

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
im. Tadeusza Kościuszki
WYDZIAŁ INŻYNIERII ŚRODOWISKA
Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska

PRACA DOKTORSKA

**Zespolone ujęcia wody
z uwzględnieniem kryteriów
techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowych
oraz ochrony ichtiofauny**

mgr inż. Aleksandra Polok-Kowalska

Promotor:

dr hab. inż. Barbara Budziło prof. PK

Kraków 2009



*Składam serdeczne podziękowania
Pani dr hab. inż. Barbarze Budziło prof. PK
za cenne wskazówki oraz ogromną pomoc
podczas pisania niniejszej pracy*



SPIS TREŚCI

Część I

Wykaz ważniejszych oznaczeń	5
1. Wprowadzenie	7
2. Przegląd piśmiennictwa	8
2.1. Przegląd prac z zakresu niezawodności systemów zaopatrzenia w wodę.....	8
2.2. Rozwiązania techniczne zatopionego i drenażowego ujęcia wody	10
2.3. Problemy w eksploatacji ujęć wody powierzchniowej.....	21
2.4. Zatopione ujęcia wody powierzchniowej a ochrona ichtiofauny	27
2.5. Obliczenia hydrauliczne przy przepływie wody przez czerpnię	39
2.6. Podsumowanie i wnioski	53
3. Cel, teza i zakres pracy.....	56
4. Metodyka prowadzonych badań zespolonego ujęcia wody	58
5. Podstawy teorii niezawodności ujęć wody.....	62
5.1. Wprowadzenie	62
5.2. Struktury niezawodnościowe systemów	64
5.3. Wskaźniki niezawodności pojedynczego elementu ujęcia wody.....	65
5.4. Ocena niezawodności ujęcia wody	66
5.5. Wymagany poziom niezawodności ujęcia wody	67
6. Ocena niezawodności wybranych ujęć wody	68
6.1. Wprowadzenie	68
6.2. Charakterystyka techniczna i ocena niezawodności badanych ujęć wody	69
6.3. Podsumowanie wyników badań terenowych.....	72
7. Podstawy teoretyczne modelu matematycznego ujęcia wody.....	75
7.1. Wprowadzenie	75
7.2. Podstawy teoretyczne z zakresu niezawodności ujęcia wody	76
7.3. Podstawy teoretyczne wymiarowania urządzeń ujęcia wody.....	76
7.3.1. Czerpnia zatopionego ujęcia wody	76
7.3.2. Czerpnia drenażowego ujęcia wody.....	78
7.3.3. Piaskownik (osadnik)	79
7.3.4. Rurociąg grawitacyjny	80
7.3.5. Studnia zbiorcza	80
7.4. Podstawy teoretyczne wyznaczenia strat energetycznych	81
7.4.1. Wyznaczenie strat energetycznych w zatopionym ujęciu wody	81
7.4.2. Wyznaczenie strat energetycznych w drenażowym ujęciu wody	87
7.5. Ocena ekonomiczna rozwiązań technicznych ujęcia wody.....	89
7.5.1. Koszty budowy progów piętrzącego.....	89
7.5.2. Koszty budowy czerpni zatopionego ujęcia wody	91
7.5.3. Koszty budowy czerpni drenażowego ujęcia wody	94
7.5.4. Koszty budowy piaskownika (osadnika)	98
7.5.5. Koszty budowy rurociągu stalowego	98
7.5.6. Koszty budowy studni zbiorczej.....	100
7.5.7. Podsumowanie i wnioski	101
8. Model matematyczny ujęcia wody	103
9. Metoda wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody.....	108
9.1. Wprowadzenie	108
9.2. Ocena niezawodności funkcjonowania zespolonego ujęcia wody	108
9.3. Opis opracowanego programu obliczeniowego „ATEN-UjW”.....	109
9.4. Przykład zastosowania proponowanej metody	112
10. Analiza rozwiązań technicznych ujęć wody na podstawie badań testowych programu „ATEN-UjW”	117
10.1. Wprowadzenie	117
10.2. Zatopione ujęcie wody typu lekkiego	119
10.3. Drenażowe ujęcie wody	121
10.4. Zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe.....	123
11. Podsumowanie i wnioski	126
Literatura	130

Część II

12. Załączniki	138
12.1. Badania terenowe wybranych ujęć wody powierzchniowej.....	138
12.1.1. Ujęcie wody ze starorzecza rzeki Wisły dla Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A.....	138
12.1.2. Ujęcie wody z potoku Wieprzówka dla miasta Andrychów.....	141
12.1.3. Ujęcie wody z rzeki Raby dla miasta Bochnia	146
12.1.4. Ujęcie wody z rzeki San dla miasta Jarosław	150
12.1.5. Ujęcie wody z rzeki Łososina dla miasta Limanowa	155
12.1.6. Ujęcie wody z rzeki Stradomki dla gminy Łapanów.....	160
12.1.7. Ujęcie wody z potoku Kocierzanka dla gminy Łękawica	163
12.1.8. Ujęcie wody z rzeki Dunajec dla miasta Nowy Sącz	167
12.1.9. Ujęcia wody z potoku Poniczanka i rzeki Raby dla miasta Rabka.....	172
12.1.10. Ujęcie wody z rzeki Skawinki dla miasta Skawina	178
12.1.11. Ujęcie wody z potoku Gościbia dla gminy Sułkowice	184
12.1.12. Ujęcia wody z potoku Sopotnickiego dla miasta Szczawnica	188
12.1.13. Ujęcie wody z potoku Paleczka dla gminy Zembrzyce	195
12.1.14. Zdjęcia wybranych, badanych ujęć wody	200
12.2. Wyniki badań testowych programu obliczeniowego „ATEN-UjW”.....	205
12.2.1. Zatopione ujęcie wody typu lekkiego.....	205
12.2.2. Drenażowe ujęcie wody.....	212
12.2.3. Zespolone ujęcie wody	218
Spis rysunków	224
Spis tabel.....	229

Wykaz ważniejszych oznaczeń

Litery łacińskie

B_j	- liczba elementów budujących dane ugrupowanie
C_b	- koszty budowy, [PLN]
C_j	- jednostkowe koszty budowy, [PLN]
d	- średnica wewnętrzna przewodu, [m]
g	- przyspieszenie ziemskie, [m/s ²]
Δh	- strata energetyczna, [m]
$\Sigma \Delta h_{Ujw1}$	- suma strat przy przepływie wody od czerpni do studni zbiorczej w zatopionym ujęciu wody, [m]
$\Sigma \Delta h_{1Ujw1}$	- suma strat przy przepływie wody od czerpni do piaskownika w zatopionym ujęciu wody, [m]
$\Sigma \Delta h_{2Ujw1}$	- suma strat przy przepływie wody od piaskownika do studni zbiorczej w zatopionym ujęciu wody, [m]
$\Sigma \Delta h_{Ujw2}$	- suma strat przy przepływie wody od czerpni do studni zbiorczej w drenażowym ujęciu wody, [m]
ΔH	- wysokość dyspozycyjna, [m]
ΔH_{1Ujw1}	- wysokość dyspozycyjna równa różnicy położenia zwierciadła wody w cieku w przekroju zatopionego ujęcia wody i w piaskowniku, [m]
ΔH_{2Ujw1}	- wysokość dyspozycyjna równa różnicy położenia zwierciadła wody w piaskowniku i w studni zbiorczej, [m]
ΔH_{Ujw2}	- wysokość dyspozycyjna równa różnicy położenia zwierciadła wody w cieku w przekroju drenażowego ujęcia wody i w piaskowniku, [m]
i	- element ujęcia wody (np. czerpnia (A), piaskownik (B), itp.)
J	- liczba układów zasilania w wodę
K	- wskaźnik gotowości
K_w	- wymagany wskaźnik gotowości
L_j	- liczba wszystkich elementów w danym układzie zasilania w wodę
m	- liczba elementów rezerwowych
M	- całkowita liczba elementów
n	- liczba elementów podstawowych
N_p	- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie czasu
N_u	- liczba odnow (przestojów) w analizowanym okresie czasu
Q	- wydajność ujęcia wody, natężenie przepływu, [m ³ /s]
t_n	- czas trwania odnowy (przestoj), [h]
T	- analizowany okres eksploatacji, [h]
T_n	- średni czas odnowy (przestoj), [h]
T_p	- średni czas pracy, [h]
v	- średnia prędkość przepływu wody, [m/s]
v_{wl}	- prędkość wlotowa wody do czerpni, [m/s]

Litery greckie

λ	- intensywność uszkodzeń, [1/h]
λ_l	- współczynnik strat liniowych (liniowych oporów tarcia)
μ	- intensywność odnowy, [1/h]
ν	- współczynnik lepkości kinematycznej, [m ² /s]
ζ	- współczynnik oporów miejscowych

Skróty stosowane w pracy

<i>A</i>	- czerpnia zatopionego ujęcia wody wraz z rurociągiem odprowadzającym
<i>ATEN</i>	- analiza techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowa
<i>B</i>	- piaskownik
<i>C</i>	- rurociąg grawitacyjny od piaskownika do studni zbiorczej
<i>C2</i>	- rurociąg grawitacyjny od drenażu do studni zbiorczej
<i>D</i>	- studnia zbiorcza
<i>Dr</i>	- czerpnia drenażowego ujęcia wody (drenaż)
<i>F</i>	- próg piętrzący
<i>PoWSu</i>	- pompownia wody surowej
<i>PoWUz</i>	- pompownia wody uzdatnionej
<i>PW</i>	- przesył wody
<i>StUzW</i>	- stacja uzdatniania wody
<i>SZW</i>	- system zaopatrzenia w wodę
<i>UjW</i>	- ujęcie wody
<i>UjW1</i>	- zatopione ujęcie wody
<i>UjW2</i>	- drenażowe ujęcie wody
<i>UjW1-UjW2</i>	- zespolone ujęcie wody
<i>UZW</i>	- układ zasilania w wodę

1. Wprowadzenie

Ujęcie wody (UjW), jako pierwszy element układu zasilania w wodę (UZW), odgrywa ważną rolę w systemie zaopatrzenia w wodę (SZW). Poprawne funkcjonowanie ujęcia wody warunkuje niezawodne działanie całego SZW. Niezawodnością SZW nazywamy jego zdolność do dostarczenia odbiorcom wody w dostatecznej ilości, o odpowiedniej jakości i pod odpowiednim ciśnieniem, w dowolnej chwili lub przedziale czasu, w danych warunkach eksploatacyjnych.

Dla potrzeb zaopatrzenia ludności w wodę do spożycia pobierane mogą być wody powierzchniowe lub podziemne. Ujęcie wody powierzchniowej obejmuje źródło wody (ŹrW) oraz urządzenia techniczne, zapewniające pobór wody (jak np. czerpnia, rurociąg odprowadzający ujmowaną wodę i studnia zbiorcza). Rozwiązania techniczne urządzeń oraz ich wzajemne powiązania uzależnione są od typu UjW. Ujęcia wody powierzchniowej, ze względu na charakter źródła wody, są szczególnie narażone na różnego typu zanieczyszczenia oraz skażenia chemiczne i mikrobiologiczne. Ponadto zmienne warunki hydrologiczne i meteorologiczne również wpływają na występowanie losowych zdarzeń w źródle wody. Zaliczamy do nich niskie stany, zjawiska śryżowo-lodowe oraz wysokie wartości mętności, które utrudniają eksploatację ujęć wody powierzchniowej.

W przypadku drenażowych ujęć wody głównym problemem eksploatacyjnym jest spadek wydajności drenów w momencie wystąpienia wody o wysokiej mętności. Natomiast niskie stany wody i zjawiska śryżowo-lodowe, które nie stanowią większego zagrożenia dla drenażowych ujęć wody, powodują znaczne utrudnienia w eksploatacji zatopionych UjW. Dlatego szczególnie korzystnym rozwiązaniem jest projektowanie zespolonego ujęcia wody, tj. stanowiącego układ co najmniej dwóch samodzielnie pracujących ujęć. W zależności od panujących warunków mogą one stanowić dla siebie rezerwę. Podczas normalnej eksploatacji jedno z ujęć jest ujęciem podstawowym, natomiast drugie rezerwowym (awaryjnym).

Projektując ujęcia wody powierzchniowej powinno się uwzględniać aspekt ochrony ichtiofauny. Ujęcie wody może bowiem stanowić zagrożenie dla życia ryb bytujących lub migrujących w jego pobliżu. Dotyczy to szczególnie narybku i młodych ryb, które charakteryzują się bardzo małymi rozmiarami oraz słabymi zdolnościami pływackimi. Obecne unijne regulacje prawne szeroko podejmują kwestie ochrony środowiska. Ramowa Dyrektywa Wodna [35] czy Dyrektywa Siedliskowa [34] narzucają obowiązek ochrony zasobów wodnych, w tym również ichtiofauny.

W odniesieniu do dwuśrodowiskowych ryb wędrownych najważniejszym elementem jest zapewnienie możliwości bezpiecznej ich migracji i swobodnego dostępu do tarlisk. W Polsce już od kilku lat jest realizowany program restytucji ryb wędrownych [129]. Jego celem jest przywrócenie rzekom najcenniejszych gatunków ryb. Zarybia się więc obszary potencjalnych tarlisk i miejsca wzrostu narybku. W celu zapewnienia swobodnego bytowania ryb konieczna jest budowa nowoczesnych przepławek, likwidacja niepotrzebnych piętrzeń oraz renaturyzacja koryt rzecznych. Jednakże nadal, jakby w cieniu, pozostaje kwestia zapewnienia bezpieczeństwa ichtiofauny ze strony urządzeń do poboru wody (czerpni).

Dotychczas nie rozpatrywano metody wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody. Ponadto stosowane zazwyczaj metody projektowania ujęć wody oparte są wyłącznie na przesłankach techniczno-ekonomicznych. Nie uwzględniają zatem aspektu niezawodnościowego, co powoduje, że ujęcia te często nie osiągają wymaganego poziomu niezawodności. Projektowanie UjW z uwzględnieniem teorii niezawodności wiąże się z koniecznością znajomości wskaźników niezawodności poszczególnych jego elementów oraz wymaganego poziomu niezawodności w odniesieniu do całego systemu.

O ile uwzględnienie teorii niezawodności przy projektowaniu ujęć wody wydaje się być elementem bardzo pomocnym, o tyle ochrona ryb i narybku jest kwestią, której nie można dzisiaj pominąć.

2. Przegląd piśmiennictwa

2.1. Przegląd prac z zakresu niezawodności systemów zaopatrzenia w wodę

Podstawy teorii niezawodności systemów zaopatrzenia w wodę (SZW) przedstawiane są w wielu publikacjach [32],[63],[98],[110],[124],[125],[128]. Prace [63],[98],[124],[125],[128] oprócz podstaw teoretycznych, obejmują szereg metod i przykładów obliczeniowych wyznaczania wskaźników niezawodności elementów SZW oraz określania niezawodności ugrupowania elementów (systemów). W pracach [12],[18],[19],[20],[21],[40],[63],[97],[125],[128] podano wskaźniki niezawodności niektórych elementów SZW uzyskane na podstawie badań terenowych. Wartości wymaganego poziomu niezawodności SZW, przydatne do praktycznego stosowania, podano w pracy [128], gdzie wyróżniono pięć kategorii niezawodności systemów. Metody wyznaczania wymaganego poziomu niezawodności elementów SZW przedstawiono w pracach [126],[127],[128].

Istnieje szereg publikacji poświęconych ocenie niezawodności ujęć wody powierzchniowej [12],[18],[40],[63],[67],[122],[128]. Jednakże w tych pracach nie rozpatrywano niezawodności funkcjonowania zatopionych typu lekkiego i zespolonych ujęć wody. Z niezawodnością ujęć wody (UjW) wiąże się także poziom funkcjonowania urządzeń stosowanych w celu zapewnienia ochrony ryb i narybku [9].

W pracach [12],[14],[63],[110],[123] podkreślono, że przy ocenie niezawodności ujęć wody powierzchniowej należy uwzględnić nie tylko urządzenia techniczne, ale również źródło wody. Dostępność wymaganej ilości i jakości wody jest bezpośrednio związana ze zmiennością warunków hydrologicznych i sanitarnych. Niezawodność źródła wody ma znaczący wpływ na poprawne funkcjonowanie ujęcia wody powierzchniowej i wiąże się z występowaniem zdarzeń losowych takich jak np. podniesienie lub obniżenie poziomu wody, stan jej zlodzenia, obecność śryżu, pogorszenie jakości wody powodowane przez zrzuty ścieków i spływy powierzchniowe. Metodę oceny niezawodności ujęcia wody pracującego przy dużej niestabilności warunków hydrologicznych i sanitarnych przedstawiono w pracy [123].

Przy określaniu niezawodności źródła wody należy wziąć pod uwagę wszystkie sytuacje, w których woda nie może być ujmowana. W pracy [63] źródło wody przedstawiono w postaci trzech połączonych szeregowo elementów odpowiadających ilości, jakości i poziomowi wody. Zestawione w pracy [63] wskaźniki gotowości elementów UjW, wyznaczone na podstawie danych z eksploatacji dużego ujęcia wody powierzchniowej wskazują, że w przypadku źródła wody najniższy wskaźnik dotyczył jej jakości. Przy wyznaczaniu tego wskaźnika należy rozpatrywać wszystkie przypadki, w których nieodpowiednia jakość wody w cieku skutkuje wyłączeniem ujęcia [63],[85]. Wówczas wartość tego wskaźnika może być wyrażona wzorem [63],[85]:

$$K_J = 1 - \frac{1}{T} \sum_{j=1}^{n_0} t_j \quad (2.1)$$

gdzie:

K_J - wskaźnik gotowości jakości źródła wody,

T - analizowany okres eksploatacji,

t_j - czas trwania j-tego zdarzenia, w którym jakość wody jest nieodpowiednia i uniemożliwia pobór wody z cieku,

n_0 - liczba rozpatrywanych zdarzeń.

Wody cieków charakteryzują się dużą zmiennością parametrów fizykochemicznych i bakteriologicznych. Jednym z ważniejszych wskaźników jakości wody, który warunkuje późniejszy proces jej uzdatniania, jest mętność wody [85],[86],[88]. Wartość tego wskaźnika gwałtownie wzrasta w czasie występowania opadów. W pracach [85],[87] zaproponowano wykorzystanie zbiornika zapasowego wody surowej bądź uzdatnionej w celu zabezpieczenia

ujęć wodociągowych z rzek i potoków górskich przy stanach podwyższonych mętności. J. Pawelek w pracy [85] przedstawił metodę wyznaczania objętości asekuracyjnej zbiornika zapasowego oraz przeprowadził ocenę możliwości jego stosowania na przykładzie wybranych ujęć wody z rzek i potoków górskich Polski południowej.

Wieloletnie badania różnych typów ujęć wody powierzchniowej zlokalizowanych na terenie Polski południowej, prowadzone przez B. Budziło [12],[18],[19],[20],[21] potwierdziły, że pojawiające się ograniczenia ze strony źródła wody dotyczyły wysokich wartości mętności, powodzi, niskich stanów wód, incydentalnych zanieczyszczeń a także zjawisk śrzyćowo-lodowych. Badania pozwoliły na wyznaczenie wskaźników niezawodności źródła wody z uwzględnieniem losowych zdarzeń. Biorąc pod uwagę losowe zdarzenia w źródle wody, a szczególnie incydentalne zanieczyszczenia należy rozważyć konieczność projektowania stacji wczesnego ostrzegania, które mogą zapewnić właściwe funkcjonowanie ujęć wody [15].

Stosowane dotychczas metody projektowania obiektów wodociągowych zwykle opierały się na analizach techniczno-ekonomicznych (ATE). W pracy [114] podkreślono potrzebę wyboru najbardziej ekonomicznego połączenia parametrów technicznych i eksploatacyjnych projektowanego ujęcia wody. Przedstawiono również metodę wykorzystania oceny ekonomicznej przy projektowaniu infiltracyjnych ujęć wody. Zadanie optymalizacyjne w tym przypadku wymagało znalezienia wariantu projektowego badanego ujęcia wody o minimalnych poniesionych kosztach, przy założonych warunkach hydrogeologicznych i techniczno-ekonomicznych.

Sposób postępowania przy ocenie kosztów ujęcia wody powierzchniowej opisano w pracy [119]. Autorzy przedstawili przegląd istniejących metod szacowania kosztów ujęć wody powierzchniowej i pompowni wody surowej oraz własną, opracowaną procedurę dla zatopionego i wieżowego UjW. Procedura ta została zastosowana w programie obliczeniowym MAPS, który wykorzystywany jest do wstępnego projektowania i oceny kosztów obiektów systemu zaopatrzenia w wodę. Nakłady inwestycyjne czepni zatopionego ujęcia wody opisano w postaci:

$$C_Z = 3905 \cdot Q_{\max}^{0,337} \quad (2.2)$$

gdzie:

C_Z - koszty inwestycyjne (poziom cen 1982 r.) [USD],

Q_{\max} - maksymalna wydajność ujęcia wody [miliony galonów dziennie].

Stwierdzono, że wzrost wydajności ujęcia wody a także głębokości studni zbiorczej miały istotny wpływ na ogólny koszt budowy. Dwukrotne zwiększenie poboru wody dało w efekcie wzrost kosztów o 59%, natomiast podwojenie długości rurociągu skutkowało wzrostem kosztów budowy o 13%.

Jednakże w wielu przypadkach uwzględnienie przy projektowaniu wyłącznie analizy techniczno-ekonomicznej nie gwarantuje, że zaprojektowany obiekt uzyska wymagany poziom niezawodności. Przemawia to za odchodzeniem od klasycznych metod projektowania i zastosowaniem analiz techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowych (ATEN).

Temat wykorzystania teorii niezawodności przy projektowaniu obiektów SZW podjęto w opracowaniach [12],[13],[40],[63],[66],[97]. W pracach tych podkreślono, że niezawodność jest niezbędnym kryterium projektowania. Biorąc pod uwagę oprócz względów ekonomicznych także czynniki niezawodnościowe, uwzględniany jest losowy charakter przyczyn wywołujących niesprawność obiektu. Umożliwia to wybór właściwego wariantu projektowego z obszaru dopuszczalnych rozwiązań technicznych.

Metodę wyboru technicznego rozwiązania ujęcia wody powierzchniowej opartą na analizie techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej przedstawiono w pracach [12],[40] w odniesieniu do brzegowych, progowych, zatopionych typu ciężkiego oraz drenażowych UjW. Obie metody bazują na teorii niezawodności i umożliwiają przeprowadzenie

dwuparametrycznej oceny niezawodności rozpatrywanych ujęć wody. Metoda może być wykorzystywana przy projektowaniu nowych, względnie modernizacji lub rozbudowie istniejących UjW. Wykorzystanie analizy techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej przy projektowaniu systemów przesyłu wody przedstawiono w pracy [66], a systemów uzdatniania wód powierzchniowych w pracy [97].

Podstawy teorii niezawodności ujęć wody przedstawiono w rozdziale 5.

2.2. Rozwiązania techniczne zatopionego i drenażowego ujęcia wody

Ujęcia wody powierzchniowej szczegółowo opisano w podręcznikach [13],[46],[92],[94],[106],[112]. W pracach tych przedstawiono klasyfikację ujęć wody powierzchniowej, wytyczne i uwagi dotyczące ich projektowania, stosowane rozwiązania konstrukcyjne oraz przykładowe obliczenia hydrauliczne.

Ujęcie wody obejmuje urządzenia techniczne takie jak czerpnia, tj. zgodnie z Polską Normą [91] urządzenie do bezpośredniego poboru wody, rurociąg odprowadzający ujmowaną wodę, studnia zbiorcza oraz ewentualne dodatkowe urządzenia jak np. piaskownik.

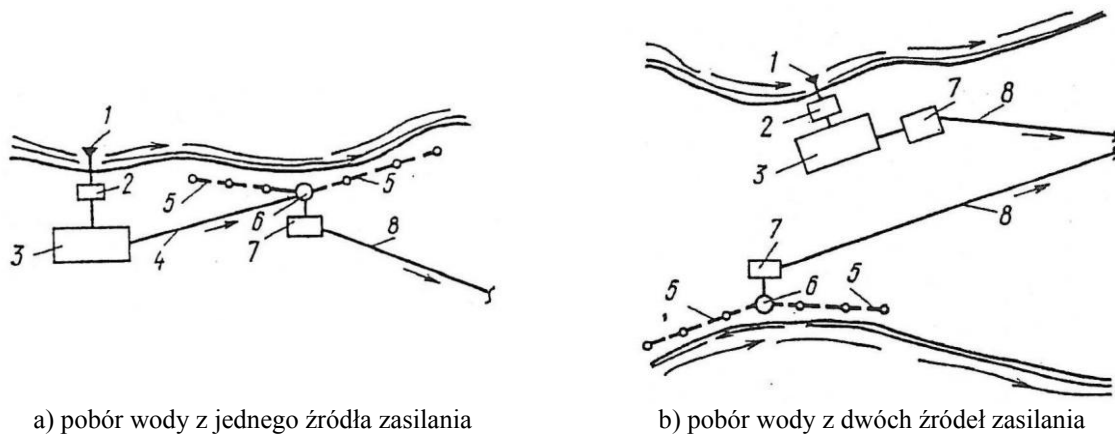
Ujęcia wody powierzchniowej można podzielić w oparciu o następujące kryteria [13]:

- sposób poboru wody na: brzegowe, nurtowe (zatopione), progowe, zatokowe, drenażowe,
- rodzaj źródła wody na: ujęcia wody z cieków lub zbiorników (naturalnych lub sztucznych),
- przeznaczenia wody na ujęcia dla celów: komunalnych, przemysłowych, rolniczych, kilku celów równocześnie,
- ilości pobieranej wody na: małe o wydajności do 200 dm³/s, średnie o wydajności od 200 dm³/s do 1000 dm³/s, duże o wydajności od 1000 dm³/s.

Zatopione ujęcia wody posiadają czerpnię założoną pod powierzchnią zwierciadła wody (ang. submerged water intake), w pewnej odległości od brzegu. W przypadku, gdy czerpnia zlokalizowana jest w nurcie cieku nazywane są nurtowymi ujęciami wody. Czerpnia może być umieszczona bezpośrednio w cieku na dnie lub na specjalnych podporach (tzw. typu lekkiego) lub w specjalnej obudowie z betonu czy innych materiałów (tzw. typu ciężkiego).

Drenażowe ujęcia wody posiadają czerpnię wykonaną z drenów, zazwyczaj w postaci rur perforowanych, założonych pod dnem cieku najczęściej metodą odkrywkową. W zależności od warunków hydrogeologicznych łóżyska cieku, dreny mogą być ułożone bezpośrednio w warstwie wodonośnej względnie otoczone obsypką lub też w korytach betonowych wypełnionych materiałem filtracyjnym.

A.F. Porjadin w podręczniku [94] przedstawił zespolone ujęcia wody, tj. stanowiące układ dwóch samodzielnie pracujących ujęć, biorąc pod uwagę możliwość poboru wody powierzchniowej i podkorytowej. Autor pokazał przykłady rozwiązań zespolonych ujęć wody, składających się z ujęcia nurtowego oraz infiltracyjnego z drenami założonymi w brzegu cieku (Rys. 2.1). Na Rys. 2.1 b przedstawiono schemat zespolonego UjW pobierającego wodę z dwóch różnych źródeł zasilania. W zależności od panujących warunków hydrologicznych, samodzielne ujęcia wody mogą stanowić dla siebie rezerwę. Autor podał również wskazówki dotyczące lokalizacji różnych typów ujęć. Drenażowe oraz nurtowe (zatopione) UjW najdogodniej sytuować na brzegu wklęsłym, w którym występuje samooczyszczanie.

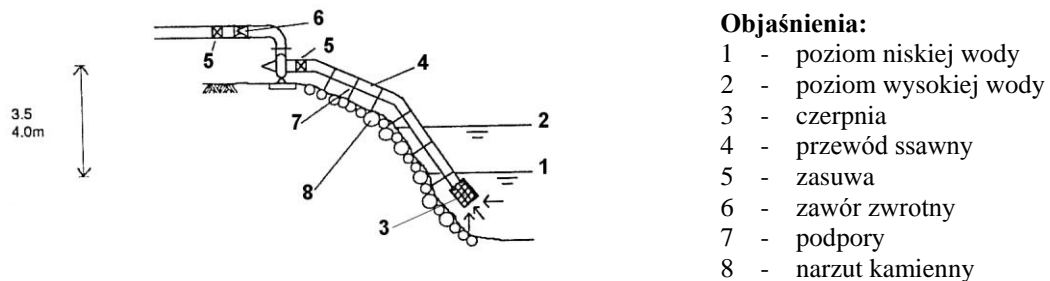


Rys. 2.1. Schemat zespolonego ujęcia wody nurtowo-infiltracyjnego [94]: 1 - czerpnia nurtowego UjW, 2 - pompownia, 3 - stacja uzdatniania wody, 4 - rurociąg grawitacyjny, 5 - dreny, 6 - studnia zbiorcza, 7 - pompownia wody uzdatnionej, 8 - rurociąg tłoczny

Przegląd rozwiązań technicznych zatopionych ujęć wody

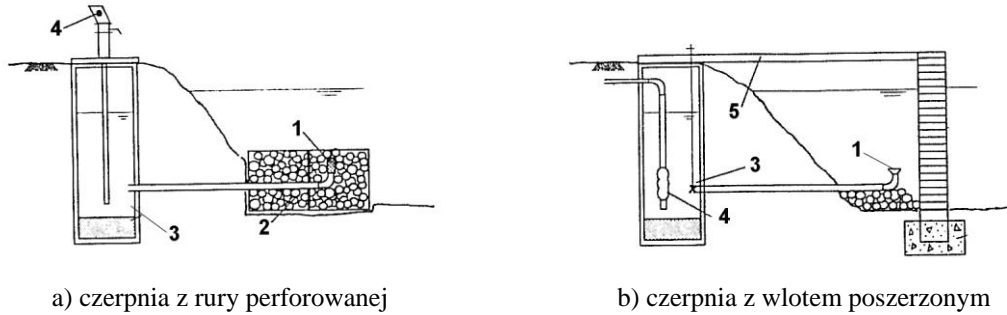
W pracy [105] I. Smout prezentuje różne rozwiązania zatopionych ujęć wody o małej wydajności, budowanych w ciekach. Zwraca również uwagę na utrudnienia w eksploatacji tego typu ujęć wody powierzchniowej. Poniżej przedstawiono przykłady rozwiązań zatopionych ujęć wody [105]:

- Zatopione ujęcie wody z rurociągiem ssawnym (Rys. 2.2) stosowane w cieku o stabilnym dnie i małych wahaniami stanów wody. Z powodu ograniczenia ze strony rurociągu ssawnego pompy, różnica pomiędzy poziomem wlotu do czerpni a osią pompy powinna być mniejsza od 4 m.



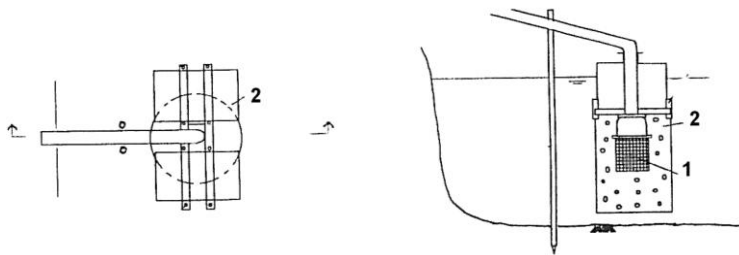
Rys. 2.2. Zatopione ujęcie wody z rurociągiem ssawnym [105]

- Zatopione ujęcie wody z czerpnią z rury perforowanej lub wlotem poszerzonym, stożkowym (Rys. 2.3). Tego typu rozwiązania polecane są w przypadku cieków o większej głębokości. Ujmowana za pomocą czerpni woda przepływa grawitacyjnie do studni zbiorczej, skąd odprowadzana jest za pomocą pompy. W celu zabezpieczenia przed rumowiskiem wleczonym i unoszonym czerpnia może być obsypana specjalnie dobranym materiałem filtracyjnym. Ten typ ujęcia może być lokalizowany przy progu piętrzącym, gdy w przekroju ujęcia nie jest zapewniona odpowiednia głębokość.



Rys. 2.3. Zatonione ujęcie wody [105]: 1 - czerpnia, 2 - obsypka kamienna, 3 - studnia zbiorcza, 4 - pompa, 5 - pomost z drabinką

- Zatonione ujęcie wody z czerpnią pływającą przedstawione na Rys. 2.4 ujmuje wodę bezpośrednio spod zwierciadła. Dzięki swojej konstrukcji czerpnia ujęcia nie jest narażona na zniszczenie przez rumowisko niesione w korycie, natomiast zagrożeniem są dla niej większe zanieczyszczenia pływające po powierzchni cieku. Ujęcie to składa się z czerpni z ekranem z siatki, umieszczonej w pływającym, perforowanym bębnie. W okresach zimy ujęcie to narażone jest na zamarzanie.



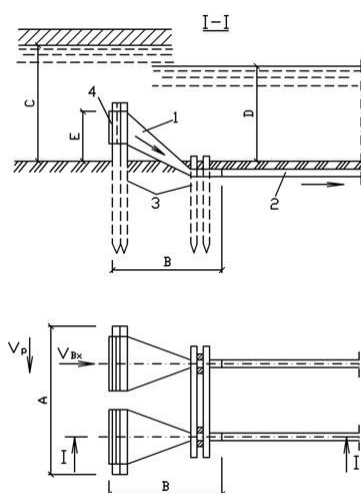
Rys. 2.4. Zatonione ujęcie wody z czerpnią pływającą [105]

Objaśnienia:

- 1 - czerpnia z ekranem z siatki
- 2 - perforowany bęben

A.M. Tugaj w swojej książce [112] przedstawia różne rozwiązania konstrukcyjne czerpni zatopionych ujęć wody, równocześnie podając zakres ich stosowania oraz podstawowe cechy i zalety. Poniżej przytoczono przykłady czerpni polecanych [112] dla małych i średnich ujęć wody:

- Czerpnia kielichowa (stożkowa) palowa, nieosłonięta (Rys. 2.5) znajduje zastosowanie w przypadku niedużych rzek o względnie łatwych warunkach naturalnych, które nie są wykorzystywane do żeglugi. Polecana jest dla małych ujęć wody o wydajności od 0,02 do 0,2 m³/s. Jej zaletą jest prosta i zwarta konstrukcja oraz mały koszt. Natomiast do wad należy zaliczyć trudny dostęp, wrażliwość na uderzenia, zakłócenie przepływu wody w strumieniu oraz konieczność instalacji urządzeń ochraniających ryby.



Objaśnienia:

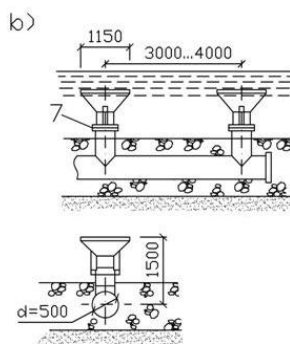
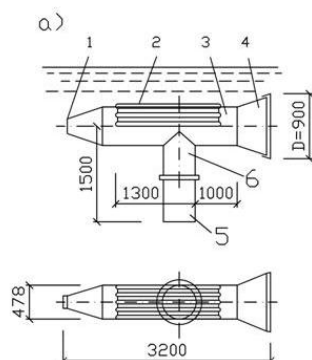
- 1 - pompa
- 2 - przewód grawitacyjny lub lewarowy
- 3 - pale
- 4 - kratka wlotowa

Zalecane wymiary [m]:

- A - 3,5 - 5,0
- B - 3,6 - 4,1
- C - 2,5 - 2,7
- D - 1,6 - 1,8
- E - 1,3 - 1,5

Rys. 2.5. Czerpnia kielichowa palowa, nieosłonięta [112]

- Czerpnia stalowa, nieosłonięta, rurowa lub talerzowa (Rys. 2.6), znajduje zastosowanie w rzekach o względnie łatwych warunkach naturalnych, które nie są wykorzystywane do żeglugi i spławiania drewna. Można ją stosować na ujęciach wody o wydajności do $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$. Zaletą jest prosta, prefabrykowana konstrukcja, mały koszt oraz możliwość szybkiej wymiany. Do wad należy trudny dostęp, powodowanie zakłóceń przepływu wody w strumieniu oraz konieczność instalacji urządzeń ochraniających ryby.

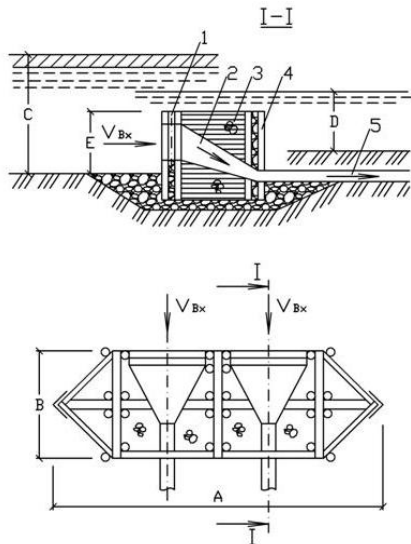


Objaśnienia:

- 1 - zaślepka
- 2 - kratka wlotowa
- 3 - rura ujmująca
- 4 - kielich ujmujący
- 5 - króciec pionowy
- 6 - wcięty króciec łączący
- 7 - kryza

Rys. 2.6. Czerpnia stalowa, nieosłonięta [112]: a) rurowa, b) talerzowa

- Czerpnia kaszycowa, drewniana z bocznym ujęciem wody (Rys. 2.7) ma zastosowanie w rzekach o niedużych głębokościach i średnich warunkach naturalnych, które nie są wykorzystywane do żeglugi i spławiania drewna. Można ją stosować w ujęciach wody o wydajności do $1 \text{ m}^3/\text{s}$. Zaletą jest prosta i niekosztowna konstrukcja. Jest to czerpnia nieprzemysłowa, pracochłonna w budowie oraz trudno dostępna dla przeglądu czy wymiany krat wlotowych. Wymagana jest również instalacja urządzeń ochraniających ryby.



Objaśnienia:

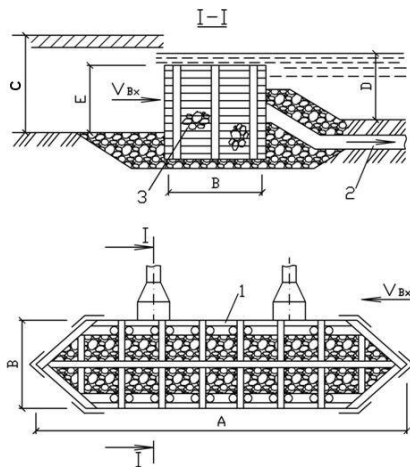
- 1 - kratka wlotowa
- 2 - kielich ujmujący
- 3 - narzut kamienny
- 4 - kaszyca
- 5 - przewód grawitacyjny lub lewarowy

Zalecane wymiary [m]:

- A - 6,5 - 17,4
- B - 2,5 - 3,5
- C - 2,7 - 3,1
- D - 1,8 - 2,2
- E - 1,5 - 1,9

Rys. 2.7. Czerpnia kaszycowa, drewniana, z bocznym ujęciem wody [112]

- Czerpnia kaszycowa, drewniana, filtrująca (Rys. 2.8) jest przeznaczona dla ujęć wody o wydajności do $1 \text{ m}^3/\text{s}$, zlokalizowanych w niedużych rzekach o trudnych warunkach śrężowo-lodowych. Charakteryzuje się prostą i niekosztowną konstrukcją oraz nie wymaga urządzeń do ochrony ryb. Jest to czerpnia nieprzemysłowa, której wykonanie jest pracochłonne. Wadą jest również trudny dostęp. Czerpnia ta jest narażona na zamulanie i zanieczyszczenia.



Objaśnienia:

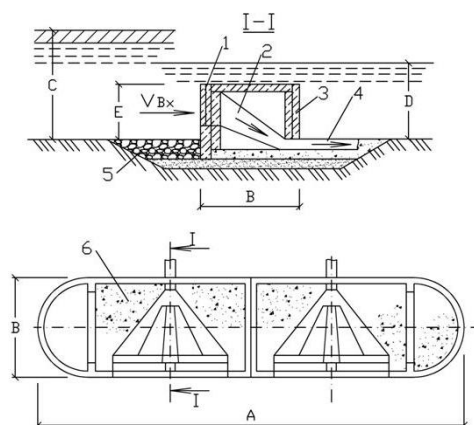
- 1 - kaszyca
- 2 - przewód grawitacyjny lub lewarowy
- 3 - narzut kamienny

Zalecane wymiary [m]:

- A - 10,2 - 17,2
- B - 3,0
- C - 3,3
- D - 2,4
- E - 2,1

Rys. 2.8. Czerpnia kaszycowa, drewniana, filtrująca [112]

- Czerpnia kielichowa, żelbetowa, osłonięta, z bocznym ujęciem wody (Rys. 2.9) niezawodnie chroni końce przewodów grawitacyjnych lub syfonowych. Znajduje zastosowanie w niedużych rzekach o łatwych lub średnich warunkach naturalnych, wykorzystywanych do spławiania drewna. Umożliwia pobór wody do $1 \text{ m}^3/\text{s}$, z niedużymi prędkościami wlotowymi. Czerpnia ta może być wykonana metodą przemysłową. Jest jednak bardzo duża, pracochłonna w montażu i trudno dostępna. Wymaga instalacji urządzeń ochraniających ryby.



Objaśnienia:

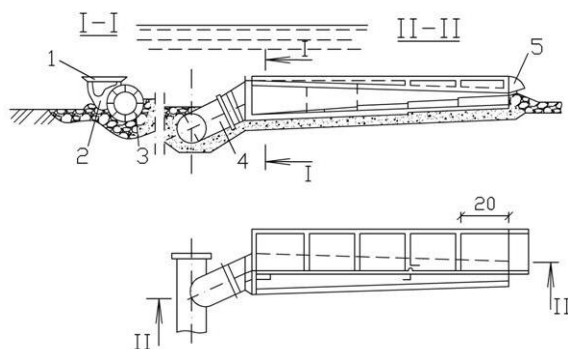
- 1 - kratka wlotowa
- 2 - czerpnia
- 3 - żelbetowy korpus czerpni
- 4 - przewód grawitacyjny lub lewarowy
- 5 - umocnienie koryta narzutem kamiennym
- 6 - umocnienie (otoczaki, tłuczeń, chudy beton)

Zalecane wymiary [m]:

- A - 5,5 - 15,8
- B - 2,5 - 4,0
- C - 2,6 - 3,0
- D - 1,7 - 2,1
- E - 1,4 - 1,8

Rys. 2.9. Czerpnia kielichowa, żelbetowa, osłonięta, z bocznym ujęciem wody [112]

- Czerpnia z komorą wirową (Rys. 2.10) może być stosowana w rzekach o średnich i trudnych warunkach naturalnych, w przypadku ujęć wody o małej i średniej wydajności. Może pracować w warunkach sryżowych i jest łatwa do płukania. Zapewnia nieduże, jednakowe na całej długości otworu ujmującego prędkości wlotowe wody. Czerpnia ta jest jednak skomplikowana w wykonaniu, trudno dostępna oraz wymaga instalacji urządzeń ochraniających ryby.

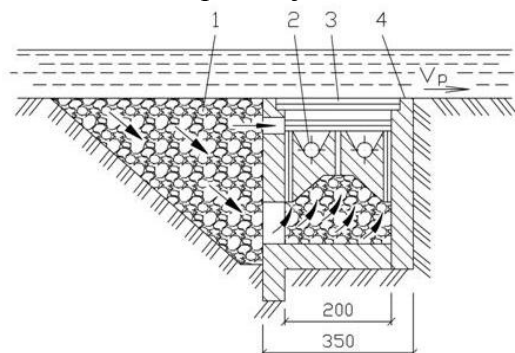


Objaśnienia:

- 1 - kratka wlotowa na otworze ujmującym
- 2 - komora wirowa
- 3 - szczelina wlotowa
- 4 - króciec kierujący strumień
- 5 - daszek kierujący strumień

Rys. 2.10. Czerpnia z komorą wirową [112]

- Czerpnia poddenna, kombinowana (Rys. 2.11) jest niezawodna podczas pobierania wody w trudnych warunkach. Może być stosowana w rzekach o niedużej głębokości, z dużą ilością wlezonego i unoszonego rumowiska. Konstrukcja jest skomplikowana w montażu i eksploatacji.



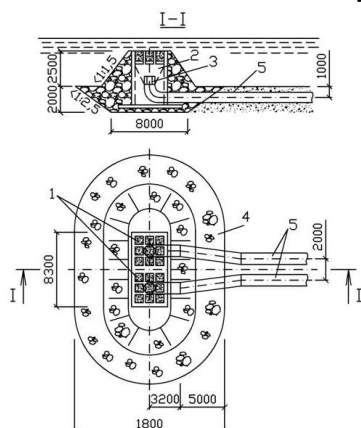
Objaśnienia:

- 1 - filtr odwrotny z narzutu kamiennego
- 2 - przewody grawitacyjne lub lewarowe
- 3 - podwójna kratka wlotowa
- 4 - galeria ujmująca

Rys. 2.11. Czerpnia poddenna, kombinowana [112]

- Czerpnia filtrująca, prefabrykowana (Rys. 2.12) nadaje się do poboru wody z rzek z dużą ilością rumowiska dennego, o średnich lub trudnych warunkach naturalnych. Stosowana w ujęciach o średniej i dużej wydajności. Zaletą tej czerpni jest

niezawodność pracy w trudnych warunkach śryżowo-lodowych. Nie wymaga również instalacji urządzeń ochraniających ryby. Jej wadą jest skomplikowany montaż oraz konieczność stosowania dużych ciśnień przy płukaniu.

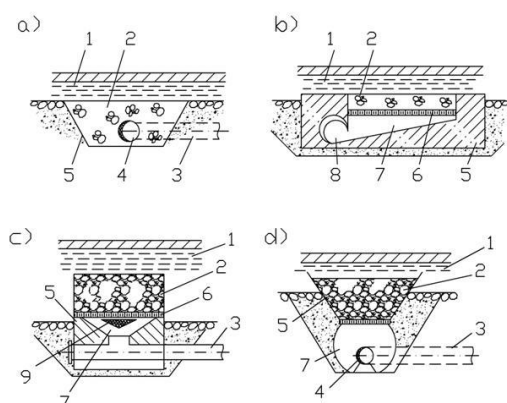


Rys. 2.12. Czerpnia filtrująca, prefabrykowana [112]

Objaśnienia:

- 1 - materiał filtracyjny nad otworem ujmującym
- 2 - kielich ujmujący
- 3 - kierownice na wlocie do przewodu grawitacyjnego lub lewarowego
- 4 - obsypka
- 5 - przewody grawitacyjne lub syfonowe

- Czerpnie filtrujące przedstawione poniżej (Rys. 2.13) polecane są do poboru małej i średniej ilości wody z rzek o nadwyzwyczaj trudnych warunkach śryżowo-lodowych i dowolnej głębokości. Czerpnie te posiadają prostą konstrukcję, nie powodują przewężenia koryta i nie wymagają instalacji urządzeń ochraniających ryby. Czerpnie tego typu niezawodnie chronią ujęcie przed śryżem, lecz źle pracują przy dużej ilości w rzece rumowiska dennego. Wymagają okresowego płukania i wymiany materiału filtracyjnego, co wymaga dużego nakładu pracy.

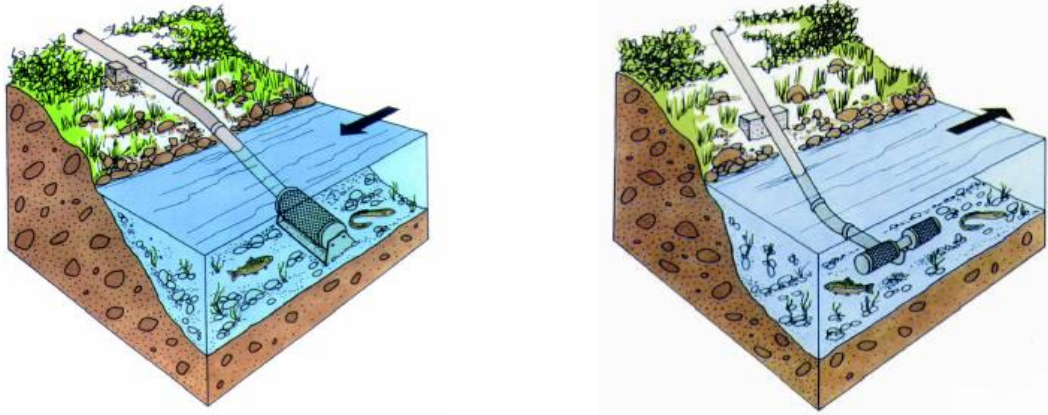


Objaśnienia:

- 1 - warstwa wody nad czerpnią
- 2 - filtr (żwir, tłuczeń)
- 3 - przewód grawitacyjny
- 4 - prefabrykowany przewód grawitacyjny
- 5 - korpus czerpni
- 6 - krata
- 7 - komora podfiltrowa
- 8 - komora wirowa
- 9 - tarcza rozdzielająca strumień

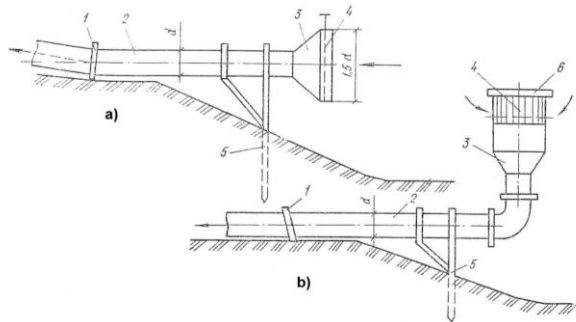
Rys. 2.13. Czerpnia filtrująca [112]: a) w korycie aluwiowym, b) zbiornikowa, c) z komorą wirową, d) rurowa uproszczona

Obecnie na całym świecie stosowane są czerpnie, których otwory wlotowe zabezpieczone są przez odpowiednio dobrane siatki (ekrany). Ekrany te charakteryzują się bardzo małymi wymiarami otworów wlotowych (np. 1 mm) oraz wysokim współczynnikiem perforacji (nawet powyżej 60%). Tego typu rozwiązania zapewniają ochronę ryb i narybku oraz zabezpieczają ujęcie wody przed zanieczyszczeniami oraz śryżem, ze względu na małe prędkości przepływu wody w otworach wlotowych. Czerpnie (ekrany) mogą być dowolnego kształtu i wykonane z różnych materiałów (Rys. 2.14). Szczegółowe wytyczne dotyczące projektowania czerpni wyposażonych w tego typu ekrany oraz przykładowe rozwiązania techniczne przedstawiono w rozdziale 2.4.



Rys. 2.14. Przykłady czepni wyposażonych w ekrany zapewniające ochronę ryb i narybku [45]

Powszechnie znanym przykładem czepni typu lekkiego jest czepnia w postaci przewodu ujmującego, najczęściej z wlotem poszerzonym (stożkowym, kielichowym) zabezpieczonym siatką (Rys. 2.15).



Objaśnienia:

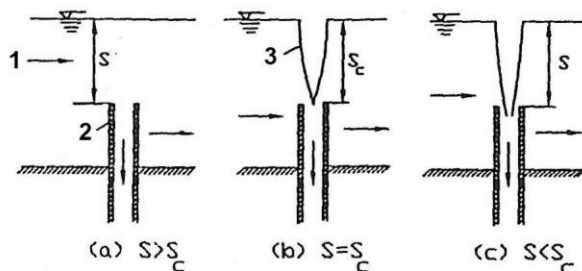
- 1 - połączenie rur
- 2 - przewód odprowadzający
- 3 - wlot poszerzony, stożkowy
- 4 - siatka zabezpieczająca wlot
- 5 - podpora
- 6 - pokrywa osłaniająca wlot

Rys. 2.15. Czepnia typu lekkiego z wlotem poszerzonym [112]

Wielu autorów prowadziło badania tego typu czepni, które dotyczyły:

- warunków pojawiania się wirów powodujących wciąganie powietrza do czepni i związanego z tym krytycznego zanurzenia otworu wlotowego,
- oceny wpływu założonej nad wlotem pokrywy na pracę czepni.

