane są do grupy przewodów podatnych. Według podstawowych, obowiązujących oznaczeń tworzywa sztuczne, używane do produkcji przewodów, dzielą się na grupy:

- tworzyw poliwinylowych:
  - nieplastyfikowany polichlorek winylu PVC –U (oznaczenie krajowe PCW),
  - chlorowany polichlorek winylu PVC-C,
- poliolefin:
  - polietylen niskiej gęstości PELD
  - polietylen średniej gęstości PEMD,
  - polietylen wysokiej gęstości HDPE,
  - polietylen wysokiej gęstości sieciowany PE-X,
  - polipropylen PP,
  - homopolimer polipropylenu PP-H,
  - kopolimer polipropylenu PP-Co,
  - polibutylen PB.
- kompozyty – duroplasty wzmocnione włóknem szklanym (ang. Glass Reinforced Plastic – GRP) i wytwarzane z żywic chemoutwardzalnych.
  - utwardzanych żywicą epoksydową GRP-EP,
  - utwardzanych żywicą poliestrową GRP-UP.

Z wymienionych w materiałach, do produkcji rur drenazowych stosuje się przede wszystkim PVC i HDPE.

Ze statyczno-wytrzymałościowego punktu widzenia przewody podatne odróżnia od przewodów sztywnych ich praca w ośrodku gruntowym. Do kwalifikacji przewodów ze względu na ich sztywność najczęściej korzysta się z kryterium Klein'a, które wyrażone jest zależnością:

$$n = \frac{E_g \cdot r^3}{E \cdot e^3} \quad (4.1)$$

gdzie:

$E_g$  – moduł odkształcalności gruntu [MPa],

$E$  – moduł sprężystości materiału, z którego wykonany jest przewód [MPa],

$r_m$  – średni promień przewodu;  $r_m = \frac{d_e + d_i}{4}$  [mm],

$d_e$  – średnica zewnętrzna przewodu [mm],

$d_i$  – średnica wewnętrzna przewodu [mm],

$e$  – grubość ścianki rury [mm].

W przypadku rur sztywnych kryterium przyjmuje wartość  $n < 1$ , dla rur podatnych  $n > 1$ , a dla półsztywnych  $n = 1$ . W zmodyfikowanej formie kryterium Klein'a wyrażają zależność:

$$\frac{r}{e} < \sqrt[3]{\frac{E}{E_g}} \text{ – dla rur sztywnych} \quad (4.2)$$

$$\frac{r}{e} > \sqrt[3]{\frac{E}{E_g}} \text{ – dla rur podatnych} \quad (4.3)$$

$$\frac{r}{e} = \sqrt[3]{\frac{E}{E_g}} \text{ – dla rur półsztywnych} \quad (4.4)$$

Zagadnieniem kontrowersyjnym w przypadku statyczno-wytrzymałościowych analiz przewodów z tworzyw sztucznych, jest często wielkość przyjmowanego do obliczeń modułu sprężystości  $E$  (nazwanego umownym modułem sprężystości). Dlatego, w celu dokładniejszego porównania różnych materiałów, powinny być podawane dla nich, co najmniej moduły sprężystości z indeksem czasu określającym czas trwania odkształcenia, np.  $E_{10}$  oznacza, że moduł wyznaczono po 10 sekundach trwania odkształcenia.

Dla polimerów, które nie mają wyraźnej granicy plastyczności (elastomerów), powinien być określany *moduł sieczny*, który jest umownym modułem oznaczonym

przy zadanym wydłużeniu, np.  $E(200)$  oznacza, że moduł został określony w momencie wydłużenia równym 200 %. Ponadto, parametry polimerów ulegają zmianie w czasie w związku, z czym wyróżnia się krótkotrwałe i długotrwałe moduły sprężystości.

Podstawowym parametrem dla projektowania konstrukcji przewodów jest wytrzymałość przewidywanego do zastosowania materiału. W przypadku tworzyw sztucznych ich wytrzymałość zmienia się z upływem czasu. Stąd też do oceny i porównania tworzyw wykorzystuje się pojęcie „wytrzymałości czasowej”, określanej przy obciążeniu przewodu wewnętrznym ciśnieniem w temperaturze 20°C dla 50-ciu lat eksploatacji.

Dla celów praktyki inżynierskiej najczęściej wykorzystuje się wartość MRS – minimalna wymagana wytrzymałość tworzywa MRS (ang. *Minimum Required Strength*). Wartość MRS określana w warunkach laboratoryjnych mówi, jaką minimalną wytrzymałość będzie miał materiał po upływie 50-ciu lat przy założeniach, że temperatura materiału nie będzie w tym czasie wyższa niż 20° C a transportowane medium stanowi woda, pomnożenie temperatury materiału przez 10 i dodanie do symbolu materiałowego, wskazuje na wspomnianą wartość MRS.

Wytrzymałość przewodów wykonanych z termoplastów (HDPE, PVC, PP i innych) zależy także od temperatury. Jest to wykorzystywane przy krótkotrwałych badaniach prognozujących wytrzymałość termoplastów w długiej perspektywie czasu (tzw. wytrzymałość długotrwałą), kiedy to upływ czasu symuluje się wzrostem temperatury. Otrzymane w ten sposób naprężenia długotrwałe dla podstawowych termoplastów, wyliczone dla temperatury 20° C i okresu nie krótszego niż 50 lat przedstawiono w tabelicy 4.2.

Przedstawione w tabeli wartości naprężeń, dotyczą przede wszystkim projektowania przewodów ciśnieniowych. W przewodach takich nawet, jeżeli są one umieszczone w gruncie, dominującym naprężeniem w ścianie jest naprężenie rozciągające. Tylko w krótkich okresach wyłączenia przewodu z eksploatacji, mogą przeważać naprężenia wywołane przez obciążenia zewnętrzne.

W przypadku przewodów grawitacyjnych ułożonych w gruncie, dominującymi naprężeniami są zawsze naprężenia wywołane obciążeniami zewnętrznymi. Ze względu na brak możliwości swobodnego pełzania, naprężenia nie są w takim przypadku stałe w czasie. Jeżeli rury zostały prawidłowo ułożone, początkowe naprężenia w wyniku relaksacji będą malały w sposób opisany przez współczynnik relaksacji.

**Tablica 4.2 Naprężenia projektowe i długotrwałe i niszczące dla podstawowych tworzyw termoplastycznych.**



Materiał	Naprężenia projektowe [MPa]	Długotrwałe naprężenia niszczące [MPa]
PVC	10,0-14,0	25-30
HDPE	5,0-6,3	7-9
PEMD	5,0-6,3	8-9
PELD	2,5-3,2	4-5
PP	5,0	8-9

#### **4.2.2 Podstawowe wymagania stawiane przewodom drenarskim**

Przewody drenarskie stosowane w systemach odwodnienia wglębnego muszą spełniać szereg wymagań materiałowych oraz konstrukcyjnych opisanych powyżej. Za najważniejsze wymaganie konstrukcyjne uznaje się wymagania wytrzymałościowe, z innych wymienić należy nieduży ciężar poszczególnych elementów systemu odwodnienia, łatwość montażu, brak specjalnych wymogów dotyczących warunków posadowienia, sprawność hydrauliczna w przekroju otworów wlotowych do drenażu, jak i samego przekroju przewodu przy przepływie wody i drobnych osadów, łatwość prowadzenia prac konserwacyjnych polegających głównie na usuwaniu osadzonych nanosin.

Podane powyżej wymagania są istotne zarówno w trakcie realizacji prac montażowych danego systemu odwodnienia, jak i w trakcie jego eksploatacji. Tym samym dobierając materiał przewodów systemu odwodnienia należy brać pod uwagę podane powyżej wymagania.

#### **4.2.3 Studnie połączeniowe**

Wymagania stawiane studniom połączeniowym drenażu również muszą spełniać wymagania materiałowe i konstrukcyjne opisane powyżej. Z wymogów konstrukcyjnych za najważniejsze uznaje się wymagania wytrzymałościowe, nieduży ciężar jednak rekompensowany stosownymi obciążnikami dla przeciwdziałania sile wyporu, łatwość montażu i połączeń z przewodami drenarskimi, dogodny dostęp do wnętrza dla przeprowadzenia prac przeglądowych czy konserwacyjnych, łatwość wentylacji sieci drenarskiej, brak specjalnych wymagań dla posadowienia.

## **4.3 Elementy stalowe i żeliwne**

### **4.3.1 Podstawowe właściwości materiałowe**

Obecnie produkowane rury stalowe, zabezpieczone są antykorozyjnie. Połączenia rur stalowych należy wykonywać przez spawanie. Rury produkują się ze stali niestopowych i niskostopowych poprzez ich formowanie z blach lub taśm stalowych. Stale na rury powinny być w pełni uspokojone i wykonane w technice kontrolowanego walcowania, jako stale drobnoziarniste. Stale te uważane są za stale spawalne, ale przy spawaniu rur i rurociągów należy mieć na uwadze nie tylko równoważnik węgla  $C_E$ , ale również stosowane materiały dodatkowe, technologie spawania oraz warunki odbioru.

Żeliwo jest materiałem utworzonym z żelaza oraz węgla w postaci grafitu. W żeliwie szarym wolny grafit ma formę blaszkowatą, natomiast w żeliwie sferoidalnym przyjmuje on formę kulek. Przebieg linii naprężeń w pobliżu płytek grafitu w żeliwie szarym ulega silnemu zaburzeniu (zagęszczeniu), co powoduje lokalną koncentrację naprężeń (efekt karbu) i zmniejszenie wytrzymałości materiału. W żeliwie sferoidalnym zaburzenia te są znacznie mniejsze, skąd wynika większa wytrzymałość tego materiału. Dzięki swej budowie strukturalnej żeliwo sferoidalne przy zginaniu i rozciąganiu może się plastycznie odkształcać po przekroczeniu granicy plastyczności (wydłużenie powyżej 0,2 %). Tak korzystnych własności mechanicznych nie wykazuje żeliwo szare, które jest kruche.

W celu zwiększenia trwałości wyrobów z żeliwa, producenci rur żeliwnych oferują różne rozwiązania powłok ochronnych zewnętrznych i wewnętrznych. Decydując się na wybór danego przewodu należy zwrócić uwagę, aby powłoki ochronne zewnętrzne były wykonane jako systemy dwuwarstwowe. Pierwszą warstwę ochronną powinna stanowić wówczas powłoka cynkowa, a druga powinna być wykonana z masy bitumicznej lub z tworzyw sztucznych. Powłoki wewnętrzne przewodu powinny być wykonane z zaprawy cementowej, poliuretanu, polietylenu lub żywicy epoksydowej.

### **4.3.2 Podstawowe wymagania stawiane wpustom deszczowym**

Wpusty deszczowe powinny zapewniać możliwość nie tylko przejścia całej ilości wody dopływającej ściekiem przykrawężnikowym, ale również gwarantować bezpieczeństwo pojazdom przejeżdżającym przez ruszt. Stąd ruszt powinien być usytuowany poprzecznie do osi drogi w tunelu.

### **4.3.3 Podstawowe wymagania stawiane systemom odwodnienia liniowego**

Systemy odwodnienia liniowego powinny gwarantować możliwość przejścia całej ilości dopływającej wody. Powinny cechować się trwałością i odpornością na oddziaływanie czynników otoczenia, a także przejmować obciążenia ruchowe od pojazdów.

## **4.4 Inne przykłady materiałów**

### **4.4.1 Materiały ceramiczne**

W grupie materiałów ceramicznych najdynamiczniej rozwija się produkcja wyrobów z kamionki. Coraz szersze zastosowanie kamionki wynika z jej zalet, do których zalicza się dużą trwałość, odporność na korozję i ścieranie, szczelność, dużą wytrzymałość oraz małą szorstkość i bezproblemowy recycling. Podstawowe cechy tego tworzywa przedstawiono w tabelicy 4.3.

Zastosowanie specjalnej odmiana cegły, nazywanej dawniej kanalizacyjną, ma obecnie miejsce w odniesieniu do rekonstrukcji studni, komór i obiektów wykonanych w przeszłości z tego materiału. Do budowy nowych obiektów cegła, podobnie jak materiały skalne, stosowana jest incydentalnie.

**Tabela 4.3 Podstawowe własności fizyczne kamionki**

Własność	Jednostka	Wartość
Ciężar objętościowy	KN/m <sup>3</sup>	22
Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu	MPa	15 – 40
Wytrzymałość na ściskanie	MPa	100 – 200
Wytrzymałość na rozciąganie	MPa	10 – 20
Twardość	w skali Mohs'a	≅ 7
Moduł sprężystości	MPa	≅ 50 000
Współczynnik rozszerzalności termicznej	1/K	5 · 10 <sup>-6</sup>
Współczynnik przewodności termicznej	W/(m·K)	≅ 1,2

### **4.4.2 Polimerobeton**

Polimerobeton, w literaturze angielskojęzycznej oznaczany jest najczęściej skrótem PRC (*Polyester Resin Concrete*), jest jednym z najnowszych materiałów konstrukcyjnych stosowanych w budownictwie. Podstawowymi zaletami polimerobetonu są: duża odporność na agresję chemiczną i biologiczną oraz duża odporność na ścieranie a także, wysoka wytrzymałość zarówno na ściskanie jak i rozciąganie. Polimerobeton to materiał o gęstości ca. 23 kN/m<sup>3</sup> i wytrzymałości na ściskanie od 60 do 150 MPa powstały w wyniku spojenia kruszywa zazwyczaj kwarcowego wysuszonego do wilgotności w  $\leq 0,2$  %, żywicą poliestrową. Odporność komponentu, jakim jest polimerobeton na korozję (pH = 1 ÷ 10) sprawia, że gotowy produkt może pracować praktycznie w każdych warunkach środowiskowych.

#### 4.4.3 Duroplasty

Cząsteczki duroplastów tworzą ściśle powiązaną we wszystkich kierunkach sieć. Tworzywo to po utwardzeniu, w wyniku nieodwracalnego procesu sieciowania, nie ulega powtórnemu uplastycznieniu pod wpływem temperatury. W zależności od sposobu utwardzania rozróżnia się duroplasty termoutwardzalne i chemoutwardzalne. Do produkcji rur stosuje się zazwyczaj żywice poliestrowe, włókno szklane pełniące rolę zbrojenia oraz wypełniacz z kompozycji, których powstaje GRP. Mogą być także stosowane żywice epoksydowe i winyloestrowe oraz modyfikowane, dla rurociągów o specjalnym przeznaczeniu. Rury z GRP wytwarzane są w dwóch procesach odlewania odśrodkowego lub nawojowym.

Dokładne zestawianie fizycznych właściwości rur wytwarzanych z tworzyw kompozytowych jest trudne i niecelowe ze względu na ich zbyt duże zróżnicowanie. W tabelicy 4.4 przedstawiono zatem przedziały zmienności podstawowych właściwości i parametrów rur GRP określone na podstawie analizy materiałów technicznych trzech producentów takich wyrobów na rynku polskim.

Obwodowa sztywność rur GRP badana jest według zaleceń podanych w części 4 normy DIN 53769 oraz normie PrPN-EN1228. Na podstawie wartości średnich z przeprowadzonych testów obliczana jest sztywność początkowa, która zgodnie z wymogami zawartymi w części 2 normy DIN 16869 nie może być mniejsza od przypisywanych rurom wartościom obwodowej sztywności nominalnej.

**Tabela 4.4 Podstawowe właściwości rur GRP**

Gęstość	1600 ÷ 2200	kg/m <sup>3</sup>
---------	-------------	-------------------

*Zalecenia projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów*

Parametr	Wartość	Jednostka
Moduł sprężystości $E$ :		$\text{N/mm}^2$
- krótkotrwały	8000 ÷ 24000	
- długotrwały	5000 ÷ 14000	
Maksymalne wydłużenie przy zerwaniu:		
- obwodowe przy rozciąganiu:		
- początkowe	1,40	%
- długotrwałe	0,90	%
- obwodowe przy zginaniu:		
- początkowe	1,90	%
- długotrwałe	1,20	%
Współczynnik Poisson'a $\nu$	0,25 ÷ 0,40	–
Wytrzymałość $\sigma$	50 ÷ 450	$\text{N/mm}^2$
Odporność na ścieranie (po 400000 cykli obciążeniowych)	0,70	mm
Współczynnik rozszerzalności termicznej $\alpha$ :		$\text{K}^{-1}$
- w kierunku wzdłużnym	$0,30 \times 10^{-4}$	$\text{K}^{-1}$
- w kierunku obwodowym:	$0,20 \times 10^{-4}$	$\text{K}^{-1}$
- rury bezciśnieniowe	$0,15 \times 10^{-4}$	$\text{K}^{-1}$
- rury ciśnieniowe		
Współczynnik przewodności cieplnej $\lambda$	0,19 ÷ 0,30	$\text{W/m} \cdot \text{K}$
Maksymalna temperatura robocza (żywica poliestrowa – standard):		$^{\circ}\text{C}$
- stała	45	$^{\circ}\text{C}$
- krótkotrwała	60	$^{\circ}\text{C}$
Lepkość kinematyczna dla temperatury:		$\text{m}^2/\text{s}$
- $0^{\circ}\text{C}$	$1,79 \times 10^{-6}$	$\text{m}^2/\text{s}$
- $10^{\circ}\text{C}$	$1,31 \times 10^{-6}$	$\text{m}^2/\text{s}$

#### 4.5. Geosyntetyki w systemach odwodnień tuneli i przejść podziemnych

##### 4.5.1 Odwodnienie powierzchniowe, kryteria doboru geosyntetyków

Geosyntetyki [19], wykorzystywane w systemach odwodnień dróg samochodowych, w tym tuneli samochodowych i przejść podziemnych, mają szeroki zakres zastosowań. Mogą pełnić funkcję separującą, filtracyjną, drenującą, wzmacniającą i zabezpieczającą. Wybór odpowiedniego geosyntetyku do robót odwodnieniowych powinien być poparty badaniami i obliczeniami geotechnicznymi, gwarantującymi spełnienie określonej funkcji i stawianych wymagań technicznych.

Funkcja separacyjna geosyntetyku to przede wszystkim rozdzielanie gruntu o zróżnicowanym uziarnieniu. Funkcja ta polega na rozdzielaniu gruntów zawierających ziarna o bardzo zróżnicowanych wymiarach. W przypadku występowania takich gruntów obok siebie, istnieje duże niebezpieczeństwo migracji drobnych cząstek gruntu (piasków drobnych, pylastych, pyłów) w przestrzeń gruntu zawierającego ziarna o większych wymiarach (piaski średnie, grube, żwiry) niekontrolowane wymieszanie takich gruntów pogarsza parametry nośności i może doprowadzić do odkształceń podłoża. Geosyntetyki separacyjne można zastosować jako rozdzielanie gruntów podłoża od gruntów podsypki w trakcie prac związanych z układaniem np. koryta zbiorczego przejmowanych systemem odwodnienia wód.

Funkcja filtracyjna to przede wszystkim filtrowanie wody przepływającej w płaszczyźnie poprzecznej do materiału z jednoczesną kontrolą migracji cząstek gruntu. Materiały działające jako filtry zatrzymują drobne cząstki gruntu niesione wraz z wodą z otaczającego ich podłoża do czasu aż nastąpi równowaga, w której z takiego filtra w nieskończenie długim czasie swobodnie wypływa czysta woda. Geosyntetyki filtracyjne stosowane są, jako dodatkowa warstwa obsypki filtracyjnej wokół przewodu drenarskiego.