Problem pojawiania się wirów powodujących wciąganie powietrza do czepni ujęcia wody podjęto w pracach [5],[59],[131],[132],[133]. Porywanie powietrza prowadzi do zmniejszenia wydajności ujęcia wody i występuje, gdy głębokość założenia otworu wlotowego poniżej zwierciadła wody nie jest wystarczająca. Zanurzenie, dla którego obserwowane jest początkowe stadium zjawiska, tj. gdy wierzchołek tworzącego się rdzenia powietrznego osiąga płaszczyznę wlotu (Rys. 2.16 b), nazywane jest krytycznym zanurzeniem. W wyżej wymienionych pracach przedstawiono teoretyczne rozważania dotyczące prognozowania krytycznego zanurzenia oraz wyniki prowadzonych badań eksperymentalnych.

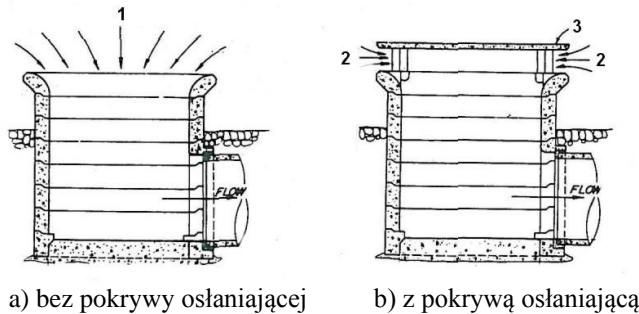


Objaśnienia:

- 1 - przepływ bez wirów
- 2 - przewód ujmujący wodę
- 3 - wir z rdzeniem powietrznym
- S - zanurzenie
- S_c - krytyczne zanurzenie

Rys. 2.16. Przepływ wody w ujęciu [133]: a) brak wiru, b) wir z rdzeniem powietrznym osiagającym płaszczyznę wlotu (warunek krytyczny), c) wir wciągający powietrze

Wiele badań poświęcono ocenie wpływu założonej nad wlotem pokrywy na pracę czerpni z poziomo zlokalizowanym otworem wlotowym [26],[27],[33],[47],[102],[103]. Zapoczątkowane już w latach 50-tych badania dotyczące zachowania się ryb [33] wykazały, że ryby szybciej reagują na zmiany w poziomym przepływie wody aniżeli pionowym. Stwierdzono, że wykonanie w pewnej odległości nad wlotem do czerpni pokrywy osłaniającej, redukuje pionowe strugi wody zmniejszając tym samym ilość wciąganych do ujęcia ryb nawet o 90% [33],[82]. Rys. 2.17 pokazuje różnice w dopływie wody do czerpni w zależności od tego czy czerpnia posiada lub nie pokrywę osłaniającą. W publikacjach zagranicznych pokrywa osłaniająca nazywana jest często pokrywą prędkościową (ang. velocity cap).

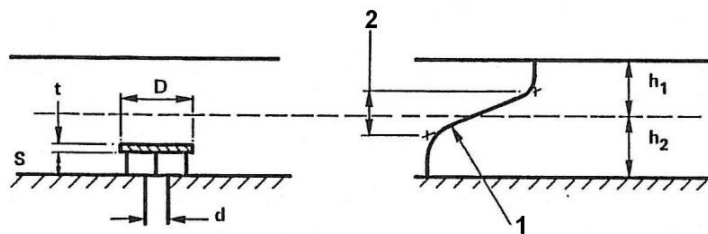


Objaśnienia:

- 1 - pionowe strugi wody
- 2 - poziome strugi wody
- 3 - pokrywa osłaniająca

Rys. 2.17. Dopływ wody do czerpni z poziomo zlokalizowanym otworem wlotowym [33]

Wielu autorów [1],[47],[79],[80],[102],[103],[134] badało problem poboru wody z głębszych warstw rzek i zbiorników, biorąc pod uwagę ich temperaturową stratyfikację. Zazwyczaj przyjmuje się dwuwarstwową stratyfikację (Rys. 2.18). Pobór wody o możliwie jak najniższej temperaturze i małej amplitudzie wahań ma szczególne znaczenie, gdy jest ona przeznaczona dla celów chłodniczych.



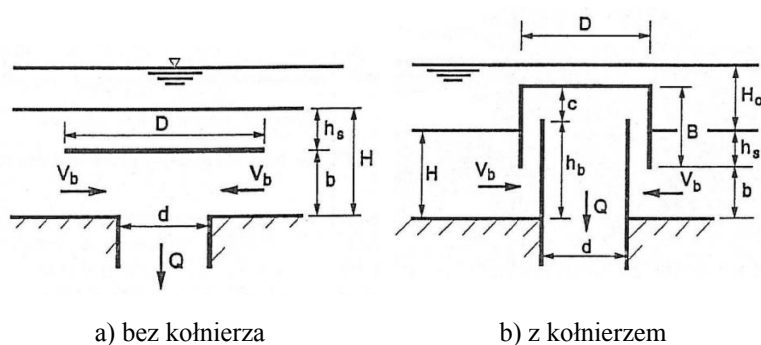
Objaśnienia:

- d - średnica otworu wlotowego
- D - średnica pokrywy
- S - wysokość założenia pokrywy nad wlotem
- t - grubość pokrywy
- 1 - temperatura wody
- 2 - grubość powierzchni rozdziału
- h₁ - grubość górnej warstwy
- h₂ - grubość dolnej warstwy

Rys. 2.18. Pobór wody ze źródła uwarstwionego temperaturowo [47]

Prowadzone badania zmierzały do określenia warunków, przy których zapewniony jest selektywny pobór wody z dolnej warstwy. Sprowadza się to do wyznaczenia dla danego projektu czerpni tzw. krytycznego zanurzenia. W pracach [102],[103] proponuje się odejście od definicji krytycznego zanurzenia jako zanurzenia, przy którym rozpoczyna się pobór wody z górnej warstwy. Natomiast zalecane jest uwzględnienie warunku, w którym ujmowana woda zawiera 1% wody z górnej warstwy. Stwierdzono, że tak rozumiana krytyczna głębokość zanurzenia jest o 30% mniejsza. W pracach tych przedstawiono wzory, które mogą być wykorzystywane jako wstępne wskazówki przy projektowaniu.

Przeprowadzone badania [47],[102],[103] wykazały, że w przypadku czerpni z poziomo założonym otworem wlotowym pokrywa osłaniająca jest niezbędna dla zwiększenia selektywnego poboru wody z dolnej warstwy. Stwierdzono, że pokrywa wyposażona w dodatkowy, pionowy kołnierz (Rys. 2.19 b) ma znaczne zalety przy płytkiej wodzie [103]. Zastosowanie kołnierza umożliwi obniżenie poziomu, z którego pobierana jest woda.



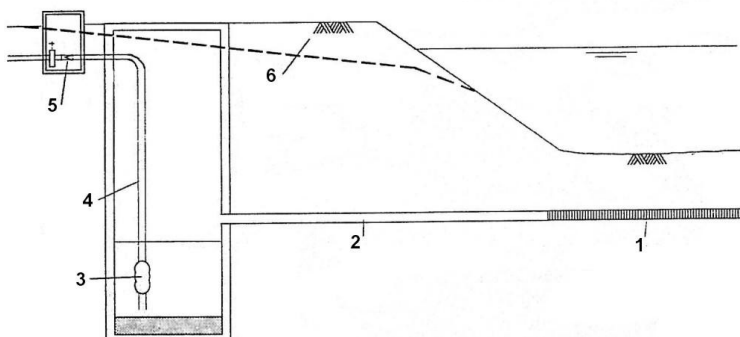
Rys. 2.19. Wlot do czepni z pokrywą osłaniającą [103]

Objaśnienia:

- D - średnica pokrywy
- d - średnica otworu wlotowego
- Q - wydajność ujęcia wody
- V_b - pozioma prędkość przepływu między krawędzią kołnierza a dnem cieku
- H - grubość dolnej warstwy
- h_s - głębokość zanurzenia poniżej powierzchni rozdziału
- b - odległość krawędzi kołnierza od dna cieku
- H_o - grubość górnej warstwy
- B - wysokość kołnierza
- c - odległość pokrywy od wlotu
- h_b - odległość wlotu od dna

Rozwiązania techniczne drenazowych ujęć wody

Przykład drenazowego ujęcia wody przedstawiono w pracy [105]. Prezentowane ujęcie wody (Rys. 2.20) składa się z drenu założonego bezpośrednio pod dnem cieku. Ujmowana woda przepływa grawitacyjnie do studni zbiorczej. Ujęcie to powinno być lokalizowane w stabilnym odcinku cieku, gdzie nie występuje gromadzenie osadu. Drenazowe ujęcie wody jest szczególnie korzystnym rozwiązaniem w przypadku cieku o łóżysku z wysokim współczynnikiem wodoprzepuszczalności, co daje możliwość założenia drenu bezpośrednio w warstwie wodonośnej. I. Smout w swojej pracy [105] twierdzi, że przeciętna wydajność tego typu ujęć wody wynosi więcej niż $0,25 \text{ dm}^3/\text{s}$ na metr bieżący drenu i zależna jest ona od depresji wody w studni zbiorczej.



Rys. 2.20. Drenazowe ujęcie wody [105]

Objaśnienia:

- 1 - dren
- 2 - rurociąg odprowadzający wodę do studni zbiorczej
- 3 - pompa zatopiona
- 4 - przewód tłoczny
- 5 - zasuwa i zawór zwrotny
- 6 - nasyp (o ile wymagany)

Dopływem wody do drenu zajmowało się wielu autorów, między innymi w pracach [13],[29],[41],[109],[115]. Opracowane w wyniku tych badań wzory na wydajność drenu, zestawili i opisał J. Filimowski w pracy [40]. Według badań eksperymentalnych przedstawionych w pracy [115], dopływ wody do drenu oraz wydajność pojedynczego podkorytowego drenu zależy od warunków hydrogeologicznych: współczynnika wodoprzepuszczalności i miąższości warstwy wodonośnej, ciśnienia wody oraz parametrów konstrukcyjnych drenu jak średnica, długość, współczynnik perforacji i głębokości założenia. Badania wykazały, że rozkład dopływu wody wzdłuż drenu jest nierównomierny i uzależniony jest od warstwy filtracyjnej, różnicy ciśnień i średnicy drenu. W gruntach drobnoziarnistych 40-80% dopływu występuje w początkowym odcinku drenu. Nierównomierność dopływu wzrasta wraz ze zmniejszeniem długości drenu i wzrostem średnicy. W tego typu gruntach 70-90% stanowią straty ciśnienia w gruncie, a straty związane z przepływem wody w drenie są niewielkie. Natomiast w gruntach gruboziarnistych, dopływ

wody koncentruje się w końcowym odcinku drenu przy małych jego średnicach, w początkowym dla większych średnic, a występujące straty hydrauliczne głównie dotyczą oporów przy wlocie i wewnątrz drenu.

W podręczniku [61] N. Kresic podał wzór na jednostkową wydajność drenu założonego pod dem cieku w obsypce filtracyjnej i zasilanego tylko przez wody powierzchniowe cieku (Rys. 2.21):

$$q = B_0 \cdot K_w \cdot \frac{(H + d_z)}{d_z} \quad [m^3 / smb] \quad (2.3)$$

gdzie:

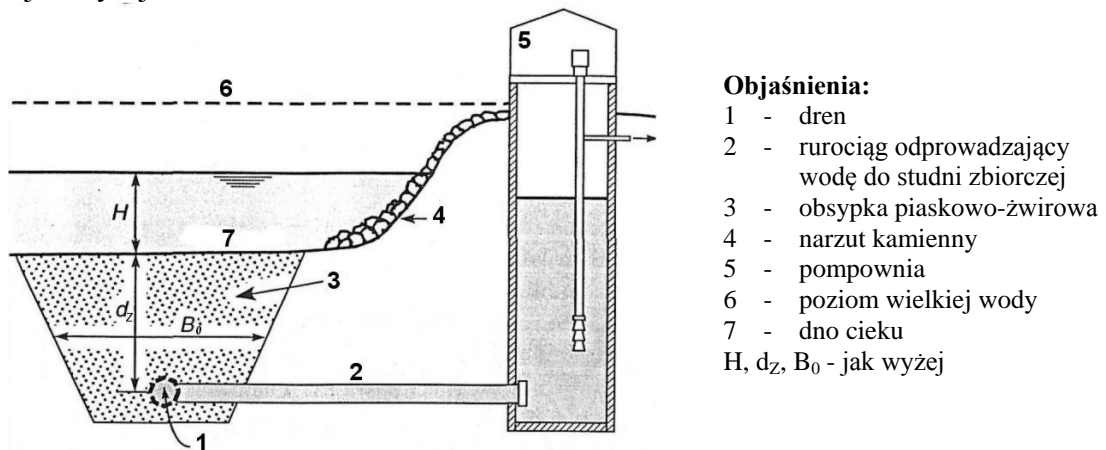
- q - jednostkowa wydajność drenu [m^3/smb],
- B_0 - średnia szerokość obsypki filtracyjnej [m],
- K_w - współczynnik wodoprzepuszczalności obsypki filtracyjnej [m/s],
- H - wysokość napełnienia wody w cieku [m],
- d_z - głębokość założenia drenu pod dnem cieku [m] liczona do osi drenu,

oraz drenu założonego bezpośrednio w warstwie wodonośnej i zasilanego przez wody powierzchniowe cieku oraz wody gruntowe (Rys. 2.21):

$$q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K_w \cdot H}{\ln(2 \cdot d_z / r)} \quad [m^3 / smb] \quad (2.4)$$

gdzie:

- q - jednostkowa wydajność drenu [m^3/smb],
- r - promień drenu [m],
- K_w - współczynnik wodoprzepuszczalności warstwy wodonośnej pod dnem cieku [m/s],
- H, d_z - jak wyżej.



Rys. 2.21. Schemat drenażowego ujęcia wody [61]

N. Kresic zwraca również uwagę na konieczność uwzględnienia przy projektowaniu drenażowych ujęć wody występującej kolmatacji eksploatacyjnej warstwy filtracyjnej. Zaleca, aby przy wyznaczaniu parametrów drenu (np. średnicy, długości, współczynnika perforacji) przyjmując pewne współczynniki bezpieczeństwa, a tym samym kompensować przewidywany spadek przepuszczalności warstwy filtracyjnej. Z tego samego powodu podkreśla również konieczność uwzględnienia urządzeń do płukania obsypki filtracyjnej.

Kwestie wykonania drenów (polecany materiał, rodzaj i stopień perforacji powierzchni) jak również wykonania i regeneracji obsypki szczegółowo przedstawił J. Filimowski w pracy [40].

2.3. Problemy w eksploatacji ujęć wody powierzchniowej

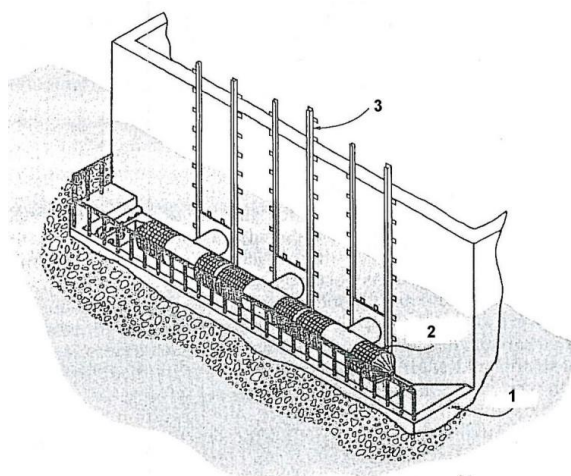
Eksploatacja ujęć wody powierzchniowej wiąże się z licznymi utrudnieniami powodowanymi przez:

- duże wahania przepływów i stanów wód w rzece,
- niskie stany wody,
- transport rumowiska,
- występowanie zjawisk śryżowo-lodowych,
- zanieczyszczenia występujące w wodach powierzchniowych,
- konieczność zapewnienia ochrony ichtiofauny,
- zdarzenia incydentalne,
- szlaki żeglowne,
- zmiany koryta i brzegów ciekłu.

Duże wahania przepływów i stanów wód są szczególnie niekorzystne w przypadku zatopionych UjW. Mogą one prowadzić do uszkodzenia ujęcia przy wysokich stanach wody, a przy niskich powodować okresowe odsłanianie otworów wlotowych i w konsekwencji konieczność wykonania np. progu piętrzącego. Wiąże się to z dodatkowymi nakładami inwestycyjnymi i możliwością negatywnego oddziaływania na ichtiofaunę przez ograniczenie swobodnej migracji. Niskie stany wody nie powodują natomiast utrudnień w pracy drenazowych ujęć wody. Dla zapewnienia funkcjonowania tego typu ujęć wody dopuszczalne minimalne napełnienie wody w ciekłu wg K. Suszczewskiego wynosi 0,1 m [106].

Wlezione i unoszone rumowisko, tj. materiał powstały przez erozję dna i brzegów ciekłu, może utrudnić, a w pewnych warunkach nawet uniemożliwić pobór wody, np. w potokach górskich. Podstawowym czynnikiem wpływającym na zmniejszenie ruchu rumowiska jest regulacja ciekłu, co z kolei nie jest korzystne dla ekosystemu wodnego. W wyniku regulacji rzeki znika zróżnicowanie siedliskowe, co prowadzi do zmniejszenia bogactwa i gatunkowej obfitości ryb [129]. Dla zabezpieczenia ujęć wody przed zamulaniem przez osadzające się rumowisko, zalecana jest ich lokalizacja na prostym lub wklęsłym brzegu rzeki. Problemy te podjęto w pracach [38],[52],[55],[62],[65],[72],[89],[93],[100] uwzględniając działania zapobiegawcze.

W pracach [38],[52] opisano przykład wykorzystania cylindrycznych czerpni do poboru wody z płytkich rzek o piaszczystym dnie (Kansas River). W celu zabezpieczenia przed piaszczystym materiałem i innymi unoszonymi zanieczyszczeniami czerpnie umieszczono w betonowym korycie płuczącym, osłoniętym metalową barierką (Rys. 2.22).



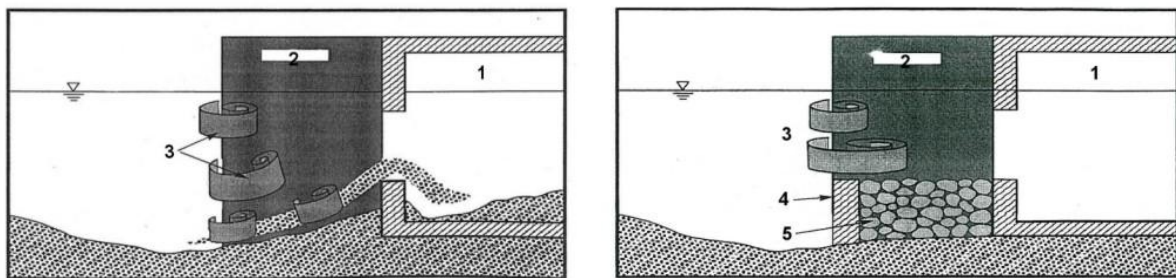
Objaśnienia:

- 1 - koryto płuczące
- 2 - cylindryczna czerpnia z drutu klinowego
- 3 - prowadnice

Rys. 2.22. Cylindryczne czerpnie umieszczone w korycie płuczącym [38],[52]

W korycie zamontowano dysze wodne umożliwiające wmywanie nagromadzonego osadu. Przemycanie koryta wodą pod ciśnieniem wykonywano raz na dzień. Zabezpieczenie czerpni przed zjawiskami śryżowo-lodowymi zapewniono przez ogrzewanie ujmowanej wody za pomocą wody gruntowej doprowadzanej do zamontowanych w korycie przewodów cyrkulacyjnych. Prowadzone przez ponad cztery lata obserwacje w terenie potwierdziły skuteczność prezentowanego rozwiązania ujęcia do poboru wody z płytkich rzek o piaszczystym dnie.

Propozycję zabezpieczenia dużego ujęcia wody dla elektrowni ciepłej przed stałym nanoszeniem rumowiska przedstawiono w pracy [72]. Proponowana modyfikacja obejmowała wykonanie przed oknem wlotowym progu wypełnionego kamieniem, celem odsunięcia strefy przepływów wirowych od dna rzeki (Rys. 2.23). Dodatkowo zalecono zainstalowanie wzdłuż ujęcia wody dwóch rzędów zatopionych kierownic odsuwających wleczone rumowisko.



a) brzegowe UjW przed modernizacją

b) brzegowe UjW zabezpieczone progiem

Rys. 2.23. Wiry tworzące się podczas poboru wody przez brzegowe UjW [72]: 1 - komora wlotowa ujęcia wody, 2 - przyczółek, 3 - przepływ wirowy, 4 - próg, 5 - kamienne wypełnienie

Wykorzystanie zatopionych kierownic w celu ochrony ujęcia wody przed rumowiskiem opisano także w pracy [120]. Urządzenia te zainstalowano pod kątem 15-30° względem osi ciekłu.

Problemy eksploatacyjne drenażowych ujęć wody związane są z kolmatacją warstwy filtracyjnej. Proces kolmatacji zależy od mętności wody, prędkości wlotowych na obsypce filtracyjnej, prędkości przepływu wody w cieku i jego głębokości w przekroju ujęcia. Wysoka mętność wody nasila proces kolmatacji warstwy filtracyjnej i w konsekwencji prowadzi do spadku wydajności ujęcia wody. Proces ten intensyfikuje się w miarę wzrostu zasilania ujęcia drenażowego wodami powierzchniowymi. Regenerację obsypki filtracyjnej można uzyskać przez usunięcie górnej warstwy skolmatowanej (za pomocą spycharek) oraz wtłaczając pod ciśnieniem do drenu strumień wody i powietrza. Problem kolmatacji warstwy filtracyjnej oraz sposoby jej regeneracji szczegółowo omówiono w pracy [40].

Problem budowy i eksploatacji ujęć wody powierzchniowej w trudnych warunkach klimatycznych, związanych z występowaniem zjawisk śryżowo-lodowych, poruszany jest w wielu pracach [8],[23],[26],[27],[30],[31],[40],[55],[60],[62],[68],[74],[83],[93]. Wiele badań i obserwacji poświęcono procesowi tworzenia się śryżu oraz blokowaniu ujęcia wody w trakcie jego występowania [27],[30],[31]. Zjawisko akumulacji śryżu na kracie wlotowej może doprowadzić do całkowitego jej zablokowania a nawet uszkodzenia. Śryż potrafi zatrzymać pracę ujęcia nawet na kilka godzin. Zjawisko to występuje w wodzie przechłodzonej, tzn. o temperaturze niższej od temperatury zamarzania, w strefie przepływów burzliwych. Przechłodzenie wody może być bardzo małe (mniej niż 0,01°C), a przez to trudne do wykrycia. Występuje nocą, w czasie mroźnej i bezchmurnej pogody, w warunkach braku pokrywy lodowej. Przechłodzeniu ulega warstwa wody przy powierzchni, która następnie w wyniku burzliwego przepływu w rzece może zostać szybko wymieszana na całej głębokości. Występujący w przechłodzonej wodzie śryż, w postaci igieł czy płatków

lodowych, osadza się na napotkanych elementach ujęcia wody (np. kracie wlotowej) powodując ich oblodzenie, a docierając do dna cieku tworzy lód denny. Śryż gromadzi się na powierzchni kraty od strony dopływu wody, niezależnie od kształtu prętów. Następuje powolne blokowanie i zwiększanie straty ciśnienia na kracie, co może powodować przedostawanie się śryżu do ujęcia wody. W przypadku ujęć wody zlokalizowanych w jeziorach proces blokowania śryżem krat wlotowych jest dodatkowo związany z silnymi wiatrami, które powodują zwiększenie prędkości straty ciepła na powierzchni wody oraz turbulencje umożliwiające wymieszanie wody. Odnotowano blokadę ujęcia wody usytuowanego nawet na głębokości 20 m. Stwierdzono, że pojedyncze kryształki śryżu w jeziorach są większe od tych, które pojawiają się w ujęciach rzecznych. W pracach [30],[31] przedstawiono kilka metod zapobiegania osadzaniu się śryżu na kratkach wlotowych:

- Tworzenie i utrzymanie stałej pokrywy lodowej, która zapobiega przechłodzeniu wody a tym samym tworzeniu się śryżu.
- Zastosowanie ciepła, np. ogrzewanie dopływającej wody i prętów kraty. Do tego celu polecane jest wykorzystanie ciepłej wody chłodzącej z elektrowni, a w przypadku małych ujęć nawet wody gruntowej. Dostarczana do kraty wlotowej ciepła woda powinna być dokładnie wymieszana. Przy założeniu, że cała ciepła woda będzie pobierana, to wymagana jej ilość dla podniesienia temperatury wody w ujęciu o 0,1-0,2°C wynosi:

$$Q_D = Q_T \left(\frac{T_R}{T_D} \right) \quad [m^3 / s] \quad (2.5)$$

gdzie:

Q_D - wymagana ilość ciepłej wody [m^3/s],

Q_T - wydajność ujęcia wody [m^3/s],

T_R - wymagany wzrost temperatury (powyżej zamarzania) ujmowanej wody [°C],

T_D - temperatura (powyżej zamarzania) dostarczanej ciepłej wody [°C].

- Bezpośrednie ogrzewanie prętów kraty do temperatury co najmniej 0,1°C, np. przez pompowanie pary wodnej lub ciepłej wody do wydrążonych prętów, zastosowanie ogrzewaczy oporowych. Wskazane jest utrzymanie prętów w temperaturze 1,0-1,5°C.
- Usuwanie śryżu z krat wlotowych. Ręczne zgrabianie jest dość kłopotliwe, najczęściej stosowane są mechaniczne zgrabiarki elektryczne. Do usuwania śryżu z krat wlotowych z powodzeniem stosowane mogą być również dysze wodne.
- Przepłukiwanie strumieniem wody, które powinno być prowadzone od początku akumulacji śryżu. Jeśli nagromadzony śryż znajduje się już pomiędzy prętami kraty to proces wymywania może nie być skuteczny. Proces ten powinien być powtarzany często przez cały okres trwania zjawisk śryżowych.
- Wykonanie prętów krat z alternatywnych dla metalu materiałów lub zastosowanie odpowiednich powłok. Umożliwia to spowolnienie procesu akumulacji śryżu oraz łatwiejsze jego usuwanie, np. podczas zgrabiania. Przykładami stosowanych powłok są żywice epoksydowe i ulepszona farba. Materiały prętów kraty takie jak tworzywa sztuczne, włókno szklane itp. muszą być ostrożnie dobrane, aby zapewnić odpowiednią wytrzymałość i trwałość.
- Wprowadzenie wibracji krat wlotowych, jako procesu utrudniającego akumulację śryżu czy umożliwiającego usunięcie już nagromadzonego. Problematyczna jest jednak konieczność stosowania do pracy pod wodą wibratorów napędzanych elektrycznie lub powietrzem.
- Stosowanie dynamitu w celu usunięcia śryżu nagromadzonego na kracie wlotowej, co ze względu na bezpieczeństwo i środowisko nie powinno być polecane.

- Wyciąganie samych krat celem oczyszczenia. Należy to starannie rozważyć biorąc pod uwagę szkody, które może powodować pobór wody bez zabezpieczenia okien w kraty. Eksploatacja ujęcia wody w warunkach śryżowych jest bardzo trudna i wymaga wielu zabiegów takich jak [30]:
- monitorowanie temperatury wody, powietrza i zasięgu pokrywy lodowej, dla przewidywania wystąpienia warunków śryżowych,
- ciągle monitorowanie stopnia blokady kraty wlotowej ujęcia, przez pomiar straty ciśnienia lub różnicy poziomu wody,
- dobór odpowiedniego projektu kraty wlotowej, umożliwiającego zminimalizowanie akumulacji śryżu,
- opracowanie planu wyłączania urządzeń w przypadku gdy krata zostanie zablokowana,
- zastosowanie jednej z proponowanych technik ochrony ujęcia wody przed śryżem np. przyspieszenie tworzenia i utrzymanie pokrywy lodowej.

Przykłady zatopionych i brzegowych ujęć wody funkcjonujących w warunkach występowania zjawisk śryżowo-lodowych, związane z tym utrudnienia w eksploatacji jak również działania podejmowane w celu ich zminimalizowania, przedstawiono w pracach [8],[23],[31],[55],[60],[62],[80],[83].

T. Kolesnikova w pracy [60] opisała funkcjonowanie dużego ujęcia wody o wydajności ok. 14 m³/s dla Elektrociepłowni Gorkowskiej. Jest to ujęcie zatopione typu ciężkiego, wykonane w postaci filara z oknami wlotowymi. W okresie jesienno-zimowym, w czasie pojawiania się zjawisk śryżowo-lodowych odnotowywano utrudnienia w pracy ujęcia (nawet 20 godzinny przestój) ze względu na zatykanie krat wlotowych. Okazało się, że ochrona krat przed śryżem w postaci elektrycznego ogrzewania oraz ich ręcznego czyszczenia w tym przypadku nie była skuteczna. Opracowano dodatkowe, pneumatyczne zabezpieczenie ujęcia wody. W tym celu, na dnie rzeki po obu stronach czerpni ułożono w odstępach 1,5 m rury o średnicy 100 mm i długości ok. 22-32 m. Rury posiadały perforację w postaci otworów o średnicy 5 mm i rozstawie 100 mm, wykonanych w dolnej części przewodu. Doprowadzane z elektrociepłowni sprężone powietrze tworzyło strumienie wodno-powietrzne wznoszące się do powierzchni zwierciadła wody. Masy śryżowo-lodowe były wynoszone na powierzchnię (powyżej strefy poboru wody) przez wstępujący strumień pod warunkiem, że składowa pionowa jego prędkości przepływu była większa od poziomej i spełniała warunek:

$$u_s > k \cdot v_s \quad [m/s] \quad (2.6)$$

gdzie:

u_s, v_s - pionowa i pozioma składowa prędkości przepływu strumienia [m/s],

k - doświadczalny współczynnik, zależny od prędkości i nasycenia rzeki lodem.

Strumień wodno-powietrzny kruszył i rozbijał śryż i lód, który jeśli dostawał się do krat wlotowych ujęcia w postaci rozdrobnionej nie powodował zakłóceń w poborze wody. Na podstawie badań terenowych ustalono, że dla efektywnej pracy zasłony pneumatycznej współczynnik k , odpowiadający stosunkowi pionowej składowej prędkości do poziomej, powinien wynosić 1,54. Późniejsze lata obserwacji potwierdziły skuteczność zasłony pneumatycznej w walce ze śryżem.

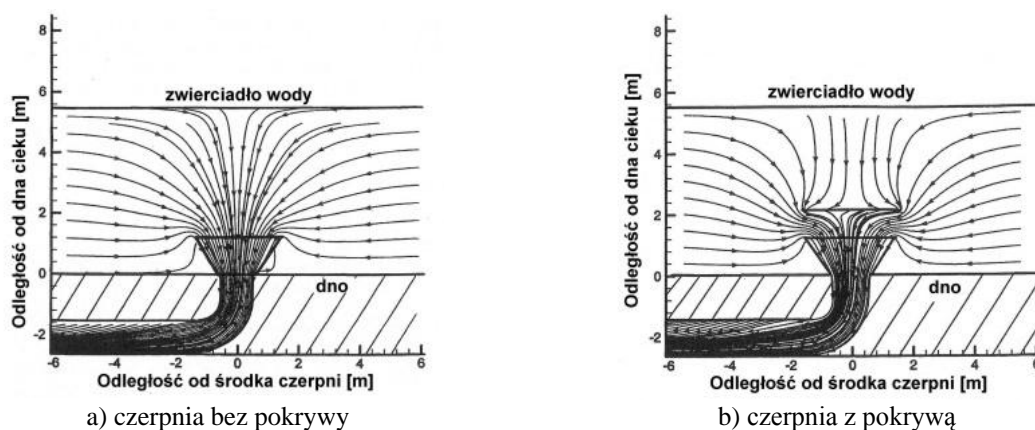
Z kolei w pracy [8] przedstawiono metody zwalczania śryżu na przykładzie brzegowego ujęcia wody z rzeki Ob, dla Nowosybirskiej Elektrowni. Podejmowane działania miały na celu skrócenie czasu tworzenia się pokrywy lodowej, wczesne zabezpieczenie wody przed przechłodzeniem oraz niedopuszczenie śryżu do otworów wlotowych. W badanym ujęciu wody zastosowano ogrzewanie elektryczne, powlekanie gumą prętów kraty oraz przepłukiwanie wodą. Równocześnie zainstalowano przed oknami wlotowymi pływające przegrody oraz wykonano zasłony pneumatyczne. W celu zmniejszenia prędkości przepływu wody w oknach wlotowych, a tym samym blokowania krat śryżem, wybudowano dodatkowy kanał zasilający ujęcie w wodę. W kanale możliwe było uzyskanie wcześniej pokrywy

lodowej niż w rzece, a przez to ograniczenie napływu mas śryżowo-lodowych do ujęcia wody. Innym problemem eksploatacyjnym, powodującym zakłócenia w pracy badanego ujęcia wody, były duże wahania zwierciadła wody w rzece.

W przypadku zatopionego ujęcia wody typu ciężkiego o wydajności ok. $5,2 \text{ m}^3/\text{s}$, zlokalizowanego w rzece Ohio w stanie Kentucky, zabezpieczenie przed śryżem uzyskano zapewniając prędkość wlotową rzędu $0,08 \text{ m/s}$ [23]. Projektując ujęcie wody gwarantujące niskie prędkości wlotowe brano również pod uwagę konieczność zminimalizowania wciągania ryb do ujęcia. Dodatkową ochronę ujęcia przed zamulaniem i śryżem uzyskano dzięki płukaniu czerpni wodą.

Zatopione ujęcie wody o wydajności $120 \text{ dm}^3/\text{s}$, pracujące w surowych warunkach klimatycznych opisał w swojej pracy [83] B. Pańkowski. Na rzece Kołymia, z której pobierano wodę, przez ok. 10 miesięcy w roku występowała pokrywa lodowa o grubości do 2,3 m. Czerpnię ujęcia wody wykonano w postaci drewnianej kaszycy z dwoma oknami wlotowymi o wymiarach $1,3 \times 1,4 \text{ m}$ każde, co zapewniło prędkość wlotową wody na poziomie $0,1 \text{ m/s}$. Dno rzeki wokół czerpni ubezpieczono narzutem kamiennym. Ujmowaną wodę odprowadzano do studni zbiorczej na brzegu rzeki dwoma, grawitacyjno-lewarowymi przewodami stalowymi. Przewody odprowadzające chroniono przed przemarzaniem przez ogrzewanie, za pomocą ułożonych nad nimi rur z gorącą wodą. W przypadku tego ujęcia wody również przewidziano odgrzewanie krat wlotowych oraz przepłukiwanie wodą rurociągów grawitacyjnych i czerpni. Zastosowanie drewna do budowy czerpni (np. w postaci kaszycy) zmniejszyło możliwość blokowania ujęcia wody przez śryż. Przykłady ujęć wody z kaszycą opisano także w pracy [62].

Dostępne są również pewne ogólne wskazówki dotyczące projektowania czerpni zatopionych ujęć wody dla obszarów o trudnych warunkach klimatycznych. W pracach [26],[27] przedstawiono wyniki badań na temat prędkości dopływu wody do czerpni z wlotem poszerzonym, stożkowym oraz jej wpływu na wciąganie do ujęcia śryżu i młodych ryb. Przeprowadzone badania eksperymentalne [26] wykazały, że w przypadku czerpni z wlotem nieosłoniętym, ułożonym równoległe do zwierciadła wody, prędkość dopływu wzrasta wraz ze zbliżaniem się do czerpni ujęcia. Ponadto stwierdzono, iż średnia prędkość pionowa jest dużo większa od poziomej, co powoduje większy pobór wody z górnych warstw ciekłu. Uzyskane wyniki wykorzystano w kolejnych badaniach, w których ocenie poddano wpływ średnicy czerpni oraz zastosowania specjalnej pokrywy osłaniającej wlot, na ilość dopływającego do ujęcia śryżu [27]. Porównano pracę czerpni z wlotem poszerzonym, skierowanym ku powierzchni wody bez pokrywy oraz czerpni z pokrywą umieszczoną na wysokości H_p nad wlotem. Badania prowadzono przyjmując wysokość założenia pokrywy H_p równą $0,3$ i $0,7$ średnicy wlotu. Stwierdzono, że wyposażenie czerpni w osłaniającą pokrywę zmniejsza ryzyko wciągania śryżu w warunkach przechłodzonej wody (Rys. 2.24).



Rys. 2.24. Linie prądu poziomych i pionowych prędkości dopływu wody (symulacja numeryczna) [27]

Minimalną wysokość założenia pokrywy nad wlotem do czerpni można wyznaczyć wg poniższego wzoru [27]. Wzór wskazuje, że im większa średnica wlotu tym wysokość założenia pokrywy może być mniejsza.

$$H_{p\min} = \frac{Q}{\pi \cdot D_{WP} \cdot v_{\max}} \quad [m] \quad (2.7)$$

gdzie:

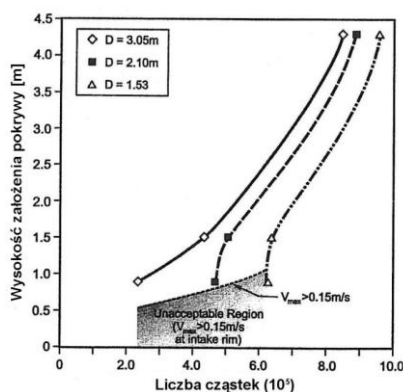
$H_{p\min}$ - minimalna wysokość założenia pokrywy nad wlotem [m],

Q - wydajność ujęcia wody [m^3/s],

D_{WP} - średnica wlotu [m],

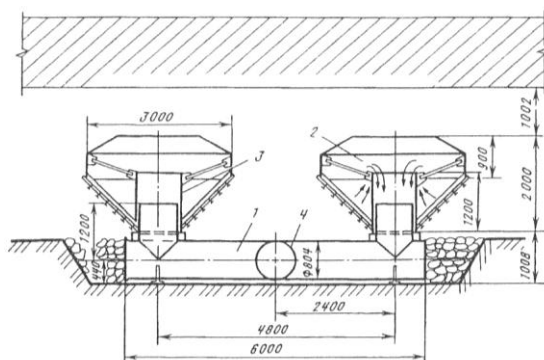
v_{\max} - maksymalna, dopuszczalna prędkość wlotowa [m/s].

Badania wykazały również, że większa średnica wlotu oraz mniejsza wysokość założenia pokrywy redukują pionowy dopływ wody, przez co zmniejsza się ilość śryżu dostającego się do ujęcia. Przykładowo dla czerpni o średnicy wlotu $D_{WP}=3,05$ m wykonanie pokrywy w odległości $0,3D_{WP}$ zredukowało ilość wciąganego do ujęcia śryżu o 70%. Przeprowadzone badania umożliwiły także opracowanie wykresu, przedstawiającego zależność pomiędzy liczbą cząstek wciąganych do czerpni a wysokością założenia pokrywy (Rys. 2.25). Autorzy twierdzą, że prędkość większa od 0,15 m/s ze względu na śryż jest nie do przyjęcia.



Rys. 2.25. Zależność między liczbą cząstek wciąganych do ujęcia (na sekundę) a wysokością założenia pokrywy [27]

Czerpnię przykrytą od góry pokrywą, jako rozwiązanie korzystne ze względu na ochronę przed śryżem, polecano już wcześniej w pracy [55]. Rozwiązanie konstrukcyjne opracowanej czerpni z pokrywami w kształcie parasoli przedstawiono na Rys. 2.26. Przeprowadzone obserwacje w terenie wykazały niezawodne funkcjonowanie czerpni w warunkach śryżowo-lodowych oraz ochronę ujęcia wody przed rumowiskiem unoszonym. Stwierdzono, że w celu uniknięcia gromadzenia się śryżu na czerpniach ujęcia, należy je lokalizować w strefie o jak najmniejszych prędkościach strumienia wody. Zachodzą wówczas warunki korzystne dla wypływania śryżu na powierzchnię i tworzenia pokrywy lodowej.



Objaśnienia:

- 1 - przewód zbiorczy
- 2 - pokrywa w kształcie parasola
- 3 - czerpnia
- 4 - odprowadzający przewód lewarowy

Rys. 2.26. Czerpnie z pokrywami w kształcie parasoli [55]

Wcześniej przedstawiono wpływ występowania zjawisk śróżowo-lodowych na eksploatację zatopionych i brzegowych ujęć wody. Natomiast w przypadku drenazowych ujęć wody zjawiska śróżowo-lodowe nie powodują utrudnień w ich pracy [13],[40],[68],[74]. Wyniki badań różnych typów ujęć wody powierzchniowej pracujących w północnych regionach Kanady przedstawiono w pracy [74]. W rzekach tych regionów zjawiska śróżowo-lodowe występują ze szczególną intensywnością, powodując znaczne utrudnienia eksploatacyjne. Stwierdzono, że w tych warunkach drenazowe UjW najlepiej spełniają swoją funkcję. Podobne wnioski wyciągnięto na podstawie wieloletnich badań tego typu ujęć budowanych w trudnych warunkach rzek Syberii, Jakucji i Czukotki [40]. W pracy [68] opisano problemy eksploatacyjne zatopionego UjW zaopatrującego w wodę miasto Botwood w Nowej Fundlandii. Występujące regularnie zjawiska śróżowo-lodowe powodowały utrudnienia w pracy ujęcia wody, dlatego też w celu jego ochrony postanowiono zmniejszyć prędkości wlotowe a także zmienić materiał przewodów ujmujących. Zastosowano również osłony uniemożliwiające bezpośrednie wpływanie śróżu do ujęcia. Jednakże podjęte działania nie zlikwidowały problemu. Zdecydowano się na zmianę typu ujęcia wody i zainstalowanie rur drenazowych pod korytem rzeki.

B. Budziło w podręczniku [13] podaje, że drenazowe ujęcia wody skutecznie działają w warunkach śróżowo-lodowych, gdy prędkość filtracji v_f jest mniejsza od prędkości przepływu wody w cieku v_p przy stosunku $v_p/v_f \geq 6$ i $v_f \leq 0,1$ m/s. Podkreśla również, że tego typu ujęcia zapewniają możliwość poboru wody w okresach zamarzania cieku.

Pobór wody powierzchniowej może zagrażać rybnom bytującym lub migrującym w pobliżu czerpni ujęcia wody. W USA badaniami objęto trzy typy ujęć wody powierzchniowej biorąc pod uwagę ich wpływ na środowisko: brzegowe z ruchomymi kratami, infiltracyjne z drenami założonymi pod dnem cieku oraz zatopione z czerpnią z rury perforowanej założoną nad dnem w cieku i w kanale obiegowym [101]. Ocenie poddano łatwość konstrukcji, trudność eksploatacji, wymaganą konserwację, niezawodność i pracochłonność projektu oraz stopień oddziaływania na ekosystem wodny. Stwierdzono, że ujęcia wody z drenami założonymi pod dnem cieku są najkorzystniejsze dla ochrony narybku i planktonu. Podobne wnioski przedstawiono w pracach [65],[74]. Niekorzystne oddziaływanie tego typu ujęć wody na narybek i plankton występuje tylko w momencie płukania drenów, ze względu na wzrost mętności wody. Przeprowadzone badania wykazały, że zatopione UjW z czerpnią z rury perforowanej założoną nad dnem w cieku mogą również zapewniać dobrą ochroną ichtiofauny. Takie same wnioski sformułowano w pracy [51], w której przeprowadzono porównanie trzech ujęć wody: brzegowego oraz zatopionego w postaci przewodu ujmującego zabezpieczonego siatką lub cylindrycznej czerpni z drucianej siatki. Warunkiem koniecznym są jednak małe wymiary otworów wlotowych (szerokości do 10 mm), w których prędkość przepływu wody jest rzędu 0,1 m/s i równomierna na całej powierzchni czerpni. Problem zapewnienia bezpieczeństwa ryb i narybku ze strony czerpni zatopionego ujęcia wody szczegółowo opisano w rozdziale 2.4.

2.4. Zatopione ujęcia wody powierzchniowej a ochrona ichtiofauny

Wprowadzenie

Projektowanie i budowa ujęć wody powierzchniowej wiążą się z koniecznością uwzględnienia ochrony ichtiofauny. Pobór wody powierzchniowej może powodować straty w liczebności populacji ryb bytujących lub migrujących w pobliżu czerpni ujęcia wody. Szczególnie dotyczy to narybku i młodych ryb, które charakteryzują się bardzo małymi rozmiarami oraz słabymi zdolnościami pływackimi. Okaleczeniu ryby mogą ulec w skutek ich przyciągania (ang. impingement) do powierzchni czerpni, od której nie mogą się oderwać ze względu na zbyt dużą prędkość dopływu wody. Jeszcze większym zagrożeniem dla życia ryby jest jej wciągnięcie do urządzeń ujęcia wody, skąd już nie potrafi uciec

(ang. entrainment). Z tego względu stosowanie krat na wlotach do ujęć wody nie jest wystarczającym rozwiązaniem, lecz konieczne jest uwzględnienie dodatkowych zabezpieczeń.

Stopień oddziaływania ujęcia wody powierzchniowej na bytującą w jego sąsiedztwie ichtiofaunę uzależniony jest od jej liczebności, wielkości, zdolności pływackich oraz sposobu zachowania w pobliżu urządzeń do poboru wody (czerpni), jak również od prędkości przepływu wody w cieku oraz od prędkości dopływu wody do czerpni ujęcia. Istotne znaczenie ma także rodzaj i wielkość ujęcia wody. Małe i średnie ujęcia wody powierzchniowej budowane dla zaopatrzenia w wodę do spożycia, stanowią mniejsze zagrożenie dla ryb aniżeli duże ujęcia dla elektrowni wodnych. Doświadczenia wskazują, że w zależności od wysokości piętrzenia i typu turbiny, uszkodzeniu ulega nawet 50-60% ryb [69],[136] wpływających do komory turbiny.

Wydaje się, że najprostszym sposobem rozwiązania przestawionego problemu jest instalacja czerpni ujęcia wody w miejscu, w którym nie występują ryby. Jednakże ze względu na różnorodność gatunków ryb może się to okazać bardzo trudne lub wręcz niemożliwe. W opracowaniu [53] przewiduje się, że narybek ryb łososiowatych jest obecny we wszystkich lokalizacjach, tak więc konieczne jest podjęcie innych działań zapewniających ochronę ichtiofauny.

Problem ochrony ryb i narybku w miejscu instalacji urządzeń do poboru wody powierzchniowej już od wielu lat jest szeroko dyskutowany przez różnych autorów [4],[9],[28],[33],[36],[49],[56],[65],[69],[75],[76],[77],[78],[81],[89],[100],[136], a w krajach takich jak USA, Kanada czy Wielka Brytania kwestia ta od dawna jest prawnie uregulowana [39],[42],[43],[44],[45],[53],[54],[113],[121]. Przegląd urządzeń do ochrony ryb zawiera wiele opracowań [9],[42],[75]. W pracy [9] przedstawiono propozycję ich klasyfikacji wg sposobu oddziaływania na ryby, dokonując podziału urządzeń na pięć rodzajów: filtracyjne, osłony strefowe, hydromechaniczne, behawioralne, kompleksowe. Natomiast w pracy [75] dostępne systemy pogrupowano w zależności od sposobu działania, wyróżniając cztery grupy: bariery behawioralne, bariery fizyczne, systemy gromadzenia oraz systemy odprowadzania umożliwiające rydom powrót w bezpieczne miejsce.

Próby wykorzystania numerycznych symulacji celem zrozumienia i ewentualnego modelowania zachowania ryb przedstawiono w pracy [71]. Praca zawiera opis opracowanego trójwymiarowego modelu numerycznego, potwierdzonego danymi z pomiarów terenowych i laboratoryjnych, który może być stosowany do symulowania płynięcia ryb. Model uwzględnia charakterystyki przepływu i wzrost prędkości, które są ważne dla zachowania się ryb. Model został wykorzystany dla zrozumienia reakcji ryb na zmiany charakterystyk przepływu w sąsiedztwie budowli hydrotechnicznych. Proponowana metoda modelowania jest skuteczna dla symulowania trójwymiarowego przepływu na dość długim, prostym odcinku rzeki.

Zabezpieczenie ryb i narybku przed ich wciąganiem do ujęcia wody może być realizowane przez projektowanie behawioralnych barier lub stosowanie czerpni wyposażonych w specjalne ekrany (siatki). Ekranem (ang. screen) nazywamy powierzchnię czerpni, która obejmuje otwory wlotowe.

Bariery behawioralne

Opierając się na znanych zachowaniach ryb, w pobliżu ujęcia wody można instalować różne behawioralne bariery, których zadaniem jest odstraszenie ryb od wpływania w potencjalnie niebezpieczne strefy. Do stosowanych barier można zaliczyć kurtyny z pęcherzyków tłoczonego do wody powietrza, sygnały akustyczne, bariery elektryczne, światło lampy błyskowej, gwałtowne wypuszczanie sprężonego powietrza, kurtyny z silnego strumienia wody, światło lamp jarzeniowych i rtęciowych czy kurtyny z zawieszonych łańcuchów [42],[75],[113],[136]. Tego typu zabezpieczenia są szczególnie polecane dla

większych ujęć wody.

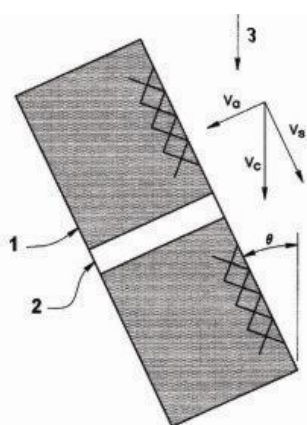
Spośród wymienionych barier behawioralnych dużym zainteresowaniem cieszą się bariery elektryczne ze względu na wysoką skuteczność w odstraszeniu ryb. Prace [69],[136] zawierają opis urządzenia elektryczno-elektronicznego „ESOR” (Elektroniczny System Odstraszania Ryb) polskiej firmy. Urządzenie to wytwarza niejednorodne modulowane impulsowe pole elektryczne niskiego napięcia, które zapewnia ochronę ryb niezależnie od ich wielkości. Wytwarzane pole nie powoduje porażenia ryb i ich narybku, jak również nie wpływa na ich reprodukcję. Trafiając w takie pole, zarówno ryby dorosłe jak i narybek odczuwają nieprzyjemne i bolesne oddziaływanie pola elektrycznego, co powoduje, że zmieniają kierunek ruchu i uciekają. Zadaniem tego urządzenia jest nie tylko uniemożliwienie rybom wpływania do urządzeń ujęć wody oraz kanałów turbin, ale również pomoc w zapewnieniu swobodnej migracji ryb, poprzez ich skierowanie wprost do przepławki. Urządzenie to chroni międzynarodowe zgłoszenie zastrzeżenia patentowego o numerze PCT/PL2005/000077.

Ekrany fizyczne – wytyczne projektowe

Badania zmierzające do opracowania rozwiązań konstrukcyjnych czepni zatopionych UjW, wyposażonych w ekrany zapewniające ochronę młodych ryb i narybku, prowadzone są już od szeregu lat [49],[77],[84],[100],[121]. Zastosowanie specjalnych ekranów fizycznych w miejscu poboru wody zapewnia lepszą ochronę ichtiofauny aniżeli bariery behawioralne oraz jest korzystne cenowo w przypadku małych i średnich ujęć wody. Wytyczne do projektowania ekranów, zapewniających ochronę ryb i narybku, zawierają publikacje [39],[42],[43],[44],[45],[53],[54],[113],[121].

Jednym z podstawowych parametrów, który w istotny sposób wpływa na ryby bytujące w pobliżu ujęcia wody, jest prędkość wody dopływającej do czepni (v_c). Prędkość ta może być wyrażona w postaci wektorowej. Wówczas prędkości wody dopływającej do czepni (ekranu) v_c można przedstawić za pomocą dwóch składowych (Rys. 2.27):

- prędkości dopływu v_a (ang. approach velocity), prostopadłej do powierzchni ekranu, mierzonej w odległości ok. 8 - 30 cm przed powierzchnią ekranu [42],[113],
- prędkości przemywającej v_s (ang. sweeping velocity), równoległej do powierzchni ekranu.