Funkcja drenująca to przede wszystkim umożliwienie przepływu wód gruntowych w swojej płaszczyźnie. W systemach drenażowych materiały geosyntetyczne prowadzą wodę lub oddzielają element prowadzący wodę od innych warstw gruntu. Aby wyroby te działały jak drenaże, muszą posiadać odpowiednią przepuszczalność wzdłuż materiału. Warunek ten spełnia specjalny typ geowłókniny igłowanej o odpowiedniej masie powierzchniowej i grubości. Geosyntetyki drenujące można stosować w miejsce warstw filtracyjnych wykonywanych z gruntu mineralnego wzdłuż ścian konstrukcji oporowych.

Funkcja wzmacniająca to przede wszystkim równomierne rozkładanie naprężeń i ograniczanie odkształceń budowli i podłoża. Materiał taki stanowi swojego rodzaju wzmocnienie gruntu. Można go stosować do wzmacniania słabo nośnego podłoża.

Funkcja zabezpieczająca zapewnia powierzchniowe zabezpieczenie przed erozją skarpy, która jest w stanie geotechnicznej stabilności. Ten typ geosyntetyku

można zastosować przy zabezpieczaniu stromych fragmentów stoków przyległych wzniesień (zlewnia tunelu).

Dla potrzeb rozdzielania gruntów różnych pod względem granulacji na potrzeby posadowienia elementów odwodnienia powierzchniowego, nie jest wymagane spełnienie szczególnych wymagań, głównie z uwagi na niezbyt duże obciążenia, jakie powstaną w trakcie eksploatacji systemu.

#### **4.5.2 Odwodnienie wglębne, kryteria doboru geosyntetyków [19]**

Materiały geotekstylnie stosowane jako osłony filtrujące w układach drenażowych powinny mieć dostateczną wodoprzepuszczalność, umożliwić przepływ wody bez jej spiętrzania, a także zdolność zatrzymywania zapobiegającą wypłukiwaniu drobnych frakcji gruntu podłoża. Te dwa kryteria są przeciwstawne, ale nie sprzeczne.

Materiał geotekstylny powinien posiadać charakterystyczny wymiar porów wystarczająco mały, aby zatrzymać grunt i wystarczająco duży, aby umożliwić swobodny przepływ wody, a także przejście przez filtr najdrobniejszych cząstek gruntu niesionym przez wodę. Na skutek migracji drobnych cząstek gruntu i ich zatrzymywania filtr ulega kolmatacji. Powoduje to spadek jego przepuszczalności. Zalecane parametry hydrauliczne geosyntetyków stosowanych, jako filtry przedstawia się poniżej.

Charakterystyczną wielkość porów geotekstyliów  $O_{90\text{gtx}}$  można bez szczegółowej analizy przyjmować następująco:

a) W prostych warunkach hydraulicznych:

- dla geowłóknin  $0,06 \text{ mm} \leq O_{90\text{gtx}} \leq 0,20 \text{ mm}$ ,
- dla tkanin  $0,06 \text{ mm} \leq O_{90\text{gtx}} \leq 0,40 \text{ mm}$ .

b) W trudniejszych warunkach hydraulicznych, w zależności od rodzaju filtrowanego gruntu:

- grunty spoiste  $0,06 \text{ mm} \leq O_{90\text{gtx}} \leq 0,20 \text{ mm}$ ,
- gruby pył do piasku pylastego  $0,06 \text{ mm} \leq O_{90\text{gtx}} \leq 0,11 \text{ mm}$ ,
- piasek drobny  $0,06 \text{ mm} \leq O_{90\text{gtx}} \leq 0,13 \text{ mm}$ ,
- piasek średni  $0,08 \text{ mm} \leq O_{90\text{gtx}} \leq 0,30 \text{ mm}$ ,
- piasek gruby  $0,12 \text{ mm} \leq O_{90\text{gtx}} \leq 0,60 \text{ mm}$ .

W gruntach trudnych do spełnienia wymagań filtrowania należy zapewnić, aby nie wystąpiła ani ich erozja ani sufozja. Szczególnie podatne na erozję (wyplukiwanie cząstek gruntu) są grunty niespoiste: grube pyły, piaski pylaste i drobne oraz równoziarniste piaski ( $C_U = U = d_{60}/d_{10} < 5$ ). Sufozja (przemieszczanie drobniejszych cząstek w porach gruntu, powodujące niestateczną strukturę jego szkieletu ziarnowego) występuje w gruntach niespoistych o skokowo nieciągłej krzywej uziarnienia ( $C_U = U > 14$ ) albo w przypadku braku części drobniejszych frakcji (poniżej  $d_{40}$ ).

- c) W trudnych warunkach hydraulicznych należy dokonać szczegółowej analizy stateczności hydraulicznej filtru, zwłaszcza w przypadku gruntów trudnych do spełnienia wymagań filtrowania.

W szczegółowej analizie filtrowania zgodnie z przepisami, z uwagi na warunki filtrowania należy rozróżniać:

- grunty drobnoziarniste  $d_{40} < 0,06$  mm,
- grunty grubo i różnoziarniste  $d_{40} > 0,06$  mm.

Ponadto wyróżnia się grunty trudne do spełnienia wymagań filtrowania:

- drobnoziarniste – wskaźnik plastyczności  $I_p < 0,15$  i/lub stosunek zawartości frakcji iłowej do pyłowej  $< 0,5$ ,
- grunty grubo- i różnoziarniste, zawierające frakcję pyłową ( $d < 0,06$  mm):
  - wskaźnik jednorodności uziarnienia  $C_U = U = d_{60}/d_{10} < 15$  i/lub
  - zawartość frakcji od 0,02 do 0,1 mm  $> 50\%$ .

Zalecane są następujące wartości kryteriów filtrowania:

- zatrzymywania cząstek filtrowanego gruntu
  - grunty drobnoziarniste  $O_{90\text{gtx}} \leq 10 d_{50}$ ,
  - grunty trudne  $O_{90\text{gtx}} \leq d_{90}$ ,
  - grunty grubo- i różnoziarniste  $O_{90\text{gtx}} \leq 5 d_{50} \sqrt{U}$  oraz  $O_{90\text{gtx}} \leq d_{90}$ ;
- kolmatacji - dla wybranego wyrobu  $O_{90\text{wyb}} > 0,2 O_{90\text{gtx}}$ ,
- działania hydraulicznego – materiał geotekstylny drenu powinien zapewnić wystarczający przepływ wody w danym podłożu.

W zależnościach tych oznaczono:

- $O_{90\text{gtx}}$  - charakterystyczna wielkość porów geotekstyliów,



$d_{10}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{90}$  - wielkość ziarn gruntu, które wraz z mniejszymi stanowią odpowiednio 10, 50 i 90 % masy gruntu.

W trudnych warunkach gruntowo-wodnych zaleca się wykonanie badań filtracji na miejscu. Jest istotne, aby stosunki wymiarów porów były jak najbliższe podanym wartościom granicznym, aby zapewnić jak największą przepuszczalność geotekstyliów, zachowując zarazem ich zdolność do zatrzymywania cząstek gruntu.

Grunty spoiste zwykle nie stwarzają zagrożeń, ich spójność nie pozwala na wypłukiwanie cząstek, a mała przepuszczalność powoduje niewielkie przepływy. Trudności mogą występować w strefach dużych gradientów hydraulicznych przepływu.

## **5. Wykonawstwo prac odwodnieniowych tuneli, przejść podziemnych i przepustów**

### **5.1 Wykonawstwo prac odwodnieniowych tuneli**

#### **5.1.1 Nadanie spadków poprzecznych i podłużnych nawierzchni**

Dla zapewnienia sprawnego spływu wód po nawierzchniach drogowych w tunelach, koniecznym jest nadanie im zgodnych z dokumentacją projektową spadków poprzecznych i podłużnych. Spadki te należy nadawać w trakcie prac ziemnych dla ukształtowania podbudowy pod warstwy konstrukcyjne drogi. W tunelach lub przejściach podziemnych, w zależności od ich konstrukcji spadki poprzeczne mogą być nadawane dopiero w trakcie realizacji warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogi czy przejścia.

#### **5.1.2 Układanie koryt poprzecznych**

Układanie koryt poprzecznych na zjazdach do tuneli i na wyjazdach powinna mieć miejsce z chwilą, gdy wykonana zostanie podstawowa – betonowa albo żelbetowa konstrukcja zjazdu lub wjazdu. Następnie w miejscach wynikających z dokumentacji projektowej, w obudowie betonowej należy umieścić elementy konstrukcyjne koryt poprzecznych, kontrolując ich liniowość i spadki podłużne.

Bardzo ważnym procesem w trakcie realizacji tych prac jest powiązanie wierzchnich warstw konstrukcyjnych drogi – asfaltowych lub betonowych, z elementami koryt, głównie z uwagi na szczelność połączeń oraz wymóg zachowania jednolitości nawierzchni.

### **5.1.3 Układanie koryt zbiorczych wód deszczowych**

Koryta zbiorcze wód deszczowych układane są wzdłuż drogi poprowadzonej w tunelu i zwykle stanowią albo elementy prefabrykowane zwykle powiązane z krawężnikiem ograniczającym pas jezdny, albo kształtowane niezależnie jako tzw. ściek przykrawężnikowy.

Koryta zbiorcze jako element prefabrykowany, należy układać na betonowej podbudowie ściśle z narzuconym spadkiem podłużnym ich dna. Połączenia poszczególnych segmentów koryta po ich ułożeniu, należy spoinować żywicami epoksydowymi dla zachowania równości i szczelności powierzchni. Ważna jest również szczelność przewodu odbierającego wodę po jej wpływie do wnętrza przez szczelinę. Po ułożeniu poszczególnych segmentów koryta zbiorczego, należy przeprowadzić kształtowanie powierzchni spływowych od strony ścian tunelu oraz od strony nawierzchni drogi. Powierzchni spływowej od strony drogi należy nadać niewielkie załamanie spadku poprzecznego dla wykształcenia tzw. ścieku umożliwiającego koncentrację wody i jej lepszy wpływ przez szczelinę do wnętrza koryta zbiorczego.

Formowanie ścieków przykrawężnikowych w tunelu należy poprzedzić założeniem wpustów deszczowych. Wpusty deszczowe należy opierać na tzw. nasadzie, kształtowanej w postaci prefabrykowanego elementu betonowego. Nasadę z kolei należy oprzeć na kręgach żelbetowych, stanowiących element połączeniowy pomiędzy wpustem deszczowym a przewodem przykanalika doprowadzającym ujmowane wody do kolektora zbiorczego wód przejmowanych przez systemy odwodnienia powierzchniowego ewentualnie wglębnego. Po przeprowadzeniu lokalizacyjnego i wysokościowego usytuowania wpustu deszczowego, należy przystąpić do kształtowania ścieku przykrawężnikowego. Może on być uformowany jako prefabrykowany element betonowy, kształtujący jednocześnie krawężnik drogi, może też być kształtowany niezależnie, np. poprzez ułożenie z kostki brukowej na podkładzie z betonu B20 przekroju trójkątnego ścieku wzdłuż krawężnika betonowego, który powinien wówczas zostać ułożony nieco wcześniej. Pierwszy sposób zalecany jest przy nawierzchniach betonowych w tunelach, drugi przy nawierzchniach asfaltowych.

### **5.1.4 Montaż drenaży przypowierzchniowych**

Drenaże przypowierzchniowe układane są w trakcie formowania obudowy betonowej albo żelbetowej tunelu. Na jej powierzchni zewnętrznej należy układać i zakotwić elementy drenażu przypowierzchniowego, w postaci np. tworzyw geosyntetycznych – geosiatek czy geodrenów. Na ścianie pionowej obudowy zwykle w jednej trzeciej jej wysokości, należy montować przewód zbiorczy poprzeczny nadając mu duży spadek poprzecznym równy  $5 \div 10$  %. Do przewodu

zbiorczego należy podłączyć studzienkę zbiorczą i sącdek poprzeczny stanowiący połączenie drenażu przypowierzchniowego z kolektorem zbiorczym.

Po zakończeniu prac związanych z kształtowaniem drenażu przypowierzchniowego, pozostałą przestrzeń pomiędzy obudową tunelu a górotworem należy wypełnić betonem.

### **5.1.5 Wykonawstwo drenaży systematycznych**

Wykonawstwo drenaży systematycznych omówiono dla sytuacji najczęściej mającej miejsce, tzn. drenaż usytuowany pod fundamentem płytkiego tunelu na wymaganej przepisami wysokości. W przypadku takiej realizacji drenażu, należy rozważyć możliwość jego wykonania równoległe z realizacją prac związanych z wykonaniem konstrukcji tunelu. Jest to szczególnie istotne z uwagi na potrzebę wykonania systemu odwodnienia tymczasowego wykopu na potrzeby realizacji prac budowlanych. Po wykonaniu drenażu odwodnienia stałego, przejmie on funkcję czasowego odwodnienia wykopu.

W pierwszej fazie prac należy wytyczyć osie drenażu w powiązaniu z osią płyty fundamentowej przewodu tunelu. Jednocześnie przed przystąpieniem do głębienia wykopów, należy opracować technologię zabezpieczenia ścian wykopu w powiązaniu z technologią jego odwodnienia na czas realizacji robót związanych z wykonywaniem drenażu i płyty fundamentowej konstrukcji tunelu. Prace związane z głębieniem wykopu rozpocząć od najniższego punktu, dla zapewnienia grawitacyjnego odpływu wody opadowej i przesiąkowej po jego dnie. Ściany wykopu należy zabezpieczyć przed możliwością wystąpienia obsuwów gruntu.

Dno wykopu powinno być równe i wykonane ze spadkiem ustalonym w dokumentacji projektowej. Przy wykopie wykonywanym sprzętem mechanicznym, dno wykopu ustala się na poziomie około 0,20 m powyżej projektowanej rzędnej dna wykopu, dojście do projektowanej rzędnej posadowienia przewodu drenażu należy wykonać ręcznie tak, aby nie naruszyć struktury gruntu rodzimego. Dogłębienia ręcznego wykopu nie można prowadzić na wyrost, musi ono tylko w niewielkim stopniu wyprzedzać układanie podsypki piaskowej wymaganej dla posadowienia przewodu drenażu.

Przed przystąpieniem do układania przewodów drenażu należy dokonać odbioru technicznego wykopu z oceną równości dna i jego nachylenia podłużnego. Układanie przewodu drenażu powinna postępować w stronę przeciwną do kierunku przepływu wód, czyli od najniższej położonej odcinka przewodu drenarskiego. W trakcie układania przewodów drenarskich określić lokalizację studzienek połączeniowych kolektora zbiorczego wód drenażowych, przygotowując w tych miejscach płyty fundamentowe dla osadzenia na nich elementów studzienek. Jeśli

plyty fundamentowe są prefabrykowane nie ma potrzeby wyprzedzania robót, wyprzedzenie jest konieczne tylko w sytuacji płyt wykonywanych w technologii na mokro na miejscu.

Montaż przewodów drenażu należy przeprowadzać zgodnie z zaleceniami, określonymi w dokumentacji montażowej opracowanej przez ich producenta. Zwracać należy uwagę na połączenia poszczególnych odcinków przewodów oraz na połączenie ze studzienkami połączeniowymi i kontrolnymi. Po wykonaniu odcinka drenażu o długości 10 ÷ 15 m przewody należy podsypać z boków z zagęszczeniem gruntu. Po wykonaniu odcinka kolektora zbiorczego pomiędzy dwoma studzienkami połączeniowymi, należy sprawdzić prawidłowość ułożenia przewodu – liniowość i nachylenie podłużne dna i zasypać przewody do górnej ich krawędzi z obustronnym równomiernym zagęszczeniem gruntu. Grunt zasypki układać warstwami grubości 0,10 ÷ 0,20 m. W przypadku układania betonowych przewodów drenarskich, przed ich zasypką wykonać prace zabezpieczające przewodu poprzez minimum dwukrotne pomalowanie preparatem zabezpieczającym, zwykle na bazie bitumu.

### **5.1.6 Budowa elementów odbioru wód z systemów odwadniania**

Kanalizacją deszczową w każdym przypadku stanowi odbiornik wód z systemów odwadniania tuneli lub przejść podziemnych. Kanalizację należy poprowadzić centralnie w sytuacji budowy tunelu jednoprzewodowego o ruchu dwukierunkowym. W tunelach dwuprzewodowych przewody kanalizacyjne należy układać wzdłuż ich ścian zewnętrznych. W tunelach miejskich oraz dla przejść podziemnych, przewody kanalizacyjne należy poprowadzić na zewnątrz, jako obiekt nie związany konstrukcyjnie z obiektem podstawowym. Kanalizacja powinna być budowana, jako jeden z pierwszych elementów zabudowy przekroju wydrążonego tunelu. Powinna być prowadzona od studzienki połączeniowej (kontrolnej) do studzienki połączeniowej. Realizację należy zacząć od dokładnego wytyczenia osi przewodu oraz określenia wysokościowego jej usytuowania (dno studzienek połączeniowych). Kanalizację należy kłaść na fundamencie, który w przypadku tunelu powinna stanowić podbudowa betonowa o grubości 0,20 ÷ 0,30 m. W zależności od rozwiązania tunelu przewody kanalizacyjne mogą być prowadzone np. w części dennej tunelu przewidzianej do wykorzystania jako kanały nawiewne. Z każdej studzienki należy wyprowadzić wyjścia dla podłączenia przewodów – przykanalików od wpustów deszczowych czy studzienek zbiorczych drenaży przypowierzchniowych.

## **5.2 Wykonawstwo prac odwodnieniowych przejść podziemnych**

### **5.2.1 Nadanie spadków poprzecznych i podłużnych nawierzchni**

Dla zapewnienia sprawnego spływu wód po nawierzchniach przejść podziemnych, koniecznym jest nadanie im wymaganych w dokumentacji projektowej spadków poprzecznych i podłużnych. Spadki te należy nadać w trakcie realizacji prac ziemnych, kształtujących podbudowę pod warstwy konstrukcyjne przejścia. Jednak ostateczne ukształtowanie tych spadków, należy przeprowadzić w końcowej fazie prac związanych z układaniem nawierzchni z płytek ceramicznych czy elementów kamiennych.

### **5.2.2 Układanie koryt poprzecznych**

Koryta poprzeczne w przejściach podziemnych, należy układać od strony dojścia do przejścia bezpośrednio przy pierwszym stopniu zejściowym oraz w stopnicy ostatniego stopnia schodów zejściowych. Koryta jako elementy prefabrykowane układać należy w trakcie kształtowania pochylni przejścia, na której formowane są stopnie zejściowe (wejściowe) przejścia podziemnego. Elementy koryta należy układać na podbudowie betonowej B20, z zachowaniem spadków poprzecznych w kierunku koryt zbiorczych wzdłużnych (prowadzonych wzdłuż ścian przejścia) wód deszczowych.

### **5.2.3 Układanie koryta zbiorczego wód deszczowych**

Koryta zbiorcze wód deszczowych układać należy wzdłuż ścian ciągu pieszego przejścia podziemnego. Koryta zbiorcze mogą być wykonywane albo jako elementy prefabrykowane, albo kształtowane bezpośrednio na placu budowy, niezależnie w postaci betonowego przekroju wyłożonego od zewnątrz albo okładziną ceramiczną albo kamienną.

Koryta zbiorcze wód deszczowych w przejściach podziemnych układać należy w trakcie prac nad kształtowaniem zejścia do tunelu i wyjścia z tunelu. Zwykle są to schody, stąd po ukształtowaniu pochylni, na której formowane będą poszczególne stopnie, wzdłuż ścian zejścia (wejścia) układać należy albo elementy prefabrykowane koryta, albo jego przekrój kształtować w trakcie deskowania i zbrojenia poszczególnych stopni schodów.