Objaśnienia:

- 1 - ekran
- 2 - podpora
- 3 - kierunek przepływu strumienia wody
- v_c - prędkość wody dopływającej do czepni
- v_a - prędkość dopływu
- v_s - prędkość przemywająca
- θ - kąt pomiędzy powierzchnią ekranu a kierunkiem przepływu strumienia wody

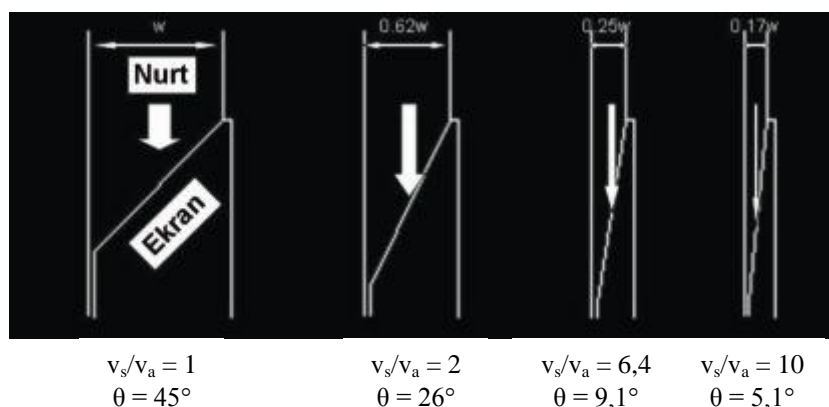
Rys. 2.27. Składowe prędkości przepływu ujmowanej wody wg [42]

Składowa prędkości prostopadła do powierzchni ekranu (v_a) odpowiada za przyciąganie do niej ryb i narybku oraz zanieczyszczeń znajdujących się w cieku. Z kolei składowa równoległa (v_s) zapewnia odprowadzanie ryb i zanieczyszczeń z powierzchni ekranu.

Prędkość przemywająca powinna być co najmniej równa prędkości dopływu [42]. Dlatego ekran powinien być tak założony, aby kąt pomiędzy jego powierzchnią a kierunkiem przepływu strumienia wody nie przekraczał 45° (Rys. 2.28). Niektóre amerykańskie regulacje prawne [42] wymagają, aby prędkość przemywająca była co najmniej dwa razy większa od prędkości dopływu, czemu odpowiada maksymalny kąt założenia ekranu równy 26° (Rys. 2.28). Przeprowadzone badania [42] wykazały, że stopień przyciągania zanieczyszczeń do powierzchni ekranu zależy od wielkości stosunku v_s/v_a i w przypadku, gdy:

- $v_s/v_a < 5$ jest wysoki,
- $5 < v_s/v_a < 10$ jest umiarkowany,
- $v_s/v_a > 15$ jest bardzo niski.

W związku z powyższym, o ile to możliwe zalecane jest zakładanie ekranów w ciekach równoległe do kierunku przepływu wody.



Objaśnienia:

- v_s - prędkość przemywająca
- v_a - prędkość dopływu
- θ - kąt założenia ekranu w stosunku do kierunku przepływu wody
- w - szerokość zajmowana przez ekran

Rys. 2.28. Wielkość stosunku v_s/v_a w zależności od kąta założenia ekranu [42]

Badania dotyczące maksymalnej prędkości dopływu wody do czepni, dopuszczalnej z punktu widzenia ochrony ryb i narybku, prowadzone były w ZSRR już w latach 70-tych. K. Chimickij w swojej pracy [28] przedstawił wyniki badań na temat wpływu prędkości wody dopływającej do siatki ochraniającej wlot do ujęcia wody, na zachowanie i bezpieczeństwo małych ryb (narybku) o długości $L = 30 - 50$ mm znajdujących się w jej pobliżu. Przeprowadzone obserwacje umożliwiły określenie krytycznej wartości prędkości dopływu wody, tzn. takiej której ryba nie jest już w stanie się oprzeć i unoszona jest z prądem wody. W efekcie prowadzonych badań zauważono, że małe prędkości dopływu wody wynoszące $0,07 - 0,1$ m/s pozwalają małym rybom na swobodne poruszanie się w pobliżu siatki. Nawet gdy narybek został przyciągnięty do powierzchni siatki był w stanie się od niej oderwać i odpłynąć w bezpieczne miejsce. Zwiększenie prędkości do $0,2 - 0,3$ m/s uniemożliwiało mu już swobodne pływanie, a w przypadku wystąpienia prędkości krytycznej narybek porywany był wraz z wodą w kierunku siatki. K. Chimickij stwierdził, że w przypadku ryb o długości ciała $L = 30 - 50$ mm krytyczna prędkość wynosiła $v_{kr} = 0,3 - 0,5$ m/s. Zaobserwowano również, że na zmniejszenie wartości krytycznej prędkości (nawet 2 - 3 krotne) wpływa brak światła, spadek temperatury wody z 20°C do 0°C oraz warunki bytowania. W przypadku ryb przebywających w zbiorniku wodnym, a więc przyzwyczajonych do małych prędkości przepływu wody, krytyczna prędkość pływania jest o 25% mniejsza niż dla takich samych ryb żyjących w rzece.

Obecnie propagowane są różne kryteria wyboru maksymalnej dopuszczalnej prędkości dopływu. Większość publikacji na ten temat [39],[42],[44],[53],[113],[121] zaleca wybór maksymalnej, dopuszczalnej prędkości dopływu w zależności od wielkości i gatunków ryb bytujących lub migrujących w pobliżu ujęcia wody. Podstawowym kryterium w przypadku ryb łososiowatych [39],[42],[44],[53] jest jej długość, mierzona od nosa do rozwidlenia ogona

(ang. fork length). W przypadku narybku (ang. fry criteria), tzn. małych rybek o długości mniejszej niż 60 mm (2,36 cala) prędkość dopływu nie powinna przekroczyć 0,12 m/s (0,4 stopy na sekundę). Natomiast dla młodych ryb łososiowatych o długości większej niż 60 mm (ang. fingerling criteria), dopuszczalna jest prędkość dopływu 0,24 m/s (0,8 stopy na sekundę). Rzadziej [39],[43],[54] zalecany jest dobór maksymalnej prędkości dopływu w zależności od faktu czy czerpnia (ekran) wyposażona jest w instalację płuczącą. Dla ekranów posiadających taką instalację (ang. active screens), dopuszczalna jest prędkość na poziomie 0,12 m/s. Natomiast w przypadku ekranów nie wyposażonych w żaden automatyczny system czyszczenia (ang. passive screens), które są rzadziej instalowane i tylko w ciekach o sprzyjających warunkach, maksymalna prędkość dopływu nie powinna przekraczać 0,06 m/s wg [54] oraz 0,03 m/s wg [39],[43]. Jeżeli w miejscu lokalizacji czerpni występują młode ryby łososiowate większe od wielkości narybku, tzn. o długości przekraczającej 60 mm, to wg [54] dopuszczalne jest zwiększenie prędkości dopływu do wartości 0,24 m/s lub 0,12 m/s odpowiednio dla czerpni posiadającej lub nie instalację płuczącą.

W oparciu o przyjętą prędkość dopływu wyznaczana jest wymagana użyteczna powierzchnia ekranu (ang. effective screen area). Jest to powierzchnia ekranu wyposażona w otwory wlotowe oraz dostępna dla swobodnego przepływu wody (nie obejmuje ewentualnej powierzchni zajmowanej przez elementy konstrukcyjne czy znajdującej się powyżej zwierciadła wody). Użytecznej powierzchni ekranu nie należy mylić z tzw. wlotową powierzchnią ekranu (ang. open screen area), którą wyznaczają wszystkie otwory wlotowe, dostępne dla swobodnego przepływu wody. Minimalną użyteczną powierzchnię ekranu można wyznaczyć wg wzoru [39],[42],[44],[53],[54]:

$$F_e = \frac{Q}{v_a} [m^2] \quad (2.8)$$

gdzie:

F_e - wymagana użyteczna powierzchnia ekranu [m^2],

Q - projektowana wydajność ujęcia wody [m^3/s],

v_a - przyjęta, dopuszczalna prędkość dopływu [m/s].

Innym kryterium wykorzystywanym do wyznaczenia wymaganej użytecznej powierzchni ekranu jest prędkość w otworach (szczelinach) wlotowych, nazywana dalej prędkością wlotową (v_{wl}) [42],[45]. To kryterium jest również polecane i propagowane przez producentów ekranów. Prędkość wlotowa nie powinna przekroczyć 0,15 m/s (0,5 stopy na sekundę) wg wytycznych amerykańskich [42] oraz 0,15-0,2 m/s wg badań rosyjskich [28]. Natomiast wytyczne kanadyjskie [45], opracowane dla potrzeb małych ujęć wody o wydajności do 125 dm^3/s oraz ochrony narybku o długości 25 mm, uzależniają dopuszczalną prędkość wlotową od sposobu pływania ryb. W opracowaniu [45] zestawiono najbardziej rozpowszechnione gatunki ryb, wraz z podaniem sposobu ich pływania. Wyróżniono dwa sposoby pływania:

- „pstrągowy”: dotyczy ryb, które pływają tak jak pstrąg lub łosoś poruszając tylną częścią ciała – dopuszczalna prędkość wlotowa wynosi 0,11 m/s,
- „węgorzowy”: dotyczy ryb, które pływają tak jak węgorz poruszając nawet całym swoim ciałem – dopuszczalna prędkość wlotowa wynosi 0,038 m/s.

Do wyznaczenia wymaganej użytecznej powierzchni ekranu (F_e') w oparciu o to kryterium, konieczna jest znajomość współczynnika perforacji ekranu. Powierzchnię F_e' można obliczyć z wzoru [42],[45]:

$$F_e' = \frac{Q}{v_{wl} \cdot \varphi / 100} = \frac{F_{wl}}{\varphi / 100} \quad [m^2] \quad (2.9)$$

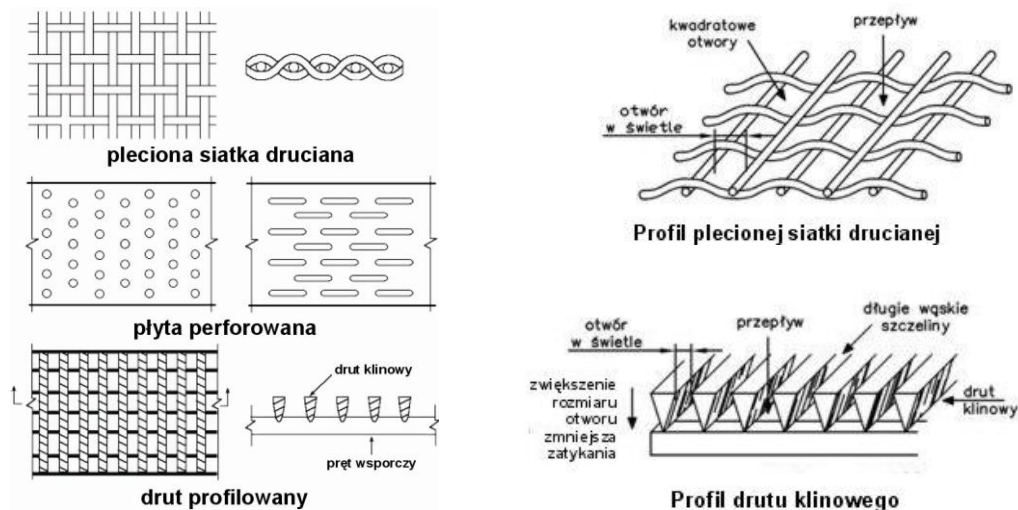
gdzie:

- F_e' - wymagana użyteczna powierzchnia ekranu [m^2],
 Q - projektowana wydajność ujęcia wody [m^3/s],
 v_{wl} - przyjęta, dopuszczalna prędkość wlotowa [m/s],
 φ - współczynnik perforacji powierzchni ekranu [%],
 F_{wl} - wymagana powierzchnia wlotowa ekranu [m^2], można obliczyć wg wzoru:

$$F_{wl} = \frac{Q}{v_{wl}} \quad [m/s] \quad (2.10)$$

lub dla poborów wody do $125 \text{ dm}^3/s$ dobrać w zależności do sposobu pływania ryb. korzystając z wykresów i tabel zamieszczonych w opracowaniu [45].

Korzystając z powyższego kryterium należy zapewnić, że obliczona użyteczna powierzchnia ekranu F_e' nie będzie mniejsza od powierzchni F_e wyznaczonej w oparciu o wzór (2.8). Dla obliczenia całkowitej powierzchni ekranu konieczne jest zwiększenie obliczonej powierzchni użytecznej o 5 - 10% [42], celem uwzględnienia np. ramek.



Rys. 2.29. Powszechnie stosowane rodzaje ekranów [44],[45]

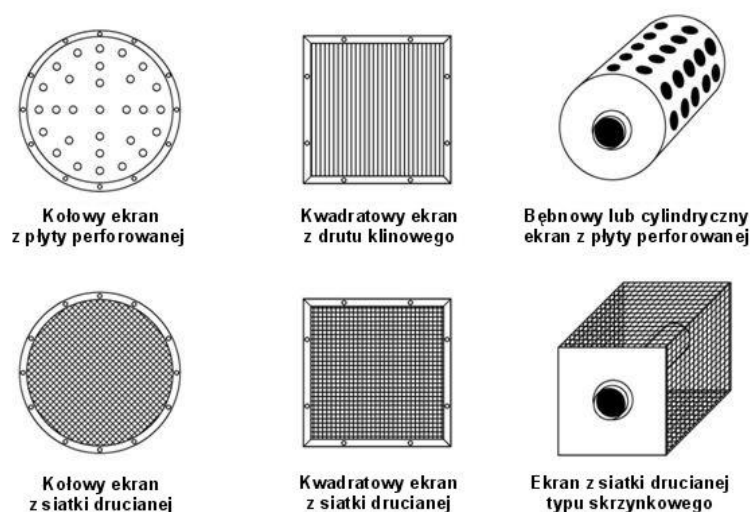
Powszechnie stosowane w USA i Kanadzie ekrany [39],[42],[43],[44],[45],[53],[54] wykonywane są z:

- plecionej siatki drucianej (ang. woven wire) (Rys. 2.29):
 Jest to często spotykany rodzaj ekranów, dostępny w szerokim zakresie średnic stosowanych drutów. Wykonany może być z różnych materiałów: stali ocynkowanej, stali nierdzewnej, stopu miedzanego czy włókna syntetycznego (nylonu, poliestru). W zależności od kształtu ekranu wymagana jest odpowiednia średnica drutu, np. 1,5 mm (0,06 cala) dla stałego ekranu płaskiego lub 20 mm (0,8 cala) dla bębnowego [44].
- blachy perforowanej (ang. perforated plate) (Rys. 2.29):
 Otwory wlotowe mogą być dowolnego kształtu (okrągłe, kwadratowe, podłużne, itp.). Stosowany materiał to stal ocynkowana, stal nierdzewna, aluminium lub tworzywo sztuczne (PE, PP). Ten rodzaj ekranu jest stosunkowo tani, wygodny w użytkowaniu i łatwy w czyszczeniu. Jego wadą jest mały procent otwartej powierzchni (do 30%) oraz możliwość deformacji w procesie wykrawania, co może wpływać na zmniejszenie efektywności czyszczenia.

- drutów profilowanych (ang. profile bar), najczęściej kształtu klinowego (Rys. 2.29): Ten rodzaj ekranu zwykle wykonany jest z drutów ułożonych równolegle i przyspawanych do prętów nośnych. Zaletą tych ekranów jest trwałość, gładka i jednolita powierzchnia, wysoki współczynnik perforacji powierzchni (powyżej 60%) i łatwość czyszczenia. Natomiast wadą jest wysoka cena.

Materiałem najczęściej stosowanym do budowy ekranów jest stal nierdzewna, ze względu na jej odporność na korozję oraz wytrzymałość. Materiał ten jednak nie chroni ekranu przed występowaniem zjawiska „biofoulingu”, tj. akumulacją i rozwojem organizmów wodnych. Przeprowadzone badania pilotażowe [6] dotyczące wpływu stosowanego materiału na intensywność zjawiska „biofoulingu” wykazały, że ekrany wykonane ze stopu miedzi i niklu (90% miedzi i 10% niklu) są znacznie mniej podatne na jego występowanie aniżeli ekrany wykonane ze stali nierdzewnej typu 304 lub 316.

Przedstawione powyżej ekrany mogą mieć różne kształty (Rys. 2.30). Do najczęściej stosowanych zaliczane są ekrany płaskie i cylindryczne.



Rys. 2.30. Przykładowe kształty ekranów [45]

Dobór parametrów ekranu uzależniony jest od wielkości młodych ryb, bytujących w miejscu lokalizacji czerpni ujęcia wody. W tabeli Tab. 2.1 zestawiono wymagania amerykańskie dotyczące maksymalnych wymiarów otworów wlotowych i minimalnego współczynnika perforacji powierzchni ekranu.

Tab. 2.1. Maksymalne wymiary otworów wlotowych oraz minimalny współczynnik perforacji powierzchni ekranu, w zależności od wielkości występujących ryb [39],[42],[44],[53],[54]

Rodzaj ekranu	Narybek o długości ⁽¹⁾ do 60 mm	Młode ryby o długości ⁽¹⁾ > 60 mm
Pleciona siatka drucziana	2,38 mm ⁽²⁾ (0,0938 cala)	6,35 mm ⁽²⁾ (0,25 cala)
Błacha perforowana	2,38 mm ⁽³⁾ (0,0938 cala)	6,35 mm ⁽³⁾ (0,25 cala)
Drut profilowany	1,75 mm ⁽²⁾ (0,069 cala)	6,35 mm ⁽²⁾ (0,25 cala)
Minimalny współczynnik perforacji powierzchni ekranu [%]	27	40

Objaśnienia: (1) - długość mierzona od nosa do rozwidlenia ogona (ang. fork length), (2) - maks. szerokość otworu w najwęższym miejscu, (3) - maks. średnica otworu lub szerokość szczeliny

Natomiast według wytycznych kanadyjskich [43],[45], opracowanych dla potrzeb ochrony narybku o długości 25 mm, minimalny współczynnik perforacji powinien wynosić 50%, a maksymalna dopuszczalna szerokość otworu wlotowego to 2,54 mm.

Opracowania [39],[42],[43],[44],[45],[53],[54],[113] zawierają również szereg dodatkowych wytycznych projektowych dotyczących ekranów i czerpni:

- czerpnia powinna być instalowana w miejscach o możliwie małej liczebności ryb w ciągu całego roku, z dala od miejsc składania przez ryby ikry oraz o ile to możliwe od naturalnych i sztucznych konstrukcji mogących przyciągać ryby,
- ekran powinien być wykonany z materiału odpornego na korozję i dostatecznie trwałego, w celu zapewnienia gładkiej i jednolitej powierzchni przez dłuższy okres eksploatacji,
- w niektórych przypadkach może być wymagane stosowanie ekranu wykonanego z materiału hamującego wzrost organizmów i roślinności wodnej (stopu miedzi i niklu), materiał oraz sposób wykonania ekranu i konstrukcji nośnej powinny zapewnić ich integralną całość, dla zagwarantowania trwałości czerpni,
- czerpnia nie może zawierać szczelin o wymiarach większych od otworów wlotowych, np. w miejscu łączenia czy mocowania ekranu,
- konstrukcja czerpni powinna zapewnić równomierny rozkład prędkości wlotowej na całej powierzchni ekranu,
- czerpnie cylindryczne powinny być zakładane poniżej zwierciadła wody, na głębokości równej co najmniej połowie średnicy ekranu,
- czerpnie cylindryczne powinny być instalowane w odległości równej co najmniej połowie średnicy ekranu od dna cieku lub istniejącej bocznej ściany, jednak wg [45] nie mniejszej niż 0,3 m od dna,
- w zbiornikach czerpnie należy zakładać jak najgłębiej, w celu zredukowania ilości podpływających ryb,
- zalecane jest projektowanie czerpni wyposażonych w automatyczny system czyszczenia ekranu, w przeciwnym razie wymagane jest zwiększenie użytecznej powierzchni ekranu (nawet czterokrotne),
- czyszczenie czerpni może być realizowane za pomocą sprężonego powietrza, wody pod ciśnieniem lub ruchomych szczotek zlokalizowanych wewnątrz i na zewnątrz ekranu,
- w przypadku realizowania cyklicznego płukania czerpni, sygnałem do jego przeprowadzenia powinna być wielkość straty energetycznej powstającej przy przepływie wody przez ekran, która nie powinna przekroczyć 0,03 m [53],
- czerpnie powinny być zabezpieczone przed wleczonym i unoszonym rumowiskiem, oblodzeniem i innymi czynnikami, np. przez zastosowanie pływających barier, dodatkowych krat wlotowych czy zapewnienie możliwości ich wyciągnięcia z cieku w niesprzyjających warunkach,
- należy umożliwić prowadzenie kontroli i prac konserwacyjnych (łatwy dostęp), dla zapewnienia poprawnego funkcjonowania ekranu, zgodnie z założeniami projektowymi,
- ujęcie wody powinno być tak wykonane, aby minimalizować niekorzystne zmiany w środowisku wodnym.

Badania modelowe czerpni wyposażonych w ekran

Przeprowadzono wiele badań modelowych różnych rodzajów ekranów i czerpni, celem oceny ich funkcjonowania [3],[33],[36],[38],[70],[77],[89],[100],[116],[117]. Badania prowadzone były w warunkach laboratoryjnych lub w terenie i dotyczyły: oceny równomierności rozkładu natężenia i prędkość dopływu wody na powierzchni ekranu, szybkości zatykania ekranu przez rumowisko oraz w wyniku „biofoulingu”, skuteczności stosowanych systemów płukania, efektywności ochrony ryb, strat ciśnienia przy przepływie wody przez ekran.

Przeprowadzone badania modelowe czerpni zatopionych ujęć wody oraz doświadczenia z ich eksploatacji jednoznacznie wskazują, że dla ich poprawnego funkcjonowania konieczne jest zapewnienie regularnego, najlepiej automatycznego czyszczenia ekranu. Badania cylindrycznej czerpni z ekranem z drutu klinowego opisane w pracy [70] wykazały, że w jej przypadku płukanie odwrotnym strumieniem wody nie jest skuteczną metodą czyszczenia. Zalecono płukanie sprężonym powietrzem. Stwierdzono, że dla uzyskania zadowalających efektów czyszczenia konieczne jest prowadzenie co najmniej dwóch kolejnych, kilkusekundowych serii płukań.

Taką samą czerpnię testowano w warunkach laboratoryjnych [3], oceniając jej efektywność ze względu na ochronę jaj i larw ryb. Badania wykonano dla różnych:

- wymiarów otworów wlotowych (0,5-2,0 mm),
- prędkości wlotowych (0,15 i 0,3 m/s),
- prędkości przepływu wody w kanale (0,08-0,3 m/s),
- sposobów ułożenia czerpni (równolegle lub prostopadle do przepływu).

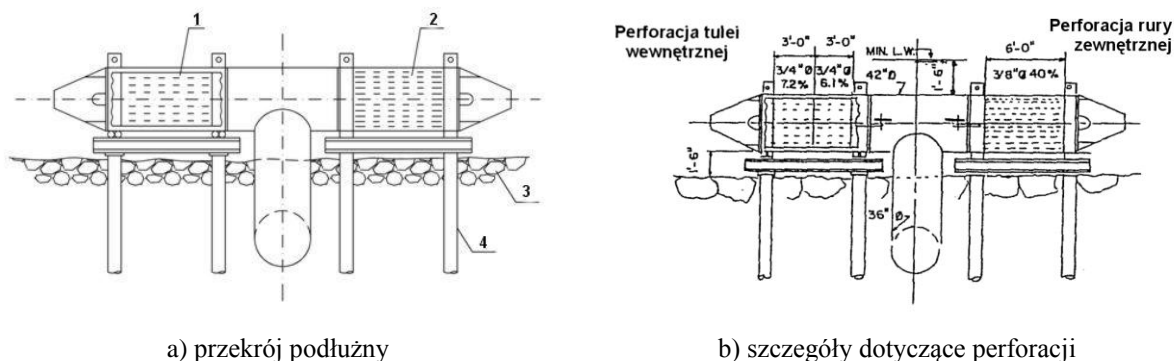
Stwierdzono, że wciąganie (ang. entrainment) badanych jaj i larw ryb wzrasta wraz ze zwiększeniem wymiarów otworów wlotowych oraz prędkości wlotowej a maleje ze wzrostem prędkości przepływu wody w kanale oraz długości larw. Przyciąganie (ang. impingement) również wzrasta wraz z prędkością wlotową a maleje ze wzrostem prędkości przepływu wody w kanale, ale w przeciwieństwie do wciągania maleje ze wzrostem wymiarów otworów wlotowych. Przeprowadzone testy wykazały, że odpowiednio zaprojektowana czerpnia z ekranem z drutu klinowego może zapewnić osiągnięcie ponad 90% skuteczność ochrony nawet w stosunku do jaj i larw ryb.

Wyniki badań laboratoryjnych prowadzonych w celu wyznaczenia strat ciśnienia przy przepływie wody przez ekran przedstawiono w rozdziale 2.5.

Przykłady czerpni zapewniających ochronę ryb i narybku

W wielu pracach [4],[33],[36],[38],[42],[49],[51],[52],[56],[76],[77],[78],[81],[82],[84],[89],[100],[117],[121] prezentowane są przykłady czerpni (ekranów) zapewniających ochronę ryb i narybku. Ze względu na objętość pracy w dalszej części ograniczono się do czerpni stosowanych przy zatopionych UjW. Rozwiązania konstrukcyjne tego typu czerpni powinny zapewnić równomierną prędkość wlotową wody na całej powierzchni ekranu. Przykłady wykorzystywanych w tym celu deflektorów czy modyfikatorów przepływu przedstawiono w pracach [42],[84],[100],[121].

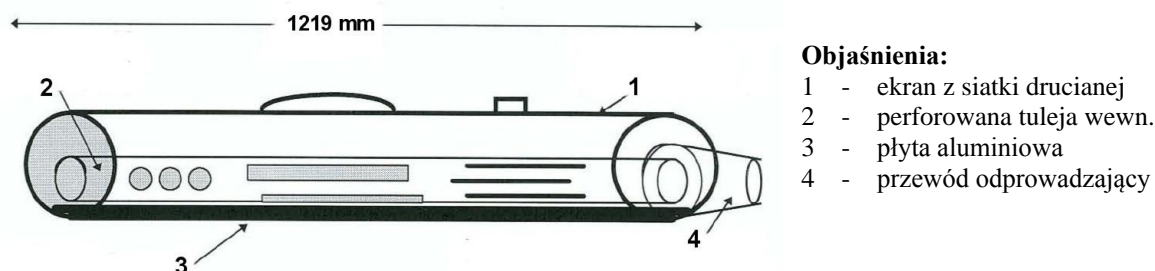
Już w roku 1976 R. Richards w swojej pracy [100] prezentował oryginalne rozwiązanie czerpni w postaci walca, wykonanej z blachy perforowanej. Standardową czerpnię z rury perforowanej zmodyfikowano przez dodanie wewnętrznej tulei. Przeprowadzone badania modelowe wykazały, że zastosowanie tulei zapewniło równomierną prędkość wlotową wody na całej powierzchni czerpni. Prezentowaną w pracy czerpnię w kształcie litery T (Rys. 2.31a) wykonano z dwóch odcinków rury perforowanej połączonych z pełnym rurociągiem odprowadzającym wodę. Każdy z perforowanych odcinków zakończono stożkiem o opływowym kształcie, w celu ograniczenia możliwości tworzenia się wirów i martwych obszarów, które mogłyby sprzyjać gromadzeniu się małych ryb. Perforowane sekcje czerpni składały się z zewnętrznej rury o średnicy ok. 1143 mm (45 cali) oraz wewnętrznej o średnicy ok. 914 mm (36 cali). Zewnętrzna rura posiadała równomiernie rozmieszczone otwory wlotowe o średnicy ok. 10 mm (3/8 cala) oraz współczynnik perforacji na poziomie 40%. Z kolei w przypadku wewnętrznej rury otwory wlotowe o średnicy ok. 19 mm (3/4 cala) pogrupowane były w wiązках, a współczynnik perforacji rury wynosił 6,1% dla wewnętrznej połowy rury oraz 7,2% dla zewnętrznej (Rys. 2.31 b). Zdaniem autorów, zastosowana perforacja rur nie jest jedyną prawidłową kombinacją zapewniającą równomierny rozkład prędkości wlotowej.



Rys. 2.31. Zmodyfikowana czerpnia z rury perforowanej z wewnętrzną tuleją wg [100]: 1 - wewnętrzna tuleja perforowana, 2 - zewnętrzna rura perforowana, 3 - narzut kamienny, 4 – podpory z pali stalowych

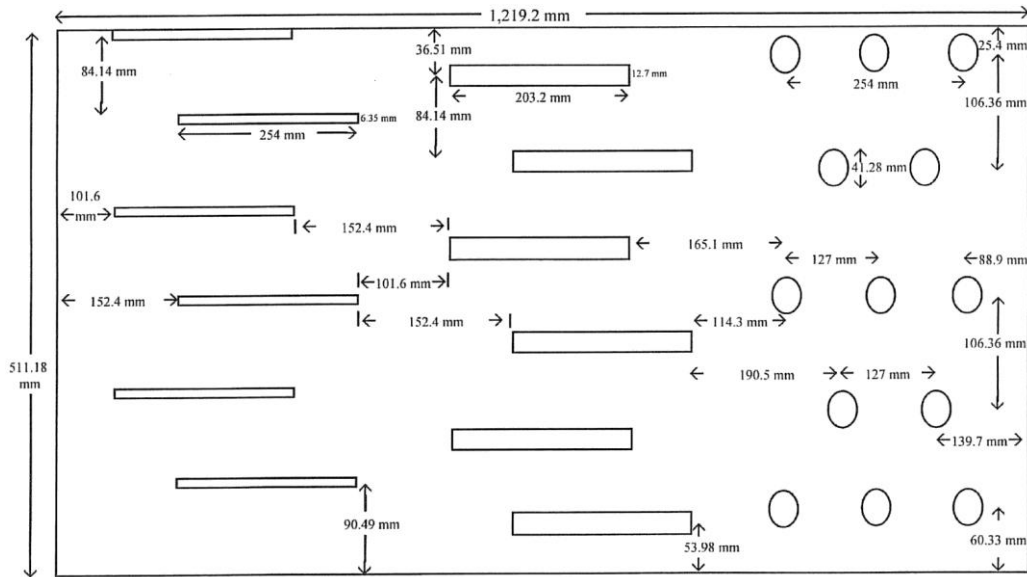
Czerpnia została zaprojektowana z myślą o ochronie ichtiofauny, dlatego też jej wymiary zostały tak dobrane, aby prędkość dopływu wody była jak najmniejsza. W omawianym przypadku prędkość wlotowa wody wynosiła ok. 0,15 m/s, natomiast prędkość dopływu mierzona w odległości ok. 10 mm (3/8 cala) od powierzchni ekranu zaledwie 0,06 m/s. Badania czerpni bez wewnętrznej tulei wykazały wahania prędkości dopływu od 0,03 m/s do 0,24 m/s, ze wzrostem w kierunku rurociągu odprowadzającego. W efekcie przeprowadzonych badań modelowych stwierdzono również, że dla zabezpieczenia założonej na dnie czerpni przed rumowiskiem i lodem ochrona w postaci kierownic nie jest skuteczna, lecz wymagane jest umocnienie dna narzutem kamiennym. Przedstawiona czerpnia z wewnętrzną tuleją może być zaprojektowana dla różnych wydajności i prędkości wlotowych, przez różnicowanie jej średnicy, długości oraz liczby perforowanych odcinków. Czerpnia taka została zainstalowana w USA w rzece Columbia w pobliżu Richland w stanie Waszyngton. Dla zapewnienia jej poprawnego funkcjonowania przewidziano płukanie wodą, wodą z powietrzem lub samym powietrzem.

W raporcie technicznym [121] przygotowanym przez Alaskę Departament of Fish and Game przedstawiono opracowane rozwiązania konstrukcyjne cylindrycznych czerpni z wewnętrzną tuleją, polecane dla małych ujęć wody o wydajności < 140 dm³/s, lokalizowanych w płytkich odcinkach cieków. Proponowane czerpnie składają się z cylindrycznego ekranu wykonanego z siatki drucianej ze stali nierdzewnej oraz perforowanej, aluminiowej tulei wewnętrznej, pełniącej rolę modyfikatora przepływu, umieszczonej nad płaską, pełną płytą aluminiową (Rys. 2.32).



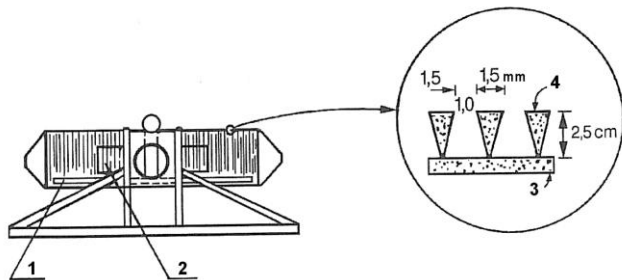
Rys. 2.32. Cylindryczna czerpnia z ekranem z siatki drucianej oraz wewnętrzną tuleją wg [121]

Perforacja wewnętrznej tulei, w postaci szczelin i otworów, została tak wykonana (Rys. 2.33), aby zapewnić równomierną prędkość dopływu wody na całej powierzchni wlotowej. Stosowany ekran spełniał określone w raporcie wymagania dotyczące ochrony ryb i narybku, co do szerokość otworów wlotowych, % powierzchni wlotowej czy prędkość dopływu. Badania terenowe potwierdziły, że prezentowane rozwiązania czerpni zapewniają małe i równomierne prędkości dopływu dla projektowanych wydajności, tj. ok. 38 i 76 dm³/s.



Rys. 2.33. Perforacja wewnętrznej tulei – wymiary i rozstaw otworów wlotowych wg [121]

Obecnie na świecie jest kilku producentów oferujących gotowe czerpnie, wyposażone w ekrany spełniające przytoczone wcześniej wymagania. W przypadku zatopionych ujęć wody najbardziej rozpowszechnione są ekrany z drutu klinowego, zazwyczaj cylindrycznego kształtu. Tego typu ekrany były stosowane USA już w latach 80-tych [38],[52],[77]. W pracy [77] A. Odgaard przedstawił wyniki badań, którymi objęto czerpnię z ekranem z drutu klinowego produkcji firmy Johnson Division (Rys. 2.34), wykonaną ze stali nierdzewnej. Szerokość szczelin wlotowych wynosiła 1 mm, a powierzchnia wlotowa stanowiła 40%. Długość i średnica czerpni zostały tak dobrane, aby przy poborze wynoszącym $280 \text{ dm}^3/\text{s}$ prędkość wlotowa wody nie przekraczała $0,15 \text{ m/s}$. Czerpnia założona była $0,91 \text{ m}$ nad dnem rzeki.



Objaśnienia:

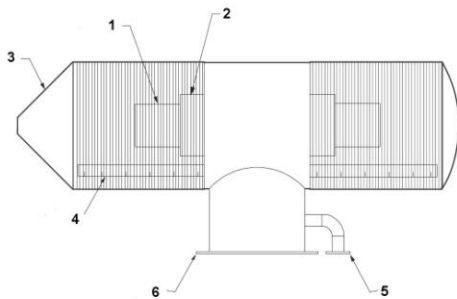
- 1 - doprowadzenie powietrza
- 2 - odprowadzenie wody
- 3 - pręt nośny
- 4 - drut klinowy

Rys. 2.34. Czerpnia z ekranem z drutu klinowego firmy Johnson Division [77]

Z kolei prace [38],[52] zawierają przykład wykorzystania podobnych czerpni do poboru wody z płytkiej rzeki o piaszczystym dnie (Kansas River). Zastosowane w tym przypadku trzy, cylindryczne czerpnie w kształcie litery T (Rys. 2.22), wykonano z drutu klinowego ze stali nierdzewnej, o prześwicie 10 mm . Czerpnie umożliwiały pobór wody w ilości ok. $1 \text{ m}^3/\text{s}$ każda, przy maksymalnej prędkości wlotowej równej $0,15 \text{ m/s}$.

Firma Johnson Screens już od wielu lat oferuje cylindryczne czerpnie z ekranem z drutu klinowego (Rys. 2.35). Czerpnie te zapewniają równomierną prędkość wlotową na całej powierzchni ekranu, dzięki zastosowaniu odpowiedniego rozwiązania modyfikatora przepływu, chronionego patentem [84]. Opracowany modyfikator jest polecany dla ekranów cylindrycznych o długości równej około 85 - 140% zewnętrznej średnicy. Składa się on z dwóch lub więcej pełnościennych rur o różnych średnicach, założonych współosiowo. W przypadku stosowania rozwiązania zawierającego dwie rury zaleca się, aby większa rura miała średnicę wynoszącą około 50% średnicy ekranu. Natomiast wewnętrzna rura powinna

mieć średnicę równą około 70% średnicy rury zewnętrznej oraz długość odpowiadającą 67% długości ekranu. Takie rozwiązanie jest najczęściej stosowane w praktyce. Stwierdzono, że stosowanie czerpni z modyfikatorem składającym się z dwóch rur zapewnia równomierność przepływu wody na powierzchni ekranu powyżej 90% (odpowiada to stosunkowi przepływu średniego do maksymalnego). Dla porównania równomierność przepływu w przypadku stosowania tylko jednej rury wewnętrznej wynosi około 72%, a jedynie 32% dla cylindrycznego ekranu bez modyfikatora przepływu. Czerpnie firmy Johnson Screens posiadają automatyczny system płukania sprężonym powietrzem. Tego typu czerpnie zostały zainstalowane na ujęciu wody „Rudawa” dla miasta Krakowa.



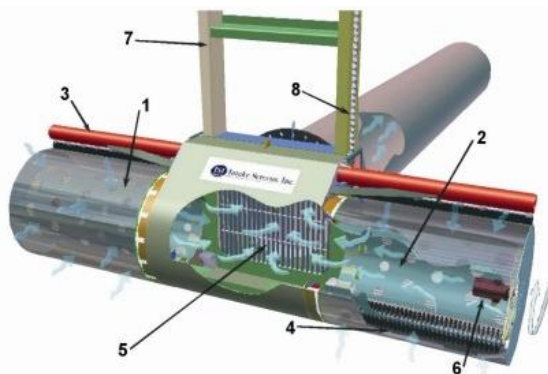
a) rysunek poglądowy



b) czerpnie zainstalowane na ujęciu wody „Rudawa”

Rys. 2.35. Cylindryczna czerpnia z ekranem z drutu klinowego, oferowana przez firmę Johnson Screens: 1 - ekran z drutu klinowego, 2 - wewnętrzny dwururowy modyfikator przepływu (Patent No. 6,051,131), 3 - stożkowy deflektor zanieczyszczeń, 4 - dysza rozpraszająca sprężone powietrze, 5 - doprowadzenie sprężonego powietrza, 6 - kołnierz łączeniowy

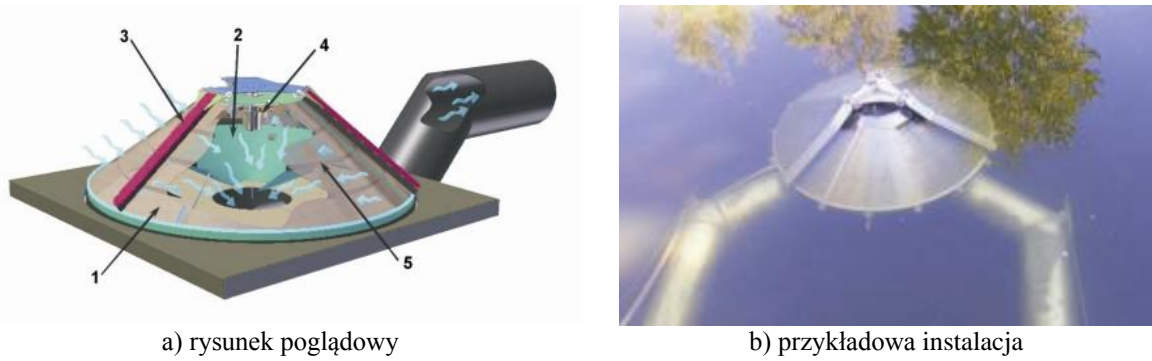
Kolejnym przykładem są czerpnie firmy Intake Screens Inc, które mogą być kształtu cylindrycznego (Rys. 2.36) lub stożkowego (Rys. 2.37). Czerpnie w kształcie stożka są polecane dla poboru wody z płytkich cieków. Doświadczenia firmy Intake Screens [49] wskazują, że czyszczenie czepni polegające jedynie na przedmuchiowaniu sprężonym powietrzem lub płukaniu wodą, nie zapobiega występowaniu zjawiska „biofoulingu”. Mając na celu ograniczenie do minimum możliwość „biofoulingu” powierzchni wlotowej czepni, firma opracowała i opatentowała mechaniczny system czyszczenia, obejmujący układ zewnętrznych i wewnętrznych szczotek (Rys. 2.36).



Objaśnienia:

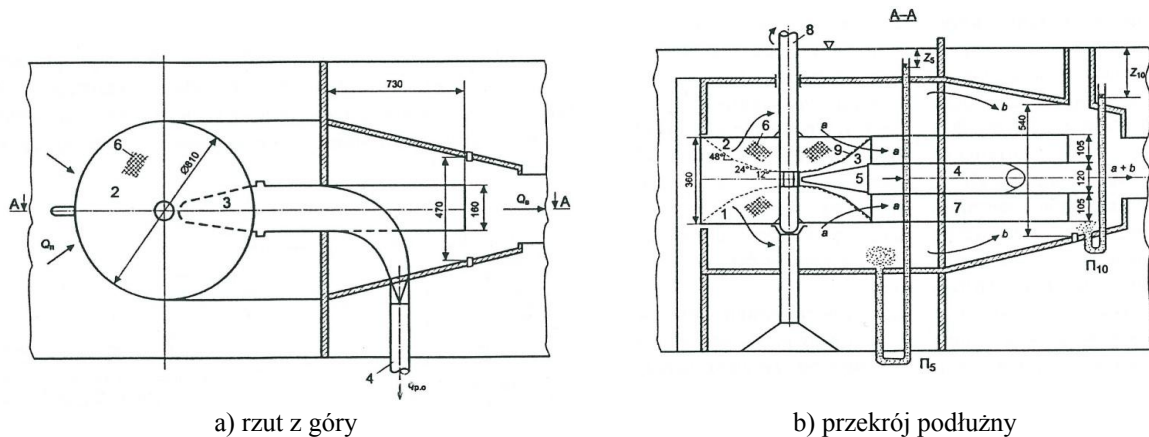
- 1 - obrotowy ekran z drutu klinowego
- 2 - wewnętrzny rurowy deflektor przepływu
- 3 - szczotki zewnętrzne
- 4 - szczotki wewnętrzne
- 5 - odbiór wody zabezpieczony kratą
- 6 - silnik hydrauliczny
- 7 - prowadnica
- 8 - łańcuch do wciągania czepni

Rys. 2.36. Cylindryczna czerpnia z ekranem z drutu klinowego firmy ISI (Patent No. 7,347,933) [49]



Rys. 2.37. Stożkowa czerpnia z ekranem z drutu klinowego firmy ISI (Patent Nos. 5,851,087 i 6,089,790) [49]: 1 - ekran z drutu klinowego, 2 - wewnętrzny deflektor przepływu, 3 - obrotowe szczotki zewnętrzne, 4 - silnik hydrauliczny, 5 - pręty nośne

Ciekawe rozwiązanie czerpni do poboru wody w ilości do $130 \text{ dm}^3/\text{s}$, opracowanej z myślą o ochronie ryb i narybku, przedstawił V. Petraškevič [81],[89]. Czerpnię wykonano w postaci dwóch stożkowych, obrotowych ekranów siatkowych skierowanych do siebie wierzchołkami (Rys. 2.38). Przeprowadzone badania laboratoryjne (hydrauliczno-biologiczne) potwierdziły efektywność proponowanego rozwiązania zarówno z punktu widzenia ochrony narybku jak również zabezpieczenia czerpni przed zatykaniem przez znajdujące się w wodzie zanieczyszczenia. Średnia efektywność ochrony narybku wynosiła 89,1% w doświadczeniach dziennych, a w nocnych 62,3%. W celu zabezpieczenia narybku o długości ciała 8 - 20 mm zaleca się, by prędkość dopływu wody do czerpni wynosiła 0,1 m/s, a prędkość przepływu przez siatkę 0,16 m/s. Badania wykazały wysoką niezawodności ujęcia wody w przypadku zastosowania prezentowanego urządzenia.



Rys. 2.38. Stożkowa dwukomorowa osłona siatkowa (Patent Rosja No. 1177412) [81],[89]: a,b - strumienie wody, 1 - dolny siatkowy stożek, 2 - górny siatkowy stożek, 3 - sektor oczyszczenia siatki strumieniem podgrzanej wody przy ruchu obrotowym osłony, 4 - rura odprowadzenia ryb, 5 - okno odbiorcze dla odprowadzenia ryb, 6 - siatka (o oczkach $2,5 \times 2,3 \text{ mm}$), 7 - kanał do odprowadzania zanieczyszczeń z komory sektora oczyszczania, 8 - oś obracania się osłony, 9 - uszczelnienie między siatką a ścianką sektora oczyszczania, Q_{Π} - wydajność na wlocie od urządzenia, Q_B - wydajność ujęcia wody, Z_5, Z_{10} - straty ciśnienia, Π_5, Π_{10} - piezometry

2.5. Obliczenia hydrauliczne przy przepływie wody przez czerpnie

Obliczenia hydrauliczne zazwyczaj sprowadzają się do określenia zależności między wysokością strat energetycznych (hydraulicznych) a natężeniem przepływu wody [73]. Wyznaczaniem strat energetycznych zajmowało się wielu autorów. Zagadnienie to szeroko omawiane jest zarówno w podręcznikach [2],[46],[57],[58],[73],[95],[111] jak i w innych

opracowaniach [50],[107],[108]. Straty liniowe (na długości) wywołane tarciami przy przepływie cieczy w przewodach rurowych oblicza się wg wzoru Darcy'ego-Weisbacha:

$$\Delta h = \lambda_l \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (2.11)$$

gdzie:

- l - długość rurociągu [m],
- d - średnica wewnętrzna rurociągu [m],
- v - średnia prędkość przepływu w rurociągu [m/s],
- λ_l - współczynnik strat liniowych (liniowych oporów tarcia).

Przy obliczaniu strat na długości wzorem (2.11) istotne jest właściwe wyznaczenie wartości współczynnika strat liniowych λ_l . Przydatne do tego celu wzory i nomogramy zestawiono w podręcznikach [46],[58],[73], wraz z podaniem zakresu ich stosowalności. Większość tych wzorów jest uciążliwa w zastosowaniu ze względu na uwikłaną postać niewiadomej λ_l . P.K. Swamee w pracy [107] podał dokładne równanie dla współczynnika strat liniowych, wykorzystując twierdzenie Lagrange'a.

Natomiast straty lokalne powodowane miejscowymi przeszkodami wyraża się wzorem:

$$\Delta h = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (2.12)$$

gdzie:

- v - średnia prędkość przepływu [m/s],
- ζ - współczynnik strat (oporów) miejscowych.

Wartości współczynnika ζ zwykle odnoszone są do średniej prędkości przepływu za przeszkodą. Wartości liczbowe współczynników ζ bądź formuły służące do ich obliczania, dla różnego typu kształtek i armatur stosowanych w praktyce inżynierskiej, zestawiono w podręcznikach [46],[58],[73],[111] oraz w Polskiej Normie PN-76/M-34034 [90].

Straty przy przepływie przez kraty, siatki, ekrany osłaniające wlot do czepni

Wzór na współczynnik strat miejscowych przy przepływie wody przez siatki o kwadratowych oczkach oraz kraty wyprowadził teoretycznie oraz zweryfikował doświadczalnie A.D. Altšul [2]. Straty na siatkach o kwadratowych oczkach należy określić z wzoru (2.12), gdzie v średnia prędkość w oczkach siatki [2]:

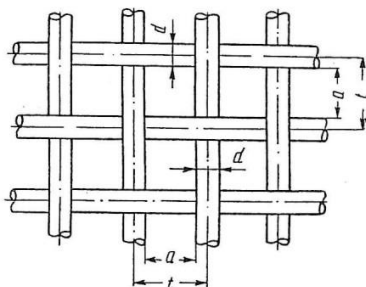
$$v = \frac{v_1}{m_1} \quad [m/s] \quad (2.13)$$

gdzie:

- v_1 - średnia prędkość przed siatką [m/s],
- m_1 - współczynniki zmniejszenia powierzchni czynnej siatki:

$$m_1 = \frac{a^2}{t^2} \quad (2.14)$$

gdzie a , t objaśnione na Rys. 2.39



Objaśnienia:

- d - grubość drutu siatki
- a - przeswit między drutami siatki
- t - rozstaw drutów siatki

Rys. 2.39. Schemat siatki o kwadratowych oczkach [2]

Według badań A.D. Altšula współczynnik strat miejscowych ζ przy przepływie wody przez siatki o kwadratowych oczkach można przedstawić w postaci [2]:

$$\zeta_s = \frac{21,8}{Re} + \left(\frac{1,1 - m_1}{1,2 - 1,56 \cdot m_1 + 0,46 \cdot m_1^2} - m_1 \right) \quad (2.15)$$

gdzie:

ζ_s - współczynnik strat miejscowych przy przepływie wody przez siatkę,

m_1 - jak we wzorze (2.13),

Re - liczba Reynoldsa:

$$Re = \frac{v \cdot l_s}{\nu} \quad (2.16)$$

gdzie:

$$l_s = \frac{a \cdot \left(\lg \cos \frac{\pi}{2} m_1 \right)}{m_1^{3/2}} \quad (2.17)$$

ν - współczynnik lepkości kinematyczny cieczy [m^2/s],

Przeprowadzone badania laboratoryjne, potwierdziły zgodność wzoru (2.15) z danymi uzyskanymi doświadczalnie w całym spotykanym w praktyce zakresie wartości liczby Re i współczynnika m_1 .

Natomiast straty na kratkach również określa się z wzoru (2.12), gdzie ν jest średnią prędkością przed kratką, a współczynnik oporów miejscowych można wyznaczyć z wzoru [2]:

$$\zeta_K = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \left[\left(\frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon} \right)^2 + (1 - \alpha)^2 \right] \cdot \sin \gamma \quad (2.18)$$

gdzie:

ζ_K - współczynnik strat miejscowych przy przepływie wody przez kratkę,

α - współczynniki wyznaczany z wzoru:

$$\alpha = \frac{b}{b + s} \quad (2.19)$$

gdzie:

b - prześwit między prętami kraty,

s - grubość pręta kraty

γ - kąt nachylenia prętów kraty,

ε - w postaci $\varepsilon=f(\alpha)$, dla prętów o przekroju prostokątnym można przyjmować wg [2].

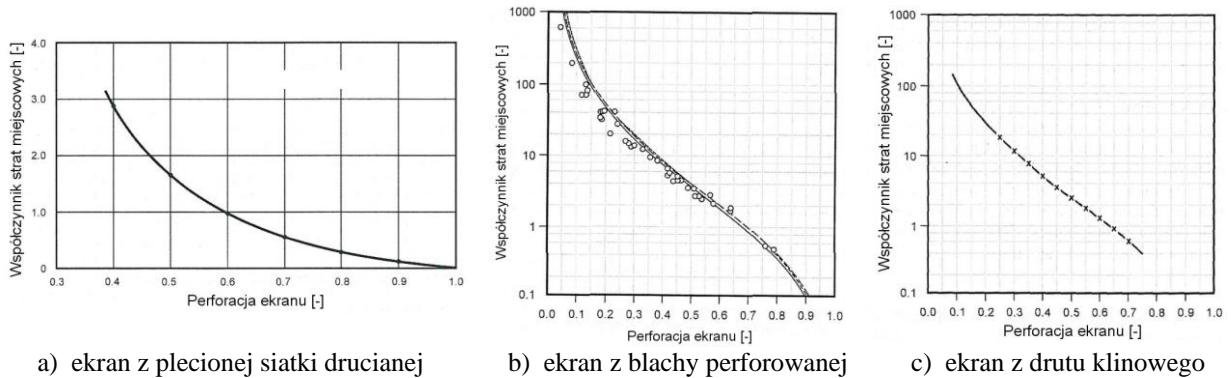
Przy małych wartościach α (przypadek dławienia zupełnego) $\varepsilon=0,61$, a wówczas wzór (2.18) przyjmuje postać:

$$\zeta_K = \frac{1}{\alpha^2} \cdot [0,40 + (1 - \alpha)^2] \cdot \sin \gamma \quad (2.20)$$

Poprawność wzoru (2.20) potwierdzono uzyskując zgodność relacji z danymi otrzymanymi doświadczalnie.