### **5.2.4 Wykonawstwo drenaży systematycznych**

Wykonawstwo drenaży systematycznych przejść podziemnych należy realizować analogicznie do układania drenaży dla tuneli miejskich, opisane w punkcie 5.1 opracowania – wykonawstwo prac odwodnieniowych tuneli.

### **5.3 Budowa zbiornika retencyjnego i przepompowni**

Zbiorniki retencyjne wód odbieranych przez systemy odwodnienia powierzchniowego i odwodnienia wglębnego tuneli i przejść podziemnych, wykonywane są zwykle jako niezależne obiekty żelbetowe. Obiekty te mogą w swoich rozwiązaniach konstrukcyjnych być powiązane z przepompowniami, które czasami lepiej jest jednak zaprojektować jako obiekt niezależny. Wynika to z dostępnych na rynku szeregu ofert gotowych rozwiązań obiektów przepompowni, wykonywanych z tworzyw sztucznych i dostarczanych jako kompletna instalacja przygotowana do bezpośredniego wbudowania. Stąd zwykle też, zabudowa zbiornika i dostawianego obiektu przepompowni, sprowadza się do zrealizowania zaleceń producenta pod względem warunków posadowienia i przyłączenia do przewodów doprowadzających oraz przyłączenia rurociągu tłocznego i kabli energetycznych.

### **5.4 Budowa przepustów**

#### **5.4.1 Wykonawstwo prac odwodnieniowych przepustów**

Prace odwodnieniowe przepustów, związane z przejściem wód spływających po nawierzchni drogi i poboczu, sprowadzają się do wykonania zabezpieczenia roślinnego skarpy nasypu korpusu drogowego, ze szczególnym zwróceniem uwagi na przekrój styku skarpy z głowicą wlotową i wylotową przepustu. Zabezpieczenie w tym miejscu, powinien stanowić pas darniny o szerokości 0,50 m, kładziony na warstwie humusu i kołkowany drewnianymi szpilkami do podłoża. Podstawowym zadaniem tego pasa darniny, jest zabezpieczenie przekroju styku nasypu gruntowego drogi z głowicą przepustu przed wnikaniem wód opadowych w grunt korpusu na styku z konstrukcją przepustu.

Istotnym elementem odwodnienia przepustów – szczególnie pracujących okresowo, jest nadanie im spadku podłużnego linii dna. Dla przepustów stale prowadzących wodę spadek podłużny linii dna, powinien być równy spadkowi podłużnemu linii dna cieku, należy jednak zwrócić uwagę na jego wielkość.

Zgodnie z Rozporządzeniem [5] spadek podłużny dna przepustu w każdym przypadku powinien być większy od  $I_d \geq 0,5 \%$ .

### **5.5 Kryteria odbioru wykonanych prac**

Odbiory robót związanych z wykonywaniem systemów odwodnienia powierzchniowego i wglębnego tuneli i przejść podziemnych, dzielone są na odbiory częściowe i końcowe (techniczne). Odbiór częściowy przewodu drenarskiego powinien obejmować, co najmniej cały odcinek zawarty pomiędzy studzienkami połączeniowymi i powinien dotyczyć:

- oceny zgodności wykonanych robót z dokumentacją projektową, szczególnie usytuowania wysokościowego i zadanych nachyleń podłużnych,
- oceny zastosowanych materiałów i ich zgodności z wymogami postawionymi w dokumentacji projektowej,
- oceny połączenia poszczególnych przewodów i połączenia pomiędzy przewodami i studzienkami kontrolnymi,
- oceny szczelności wykonanego odcinka przewodu (tylko w przypadku kolektora zbiorczego wykonanego z rur pełnych).

Odbiór końcowy (czasami określany jako techniczny) przewodu drenarskiego obejmuje cały wykonany odcinek i dotyczy:

- analizy protokołów z prac pomiarowych i ocen wizualnych przeprowadzonych w trakcie odbiorów częściowych,
- sprawdzenia naniesienia w dokumentacji powykonawczej wprowadzonych w trakcie realizacji zmian i uzupełnień,
- sprawdzenia prawidłowości zakończenia i wykonania całości prac przewidzianych dokumentacją projektową.

Pozytywne wyniki odbioru końcowego, stanowią podstawę decyzji przeprowadzenia prac związanych z końcową zasypką wykopu, obejmującą przekrój wykopu na wysokości od góry przewodu do powierzchni terenu.

Wykonawca prac zobowiązany jest do stałej i systematycznej kontroli robót w zakresie i z częstotliwością określoną w specyfikacji technicznej wykonania i odbioru robót, zamieszczoną w dokumentacji projektowej i zaakceptowana przez Inspektora nadzoru z ramienia Zleceniodawcy.

Dopuszcza się realizację prac związanych z wykonywaniem systemów odwodnienia tuneli i przejść podziemnych z następującą tolerancją przedstawioną poniżej:

- odchylenie odległości krawędzi wykopu w dnie od ustalonej w planie osi wykopu nie powinno wynosić więcej niż  $\pm 5$  cm,
- odchylenie wymiarów w planie nie powinno być większe niż 10 cm,
- szerokość wykonanej warstwy podsypki piaskowej oraz betonów wyrównawczych powinna być zgodna z dokumentacją projektową z tolerancją + 5 cm,
- mierzone nierówności podłużne warstwy podsypki piaskowej i betonów wyrównawczych nie powinny być większe niż 4 mm,
- wszystkie rzędne wysokościowe powinny być zgodne z dokumentacją projektową z tolerancją  $\pm 0,1$  cm,
- odchylenie przewodu drenażu lub koryta zbiorczego wód opadowych w planie oraz odchylenie odległości osi ułożonego drenażu lub koryta od osi nie powinna przekraczać  $\pm 5$  mm,
- odchylenie spadku linii dna ułożonego przewodu drenażu lub koryta zbiorczego od przewidzianego w projekcie nie powinno przekraczać  $-5$  % projektowanego spadku (przy zmniejszonym spadku) i  $+10$  % projektowanego spadku (przy zwiększonym spadku),
- rzędne pokryw studzienek kontrolnych powinny być wyniesione z dokładnością do  $\pm 5$  mm w stosunku do zakładanej rzędnej.

## **6. Przyczyny uszkodzeń elementów systemu odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów**

### **6.1 Analiza wpływu oddziaływań środowiskowych**

Oddziaływania środowiskowe na systemy odwodnień tuneli, przejść podziemnych i przepustów, dzieli się na zewnętrzne i wewnętrzne. Oddziaływania zewnętrzne dotyczą głównie elementów składowych systemu odwodnienia powierzchniowego, oddziaływania wewnętrzne dotyczą elementów składowych systemu odwodnienia wglębego.

#### **6.1.1 Oddziaływania zewnętrzne**



Oddziaływania zewnętrzne to głównie oddziaływanie niskich temperatur oraz oddziaływanie opadów atmosferycznych. Niskie temperatury mogą powodować przemarzanie zamkniętych elementów betonowych koryt zbiorczych, prowadząc do powstawania złuszczeń i ubytków na powierzchni koryta. Opady atmosferyczne mogą prowadzić do zamakania powierzchni koryt, co jest szczególnie groźne w okresie zimowym szczególnie przy zmiennych temperaturach powietrza w dniu i w nocy.

Oddziaływania opadów atmosferycznych mogą prowadzić do rozmyć erozyjnych na nie chronionych terenach przyległych, podobnie jak oddziaływania silnych wiatrów. Spłukiwane wodami opadowymi grunty mogą trafiać do koryt zbiorczych, ograniczając ich zdolność przepustową, z możliwością nawet przerwania ciągłości przepływu. Gwałtowne opady atmosferyczne dające duże ilościowo sploty powierzchniowe, nie mieszcząc się w przekroju mogą płynąć wzdłuż koryt zbiorczych powodować rozmycia gruntu, jego wynoszenie, a konsekwencji deformacje układu odbioru wód opadowych.

Tym samym w proponowanych rozwiązaniach projektowych systemów odwodnienia, szczególnie tych narażonych na bezpośrednie oddziaływanie czynników zewnętrznych, należy przewidzieć stosowne przeciwdziałania ewentualnym szkodliwym oddziaływaniom.

### **6.1.2 Oddziaływania wewnętrzne**

Oddziaływania wewnętrzne to głównie wpływ zanieczyszczeń zawartych w wodzie gruntowej, zanieczyszczeń wnoszonych m.in. z powierzchni terenu w procesach infiltracji wód opadowych. Istotnymi są związki chemiczne, które mogą oddziaływać niekorzystnie na materiały konstrukcyjne systemów odwodnienia wglębnego, głównie wykonane z betonu, ale również i z tworzyw sztucznych.

Stąd przed wyborem materiału, z jakiego elementy systemu odwodnienia będą wykonywane, należy zwrócić uwagę na skład fizyko – chemiczny wód gruntowych, który powinien być zamieszczony w dokumentacji hydrogeologicznej rozpoznania podłoża gruntowego. Zawarta tam ocena jakościowa wody musi zawierać uwagi dotyczące stopnia agresywności składników zawartych w wodzie na najczęściej stosowane materiały konstrukcyjne. Podejmując decyzję o wyborze danego materiału, należy sprawdzić wykaz substancji, jakie mogą na ten materiał niekorzystnie oddziaływać. Każdy producent elementu składowego systemu odwodnienia, ma ustawowy obowiązek wykaz tego typu substancji w dokumentacji technicznej swojego produktu zamieścić.

## **6.2 Analiza wpływu czynnika ludzkiego**

Znajdujące się na powierzchni terenu elementy systemu odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów, zawsze narażone będą na akty wandalizmu. Szczególnie dotyczy to elementów metalowych – stali, żeliwa, mosiądzu. W miarę możliwości należy unikać stosowania takich materiałów zastępując je odpowiednimi substytutami.