Problem wyznaczania strat hydraulicznych przy przepływie wody przez ekrany oraz czerpnie wyposażone w ekrany podejmowany jest w publikacjach [42],[76],[77],[78],[99],[130]. Prezentowane w rozdziale 2.4, obecnie powszechnie stosowane w USA i Kanadzie ekrany z plecionej siatki drucianej, blachy perforowanej lub drutu klinowego zapewniają występowanie niewielkiej straty energetycznej przy przepływie wody pod warunkiem, że zachowane są wymagania dotyczące prędkości i powierzchni wlotowej. Przykładowo dla przepływu wody przez płaski ekran (pozbawiony zanieczyszczeń) z plecionej siatki drucianej, przy prędkości wlotowej wynoszącej 0,12 m/s, strata energetyczna wynosi ok. 0,6 cm

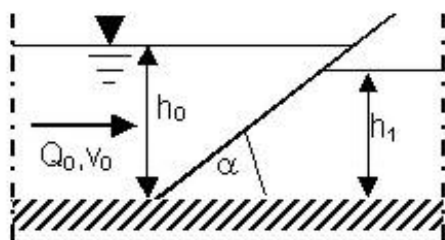
(0,25 cala) [44]. Natomiast dla cylindrycznych ekranów zwykle strata nie przekracza 7 cm [42]. Akumulacja zanieczyszczeń i lodu na powierzchni ekranu, jak również korozja materiału powodują wzrost strat w skutek zmniejszenia otwartej powierzchni ekranu. W przypadku, gdy przy przepływie wody np. przez płaski ekran występująca strata energetyczna przewyższy wartość ok. 50 mm (2 cali), następuje gwałtowny wzrost przyciągania zanieczyszczeń do powierzchni ekranu [44]. Wartość współczynnika strat miejscowych ζ zależy od perforacji ekranu oraz od kąta założenia w stosunku do kierunku przepływu wody. Na Rys. 2.40 przedstawiono krzywe obrazujące zależność współczynnika ζ od perforacji (stosunku powierzchni wlotowej ekranu do całkowitej), dla ekranów usytuowany prostopadle do kierunku przepływu.



Rys. 2.40. Współczynnik strat miejscowych ζ w zależności od perforacji ekranu, dla ekranów założonych prostopadle do kierunku przepływu [42]

Oczywiście strata energetyczna przy przepływie wody przez całą czerpnię jest większa, co związane jest ze stratami występującymi przy przepływie wody przez pozostałe elementy konstrukcyjne czepni, jak np. deflektor przepływu.

Badania eksperymentalne prowadzone w celu wyznaczenia straty energetycznej przy przepływie przez płaski ekran z drutu klinowego nachylony pod kątem α do dna cieku (Rys. 2.41) przedstawiono w pracach [99],[130]. Badania te pozwoliły na wyznaczenie współczynnika strat miejscowych ζ .



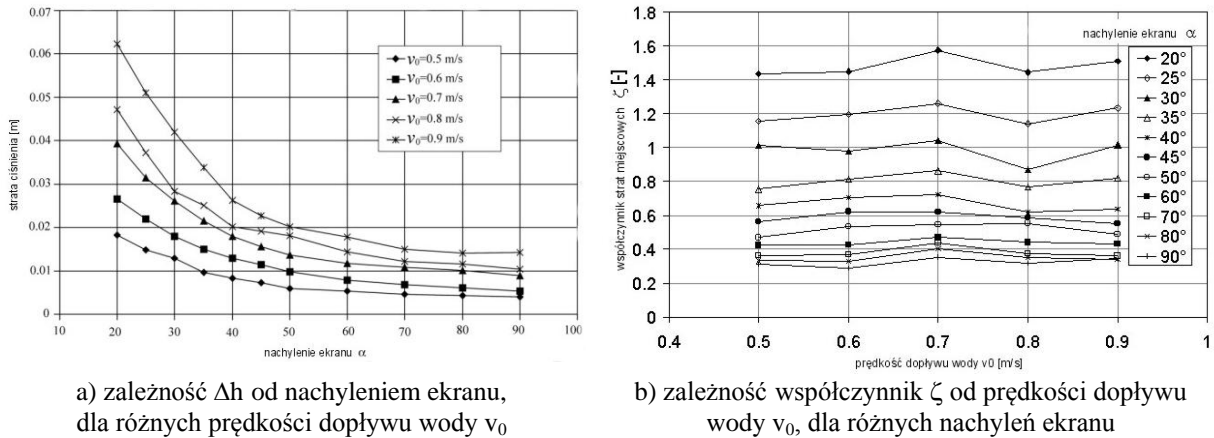
Objaśnienia:

- 1 - ekran płaski z drutu klinowego
- Q_0 - natężenie przepływu wody
- v_0 - prędkość dopływającej wody
- h_0 - napelnienie przed ekranem
- h_1 - napelnienie za ekranem
- α - kąt nachylenia ekranu

Rys. 2.41. Schemat do wyznaczenia strat energetycznych przy przepływie przez płaski ekran [99]

Badania laboratoryjne opisane w pracy [99] prowadzono dla płaskiego ekranu z drutu klinowego o prześwicie między drutami 10 mm, umieszczonego w prostokątnym korycie o długości 30 m i szerokości ok. 1 m. Zmierzone wartości straty ciśnienia dla różnych prędkości dopływu oraz nachyleń ekranu umożliwiły wykreślenie zależności przedstawiających zmianę straty ciśnienia (Rys. 2.42 a). Stwierdzono, że strata energetyczna przy przepływie wody przez ekran wzrasta wraz ze zwiększeniem prędkości przepływu i zmniejszeniem nachylenia ekranu (znaczny wzrost przy $\alpha < 45^\circ$). Wykorzystując wzór (2.12) na straty lokalne oraz uzyskane dane doświadczalne, wyznaczono wartości współczynnika strat miejscowych ζ dla różnych prędkości dopływu oraz nachyleń ekranu (Rys. 2.42 b). Wyniki badań przedstawione na Rys. 2.42 b wskazują, że współczynnik strat miejscowych ζ

zależy tylko od nachylenia ekranu i jest w przybliżeniu stały dla każdej badanej prędkości dopływu wody. Współczynnik ζ przy przepływie wody przez ekran z drutu klinowego przyjmuje wartości od ok. 0,3 dla pionowo założonego ekranu ($\alpha=90^\circ$) do ok. 1,6 dla ekranu nachylonego pod kątem $\alpha=20^\circ$ (Rys. 2.42 b). Stwierdzono, że konieczne są dalsze badania w celu wyznaczenia współczynnika ζ dla ekranów wykonanych z drutów o innym kształcie.



Rys. 2.42. Wyniki badań straty ciśnienia Δh oraz współczynnika strat miejscowych ζ [99]

W pracy [77] przedstawiono wynik badań dotyczących strat energetycznych przy przepływie wody przez czepnię wyposażoną w ekran z drutu klinowego. W przypadku czepni, których szczeliny wlotowe nie były zanieczyszczone, strata ciśnienia przy przepływie wody wynosiła około 0,24 m. Wraz ze stopniowym zanieczyszczaniem szczelin wlotowych w wyniku „biofoulingu” tj. akumulacji i rozwoju organizmów wodnych, wzrastały straty energetyczne. Kilkumiesięczne testy badanej czepni w warunkach naturalnych wykazały, że systematyczne, codzienne płukanie wodą lub powietrzem zapewniało wystarczające czyszczenie czepni i minimalizowało występowanie zjawiska „biofoulingu”, a strata ciśnienia w ciągu dnia w większości przypadków nie przekraczała 0,3 m. Podobne wartość strat ciśnienia (ok. 0,2 m) otrzymał R. Richards [100] dla modelu czepni z rury perforowanej z wewnętrzną tuleją. Firma Johnson Screen, znany na cały świecie producent cylindrycznych czepni z drutu klinowego, podaje, że w przypadku poprawnego użytkowania czepni straty energetyczne przy przepływie wody również wynoszą ok. 0,3 m.

Wpływ wody przez otwór

Wpływ wody przez otwór omawiany jest przez wielu autorów [2],[25],[57],[58],[111]. Natężenie wypływu wody przez zatopiony otwór oblicza się wg wzoru [2]:

$$q_o = \mu_o \cdot \omega_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 - H_2)} \quad [m^3 / s] \quad (2.21)$$

gdzie:

q_o - natężenie wypływu wody przez otwór [m^3/s],

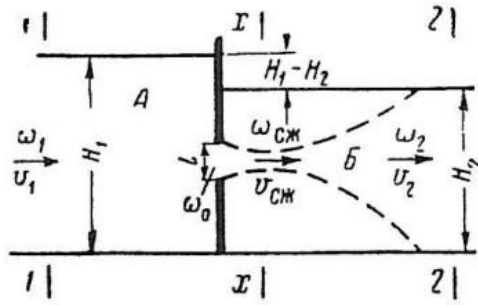
μ_o - współczynnik wydatku zatopionego otworu,

ω_o - powierzchnia otworu [m^2],

H_1, H_2 - poziom górnej i dolnej wody.

Istnieją różne poglądy na temat wartości współczynnika wydatku zatopionego otworu. Jedni badacze twierdzą, że jest ona większa aniżeli przy wypływie w powietrze (otwór niezatopiony, swobodny), inni odwrotnie a jeszcze inni, że wartość współczynnika jest porównywalna w obu przypadkach [2].

W pracy [2] A.D. Altšul przedstawił teoretyczny wzór opisujący współczynnik wydatku zatopionego otworu (Rys. 2.43).



Objaśnienia:

- H_1 - poziom górnej wody
- H_2 - poziom dolnej wody
- ω_0 - pole powierzchni otworu
- ω_1 - pole powierzchni przekroju 1-1 górnego zbiornika
- ω_2 - pole powierzchni przekroju 2-2 dolnego zbiornika
- ω_{czk} - pole powierzchni przewężonego przekroju na wylocie z otworu
- v_1 - prędkość w przekroju 1-1
- v_2 - prędkość w przekroju 2-2
- v_{czk} - prędkość w przewężonym przekroju

Rys. 2.43. Schemat wypływu wody przez otwór w ścianie między zbiornikami A i B [2]

Wzór został wyprowadzony w oparciu o równanie Bernoulliego dla przekrojów 1-1 i 2-2. Uwzględniono straty ciśnienia przy przepływie wody od przekroju 1-1 do przekroju przewężonego oraz straty na drodze od przekroju przewężonego do przekroju 2-2. Wprowadzono następujące relacje:

$$n_o = \frac{\omega_o}{\omega_1} \tag{2.22}$$

$$m_o = \frac{\omega_o}{\omega_2} \tag{2.23}$$

$$\varepsilon_o = \frac{\omega_{czk}}{\omega_o} \tag{2.24}$$

gdzie:

n_o - stopień zwężenia strumienia,

m_o - stopień rozszerzenia strumienia,

ε_o - stopień przewężenia strumienia, tzw. współczynnik dławienia (kontrakcji),

pozostałe oznaczenia jak wyżej.

Stąd po przekształceniach otrzymano wzór na współczynnik wydatku otworu zatopionego w postaci:

$$\mu_o = \frac{\varepsilon_o}{\sqrt{(2 \cdot \varepsilon_o^2 \cdot m_o^2 - \varepsilon_o^2 \cdot n_o^2 + 1 - 2 \cdot \varepsilon_o \cdot m_o + \zeta_o)}} \tag{2.25}$$

gdzie:

ζ_o - współczynnik strat miejscowych przy wypływie wody przez otwór, pozostałe oznaczenia jak wyżej.

W przypadku wypływu z dużego zbiornika do małego, którego wymiary są porównywalne z wymiarami otworu ($n_o=0$, $m_o>0$) wzór przyjmuje postać:

$$\mu_o = \frac{\varepsilon_o}{\sqrt{(2 \cdot \varepsilon_o^2 \cdot m_o^2 - 2 \cdot \varepsilon_o \cdot m_o + 1 + \zeta_o)}} \tag{2.26}$$

gdzie wielkość $(2 \cdot \varepsilon_o^2 \cdot m_o^2 - 2 \cdot \varepsilon_o \cdot m_o)$ jest zawsze ujemna ponieważ $\varepsilon_o < 1$ i $m_o < 1$.

Przy wypływie przez otwór niezatopiony (w powietrze) współczynnik wydatku jest równy:

$$\mu_{pow} = \frac{\varepsilon_o}{\sqrt{(1 + \zeta_o)}} \tag{2.27}$$

Porównując wzory (2.26) i (2.27) można stwierdzić, że $\mu_o > \mu_{pow}$. Potwierdza to wartości współczynników uzyskane w doświadczeniu Kinga [2]: $\mu_o = 0,657$ oraz $\mu_{pow} = 0,62$. Przy wypływie przez otwory zatopione o małych wymiarach w porównaniu z wielkością zbiorników ($n_o=0$, $m_o=0$), wzór upraszcza się i sprowadza się do postaci:

$$\mu_o = \frac{\varepsilon_o}{\sqrt{(1 + \zeta_o)}} \quad (2.28)$$

W tych warunkach współczynnik wydatku otworu zatopionego jest równy współczynnikowi wydatku przy wypływie w powietrze.

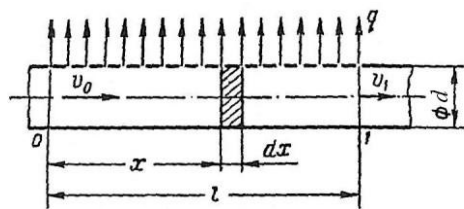
W celu sprawdzenia wzoru (2.25) przeprowadzono porównanie wartości współczynnika wydatku otrzymanych za pomocą tego wzoru z danymi doświadczalnymi uzyskanymi przez B.F. Reltova. Wystarczająca zgodność doświadczalnych i teoretycznych wartości wykazała poprawność wzoru.

Wyniki badań nieustalonego, dwuwymiarowego wypływu przez otwór wydatkujący pionowo przedstawiono w pracy [25]. Badania prowadzono na zbiorniku dużych rozmiarów z prostokątnym otworem. W wyniku prowadzonych doświadczeń wyróżniono cztery modele kolejnych przepływów strumienia. Po ustabilizowaniu się przepływu model staje się quasi-ustalony. Stwierdzono, że współczynniki wydatku pionowego wypływu przez otwór waha się od 0,62 do 0,65, a tym samym jest bardzo bliski współczynnikowi przy poziomym wypływie przez otwór.

B.J. Bailey w pracy [7] opisał wartość współczynnika wydatku dla przepływu przez pojedyncze otwory w ścianie rury perforowanej. Badania prowadzono dla rur polietylenowych o maksymalnym stosunku długości do średnicy wynoszącym 250 oraz zawierających równomierną perforację. Badania potwierdziły, że dla ustalonego przepływu współczynnik wydatku przyjmuje wartość 0,63.

Przepływ wody przez rury perforowane

Przepływ wody przez rury perforowane badało wielu autorów [2],[7],[37],[50],[104],[108]. Straty ciśnienia wywołane tarciami przy przepływie wody w przewodzie rurowym ze zmianą wydatku wzdłuż drogi przedstawiono w pracy [2]. Analizowano ruch cieczy w przewodzie o stałej średnicy, z perforacją okrągłą lub szczelinową, przy malejącym lub rosnącym przepływie (Rys. 2.44). W tym przypadku ma miejsce zmiana wzdłuż drogi średniej prędkości przepływu.



Objaśnienia:

- d - średnica wewnętrzna przewodu
- l - długość przewodu, od przekroju 0 do 1
- dx - długość odcinka elementarnego
- v_0 - średnia prędkość w przekroju 0
- v_1 - średnia prędkość w przekroju 1
- q - natężenie przepływu przez otwór

Rys. 2.44. Schemat do wyznaczenia strat energetycznych w przewodzie ze zmianą wydatku wzdłuż drogi [2]

Straty energetyczne w takim przewodzie (Rys. 2.44) wyznacza się z wzoru Darcy'ego-Weisbacha (2.11) zapisanego w postaci [2]:

$$dh = \lambda_l \cdot \frac{dx}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (2.29)$$

gdzie:

- dh - straty liniowe na elementarnym odcinku o długości dx [m],
- dx - długość odcinka elementarnego [m],
- v - średnia prędkość przepływu cieczy w przekroju x [m/s],
- λ_l - współczynnik strat liniowych przy prędkości v,

Po scałkowaniu równania (2.29) w granicach badanej długości przewodu (od przekroju 0 do 1), przy założeniu stałej wartości współczynnika λ_1 , otrzymano wzór na straty przy przepływie cieczy na odcinku 0-1 (Rys. 2.44):

$$\Delta h_{0-1} = \frac{\lambda_0}{3} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v_0^2}{2 \cdot g} \cdot \left(\frac{v_1^2}{v_0^2} + \frac{v_1}{v_0} + 1 \right) \quad [m] \quad (2.30)$$

gdzie:

Δh_{0-1} - straty liniowe w przewodzie na odcinku 0-1 [m],

λ_0 - współczynnik strat liniowych przy prędkości v_0 ,

d, l, v_0, v_1 - jak na Rys. 2.44.

Jeśli prędkość $v_1=0$ to równanie (2.30) przyjmuje postać:

$$\Delta h_{0-1} = \lambda_0 \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v_0^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{1}{3} \quad [m] \quad (2.31)$$

co oznacza, że straty liniowe w przewodzie wydatkującym są trzy razy mniejsze aniżeli w przypadku zachowania prędkości v_0 na całej długości przewodu.

A.D. Altšul w dalszej części pracy [2] wziął pod uwagę zmiany współczynnika λ_1 na długości przewodu w związku ze zmianą średniej prędkości przepływu cieczy. W tym celu wprowadził do wzoru (2.30) współczynnik B_1 , uwzględniający poprawkę do współczynnika λ_0 w początkowym przekroju:

$$B_1 = \frac{F_1}{\left(\frac{v_1}{v_0} - 1 \right)} \quad (2.32)$$

gdzie $F_1 = f\left(\frac{v_0 \cdot k}{\nu}; \frac{v_1}{v_0}\right)$ gdzie:

k - chropowatość bezwzględna [m],

ν - współczynnik kinematycznej lepkości wody [m^2/s],

pozostałe oznaczenia jak wyżej.

Poniżej przedstawiono wartości jakie może przyjmować współczynnik B_1 wg [2]:

- przy $v_1=0$, tj. braku przepływu w końcowym odcinku przewodu:

$$B_1 = f\left(\frac{v_0 \cdot k}{\nu}\right) = -1 - \frac{c}{8 \cdot v_0} + \frac{7 \cdot c^2}{32 \cdot v_0^2} - \frac{21}{64} \cdot \frac{c^3}{v_0^3 \cdot z_0} \cdot \left(\arctg z_0 - \frac{\pi}{2} + \frac{1}{2} \cdot \ln \frac{z_0 + 1}{z_0 - 1} \right) \quad (2.33)$$

gdzie:

$$c = \frac{68 \cdot \nu}{k}; \quad z_0 = \left(1 + \frac{c}{v_0} \right)^{0,25}$$

- przy $\frac{v_0 \cdot k}{\nu} < 10$, tj. dla rur hydraulicznie gładkich:

$$B_1 = 1,09 \cdot \frac{\left(\frac{v_1}{v_0} \right)^{2,75} - 1}{\left(\frac{v_1}{v_0} \right)^3 - 1} \quad (2.34)$$

a jeśli $v_1=0$, to

$$B_1 = B_{1\max} = 1,09 \quad (2.35)$$

– przy $\frac{v_0 \cdot k}{\nu} > 500$, tj. dla rur o stałej chropowatości hydraulicznej, przy dowolnym $\frac{v_1}{v_0}$

$$B_1 = B_{1\min} = 1,0 \quad (2.36)$$

A.I. Egorov zaproponował przybliżony sposób uwzględnienia zmian współczynnika λ_1 na długości przewodu, wprowadzając przy wyznaczaniu λ_1 średnią wartość prędkości na długości rozpatrywanego odcinka:

$$\lambda_1 = f\left(\frac{k}{d}; \frac{v_0 + v_1}{2}\right) \quad (2.37)$$

Wówczas wyrażenie dla współczynnika B_1 przyjmuje postać:

$$B_1' = \left(1 + \frac{1 - \frac{v_1}{v_0}}{1 + \frac{v_1}{v_0}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{v_0 \cdot k}{68 \cdot \nu}} \right) \quad (2.38)$$

a przy $v_1=0$ i $\frac{v_0 \cdot k}{\nu} < 10$ otrzymano:

$$B_1' = 1,19 \quad (2.39)$$

Porównanie wartości współczynnika B_1 wyrażonego wzorami (2.35) i (2.39) wskazuje, że przybliżony sposób uwzględnienia zmian współczynnika λ_1 skutkuje uzyskaniem strat hydraulicznych o wartości ok. 9% większej.

Bezwzględna wartość współczynnika B_1 będzie taka sama przy zmniejszeniu i zwiększeniu średniej prędkości wzdłuż drogi, jeśli straty energetyczne będą odnoszone do większej prędkości w rozpatrywanym odcinku przewodu [2].

Problem przepływu w rurach perforowanych strumienia niosącego zawiesiny, ze zmieniającym się wydatkiem wzdłuż drogi badał R. Ismajłow. W pracy [50] przeanalizował on trzy przypadki przepływu strumienia przez przewód z perforacją w postaci otworów lub szczelin:

- z równomiernym zasilaniem po drodze,
- z równomiernym wydatkiem po drodze,
- ze zmieniającym się wydatkiem wzdłuż drogi (niosącego zawiesiny), przy stałym ciśnieniu piezometrycznym.

R. Ismajłow w pracy [50] przedstawił równanie opisujące straty ciśnienia przy przepływie strumienia w przewodach perforowanych:

$$dh = \frac{\tilde{Q}^2}{K_r^2} dx + \frac{\tilde{\alpha}_0 \tilde{Q}^2 \theta}{g(1 + \theta S_{cp}) \omega^2} dS_{cp} + \frac{\tilde{\alpha}_0 \tilde{Q}}{g \omega^2} d\tilde{Q} \quad (2.40)$$

gdzie:

\tilde{Q} - średnie natężenie przepływu strumienia [m^3/s],

K_r - przepływność właściwa rurociągu [m^3/s]:

$$I = \frac{\Delta h}{l} = \frac{Q^2}{K_r^2} \quad (2.41)$$

gdzie:

I - spadek hydrauliczny,

Δh - straty energetyczne [m],

l - długość przewodu [m],

α_0 - poprawka natężenia przepływu strumienia mieszanki, tj. stosunek rzeczywistego natężenia przepływu strumienia do przepływu odpowiadającego średniej prędkości i zawiesinie w przekroju:

$$\tilde{\alpha}_0 = \frac{\int (1 + \theta s) u^2 d\omega}{(1 + \theta S_{cp}) \tilde{v}^2 \omega} \quad (2.42)$$

gdzie:

- s - stężenie zawiesiny w danym punkcie [kg/m^3],
- u - rzeczywista prędkość mieszanki [m/s],
- S_{cp} - średnie stężenie zawiesiny w przekroju [kg/m^3],
- \tilde{v} - średnia prędkość w przekroju strumienia [m/s],
- θ - wielkość oznaczona stosunkiem:

$$\theta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (2.43)$$

gdzie:

- γ_s - ciężar właściwy zawiesiny [N/m^3],
- γ - ciężar właściwy cieczy [N/m^3],

ω - powierzchnia przekroju przewężonego [m^2],

Rozpatrując przypadek przepływu strumienia równomiernie zasilanego wzdłuż drogi, wówczas średnie natężenie przepływu w danym przekroju wyniesie:

$$\tilde{Q} = \tilde{Q}_H + \tilde{q} x \quad [\text{m}^3 / \text{s}] \quad (2.44)$$

gdzie:

\tilde{Q}_H - średni przepływ strumienia w początkowym przekroju, przed dopływem [m^3/s],

\tilde{q} - średnie natężenie dopływu [m^3/s],

Uwzględniając zależność (2.44) oraz całkując (przy $\omega = \text{const}$) od zera do x , równanie (2.40) przyjmuje postać:

$$\Delta h = \frac{1}{K_r^2} \left(\tilde{Q}_H^2 + \tilde{Q}_H \tilde{q} x^2 + \frac{\tilde{q}^2 x^3}{3} \right) + \left(\tilde{Q}_H^2 + \tilde{Q}_H \tilde{q} x + \frac{\tilde{q}^2 x^2}{2} \right) \frac{\tilde{\alpha}_0}{g \omega^2} \ln \frac{(1 + \theta S_{cp})}{(1 + \theta S_{cp}^H)} + (2 \tilde{Q}_H + \tilde{q} x^2) \frac{\tilde{\alpha}_0 \tilde{q}}{2 g \omega^2} \quad [m] \quad (2.45)$$

gdzie:

S_{cp}^H - średnie stężenie zawiesiny w początkowym przekroju [kg/m^3],

pozostałe oznaczenia jak wyżej.

Przyjmując początkowy wydatek $\tilde{Q}_H = 0$ i odpowiednio stężenie zawiesiny $S_{cp}^H = 0$ równanie (2.40) dla końcowego przekroju perforowanej części rury ($x=l$) można zapisać:

$$\Delta h_k = \frac{\tilde{Q}_K^2}{3 K_r^2} l + \frac{\tilde{\alpha}_0 \tilde{Q}_K^2}{2 g \omega^2} [1 + \ln(1 + \theta S_{cp}^K)] \quad [m] \quad (2.46)$$

gdzie:

Δh_K - straty energetyczne w końcowym przekroju perforowanej rury [m],

l - długość perforowanej rury [m],

\tilde{Q}_H - średni przepływ strumienia w końcowym przekroju perforowanej rury [m³/s],

S_{cp}^K - średnie stężenie zawiesiny w końcowym przekroju perforowanej rury [kg/m³],

pozostałe oznaczenia jak wyżej.

W pracy [108] przedstawiono wyniki eksperymentalnych badań, przeprowadzonych w celu wyznaczenia współczynnika strat miejscowych przy przepływie przez otwór perforowanego przewodu. Uzyskane dane eksperymentalne wykorzystano do opracowania empirycznej zależności między stratą ciśnienia w otworach a geometrycznymi i hydraulicznymi parametrami perforacji. Stwierdzono, że zależność ta daje lepsze wyniki, gdy otwory nie są blisko rozmieszczone. Opisane w pracy wyniki dotyczą perforowanych rur o małej długości, z zamkniętym dolnym końcem. Badania prowadzono na rurach ze stali nierdzewnej z otworami o średnicy 2, 3, 4 i 6 mm, dla różnych wartości stosunku P/D_o (stosunek rozstawu otworów P do ich średnicy D_o) i różnych grubości ścianek T_o . Straty energetyczne przy przepływie wody przez otwór w rurze perforowanej ΔH_o można zapisać jako [108]:

$$\Delta H_o = \zeta \cdot \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot a^2} \quad [m] \quad (2.47)$$

gdzie:

ζ - współczynnik strat miejscowych przy przepływie wody przez otwór,

q - natężenie przepływu przez otwór [m³/s],

a - powierzchnia otworu [m²].

Zmierzone wartości strat ΔH_o wykorzystano do wykreślenia krzywych przedstawiających, dla danego stosunku P/D_o , zależność współczynnika strat miejscowych ζ od liczby Reynoldsa Re_o (liczonej dla średnicy otworu), dla badanych różnych proporcji T_o/D_o . Stwierdzono, że:

- kształt uzyskanych krzywych przedstawiających zależność współczynnika ζ od liczby Re_o jest podobny dla wszystkich rozpatrywanych proporcji T_o/D_o ,
- dla danego stosunku T_o/D_o współczynnik ζ jest prawie stały dla całego rozpatrywanego zakresu liczby Re_o , oprócz przypadku kiedy stosunek P/D_o jest niski,
- wyższe wartości stosunku T_o/D_o dają niższe wartości współczynnika ζ ,
- wrażliwość współczynnika ζ na stosunek T_o/D_o zmniejsza się, gdy proporcje P/D_o wzrastają.

W efekcie przeprowadzonych badań sformułowano zależność opisującą straty energetyczne przy przepływie wody przez otwór [108]:

$$\Delta H_o = [1 + \zeta' \cdot (1 - P_o) + \tau \cdot (1 - P_o)^{0.5} + K_f] \cdot \frac{v^2}{2g} \quad [m] \quad (2.48)$$

gdzie:

ζ' - współczynnik zależny od kształtu krawędzi wlotu otworu,

P_o - współczynnik perforacji rury (stosunek powierzchni perforowanej do powierzchni wewnętrznej rury),

τ - współczynnik zależny od stosunku T_o/D_o , gdzie T_o to grubość ścianki rury a D_o średnica otworu,

K_f - współczynnik w postaci:

$$K_f = T_o \cdot \frac{f_o}{D_h} \quad (2.49)$$

gdzie:

f_o - współczynnik tarcia dla powierzchni otworu,

$$D_h = \frac{4 \cdot a}{P_a}, \text{ gdzie} \quad (2.50)$$

P_a - obwód otworu,

T_o, a - objaśnienia jak wyżej.

Badania wykazały, że wartość współczynnika ζ ulega niewielkim zmianom dla rozpatrywanego zakresu liczby Reynoldsa Re_o , a dla różnych stosunków T/D przyjmuje wartości od 1,6 do 3,2. Dla wyższych wartości stosunku T/D współczynnik ζ ulega mniejszym wahaniom.

A.I. Egorov w pracy [37] przedstawił wyniki przeprowadzonych badań doświadczalnych dotyczących poboru wody za pomocą rury perforowanej ze stałym rozstawem między otworami. Przewód perforowany umieszczony był w pozycji poziomej na metalowych podporach, w zbiorniku o średnicy 23 m. Jeden koniec przewodu był zamknięty a drugi połączony z przewodem odprowadzającym. Woda dopływała przez otwory wlotowe o średnicy stanowiącej ok. 10% średnicy wewnętrznej rury perforowanej. Pobór wody odbywał się przy stałym poziomie zwierciadła wody w zbiorniku. Wzdłuż przewodu zainstalowano piezometry do pomiaru ciśnienia. W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że przy poborze wody rurami perforowanymi linia ciśnień piezometrycznych jest wypukła. Wraz ze zwiększeniem średnicy i zmniejszeniem średniej prędkości przepływu linie ciśnień w końcu przewodu wyraźnie zmniejszają krzywiznę. A.I. Egorov w pracy [37] podał wzór opisujący straty ciśnienia przy przepływie wody przez rurę perforowaną ze wzrastającym przepływem wzdłuż drogi:

$$h = -\frac{v_c^2}{2 \cdot g} + \left(2 \cdot \alpha_k + k \cdot C_{ve_k} \cdot \frac{\lambda_k \cdot l}{d} - \beta \right) \cdot \frac{v_{nk}^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (2.51)$$

gdzie:

h - straty liniowe przy przepływie wody przez rurę perforowaną [m],

l - długość rury perforowanej [m],

d - średnica wewnętrzna rury perforowanej [m],

v_c - średnia prędkość w otworach wlotowych [m/s],

α_k - współczynnik energii kinetycznej, można przyjąć $\alpha_k = 1,1$ [37],

k - współczynnik uwzględniający przerywany charakter dopływających strumieni [37]:

$$k = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{1}{n_s} \right) \cdot \left(2 + \frac{1}{n_s} \right) \quad (2.52)$$

gdzie:

n_s - liczba dopływających strumieni,

C_{ve_k} - współczynnik zależny od konstrukcyjnych i hydrodynamicznych parametrów,

λ_k - współczynnik liniowych oporów tarcia,

v_{nk} - średnia prędkość przepływu w końcowym odcinku rury perforowanej [m/s],

β - współczynnik uwzględniający konstrukcyjne warunki dopływu strumieni [37]:

$$\beta = \cos(1,155 \cdot \delta_*) \quad (2.53)$$

gdzie:

$$\delta_* = \frac{\delta}{d_0}, \text{ gdzie} \quad (2.54)$$

δ - grubość ścianki przewodu [mm],

d_0 - średnica otworu [mm].

Współczynnik C_{ve_k} zależy od hydrodynamicznych i konstrukcyjnych warunków poboru wody za pomocą rur perforowanych. Jego wartość maleje wraz ze zmniejszeniem długości i średnicy wewnętrznej rury perforowanej, a także końcowej średniej prędkości strumienia. Wartość współczynnika C_{ve_k} można wyznaczyć z wzoru [37]:

$$C_{ve_k} = 0,82 - \frac{4,43}{A_1} + \frac{700}{A_1^2} \quad (2.55)$$

gdzie:

$$A_1 = \frac{v_* \cdot l_*}{d_* \cdot \delta_*} \quad , \text{gdzie} \quad (2.56)$$

$$v_* = \frac{v_{nk}}{v_c}; \quad d_* = \frac{d}{d_0}; \quad l_* = \frac{l}{\alpha_k} \quad , \text{gdzie} \quad (2.57)$$

δ_* , v_{nk} , v_c , d , d_0 , l , α_k - objaśnienia jak wyżej.

A.I. Egorov podał, że współczynnik wydatku μ_o dla dowolnego otworu na długości rury perforowanej można obliczyć wg wzoru [37]:

$$\mu_o = 0,44 + 0,43 \cdot \operatorname{erfc} \left[0,023 \left| \frac{\operatorname{Re}_*}{\delta_*} - 10 \right| \right] \quad (2.58)$$

gdzie:

$\left[\frac{\operatorname{Re}_*}{\delta_*} \right]$ - zależność którą można przedstawić graficznie za pomocą jednej krzywej,

posiadającej dwa charakterystyczne odcinki: wznoszący się i opadający, a granica między nimi znajduje się na rzędnej odpowiadającej $\left[\frac{\operatorname{Re}_*}{\delta_*} \right] = 10$.

Jeśli $\left[\frac{\operatorname{Re}_*}{\delta_*} \right] = 0$ to $\mu_o = \mu_0 = 0,76$, a dla $\left[\frac{\operatorname{Re}_*}{\delta_*} \right] = 10$ to $\mu_o = \mu_{maks} = 0,87$.

Natomiast współczynnik nierównomierności poboru wody m_k można obliczyć z wzoru [37]:

$$m_k = 1 - \mu_* \sqrt{1 - h_{*k}} \quad (2.59)$$

gdzie:

$$\mu_* = \frac{\mu_1}{\mu_n}; \quad h_{*k} = \frac{h}{h_{og}} \quad , \text{gdzie} \quad (2.60)$$

μ_1, μ_n - współczynniki wydatku dla pierwszego i ostatniego otworu,

h_{og} - ogólne straty ciśnienia przy przepływie przez przewód perforowany [37]:

$$h_{og} = (\zeta_k - 1) \cdot \frac{\alpha_k \cdot v_{nk}^2}{2 \cdot g} \quad , \text{gdzie} \quad (2.61)$$

h , v_{nk} , α_k - objaśnienia jak wyżej,

ζ_k - ogólny współczynnik oporów tarcia przy przepływie przez przewód perforowany. Współczynnik ζ_k zależy od konstrukcyjnych warunków poboru wody i może być wyznaczony z wzoru [37]:

$$\zeta_k = \frac{B_k}{\Gamma^2} + 1 \quad (2.62)$$

gdzie:

$$B_k = 1,8 + \Gamma^{2,8} \quad (2.63)$$

$$\Gamma = \frac{e_*}{d_*^2 \cdot \delta_*^{0,0625}} \quad (2.64)$$

e_* - współczynnik uwzględniający warunki poboru cieczy na długości rury perforowanej,
 δ_*, d_* - objaśnienia jak wyżej.

Burzliwe przepływy cieczy w rurach perforowanych w warunkach nieciągłej zmiany masy strumienia badał również Z. Siwoń. Wyniki wieloletnich badań teoretycznych i modelowych, dotyczących strat energetycznych powodowanych przepływem cieczy wewnątrz perforowanej rury oraz drenu przy zwiększającej się masie głównego strumienia, zebrano w pracy [104]. Z. Siwoń rozpatrywał rury perforowane z otworami równomiernie rozmieszczonymi na obwodzie oraz o współczynniku perforacji większym od uwzględnianego wcześniej przez innych autorów, tj. w zakresie od 0,2 do 10% dla rur perforowanych umieszczonych w zbiorniku cieczy oraz od 10 do 30% dla drenów. W przedstawionych w pracy [104] metodzie i wzorach, dotyczących natężenia dopływu wody wzdłuż rury perforowanej oraz strat ciśnienia wywołanych przepływem wody przez rurę, wykorzystano przytoczone powyżej badania A.I. Egorova. W odniesieniu do przepływu wody wewnątrz drenu autor stwierdził, że wysokość strat hydraulicznych uzależniona jest od chropowatości ścian drenu, zmienności napływu wody i współczynnika oporów liniowych w perforowanym odcinku drenu. Straty hydrauliczne przy przepływie wody przez część perforowaną drenu można wyznaczyć z wzoru [104]:

$$\Delta h = \left(1,86 + \frac{(\lambda_{ot} + \lambda_{tk} \cdot b) \cdot L}{3 \cdot d} \right) \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (2.65)$$

gdzie:

- λ_{ot} - zastępczy współczynnik oporów wywołany obecnością otworów wykonanych w ścianie drenu,
- λ_{tk} - współczynnik oporów liniowych wywołany podstawową chropowatością perforowanej ścianki drenu,
- b - współczynnik charakteryzujący wpływ zmienności współczynnika oporów λ_{tk} w drenie na wielkość liniowych oporów tarcia; dla współczynnika perforacji $\varphi > 10\%$ przyjmuje wartość zbliżoną do jedności,
- L - długość perforowanej części drenu [m],
- d - średnica wewnętrzna drenu [m],
- v - średnia prędkość przepływu w końcowym przekroju drenu [m/s].

Wyznaczaniem strat energetycznych przy przepływie wody w drenie zajmowało się jeszcze wielu innych autorów, między innymi w pracach [109],[115]. Wzory opracowane przez różnych autorów zebrał i szczegółowo opisał J. Filimowski w pracy [40].

P.K. Swamee w pracy [107] opisał dokładne równania dla współczynnik strat liniowych oraz średnicy przewodu, wykorzystując twierdzenie Lagrange'a. Równania te mogą być wykorzystane przy optymalizacji przewodów wodociągowych. Średnicę przewodu można dobrać wg wzoru [107]:

$$D_{p*}^{-5/2} = c + 0,9647 \ln \left(\frac{0,1518 \cdot \varepsilon_*}{v_*} c^{2/5} + c^{3/5} \right) \cdot \left[-1 + \frac{0,5788 \cdot (0,1012 \cdot \varepsilon_* + v_* \cdot c^{1/5})}{(0,1518 \cdot \varepsilon_* + v_* \cdot c^{1/5}) \cdot c} + \dots \right] \quad (2.66)$$

gdzie:

$$D_{p*} = D_p \cdot \left(\frac{g \cdot S_f}{Q^2} \right)^{0,2} \quad (2.67)$$

$$c = 0,9647 \cdot \ln \left[\frac{1}{1,78 \cdot v_*} \right] \quad (2.68)$$

$$v_* = v \cdot (g \cdot S_f \cdot Q^3)^{-0,2} \quad (2.69)$$

$$\varepsilon_* = \varepsilon \cdot \left(\frac{g \cdot S_f}{Q^2} \right)^{0,2} \quad (2.70)$$

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{8 \cdot \lambda_l \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \quad (2.71)$$

- D_p - średnica przewodu [m],
 Q - natężenie przepływu [m^3/s],
 S_f - spadek hydrauliczny,
 h_f - straty energetyczne na długości przewodu [m],
 L - długość przewodu [m],
 λ_l - współczynnik strat liniowych,
 v - współczynnik lepkości kinematycznej wody [m^2/s],
 ε - chropowatość ścian przewodu [m],
* - bezwymiarowy.

Natomiast R. Błażejowski w pracy [10] zaproponował przybliżony wzór, który ułatwia i przyspiesza obliczenie natężenia przepływu wody w rurociągach grawitacyjnych o przekroju kołowym, przy częściowym lub całkowitym napełnieniu:

$$\frac{Q_y}{Q} \approx 0,5 \cdot [1 - \cos(\pi y)] = \sin^2\left(\frac{\pi y}{2}\right) \quad (2.72)$$

gdzie:

- Q_y - natężenie przepływu przy częściowo napełnionym przewodzie [m^3/s],
 Q - natężenie przepływu przy całkowitym napełnieniu [m^3/s],
 y - stosunek największej głębokości wody do średnicy przewodu:

$$y = \frac{h}{d} \quad (2.73)$$

gdzie:

- h - największa głębokość wody w przewodzie [m],
 d - średnica wewnętrzna przewodu [m].

2.6. Podsumowanie i wnioski

Przegląd piśmiennictwa wskazuje, że prowadzone dotąd badania na terenie Polski południowej nie obejmowały oceny niezawodności funkcjonowania zatopionych typu lekkiego i zespolonych ujęć wody. Badania te dotyczyły niezawodności działania brzegowych, progowych, zatopionych typu ciężkiego oraz drenazowych UjW. Dotychczas nie opracowano również metody wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody, opartej na analizie techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej. W wielu przypadkach uwzględnienie przy projektowaniu UjW wyłącznie analizy techniczno-ekonomicznej nie gwarantuje, że zaprojektowany obiekt uzyska wymagany poziom niezawodności.

Wielu autorów przedstawiło rozmaite rozwiązania czepni zatopionych ujęć wody wraz z podaniem ich podstawowych cech i zalet. Przeprowadzony przegląd literatury zagranicznej wykazał, że nieodzownym elementem projektowania ujęć wody powierzchniowej jest kwestia ochrony młodych ryb i narybku, która rzutuje na stosowane rozwiązania techniczne. Stwierdzono, że drenazowe ujęcia wody nie stanowią zagrożenia dla narybku i planktonu, a ich niekorzystne oddziaływanie występuje tylko w momencie płukania drenów. Wykazano także, że zatopione ujęcia wody mogą również zapewniać dobrą ochronę ichtiofauny. Warunkiem koniecznym jest jednak zastosowanie odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych czepni, charakteryzujących się małymi wymiarami otworów wlotowych oraz zapewniających bardzo małą i równomierną prędkość wlotową na całej powierzchni czepni. Obecnie

dostępnych jest wiele opracowań zawierających wytyczne dotyczące sposobu wykonania i instalacji czerpni zatopionych UjW zapewniających ochronę ichtiofauny, jak również ofert gotowych urządzeń. Przeprowadzono szereg badań modelowych celem potwierdzenia poprawności funkcjonowania zalecanych rozwiązań.

Napotykanne problemy w eksploatacji ujęć wody powierzchniowej, które powodują niedobory a nawet przerwy w dostawie wody, w większości przypadków związane są z pojawieniem się losowych zdarzeń w źródle wody takich jak: niskie stany, zjawiska śryżowo-lodowe, wysokie wartości mętności czy incydentalne zanieczyszczenia. W okresach występowania zjawisk śryżywo-lodowych oraz niżówek w znacznym stopniu utrudnione jest funkcjonowanie zatopionych ujęć wody, natomiast ujęcia drenażowe spełniają swoje zadanie. Z kolei pojawienie się wysokich wartości mętności w źródle wody utrudnia a nawet uniemożliwia pracę drenażowych ujęć wody, ze względu na spadek wydajności drenów powodowany kolmatacją obsypki filtracyjnej. Problemy eksploatacyjne zatopionych i drenażowych UjW, związane ze zmiennymi warunkami hydrologicznymi i meteorologicznymi, podkreślają korzyści wynikające z projektowania zespolonych ujęć wody. Podniesienie niezawodności ujęcia wody możliwe jest nie tylko na drodze rezerwowania strukturalnego (całości lub elementu), ale także przez zastosowanie bardziej niezawodnych urządzeń, jak np. czerpni wyposażonych w automatyczne systemy do ich płukania.

Przeprowadzona analiza piśmiennictwa dostarczyła również szeregu informacji na temat zalecanych rozwiązań projektowych:

- Czerpnie typu lekkiego z wlotem poszerzonym (stożkowym) powinny być wyposażone w pokrywy osłaniające. Założona w pewnej odległości nad wlotem do czerpni pokrywa osłaniająca redukuje przepływ pionowy, tym samym zmniejszając ilość wciąganych do ujęcia wody młodych ryb i śryżu oraz umożliwiając selektywny pobór wody z dolnych warstw ciekłu.
- Zabezpieczenie ryb i narybku przed ich wciąganiem do ujęcia wody może być realizowane przez projektowanie behawioralnych barier lub stosowanie czerpni wyposażonych w specjalne ekrany fizyczne. W większości przypadków ekrany zapewniają lepszą ochronę ichtiofauny aniżeli bariery behawioralne oraz są rozwiązaniem korzystniejszym cenowo w przypadku małych i średnich ujęć wody. Natomiast bariery behawioralne są szczególnie polecane dla większych ujęć wody oraz jako dodatkowe zabezpieczenie w przypadku eksploatacji niewłaściwie zaprojektowanych czerpni.
- Czerpnia zatopionego ujęcia wody powinna być wykonana z materiału odpornego na korozję i dostatecznie trwałego. W niektórych przypadkach może być wymagane wykonanie ekranu z materiału hamującego wzrost organizmów wodnych.
- Ze względu na ochronę ichtiofauny, czerpnie zatopionych ujęć wody powinny zapewniać odpowiednio małe prędkości wlotowe ($< 0,15$ m/s) i wymiary otworów wlotowych (np. ze względu na narybek $< 2,54$ mm) oraz charakteryzować się odpowiednio wysokim współczynnikiem perforacji (min. 27%).
- Czerpnia zatopionego ujęcia wody powinna być tak zaprojektowana, aby zapewnić równomierny rozkład prędkości wlotowej na całej powierzchni ekranu.
- Czerpnię należy tak zakładać, aby kąt pomiędzy powierzchnią ekranu a kierunkiem przepływu ujmowanej wody nie przekraczał 45° . Zapewnia to, że prędkość przemywająca v_s (równoległa do powierzchni ekranu) jest co najmniej równa prędkości dopływu v_a (prostopadłej do powierzchni ekranu). Przy stosunku $v_s/v_a < 5$ wysoki jest stopień przyciągania narybku oraz zanieczyszczeń do powierzchni ekranu. Zalecane jest zakładanie ekranów w ciekach równoległe do kierunku przepływu wody.

- Czerpnia wykonana w oparciu o wytyczne opracowane z myślą o ochronie ryb i narybku zabezpiecza ujęcie wody przed zanieczyszczeniami (nawet bardzo drobnymi frakcjami) oraz śryżem.
- Warunkiem poprawnego funkcjonowania czerpni zatopionego ujęcia wody jest jej właściwe użytkowanie i konserwacja, co możliwe jest dzięki wyposażeniu w automatyczny system czyszczenia.
- Poprawne funkcjonowanie drenażowego ujęcia wody warunkuje systematyczne płukanie drenów i obsypki filtracyjnej.

Wielu autorów zajmowało się wyznaczaniem strat energetycznych przy przepływie wody przez ekrany oraz czerpnie wyposażone w ekrany. Obecnie powszechnie stosowane w USA i Kanadzie ekrany zapewniają występowanie niewielkiej straty energetycznej (od kilku do kilkudziesięciu mm) pod warunkiem, że zachowane są wymagania dotyczące prędkości i powierzchni wlotowej. Akumulacja zanieczyszczeń i lodu na powierzchni ekranu, jak również korozja materiału powodują wzrost strat w skutek zmniejszenia otwartej powierzchni ekranu. Stwierdzono, że strata energetyczna przy przepływie wody przez ekran wzrasta wraz ze zwiększeniem prędkości przepływu, zmniejszeniem współczynnika perforacji i zmniejszeniem nachylenia ekranu do poziomu (znaczny wzrost przy $\alpha < 45^\circ$). Natomiast strata energetyczna przy przepływie wody przez całą czerpnię jest znacznie większa, co związane jest z przepływem wody przez pozostałe elementy konstrukcyjne czerpni, jak np. deflektor przepływu. Przeprowadzone badania modelowe czerpni z ekranem z blachy perforowanej oraz z drutu klinowego wykazały, iż systematyczne i częste czyszczenie czerpni zapewnia, że strata ciśnienia nie przekracza 0,3 m.

W wielu publikacjach poruszany jest temat przepływu wody przez rury perforowane ze zmiennym natężeniem przepływu wzdłuż drogi. W pracach tych autorzy podają opracowane wzory opisujące straty ciśnienia przy przepływie strumienia wody w przewodach perforowanych. Wzory te znajdują zastosowanie dla przewodów o współczynniku perforacji mniejszym od 10%. W przypadku wyznaczania strat energetycznych przy przepływie wody przez czerpnię z rury perforowanej o większym współczynniku perforacji, lepszym rozwiązaniem wydaje się być zastosowanie wzoru (2.65), opracowanego przez Z. Siwonia. Zastosowanie tego wzoru umożliwia wyznaczenie strat energetycznych, przy przepływie przez rurę perforowaną, zbliżonych do wartości uzyskiwanych w badaniach modelowych czerpni o wysokim współczynniku perforacji.

3. Cel, teza i zakres pracy

Celem pracy jest opracowanie metody wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody, opartej na analizie techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej, przy uwzględnieniu ochrony ichtiofauny.

Zespolone ujęcie wody, które stanowi układ dwóch samodzielnie pracujących ujęć: zatopionego i drenażowego, jest szczególnie korzystnym rozwiązaniem ujęcia wody powierzchniowej. Poprawnie funkcjonuje bowiem w różnych warunkach hydrologicznych i meteorologicznych.

Dotychczas nie rozpatrywano metody wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody (pracującego z rezerwą), która uwzględniałaby niezawodność jego funkcjonowania. Projektowanie ujęcia wody z zastosowaniem analizy techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej (ATEN), umożliwia wybór właściwego wariantu projektowego z obszaru dopuszczalnych rozwiązań technicznych. Uzyskane rozwiązanie techniczne spełnia założenia projektowe i zapewnia wymagany poziom niezawodności, przy równoczesnej minimalizacji kosztów budowy. Proponowana metoda może być stosowana przy projektowaniu nowych lub modernizacji już istniejących zarówno zespolonych ujęć wody, jak i samodzielnie pracujących zatopionych oraz drenażowych UjW. Współczesne metody projektowania ujęć wody powierzchniowej powinny być również ukierunkowane na ochronę ekosystemu wodnego, np. przez stosowanie rozwiązań technicznych ograniczających do minimum niekorzystny wpływ na ichtiofaunę.

Przegląd piśmiennictwa oraz przedstawiony cel pracy pozwoliły na przyjęcie ogólnej tezy pracy:

Ujęcie wody powinno zagwarantować ciągły pobór wody w odpowiedniej ilości i jakości, z równoczesnym uwzględnieniem ochrony ichtiofauny. W przypadku ujmowania wód powierzchniowych występują problemy związane ze zmiennymi warunkami meteorologicznymi i hydrologicznymi, niezależnymi od człowieka. Zminimalizowanie tych problemów wiąże się z poszukiwaniem rozwiązań technicznych i udoskonalaniem metod projektowych, które w oparciu o teorię niezawodności i rachunek ekonomiczny pozwolą na wybór właściwego rozwiązania technicznego.

Równocześnie sformułowano szczegółowe tezy pracy:

- Zatopione i drenażowe ujęcia wody w zależności od panujących warunków hydrologicznych i meteorologicznych mogą się wzajemnie rezerwować.
- Prowadzone dotąd badania na terenie Polski południowej nie obejmowały oceny niezawodności funkcjonowania zatopionych typu lekkiego i zespolonych ujęć wody.
- Poziom niezawodności zespolonych ujęć wody jest wyższy w porównaniu do samodzielnie pracujących.
- Stosowane dotychczas metody projektowania zatopionych typu lekkiego i zespolonych ujęć wody nie uwzględniały kryteriów niezawodnościowych.
- Dotychczas w Polsce przy projektowaniu ujęć wody powierzchniowej nie uwzględniano w sposób wystarczający kwestii ochrony ichtiofauny.
- Uwzględnienie przy projektowaniu ATEN zapewnia, że zaprojektowane ujęcie wody uzyska wymagany poziom niezawodności.

Dążąc do realizacji założonego celu w pracy uwzględniono:

1. Przegląd piśmiennictwa (rozdział 2) dotyczący zatopionych i drenażowych ujęć wody w zakresie:
 - stosowanych rozwiązań technicznych,
 - zasad wymiarowania z uwzględnieniem ochrony ichtiofauny,
 - wyznaczania strat energetycznych przy przepływie wody przez czerpnię,
 - problemów w eksploatacji,

- niezawodności ich funkcjonowania.
W odniesieniu do drenażowych ujęć wody wykorzystano również analizę piśmiennictwa przedstawioną w szerokim zakresie w pracy [40].
- 2. Ocenę niezawodności zatopionych, drenażowych i zespolonych ujęć wody oraz wybranych ich elementów, w oparciu o przeprowadzone badania terenowe (rozdział 6 i 12.1).
- 3. Podstawy teoretyczne z zakresu niezawodności, wymiarowania, hydrauliki i ekonomii badanych ujęć wody (rozdział 7).
- 4. Model matematyczny zespolonego ujęcia wody (zatopionego-drenażowego), opracowany w oparciu o przedstawione podstawy teoretyczne. Sformułowano zadanie optymalizacyjne umożliwiające wybór z obszaru dopuszczalnych rozwiązań technicznych, rozwiązania o wymaganym poziomie niezawodności i minimalnych kosztach budowy (rozdział 8).
- 5. Rozszerzenie istniejącego programu obliczeniowego ujęć wody powierzchniowej [12],[40] celem rozwiązania opracowanego modelu matematycznego i zadania optymalizacyjnego. Wiązało się to bezpośrednio z rozbudową algorytmu wyboru rozwiązania technicznego o nowe typy ujęć wody. Zakres stosowalność programu obliczeniowego „ATEN-UjW” poszerzono o:
 - zatopione ujęcia wody typu lekkiego,
 - drenażowe ujęcia wody z wyborem najtańszej średnicy drenażu,
 - zespolone ujęcia wody zatopione-drenażowe.
- 6. Analizę rozwiązań technicznych zatopionych, drenażowych i zespolonych ujęć wody uzyskanych w oparciu o badania testowe opracowanego programu obliczeniowego (rozdział 10 i 12.2).
- 7. Podsumowanie i wnioski z prowadzonych badań (rozdział 11).

4. Metodyka prowadzonych badań zespolonego ujęcia wody

Przegląd piśmiennictwa

Dążąc do osiągnięcia zamierzonego celu, prace rozpoczęto od przeglądu piśmiennictwa (rozdział 2). Potwierdził on, że prowadzone dotąd na terenie Polski południowej badania niezawodności funkcjonowania ujęć wody powierzchniowej nie obejmowały zatopionych typu lekkiego oraz zespolonych UjW. Dotychczas nie opracowano również metody wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody, opartej na analizie techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej. Zebrane informacje dotyczące problemów w eksploatacji ujęć wody powierzchniowej dowodzą, że ze względu na występowanie losowych zdarzeń w ŻrW, takich jak np. niskie stany, zjawiska śryżowo-lodowe czy wysokie wartości mętności, trudno zagwarantować ciągłość funkcjonowania drenazowego lub zatopionego (nurtowego) ujęcia wody. Zmienność warunków hydrologicznych i meteorologicznych oraz ich wpływ na poprawność funkcjonowania badanych ujęć, wskazuje na konieczność projektowania zespolonych UjW. Składają się one z co najmniej dwóch samodzielnie pracujących ujęć, które w zależności od panujących warunków mogą stanowić dla siebie rezerwę. Zespolone ujęcie wody charakteryzuje wyższy poziom niezawodności, tj. większe prawdopodobieństwo zapewnienia dostawy wody w odpowiedniej ilości i jakości.

Przeprowadzona analiza piśmiennictwa wykazała również, iż projektowanie ujęć wody powierzchniowej jest ściśle związane z koniecznością zapewnienia ochrony ichtiofauny. Na świecie już od dawna poruszany jest problem bezpieczeństwa ryb i narybku w miejscu instalacji urządzeń do poboru wody. W USA, Kanadzie czy Wielkiej Brytanii kwestia ta jest nawet prawnie uregulowana. Dostępnych jest wiele opracowań zawierających wytyczne dotyczące projektowania czerpni zatopionych UjW, zapewniających ochronę ryb i narybku.

Badania terenowe wybranych ujęć wody powierzchniowej

Opracowanie metody wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody (zatopionego-drenazowego) wiąże się nie tylko z doбором odpowiednich rozwiązań dla poszczególnych urządzeń. Należy również określić charakter ich wzajemnej współpracy. Ponadto uwzględnienie aspektu niezawodnościowego przy projektowaniu nowych czy modernizacji istniejących ujęć wody, wymaga znajomości mierników niezawodności elementów budujących dane ujęcie, jak np. czerpni, rurociągu czy studni zbiorczej.

W tym celu w latach 2005 – 2007 prowadzono badania terenowe zatopionych, drenazowych a przede wszystkim zespolonych ujęć wody. Badaniami objęto 13 małych ujęć o wydajności mniejszej od 200 dm³/s, zlokalizowanych na terenie Polski południowej. Efektem badań są informacje na temat stosowanych rozwiązań technicznych poszczególnych urządzeń, przyczyn ich przestojów, ograniczeń w dostawie wody oraz losowych zdarzeń w źródle wody. Materiały z badań umożliwiły scharakteryzowanie źródła wody oraz wybranych elementów UjW za pomocą mierników niezawodności takich jak stacjonarny wskaźnik gotowości K, średni czas pracy pomiędzy przestojami T_p oraz średni czas odnowy T_n. Na ich podstawie przeprowadzono również dwuparametryczną ocenę niezawodności funkcjonowania badanych ujęć wody. Założono, że ujęcie wody znajduje się w stanie zdatności, kiedy posiada wydajność Q, spełniającą nierówność $\alpha_{aw} \cdot Q_n \leq Q \leq Q_n$, gdzie Q_n nominalna wydajność ujęcia, a α_{aw} współczynnik dopuszczalnego obniżenia poboru wody (przyjmowany najczęściej $\alpha_{aw}=0,7$). Wyniki badań terenowych, a w szczególności uzyskane dane z zakresu niezawodności działania badanych ujęć wody oraz ich elementów, wykorzystano przy opracowaniu proponowanej metody.

Podsumowanie i wnioski z przeprowadzonych badań terenowych przedstawiono w rozdziale 6. Natomiast wyniki badań zamieszczono w rozdziale 12, gdzie podano ogólną charakterystykę techniczną poszczególnych ujęć wody oraz obliczenia niezawodnościowe.

Model matematyczny zespolonego ujęcia wody

W oparciu o podstawy teoretyczne z zakresu hydrauliki, ekonomii i niezawodności (rozdział 5 i 7) sformułowano model matematyczny zespolonego ujęcia wody (rozdział 8). Rozpatrywane zespolone ujęcie wody stanowi układ dwóch samodzielnie pracujących ujęć wody, tj. zatopionego (nurtowego) i drenażowego [21]. Dla potrzeb drenażowego ujęcia wody wykorzystano model matematyczny przedstawiony w pracach [17],[40].

Zatopione ujęcie wody (UjW1) obejmuje źródło wody (ŻrW) i elementy takie jak czerpnia z rurociągiem odprowadzającym (A), piaskownik (B), rurociąg grawitacyjny (C) i studnia zbiorcza (D). Przyjęto dwa sposoby wykonania czerpni: z wlotem poszerzonym, stożkowym oraz z rury perforowanej. Drenażowe ujęcie wody (UjW2) obejmuje źródło wody (ŻrW) oraz drenaż (Dr), rurociąg grawitacyjny (C2) i studnię zbiorczą (D). Założono dwa warianty wykonania drenażu: dreny założone bezpośrednio w warstwie wodonośnej pod dnem cieku oraz w korytach betonowych. Natomiast zespolone ujęcie wody zawiera źródło wody (ŻrW) oraz wszystkie urządzenia techniczne zatopionego i drenażowego UjW. Przy tworzeniu modelu przyjęto, że rozpatruje się zespolone ujęcie wody o stałym natężeniu przepływu, wydajności $Q_n = Q(UjW1) = Q(UjW2)$ oraz pobierające wodę z jednego źródła zasilania.

Pobierana za pomocą czerpni zespolonego UjW woda odprowadzana jest grawitacyjnie do studni zbiorczej. Przepływ wody od czerpni do studni zbiorczej uzależniony jest od tzw. wysokości dyspozycyjnej ΔH . W przypadku drenażowego UjW wysokość ta odpowiada różnicy rzędnych zwierciadła wody w cieku i w studni zbiorczej. Natomiast przy zatopionym ujęciu wody wyróżniamy dwie wysokości dyspozycyjne, tj. pierwszą równą różnicy położenia zwierciadła wody w cieku i w piaskowniku oraz drugą odpowiadającą różnicy rzędnych zwierciadła wody w piaskowniku i w studni zbiorczej. Przepływ wody następuje wówczas, gdy wysokość dyspozycyjna jest równa sumie strat energetycznych, miejscowych i na długości, przy przepływie wody przez poszczególne elementy UjW. Warunek ten jest brany pod uwagę przy wyznaczaniu parametrów technicznych poszczególnych urządzeń zespolonego UjW. Dany wariant projektowy musi również spełniać pozostałe założenia techniczne, jak np. prędkość wlotowa do czerpni, dopuszczalna prędkość przepływu wody w drenie czy w rurociągu grawitacyjnym (rozdział 8).

Koszty budowy poszczególnych urządzeń technicznych zespolonego ujęcia wody wyznaczono dla poziomu cen z IV kwartału 2002 roku. W obliczeniach uwzględniono różne warunki gruntowo-wodne budowy.

Z niezawodnościowego punktu widzenia zatopione i drenażowe ujęcie wody ma strukturę szeregową, natomiast zespolone ujęcie wody ma strukturę szeregowo-równoległą. Przyjęto, że ujęcia w całości zbudowane są z elementów odnawialnych, scharakteryzowanych za pomocą wskaźników niezawodności takich jak wskaźnik gotowości K , średni czas pracy pomiędzy przestojami T_p i średni czas odnowy T_n , gdzie $T_p \gg T_n$. Niezawodność funkcjonowania ujęcia wody określana jest wskaźnikiem gotowości i średnim czasem pracy, wyznaczanymi metodą analizy strukturalno-funkcjonalnej, z wykorzystaniem funkcji częstości uszkodzeń. Wskaźnik gotowości ujęcia wody musi uzyskać co najmniej wymagany poziom niezawodności K_w . W przeciwnym wypadku, dąży się do podniesienia niezawodności ujęcia wody na drodze rezerwowania obciążonego elementów, np. czerpni (A, Dr) itp.

Wybór właściwego wariantu projektowego zespolonego ujęcia wody, z obszaru rozwiązań dopuszczalnych, spełniających założone wymagania techniczne i niezawodnościowe, realizowany jest w oparciu o sformułowane zadanie optymalizacyjne. Zadanie to sprowadza się do poszukiwania takiego rozwiązania technicznego ujęcia wody, dla którego uzyskany jest wymagany poziom niezawodności, przy minimalnych kosztach budowy. Właściwy wariant projektowy wybierany jest spośród ujęć pobierających taką samą ilość wody i w tych samych warunkach, a różniących się jedynie liczbą elementów podstawowych i rezerwowych.

Program obliczeniowy umożliwiający wybór rozwiązania technicznego UjW

Aby umożliwić rozwiązanie, na drodze numerycznej, sformułowanego modelu matematycznego oraz zadania optymalizacyjnego, opracowano program obliczeniowy „ATEN-UjW”. Stanowi on autorską wersję programu „Baza Ujęć” [12],[40]. Jego modyfikacja obejmowała rozszerzenie o dodatkowe rodzaje ujęć wody, takie jak:

- zatopione ujęcie wody typu lekkiego z czerpnią z wlotem poszerzonym,
- zatopione ujęcie wody typu lekkiego z czerpnią z rury perforowanej,
- drenażowe ujęcie wody z wyborem najtańszej średnicy drenów założonych bezpośrednio w warstwie wodonośnej (gruncie) pod dnem cieku,
- drenażowe ujęcie wody z wyborem najtańszej średnicy drenów założonych w korytach betonowych pod dnem cieku,
- zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (czerpnia z wlotem poszerzonym - dreny założone w gruncie),
- zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (czerpnia z rury perforowanej - dreny założone w gruncie),
- zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (czerpnia z wlotem poszerzonym - dreny założone w korytach betonowych),
- zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (czerpnia z rury perforowanej - dreny założone w korytach betonowych).

W przypadku drenażowego ujęcia wody, modyfikacja istniejącego programu obliczeniowego [40] dotyczyła rozbudowy algorytmu wyboru rozwiązania technicznego UjW o dobór właściwej średnicy drenażu. Pierwotna wersja programu [40] podaje rozwiązanie techniczne drenażowego UjW tylko dla przyjętej wstępnie średnicy drenu. Natomiast w autorskiej wersji programu automatycznie rozszerzony zostaje obszar dopuszczalnych rozwiązań technicznych o wszystkie rozpatrywane średnice.

Program obliczeniowy „ATEN-UjW” przetestowano w pełnym zakresie dokonanych modyfikacji, tzn. przeprowadzono badania testowe wszystkich wymienionych powyżej rodzajów ujęć wody. Badania prowadzono przy założeniu, że:

- system zaopatrzenia w wodę posiada jeden układ zasilania w wodę,
- rozpatruje się ujęcia wody o wydajności do $200 \text{ dm}^3/\text{s}$,
- uwzględnia się niezawodność źródła wody i wszystkich elementów budujących UjW,
- rozpatruje się możliwość rezerwowania elementów: A (czerpnia zatopionego UjW), B (piaskownik), C (rurociąg od piaskownika do studni zbiorczej), Dr (czerpnia drenażowego UjW), C2 (rurociąg od drenażu do studni zbiorczej).
- uwzględnia się podstawowe uzbrojenie drenów i rurociągów (zasuwy).

Dla potrzeb badań testowych przyjęto pewne dane wejściowe, obejmujące parametry techniczne, niezawodnościowe i ekonomiczne jak np.:

- wydajność ujęcia wody: od $0,005$ do $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$,
- szerokość cieku: od 15 m do 30 m ,
- średnica czerpni z wlotem poszerzonym: średnica wlotu od 100 do 1200 mm ,
- średnica czerpni z rury perforowanej: od 125 do 600 mm ,
- prędkość wlotowa (v_{wl}) wody do czerpni zatopionego UjW: od $0,05$ do $0,4 \text{ m/s}$,
- średnica drenu: od 125 do 350 mm ,
- długość drenu (zgodna z przyjętą szerokością cieku),
- głębokość założenia drenu: od $1,5$ do 2 m ,
- rozstaw drenów lub szerokość koryta betonowego: $1,5 \text{ m}$,
- długość rurociągów grawitacyjnych odprowadzających wodę do studni zbiorczej (C i C2): od 10 do 100 m
- warunki budowy,
- wskaźniki gotowości oraz jednostkowe koszty budowy poszczególnych urządzeń,
- wymagany poziom niezawodności UjW $K_W=0,9911577$ (w oparciu o [128]).

W wyniku przeprowadzonych badań testowych uzyskano rozwiązania zatopionych, drenazowych i zespolonych ujęć wody, dla założonych warunków techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowych. Prezentowane rozwiązania obejmują parametry techniczne (takie jak wymiary urządzeń, średnie prędkości przepływu, straty energetyczne), niezawodnościowe (mierniki niezawodności dla poszczególnych elementów oraz całego systemu) i ekonomiczne (koszty budowy elementów oraz całego ujęcia). Wyniki badań testowych, dla których przeprowadzono wnikliwą analizę, przedstawiono w postaci wybranych wykresów i tabel (rozdział 12). Wnioski z przeprowadzonych badań testowych zamieszczono w rozdziale 10.

5. Podstawy teorii niezawodności ujęć wody

5.1. Wprowadzenie

Ujęcie wody powierzchniowej obejmuje wszystkie urządzenia techniczne bezpośrednio realizujące proces poboru wody, jak np. czerpnia, rurociąg odprowadzający ujmowaną wodę, piaskownik i studnia zbiorcza. Przy ocenie niezawodności ujęć wody uwzględnia się urządzenia techniczne oraz źródło wody. Niezawodność UjW to zdolność do ujmowania wody w dostatecznej ilości i o odpowiedniej jakości, w dowolnej chwili czasu lub w przedziale czasu dogodnym dla użytkowników, w danych warunkach eksploatacyjnych.

Każdy system można rozpatrywać jako zbiór elementów powiązanych ze sobą i spełniających określone zadanie. Element to najmniejsza część wydzielona z systemu, która ze względu na przyjęty punkt widzenia nie podlega dalszemu podziałowi. Pojęcie systemu jest umowne. W zależności od prowadzonych badań systemem możemy definiować SZW, UZW, UjW itp.

Element może znajdować się w stanie sprawności (zdatności) lub w stanie niesprawności (niezdatności). Przejście elementu ze stanu zdatności do stanu niezdatności następuje w wyniku jego uszkodzenia. Wyróżnia się elementy:

- nieodnawialne,
- odnawialne (naprawialne).

Elementy nieodnawialne to takie, których nie można naprawić lub też ich naprawa jest nieopłacalna. Miarą niezawodności elementów nieodnawialnych jest intensywność uszkodzeń zdefiniowana jako:

$$\lambda(t) = \frac{f(t)}{R(t)} \quad (5.1)$$

gdzie:

$f(t)$ - funkcja gęstości rozkładu czasu trwania stanu sprawności (pracy bezuszkodzeniowej),
 $R(t)$ - prawdopodobieństwo, że element nie uszkodzi się w przedziale $(0, t)$.

Na podstawie danych z eksploatacji można empirycznie oszacować intensywność uszkodzeń $\lambda^*(t)$ jako stosunek liczby elementów, które uległy uszkodzeniu w przedziale czasu o długości Δt , do liczby elementów sprawnych na początku tego przedziału [13]:

$$\lambda^*(t) = \frac{M^*(t) - M^*(t + \Delta t)}{M^*(t) \cdot \Delta t} \quad (5.2)$$

gdzie:

$M^*(t)$ - liczba elementów w próbie, które w przedziale czasu $(0, t)$ nie uległy uszkodzeniu,

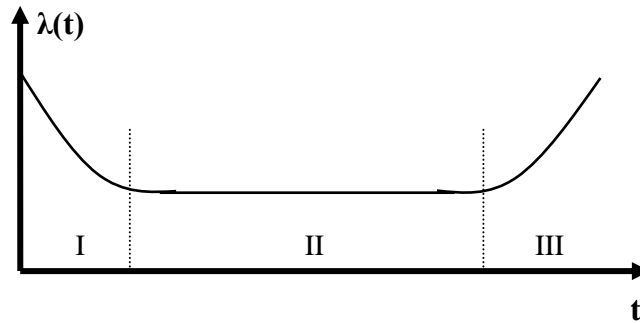
$M^*(t + \Delta t)$ - liczba elementów w próbie, które w przedziale czasu $(0, t + \Delta t)$ nie uległy uszkodzeniu,

Wartość $R(t)$, przy znanej intensywności uszkodzeń, można obliczyć z wzoru Wienera:

$$R(t) = \exp - \int_0^t \lambda(\tau) d\tau \quad (5.3)$$

W oparciu o wieloletnią praktykę [128] eksploatacji obiektów technicznych (elementów, systemów) wyróżnia się trzy charakterystyczne okresy ich pracy (Rys. 5.1):

- okres adaptacji i docierania się po uruchomieniu (bardzo krótki), w których intensywność uszkodzeń $\lambda(t)$ jest duża lecz szybko maleje,
- okres normalnej eksploatacji (bardzo długi), w którym można zakładać stałość intensywności uszkodzeń $\lambda(t) = \lambda = \text{const}$,
- okres starzenia się, w którym $\lambda(t)$ wyraźnie wzrasta wskutek zużycia elementów i wówczas obiekt jest modernizowany lub zaprzestaje się jego eksploatacji.

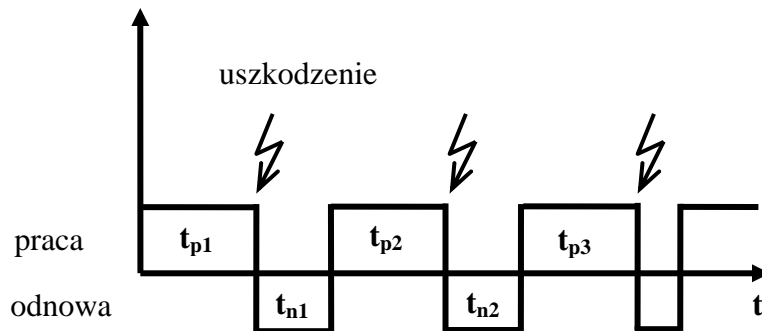


Rys. 5.1. Typowy przebieg funkcji intensywności uszkodzeń $\lambda(t)$ obiektu technicznego [128]

W dalszych rozważaniach rozpatrywany jest okres normalnej eksploatacji, gdzie $\lambda(t) = \lambda = \text{const}$ co oznacza, że czas pracy bezuszkodzeniowej ma rozkład wykładniczy.

Natomiast elementy odnawialne po uszkodzeniu mogą być przywrócone do pracy. Przejście elementu ze stanu niesprawności do stanu sprawności, tj. przywrócenie mu zdolności do wykonywania pracy, nazywane jest odnową lub naprawą elementu. Odnowa może być natychmiastowa (z zerowym czasem trwania $T_n \approx 0$) lub z rzeczywistym czasem trwania $T_n > 0$.

Biorąc pod uwagę dłuższy odcinek czasu eksploatacji obserwuje się, że element odnawialny działa w cyklach „praca-naprawa” (Rys. 5.2). Uszkodzenie elementu skutkuje zakończeniem odcinka pracy ($t_{p1}, t_{p2}, \dots, t_{pj} \dots$) i przejściem do odcinka, w którym jest on naprawiany ($t_{n1}, t_{n2}, \dots, t_{nj} \dots$).



Rys. 5.2. Przebieg cykli „praca-naprawa” elementu odnawialnego [128]

Odcinki czasów pracy ($t_{p1}, t_{p2}, \dots, t_{pj} \dots$) określają strumień pracy i są realizacjami zmiennej losowej T_p opisującej czas pracy między uszkodzeniami. Natomiast odcinki czasów napraw ($t_{n1}, t_{n2}, \dots, t_{nj} \dots$) określają strumień odnowy i są realizacjami zmiennej losowej T_n opisującej czas niesprawności (odnowy). Wartości oczekiwane zmiennych losowych T_p i T_n :

$$E(T_p) = T_p \quad \text{oraz} \quad E(T_n) = T_n \quad (5.4)$$

oznaczające odpowiednio średni czas pracy między uszkodzeniami (T_p) i średni czas odnowy (T_n) charakteryzują pracę elementu odnawialnego.

W oparciu o literaturę można przyjąć następujące własności strumienia uszkodzeń:

- strumień jest pojedynczy albo zwyczajny, jeśli w małym przedziale czasu ($\Delta t \rightarrow 0$) może zajść co najwyżej 1 uszkodzenie,
- strumień uszkodzeń jest stacjonarny jeśli prawdopodobieństwo zajścia k uszkodzeń w przedziale czasu Δt zależy tylko od jego długości a nie od położenia na osi czasu,
- strumień jest bez historii (bez następstwa) jeśli liczba uszkodzeń w przedziale Δt nie zależy od liczby wcześniejszych uszkodzeń.

Strumienie uszkodzeń pojedyncze i bez historii to tzw. strumienie Poissona. Stacjonarne strumienie poissonowskie noszą nazwę strumieni najprostszych.

Miarą niezawodności elementów odnawialnych jest parametr strumienia uszkodzeń $\omega(t)$ oraz intensywność odnowy $\mu(t)$. W przypadku elementów odnawialnych również przyjmuje się [128] okres normalnej ich pracy, gdzie:

$$\omega(t) = \omega = \text{const} \quad \text{oraz} \quad \mu(t) = \mu = \text{const} \quad (5.5)$$

Wówczas przez analogię do elementów nieodnawialnych parametr strumienia uszkodzeń $\omega(t)$ nazywany jest intensywnością uszkodzeń i oznaczany jest przez $\lambda(t) = \lambda$.

Uwzględniając zależność (5.5) oraz relację pomiędzy średnim czasem pracy i średnim czasem odnowy ($T_p \gg T_n$) można przyjąć, że strumienie pracy i odnowy mają rozkłady wykładnicze. Wówczas zachodzi:

$$\omega = \lambda = \frac{1}{T_p} \quad \text{oraz} \quad \mu = \frac{1}{T_n} \quad (5.6)$$

a podstawową miarą niezawodności elementu odnawialnego jest stacjonarny wskaźnik gotowości równy:

$$K = \frac{T_p}{T_p + T_n} \quad (5.7)$$

Stacjonarny wskaźnik gotowości określa prawdopodobieństwo, że element w dowolnej chwili t , dostatecznie odległej od początku włączenia do ruchu, w danych warunkach eksploatacyjnych, będzie w stanie sprawności.

W dalszej części niniejszej pracy przyjęto, że:

- rozpatrywany jest okres normalnej eksploatacji elementu: $\lambda(t) = \text{const}$,
- ujęcie wody w całości zbudowane jest z elementów odnawialnych,
- średni czas pracy elementu (T_p) między uszkodzeniami jest bardzo długi w porównaniu ze średnim czasem jego odnowy (T_n): $T_p \gg T_n$.
- odcinki czasów sprawności i niesprawności mają rozkłady wykładnicze,
- uszkodzenia elementów mają charakter losowy i są wzajemnie niezależne,
- strumienie uszkodzeń i odnowy są najprostsze (pojedyncze, stacjonarne i bez następstwa),
- odnowa elementu jest zupełna.

5.2. Struktury niezawodnościowe systemów

Każdy system można przedstawić za pomocą schematu techniczno-technologicznego. Schemat techniczno-technologiczny przedstawia wzajemne fizyczne usytuowanie elementów, ważne z punktu widzenia przebiegu procesu technologicznego. W tym schemacie występują wszystkie elementy istotne dla procesu. Dla niektórych systemów można skonstruować schemat niezawodnościowy, który przedstawia powiązania elementów z punktu widzenia wpływu ich uszkodzeń na sprawność całego systemu. W przypadku tego schematu każdy element występuje dokładnie raz, a kolejność elementów nie jest istotna. Elementy wysoce niezawodne można pominąć nawet jeśli stanowią podstawę procesu technologicznego.

Struktura niezawodnościowa zależy od wymagań stawianych systemowi, tzn. w zależności od wymagań dla tego samego schematu technicznego można otrzymać różne struktury niezawodnościowe. Struktury niezawodnościowe można podzielić na:

- podstawowe: szeregowy, równoległy i progowy,
- mieszane: zbudowane ze struktur podstawowych, np. szeregowo-równoległy,
- złożone: pozostałe nie dające się sprowadzić do struktur mieszanych (np. mostek).

Struktury niezawodnościowe można również podzielić na nierezzerwowane i rezerwowane. Struktury nierezzerwowane zawierają wyłącznie elementy niezbędne do działania całej struktury tzw. elementy podstawowe (n). Natomiast struktury rezerwowane

poza podstawowymi zawierają również elementy rezerwowe (m), stąd liczba wszystkich elementów w strukturze wynosi $M=n+m$. Ze względu na zasób niezawodności wyróżnia się następujące rodzaje rezerwy:

- obciążoną (gorącą), jeśli zasób niezawodności elementów podstawowych i rezerwowych zużywa się jednakowo: $\lambda_{\text{podst}} = \lambda_{\text{rezerw}}$,
- nieobciążoną (zimną), jeśli elementy rezerwowe zachowują pierwotny zasób niezawodności $\lambda_{\text{rezerw}} = 0$,
- częściowo obciążoną (ciepłą), jeśli zasób niezawodności elementu rezerwowego zużywa się w mniejszym stopniu niż elementu podstawowego: $\lambda_{\text{rezerw}} < \lambda_{\text{podst}}$

Elementy tworzą:

- strukturę szeregową typu „n z n”, gdy do sprawności systemu wymagana jest sprawność wszystkich elementów składowych,
- strukturę równoległą typu „1 z M”, gdy do sprawności systemu wystarcza sprawność przynajmniej jednego elementu,
- strukturę progową typu „n z M”, gdy do sprawności systemu konieczna jest sprawność co najmniej n spośród M elementów.

Większość ujęć wody powierzchniowej daje się przedstawić za pomocą struktur mieszanych, które stosując metodę blokowania (grupowania) elementów można sprowadzić do struktur podstawowych.

5.3. Wskaźniki niezawodności pojedynczego elementu ujęcia wody

Każdy element (obiekt, system) odnawialny budujący ujęcie wody powierzchniowej można scharakteryzować za pomocą następujących miar (wskaźników) niezawodności:

- średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami: T_p ,
- intensywność uszkodzeń: λ ,
- średni czas odnowy: T_n ,
- intensywność odnowy: μ ,
- stacjonarny wskaźnik gotowości: K ,
- częstość uszkodzeń: f .

Wzory wykorzystywane do wyznaczenia podanych wskaźników przedstawiono poniżej.

Średni czas pracy elementu (obiektu) pomiędzy uszkodzeniami (przebojami), można obliczyć w oparciu o materiały uzyskane z badań terenowych, wg wzoru:

$$T_p = \frac{1}{N_p} \left(T - \sum_{j=1}^{N_u} t_{nj} \right) \quad [h] \quad (5.8)$$

gdzie:

- T - analizowany okres czasu [h],
- N_p - liczba odcinków pracy w analizowanym okresie czasu,
- N_u - liczba odnow w analizowanym okresie czasu,
- t_{nj} - czas trwania kolejnej j-tej odnowy [h],

Średni czas trwania odnowy (przeboju) elementu (obiektu), można obliczyć w oparciu o materiały uzyskane z badań terenowych, wg wzoru:

$$T_n = \frac{\sum_{j=1}^{N_u} t_{nj}}{N_u} \quad [h] \quad (5.9)$$

Stacjonarny wskaźnik gotowości elementu (obiektu):

$$K = \frac{T_p}{T_p + T_n} \quad (5.10)$$

Intensywność uszkodzeń elementu (obiektu):

$$\lambda = \frac{1}{T_p} \quad [1/h] \quad (5.11)$$

Intensywność odnowy elementu (obiektu):

$$\mu = \frac{1}{T_n} \quad [1/h] \quad (5.12)$$

Częstość uszkodzeń elementu (obiektu):

$$f = \frac{1}{T_p + T_n} \quad [1/h] \quad (5.13)$$

Oznaczenia do wzorów (5.9) - (5.13) jak wyżej.

5.4. Ocena niezawodności ujęcia wody

Ocenę niezawodności ujęć wody powierzchniowej można przeprowadzić metodami analizy strukturalnej, do których zalicza się klasyczną metodę funkcji częstości uszkodzeń. Jest to metoda dwuparametryczna umożliwiająca wyznaczenie dla danego systemu co najmniej dwóch wskaźników niezawodności, np. stacjonarnego wskaźnika gotowości K_S i średniego czasu pracy T_{pS} , co w odróżnieniu od niekompletnej metody jednoparametrycznej (wyznaczane tylko K_S) pozwala jednoznacznie scharakteryzować badany obiekt.

Klasyczna metoda częstości uszkodzeń opiera się na wzorach wynikających wprost z (5.10) i (5.13):

$$T_{pS} = \frac{K_S}{f_S} \quad [h] \quad \text{oraz} \quad T_{nS} = \frac{1 - K_S}{f_S} \quad [h] \quad (5.14)$$

Jak widać wyznaczenie średnich czasów pracy i odnowy (T_{pS} i T_{nS}) struktur podstawowych wymaga znajomości wartości wskaźnika gotowości K_S i częstości uszkodzeń f_S , dla których wzory zestawiono w Tab. 5.1.

Do wyznaczenia intensywności uszkodzeń λ_S oraz intensywności odnowy μ_S wykorzystywane są wzory (5.11) i (5.12). W praktyce dla struktur szeregowych „n z n” intensywność uszkodzeń wyznacza się z wzoru (wynikającego z szeregu przekształceń wzoru na T_{pS}):

$$\lambda_S = \sum_{i=1}^n \lambda_i \quad [1/h] \quad (5.15)$$

gdzie:

λ_i - intensywność uszkodzeń i-tego elementu.

Tab. 5.1. Wzory do wyznaczenia wskaźnika gotowości K_S i częstości uszkodzeń f_S dla struktur podstawowych

Struktura		Wskaźnik gotowości K_S	Częstość uszkodzeń f_S [1/h]
Szeregowa „n z n”	jednorodna	$K_S = K^n$	$f_S = n \cdot f \cdot K^{n-1}$
	niejedn.	$K_S = \prod_{i=1}^n K_i$	$f_S = \sum_{i=1}^n f_i \cdot \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j, \quad f_i = \frac{1}{T_{pi} + T_{ni}}$
Równoległa „1 z M”	jednorodna	$K_S = 1 - (1 - K)^M$	$f_S = M \cdot f \cdot (1 - K)^{M-1}$
	niejedn.	$K_S = 1 - \prod_{i=1}^M (1 - K_i)$	$f_S = \sum_{i=1}^M f_i \cdot \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^M (1 - K_j), \quad f_i = \frac{1}{T_{pi} + T_{ni}}$
Progowa „n z M”	jednorodna	$K_S = \sum_{k=0}^{M-n} \binom{M}{k} K^{M-k} \cdot (1 - K)^k$	$f_S = M \cdot f \cdot \sum_{k=0}^{n-1} \binom{M-1}{M-n+k} \cdot (1 - K)^{M-n+k} \cdot K^{n-1-k}$

Objaśnienia: K - wskaźnik gotowości elementów jednorodnych $K=K_1=K_2=\dots=K_M$, n - liczba elementów podstawowych, f - częstość uszkodzeń elementów jednorodnych $f=f_1=f_2=\dots=f_M$, K_i - wskaźnik gotowości i-tego elementu, f_i - częstość uszkodzeń i-tego elementu, T_{pi} - średni czas pracy i-tego elementu, T_{ni} - średni czas odnowy i-tego elementu, M - liczba wszystkich elementów podstawowych

5.5. Wymagany poziom niezawodności ujęcia wody

Wymagany poziom niezawodności obiektu budującego system (np. ujęcia wody) można określić na podstawie zasad dekompozycji systemu [127]. Metoda sprowadza się do stopniowego podziału systemu na mniejsze części, odrębne z uwagi na realizowane zadania. Stopień szczegółowości podziału systemu jest uzależniony od wymagań prowadzonego badania. Części wyróżnione na końcowym etapie podziału traktuje się jako niepodzielne elementy. Zazwyczaj dekompozycja systemu zaopatrzenia w wodę w pierwszej kolejności sprowadza się do jego podziału na podsystem dostawy wody (PsDoW) i podsystem dystrybucji wody (PsDyW). Następnie w ramach PsDoW wyróżnionych zostaje J części w postaci układów zasilania w wodę (UZW). W kolejnym etapie, dokonywany jest podział danego UZW_j na L_j odrębnych elementów różniących się pełnionymi funkcjami oraz połączonych szeregowo z niezawodnościowego punktu widzenia. Przykładowo w UZW można wyróżnić: ujęcie wody, pompownię wody surowej, stację uzdatniania wody, pompownię wody uzdatnionej oraz przesył wody do PsDyW.

Wymagany poziom niezawodności dla każdej z wydzielonych w wyniku dekompozycji systemu zaopatrzenia w wodę części, można wyznaczyć jednostopniową metodą równomiernego rozkładu znanego, wymaganego wskaźnika niezawodności systemu K_W (SZW). Metoda polega na założeniu niezawodnościowej równorzędności wszystkich j-tych układów zasilania w wodę i podsystemu dystrybucji wody. Metoda może być stosowana dla systemów zrównoważonych, tzn. bez nadwyżki produkcyjnej.

Przyjmując powyższe założenia, wymagany wskaźnik gotowości badanego ugrupowania elementów w danym j-tym UZW można wyznaczyć wg wzoru [126],[127]:

$$K_W = \left[{}^{(J+1)}L_j \sqrt{K_W(SZW)} \right]^{B_j} \quad (5.16)$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW_j,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie,

K_W (SZW) - wymagany poziom niezawodności SZW, przyjmowany w zależności od kategorii niezawodności SZW, wg [128].

6. Ocena niezawodności wybranych ujęć wody

6.1. Wprowadzenie

Badania terenowe różnego typu ujęć wody powierzchniowej prowadzone są już od wielu lat przez B. Budziło [12],[13],[128]. Do roku 2001 obejmowały one przede wszystkim ujęcia wody: brzegowe, progowe i zatopione typu ciężkiego. Zebrane materiały stanowią źródło informacji na temat zastosowanych rozwiązań technicznych (np. czerpni), problemów w eksploatacji (związanych z różnymi czynnikami jak np. zjawiska śryżowo-lodowe, nanoszenie rumowiska, konserwacja poszczególnych elementów) oraz występowania losowych zdarzeń w źródle wody (np. wody o wysokich wartościach mętności, niżówki, incydentalne zanieczyszczenia). Efektem tych badań jest również przeprowadzona ocena niezawodności funkcjonowania rozpatrywanych ujęć wody, a także wyznaczenie wskaźników niezawodności niektórych ich elementów.

Badania prowadzone w latach 2001 - 2004 przez J. Filimowskiego głównie dotyczyły drenażowych ujęć wody i oceny niezawodności ich funkcjonowania [18]. Szczegółowe wyniki tych badań, na przykładzie wybranych 14 ujęć wody, przedstawiono w pracy [40].

Zebrane materiały wskazują, że głównym problemem eksploatacyjnym drenażowych ujęć wody jest spadek wydajności drenów w momencie wystąpienia wody o wysokiej mętności, powodowany zamulaniem warstwy filtracyjnej. Jest to szczególnie kłopotliwe w przypadku ujęć wody, dla których nie przewidziano możliwości prowadzenia automatycznego płukania drenów i obsypki filtracyjnej. Natomiast niskie stany wody i zjawiska śryżowo-lodowe, które nie stanowią większego zagrożenia dla drenażowych ujęć wody, powodują znaczne utrudnienia w eksploatacji zatopionych, brzegowych i progowych ujęć wody. Uwzględniając przedstawione spostrzeżenia stwierdzono, że w zależności od warunków panujących w źródle wody ujęcia te mogą stanowić dla siebie rezerwę.

Biorąc powyższe pod uwagę, w latach 2005 - 2007 podjęto dalsze badania terenowe ujęć wody powierzchniowej. Głównie dotyczyły one ujęć zatopionych typu lekkiego oraz zespolonych (pracujących z rezerwą) [19],[20],[21], które dotychczas nie były szczegółowo przebadane. Badania prowadzono w ramach Projektu Badawczego nr 1238/T09/2005/28.

Dla potrzeb badań wytypowano 13 małych ujęć wody zlokalizowanych na terenie Polski południowej (Tab. 6.1). W ramach tych ujęć wody funkcjonuje:

- 9 zespolonych ujęć wody,
- 15 zatopionych ujęć wody: 2 pracujące samodzielnie, 13 wchodzących w skład ujęć zespolonych,
- 6 drenażowych ujęć wody: 3 pracujące samodzielnie oraz 3 wchodzące w skład ujęć zespolonych.

Badania dotyczyły rozwiązań technicznych poszczególnych urządzeń ujęć wody, przyczyn ich przestojów lub ograniczeń w dostawie wody (zarówno ze strony urządzeń technicznych jak i samego źródła wody) oraz charakteru współpracy w przypadku zespołów składających się z dwóch lub większej liczby ujęć. Potrzebne informacje zbierano w oparciu o udostępnioną dokumentację techniczną i eksploatacyjną, raporty laboratorium oraz wywiady przeprowadzane z użytkownikami badanych ujęć wody.

Ponieważ dotychczasowe badania nie obejmowały analizy niezawodności funkcjonowania zatopionych typu lekkiego i zespolonych ujęć wody, zebrany materiał wykorzystano do wyznaczenia mierników niezawodności tego typu ujęć wody oraz wybranych ich elementów. Ocenę niezawodności badanych zatopionych, drenażowych i zespolonych UjW dodatkowo poszerzono o wyznaczenie wymaganego wskaźnika gotowości, każdorazowo przyjmując SZW jako zrównoważony (bez nadwyżki produkcyjnej). Porównanie obliczonego wskaźnika gotowości badanego UjW z wartością wymaganą (dla stanu pełnej sprawności: $Q=Q_n$) umożliwiło przeprowadzenie oceny, czy z punktu widzenia niezawodności ujęcie spełnia swoje zadanie, gwarantując zaspokojenie potrzeb odbiorców.

Tab. 6.1. Zestawienie badanych ujęć wody powierzchniowej

Lp.	Miejscowość - Ciek	$Q_{d\acute{s}r}$ [dm ³ /s]	Typ ujęcia wody	Lokalizacja ujęcia wody	Użytkownik ujęcia wody	Mk [tys.]
1	Alwernia - starorzecze rzeki Wisły	7,3	zatopione	-	Zakłady Chemiczne Alwernia S.A.	-
2	Andrychów - Wieprzówka	47,4	zespolone	w km 18 + 070	ZWiK w Andrychowie	30,0
3	Bochnia - Raba	90,3	zatopione	w km 24 + 650	MPWiK w Bochni	35,0
4	Jarosław - San	104,7	zespolone	w km 123 + 600	PWiK w Jarosławiu	41,0
5	Limanowa - Łososina	28,9	zespolone	w km 33 + 500	MZGKiM w Limanowej	10,5
6	Łapanów - Stradomka	18,5	drenażowe	w km 3 + 046	Urząd Gminy w Łapanowie	4,8
7	Łękawica - Kocierzanka	2,0	drenażowe	w km 6 + 300	ZUK w Łękawicy	2,5
8	Nowy Sącz - Dunajec	75,0	zespolone	w km 110 + 780	Wodociągi Sądeckie	95,0
9	Rabka - Poniczanka - Raba	24,8	zespolone	w km 1 + 630 119 + 800	ZWiK w Rabce	15,5
10	Skawina - Skawinka	39,4	zespolone	w km 5 + 500	ZWiK w Skawinie	25,0
11	Sułkowice - Gościbia	13,9	zespolone	w km 4 + 500	ZGK w Sułkowicach	7,0
12	Szczawnica - p. Sopotnicki	38,2	2 zespolone (str. szeregowa)	w km 2 + 500 4 + 700	MZGK w Szczawnicy	6,0
13	Zembrzyce - Paleczka	2,5	drenażowe	w km 0 + 993	GZWiK w Zembrzycach	2,3

Objaśnienia: $Q_{d\acute{s}r}$ - średnia dobowa wydajność UjW, Mk - liczba mieszkańców zaopatrywanych w wodę

6.2. Charakterystyka techniczna i ocena niezawodności badanych ujęć wody

Badania terenowe ujęć wody powierzchniowych, prowadzone w latach 2005 - 2007, obejmowały 13 małych ujęć wody o wydajności od 2 do 105 dm³/s. W ramach wytypowanych ujęć wody 12 eksploatowanych jest dla celów komunalnych, natomiast 1 dla potrzeb technologicznych zakładu przemysłowego. Przy ocenie uwzględniono zarówno poszczególne, odnawialne elementy (urządzenia) ujęcia wody takie jak: czerpnia, rurociąg odprowadzający wodę surową, zasuwa, piaskownik (osadnik) i studnia zbiorcza jak również źródło wody. W ramach 13 wytypowanych ujęć wody przebadano 15 czerpni zatopionych oraz 6 czerpni drenażowych.

Zebrane materiały umożliwiły przedstawienie szczegółowej charakterystyki technicznej badanych ujęć wody (rozwiązania techniczne poszczególnych urządzeń, stosowane do ich budowy materiały, itp.) oraz przebiegu ich eksploatacji (czyszczenia, konserwacje, itp.). Zgromadzone informacje wykorzystano do przeprowadzenia dwuparametrycznej oceny niezawodności funkcjonowania ujęć wody, a także wyznaczenia wskaźników niezawodności niektórych ich elementów. Do obliczeń niezawodnościowych zastosowano analizę strukturalno-funkcjonalną, z wykorzystaniem wzorów analitycznych i funkcji częstości uszkodzeń.

Wyniki badań terenowych zamieszczono w rozdziale 12 (załączniki). Ze względu na objętość pracy zawierają one ogólną charakterystykę techniczną badanych ujęć wody, obliczenia wskaźników niezawodności wybranych elementów (urządzeń) i wyłącznie końcowe obliczenia dotyczące niezawodności funkcjonowania badanych UjW. Natomiast poniżej zestawiono parametry techniczne i obliczone wskaźniki niezawodności czerpni zatopionych (Tab. 6.3) i drenażowych (Tab. 6.2) ujęć wody oraz wyniki przeprowadzonej oceny niezawodności badanych ujęć wody przy uwzględnieniu źródła wody (Tab. 6.4). W Tab. 6.4 podano również wskaźniki gotowości badanych UjW wyznaczone przy pominięciu źródła wody.

Tab. 6.2. Zestawienie parametrów technicznych i wskaźników niezawodności czerpni drenażowych UjW

Lp.	Miejscowość - Ciek	$Q_{d\bar{s}r}$ [dm ³ /s]	Liczba drenów	Długość drenażu [m]	Średnica drenu [mm]	Materiał drenu	Głębokość zal. drenu [m]	Liczba warstw obsypki	Perforacja	Koryto betonowe	Plukanie drenażu	T_p [h]	T_n [h]	K_{Dr}
1	Andrychów - Wieprzówka	14,3	2	40	315	PVC	1,5	2	ot	O	O	2184,5	8,5	0,9961240
2	Limanowa - Łososina	28,9	2	68	400	stal	1,5	1	ot	X	O	4373,0	7,0	0,9984018
3	Łapanów - Stradomka	18,5	10	50	160	PVC	2,0	3	ot	X	X	1092,6	3,0	0,9972618
4	Łękawica - Kocierzanka	2,0	5	50	160	PVC	2,0	2	ot	X	B	8752,0	8,0	0,9990867
5	Skawina - Skawinka	39,4	13	156	160	PVC	1,0	2	sz	X	X	1868,4	16,5	0,9912169
6	Zembrzyce - Paleczka	2,5	5	90	225	PE	1,2	2	ot	O	B	4372,0	8,0	0,9981735

Objaśnienia: $Q_{d\bar{s}r}$ - średnia dobowa wydajność drenażowego UjW, T_p , T_n , K_{Dr} - wskaźniki niezawodności drenażu badanego UjW, ot / sz - perforacja w postaci otworów / szczelin, X - istnieje koryto betonowe / instalacja do płukania, O - brak koryta betonowego / instalacji do płukania (drenaż płukany okresowo), B - brak płukania drenażu, okresowo prowadzona renowacja obsypki

Tab. 6.3. Zestawienie parametrów technicznych i wskaźników niezawodności czepni zatopionych UjW

Lp.	Miejscowość - Ciek	$Q_{d\acute{s}r}$ [dm ³ /s]	Typ: lekki (L) / ciężki (C)	Rodzaj czepni	Liczba elementów czepni	Długość [m] / średnica [mm] czepni	Materiał czepni	Głębokość założenia czepni pod zw. wody [m]	Czyszczenie czepni	T_p [h]	T_n [h]	K_{CzZ}
1	Alwernia - starorzecze rzeki Wisły	7,3	L	RPot	1	21/315	PVC	1,6	O	-	-	-
2	Andrychów - Wieprzówka	33,1	L	Kp	2	0,8/500	stal	0,3	O	1029,0	3,0	0,9970930
3	Bochnia - Raba	90,3	C	Rp	1	14/500	stal	0,7	O	1751,0	1,0	0,9994292
4	Jarosław - San	104,7	L	RPsz	1	3/600	stal	3,0	O	4376,0	4,0	0,9990867
5	Limanowa - Łososina	28,9	L	RPot	1	2/300	stal	0,3	O	1742,5	12,0	0,9931603
6	Nowy Sącz - Dunajec: Cz N2 - Dunajec: Cz N3	75,0	L L	WP WP	1 1	0,5/600 0,5/600	stal stal	0,5 1,0	O O	1929,9 2914,9	17,8 6,7	0,9908726 0,9977181
7	Rabka - Poniczanka: Cz Z1a Cz Z1b (str. szeregową) - Raba: Cz Z2	24,8	L L L	RPsz RPsz RPsz	1 1 3	15/400 10/400 12/300	stal stal stal	0,5 0,3 0,3	O O O	1457,7	3,0	0,9979461
8	Sułkowice - Gościbia	13,9	L	R	1	2,5/160	PVC	1,1	O	8712,0	48,0	0,9945205
9	Szczawnica - p. Sopotnicki Cz Z1 Cz Z1a (str. równoległa) - p. Sopotnicki Cz N2 Cz N2a (str. równoległa)	22 16,2	C L L L L	Ksz Ksz Ksz Ksz	1 1 2 1	0,6/400 0,6/400 0,5/400 0,5/400	stal stal stal stal	3,5 2,5 0,7 0,3	O O O O	13908,0 13977,6	117,6 48,0	0,9916153 0,9965777 0,9918619 0,9982887

Objaśnienia: $Q_{d\acute{s}r}$ - średnia dobowa wydajność UjW, T_p , T_n , K_{CzZ} - wskaźniki niezawodności czepni badanego zatopionego UjW, Kp - kosz z prętów stalowych, Ksz - kosz z perforacją szczelinową, Rp - rura z prętów stalowych, R - rura z wlotem zabezpieczonym siatką, RP - rura perforowana, ot / sz - perforacja w postaci otworów / szczelin, WP - czepnia z wlotem poszerzonym, X - istnieje instalacja do płukania, O - brak instalacji do płukania, czepnie płukane lub czyszczone okresowo

Tab. 6.4. Zestawienie wskaźników niezawodności badanych ujęć wody

Lp.	Miejscowość - Ciek	Typ ujęcia wody	$K_{\text{źrw}}$	T_p [h]	T_n [h]	K_{UjW}	K^*_{UjW}	$K_w(\text{UjW})$
1	Alwernia - starorzecze rzeki Wisły	zatopione	0,9955204	2666,5	16,8	0,9937259	0,9981974	0,9901801
2	Andrychów - Wieprzówka	zespolone	0,9881698	1076,3	12,9	0,9881420	0,9999718	0,9944644
3	Bochnia - Raba	zatopione	0,9976177	743,6	3,5	0,9953205	0,9976973	0,9889594
4	Jarosław - San	zespolone	0,9881377	1223,2	15,5	0,9875051	0,9993597	0,9823936
5	Limanowa - Łososina	zespolone	0,9966585	2285,2	9,0	0,9960621	0,9994016	0,9911577
6	Łapanów - Stradomka	drenażowe	0,9955424	638,2	6,1	0,9904784	0,9949133	0,9911577
7	Łękawica - Kocierzanka	drenażowe	0,9918868	2072,6	20,7	0,9900904	0,9981889	0,9911577
8	Nowy Sącz - Dunajec	zespolone	0,9936857	1983,7	14,5	0,9927429	0,9990512	0,9982518
9	Rabka - Poniczanka - Raba	zespolone	0,9822069 0,9851417	5471,3	6,7	0,9987708	0,9993461	0,9926260
10	Skawina - Skawinka	zespolone	0,9828446	1331,8	23,5	0,9826213	0,9997728	0,9955690
11	Sułkowice - Gościbia	zespolone	0,9628912	681,3	26,5	0,9624930	0,9995864	0,9901801
12	Szczawnica - p. Sopotnicki	2 zespolone (str. szeregowa)	0,9920997	748,5	15,0	0,9803659	0,9881728	0,9737070
13	Zembrzyce - Paleczka	drenażowe	0,9976321	1366,6	8,4	0,9943059	0,9966659	0,9940964

Objaśnienia: $Q_{\text{dśr}}$ - średnia dobowo wydajność UjW, $K_{\text{źrw}}$ - wskaźnik źródła wody T_p , T_n , K_{UjW} - wskaźniki niezawodności badanego UjW, K^*_{UjW} - wskaźniki gotowości badanego UjW bez uwzględnienia źródła wody, $K_w(\text{UjW})$ - wymagany wskaźniki gotowości badanego UjW

6.3. Podsumowanie wyników badań terenowych

Przedstawione poniżej wyniki badań terenowych obejmują rozwiązania techniczne, problemy eksploatacyjne i parametry niezawodnościowe badanych ujęć wody.

Czerpnie badanych zatopionych ujęć wody (Tab. 6.3) wykonane są w postaci: wlotu poszerzonego (stożkowego), kosza z prętów stalowych lub blachy perforowanej, rury z prętów stalowych, rury perforowanej lub przewodu z wlotem zabezpieczonym siatką. W większości przypadków czerpnie wykonane są ze stali, z dwoma wyjątkami w których zastosowano PVC. Spośród piętnastu przebadanych czerpni zatopionych UjW trzynaście jest typu lekkiego, a dwie typu ciężkiego. Liczba elementów czerpni waha się od 1 do 3, średnica od 160 do 600 mm, a ich głębokość założenia pod zwierciadłem wody wynosi od 0,3 do 3,5 m. Woda z ujęć zatopionych odprowadzana jest grawitacyjnie, z wyjątkiem ujęcia dla miasta Bochnia.