## **6.3 Analiza wpływu braku prac konserwacyjno – utrzymaniowych**

Wszystkie elementy składowe systemu odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów, znajdujące się na zarówno na powierzchni, jak i pod powierzchnią terenu, wymagają dozoru i systematycznego przeprowadzania prac konserwacyjno – utrzymaniowych. W przypadku ich braku początkowo wydające się nieistotne niedomagania systemu, mogą dość szybko zacząć wpływać na skuteczność jego działania, zwiększając wpływ wód opadowych i podziemnych na konstrukcję. W konsekwencji zwiększy to zakres prac remontowych, ich koszt, zmniejszy również okres użytkowania budowli.

## **7. Wymagania stawiane pracom konserwacyjno – utrzymaniowym systemów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów**

### **7.1 Postanowienia ogólne**

Utrzymywanie systemów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów, stanowi integralną część utrzymania odcinka drogi samochodowej czy ulicy w mieście i nie może być oddzielane od procedury utrzymywania albo tylko nawierzchni drogi, albo tylko obiektu inżynierskiego.

Systemy odwodnienia podobnie jak nasyp gruntowy z konstrukcją drogi samochodowej (wszystkie jego elementy składowe), należy utrzymywać w ciągu całego roku dla zapewnienia odpowiednich warunków pracy i niedopuszczenia do powstania sytuacji zagrażającej trwałości czy pewności działania danego elementu składowego czy całego obiektu. Utrzymanie systemów odwodnienia polega na realizacji pewnych działań wynikających m.in. z wymogów Ustawy Prawo budowlane wyszczególnionych poniżej jako:

- nadzór stały,
- konserwacja i remonty,
- modernizacja i rozbudowa,

- dokumentacja eksploatacyjna i remontowa.

## **7.2 Nadzór stały**

Nadzór nad utrzymywaniem dróg samochodowych, w tym m.in. nad systemami odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów, powinny sprawować odpowiednie komórki organizacyjne Zarządcy administracyjnego dróg i ulic. Nadzór bezpośredni polega na kontroli, oględzinach, badaniach i ocenie ich stanu utrzymania, celem jego jest wykrywanie i niedopuszczenie do powstania bądź rozwoju wad, uszkodzeń i zagrożeń funkcjonowania całych systemów odwodnienia lub poszczególnych ich elementów składowych.

Nadzór bezpośredni powinien być wykonywany przez zespoły diagnostyczne i sekcje eksploatacji, według zakresu obowiązków określonych dla danego stanowiska, w tym dla stanowiska zajmującego się systemami odwodnień dróg samochodowych, w tym tuneli, przejść podziemnych i przepustów.

## **7.3 Konserwacja i remonty**

Prace konserwacyjne systemu odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów, mają na celu zapobieżeniu szybkiemu zużyciu się jego elementów składowych i polegają na usuwaniu niewielkich odkształceń, deformacji a nawet częściowej wymianie zużytych lub uszkodzonych elementów składowych systemu.

W zakres prac konserwacyjnych systemu odwodnienia tunelu czy przejścia podziemnego przeprowadzanych zwyczajowo dwa razy do roku – w okresie wiosennym i okresie jesiennym, wchodzi:

- usuwanie zbędnego porostu roślinności na stokach przyległych wzniesień ograniczających lub tamujących swobodny spływ wód powierzchniowych,
- usuwanie zanieczyszczeń nagromadzonych w korytach zbiorczych wód opadowych,
- sprawdzanie połączeń (styków) poszczególnych segmentów koryta zbiorczego wód opadowych,
- sprawdzanie warunków wpływu wód opadowych w przekrój koryta zbiorczego,
- sprawdzanie powiązania koryta zbiorczego z elementami konstrukcyjnymi tunelu czy przejścia podziemnego – szczeliny, zapadliska w ich rejonie, przemieszczenia segmentów koryta,

- zabezpieczenie miejsc przesiąkania wody i lokalnych podmyć koryta zbiorczego,
- uzupełnianie brakujących pokryw studzienek połączeniowych,
- kontrola drożności przewodów drenarskich (prześwietlanie),
- kontrola ilości odkładów drobnego gruntu na dnie studzienki połączeniowej lub kontrolnej.

Prace remontowe systemu odwodnienia tunelu drogowego, przejścia podziemnego lub przepustu, mają na celu przywrócenie w całości lub części pierwotnej zdolności użytkowej elementów składowych systemu i powinny polegać na wykonaniu naprawy albo wymianie elementów zużytych lub zniszczonych.

W zakres prac remontowych systemów odwodnienia, przeprowadzanych na wniosek sekcji eksploatacji, zwykle wchodzi:

- prace związane z odbudową systemu odwodnienia powierzchniowego lub wstawieniu nowych jego elementów składowych,
- prace remontowe drenaży, w tym przebudowa lub wymiana całych elementów składowych drenażu, wymiana obsypki filtracyjnych, oczyszczenie, spulchnienie lub wymiana zakolmatowanego gruntu w rejonie dopływu do drenażu,
- korekta pochyłości skarp, przyległych stoków dla umożliwienia swobodnego spływu wód opadowych,
- odtworzenie pokryć przeciw erozyjnych na przyległych stokach,
- wykonanie prac o charakterze konserwacyjnym, których potrzeba wynikła w trakcie prowadzenia prac remontowych.

#### **7.4 Przebudowa i rozbudowa**

Prace związane z przebudową bądź rozbudową systemu odwodnienia tuneli drogowych, przejść podziemnych i przepustów, mają na celu usprawnienie funkcjonowania elementów składowych tego systemu, natomiast ich rozbudowa polega na dobudowaniu nowych elementów do już istniejących.

W ramach prac związanych z przebudową bądź rozbudową systemu odwodnienia wykonuje się wymianę istniejących elementów składowych na np. sprawniejsze hydraulicznie, trwalsze, czy bardziej odporne na akty wandalizmu. W ramach rozbudowy dobudowuje się elementy systemu odwodnienia np. w przypadku sprostania trudniejszym warunkom użytkowania systemu

spowodowanych wzrostem ilości dopływających wód, zmianą warunków zasilania itp.

### **7.5 Dokumentacja eksploatacyjna i remontowa**

Podstawowymi dokumentami do prowadzenia prawidłowej eksploatacji systemu odwodnienia dróg, w tym tuneli, przejść podziemnych i przepustów są:

- protokoły z przeglądów systemu,
- dzienniki robót,
- projekty i plany roczne albo dwuletnie remontów,
- dokumentacje badawcze, projektowo – kosztorysowe, plany sytuacyjne odcinków dróg z tunelami, przejściami podziemnymi i przepustami, profile podłużne tych odcinków, protokoły, notatki służbowe itp.

Roboty remontowe wykonywane systemem zleconym, należy przeprowadzać w oparciu o dokumentację projektowo – kosztorysową w zakresie niezbędnym do wykonania robót, zgodnie z obowiązującymi przepisami. Roboty remontowe wykonywane systemem gospodarczym przez własne ekipy, przeprowadzać należy w oparciu o dokumentację przygotowaną w zakresie niezbędnym do wykonania robót.

## **8. Przeglądy systemów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów**

Przeglądy systemów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów, wykonuje się w celu ustalenia stanu i stopnia zużycia poszczególnych elementów systemu odwodnienia oraz określenia zakresu niezbędnych prac dla doprowadzenia ich do stanu umożliwiającego prawidłowe funkcjonowanie. Przegląd może być dokonywany w ramach kompleksowego przeglądu odcinka drogi samochodowej, może też dotyczyć tylko systemu odwodnienia drogi lub poszczególnych elementów składowych, w tym tunelu, przejścia podziemnego czy przepustu.

Przeglądy systemów odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów należy przeprowadzać zgodnie z „Instrukcją przeprowadzenia przeglądów drogowych obiektów inżynierskich” GDDKiA [11]. System kontroli tuneli, przejść podziemnych i przepustów obejmuje:

- przegląd bieżący – okresowe kontrole co pół roku,
- przegląd podstawowy – okresowe kontrole roczne,
- przegląd rozszerzony – okresowe kontrole pięcioletnie,

- przegląd szczegółowy,
- ekspertyzy.

### **8.1 Przegląd bieżący**

Przegląd bieżący ma za cel sprawdzenie czy stan urządzeń odwadniających nie zagraża bezpiecznej eksploatacji chronionego obiektu oraz stwierdzenie ewentualnych widocznych uszkodzeń systemu. Co najmniej dwa razy w roku (w marcu i październiku) oraz każdorazowo po stwierdzeniu nieprawidłowości działania systemu odwodnienia należy przegląd udokumentować protokołem. Przegląd bieżący powinien polegać na ocenie:

- czy nie ma widocznych oznak deformacji podłoża w rejonie działania systemu odwodnienia oraz na terenie przyległym (zlewnia tunelu lub przejścia podziemnego),
- czy koryto zbiorcze wód opadowych nie zostało uszkodzone, czy jego drożność nie została zmniejszona,
- czy przyległe stoki nie zostały uszkodzone (erozja wgłębna) i czy nie są narażone na powstanie zjawisk osuwiskowych,
- czy widoczny jest ruch wody w studzienkach połączeniowych drenażu systematycznego,
- czy widoczne są wycieki i wypływy wody z poszczególnych wylotów przewodów drenażu systematycznego.

### **8.2 Przegląd podstawowy**

Przegląd podstawowy ma za zadanie wykrywanie uszkodzeń i wad, których dalszy rozwój mógłby uniemożliwić sprawne działanie systemów odwodnienia. Wykonywany jest jako ocena wzrokowa, bardzo często uzupełniana pomiarami kontrolnymi. Podczas realizacji przeglądu podstawowego należy zwracać szczególną uwagę na:

- podmycia i rozmycia w rejonie koryta zbiorczego wód opadowych,
- uszkodzenia skarp odbiorników w rejonie wylotów wód ujmowanych systemem odwodnienia,
- czystości (brak nanosów osadów i rumoszu) w przekroju wylotu koryta zbiorczego i drenażu do odbiornika,
- obecność czynników zmniejszających drożność koryta zbiorczego wód opadowych,
- realizowane prace w pobliżu zagrażające prawidłowemu funkcjonowaniu systemów odwodnienia,
- zwiększone poziomy wypełnienia odbiorników wód zmniejszające sprawność wyprowadzania wód z systemów odwodnienia.