Czerpnie badanych drenażowych ujęć wody (Tab. 6.2) składają się z drenów założonych bezpośrednio w gruncie pod dnem cieku lub w korytach betonowych. Spośród sześciu przebadanych czerpni drenażowych, pięć wykonanych jest z tworzywa sztucznego (PVC, PE), a tylko jedna ze stali. Liczba drenów waha się od 2 do 13, a ich średnica od 160 do 400 mm. Głębokość założenia drenów pod dnem cieku wynosi od 1 do 2 m. Czerpnie badanych

drenażowych UjW w pięciu przypadkach posiadają kilkuwarstwową obsypkę filtracyjną (dwu- lub trzywarstwową). Wydajność jednostkowa na metr bieżący drenu waha się od 0,03 do 0,43 dm³/smb. We wszystkich badanych drenażowych UjW woda odprowadzania jest grawitacyjnie do studni zbiorczej.

Czerpnie zatopionych ujęć wody nie są wyposażone w instalację płuczącą, a jedynie okresowo czyszczone. W niektórych przypadkach czerpnie płukane są z wykorzystaniem samochodu WUKO. Główną przyczyną przestojów badanych zatopionych ujęć wody są zjawiska losowe występujące w źródle, takie jak powodzie, niżówki, zjawiska śryżowo-lodowe, incydentalne zanieczyszczenia.

Czerpnie drenażowych ujęć wody tylko w dwóch przypadkach posiadają własną instalację płuczącą, dzięki czemu możliwe jest systematyczne płukanie drenów i obsypki filtracyjnej (co najmniej raz w tygodniu). Użytkownicy dwóch ujęć wody prowadzą okresowe płukania z wykorzystaniem samochodu WUKO (przeciętnie dwa razy w roku). W dwóch przypadkach drenaż nie jest płukany (ujęcia wody w Łękawicy i Zembrzycach), a czyszczenie obsypki filtracyjnej sprowadza się do usunięcia wierzchniej warstwy skolmatowanej (ok. dwa razy w roku). Umieszczenie drenów w korytach betonowych ułatwia prowadzenie procesu płukania. Przerwy w pracy drenażowych ujęć wody głównie związane są z występowaniem wysokiej mętności w źródle wody, co prowadzi do zamulania warstwy filtracyjnej i spadku wydajności drenażu. Natomiast zjawiska śryżowo-lodowe oraz niskie stany wody nie utrudniają eksploatacji drenażowych UjW.

W przypadku czerpni zatopionych ujęć wody (Tab. 6.3) usytuowanych w cieku, stacjonarny wskaźnik gotowości waha się od 0,9908726 do 0,9994292, średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami wynosi od 1029,0 do 4376,0 h, a średni czas odnowy od 1,0 do 21,4 h. Natomiast dla czerpni (Tab. 6.3) zlokalizowanych w zbiornikach, stacjonarny wskaźnik gotowości waha się w granicach od 0,9916153 do 0,9965777, średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami od 8712,0 do 13977,6 h, a średni czas odnowy od 48,0 do 117,6 h. Mierniki niezawodności czerpni drenażowych ujęć wody (Tab. 6.2) wynoszą odpowiednio: stacjonarny wskaźnik gotowości od 0,9912169 do 0,9990867, średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami od 1092,6 do 8752,0 h, a średni czas odnowy od 3,0 do 16,5 h.

Wskaźnik gotowości źródła wody badanych ujęć (Tab. 6.4) waha się od 0,9628912 do 0,9976321. Mierniki niezawodnościowe badanych ujęć wody (Tab. 6.4) z uwzględnieniem źródła wody, przyjmują następujące wartości: stacjonarny wskaźnik gotowości od 0,9624930 do 0,9987708, średni czas pracy od 638,2 do 5471,3 h, a średni czas odnowy od 3,5 do 26,5 h. Natomiast wskaźnik gotowości badanych UjW (Tab. 6.4) przy pominięciu źródła wody wynosi od 0,9881728 do 0,9999718. Wymagany poziom niezawodności (spełniony warunek $K_{UjW} \geq K_W(UjW)$) uzyskano w przypadku 54% przebadanych ujęć wody. Najwyższy poziom niezawodności posiada zespolone ujęcie dla miejscowości Rabka, pobierające wodę z różnych źródeł zasilania.

Przebadane zespolone ujęcia wody w 89% stanowią układ dwóch samodzielnie pracujących ujęć wody, np. nurtowego i drenażowego dla miasta Andrychów. Tylko w jednym przypadku mamy do czynienia z układem trzech ujęć wody (UjW dla gminy Sułkowice). Przeprowadzone badania terenowe wykazały, że tylko w 33% ujęcia te są eksploatowane równocześnie. Zminimalizowanie wpływu losowych zdarzeń w źródle wody na funkcjonowanie zespolonego ujęcia uzyskiwane jest na dwa sposoby:

- eksploatację dwóch różnych typów ujęć, np. zespolone ujęcie wody drenażowo-progowe z rzeki Skawinki: ujęcie drenażowe jest podstawowym a progowe stanowi rezerwę przy długotrwałych stanach podwyższonej mętności wody w źródle,
- pobór wody z dwóch różnych źródeł zasilania, np. zespolone ujęcia wody dla miasta Rabka: zatopione UjW z potoku Poniczanka jest ujęciem podstawowym a zatopione UjW z rzeki Raby stanowi rezerwę w przypadku nieodpowiedniej jakości wody w potoku.

Przedstawione wyniki badań terenowych wskazują, że:

- najniższy poziom niezawodności w badanych ujęciach wody posiada źródło wody,
- parametry techniczne i wskaźniki niezawodności drenażowych ujęć wody nie odbiegają od wcześniej wyznaczonych [40],
- dla zapewnienia poprawnego funkcjonowania drenażowych i zatopionych ujęć wody, konieczne jest prowadzenie systematycznego płukania czerpni,
- stosowane dotychczas metody projektowania ujęć wody powierzchniowej oparte wyłącznie na analizie techniczno-ekonomicznej nie zawsze zapewniają ujęciom uzyskanie wymaganego poziomu niezawodności (warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$) został spełniony tylko w przypadku 54% badanych ujęć wody),
- zatopione i drenażowe ujęcia wody mogą stanowić dla siebie rezerwę w zależności od warunków panujących w źródle wody,
- najwyższy poziom niezawodności posiada zespolone ujęcie wody dla miasta Rabka pobierające wodę z różnych źródeł zasilania,
- wysoki wskaźnik gotowości zespolonych ujęć wody (od 0,9990512 do 0,9999718) w porównaniu do samodzielnie pracujących ujęć zatopionych i drenażowych (od 0,9881728 do 0,9981974), wyznaczony przy pominięciu źródła wody, potwierdza celowość prowadzenia badań zmierzających do opracowania metody wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody.

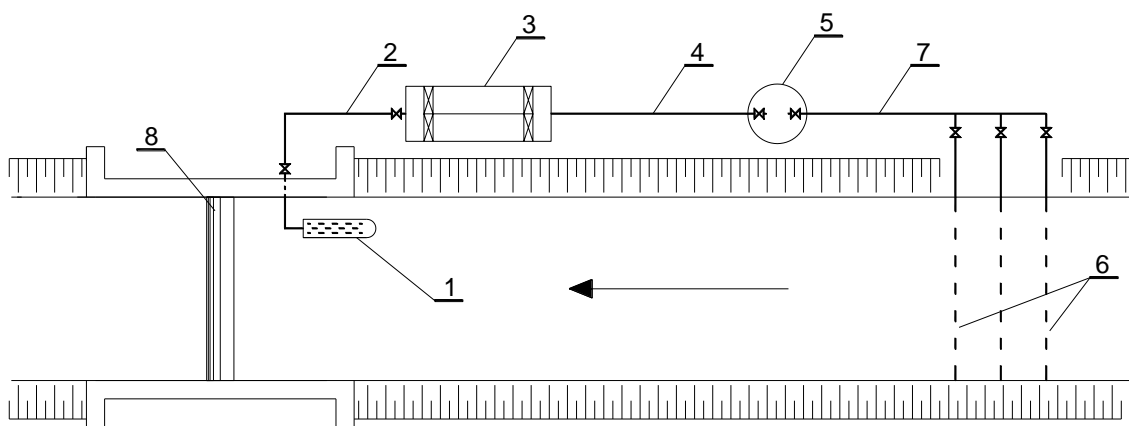
7. Podstawy teoretyczne modelu matematycznego ujęcia wody

7.1. Wprowadzenie

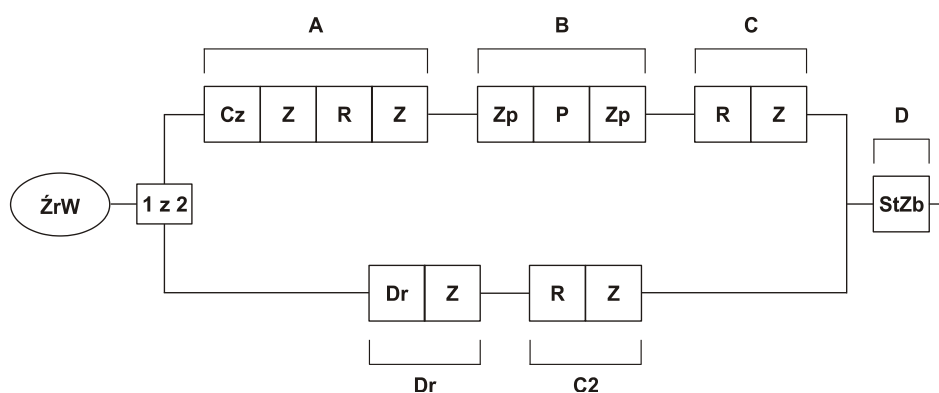
Badaniami objęto trzy typy ujęć pobierające wodę powierzchniową (ŻrW):

- zatopione ujęcie wody (UjW1), które składa się z czerpni z rurociągiem odprowadzającym (A): z wlotem poszerzonym, stożkowym (Cz_{WP}) lub z rury perforowanej (Cz_{RP}), piaskownika (B), rurociągu grawitacyjnego od piaskownika do studni zbiorczej (C) i studni zbiorczej (D),
- drenażowe ujęcie wody (UjW2), które składa się z czerpni (drenażu) (Dr): z drenami założonymi bezpośrednio w warstwie wodonośnej (Dr_{GRUNT}) lub z drenami założonymi w korytach betonowych (Dr_{BETON}), rurociągu grawitacyjnego od drenażu do studni zbiorczej (C2) i studni zbiorczej (D),
- zespolone ujęcie wody (UjW1-UjW2), które składa się z czerpni ujęcia zatopionego (A), czerpni (drenażu) ujęcia drenażowego (Dr), piaskownika (B), rurociągu grawitacyjnego od piaskownika do studni zbiorczej (C), rurociągu grawitacyjnego od drenażu do studni zbiorczej (C2) i studni zbiorczej (D) - Rys. 7.1.

W zależności od napełnienia zwierciadła wody w cieku, przy projektowanym ujęciu można przewidzieć budowę progu piętrzącego (F).



- a) schemat technologiczny: 1 - czerpnia zatopionego UjW, 2 - rurociąg odprowadzający, 3 - piaskownik, 4 - rurociąg od piaskownika do studni zbiorczej, 5 - studnia zbiorcza, 6 - drenaż, 7 - rurociąg od drenażu do studni zbiorczej, 8 - próg piętrzący



- b) schemat niezawodnościowy: ŻrW - źródło wody, Cz - czerpnia zatopionego UjW, Z - zasuwa, R - rurociąg, Zp - zasuwa płaska, P - piaskownik Dr - dren, StZb - studnia zbiorcza, A, B, C, D, Dr, C2 - elementy UjW

Rys. 7.1. Schemat zespolonego ujęcia wody (zatopionego-drenażowego)

7.2. Podstawy teoretyczne z zakresu niezawodności ujęcia wody

Podstawy teorii niezawodności ujęć wody powierzchniowej szczegółowo przedstawiono w rozdziale 5. Ocena niezawodności rozpatrywanych ujęć wody przeprowadzono na podstawie opracowanych schematów niezawodnościowych (np. dla zespolonego UjW Rys. 7.1), przy uwzględnieniu wszystkich urządzeń technicznych (elementów) oraz źródła wody. Z niezawodnościowego punktu widzenia zatopione i drenażowe ujęcie wody ma strukturę szeregową, natomiast zespolone ujęcie wody ma strukturę szeregowo-równoległą. Wskaźniki niezawodności badanych ujęć wody można wyznaczyć za pomocą metody funkcji częstości uszkodzeń, wykorzystując wzory podane w rozdziale 5. Obliczony stacjonarny wskaźnik gotowości ujęcia wody porównywany jest z przyjętym wymaganym poziomem niezawodności. W przypadku gdy obliczony wskaźnik gotowości ujęcia wody jest mniejszy od wymaganego, konieczne jest podniesienie poziomu niezawodności UjW na drodze rezerwowania w ramach poszczególnych elementów UjW (np. A, Dr, itp.) i przy założeniu rezerwy gorącej (obciążonej).

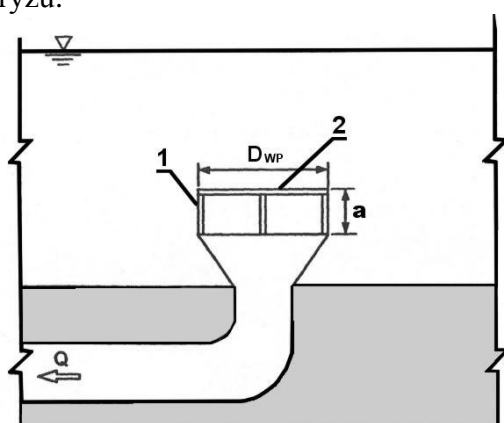
7.3. Podstawy teoretyczne wymiarowania urządzeń ujęcia wody

7.3.1. Czerpnia zatopionego ujęcia wody

Rozpatruje się zatopione ujęcie wody z czerpnią w postaci wlotu poszerzonego, stożkowego (CZ_{WP}) lub rury perforowanej (CZ_{RP}). Woda ujmowana za pomocą czerpni odprowadzana jest krótkim rurociągiem (A2). Liczba rurociągów jest równa liczbie elementów podstawowych (n) i rezerwowych (m) czerpni ($M=n+m$). Rurociągi A2 łączą się w jeden zbiorczy rurociąg odprowadzający (L30), którym woda przepływa do piaskownika (B).

Czerpnia z wlotem poszerzonym, stożkowym

W oparciu o literaturę [26],[27],[33],[47],[102] przyjęto czerpnię w postaci rury z wlotem poszerzonym (stożkowym) osłoniętym od góry pokrywą, zamocowaną na prętach kraty o długości 0,3 m. Rozwiązanie czerpni oraz sposób jej usytuowania w cieku przedstawiono na Rys. 7.2. Zastosowanie pokrywy osłaniającej redukuje pionowe prędkości wlotowe, co umożliwi selektywny pobór z dolnych warstw strumienia i ogranicza dopływy wody z powierzchni cieku. Takie rozwiązanie zmniejsza ilość wciąganych do ujęcia młodych ryb i śryżu.



Objaśnienia:

- 1 - pręty kraty
- 2 - pokrywa
- D_{wp} - średnica wlotu
- a - wysokość kraty
- Q - wydajność ujęcia wody

Rys. 7.2. Czerpnia z wlotem poszerzonym, zatopionego ujęcia wody [27]

Wymiarowanie czerpni obejmuje wyznaczenie powierzchni ujmującej, tj. przestrzeni pomiędzy krawędzią wlotu a pokrywą, gwarantującej uzyskanie prędkości wlotowej założonej z uwagi na panujące warunki śryżowo-lodowe czy ochronę ryb i narybku. Dla danej wydajności zatopionego ujęcia wody, odległości pokrywy od wlotu oraz liczby czerpni,

obliczenia sprowadzają się do wyznaczenia średnicy wlotu wg wzoru:

$$D_{WP} = \frac{Q_{Ujw1} \cdot \eta_1}{v_{wl} \cdot a \cdot \pi \cdot n \cdot \eta_2} \quad [m] \quad (7.1)$$

gdzie:

D_{WP} - średnica wlotu [m],

Q_{Ujw1} - wydajność zatopionego ujęcia wody [m^3/s],

v_{wl} - założona prędkość wlotowa [m/s],

a - wysokość kraty (wysokość założenia pokrywy nad wlotem): przyjęto $a=0,3$ m,

π - liczba $\pi=3,14$,

n - liczba elementów podstawowych czerpni,

η_1 - współczynnik bezpieczeństwa, można przyjąć $\eta_1=1,2-1,3$ [13],

η_2 - współczynnik zmniejszenia powierzchni czynnej kraty wg wzoru [13]:

$$\eta_2 = \frac{b}{b+s}, \quad \text{gdzie}$$

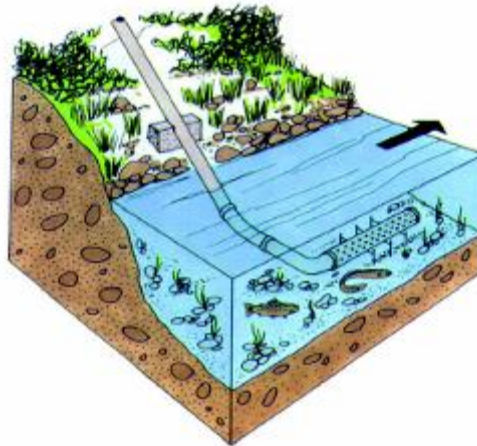
b - prześwit między prętami kraty,

s - grubość pręta kraty.

Średnica czerpni z wlotem poszerzonym obliczona na podstawie wzoru (7.1) jest następnie zastępowana przez najbliższą większą z typoszeregu dla rur stalowych (Tab. 7.1), który obejmuje średnice standardowe od 100 do 1200 mm.

Czerpnia z rury perforowanej

Do czerpni z rury perforowanej woda dopływa przez otwory lub szczeliny w jej ścianach. Czerpnia może być założona bezpośrednio na dnie cieku, nad dnem na specjalnych podporach lub umocowana do przyczółka istniejącego progu piętrzącego. Zalecane jest ułożenie czerpni zapewniające jej samooczyszczanie przez nurt cieku. Współczynnik perforacji czerpni można przyjmować od 27 - 30% [44],[45].



Rys. 7.3. Przykłady rozwiązań czerpni z rury perforowanej, zatopionego ujęcia wody [45]

Mając daną wydajność zatopionego ujęcia wody, współczynnik perforacji, średnicę i liczbę czerpni oraz założoną prędkość wlotową, wymiarowanie czerpni sprowadza się do obliczenia jej długości wg wzoru:

$$L_{RP} = \frac{Q_{UjWI} \cdot \eta_1}{v_{wb} \cdot \pi \cdot \varphi \cdot D_{zRP} \cdot n} \quad [m] \quad (7.2)$$

gdzie:

L_{RP} - długość czerpni (rury perforowanej) [m],

Q_{UjWI} - wydajność zatopionego ujęcia wody [m^3/s],

φ - współczynnik perforacji,

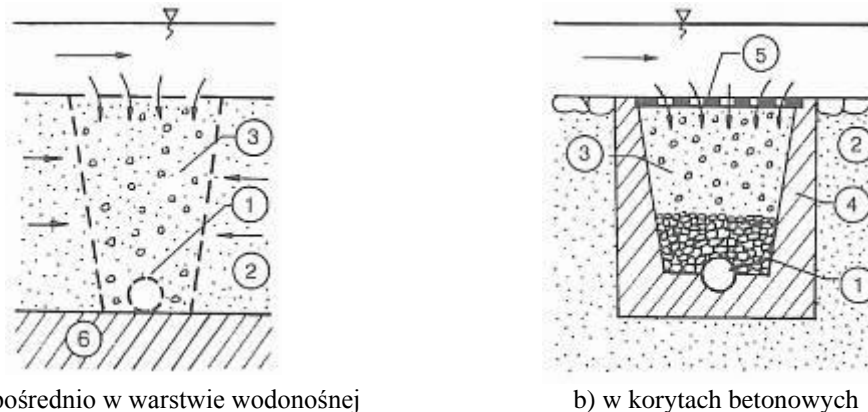
D_{zRP} - średnica zewnętrzna czerpni (rury perforowanej) [m],

v_{wb} , π , n , η_1 - jak wyżej we wzorze (7.1).

7.3.2. Czerpnia drenażowego ujęcia wody

Pod uwagę wzięto drenażowe ujęcie wody z czerpni w postaci drenów założonych pod dnem cieku, bezpośrednio w warstwie wodonośnej (D_{rGRUNT}) lub w korytach betonowych (D_{rBETON}). Ujmowana za pomocą drenów woda odprowadzana jest rurociągiem grawitacyjnym (C2) do studni zbiorczej (D).

Warunki hydrogeologiczne łóżyska cieku wpływają na sposób założenia drenów. Przy korzystnych warunkach (wysoki współczynnik wodoprzepuszczalności) dreny mogą być zakładane pod dnem cieku bezpośrednio w materiale rodzimym (Rys. 7.4 a). W niektórych przypadkach można zastosować również obsypkę filtracyjną celem zwiększenia powierzchni dopływu wody do drenu. Natomiast przy mniej przepuszczalnych łóżyskach dreny należy zakładać w korytach betonowych, wypełnionych specjalnie dobranym materiałem filtracyjnym (Rys. 7.4 b).



Rys. 7.4. Przykłady założenia drenów pod dnem cieku, wg [13]: 1 - dren, 2 - materiał rodzimy, 3 - obsypka filtracyjna, 4 - koryto betonowe, 5 - kratka lub płyta, 6 - warstwa nieprzepuszczalna

Sposób doboru i wykonania obsypki filtracyjnej szczegółowo omówiono w pracach [13],[40]. Obsypka filtracyjna drenu może być jedno- lub kilkuwarstwowa i wykonana z materiału grubo- lub drobnodziarnistego, o współczynniku wodoprzepuszczalności od 0,0001 do 0,002 m/s [40]. Wysokość obsypki uzależniona jest od warunków hydrogeologicznych oraz głębokości i sposobu założenia drenów, może wynieść od 0,8 do 3 m [13].

W przypadku drenów założonych w korytach betonowych, materiał filtracyjny zabezpiecza się przed możliwością wypłukania podczas procesu jego regeneracji poprzez osłonięcie koryt od góry kratami lub perforowanymi płytami. Z tego samego względu współczynnik perforacji płyty lub kraty powinien być $\leq 0,3$ [13]. Ponadto powierzchnia otworów w płycie lub kratce powinna być tak dobrana, aby prędkość wlotowa była mniejsza od 0,1 m/s. W celu ograniczenia ekspansji obsypki w trakcie płukania, odległość pomiędzy kratą lub płytą a obsypką należy przyjmować 0,1 - 0,2 m [40].

Dreny mogą być wykonane z różnych materiałów, takich jak: stal, PE, PVC, kamionka. Perforację, w postaci otworów lub szczelin, najczęściej wykonuje się w górnej

połowie drenu [48]. Współczynnik perforacji drenu przyjmuje się w granicach 10 - 15% [40]. Prędkość przepływu wody w drenie powinna się mieścić w granicach 0,5 - 0,9 m/s, a minimalne spadki dla drenu o średnicy od 100 do 400 mm należy przyjmować odpowiednio 0,25 - 0,1% [13].

Biorąc pod uwagę sposób usytuowania drenów w stosunku do warstwy nieprzepuszczalnej wyróżnia się ujęcia z drenami pełnymi, tj założonymi na jej stropie oraz z drenami niepełnymi, które do niej nie dochodzą. Rozważania prowadzone w dalszej części niniejszej pracy dotyczą drenażowych ujęć wody w drenami pełnymi.

Wydajność drenażowego ujęcia wody z drenami:

- pełnymi, założonymi na głębokości $\ell=0,8 - 1,5$ m, o rozstawie $b=0,8 - 1,5$ m,
- drenami założonymi w korytach betonowych o wysokości $\ell=0,8 - 1,5$ m i szerokości $b=0,8 - 1,5$ m,

można wyznaczyć wg wzoru [13],[40]:

$$Q = A_1 \cdot k \cdot L \cdot n \cdot S_{p1} \cdot \varphi \cdot m_p^{B_1} \cdot (\ell - 0,5 \cdot d_z)^{-C_1} \cdot A_6 \cdot \ell^{B_6} \quad [m^3 / s] \quad (7.3)$$

gdzie:

k - współczynnik wodoprzepuszczalności [m/s],

L - długość części perforowanej drenu [m],

n - liczba drenów,

S_{p1} - depresja mierzona w studni [m],

m_p - współczynnik perforacji płyty lub kraty; dla drenów założonych bezpośrednio w gruncie należy przyjąć współczynnik $m_p=1$,

ℓ - wysokość koryta lub głębokość założenia drenu [m],

d_z - średnica zewnętrzna drenu [m],

$A_1, B_1, C_1, \varphi, A_6, B_6$ - współczynniki zależne od średnicy zewnętrznej drenów, należy wyznaczyć wg wzorów podanych w pracy [40] (wzorów nie przytoczono ze względu na objętość pracy).

7.3.3. Piaskownik (osadnik)

Zadaniem piaskownika (osadnika) jest wstępne oczyszczenie ujmowanej wody z substancji stałych, na drodze ich sedimentacji. W celu wyznaczenia parametrów piaskownika niezbędne są dane dotyczące zawiesiny i rumowiska prowadzonego przez ciek. W przeciwnym razie obliczenia mają charakter przybliżony. W zależności od wielkości i rodzaju cząstek substancji, które mają być oddzielone w piaskowniku, należy zagwarantować odpowiednią prędkość opadania. Średnią prędkość przepływu wody przez piaskownik przyjmuje się ok. 0,1 - 0,3 m/s. Dla zapewnienia stałej prędkość przepływu konieczne jest uwzględnienie urządzenia do regulacji prędkości, np. w postaci przelewu. Długość piaskownika można wyznaczyć wg wzoru [92]:

$$L_P = K_P \cdot H_{Pr} \cdot \frac{v_{sr}}{\mu} = K_P \cdot \frac{Q_{Ujw1}}{n \cdot B_P \cdot \mu} \quad [m] \quad (7.4)$$

gdzie:

L_P - długość piaskownika [m],

K_P - współczynnik bezpieczeństwa, można przyjąć $K_P=1,1-1,2$,

H_{Pr} - wysokość robocza piaskownika [m],

v_{sr} - średnia prędkość przepływu wody przez piaskownik [m/s],

μ - prędkość opadania [m/s],

Q_{Ujw1} - wydajność zatopionego ujęcia wody [m³/s],

B_P - szerokość piaskownika [m],

n - liczba elementów podstawowych.

7.3.4. Rurociąg grawitacyjny

Ujmowana woda odprowadzana jest do studni zbiorczej rurociągami grawitacyjnymi: A2, L30 i C w przypadku zatopionego UjW, natomiast C2 przy drenażowym UjW. Rurociągi budowane są z różnych materiałów, najczęściej jednak ze stali. Przy doborze średnic, należy przyjmować rozwiązanie o najmniejszych kosztach budowy, przy zachowaniu warunków dotyczących prędkości przepływu wody w rurociągu.

Średnica wewnętrzna rurociągu powinna być tak dobrana, aby prędkość przepływu wody mieściła się w zalecanym zakresie, np. wg [90] od 0,5 do 1 m/s. Stąd przyjęta średnica powinna spełniać warunek [12]:

$$d \geq 1,13 \cdot \left(\frac{Q}{v_{dop} \cdot n} \right)^{0,5} \quad [m] \quad (7.5)$$

gdzie:

d - średnica wewnętrzna rurociągu [m],

Q - natężenie przepływu w przewodzie [m^3/s],

v_{dop} - średnia dopuszczalna prędkość przepływu [m/s], zalecana przez [90],

n - liczba elementów podstawowych.

W przypadku, gdy dla dobranej średnicy prędkość przepływu wody jest mniejsza od wartości zalecanej, należy przyjąć najbliższą mniejszą średnicę.

Średnicę wewnętrzną rurociągu (A2, L30, C, C2) można dobrać w zależności od natężenia przepływu wody w przewodzie (Q) wg Tab. 7.1.

Tab. 7.1. Zestawienie średnic rurociągu grawitacyjnego

Lp.	Średnica wewnętrzna d [mm]	Przepływ w rurociągu Q [l/s]		Prędkość przepływu w rurociągu v [m/s]	
		min	max	min	max
1.	100	≤ 4		$\leq 0,5$	
2.	125	5	7	0,4	0,6
3.	150	8	11	0,5	0,6
4.	200	12	20	0,4	0,6
5.	250	21	35	0,4	0,7
6.	300	36	55	0,5	0,8
7.	350	56	80	0,6	0,8
8.	400	81	115	0,6	0,9
9.	450	116	150	0,7	0,9
10.	500	151	200	0,8	1,0

7.3.5. Studnia zbiorcza

W studni zbiorczej gromadzona jest ujmowana woda oraz następuje wyrównanie wahań pomiędzy dopływem a odpływem wody. Wymiary studni muszą być tak dobrane, aby możliwe było pomieszczenie w niej wszystkich niezbędnych urządzeń, jak rurociąg odprowadzający ujmowaną wodę wraz z uzbrojeniem, rurociąg ssawny czy dodatkowo przewód płuczący drenaż oraz przewód odprowadzający zanieczyszczenia. Zadaniem studni zbiorczej jest również zagwarantowanie ewentualnej rezerwy na wypadek awarii (tzw. pojemność awaryjna). Można projektować studnie dwukomorowe, gdzie jedna z komór pełni rolę osadnika. W studni należy przewidzieć przelew awaryjny w celu jej zabezpieczenia przed przepełnieniem. Powierzchnię przekroju poprzecznego studni zbiorczej, można wyznaczyć z wzoru [12],[13]:

$$F_{StZb} = \frac{Q_p \cdot t \cdot 60}{H_{aw}} \quad [m^2] \quad (7.6)$$

gdzie:

F_{StZb} - powierzchnia studni zbiorczej [m^2],

Q_p - ilość pompowanej wody [m^3/s],

t - czas uruchomienia pomp [min], przy braku danych, można przyjąć od 5 do 10 min,

H_{aw} - wysokość warstwy zapasu wody w studni [m], jeśli nie ma danych można przyjąć od 1,5 do 3,0 m.

7.4. Podstawy teoretyczne wyznaczenia strat energetycznych

Rozpatruje się zatopione i drenażowe ujęcia wody, w przypadku których ujmowana woda odprowadzana jest do studni zbiorczej grawitacyjnie, rurociągiem ciśnieniowym. Przepływ wody od czerpni do studni zbiorczej uzależniony jest od tzw. wysokości dyspozycyjnej ΔH , odpowiadającej różnicy rzędnych zwierciadła wody w cieku i studni zbiorczej. Przepływ wody następuje w przypadku, gdy wysokość dyspozycyjna (w x-tym rozwiązaniu technicznym) jest równa sumie strat energetycznych, miejscowych i na długości, przy przepływie wody przez poszczególne elementy UjW:

$$\Delta H(x) = \sum \Delta h(x) = \sum \Delta h_m(x) + \sum \Delta h_l(x) \quad [m] \quad (7.7)$$

gdzie:

$\sum \Delta h(x)$ - suma strat energetycznych przy przepływie wody przez UjW [m],

$\Delta h_m(x)$ - straty miejscowe przy przepływie wody przez elementy UjW [m],

$\Delta h_l(x)$ - straty na długości przy przepływie wody przez elementy UjW [m].

7.4.1. Wyznaczenie strat energetycznych w zatopionym ujęciu wody

W przypadku zatopionego ujęcia wody (UjW1) wyróżniamy dwie wysokości dyspozycyjne, tj. ΔH_{1UjW1} równą różnicy położenia zwierciadła wody w cieku i w piaskowniku oraz ΔH_{2UjW1} , która odpowiada różnicy rzędnych zwierciadła wody w piaskowniku i w studni zbiorczej. Stąd dla zapewnienia przepływu wody od czerpni do studni zbiorczej w x-tym rozwiązaniu technicznym konieczne jest spełnienie warunku:

$$\Delta H_{1UjW1}(x) = \sum \Delta h_{1UjW1}(x) \quad \wedge \quad \Delta H_{2UjW1}(x) = \sum \Delta h_{2UjW1}(x) \quad (7.8)$$

gdzie:

$\sum \Delta h_{1UjW1}(x)$ - suma strat przy przepływie wody od czerpni do piaskownika w UjW1 [m],

$\sum \Delta h_{2UjW1}(x)$ - suma strat przy przepływie wody od piaskownika do studni zbiorczej w UjW1 [m].

Straty energetyczne przy przepływie wody od czerpni do piaskownika (Δh_{1UjW1})

Suma strat energetycznych, miejscowych i na długości, przy przepływie wody od czerpni do piaskownika w UjW1 w x-tym rozwiązaniu technicznym, dla:

- UjW1 z czerpnią z wlotem poszerzonym obejmuje:

$$\begin{aligned} \sum \Delta h_{1UjW1}(x) = & \Delta h_{krWP}(x) + \Delta h_{zw}(x) + \Delta h_k(x) + \Delta h_{zA2}(x) + \\ & + \Delta h_d(x) + \Delta h_k(x) + \Delta h_{L30}(x) + \Delta h_{zL30}(x) + \Delta h_{wyL30}(x) \quad [m] \end{aligned} \quad (7.9)$$

- UjW1 z czerpnią z rury perforowanej obejmuje:

$$\begin{aligned} \sum \Delta h_{1UjW1}(x) = & \Delta h_{wIRP}(x) + \Delta h_{RP}(x) + \Delta h_{zw}(x) + \Delta h_k(x) + \Delta h_{zA2}(x) + \\ & + \Delta h_d(x) + \Delta h_k(x) + \Delta h_{L30}(x) + \Delta h_{zL30}(x) + \Delta h_{wyL30}(x) \quad [m] \end{aligned} \quad (7.10)$$

gdzie:

- $\Delta h_{krWP}(x)$ - strata przy przepływie przez kratę czerpni dla Cz_{WP},
- $\Delta h_{wlRP}(x)$ - strata przy przepływie przez perforację czerpni dla Cz_{RP},
- $\Delta h_{RP}(x)$ - strata przy przepływie wewnątrz rury perforowanej dla Cz_{RP},
- $\Delta h_{zw}(x)$ - strata przy zwężeniu czerpni,
- $\Delta h_k(x)$ - strata przy przepływie przez kolano,
- $\Delta h_{zA2}(x)$ - strata przy przepływie przez zasuwę w rurociągu A2,
- $\Delta h_d(x)$ - strata przy przepływie przez dyfuzor,
- $\Delta h_{L30}(x)$ - strata przy przepływie przez rurociąg L30,
- $\Delta h_{zL30}(x)$ - strata przy przepływie przez zasuwę w rurociągu L30,
- $\Delta h_{wylL30}(x)$ - strata przy wylocie z rurociągu L30.

Stratami przy przepływie przez kraty i siatki zajmowali się różni autorzy [2],[99],[130]. Straty energetyczne przy przepływie przez kratę osłaniającą wlot do czerpni Cz_{WP} (z wlotem poszerzonym), wynoszą:

$$\Delta h_{krWP}(x) = \zeta_1 \cdot \frac{v_{wl}^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.11)$$

gdzie:

- v_{wl} - prędkość wlotowa do czerpni [m/s],
- ζ_1 - współczynnik oporów miejscowych, można przyjąć wg [2],[13].

Stratę energetyczną przy przepływie wody przez perforację czerpni można wyznaczyć w oparciu o wzór na natężenie dopływu wody przez otwór w rurze perforowanej [104]:

$$q_o = \mu_o \cdot f_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta H_o} \quad [m^3 / s] \quad (7.12)$$

gdzie:

- q_o - natężenie dopływu wody przez otwór [m³/s],
- f_o - powierzchnia otworu [m²],
- μ_o - współczynnik wydatku otworu, można przyjąć wg [25],[111],
- ΔH_o - wysokość straty hydraulicznej występującej podczas przepływu wody przez otwór, odpowiadająca różnicy wysokości zwierciadła wody w cieku nad osią rury i wysokością ciśnienia piezometrycznego w danym przekroju rury.

Przyjęto, że:

$$\frac{q_o}{f_o} = \frac{Q}{F_o} = \frac{Q}{\varphi \cdot \pi \cdot Dz_{RP} \cdot L_{RP}} \quad [m^3 / s] \quad (7.13)$$

gdzie:

- Q - ilość ujmowanej wody [m³/s],
- F_o - powierzchnia otworów wlotowych (perforacji) czerpni [m²],
- φ - współczynnik perforacji,
- Dz_{RP} - średnica zewnętrzna czerpni (rury perforowanej) [m],
- L_{RP} - długość czerpni (rury perforowanej) [m].

Przekształcając wzór (7.12) i uwzględniając zależność (7.13) otrzymano wzór na stratę przy przepływie wody przez perforację czerpni w postaci:

$$\Delta h_{wlRP}(x) = \Delta H_o = \frac{Q^2}{\varphi^2 \cdot \pi^2 \cdot Dz_{RP}^2 \cdot L_{RP}^2 \cdot \mu_o^2 \cdot 2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.14)$$

który po uwzględnieniu zależności:

$$Q = v_{wl} \cdot F_o = v_{wl} \cdot \varphi \cdot \pi \cdot Dz_{RP} \cdot L_{RP} \quad [m^3 / s] \quad (7.15)$$

przyjmuje postać:

$$\Delta h_{wIRP}(x) = \Delta H_o = \frac{v_{wl}^2}{\mu^2 \cdot 2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.16)$$

Objaśnienia powyżej we wzorach (7.11) - (7.13).

Strata energetyczna przy przepływie wody wewnątrz czerpni z rury perforowanej

Zagadnieniem przepływu wody przez rury perforowane zajmowano się w szeregu pracach [2],[7],[37],[50],[104],[108]. Stratę energetyczną przy przepływie wody wewnątrz rury perforowanej, można wyznaczyć w oparciu o wzór (2.65) opracowany przez Z. Siwonia [104]:

$$\Delta h_{RP}(x) = \left(1,86 + \frac{(\lambda_{ot} + \lambda_{tk} \cdot b) \cdot L}{3 \cdot d} \right) \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.17)$$

gdzie:

L - długość rury perforowanej [m],

d - średnica wewnętrzna rury perforowanej [m],

v - średnia prędkość przepływu w końcowym przekroju rury perforowanej [m/s],

pozostałe oznaczenia jak we wzorze (2.65).

Zastępczy współczynnik oporów λ_{ot} wywołany obecnością otworów wykonanych w ścianie rury należy obliczyć wg wzoru [104]:

$$\lambda_{ot} = 0,0106 \cdot \varphi^{0,413} \quad (7.18)$$

gdzie:

φ - współczynnik perforacji,

Natomiast współczynnik oporów liniowych λ_{tk} wywołany podstawową chropowatością ścianki rury perforowanej należy wyznaczyć z wzoru [104]:

$$\lambda_{tk} = 0,11 \cdot \left(0,282 \cdot \varphi^{2,4} + \frac{v \cdot 68}{v \cdot d} \right)^{0,25} \quad (7.19)$$

gdzie:

ν - współczynnik lepkości kinematycznej wody, można przyjąć dla temperatury +10°C
 $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ wg [46],[73].

Wyznaczaniem strat energetycznych przy nagłej zmianie przekroju zajmowano się w szeregu pracach [46],[73],[95],[111].

Stratę energetyczną przy zwężeniu przekroju w miejscu połączenia czerpni z rurociągiem A2 obliczono wg wzoru:

$$\Delta h_{zw}(x) = \zeta_2 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.20)$$

gdzie:

v - średnia prędkość przepływu w rurociągu za zwężeniem [m/s],

ζ_2 - współczynnik oporów miejscowych, można przyjąć wg [46],[111] lub obliczyć z wzoru [90]:

$$\zeta_2 = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{d_2^2}{d_1^2} \right) \quad (7.21)$$

gdzie

d_2 - średnica wewnętrzna przekroju za zwężeniem [m],

d_1 - średnica wewnętrzna przekroju przed zwężeniem [m].

Stratę energetyczną przy rozszerzeniu przekroju można obliczyć wg wzoru:

$$\Delta h_{roz}(x) = \zeta_2 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.22)$$

gdzie:

- v - średnia prędkość przepływu za rozszerzeniem [m/s],
 ζ_2 - współczynnik oporów miejscowych, można przyjąć wg [46] lub obliczyć z wzoru [46],[73],[95],[111]:

$$\zeta_2 = \left(\frac{d_2^2}{d_1^2} - 1 \right)^2 \quad (7.23)$$

gdzie

- d_1 - średnica wewnętrzna przekroju przed rozszerzeniem [m],
 d_2 - średnica wewnętrzna przekroju za rozszerzeniem [m].

Stratę energetyczną przy przepływie przez kolano, założone za czerpnię w rurociągu A2 oraz w rurociągu L30, obliczono wg wzoru:

$$\Delta h_k(x) = \zeta_3 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.24)$$

gdzie:

- v - średnia prędkość przepływu w rurociągu [m/s],
 ζ_3 - współczynnik oporów miejscowych, można przyjąć wg [46],[73].

Stratę energetyczną przy przepływie wody przez zasuwę, założoną za czerpnię w rurociągu A2 oraz przy piaskowniku w rurociągu L30, można obliczyć wg wzoru:

$$\Delta h_{zA2}(x) = \Delta h_{zL30}(x) = \zeta_4 \cdot \frac{v_r^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.25)$$

gdzie:

- v_r - średnia prędkość przepływu w rurociągu [m/s],
 ζ_4 - współczynnik oporów miejscowych zależny od typu zasuw, można przyjąć wg [73],[90].

Stratę energetyczną przy przepływie przez dyfuzor, występującą w przypadku większej liczby czerpni ($n > 1$), można wyznaczyć wg wzoru:

$$\Delta h_d(x) = \zeta_5 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.26)$$

gdzie:

- v - średnia prędkość przepływu za dyfuzorem [m/s],
 ζ_5 - współczynnik oporów miejscowych, można obliczyć przybliżonym wzorem Fliegera [46],[73],[111]:

$$\zeta_5 = k \cdot \left(\frac{d_2^2}{d_1^2} - 1 \right)^2 \quad (7.27)$$

gdzie:

- k - współczynnik przyjmowany w zależności od kąta nachylenia ścian dyfuzora,
 d_1 - średnica wewnętrzna rurociągu przed dyfuzorem [m],
 d_2 - średnica wewnętrzna rurociągu za dyfuzorem [m].

Straty energetyczne przy przepływie wody przez rurociąg L30 odprowadzający wodę do piaskownika obliczono wg wzoru Darcy'ego-Weisbacha (2.11):

$$\Delta h_{L30}(x) = \lambda_l \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m]$$

gdzie oznaczenia jak we wzorze (2.11).

Współczynnik strat liniowych λ_l można przyjąć wg [46],[73].

Wykorzystując zależność opisującą średnią prędkości przepływu w rurociągu:

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d^2} \quad (7.28)$$

gdzie:

Q - natężenie przepływu w rurociągu [m^3/s],

wzór (2.11) można zapisać:

$$\Delta h_{L30}(x) = \frac{8}{g \cdot \pi^2} \cdot \frac{\lambda_l}{d^5} \cdot l \cdot Q^2 \quad [m] \quad (7.29)$$

a podstawiając:

$$\frac{8}{g \cdot \pi^2} \cdot \frac{1}{d^5} \cdot \lambda_l = \frac{0,082655 \cdot \lambda_l}{d^5} = C_1 \quad (7.30)$$

otrzymujemy ostateczną postać wzoru:

$$\Delta h_{L30}(x) = C_1 \cdot l \cdot Q^2 \quad [m] \quad (7.31)$$

gdzie:

C_1 - oporność właściwa rurociągu [s^2/m^6], można przyjąć wg [73].

Stratę energetyczną przy wylocie z rurociągu L30 do można obliczyć wg wzoru:

$$\Delta h_{wyL30}(x) = \zeta_6 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.32)$$

gdzie:

v - średnia prędkość przepływu w rurociągu [m/s],

ζ_6 - współczynnik oporów miejscowych zależny od rodzaju wylotu, można przyjąć wg [73]

Straty energetyczne przy przepływie wody od piaskownika do studni zbiorczej (Δh_{2UjW1})

Suma strat energetycznych, miejscowych i na długości, przy przepływie wody od piaskownika do studni zbiorczej w UjW1 w x-tym rozwiązaniu technicznym obejmuje:

$$\sum \Delta h_{2UjW1}(x) = \Delta h_B(x) + \Delta h_{wlotC}(x) + \Delta h_C(x) + \Delta h_{zC}(x) + \Delta h_{wyL30}(x) \quad [m] \quad (7.33)$$

gdzie:

$\Delta h_B(x)$ - strata przy przepływie przez piaskownik,

$\Delta h_{wlotC}(x)$ - strata przy wlocie do rurociągu C,

$\Delta h_C(x)$ - strata przy przepływie przez rurociąg C,

$\Delta h_{zC}(x)$ - strata przy przepływie przez zasuwę w rurociągu C,

$\Delta h_{wyL30}(x)$ - strata przy wylocie z rurociągu C.

Stratę energetyczną przy przepływie przez piaskownik obliczono wg wzoru [111]:

$$\Delta h_B(x) = I \cdot L_p \quad [m] \quad (7.34)$$

gdzie:

L_P - długość piaskownika [m],

I - spadek hydrauliczny, który przy równomiernym, ustalonym ruchu cieczy w przewodzie otwartym można przyjąć z formuły Chézy'ego [58],[111]:

$$I = \frac{v^2}{c_o^2 \cdot R_h} \quad (7.35)$$

gdzie:

v - średnia prędkość przepływu w piaskowniku [m/s],

c_o - współczynnik Chézy'ego [$m^{1/2}/s$], można obliczyć wg wzoru Manninga [58]:

$$c_o = \frac{1}{n_o} \cdot R_h^{1/6} \quad [m^{1/2} / s] \quad (7.36)$$

gdzie:

n_o - współczynnik szorstkości zależny od materiału, z którego wykonano piaskownik [$s \cdot m^{-1/3}$],

R_h - promień hydrauliczny [m]:

$$R_h = \frac{F_p}{U} \quad [m] \quad (7.37)$$

gdzie:

F_p - powierzchnia przekroju poprzecznego strumienia wody [m^2].

U - obwód zwilżony [m].

Biorąc powyższe relacje pod uwagę, strata energetyczna przy przepływie przez piaskownik wynosi:

$$\Delta h_B(x) = \frac{n_o^2 \cdot Q^2 \cdot (2 \cdot H_{Pr} + B_P)^{4/3}}{n^2 \cdot (B_P \cdot H_P)^{10/3}} \quad [m] \quad (7.38)$$

gdzie:

n_o - współczynnik szorstkości,

Q - wydajność ujęcia wody [m^3/s],

H_{Pr} - głębokość robocza piaskownika [m],

L_P - długość piaskownika [m],

n - liczba podstawowych komór piaskownika.

Stratę energetyczną przy wlocie do rurociągu C z piaskownika można wyznaczyć wg wzoru:

$$\Delta h_{wlotC}(x) = \zeta_7 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.39)$$

gdzie:

v - średnia prędkość przepływu w rurociągu [m/s],

ζ_7 - współczynnik oporów miejscowych zależny od rodzaju wlotu, można przyjąć wg [73].

Stratę energetyczną przy przepływie wody przez rurociąg C odprowadzający wodę z piaskownika do studni zbiorczej: $\Delta h_C(x)$ można obliczyć wg wzoru (7.31).

Stratę energetyczną przy przepływie wody przez zasuwę założoną w studni zbiorczej w rurociągu C: $\Delta h_{zC}(x)$ można obliczyć z wzoru (7.25).

Stratę energetyczną przy wylocie z rurociągu C do studni zbiorczej: $\Delta h_{wylC}(x)$ można obliczyć wg wzoru (7.32).

7.4.2. Wyznaczenie strat energetycznych w drenażowym ujęciu wody

W przypadku drenażowego ujęcia wody (UjW2), którego czerpnię stanowią dreny założone pod dnem cieku, pobierana woda odprowadzana jest grawitacyjnym rurowciągiem ciśnieniowym bezpośrednio do studni zbiorczej. Wylot rurowciągu do studni jest zatopiony. Przepływ wody następuje, gdy wysokość dyspozycyjna ΔH_{UjW2} w x-tym rozwiązaniu technicznym jest równa sumie strat energetycznych ($\Sigma \Delta h_{UjW2}$), miejscowych i na długości, przy przepływie wody od drenażu do studni zbiorczej:

$$\Delta H_{UjW2}(x) = \sum \Delta h_{UjW2}(x) \quad (7.40)$$

Suma strat energetycznych ($\Sigma \Delta h_{UjW2}$), miejscowych i na długości, przy przepływie wody w UjW2 w x-tym rozwiązaniu technicznym wg [40] obejmuje:

$$\begin{aligned} \sum \Delta h_{UjW2}(x) = & \Delta h_f(x) + \Delta h_{wIDr}(x) + \Delta h_{Drp}(x) + \Delta h_{Drnp}(x) + \Delta h_{zDr}(x) + \\ & + \Delta h_{zp}(x) + \Delta h_k(x) + \Delta h_{C2}(x) + \Delta h_{zC2}(x) + \Delta h_{wylC2}(x) \quad [m] \end{aligned} \quad (7.41)$$

gdzie:

- $\Delta h_f(x)$ - strata przy przepływie przez obsypkę filtracyjną,
- $\Delta h_{wIDr}(x)$ - strata przy przepływie przez otwory wlotowe w perforowanej części drenażu,
- $\Delta h_{Drp}(x)$ - strata przy przepływie wewnątrz drenażu w części perforowanej,
- $\Delta h_{Drnp}(x)$ - strata przy przepływie wewnątrz drenażu w części nieperforowanej,
- $\Delta h_{zDr}(x)$ - strata przy przepływie przez zasuwę w drenie,
- $\Delta h_{zp}(x)$ - strata przy nagłej zmianie przekroju (rozszerzenie lub zwężenie przewodu),
- $\Delta h_k(x)$ - strata przy przepływie przez kolano,
- $\Delta h_{C2}(x)$ - strata przy przepływie przez rurowciąg C2,
- $\Delta h_{zC2}(x)$ - strata przy przepływie przez zasuwę w rurowciągu C2,
- $\Delta h_{wylC2}(x)$ - strata przy wylocie z rurowciągu C2.

Strata energetyczna przy przepływie przez otwory wlotowe w perforowanej części drenażu jest równa różnicy pomiędzy wysokością ciśnienia na zewnętrznej i wewnętrznej ścianie drenażu. Stratę można obliczyć wg wzoru:

$$\Delta h_{wIDr}(x) = \zeta_8 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad (7.42)$$

gdzie:

- v - średnia prędkość w otworach perforacji drenów [m/s],
- ζ_8 - suma bezwymiarowych współczynników oporów miejscowych wg [40]

Stratę energetyczną przy przepływie wody wewnątrz drenażu w części perforowanej wyznaczono z wzoru (2.65) opracowanego przez Z. Siwonia:

$$\Delta h_{Drp}(x) = \left(1,86 + \frac{(\lambda_{ot} + \lambda_{tk} \cdot b) \cdot L}{3 \cdot d} \right) \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m]$$

Zastępczy współczynnik oporów λ_{ot} wywołany obecnością otworów wykonanych w ścianie rury należy obliczyć wg wzoru (7.18), natomiast współczynnik oporów liniowych λ_{tk} wywołany podstawową chropowatością ścianki rury perforowanej z wzoru (7.19).

Stratę energetyczną przy przepływie wody wewnątrz drenu w części nieperforowanej obliczono wg wzoru (2.11):

$$\Delta h_{Dr_{np}}(x) = \lambda_l \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m]$$

gdzie:

- l - długość nieperforowanej części drenu [m],
- d - średnica wewnętrzna drenu [m],
- v - średnia prędkość przepływu w nieperforowanej części drenu [m/s],
- λ_l - współczynnik strat liniowych, można przyjąć wg [46],[73].

Stratę energetyczną przy przepływie wody przez zasuwę założoną w nieperforowanej części drenu: $\Delta h_{zDr}(x)$ można obliczyć z wzoru (7.25).

Strata energetyczna przy nagłej zmianie przekroju $\Delta h_{zp}(x)$, związana z połączeniem drenu z rurociągiem C2, może być spowodowana nagłym rozszerzeniem lub zwężeniem przewodu. Stratę energetyczną przy nagłym rozszerzeniu przekroju można obliczyć wg wzoru (7.22), natomiast stratę przy nagłym zwężeniu z wzoru (7.20).

Stratę energetyczną przy przepływie przez kolano: $\Delta h_k(x)$ można obliczyć z wzoru (7.24).

Stratę energetyczną przy przepływie wody przez rurociąg C2 odprowadzający wodę z drenów do studni zbiorczej: $\Delta h_{C2}(x)$ można wyznaczyć z wzoru (2.11) lub (7.31). Współczynnik strat liniowych λ_l można przyjąć wg [46],[73], natomiast oporność właściwą rurociągu można wyznaczyć z wzoru (7.30).

Stratę energetyczną przy przepływie wody przez zasuwę założoną w studni zbiorczej na rurociągu C2: $\Delta h_{zC2}(x)$ można obliczyć z wzoru (7.25).

Stratę energetyczną przy wylocie z rurociągu C2 do studni zbiorczej: $\Delta h_{wylC2}(x)$ można obliczyć wg wzoru (7.32).

Strata energetyczna przy przepływie przez obsypkę filtracyjną jest równa różnicy pomiędzy położeniem zwierciadła wody w cieku, a wysokością hydrauliczną panującą w strefie na zewnątrz drenu, odniesionymi do poziomu porównawczego. Stratę można obliczyć wg wzoru [40]:

$$\begin{aligned} \Delta h_f(x) = Sp - [\Delta h_{wIDr}(x) + \Delta h_{Dr_p}(x) + \Delta h_{Dr_{np}}(x) + \Delta h_{zDr}(x) + \\ + \Delta h_{zp}(x) + \Delta h_k(x) + \Delta h_{C2}(x) + \Delta h_{zC2}(x) + \Delta h_{wylC}(x)] \quad [m] \end{aligned} \quad (7.43)$$

gdzie:

- Sp - depresja mierzona w studni zbiorczej [m],
- pozostałe objaśnienia jak wyżej.

7.5. Ocena ekonomiczna rozwiązań technicznych ujęcia wody

W niniejszym rozdziale przedstawiono obliczenia kosztów budowy czepni zatopionego i drenażowego ujęcia wody oraz takich urządzeń technicznych jak: piaskownik, rurociąg grawitacyjny, studnia zbiorcza, próg piętrzący. Obliczenia kosztów budowy przeprowadzono dla małych ujęć wody powierzchniowej o wydajności $Q \leq 200 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Kalkulacje kosztów budowy wykonano przy pomocy programu do kosztorysowania robót budowlano-montażowych „ZUZIA 99” [96] oraz cenników SEKOCENBUD (poziom cen 4 kwartał 2002 r.) [24]. W kalkulacji kosztów badanych ujęć wody i ich urządzeń przyjęto technologię i zakres robót w oparciu o doświadczenie byłego Biura Projektów Budownictwa Komunalnego w Krakowie [11],[64]. Kalkulacje przeprowadzono orientacyjnie, uwzględniając przeciętne koszty realizacji robót [16].

Podstawy rzeczowe kosztorysowania, są to niezbędne do obliczeń w kalkulacji kosztorysowej normy pracy ludzi i sprzętu oraz zużycia materiałów. Do ich określenia wykorzystano Katalogi Nakładów Rzeczowych, które stanowią „urzędową” bazę normatywną.

Cena kosztorysowa, to kwota wyliczona według ustalonych zasad w kosztorysie wykonawcy, określająca proponowaną przez wykonawcę cenę wykonania robót. Cenę kosztorysową oblicza się wg poniższego wzoru [135]:

$$C_k = K_b + K_z + K_p + Z + P_v \quad [PLN] \quad (7.44)$$

gdzie:

C_k - cena kosztorysowa [PLN],

K_b - kalkulowane koszty bezpośrednie [PLN],

K_z - koszty zakupu materiałów to w 95% koszty transportu wraz z kosztem robót przeładunkowych [PLN],

K_p - kalkulowane koszty pośrednie [PLN],

Z - zysk kalkulacyjny [PLN],

P_v - podatek od towarów i usług [PLN].

Ceny materiałów, pracy sprzętu, stawkę roboczo-godziny oraz wskaźniki narzutów kosztów pośrednich, kosztów zakupu materiałów, zysku przyjęto według cenników SEKOCENBUD, jako wartości średnie dla terenu województwa małopolskiego.

Dla skalkulowanych kosztów jednostkowych, odniesionych do jednostki scalonej budowanego obiektu (urządzenia), wyznaczono funkcje aproksymujące, metodą najmniejszych kwadratów. W obliczeniach tych uwzględniono różne warunki gruntowo-wodne budowy.

Koszty budowy C_b (w dowolnym czasie t) dla czepni badanych ujęć wody (drenażowych i nurtowych) oraz towarzyszących im urządzeń można zapisać ogólnie:

$$C_b = f \cdot C_{b2002} \quad [PLN] \quad (7.45)$$

gdzie:

f - współczynnik inflacji (można przyjmować w oparciu o dane z Rocznika Statycznego Głównego Urzędu Statycznego w Warszawie),

C_{b2002} - koszty budowy (poziom cen z roku 2002).

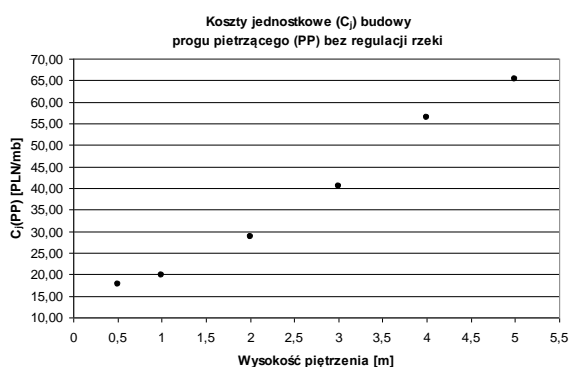
7.5.1. Koszty budowy progu piętrzącego

Oszacowanie przeciętnych kosztów budowy progu piętrzącego jest problemem szczególnym, gdyż w znacznym stopniu rozwiązanie techniczne i koszty zależą od warunków lokalnych.

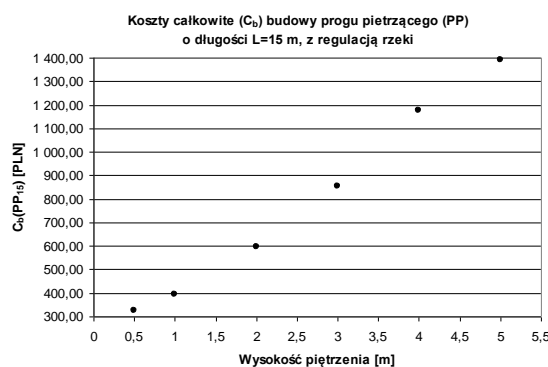
Poniżej przedstawiono dane (Tab. 7.2), na podstawie których opracowano wzory opisujące koszty progu piętrzącego o szerokości korony jednego metra, dowolnej długości L i wysokości piętrzenia H .

Tab. 7.2. Zestawienie kosztów budowy progu piętrzącego o szerokości jednego metra w zależności od wysokości piętrzenia (poziom cen z 2002 r.), wg [16]

Wysokość piętrzenia H [m]	Koszty jednostkowe bez regulacji dla progu piętrzącego o szerokości jednego metra C_{jPP} [PLN/mb długości korony próg piętrzącego]	Koszty całkowite z regulacją (dla progu piętrzącego o szerokości jednego metra i długości korony $L=15$ m) C_{bPP15} [PLN]
0,5	17 619	325 326
1,0	19 902	394 160
2,0	28 662	594 722
3,0	40 577	855 836
4,0	56 329	1 174 492
5,0	65 400	1 392 962



a) koszty jednostkowe bez regulacji rzeki



b) koszty całkowite z regulacją rzeki, dla $L=15$ m

Rys. 7.5. Koszty budowy progu piętrzącego o szer. jednego metra w zależności od wysokości piętrzenia, wg [16]

Na podstawie danych (Tab. 7.2, Rys. 7.5) wyznaczono zależność funkcyjną kosztów budowy progu piętrzącego C_{PP} od wysokości piętrzenia H, wg [16]:

$$C_{PP} = A3 \cdot H^3 + A2 \cdot H^2 + A1 \cdot H + A0 \quad [PLN] \quad (7.46)$$

gdzie: współczynniki wielomianu aproksymującego A3, A2, A1, A0 zestawiono w Tab. 7.3:

Tab. 7.3. Wartości oszacowanych współczynników do wzorów na koszty budowy progu piętrzącego, wg [16]

Dla kosztów jednostkowych (C_{jPP}) bez regulacji	A3 = -664,101 A2 = 6200,643 A1 = -5070,57 A0 = 19000,27	Współczynnik korelacji R=0,9994
Dla kosztów całkowitych (C_{bPP15}) z regulacją - próg piętrzący o długości L=15m	A3 = -10715,9 A2 = 101456,4 A1 = -23788,9 A0 = 318766,9	Współczynnik korelacji R=0,9997

Całkowite koszty budowy progu piętrzącego o szerokości jednego metra, danej wysokości piętrzenia i długości korony L oblicza się z wzoru:

$$C_{bPP} = f \cdot [C_r + C_{jPP} \cdot L] \quad [PLN] \quad (7.47)$$

gdzie:

- f - współczynnik inflacji,
- C_r - koszt regulacji [PLN],
- C_j - koszt jednostkowy budowy progu (bez regulacji) dla danej wysokości piętrzenia, obliczony wg wzoru (7.46) [PLN/mb],
- L - długość korony progu piętrzącego [m].

Biorąc pod uwagę fakt, że koszt regulacji rzeki nie zależy od długości korony L można obliczyć koszt regulacji rzeki C_r przy progu piętrzącym o długości korony $L=15$ m następująco:

$$C_r = C_{bPP15} - C_{jPP} \cdot 15 \quad [PLN] \quad (7.48)$$

Wstawiając wzór (7.48) do (7.47) otrzymuje się wzór na koszty całkowite budowy progu piętrzącego o długości L korony:

$$C_{bPP} = f \cdot [C_{bPP15} - C_{jPP} \cdot 15 + C_{jPP} \cdot L] \quad [PLN] \quad (7.49)$$

stąd:

$$C_{bPP} = f \cdot [C_{bPP15} + C_{jPP} \cdot (L - 15)] \quad [PLN] \quad (7.50)$$

gdzie:

C_{bPP15} - koszty całkowite (z regulacją rzeki) dla progu o długości $L=15$ m [PLN],
pozostałe objaśnienia jak wyżej.

W Tab. 7.4 podano zestawienie kosztów budowy progu piętrzącego w zależności od wysokości piętrzenia i długości korony progu oraz wartości kosztów obliczone na podstawie opracowanych wzorów.

Tab. 7.4. Zestawienie kosztów budowy progu piętrzącego o szerokości korony jednego metra w zależności od wysokości piętrzenia i długości korony (poziom cen z 2002 r.), wg [16]

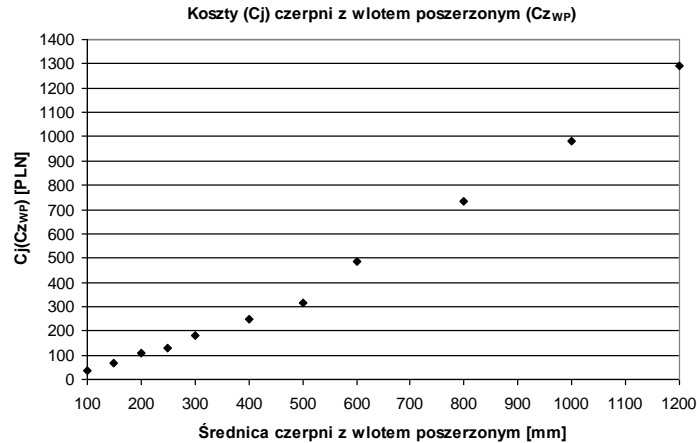
H [m]	Koszty całkowite budowy progu C_{bPP} [PLN] dla szerokości korony L i wysokości piętrzenia H					
	L=10 m		L=20 m		L=25 m	
	Dane	Obliczone	Dane	Obliczone	Dane	Obliczone
0,5	237231	241236,4	413420	420557,7	501515	510218,4
1,0	294648	288387,3	493672	483049,7	593184	580380,9
2,0	451410	449543,4	738035	733032,0	881347	874776,4
3,0	652950	662860,4	1058722	1079496,6	1261608	1287814,7
4,0	892849	883967,0	1456136	1438225,2	1737779	1715354,2
5,0	1065962	1068496,0	1719962	1724999,3	2046963	2053253,6
	Współczynnik korelacji R=0,9998		Współczynnik korelacji R=0,9996		Współczynnik korelacji R=0,9996	

Ze względu na objętość pracy, dla pozostałych urządzeń technicznych ujęcia wody poniżej przedstawiono ostateczną postać zależności funkcyjnych kosztów ich budowy.

7.5.2. Koszty budowy czepni zatopionego ujęcia wody

Koszty budowy czepni z wlotem poszerzonym (stożkowym)

Kalkulacje kosztów budowy czepni z wlotem poszerzonym przeprowadzono w zależności od średnicy wlotu czepni, dla zakresu $D_n = \Phi 100 - \Phi 1200$ mm.



Rys. 7.6. Koszty budowy pojedynczej czepni z wlotem poszerzonym (stożkowym) zatopionego ujęcia wody, w zależności od średnicy czepni (poziom cen z roku 2002)

Dla danych kosztów budowy pojedynczej czepni z wlotem poszerzonym (Rys. 7.6) wyznaczono, metodą najmniejszych kwadratów, wielomian aproksymujący zależność kosztów budowy czepni od średnicy wlotu, w postaci:

$$C_{jWP} = 4,858E-012 \cdot D_{WP}^5 - 15,2373E-09 \cdot D_{WP}^4 + 16,9E-06 \cdot D_{WP}^3 - 741,654E-05 \cdot D_{WP}^2 + 1,983 \cdot D_{WP} - 105,9 \quad (7.51)$$

gdzie:

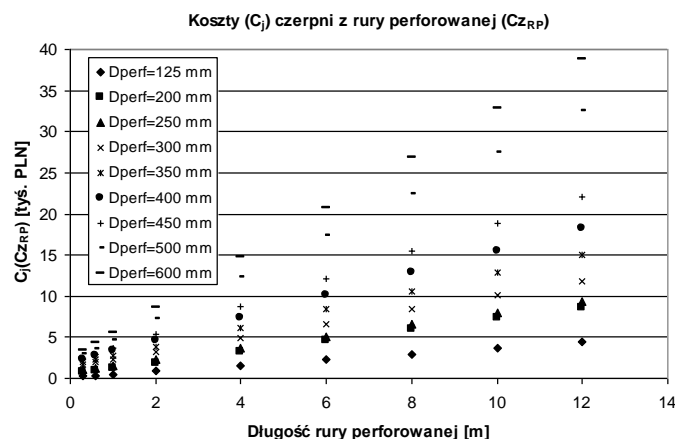
C_{jWP} - koszt budowy pojedynczej czepni z wlotem poszerzonym [PLN],

D_{WP} - średnica wlotu czepni [mm].

Współczynnik korelacji R wyznaczonej funkcji wynosi $R = 0,9996$.

Koszty budowy czepni z rurą perforowaną

Kalkulacje kosztów budowy czepni z rury perforowanej przeprowadzono dla rury perforowanej o średnicy $D_n = \Phi 125 - \Phi 600$ mm i długości 0,3 - 12 m.



Rys. 7.7. Koszty budowy pojedynczej czepni z rurą perforowaną zatopionego ujęcia wody w zależności od długości, dla różnych średnic rury perforowanej (poziom cen z roku 2002)

Na podstawie uzyskanych kosztów budowy pojedynczej czepni z rury perforowanej (Rys. 7.7), dla poszczególnych średnic wyznaczono, metodą najmniejszych kwadratów, funkcję aproksymującą zależność kosztów budowy od długości rury perforowanej, w postaci:

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 125 mm:

$$C_{jRP} = 350,71 \cdot l + 171,56 \quad (7.52)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 200 mm:

$$C_{jRP} = 675,74 \cdot l + 530,3 \quad (7.53)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 250 mm:

$$C_{jRP} = 714,6 \cdot l + 839,5 \quad (7.54)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 300 mm:

$$C_{jRP} = 867,53 \cdot l + 1448,3 \quad (7.55)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 350 mm:

$$C_{jRP} = 1122,1 \cdot l + 1631,1 \quad (7.56)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 400 mm:

$$C_{jRP} = 1357,2 \cdot l + 1947,9 \quad (7.57)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 450 mm:

$$C_{jRP} = 1682 \cdot l + 1955 \quad (7.58)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 500 mm:

$$C_{jRP} = 2537 \cdot l + 2063,8 \quad (7.59)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 600 mm:

$$C_{jRP} = 3026,1 \cdot l + 2536 \quad (7.60)$$

gdzie:

C_{jRP} - koszt budowy pojedynczej czerpni z rury perforowanej o danej średnicy [PLN],

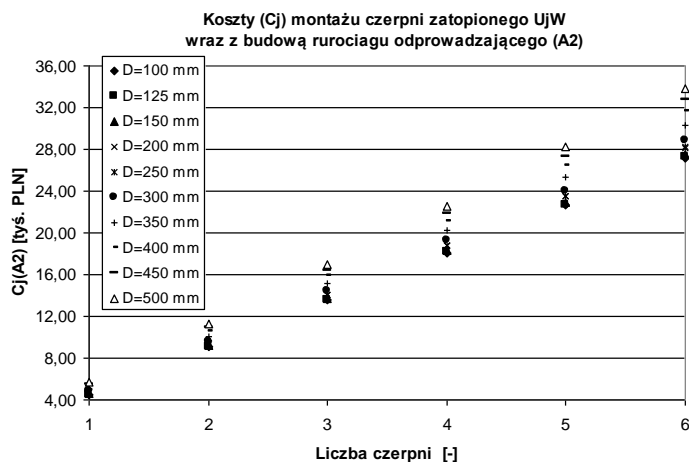
l - długość czerpni z rury perforowanej [m].

Współczynnik korelacji R dla wszystkich wyznaczonych funkcji wynosi $R = 1,0$.

Koszty montażu czerpni zatopionego UjW wraz z budową rurociągu odprowadzającego

W całkowitych kosztach budowy zatopionego ujęcia wody poza samym elementem ujmującym tj. czerpnią z wlotem poszerzonym lub z rury perforowanej, uwzględniono również koszty montażu czerpni oraz budowy rurociągu odprowadzającego. Przyjęto, że czerpnia zatopionego UjW ustawiona jest na metalowych podporach lub umocowana w przyczółku progu piętrzącego. Obliczenia przeprowadzono dla trudnych warunków budowy (grunt silnie nawodniony). Koszty związane z organizacją robót obliczono jako 10% od wartości kosztorysowej.

Kalkulacje kosztów montażu czerpni zatopionego ujęcia wody (z wlotem poszerzonym lub z rury perforowanej) oraz rurociągu odprowadzającego przeprowadzono dla od 1 do 6 czerpni i stalowego rurociągu odprowadzającego o średnicy $D_n = \Phi 100 - \Phi 500$ mm.



Rys. 7.8. Koszty montażu czerpni zatopionego ujęcia wody wraz z budową rurociągu odprowadzającego, w zależności od liczby czerpni, dla różnych średnic rurociągu (poziom cen z roku 2002)

Dla uzyskanych kosztów montażu czerpni zatopionego UjW wraz z budową rurociągu odprowadzającego A2 (Rys. 7.8), dla poszczególnych średnic rurociągu odprowadzającego wyznaczono, metodą najmniejszych kwadratów, funkcję aproksymującą zależność kosztów podłączenia czerpni od liczby czerpni, w postaci:

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 100 mm:
$$C_{jA2} = 4524,3 \cdot M - 0,14 \quad (7.61)$$

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 125 mm:
$$C_{jA2} = 4542,2 \cdot M - 0,13 \quad (7.62)$$

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 150 mm:
$$C_{jA2} = 4583,2 \cdot M - 0,13 \quad (7.63)$$

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 200 mm:
$$C_{jA2} = 4696,4 \cdot M - 0,14 \quad (7.64)$$

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 250 mm:
$$C_{jA2} = 4703,1 \cdot M - 0,13 \quad (7.65)$$

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 300 mm:
$$C_{jA2} = 4804,3 \cdot M - 0,13 \quad (7.66)$$

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 350 mm:
$$C_{jA2} = 5058,9 \cdot M - 0,13 \quad (7.67)$$

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 400 mm:
$$C_{jA2} = 5280,8 \cdot M + 0,14 \quad (7.68)$$

– dla rurociągu odprowadzającego o średnicy Φ 450 mm:
$$C_{jA2} = 5451,2 \cdot M - 0,13 \quad (7.69)$$

– dla rury perforowanej o średnicy Φ 500 mm:
$$C_{jA2} = 5643,6 \cdot M + 0,04 \quad (7.70)$$

gdzie:

C_{jA2} - koszt montażu czerpni zatopionego UjW wraz z budową rurociągu [PLN],

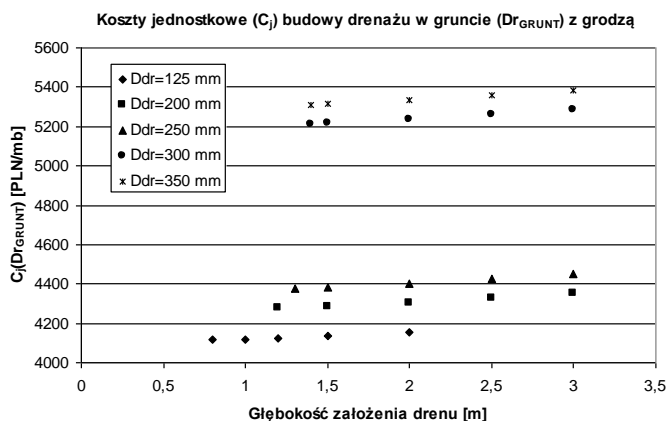
M - liczba podstawowych i rezerwowych czerpni [-].

Współczynnik korelacji R dla wszystkich wyznaczonych funkcji wynosi $R = 1,0$.

7.5.3. Koszty budowy czerpni drenażowego ujęcia wody

Koszty budowy drenażu założonego bezpośrednio w gruncie (z grodzą)

Obliczenia przeprowadzono dla budowy jednego metra bieżącego drenu o średnicy $D_n = \Phi$ 125, Φ 200, Φ 250, Φ 300, Φ 350 mm, założonego bezpośrednio w gruncie (na głębokościach 0,8 - 3,0 m) z obsypką filtracyjną. W kosztach budowy drenów uwzględniono koszty grodzy. Koszty związane z organizacją robót obliczono jako 10% od wartości kosztorysowej.



Rys. 7.9. Koszty jednostkowe budowy drenażu z grodzą (dreny założone bezpośrednio w gruncie) w zależności od głębokości założenia, dla różnych średnic drenu (poziom cen z roku 2002), wg [40]

Mając jednostkowe koszty budowy drenażu z grodzą (Rys. 7.9) wyznaczono, metodą najmniejszych kwadratów, funkcję aproksymującą zależność kosztów od głębokości założenia drenów w postaci [40]:

- dla drenów o średnicy Φ 125 mm:

$$C_{jDr1} = 9,5648 \cdot \ell^2 + 6,0488 \cdot \ell + 4103,6 \quad (7.71)$$

- dla drenów o średnicy Φ 200 mm:

$$C_{jDr1} = 6,5464 \cdot \ell^2 + 16,503 \cdot \ell + 4246,9 \quad (7.72)$$

- dla drenów o średnicy Φ 250 mm:

$$C_{jDr1} = 7,3765 \cdot \ell^2 + 14,366 \cdot \ell + 4342,9 \quad (7.73)$$

- dla drenów o średnicy Φ 300 mm:

$$C_{jDr1} = 5,0984 \cdot \ell^2 + 24,016 \cdot \ell + 5167,3 \quad (7.74)$$

- dla drenów o średnicy Φ 350 mm:

$$C_{jDr1} = 5,164 \cdot \ell^2 + 24,694 \cdot \ell + 5264,2 \quad (7.75)$$

gdzie:

C_{jDr1} - koszt jednostkowy budowy 1 mb drenu założonego bezpośrednio w gruncie (z grodzą) [PLN/m],

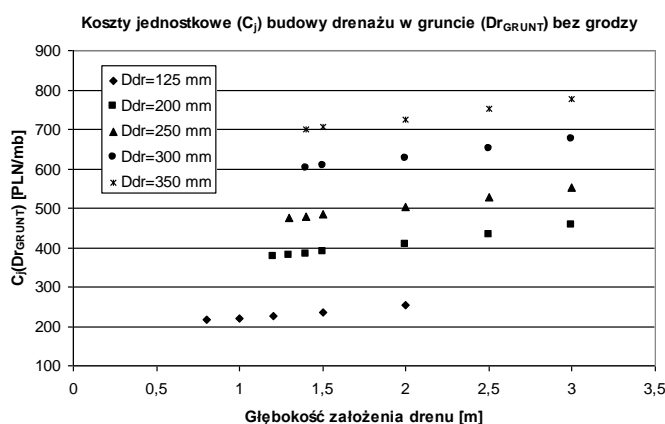
ℓ - głębokość założenia drenu [m].

Wartość współczynnika korelacji R, dla powyższych funkcji wyznaczających koszty jednostkowe drenów dla średnic:

- Φ 125 wynosi R = 0,999998,
- Φ 200, Φ 250 wynosi R = 0,9997,
- Φ 300, Φ 350 wynosi R = 0,9998.

Koszty budowy drenażu założonego bezpośrednio w gruncie (bez grodzy)

Obliczenia przeprowadzono dla budowy jednego metra bieżącego drenu o średnicy $D_n = \Phi$ 125, Φ 200, Φ 250, Φ 300, Φ 350 mm, założonego bezpośrednio w gruncie (na głębokościach 0,8 - 3,0 m) z obsypką filtracyjną. W kosztach budowy drenów nie uwzględniono kosztów grodzy, ponieważ planuje się budowę progu piętrzącego. Koszty związane z organizacją robót obliczono jako 10% od wartości kosztorysowej.



Rys. 7.10. Koszty jednostkowe budowy drenażu bez grodzy (dreny założone bezpośrednio w gruncie) w zależności od głębokości założenia, dla różnych średnic drenu (poziom cen z roku 2002)

Mając jednostkowe koszty budowy drenażu bez grodzy (Rys. 7.10) wyznaczono, metodą najmniejszych kwadratów, funkcję aproksymującą zależność kosztów od głębokości założenia drenów w postaci:

- dla drenów o średnicy Φ 125 mm:

$$C_{jDr2} = 9,6792 \cdot \ell^2 + 5,679 \cdot \ell + 205,09 \quad (7.76)$$

- dla drenów o średnicy Φ 200 mm:

$$C_{jDr2} = 6,0153 \cdot \ell^2 + 18,383 \cdot \ell + 346,73 \quad (7.77)$$

- dla drenów o średnicy Φ 250 mm:

$$C_{jDr2} = 5,8388 \cdot \ell^2 + 19,983 \cdot \ell + 439,73 \quad (7.78)$$

- dla drenów o średnicy Φ 300 mm:

$$C_{jDr2} = 5,4566 \cdot \ell^2 + 22,411 \cdot \ell + 560,62 \quad (7.79)$$

- dla drenów o średnicy Φ 350 mm:

$$C_{jDr2} = 5,164 \cdot \ell^2 + 24,694 \cdot \ell + 656,21 \quad (7.80)$$

gdzie:

C_{jDr2} - koszt jednostkowy budowy 1 mb drenu założonego bezpośrednio w gruncie (bez grodzy) [PLN/mb],

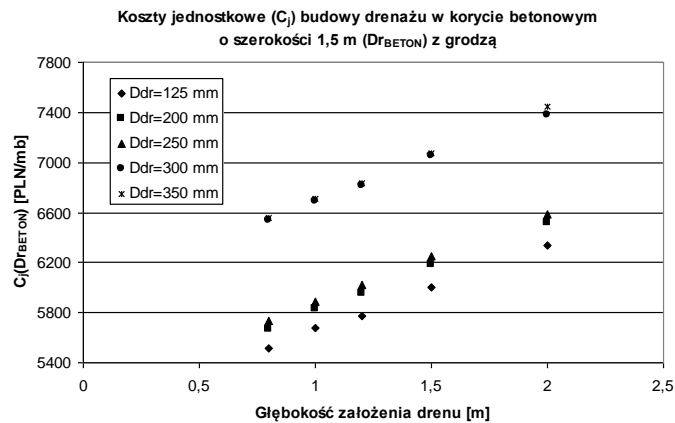
ℓ - głębokość założenia drenu [m].

Wartość współczynnika korelacji wyznaczonych funkcji dla średnic:

- Φ 125 wynosi $R = 0,9999994$,
- Φ 200, Φ 250, Φ 300, Φ 350 wynosi $R = 0,9998$.

Koszty budowy drenażu założonego w korytach betonowych o szer. 1,5 m (z grodzą)

Kalkulacje przeprowadzono, także dla budowy jednego metra bieżącego drenu o średnicy Φ 125 - Φ 350 mm, założonego w korycie betonowym o szerokości 1,5 m i głębokości 0,8 - 2,0 m. Koryto wypełnione jest obsypką filtracyjną i przykryte płytą perforowaną. W kosztach budowy drenów uwzględniono koszty grodzy. Koszty związane z organizacją robót obliczono jako 10% od wartości kosztorysowej.



Rys. 7.11. Koszty jednostkowe budowy drenażu z grodzą (dreny założone w korytach betonowych o szerokości 1,5 m) w zależności od głębokości założenia, dla różnych średnic drenu (poziom cen z roku 2002), wg [40]

Mając jednostkowe koszty budowy drenażu z grodzą w korytach betonowych o szerokości 1,5 m (Rys. 7.11) wyznaczono, metodą najmniejszych kwadratów, funkcję aproksymującą w postaci [40]:

- dla drenów o średnicy Φ 125 mm:

$$C_{jDr3} = 682,96 \cdot \ell + 4975 \quad (7.81)$$

- dla drenów o średnicy Φ 200 mm:

$$C_{jDr3} = 704,75 \cdot \ell + 5113,4 \quad (7.82)$$

- dla drenów o średnicy Φ 250 mm:

$$C_{jDr3} = 704,74 \cdot \ell + 5180,2 \quad (7.83)$$

- dla drenów o średnicy Φ 300 mm:

$$C_{jDr3} = 704,76 \cdot \ell + 5981,1 \quad (7.84)$$

- dla drenów o średnicy Φ 350 mm:

$$C_{jDr3} = 742,86 \cdot \ell + 5960,7 \quad (7.85)$$

gdzie:

C_{jDr3} - koszt jednostkowy budowy 1 mb drenu założonego w korycie betonowym o szerokości 1,5 m (z grodzą) [PLN/m],

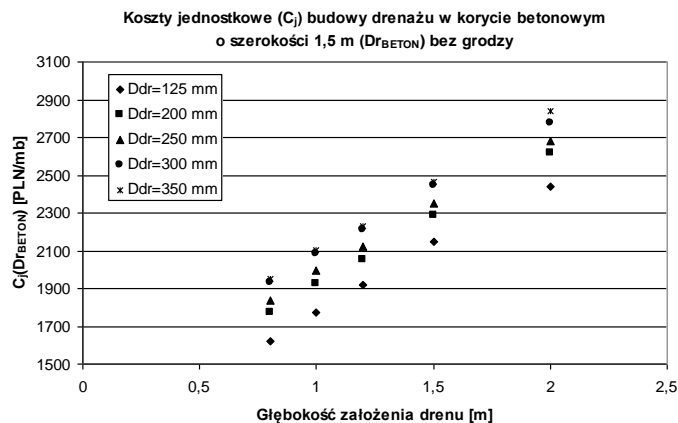
ℓ - głębokość założenia drenu [m].

Współczynnik korelacji R, dla funkcji wyznaczających koszty jednostkowe drenów, założonych w korytach betonowych o szerokości 1,5 m, dla średnic:

- Φ 125 wynosi R = 0,9991,
- Φ 200, Φ 250, Φ 300 wynosi R = 0,9995,
- Φ 350 wynosi R = 0,9997.

Koszty budowy drenażu założonego w korytach betonowych o szer. 1,5 m (bez grodzzy)

Kalkulacje przeprowadzono dla budowy jednego metra bieżącego drenu o średnicy Φ 125 - Φ 350 mm, założonego w korycie betonowym o szerokości 1,5 m i głębokości 0,8 - 2,0 m. Koryto wypełnione jest obsypką filtracyjną i przykryte płytą perforowaną. W kosztach budowy drenów nie uwzględniono kosztów grodzzy, ponieważ planuje się budowę progów piętrzącego. Koszty związane z organizacją robót obliczono jako 10% od wartości kosztorysowej.



Rys. 7.12. Koszty jednostkowe budowy drenażu bez grodzzy (dreny założone w korytach betonowych o szerokości 1,5 m) w zależności od głębokości, dla różnych średnic drenu (poziom cen z roku 2002)

Mając jednostkowe koszty budowy drenażu bez grodzzy w korytach betonowych o szerokości 1,5 m (Rys. 7.12) wyznaczono, metodą najmniejszych kwadratów, funkcję aproksymującą w postaci:

- dla drenów o średnicy Φ 125 mm:

$$C_{jDr4} = 687,93 \cdot \ell + 1087,3 \quad (7.86)$$

- dla drenów o średnicy Φ 200 mm:

$$C_{jDr4} = 704,77 \cdot \ell + 1214,6 \quad (7.87)$$

- dla drenów o średnicy Φ 250 mm:

$$C_{jDr4} = 704,76 \cdot \ell + 1281,4 \quad (7.88)$$

- dla drenów o średnicy Φ 300 mm:

$$C_{jDr4} = 704,74 \cdot \ell + 1372,7 \quad (7.89)$$

- dla drenów o średnicy Φ 350 mm:

$$C_{jDr4} = 742,87 \cdot \ell + 1352,2 \quad (7.90)$$

$$C_{jR2} = C_{jR1} \cdot W_N \quad (7.93)$$

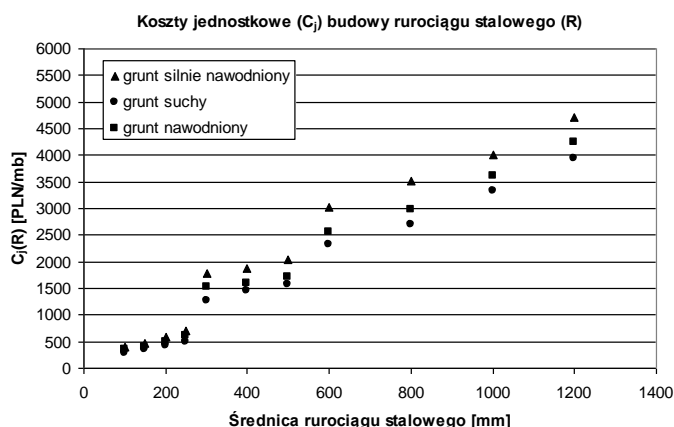
$$C_{jR3} = C_{jR1} \cdot W_S \quad (7.94)$$

gdzie:

C_{jR1} - koszt jednostkowy budowy 1 mb rurociągu w gruntach suchych [PLN/mb],
 C_{jR2} - koszt jednostkowy budowy 1 mb rurociągu w gruntach nawodnionych [PLN/mb],
 C_{jR3} - koszt jednostkowy budowy 1 mb rurociągu w gruntach silnie nawodnionych [PLN/mb],

W_N, W_S - wskaźniki zwiększające koszty budowy w gruntach odpowiednio średnio i silnie nawodnionych.

Koszty związane z organizacją robót obliczono jako 5% od wartości kosztorysowej.



Rys. 7.14. Koszty jednostkowe budowy rurociągu stalowego w zależności od średnicy rurociągu, dla różnych warunków budowy (poziom cen z roku 2002)

Na podstawie uzyskanych jednostkowych kosztów budowy rurociągów stalowych (Rys. 7.14) wyznaczono, dla różnych warunków budowy i średnic rurociągów, metodą najmniejszych kwadratów następujące funkcje aproksymujące:

- dla rurociągu o średnicy Φ 100 - Φ 250 mm:

o grunt suchy:

$$C_{jR1} = -1E-05 \cdot Dn^3 + 0,0096 \cdot Dn^2 - 0,7304 \cdot Dn + 274,49 \quad (7.95)$$

o grunt średnio nawodniony:

$$C_{jR2} = -1E-05 \cdot Dn^3 + 0,0115 \cdot Dn^2 - 0,8765 \cdot Dn + 329,38 \quad (7.96)$$

o grunt silnie nawodniony:

$$C_{jR3} = -2E-05 \cdot Dn^3 + 0,0134 \cdot Dn^2 - 1,0226 \cdot Dn + 384,28 \quad (7.97)$$

- dla rurociągu o średnicy Φ 300 - Φ 500 mm:

o grunt suchy:

$$C_{jR1} = 1E-05 \cdot Dn^3 - 0,0154 \cdot Dn^2 + 8,5833 \cdot Dn - 201,9 \quad (7.98)$$

o grunt średnio nawodniony:

$$C_{jR2} = -1E-05 \cdot Dn^3 + 0,02 \cdot Dn^2 - 8,2503 \cdot Dn + 2578 \quad (7.99)$$

o grunt silnie nawodniony:

$$C_{jR3} = -1E-05 \cdot Dn^3 + 0,0169 \cdot Dn^2 - 6,5337 \cdot Dn + 2537,6 \quad (7.100)$$

- dla rurociągu o średnicy Φ 600 - Φ 1200 mm:

o grunt suchy:

$$C_{jR1} = -6E-06 \cdot Dn^3 + 0,0182 \cdot Dn^2 - 14,347 \cdot Dn + 5737,6 \quad (7.101)$$

o grunt średnio nawodniony:

$$C_{jR2} = -4E-06 \cdot Dn^3 + 0,0131 \cdot Dn^2 - 9,86 \cdot Dn + 4697,4 \quad (7.102)$$

o grunt silnie nawodniony:

$$C_{jR3} = 5E-06 \cdot Dn^3 - 0,0109 \cdot Dn^2 + 10,956 \cdot Dn - 610,92 \quad (7.103)$$

gdzie:

C_{jR1} , C_{jR2} , C_{jR3} , - koszt jednostkowy budowy 1 mb rurociągu, w odpowiednich warunkach gruntowych [PLN/mb],

D_n - średnica nominalna (wewnętrzna) rurociągu [mm].

Obliczono współczynniki korelacji R dla funkcji wyznaczających koszty jednostkowe budowy rurociągów o różnych średnicach i dla różnych warunków budowy (Tab. 7.5).

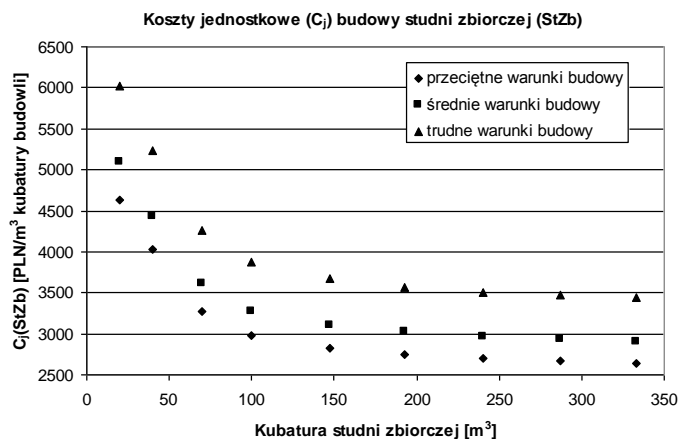
Tab. 7.5. Zestawienie współczynników korelacji funkcji wyznaczających koszty jednostkowe budowy rurociągów

Średnice przewodów [mm]	Warunki budowy	Współczynnik korelacji
Φ 100 - Φ 250	suchy	0,99988
	średnio nawodnionych	0,99966
	silnie nawodniony	0,99959
Φ 300 - Φ 500	suchy	0,99791
	średnio nawodnionych	0,99898
	silnie nawodniony	0,99999
Φ 600 - Φ 1200	suchy	0,99981
	średnio nawodnionych	0,99974
	silnie nawodniony	0,99960

7.5.6. Koszty budowy studni zbiorczej

Przeprowadzono wyliczenia kosztów budowy studni bez nadbudowy o średnicy od 2 do 6 m i głębokość od 8 do 12 m. Koszty związane z organizacją robót obliczono jako 10% od wartości kosztorysowej.

Obliczenia przeprowadzono dla różnych warunków budowy: przeciętnych (grunt suchy), średnich (średnio nawodniony) i trudnych (grunt silnie nawodniony lub podłoże skaliste). Koszty budowy w warunkach średnich obliczono wprowadzając współczynnik zwiększający 1.1, a w trudnych warunkach współczynnik zwiększający 1.3 w stosunku do kosztów w przeciętnych warunkach budowy.



Rys. 7.15. Koszty jednostkowe budowy studni zbiorczej bez nadbudowy w zależności od kubatury studni, dla różnych warunków budowy (poziom cen z roku 2002), wg [16]

Uzyskane wartości kosztów jednostkowych budowy studni zbiorczej bez nadbudowy (Rys. 7.15) wyrównano za pomocą funkcji aproksymujących, wyznaczonych metodą najmniejszych kwadratów, które mają następującą postać:

- dla przeciętnych warunków budowy:
$$C_{jSzb} = 3082,944 \cdot e^{-0,022 \cdot V} + 2672,048 \quad (7.104)$$
- dla średnich warunków budowy:
$$C_{jSzb} = 3390,995 \cdot e^{-0,022 \cdot V} + 2939,429 \quad (7.105)$$
- dla trudnych warunków budowy:
$$C_{jSzb} = 4005,127 \cdot e^{-0,022 \cdot V} + 3473,533 \quad (7.106)$$

gdzie:

C_{jSzb} - koszt jednostkowy budowy 1 m³ kubatury studni [PLN/m³],

V - kubatury studni zbiorczej [m³].

Współczynnik korelacji R dla funkcji wyznaczających koszty jednostkowe budowy studni zbiorczej dla różnych warunków budowy, wynosi $R = 0,998$.

7.5.7. Podsumowanie i wnioski

W rozdziale 7 przedstawiono kalkulacje i obliczenia kosztów budowy poszczególnych elementów zatopionego i drenażowego ujęcia wody:

- czepni (typu lekkiego) zatopionego ujęcia wody z wlotem poszerzonym oraz z rury perforowanej,
- czepni drenażowego ujęcia wody, z drenami założonych bezpośrednio w gruncie oraz w korytach betonowych (z grodzą i bez grodzy),
- piaskownika (osadnika),
- rurociągu stalowego o średnicy od $\Phi 100$ do $\Phi 1200$ mm,
- studni zbiorczej,
- progu piętrzącego.

Kalkulacje kosztów przeprowadzono za pomocą programu do kosztorysowania robót budowlano-montażowych „ZUZIA 99” [96]. Uzyskane wartości jednostkowych kosztów budowy (Rys. 7.5 - Rys. 7.15) wyrównano za pomocą funkcji aproksymujących, wyznaczonych metodą najmniejszych kwadratów.

Większość funkcji aproksymujących ma postać wielomianów (od pierwszego do piątego stopnia), jedynie dane dla studni zbiorczej wyrównano za pomocą funkcji wykładniczej. W celu oszacowania przybliżenia wyników rzeczywistych do obliczonych wg wzorów wyznaczono współczynniki korelacji, których wartości wahają się od 0,9979 do 1,0.

W podsumowaniu można stwierdzić, iż jednostkowy koszt budowy, liczony na jednostkę scaloną obmiaru budowli (urządzenia), jest:

- w przypadku czepni zatopionego ujęcia wody:
 - o dla samego elementu ujmującego stały niezależnie od liczby czepni,
 - o dla całkowitych kosztów budowy czepni, łącznie z montażem i rurociągiem odprowadzającym, większy dla jednej niż dla dwu i więcej czepni,
- dla drenów założonych bezpośrednio w gruncie, w przypadku budowy więcej niż jednego drenu, wzrasta za każdy dodatkowy dren o około:
 - o 11% gdy uwzględniane są koszty budowy grodzy,
 - o 100% gdy nie są uwzględniane koszty budowy grodzy,
- dla drenów założonych w korytach betonowych, w przypadku budowy więcej niż jednego drenu, wzrasta za każdy dodatkowy dren w korycie o około:
 - o 30% gdy uwzględniane są koszty budowy grodzy,
 - o 100% gdy nie są uwzględniane koszty budowy grodzy,
- dla piaskownika (osadnika) i studni zbiorczej maleje ze wzrostem kubatury budowli,
- dla rurociągu grawitacyjnego wzrasta proporcjonalnie do jego średnicy, a widoczny skokowy wzrost kosztów jednostkowych spowodowany jest koniecznością budowy drogi montażowej dla średnic:

- Dn = Φ 300 i Φ 500 mm (szerokość drogi 2 m),
- Dn = Φ 600 i Φ 1200 mm (szerokość drogi 3 m),
- dla rurociągu grawitacyjnego, przy budowie więcej niż jednego rurociągu, wzrasta za każdy dodatkowy rurociąg o około:
 - 100% dla rurociągu o średnicy ≤ 250 mm,
 - 50% dla rurociągu o średnicy ≥ 300 mm (w związku z budową drogi montażowej).

Przedstawione w rozdziale zależności funkcyjne, dotyczące kosztów budowy czepni badanych ujęć wody i pozostałych urządzeń, wprowadzono do programu obliczeniowego, opisanego w rozdziale 9 niniejszej pracy.

8. Model matematyczny ujęcia wody

- Opracowany model matematyczny opisuje trzy typy ujęć wody powierzchniowej:
- zatopione ujęcie wody (UjW1) z czerpnią z wlotem poszerzonym, stożkowym (CZ_{WP}) lub z rury perforowanej (CZ_{RP}),
 - drenażowe ujęcie wody (UjW2) z drenami założonymi bezpośrednio w gruncie (Dr_{GRUNT}) lub w korytach betonowych (Dr_{BETON}) (z wyborem średnicy drenażu),
 - zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (UjW1-UjW2).
- Zatopione ujęcie wody (UjW1) składa się ze źródła wody (ŻrW) i takich elementów jak czerpnia z rurociągiem odprowadzającym (A), piaskownik (B), rurociąg grawitacyjny (C) i studnia zbiorcza (D). Przyjęto dwa sposoby wykonania czerpni: z wlotem poszerzonym, stożkowym oraz z rury perforowanej. Drenażowe ujęcie wody (UjW2) obejmuje źródło wody (ŻrW) oraz drenaż (Dr), rurociąg grawitacyjny (C2) i studnię zbiorczą (D). Uwzględniono dwa warianty wykonania drenażu: dreny założone bezpośrednio gruncie pod dnem cieku oraz w korytach betonowych. Natomiast zespolone ujęcie wody (UjW1-UjW2) zawiera źródło wody (ŻrW) oraz wszystkie elementy zatopionego i drenażowego UjW.

Podstawowe założenia do modelu matematycznego ujęcia wody

Model ujęcia wody został sformułowany z uwzględnieniem podstaw teoretycznych z zakresu hydrauliki, ekonomii i niezawodności, przedstawionych w rozdziałach 5 i 7. Poniżej zestawiono podstawowe założenia modelu:

Ujęcie wody w całości zbudowane jest z elementów odnawialnych, które można scharakteryzować średnim czasem pracy między uszkodzeniami (przestojami) – T_p i średnim czasem odnowy – T_n , przy zachowaniu warunku: $T_p \gg T_n$. Zakłada się, że uszkodzenia mają charakter losowy. Ponadto odcinki czasów sprawności i niesprawności są wzajemnie niezależne a ich długości mają rozkłady wykładnicze. Przyjmuje się, że strumienie uszkodzeń i odnowy są najprostsze (pojedyncze, stacjonarne i bez następstwa). Ocenę niezawodności ujęcia wody przeprowadzono przy zastosowaniu analizy strukturalno-funkcjonalnej, z wykorzystaniem wzorów analitycznych i funkcji częstości uszkodzeń. Wskaźnik gotowości K , a także średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami T_p przyjęto jako miary niezawodności. Zatopione i drenażowe ujęcie wody z niezawodnościowego punktu widzenia ma strukturę szeregową, natomiast zespolone ujęcie wody ma strukturę szeregowo-równoległą. W obszarze rozwiązań dopuszczalnych poszukuje się takiego wariantu rozwiązania technicznego ujęcia wody, dla którego wymagany poziom niezawodności uzyskany jest przy minimalnych kosztach budowy. Założono, że wydajność zespolonego ujęcia wyniesie $Q_n = Q(UjW1) = Q(UjW2)$. Równocześnie muszą być spełnione uwarunkowania techniczne i eksploatacyjne. Zapewnienie poziomu niezawodności realizowane będzie na drodze rezerwowania składowych elementów ujęcia wody.

Układ równań modelu matematycznego ujęcia wody

Model matematyczny ujęcia wody obejmuje układ trzech równań (1-3), opisujących dla x -tego rozwiązania technicznego UjW:

- (1) wskaźnik gotowości $K(x, Q_n)$,
- (2) koszty budowy $C_b(x)$,
- (3) sumę strat energetycznych $\Sigma \Delta h(x)$ przy przepływie wody.

Równanie (1) charakteryzujące wskaźnik gotowości x -tego rozwiązania technicznego ujęcia wody przedstawiono w postaci:

$$K(x, Q_n) = K_{ZrW} \cdot \prod_{i=1}^n K_i(x) \quad (8.1)$$

gdzie:

$K(x, Qn)$ - wskaźnik gotowości ujęcia wody (zatopionego, drenażowego lub zespolonego),

x - numer rozwiązania technicznego,

Qn - nominalna (obliczeniowa) wydajność ujęcia wody [m^3/s],

K_{ZrW} - wskaźnik gotowości źródła wody,

i - element ujęcia wody (np. A, B, itp. - Rys. 7.1),

n - liczba elementów podstawowych ujęcia wody, stała dla danego typu UjW,

$K_i(x)$ - wskaźnik gotowości i -tego elementu UjW.

Równanie (8.1) przyjmuje postać dla:

- zatopionego ujęcia wody (UjW1)

$$K_{UjW1}(x, Qn) = K_{ZrW} \cdot K_A(x) \cdot K_B(x) \cdot K_C(x) \cdot K_D(x) \quad (8.2)$$

- drenażowego ujęcia wody (UjW2) wg [40]

$$K_{UjW2}(x, Qn) = K_{ZrW} \cdot K_{Dr}(x) \cdot K_{C2}(x) \cdot K_D(x) \quad (8.3)$$

- zespolonego ujęcia wody (UjW1 – UjW2)

$$K_{UjW1-UjW2}(x, Qn) = K_{ZrW} \cdot [1 - (1 - K_{UjW1}^*)(1 - K_{UjW2}^*)] \cdot K_D(x) \quad (8.4)$$

gdzie:

K_{UjW1}^* - wskaźnik gotowości UjW1 bez uwzględnienia źródła wody i studni zbiorczej,

K_{UjW2}^* - wskaźnik gotowości UjW2 bez uwzględnienia źródła wody i studni zbiorczej,
pozostałe objaśnienia jak wyżej.

Równanie (2) charakteryzujące koszty budowy x -tego rozwiązania technicznego zapisano:

$$C_b(x) = C_{bF} + \sum_{i=1}^n C_{bi}(x) \quad [PLN] \quad (8.5)$$

gdzie:

$C_b(x)$ - koszty budowy ujęcia wody (zatopionego, drenażowego lub zespolonego) [PLN],

C_{bF} - koszty budowy progu piętrzącego [PLN],

$C_{bi}(x)$ - koszty budowy i -tego elementu UjW [PLN],

x, i, n - objaśnienia jak we wzorze (8.1).