Przeгляд podstawowy powinien być dokonywany przez uprawnionych inżynierów diagnostów przy udziale innych osób, których obecność dla prawidłowego realizowania przeglądu jest konieczna. W razie stwierdzenia wad systemu odwodnienia, prowadzący przegląd musi podjąć działania zabezpieczające, wydając odpowiednie dyspozycje ekipom remontowym, w ostateczności prace naprawcze systemu zlecić na zewnątrz.

Wyniki przeprowadzonych przeglądów podstawowych rejestruje się w protokole z przeglądu z podaniem miejsca przeglądu, nazwiska dokonującego przeglądu z podaniem nazwisk innych osób uczestniczących w przeglądzie, opisu zauważonych nieprawidłowości, wyników podjętych prac pomiarowych, zaleceń podjęcia prac naprawczych lub remontowych.

Przeгляд podstawowy należy wykonywać pomiędzy przeglądami okresowymi, których częstotliwość określa Ustawa Prawo budowlane [2], nie rzadziej jednak niż raz do roku.

### **8.3 Przeгляд rozszerzony**

Przeгляд rozszerzony ma za zadanie ustalenie rodzaju i wielkości wad systemu odwodnienia, zakresu robót naprawczych, a następnie zakwalifikowanie systemu do remontu ze wskazaniem pożądanej kolejności robót. Przeгляд wykonywany jest wzrokowo, natomiast wszystkie zauważone nieprawidłowości w elementach systemu odwodnienia powinny być objęte pomiarami sprawdzającymi. Przeglądy powinny być przeprowadzane są przez uprawnionych inżynierów diagnostów oraz przez inne osoby, których obecność dla prawidłowego realizowania przeglądu jest konieczna.

W ramach przeglądu rozszerzonego należy opisać uszkodzenia elementów systemu odwodnienia, jak w przeglądzie podstawowym oraz:

- skontrolować działanie systemu odwodnienia,
- ocenić estetykę otoczenia elementów systemu.

Przeгляд rozszerzony systemu odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów powinien być przeprowadzany w ramach jej przeglądu rozszerzonego, tzn. raz na 5 lat (w II lub III kwartale) oraz w każdej sytuacji awaryjnej, na podstawie decyzji podjętej po analizie wyników przeglądu bieżącego lub podstawowego. Jeżeli przeprowadza się przegląd rozszerzony, to w danym roku rezygnuje się z przeglądu podstawowego.

### **8.4 Przeгляд szczegółowy**

W ramach przeglądu szczegółowego systemu odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów należy:

- zinwentaryzować stan techniczny elementów systemu odwodnienia i sprawdzić jego działanie,
- ustalić uszkodzenia elementów systemu odwodnienia, których usunięcie powinno być wprowadzone do planu remontów,
- ustalić, czy należy poprawić cechy użytkowe systemu odwodnienia i określić pożądany zakres jego przebudowy, który powinien być wprowadzony do planu remontów lub przebudowy,
- ustalić, czy jest konieczne opracowanie ekspertyzy.

Przegląd szczegółowy powinien być przeprowadzony:

- przed upływem okresu gwarancyjnego po zbudowaniu systemu odwadniania,
- co najmniej raz na 5 lat (w II lub w III kwartale roku), w ramach przeglądu szczegółowego odwadnianej konstrukcji tuneli, przejść podziemnych i przepustów,
- w trybie wyjątkowym, gdy na konieczność przeglądu szczegółowego wskazują rezultaty przeglądu podstawowego lub rozszerzonego.

## **8.5 Ekspertyzy**

Ekspertyzy powinny być opracowane, gdy wystąpiły skomplikowane problemy powodujące niezadawalające działanie całego systemu odwodnienia lub jego elementów oraz w przypadku zagrożenia przez odwodnienie bezpieczeństwa sąsiedniego obszaru i jego zabudowy. Podstawą ekspertyzy powinny być specjalistyczne pomiary, badania i obliczenia. Ekspertyzę powinna opracować instytucja, ewentualnie specjalista kompetentny w zakresie problemów odwodnienia, dysponujący odpowiednią aparaturą.

## **9. Prace wykończeniowe**

Roboty wykończeniowe zwykle dotyczą tych elementów systemu odwodnienia tuneli, przejść podziemnych czy przepustów, widocznych na powierzchni – koryta zbiorcze wód opadowych, ścieki przykrawężnikowe, wpusty deszczowe, wyloty do odbiorników wód.

Bardzo ważna i podkreślana w obowiązujących przepisach jest estetyka wykonania z dowiązaniem do istniejącej sytuacji terenowej i zagospodarowania, zaleca się wykorzystywanie materiałów naturalnych np. w postaci kamienia.

W robotach wykończeniowych należy zwracać uwagę na zagadnienie zabezpieczenia skarp wykopów czy odsłoniętych w trakcie prac stoków przyległych wzniesień. Bardzo istotnym jest odbudowa warstwy ziemi urodzajnej, której



minimalna miąższość musi wynosić 0,20 m, bowiem tylko wtedy porost roślinny jest w stanie wytworzyć skuteczny system korzenny. W sytuacji prowadzenia robót ziemnych w okresie poza wegetacyjnym nie wahać się w stosowaniu biowłókniny (tkanina naturalna ze ścinków bawełny lub lnu, w której strukturę wszczepiono nasiona wyselekcjonowanych traw), która skutecznie ochroni odsłoniętą powierzchnię przed oddziaływaniem czynników otoczenia.

## **10. Zagadnienia ekologiczne**

Przy projektowaniu i wykonywaniu systemów odwodnienia powierzchniowego i wglębnego tuneli i przejść podziemnych, należy dążyć do tego, aby odwodnienie nie stanowiło zagrożenia dla terenów przyległych, w tym pól uprawnych, łąk i pastwisk oraz nie pogarszało stanu istniejącego odbiorników wód, do którego odprowadzane są wody ujmowane systemami odwadniania.

Przy projektowaniu i wykonywaniu systemów odwadniania tuneli i przejść podziemnych nie powinno dopuszczać się do:

- niekontrolowanego przenikania wód odprowadzanych systemami odwadniania z tuneli i przejść podziemnych do wód powierzchniowych i do gruntu,
- niekontrolowanego spływu wód z odwadnianych powierzchni przyległego terenu, które mogą uruchomić procesy erozyjne stoków i skarp wykopów oraz zanieczyścić okresowo okoliczne wody powierzchniowe,
- zmian i zakłóceń w stosunkach gruntowo – wodnych i wodnych w strefie oddziaływań systemów odwadniania tuneli i przejść podziemnych, określonych w raporcie oddziaływania na środowisko na etapie przygotowania inwestycji z uwzględnieniem przepisów Ustawy Prawo ochrony środowiska oraz Ustawy Prawo wodne.

Z uwagi na zakwalifikowanie wód zarówno powierzchniowych jak i wglębnych, przejmowanych przez systemy odwodnienia powierzchniowego i wglębnego do wód nie zanieczyszczonych, nie przewiduje się instalacji urządzeń podczyszczających te wody przed wprowadzeniem do wód powierzchniowych lub do gruntu.

Szczegółowe informacje na temat wymogów ochrony środowiska przed szkodliwym działaniem wód przejmowanych przez systemy odwadniania powierzchniowego i wglębnego oraz urządzeń ochrony środowiska, zamieszczone zostały w opracowywanych Zaleceniach – Projektowanie, budowa i utrzymanie odwodnienia dróg i obiektów inżynierskich – Zeszyt nr 7 „Zagadnienia ekologiczne odwodnienia pasa drogowego”.

## 11. Ocena efektywności ekonomicznej

### 11.1 Wprowadzenie

Do oceny projektów, zazwyczaj stosowane są algorytmy, które polegają na porównywaniu cech wariantowych rozwiązań, co z matematycznego punktu widzenia odpowiada metodzie systematycznego przeszukiwania. Jest to metoda pracochłonna i prymitywna. Jednakże do klasyfikacji zbiorów zmiennych losowych, o dyskretnej zmienności, jak również zbiorów zmiennych niemierzalnych ilościowo, (klasyfikowanych jakościowo) jest metodą skuteczną, a często także jedyną z możliwych do zastosowania. Poniżej przedstawiono podstawowe założenia przykładowych metod prowadzenia ocen odpowiadających powyższym kryteriom.

### 11.2 Różnicowe kryterium kosztów

Zadanie sprowadza się do porównywania kosztów  $K_{rz}$  alternatywnych rozwiązań. W praktyce mamy do czynienia z dyskretnym modelem kosztów, co umożliwia sformułowanie kryterium różnicowego dla porównywanych wariantów:

- I - o mniejszych nakładach inwestycyjnych i większych kosztach społecznych,
- II - o większych nakładach inwestycyjnych i mniejszych kosztach społecznych.

Droższe inwestycyjnie rozwiązanie będzie opłacalne wtedy, gdy zostanie spełniony warunek podany poniżej:

$$K_{z1} - K_{z2} \geq K_{r2} - K_{r1} \quad (11.1)$$

Nierówność ta odpowiada założeniu, że wariant droższy (II) jest korzystny, jeżeli zmniejszenie kosztów społecznych pokrywa zwiększone koszty spowodowane wzrostem kosztów inwestycyjnych poniesionych na budowę. Traktując różnicę  $K_{z1} - K_{z2}$  jako zysk wynikający ze zmniejszenia kosztów społecznych implikowany dodatkowymi kosztami inwestycyjnymi  $K_{r2} - K_{r1}$ , można określić wskaźnik efektywności  $\varepsilon$ , ilustrujący efektywność ekonomiczną środków przeznaczonych na zmniejszenie kosztów społecznych wynikające z zastosowania metody bezwykopowej.

$$\varepsilon = \frac{(K_{z1} - K_{z2}) - (K_{r2} - K_{r1})}{K_{z1} - K_{z2}} \geq 0 \quad (11.2)$$

Problemem w przedstawionym modelu rachunku kosztów jest porównywanie wielkości zdeterminowanych (koszty inwestycyjne) z wielkościami losowymi (koszty społeczne). Zgodnie z teorią podejmowania decyzji postępowanie takie jest słuszne pod warunkiem, że koszty społeczne zostaną wyznaczone na podstawie znanych rozkładów zmiennych losowych lub reprezentatywnego materiału statystycznego opracowanego dla podobnych zastosowań techniki bezwykopowej w przeszłości. Niestety, w kraju (i nie tylko) brak jest wyników badań pozwalających na spełnienie któregośkolwiek z wymienionych warunków. Powoduje to, że w chwili obecnej decyzje mogą być podejmowane poprzez wprowadzenie do rachunku przybliżonych wartości kosztów społecznych i zastosowaniu strategicznego modelu podejmowania decyzji. W modelu tym kosztom społecznym należy przypisać, np. wagę  $1 - \alpha < 1$ , gdzie  $\alpha$  jest miarą nieufności do wprowadzanych wartości  $K_z$ . Dla tak sformułowanej wagi kryterium różnicowe przyjmuje postać określona poniżej:

$$(1 - \alpha)(K_{z1} - K_{z2}) \geq K_{r2} - K_{r1}. \quad (11.3)$$

Przedstawiona metoda, oparta na wyznaczaniu wskaźnika efektywności inwestycji, umożliwi określanie kosztów porównywanych rozwiązań z dokładnością determinowaną znajomością kosztów społecznych. Ze względu na złożoność wyznaczania tych kosztów w praktyce inżynierskiej kalkulacje sprowadza się do wprowadzenia do rachunku kosztów zajęcia ulic, chodników i ewentualnego wyłączenia z ruchu tunelu lub drogi, jakie musi ponieść zarządzający obiektem w przypadku wykonywania prac naprawczych.

### 11.3 Ocena efektów ekonomicznych

W celu szacowania korzyści ekonomicznych wynikających z poszczególnych przedsięwzięć można posłużyć się indeksem określającym zwrot nakładów inwestycyjnych (ZNI) oraz indeksem określającym czas zwrotu poniesionych środków (CZN). Pierwszy z indeksów wyraża się formułą podaną poniżej:

$$ZNI = \frac{\text{roczny dochód netto}}{\text{całkowite nakłady inwestycyjne}} \times 100 \% . \quad (11.4)$$

Użytkowanie tego indeksu wymaga uwzględnienia obowiązujących w danym obszarze przepisów finansowych. Jeżeli do rachunku wprowadzone zostaną koszty (opodatkowania) wynikające z lokalnych przepisów finansowych, to formuła przyjmie postać:

$$ZNI = \frac{Z + K}{I} \times 100 \% \quad (11.5)$$

w którym:

$Z$  – zyski i deprecjacja przedsięwzięcia,

$K$  – wysokość opodatkowania,

$I$  – całkowite nakłady inwestycyjne.

Jeżeli wysokość opodatkowania nie musi być uwzględniana,  $ZNI$  wyraża się równaniem o postaci pokazanej poniżej:

$$ZNI = \frac{Z}{I} \times 100 \% . \quad (11.6)$$

Czas zwrotu poniesionych nakładów  $CZN$ , jest indeksem określającym czas zwrotu wszystkich środków inwestycyjnych, jakie zostały poniesione w trakcie realizacji przedsięwzięcia. Wysokość tego indeksu ma szczególne znaczenie w przypadku kredytowanych przedsięwzięć, gdyż pokazuje on zdolność spłaty kredytu. Czas zwrotu poniesionych środków może być kalkulowany statycznie lub dynamicznie. W rachunku statycznym przedstawiany jest zależnością podaną poniżej:

$$CZN = \frac{I}{Z}$$

(11.7)

a w rachunku dynamicznym równaniem w postaci:

$$CZN_d = \frac{\log\left(\frac{Z}{Z - iR}\right)}{\log(1 + i)} \quad (11.8)$$

w którym:

$R$  – wysokość kredytu,

$i$  – wysokość odsetek.

## **Literatura**

Dla potrzeb opracowania przedmiotowych Zaleceń wykorzystano szereg pozycji literaturowych polskich i obcojęzycznych, normy i wytyczne, wzięto również pod uwagę wymagania aktualnie obowiązującego ustawodawstwa. Zestawienie niektórych ważniejszych wykorzystanych pozycji bibliografii podano poniżej.

- [1] Ustawa z dnia 18 lipca 2001 roku Prawo wodne. Dz.U. Nr 115/2001, poz. 1229 z późniejszymi zmianami.
- [2] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane. Tekst jednolity Dz.U. Nr 207/2003, poz. 2016 z późniejszymi zmianami.
- [3] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 roku Prawo ochrony środowiska. Dz.U. Nr 62/2001, poz. 627 z późniejszymi zmianami.
- [4] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz.U. Nr 43/1999, poz. 430.
- [5] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dz.U. Nr 63/2000, poz. 735.
- [6] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego. Dz.U. Nr 137/2006, poz. 984.
- [7] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 3 października 2005 w sprawie szczegółowych wymagań, jakim powinny odpowiadać dokumentacje hydrogeologiczne i geologiczno – inżynierskie. Dz.U. Nr 201/2005, poz. 1673.
- [8] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 5 sierpnia 1998 roku w sprawie aprobat technicznych oraz jednostkowego stosowania wyrobów budowlanych. Dz. U. Nr 107/1998, poz. 679.
- [9] Polska norma PN-S-02204. Drogi samochodowe. Odwodnienie dróg. Grudzień 1997.
- [10] Polska norma PN-S-02203:1997. Tunele komunikacyjne – Terminologia i klasyfikacja.

- [11] Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich. Załącznik do Zarządzenia nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 lipca 2005 roku. Warszawa 2005.
- [12] GLAZER J, MALINOWSKI J.: Geologia i geotechnika dla inżynierów budownictwa. PWN Warszawa 1991.
- [13] SOKOŁOWSKI J., ŻBIKOWSKI A.: Odwodnienia budowlane i osiedlowe. Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1993.
- [14] MIELCARZEWICZ E.: Odwodnienia terenów zurbanizowanych i przemysłowych. Systemy odwadniania. PWN, Warszawa 1990.
- [15] EDEL R.: Odwodnienie dróg. WKŁ. Warszawa 2006.
- [16] SZLING Z., PACZEŚNIAK E.: Odwodnienia budowli komunikacyjnych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2004.
- [17] GAŁCZYŃSKI S.: Podstawy budownictwa podziemnego. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2001.
- [18] FURTAK K., KĘDRACKI M.: Podstawy budowy tuneli. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej. Kraków 2005.
- [19] MADRYAS C., KOŁONKO A., WYSOCKI L.: Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2002.
- [20] GAJEWSKA B., KŁOSIŃSKI B., RYCHLEWSKI P., Zalecenia dotyczące stosowania geosyntetyków w odwodnieniach dróg. Zeszyt nr 6. Instytut Badawczy Dróg i Mostów. Warszawa 2008.

## **Spis tablic**

- 3.1 Przykładowe wartości współczynników spływu w zależności od rodzaju i spadku powierzchni
- 3.2 Przykładowe wartości parametru  $A_q$
- 3.3 Przykładowe orientacyjne wartości współczynnika filtracji dla różnych rodzajów gruntu
- 3.4 Wartości współczynników  $m$ ,  $\varepsilon$ ,  $\mu$  dla niektórych przepustów
- 4.1 Zestawienie wymagań dla betonu narażonego na agresję chemiczną

- 4.2 Naprężenia projektowe i długotrwałe i niszczące dla podstawowych tworzyw termoplastycznych.
- 4.3 Podstawowe własności fizyczne kamionki
- 4.4 Podstawowe własności rur GRP

## **Spis rysunków**

- 2.1 Schemat przepustu sklepionego
- 2.2 Schemat przepustu rurowego
- 2.3 Schemat przepustu płytowego
- 2.4 Schemat przepustu ramowego
- 2.5 Schemat bezciśnieniowej pracy przepustu
- 2.6 Schemat półciśnieniowej pracy przepustu
- 2.7 Schemat ciśnieniowej pracy przepustu
- 2.8 Schemat porównawczy przepustu jedno- i wielootworowego
- 2.9 Schemat wbudowania w korpus tunelu głębokiego sączków poprzecznych
- 2.10 Schemat odwodnienia tunelu głębokiego poprzez sztolnie zbiorcze wód podziemnych
- 2.11 Schemat wbudowania systemu odwodnienia liniowego tuneli i przejść podziemnych
- 2.12 Schemat odwodnienia powierzchniowego schodów tunelu lub przejścia podziemnego
- 2.13 Schemat jednostronny systemu kanalizacji wód deszczowych tunelu lub przejścia podziemnego
- 2.14 Zabezpieczenie przepustu przed bezpośrednim oddziaływaniem wód opadowych
- 2.15 Przykładowe zabezpieczenie przeciwwilgociowe przepustu drogowego
- 2.16 Schemat drenażu przypowierzchniowego tunelu głębokiego nie narażonego na bezpośrednie oddziaływanie wód podziemnych
- 2.17 Schemat drenażu poprzecznego tunelu płytkiego lub przejścia podziemnego
- 3.1 Przykładowe koryto zbiorcze wód opadowych tunelu

- 3.2 Schemat obliczeniowy drenażu systematycznego ułożonego na nieprzepuszczalnym podłożu
- 3.3 Schemat obliczeniowy drenażu zawieszzonego w warstwie wodonośnej
- 3.4 Schemat obliczenia zdolności chłonnej drenażu systematycznego
- 3.5 Wykres pomocniczy dla doboru parametrów obsypki filtracyjnych ciągów drenarskich