Równanie (8.5) przyjmuje postać dla:

- zatopionego ujęcia wody (UjW1)

$$C_{bUjW1}(x) = C_{bF} + C_{bA}(x) + C_{bB}(x) + C_{bC}(x) + C_{bD}(x) \quad (8.6)$$

- drenażowego ujęcia wody (UjW2) wg [40]

$$C_{bUjW2}(x) = C_{bF} + C_{bDr}(x) + C_{bC2}(x) + C_{bD}(x) \quad (8.7)$$

- zespolonego ujęcia wody (UjW1 – UjW2)

$$C_{bUjW1-UjW2}(x) = C_{bF} + C_{bA}(x) + C_{bB}(x) + C_{bC}(x) + C_{bD}(x) + C_{bDr}(x) + C_{bC2}(x) \quad (8.8)$$

Objaśnienia jak wyżej.

Równanie (3) charakteryzujące sumę strat energetycznych (miejscowe i na długości) w x -tym rozwiązaniu technicznym, przy przepływie wody przez poszczególne elementy ujęcia wody przedstawiono w postaci:

$$\sum \Delta h(x) = \sum \Delta h_m(x) + \sum \Delta h_l(x) \quad [m] \quad (8.9)$$

gdzie:

$\sum \Delta h(x)$ - suma strat przy przepływie wody przez elementy UjW [m],

$\Delta h_m(x)$ - straty miejscowe przy przepływie wody przez elementy UjW [m],

$\Delta h_l(x)$ - straty na długości przy przepływie wody przez elementy UjW [m],

Równanie (8.9) przyjmuje postać dla:

- zatopionego ujęcia wody (UjW1)

$$\sum \Delta h_{UjW1}(x) = \sum \Delta h_{1UjW1}(x) + \sum \Delta h_{2UjW1}(x) \quad [m] \quad (8.10)$$

gdzie:

$$\sum \Delta h_{1UjW1}(x) = \sum \Delta h_{1mUjW1}(x) + \sum \Delta h_{1lUjW1}(x) \quad [m] \quad (8.11)$$

$$\sum \Delta h_{2UjW1}(x) = \sum \Delta h_{2mUjW1}(x) + \sum \Delta h_{2lUjW1}(x) \quad [m] \quad (8.12)$$

- drenażowego ujęcia wody (UjW2)

$$\sum \Delta h_{UjW2}(x) = \sum \Delta h_{mUjW2}(x) + \sum \Delta h_{lUjW2}(x) \quad [m] \quad (8.13)$$

- zespolonego ujęcia wody (UjW1 – UjW2)

$$\sum \Delta h_{UjW1-UjW2}(x) = \sum \Delta h_{UjW1}(x) \quad \vee \quad \sum \Delta h_{UjW2}(x) \quad [m] \quad (8.14)$$

gdzie:

$\sum \Delta h_{UjW1}(x)$ - suma strat przy przepływie wody od czerpni do studni zbiorczej w UjW1 [m],

$\sum \Delta h_{1UjW1}(x)$ - suma strat przy przepływie wody od czerpni do piaskownika w UjW1 [m],
wg wzoru (7.9) lub (7.10),

$\Delta h_{1mUjW1}(x)$, $\Delta h_{1lUjW1}(x)$ - straty miejscowe oraz na długości przy przepływie wody od czerpni do piaskownika w UjW1 [m],

$\sum \Delta h_{2UjW1}(x)$ - suma strat przy przepływie wody od piaskownika do studni zbiorczej w UjW1 [m],
wg wzoru (7.33),

$\Delta h_{2mUjW1}(x)$, $\Delta h_{2lUjW1}(x)$ - straty miejscowe oraz na długości przy przepływie wody od piaskownika do studni zbiorczej w UjW1 [m],

$\sum \Delta h_{UjW2}(x)$ - suma strat przy przepływie wody od czerpni do studni zbiorczej w UjW2 [m],
wg wzoru (7.41),

$\Delta h_{mUjW2}(x)$, $\Delta h_{lUjW2}(x)$ - straty miejscowe oraz na długości przy przepływie wody od drenażu do studni zbiorczej w UjW2 [m].

Warunki ograniczające przy rozwiązywaniu modelu matematycznego ujęcia wody

Przy rozwiązywaniu układu równań modelu matematycznego x-tego rozwiązania technicznego UjW obowiązują następujące warunki ograniczające:

- wskaźnik gotowości ujęcia wody:

$$K(x, Qn) \geq K_w(Qn, Mk) \quad (8.15)$$

- wysokość dyspozycyjna w x-tym rozwiązaniu technicznym zatopionego UjW

$$\Delta H_{1UjW1}(x) = \sum \Delta h_{1UjW1}(x) \quad \wedge \quad \Delta H_{2UjW1} = \sum \Delta h_{2UjW1}(x) \quad [m] \quad (8.16)$$

- wysokość dyspozycyjna w x-tym rozwiązaniu technicznym drenażowego UjW

$$\Delta H_{UjW2}(x) = \sum \Delta h_{UjW2} \quad [m] \quad (8.17)$$

- wydajność ujęcia wody w czasie awarii

$$Q_{aw}(x) = \alpha_{aw} \cdot Qn \quad [m^3 / s] \quad (8.18)$$

- prędkość wlotowa wody do czerpni zatopionego UjW

$$v_{wl} \leq v_{zal} \quad [m / s] \quad (8.19)$$

- długość czerpni z rury perforowanej zatopionego UjW

$$L_{RP} \leq L_{dop} \quad [m] \quad (8.20)$$

- prędkość przepływu wody w czerpni z rury perforowanej zatopionego UjW

$$v_{RP} \leq 1m / s \quad (8.21)$$

- prędkość przepływu wody w drenie wg [40]

$$v_{Dr} \leq 0,9m / s \quad (8.22)$$

- prędkość przepływu wody w rurociągu grawitacyjnym
$$1\text{ m/s} \geq v_r \geq 0,6\text{ m/s} \quad (8.23)$$

- głębokość położenia dynamicznego zwierciadła wody w studni zbiorczej (zależna od rodzaju pompy) mierzona od osi pompy o wale poziomym
$$h \leq 6\text{ m} \quad (8.24)$$

- głębokość położenia dynamicznego zwierciadła wody w studni zbiorczej dla drenażowego UjW, ograniczona zatopionym wylotem rurociągu grawitacyjnego wg [40]
$$H_s(x) \leq R_{z_t} - R_{z_d} + \ell - 0,5 \cdot d_{z_{Dr}} - 0,5 \cdot d_{C2} + i_{C2} \cdot L_{C2} \quad [m] \quad (8.25)$$

gdzie:

- $K_W(Qn, Mk)$ - wymagany poziom niezawodności ujęcia wody,
- ΔH_{1UjW1} - wysokość dyspozycyjna równa różnicy położenia zwierciadła wody w cieku w przekroju zatopionego UjW i w piaskowniku,
- ΔH_{2UjW1} - wysokość dyspozycyjna równa różnicy położenia zwierciadła wody w piaskowniku i w studni zbiorczej,
- ΔH_{UjW2} - wysokość dyspozycyjna równa różnicy położenia zwierciadła wody w cieku w przekroju drenażowego UjW i w studni zbiorczej,
- $Q_{aw}(x)$ - wydajność ujęcia w czasie awarii [m^3/s],
- α_{aw} - współczynniki dopuszczalnego zmniejszenia wydajności UjW w czasie trwania awarii, przyjmowany najczęściej $\alpha_{aw}=0,7$ [128],
- v_{wl} - prędkość wlotowa wody do czepni zatopionego UjW [m/s],
- v_{zal} - dopuszczalna prędkość wlotowa wody do czepni zatopionego UjW, założona ze względu na warunki śryżowo-lodowe oraz ochronę ryb i narybku [m/s],
- L_{RP} - długość czepni z rury perforowanej [m],
- L_{dop} - dopuszczalna długość czepni z rury perforowanej [m],
- v_{RP} - prędkość przepływu wody w czepni z rury perforowanej [m/s],
- v_{Dr} - prędkość przepływu wody w drenie [m/s],
- v_r - prędkość przepływu wody w rurociągu grawitacyjnym [m/s],
- h - głębokość położenia dynamicznego zwierciadła wody w studni zbiorczej mierzona od osi pompy o wale poziomym [m],
- $H_s(x)$ - głębokość położenia dynamicznego zwierciadła wody w studni zbiorczej dla drenażowego UjW [m],
- R_{z_t} - rzędna terenu przy studni zbiorczej [m n.p.m.],
- R_{z_d} - rzędna dna cieku w przekroju drenażowego UjW [m n.p.m.],
- ℓ - głębokość założenia drenu [m],
- $d_{z_{Dr}}$ - średnica zewnętrzna drenu [m],
- d_{C2} - średnica rurociągu C2 [m],
- i_{C2} - spadek rurociągu C2 [m],
- L_{C2} - długość rurociągu C2 [m],
- $x, K(x, Qn), \Sigma \Delta h_{1UjW1}(x), \Sigma \Delta h_{2UjW1}(x), \Sigma \Delta h_{UjW2}(x), Qn$ - objaśnienia jak wyżej.

Straty energetyczne stanowią ograniczenia dla funkcjonowania ujęcia wody. Jeśli straty są większe od wysokości dyspozycyjnej i warunek opisany wzorami (8.16) - (8.17) nie jest spełniony, należy zwiększyć piętrzenie progę lub obniżyć zwierciadło wody w studni zbiorczej.

Zadanie optymalizacyjne

Optymalne rozwiązanie ujęcia wody powierzchniowej poszukiwane jest w zbiorze dopuszczalnych rozwiązań technicznych, spełniających przyjęte ograniczenia (8.16) - (8.25). Metodyka wyboru sprowadza się do znalezienia takiego wariantu rozwiązania projektowego x_0 ujęcia wody, dla którego osiągnięty jest wymagany poziom niezawodności przy minimalnych

kosztach budowy. Oznacza to konieczność spełnienia następującego warunku [97],[125]:

$$C_b(x_0) = \min\{C_b(x) : K(x) \geq K_w; W(x) \in W_d; x = 1, 2, \dots, u\} \quad (8.26)$$

gdzie:

- x_0 - wybrane w wyniku obliczeń optymalizacyjnych rozwiązanie techniczne ujęcia wody, o minimalnych kosztach budowy;
- $C_b(x_0)$ - koszty budowy x_0 -tego rozwiązania technicznego,
- $C_b(x)$ - koszty budowy x -tego rozwiązania technicznego, dla którego spełniony jest warunek $K(x) \geq K_w$ i $W(x) \in W_d$,
- $K(x)$ - wskaźnik gotowości x -tego rozwiązania technicznego,
- K_w - wymagany poziom niezawodności,
- $W(x)$ - warunki techniczne x -tego rozwiązania,
- W_d - obszar dopuszczalnych rozwiązań ze względu na ograniczenia (8.16) - (8.25),
- x - numer rozwiązania technicznego,
- u - liczba wszystkich rozpatrywanych wariantów projektowych UjW.

Stwierdzono, że tak sformułowanego zadania nie da się rozwiązać na drodze analitycznej. W związku z tym przeprowadzono rozwiązanie na drodze numerycznej, a podane powyżej wzory były podstawą do opracowania programu obliczeniowego.

9. Metoda wyboru technicznego rozwiązania zespólonego ujęcia wody

9.1. Wprowadzenie

Opracowana metoda wyboru technicznego rozwiązania zespólonego ujęcia wody bazuje na analizie techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej. Wybór właściwego wariantu projektowego zespólonego ujęcia wody, prowadzony jest na drodze numerycznej w oparciu o sformułowany model matematyczny i warunek optymalizacyjny (rozdział 8).

Rozwiązanie zadania w pierwszej kolejności wymaga określenia zbioru dopuszczalnych rozwiązań technicznych, tj. x -tych wariantów projektowych, których warunki techniczne $W(x)$ spełniają przyjęte uwarunkowania oraz ograniczenia opisane wzorami (8.16) - (8.25). Warunki techniczne x -tego wariantu projektowego obejmują parametry techniczne urządzeń UjW, jak np. średnica i liczba czerpni ujęcia wody, długość czerpni z rury perforowanej oraz drenów, parametry rurociągu grawitacyjnego, wymiary piaskownika i studni zbiorczej. Równocześnie związane są z czynnikami hydraulicznymi, które mają wpływ na wymiarowanie urządzeń UjW oraz straty energetyczne.

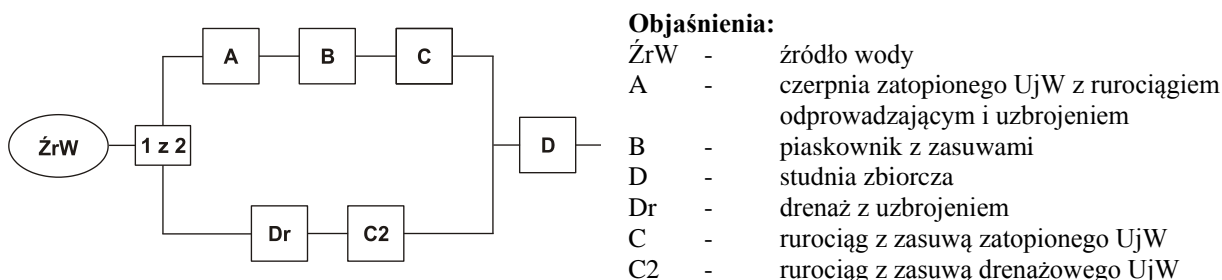
Uwzględnienie przy projektowaniu poza przesłankami techniczno-ekonomicznymi również i aspektu niezawodnościowego wymaga, aby rozpatrywane rozwiązania techniczne cechowały się odpowiednim poziomem niezawodności, co opisuje warunek $K(x) \geq K_W$ (8.15). Prowadzone w związku z tym obliczenia niezawodnościowe sprowadzają się do wyznaczenia wskaźników niezawodności x -tego wariantu projektowego, w oparciu o dwuparametryczną metodę analizy strukturalno-funkcjonalnej.

Ustalenie obszaru dopuszczalnych rozwiązań zespólonego ujęcia wody, spełniających przyjęte ograniczenia techniczne i niezawodnościowe, a następnie wybór właściwego rozwiązania technicznego w oparciu o przyjęte kryterium optymalizacyjne (najtańszy wariant projektowy), prowadzone są z wykorzystaniem opracowanego programu obliczeniowego „ATEN-UjW”.

9.2. Ocena niezawodności funkcjonowania zespólonego ujęcia wody

Ponieważ dotychczasowe metody projektowania zespólonych UjW nie uwzględniały teorii niezawodności, poniżej przedstawiono zasady oceny niezawodności funkcjonowania rozpatrywanego ujęcia wody.

Przy ocenie niezawodności ujęcia wody powierzchniowej uwzględniane są wszystkie urządzenia techniczne oraz źródło wody. Poszczególne elementy budujące zespólone ujęcie wody przedstawiono schematycznie na Rys. 9.1, a szczegółowo na Rys. 7.1 (rozdział 7). Niezawodność funkcjonowania ujęcia wody określana jest w oparciu o przyjęty schemat niezawodnościowy (Rys. 9.1) i mierniki niezawodności elementów UjW. Ocena prowadzona jest metodą analizy strukturalno-funkcjonalnej, z wykorzystaniem funkcji częstości uszkodzeń i sprowadza się do wyznaczenia wskaźnika gotowości K , średniego czasu pracy T_p oraz średniego czasu odnowy T_n badanego ujęcia wody.



Rys. 9.1. Schemat niezawodnościowy zespólonego ujęcia wody (zatopionego-drenażowego)

Wskaźnik gotowości ujęcia wody musi uzyskać co najmniej wymagany poziom niezawodności (K_w). W przeciwnym wypadku, dąży się do podniesienia niezawodności ujęcia wody na drodze rezerwowania obciążonego w ramach elementów takich jak: czerpnia (A, Dr), piaskownik (B) lub rurociąg (C, C2).

Z niezawodnościowego punktu widzenia zespolone ujęcie wody (UjW1-UjW2) ma strukturę szeregowo-równoległą. Wykorzystując wzory podane z Tab. 5.1, wskaźnik gotowości rozpatrywanego zespolonego UjW jest równy:

$$K_{UjW1-UjW2} = K_{ZrW} \cdot [1 - (1 - K_A \cdot K_B \cdot K_C)(1 - K_{Dr} \cdot K_{C2})] \cdot K_D \quad (9.1)$$

gdzie:

K_{ZrW} - wskaźnik gotowości źródła wody,

$K_A, K_B, K_C, K_D, K_{Dr}, K_{C2}$ - wskaźniki gotowości poszczególnych elementów badanego UjW.

Średni czas pracy rozpatrywanego UjW wyznaczono z wzoru (5.14):

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} \quad [h] \quad (9.2)$$

gdzie:

K_{UjW} - wskaźnik gotowości ujęcia wody,

f_{UjW} - częstość uszkodzeń ujęcia wody wyznaczona wg wzorów podanych w Tab. 5.1.

Średni czas odnowy rozpatrywanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.14):

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} \quad [h] \quad (9.3)$$

gdzie oznaczenia jak wyżej.

9.3. Opis opracowanego programu obliczeniowego „ATEN-UjW”

Pierwotna wersja programu obliczeniowego „ATEN-UjW” została opracowana w języku Turbo Pascal przez B. Budziło [12] i pozwalała na wybór technicznego rozwiązania brzegowego, progowego i zatopionego typu ciężkiego ujęcia wody. Następnie program został zaimplementowany w zintegrowanym środowisku Delphi 7 przez H. Jasik i rozszerzony o ujęcia drenażowe w oparciu o wzory opracowane przez J. Filimowskiego [40]. Obecna, autorska modyfikacja programu obejmuje rozszerzenie jego zastosowania o trzy kolejne typy ujęć wody:

- zatopione ujęcie wody typu lekkiego z:
 - czerpnią z wlotem poszerzonym, stożkowym,
 - czerpnią z rury perforowanej,
- drenażowe ujęcie wody z wyborem najtańszej średnicy drenów z:
 - drenami założonymi bezpośrednio w gruncie pod dnem cieku,
 - drenami założonymi w korytach betonowych pod dnem cieku,
- zespolone ujęcie wody z:
 - czerpnią z wlotem poszerzonym - drenami założonymi w gruncie,
 - czerpnią z rury perforowanej - drenami założonymi w gruncie,
 - czerpnią z wlotem poszerzonym - drenami założonymi w korytach betonowych,
 - czerpnią z rury perforowanej - drenami założonymi w korytach betonowych.

Opracowanie nowej wersji programu wiązało się z koniecznością rozszerzenia istniejących procedur o:

- wymiarowanie i obliczanie kosztów budowy czerpni zatopionego ujęcia wody,
- obliczanie kosztów budowy drenów przy progu piętrzącym (bez grody),
- wyznaczanie strat przy przepływie wody przez elementy czerpni zatopionego ujęcia wody,
- obliczanie niezawodności zespolonego ujęcia wody,

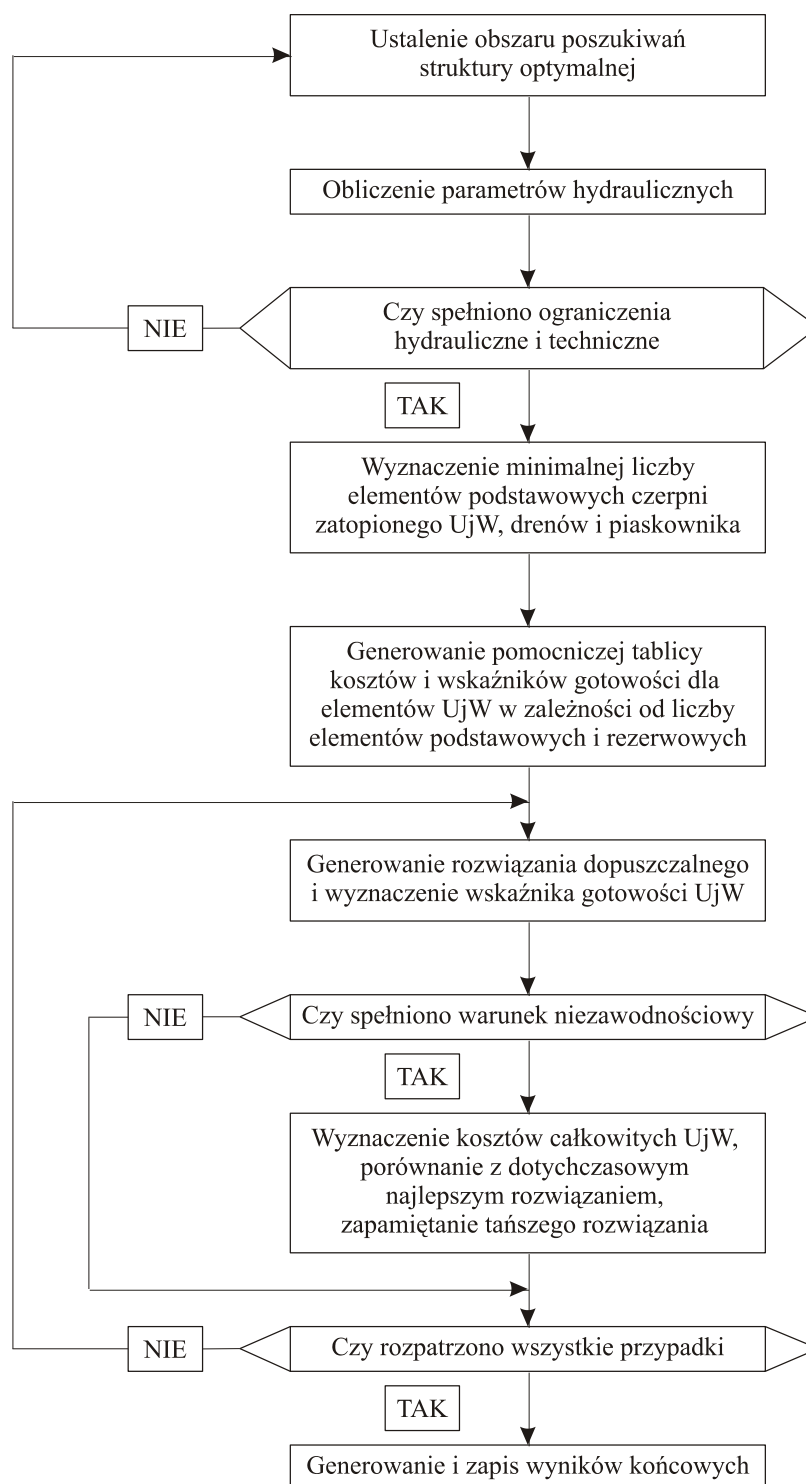
- wydruk rozwiązania dla nowych ujęć wody, oraz rozszerzenie algorytmu wyboru właściwego rozwiązania o nowe typy ujęć.

Modyfikacja programu obliczeniowego w zakresie drenażowego ujęcia wody (opracowanego przez J. Filimowskiego [40]), dotyczyła rozbudowy algorytmu wyboru rozwiązania technicznego UjW o dobór najtańszej średnicy drenażu. Poprzednia wersja programu podaje rozwiązanie techniczne drenażowego UjW tylko dla przyjętej wstępnie średnicy drenu. Natomiast w wersji aktualnej automatycznie rozszerzony zostaje obszar rozwiązań dopuszczalnych o wszystkie rozpatrywane średnice.

Dla przyjętych danych wejściowych (Rys. 9.2), obejmujących parametry techniczne i niezawodnościowe rozpatrywanego ujęcia wody (np. wydajność, dopuszczalna prędkość wlotowa wody do czerpni zatopionego UjW, uwarunkowania terenowe i wodno-gruntowe, wskaźniki gotowości i rozpatrywana liczba elementów poszczególnych urządzeń technicznych) program przedstawia wybrane rozwiązanie, tj. spełniające wszystkie założone ograniczenia i charakteryzujące się najniższymi kosztami budowy. Wydruk rozwiązania (Rys. 9.4, Rys. 9.5) zawiera wyznaczone parametry techniczne, hydrauliczne, niezawodnościowe i ekonomiczne poszczególnych elementów UjW, jak np. liczba elementów podstawowych i rezerwowych poszczególnych urządzeń technicznych, średnice rurociągów, średnie prędkości przepływu, straty energetyczne czy koszty budowy. Wybierając w programie opcję wydruku szczegółowego, można dodatkowo przeglądać wszystkie dopuszczalne rozwiązania techniczne ujęcia wody, dla których podana jest struktura niezawodnościowa, wskaźnik gotowości i całkowity koszt budowy. Warianty projektowe znajdujące się w obszarze rozwiązań dopuszczalnych różnią się liczbą elementów podstawowych i rezerwowych.

Formularz umożliwiający wybór typu ujęcia wody oraz wprowadzenie danych wejściowych przedstawiono na Rys. 9.2. Natomiast opis algorytmu wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody przedstawiono na Rys. 9.3.

Rys. 9.2. Schemat formularza do wprowadzania danych wejściowych do programu „ ATEN-UjW”



Rys. 9.3. Algorytm wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody

W programie przewidziano również możliwość uwzględnienia budowy progu piętrzącego (F). W takim przypadku wydruk rozwiązania obejmuje także koszty budowy progu piętrzącego.

Program umożliwia zapisanie danych wejściowych w postaci bazy danych, co z kolei ułatwia ich modyfikację i pozwala na szybkie uzyskanie właściwego rozwiązania dla różnych warunków. Łatwość wykonania obszernej serii obliczeń umożliwia prowadzenie różnorodnych analiz, obrazujących wpływ zmienności jednego z parametrów na uzyskiwany

wynik, np. wpływ prędkości wlotowej na koszt budowy czepni zatopionego UjW. Program pozwala na przeprowadzenie obliczeń przy uwzględnieniu lub pominięciu losowych zdarzeń w źródle wody.

Przy wyborze rozwiązania technicznego zatopionego UjW, program umożliwia uwzględnienie aspektu ochrony ichtiofauny poprzez przyjęcie dopuszczalnej prędkości wlotowej oraz wybór rodzaju czepni.

9.4. Przykład zastosowania proponowanej metody

Ze względu na objętość pracy, proponowaną metodę wyboru właściwego rozwiązania technicznego ujęcia wody przedstawiono na przykładzie zatopionego ujęcia wody z czepnią z rury perforowanej i drenami założonymi bezpośrednio w gruncie oraz zespolonego ujęcia wody z czepnią z wlotem poszerzonym i drenami założonymi w korytach betonowych.

Dla obu przykładów podano wydruk wybranego rozwiązania (Rys. 9.4, Rys. 9.5). Natomiast dla zespolonego ujęcia wody z czepnią z wlotem poszerzonym i drenami założonymi w korytach betonowych, w Tab. 9.2 zestawiono dopuszczalne rozwiązania techniczne podane w wydruku szczegółowym.

W Tab. 9.1 zestawiono wskaźniki niezawodności źródła wody oraz poszczególnych elementów badanych ujęć wody, które przyjęto w przykładach obliczeniowych przedstawionych poniżej.

Tab. 9.1. Zestawienie wskaźników niezawodności elementów badanych ujęć wody: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźników gotowości K

Lp.	Nazwa elementu	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
1.	Źródło wody (ŹrW)*	4,78	9,5825	0,9950365
2.	Czepnia z wlotem poszerzonym, z rurociągiem i uzbrojeniem (A)*	5,533	10,94	0,9949679
3.	Czepnia z rury perforowanej, z rurociągiem i uzbrojeniem (A)*	5,444	12,0742	0,9955115
4.	Piaskownik z zasuwami (B)	0,494	6,6304	0,9992555
5.	Studnia zbiorcza (D)	0,138	2,3792	0,9994203
6.	Dren (Dr) z zasuwą*	2,3981	7,0889	0,9966285
7.	Zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
8.	Rurociąg stalowy (C, C2) o średnicy [mm]:			
	100	0,29	4,0	-
	125	0,28	4,0	-
	150	0,27	4,0	-
	200	0,22	4,0	-
	250	0,19	4,0	-
	300	0,16	4,0	-
	350	0,155	4,0	-
	400	0,15	4,0	-
	450	0,14	4,0	-
	500	0,13	4,0	-

* wskaźniki przyjęte z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [12],[124],[128]

Poszukiwane jest właściwe rozwiązanie dla następujących danych wejściowych:

wydajność ujęcia 0,08 m³/s, szerokość potoku 20 m, wysokości piętrzenia H=1,3 m, średnica czerpni z rury perforowanej 300 mm, prędkość wlotowa (v_{wl}) wody do czerpni zatopionego UjW 0,05 m/s, średnica drenu 200 mm, długość drenu 20 m, głębokości założenia drenu 1,5 m, rozstaw pomiędzy drenami lub szerokość koryta betonowego 1,5 m, współczynnik perforacji płyty 0,1, współczynnik wodoprzepuszczalności obsypki filtracyjnej 0,001 m/s, długość rurociągu grawitacyjnego (C, C2) odprowadzającego wodę do studni zbiorczej 30 m, rzędna dna cieku 199,2 m n.p.m., rzędna zwierciadła wody w piaskowniku 200,0 m n.p.m., rzędna terenu przy studni 201,0 m n.p.m., wskaźnik gotowości źródła wody i poszczególnych urządzeń UjW wg Tab. 9.1, wymagany poziom niezawodności ujęcia wody K_w=0,9911577. Dla czerpni zatopionego UjW (A), piaskownika (B) i drenażu (Dr) brano pod uwagę liczbę elementów podstawowych od 1 do 6, a w przypadku rurociągów grawitacyjnych (C, C2) tylko jeden element podstawowy. Dla wymienionych zespołów rozpatrywano liczbę elementów rezerwowych od 0 do 2. Natomiast w przypadku studni zbiorczej (D), ze względu na jej wysoki koszt budowy, zawsze przyjmowano tylko 1 element podstawowy oraz 0 rezerwowych.

```
*****
W Y B R A N E   R O Z W I A Z A N I E

Struktura:      n =  2  2  1  1  3  1
                 m =  0  0  0  0  0  0

Nakłady inwestycyjne = 1143202.923 [PLN]
Wskaznik gotowosci UjW = 0.9943508
*****
```

```
*****
Suma strat Str[A] = 0.29[m], mniejsza od wysokosci dyspozycyjnej:
Podwyszyc zwierciadlo wody w piaskowniku o 0.21[m]
Obliczona rzedna zw wody w piaskowniku = 200.21[m]
  n =  2  2  1  1  3  1
Suma strat Str[B-D] = 0.15[m], mniejsza od wysokosci dyspozycyjnej:
Podwyszyc zwierciadlo wody w studni zbiorczej o 1.05[m]
Obliczona glebokosc zw wody w studni dla zatopionego UjW (A) = 0.95[m]
  n =  2  2  1  1  3  1
*****
```

```
***-** ZESTAWIENIE OBLICZONYCH WSKAZNIKOW NIEZAWODNISI I NAKLADOW INWESTYCYJNYCH NA UJECIE WODY ***-**
*****
Typ ujecia: zatop.lekki perf.+ dren w gruncie 13, rezerwowanie kombinowane (1 z 2)
S - ujecie wody: Q = 0.080[m3/s], Wys. napel. H = 1.30[m], Rzedna dna cieku = 199.20[m n.p.m]
Szer. pot. = 20.00[m]
A - ujecie zatopione: Dlugosc ruroc. L30 = 15.0[m], Wysokosc progu = 1.30[m]
Vwlot = 0.05[m/s], Srednica wewn. rury perf. = 0.300[m]
Dlug. rury perf. = 3.41[m], Predk. w rurze perf. = 0.57[m/s]
Średnica ruroc. odprow. = 0.250[m], Predkosc w ruroc. odprow. = 0.81[m/s]
Średnica ruroc. L30 = 0.350[m], Predkosc w ruroc. L30 = 0.83[m/s]
B - piaskownik: warunki przecietne, Bp = 0.90[m], Hp = 1.10[m], LB = 5.5[m]
Rzedna zw wody = 200.21[m n.p.m.]
C - rurociag: Fi = 350[mm], Redukcja = 0, Dlugosc = 30.00[m], Predkosc = 0.83[m/s], Grunt nawodniony
D - studnia zbiorcza: bez nadbudowy, Srednica = 4.5[m], Głębokość = 8.00[m], Warunki srednie
Rzedna terenu przy studni = 201.0[m], Głębokosc zw wody w studni = 0.95[m] (A); 2.00[m] (Dr)
Dr- dren: Wsp. wodop. = 0.001[m/s], Gleb. zal. drenu = 1.5[m], Sred. wewn. dr = 0.200[m]
Dlugosc drenu = 20.0[m], Predkosc w dr. = 0.85[m/s], Wsp. got. dr. = 0.9966285
Rozstaw drenow = 1.5[m]
C2- rurociag: Fi = 350[mm], Redukcja = 0, Dlugosc = 30.00[m], Predkosc = 0.83[m/s], Grunt nawodniony
Z - K zrodla = 0.9950365000, Czas TpZr pomiedzy awariami = 2092[godz]
K wymagane dla UjW = 0.9911577000
K(1*A)=0.995511500, K(1*B)=0.999255500, K(1*C)=0.999788777
K(1*D)=0.999420300
K(1*Dr)=0.996628500, K(1*C2)=0.999788777
*****
```

	n	m	Ks	Tp[h]	Tn[h]	Nakl. inv. [PLN]	Straty energ. h[m]
K.101. 0							
A	2	0	0.991043146632	918.442		46601.309	0.295
B	2	0	0.998511554280	10121.457		27441.682	0.018
C	1	0	0.999788777455	95556.617		51349.350	0.101
D	1	0	0.999420300000	72463.768		400255.456	0.035 (A) / 0.035 (Dr)
Dr	3	0	0.989919562713	1389.989		23303.034	1.289
C2	1	0	0.999788777455	95556.617		51349.350	0.101
F						542902.743	
S			0.994350793200	1954.282	11.103	1143202.923	Suma Dh 0.448 (A) / 1.424 (Dr)

Rys. 9.4. Wydruk z komputera wybranego rozwiązania technicznego zespolonego ujęcia wody z czerpnią z rury perforowanej i drenami założonymi w gruncie

Tab. 9.2. Zestawienie dopuszczalnych rozwiązań technicznych zespolonego ujęcia wody z czerpnią z wlotem poszerzonym i drenami założonymi w korytach betonowych

Wariant	Struktura niezawodnościowa (A, B, C, D, Dr, C2)		Wskaźnik gotowości	Koszt budowy [PLN]
	n	m		
I	II	III	IV	V
1	2 2 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9943008	1 294 606,77
2	2 2 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9942621	1 340 057,27
3	2 2 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9942234	1 385 507,77
4	2 3 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9942909	1 295 536,99
5	2 3 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9942497	1 340 987,49
6	2 3 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9942086	1 386 437,99
7	2 4 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9942809	1 296 467,22
8	2 4 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9942373	1 341 917,72
9	2 4 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9941938	1 387 368,22
10	2 5 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9942710	1 297 397,45
11	2 5 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9942249	1 342 847,95
12	2 5 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9941790	1 388 298,45
13	2 6 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9942610	1 298 327,67
14	2 6 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9942125	1 343 778,17
15	2 6 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9941642	1 389 228,67
16	3 2 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9942335	1 299 037,74
17	3 2 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9941782	1 344 488,24
18	3 2 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9941232	1 389 938,74
19	3 3 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9942235	1 299 967,96
20	3 3 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9941659	1 345 418,46
21	3 3 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9941085	1 390 868,96
22	3 4 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9942136	1 300 898,19
23	3 4 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9941536	1 346 348,69
24	3 4 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9940937	1 391 799,19
25	3 5 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9942037	1 301 828,42
26	3 5 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9941412	1 347 278,92
27	3 5 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9940790	1 392 729,42
28	3 6 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9941938	1 302 758,64
29	3 6 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9941289	1 348 209,14
30	3 6 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9940643	1 393 659,64
31	4 2 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9941664	1 303 397,98
32	4 2 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9940948	1 348 848,48
33	4 2 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9940235	1 394 298,98
34	4 3 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9941565	1 304 328,20
35	4 3 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9940826	1 349 778,70
36	4 3 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9940088	1 395 229,20
37	4 4 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9941467	1 305 258,43
38	4 4 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9940703	1 350 708,93
39	4 4 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9939941	1 396 159,43
40	4 5 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9941368	1 306 188,66
41	4 5 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9940580	1 351 639,16
42	4 5 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9939795	1 397 089,66
43	4 6 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9941270	1 307 118,88
44	4 6 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9940458	1 352 569,38
45	4 6 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9939648	1 398 019,88
46	5 2 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940997	1 466 866,92
47	5 2 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9940118	1 512 317,42
48	5 2 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9939243	1 557 767,92
49	5 3 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940899	1 467 797,14
50	5 3 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9939996	1 513 247,64
51	5 3 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9939097	1 558 698,14

I	II	III	IV	V
52	5 4 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940801	1 468 727,37
53	5 4 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9939874	1 514 177,87
54	5 4 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9938951	1 559 628,37
55	5 5 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940703	1 469 657,60
56	5 5 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9939752	1 515 108,10
57	5 5 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9938805	1 560 558,60
58	5 6 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940605	1 470 587,82
59	5 6 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9939630	1 516 038,32
60	5 6 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9938659	1 561 488,82
61	6 2 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940333	1 385 905,23
62	6 2 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9939293	1 431 355,73
63	6 2 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9938256	1 476 806,23
64	6 3 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940235	1 386 835,46
65	6 3 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9939171	1 432 285,96
66	6 3 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9938110	1 477 736,46
67	6 4 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940138	1 387 765,69
68	6 4 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9939050	1 433 216,19
69	6 4 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9937965	1 478 666,69
70	6 5 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9940040	1 388 695,91
71	6 5 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9938928	1 434 146,41
72	6 5 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9937820	1 479 596,91
73	6 6 1 1 4 1	0 0 0 0 0 0	0,9939943	1 389 626,14
74	6 6 1 1 5 1	0 0 0 0 0 0	0,9938807	1 435 076,64
75	6 6 1 1 6 1	0 0 0 0 0 0	0,9937675	1 480 527,14

Objaśnienia: n - liczba elementów podstawowych, m - liczba elementów rezerwowych, A, B, C, D, Dr, C2 - elementy zespolonego UjW

Parametry techniczne, ekonomiczne i niezawodnościowe wybranego rozwiązania przedstawiono na Rys. 9.4 dla zespolonego ujęcia wody z czerpnią z rury perforowanej i drenami założonymi w gruncie, a na Rys. 9.5 dla zespolonego ujęcia wody z czerpnią z wlotem poszerzonym i drenami założonymi w korytach betonowych. W obu przypadkach program nie przewidział elementów rezerwowych. Wiąże się to z wysokim poziomem niezawodności rozpatrywanych zespolonych UjW, nawet przy niskich wskaźnikach niezawodności budujących je elementów, np. czerpni zatopionej (A) i drenażowego (DR) ujęcia wody. Dla drenów założonych w gruncie program dobrał 3 elementy podstawowe, natomiast dla drenów w korytach betonowych 4. Powodem tego jest inny rodzaj zasilania drenów. Możliwość zasilania drenów wodami powierzchniowymi oraz gruntowymi w przypadku ich założenia bezpośrednio w warstwie wodonośnej, skutkuje mniejszą liczbą elementów podstawowych niż przy drenach w korytach betonowych i zasilanych tylko przez wody powierzchniowe.

Zespolone ujęcia wody z uwzględnieniem
kryteriów techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowych oraz ochrony ichtiofauny

```

*****
                W Y B R A N E   R O Z W I A Z A N I E
*****
Struktura:      n =   2   2   1   1   4   1
                m =   0   0   0   0   0   0

Nakłady inwestycyjne = 1294606.766 [PLN]
Wskaznik gotowosci UjW = 0.9943008

*****
Suma strat Str[A] = 0.32[m], mniejsza od wysokosci dyspozycyjnej:
Podwyzszyc zwierciadlo wody w piaskowniku o 0.18[m]
Obliczona rzedna zw wody w piaskowniku = 200.18[m]
  n =   2   2   1   1   4   1
Suma strat Str[B-D] = 0.15[m], mniejsza od wysokosci dyspozycyjnej:
Podwyzszyc zwierciadlo wody w studni zbiorczej o 1.03[m]
Obliczona glebokosc zw wody w studni dla zatopionego UjW (A) = 0.97[m]
  n =   2   2   1   1   4   1

*-*-* ZESTAWIENIE OBLICZONYCH WSKAZNIKOW NIEZAWODNISCI I NAKLADOW INWESTYCYJNYCH NA UJECIE WODY *-*-*
*****
Typ ujecia: zatop.lekki + dren w betonie 6, rezerwowanie kombinowane (1 z 2)
S - ujecie wody: Q = 0.080[m3/s], Wys. napel. H = 1.30[m], Rzedna dna cieku = 199.20[m n.p.m]
  Szer. pot. = 20.00[m]
A - ujecie zatopione: Dlugosc ruroc. L30 = 15.0[m], Wysokosc prog u = 1.30[m]
  Vwlot = 0.05[m/s] zal; 0.05[m/s] obl, Srednica wlotu = 0.900[m], Wysokosc czepni = 0.30[m]
  Średnica ruroc. odprow. = 0.250[m], Predkosc w ruroc. odprow. = 0.81[m/s]
  Średnica ruroc. L30 = 0.350[m], Predkosc w ruroc. L30 = 0.83[m/s]
B - piaskownik: warunki przecietne, Bp = 0.90[m], Hp = 1.10[m], LB = 5.5[m]
  Rzedna zw wody = 200.18[m n.p.m.]
C - rurociag: Fi = 350[mm], Redukcja = 0, Dlugosc = 30.00[m], Predkosc = 0.83[m/s], Grunt nawodniony
D - studnia zbiorcza: bez nadbudowy, Srednica = 4.5[m], Głębokość = 8.00[m], Warunki srednie
  Rzedna terenu przy studni = 201.0[m], Głębokość zw wody w studni = 0.97[m] (A); 2.00[m] (Dr)
Dr- dren: Wsp. wodop. = 0.001[m/s], Gleb. zal. drenu = 1.5[m], Sred. wewn. dr = 0.200[m]
  Dlugosc drenu = 20.0[m], Predkosc w dr. = 0.64[m/s], Wsp. got. dr. = 0.9966285
  Rozstaw drenow = 1.5[m]
  Wsp. perf. płyty = 0.1
C2- rurociag: Fi = 350[mm], Redukcja = 0, Dlugosc = 30.00[m], Predkosc = 0.83[m/s], Grunt nawodniony
Z - K zrodla = 0.9950365000, Czas TpZr pomiedzy awariami = 2092[godz]
K wymagane dla UjW = 0.9911577000
K(1*A)=0.994967900, K(1*B)=0.999255500, K(1*C)=0.999788777
K(1*D)=0.999420300
K(1*Dr)=0.996628500, K(1*C2)=0.999788777
=====
                n m           Ks                Tp[h]          Tn[h]           Nakl. inw. [PLN]       Straty energ. h[m]
=====
K.76. 0
A         2 0 0.989961122030                903.669                39506.185                0.320
B         2 0 0.998511554280                10121.457               27441.682                0.018
C         1 0 0.999788777455                95556.617               51349.350                0.101
D         1 0 0.999420300000                72463.768               400255.456                0.035 (A) / 0.035 (Dr)
Dr        4 0 0.986582048907                1042.492                181802.000                1.205
C2        1 0 0.999788777455                95556.617               51349.350                0.101
F         542902.743
S         0.994300845551                1925.296   11.035   1294606.766   Suma Dh 0.474 (A) / 1.341 (Dr)
=====

```

Rys. 9.5. Wydruk z komputera wybranego rozwiązania technicznego zespolonego ujęcia wody z pompą z wlotem poszerzonym i drenami założonymi w korytach betonowych

10. Analiza rozwiązań technicznych ujęć wody na podstawie badań testowych programu „ATEN-UjW”

10.1. Wprowadzenie

W celu sprawdzenia opracowanego programu obliczeniowego „ATEN-UjW” przeprowadzono około 3000 zadań testowych, które pozwoliły na szczegółową jego korektę. Niniejsza praca obejmuje wyniki testowań programu po jego korekcie. Ze względu na objętość pracy wyniki te przedstawiono w formie wybranych wykresów i tabel, które zamieszczono w rozdziale 12. Natomiast podsumowanie i wnioski z przeprowadzonych badań przytoczono poniżej.

Prowadzone badania testowe obejmowały następujące rodzaje ujęć wody powierzchniowej:

- zatopione ujęcie wody z czerpnią z wlotem poszerzonym (stożkowym),
- zatopione ujęcie wody z czerpnią z rury perforowanej,
- drenażowe ujęcie wody z drenami założonymi bezpośrednio w gruncie pod dnem cieku,
- drenażowe ujęcie wody z drenami założonymi w korytach betonowych pod dnem cieku,
- zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (czerpnia z wlotem poszerzonym – dreny założone bezpośrednio w gruncie),
- zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (czerpnia z rury perforowanej – dreny założone bezpośrednio w gruncie),
- zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (czerpnia z wlotem poszerzonym – dreny założone w korytach betonowych),
- zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe (czerpnia z rury perforowanej – dreny założone w korytach betonowych).

We wszystkich przypadkach obliczeniowych zakładano budowę progu piętrzącego, w celu zapewnienia odpowiedniego położenia zwierciadła wody w cieku. W związku z tym w kosztach budowy samodzielnie pracujących ujęć drenażowych nie uwzględniano kosztów budowy grodzy. Dla potrzeb zadań testowych przyjęto następujące dane wejściowe:

Parametry techniczne:

- wydajność ujęcia wody (Q): od 0,005 do 0,2 m³/s,
- rzędna dna cieku w przekroju progu piętrzącego: od 199,2 do 199,7 m n.p.m.,
- szerokość cieku (Lp) w przekroju ujęcia: od 15 m do 30 m,
- czerpnia zatopionego ujęcia wody (A):
 - średnica czepni:
 - z wlotem poszerzonym: średnica wlotu od 100 do 1200 mm,
 - z rury perforowanej: 125, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500 lub 600 mm,
 - prędkość wlotowa (v_{wl}) wody: od 0,05 do 0,4 m/s,
 - odległość pokrywy od wlotu do czepni: 0,3 m,
 - współczynnik perforacji czepni z rury perforowanej: 0,3,
 - długość rurociągu odprowadzającego: 15 m,
- czerpnia drenażowego ujęcia wody (Dr):
 - długość drenu (zgodna z przyjętą szerokością cieku),
 - średnica drenu: 125, 200, 250, 300 lub 350 mm,
 - głębokość założenia drenu: od 1,5 do 2 m,
 - współczynnik wodoprzepuszczalności: 0,001 m/s,
 - rozstaw drenów lub szerokość koryta betonowego: 1,5 m,
 - współczynnik perforacji płyty: 0,1,
- piaskownik (B):
 - rzędna zwierciadła wody w piaskowniku: 200,0 m n.p.m.,

- warunki budowy: przeciętne,
- rurociąg grawitacyjny odprowadzający wodę do studni zbiorczej (C i C2):
 - długość rurociągu: od 10 do 100 m,
 - rodzaj gruntu w obrębie rurociągu: nawodniony
- studnia zbiorcza (D):
 - rzędna terenu przy studni: 201,0 m n.p.m.,
 - głębokość zwierciadła wody w studni: od 2,1 do 2,5 m,
 - warunki budowy: średnie,
- próg piętrzący (F):
 - warunki budowy: przeciętne,
 - wysokość piętrzenia (H): od 0,6 do 1,3 m.

Parametry niezawodnościowe:

- liczba elementów podstawowych „n” (od 1 do 15) oraz rezerwowych „m” (od 0 do 3),
- wskaźnik gotowości źródła wody:
 $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda) i $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda),
- średni czas pracy pomiędzy przestojami spowodowanymi zjawiskami występującymi w źródle wody: $T_{pZrW}=150000$ h (czysta woda) i $T_{pZrW}=3961$ h (brudna woda),
- wskaźnik gotowości czerpni ujęcia zatopionego: $K_A=0,9954945 - 0,9957636$,
- wskaźnik gotowości drenu: $K_{Dr}=0,9920277$,
- wskaźnik gotowości piaskownika: $K_B=0,9992555$,
- wskaźnik gotowości studni zbiorczej: $K_D=0,9994203$,
- wskaźnik gotowości rurociągu: wyznaczany w oparciu o literaturę [124],
- wymagany wskaźnik ujęcia wody: $K_W=0,9911577$ wyznaczony wg [128].

Parametry ekonomiczne:

- jednostkowe koszty budowy dla:
 - drenów założonych bezpośrednio w gruncie lub w korytach betonowych (z uwzględnieniem lub pominięciem kosztów budowy grodzy),
 - czerpni (z wlotem poszerzonym lub z rury perforowanej) zatopionego ujęcia wody, wraz z montażem i rurociągiem odprowadzającym,
 - piaskownika,
 - rurociągu grawitacyjnego C i C2,
 - studni zbiorczej,
 - progę piętrzącego.

Dane uzyskane w efekcie przeprowadzonych badań testowych:

Parametry techniczne:

- liczba elementów podstawowych (n) poszczególnych urządzeń ujęcia wody,
- czerpnia zatopionego ujęcia wody (A):
 - wybrana średnica czerpni (z wlotem poszerzonym lub z rury perforowanej),
 - długość czerpni z rury perforowanej,
 - prędkość przepływu wody w rurze perforowanej,
 - średnica rurociągu odprowadzającego,
 - prędkość przepływu wody w rurociągu odprowadzającym,
- czerpnia drenażowego ujęcia wody (Dr):
 - średnica drenu,
 - prędkość przepływu wody w drenie,
- piaskownik (B):
 - wymiary piaskownika: szerokość (Bp), długość (LB), wysokość (Hp)
 - rzeczywista rzędna zwierciadła wody w piaskowniku,

- rurociąg grawitacyjny (C i C2):
 - średnica rurociągu,
 - prędkość przepływu wody w rurociągu,
- studnia zbiorcza (D):
 - wymiary studni: średnica, głębokość,
 - rzeczywista głębokość zwierciadła wody w studni (dla zatopionego ujęcia wody),
- próg piętrzący (F):
 - rzeczywista wysokość progu piętrzącego,
- straty energetyczne przy przepływie wody przez poszczególne urządzenia ujęcia wody.

Parametry niezawodnościowe:

- liczba elementów rezerwowych (m) poszczególnych urządzeń ujęcia wody,
- wskaźnik gotowości dla poszczególnych urządzeń oraz całego ujęcia wody (K),
- średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami dla poszczególnych urządzeń oraz całego ujęcia wody (T_p),
- średni czas odnowy ujęcia wody (T_n).

Parametry ekonomiczne:

- koszty budowy poszczególnych urządzeń ujęcia wody,
- całkowite koszty budowy ujęcia wody.

10.2. Zatopione ujęcie wody typu lekkiego

Przypadki obliczeniowe obejmowały 792 zadania i dotyczyły zatopionego ujęcia wody typu lekkiego z czerpnią z wlotem poszerzonym (stożkowym) - C_{ZWP} oraz z czerpnią z rury perforowanej - C_{ZRP} . Badania testowe przeprowadzono z pominięciem oraz przy uwzględnieniu losowych zdarzeń w źródle wody: $K_{ZrW}=0,9999999$ dla „czystej wody” oraz $K_{ZrW}=0,9940277$ dla „brudnej wody”.

Przyjęte parametry techniczne i niezawodnościowe badanego zatopionego ujęcia wody: wydajność od 0,005 do 0,2 m³/s, szerokość cieku 30 m, wysokości piętrzenia $H=1,3$ m, średnica czerpni z wlotem poszerzonym od 100 do 1200 mm, średnica czerpni z rury perforowanej od 125 do 600 mm, prędkość wlotowa (v_{wl}) wody do czerpni od 0,05 do 0,4 m/s, długość rurociągu $LC=30$ m, rzędna dna cieku 199,2 m n.p.m., rzędna zwierciadła wody w piaskowniku 200,0 m n.p.m., rzędna terenu przy studni 201,0 m n.p.m., wskaźnik gotowości: czerpni z wlotem poszerzonym $K_A=0,9957636$, czerpni z rury perforowanej $K_A=0,9954945$, piaskownika $K_B=0,9992555$, studni zbiorczej $K_D=0,9994203$, źródła wody $K_{ZrW}=0,9999999$ i średni czas pracy pomiędzy losowymi zdarzeniami występującymi w źródle wody $T_{pZrW}=150000$ h (czysta woda) lub $K_{ZrW}=0,9940277$ i $T_{pZrW}=3961$ h (brudna woda). Wymagany wskaźnik gotowości zatopionego ujęcia wody $K_W=0,9911577$.

Analiza przeprowadzonych badań testowych wykazała, że przy danej wydajności ujęcia wody oraz prędkości wlotowej otrzymane rozwiązania techniczne dla „czystej” i „brudnej wody” różnią się liczbą elementów rezerwowych czerpni. Natomiast liczba elementów podstawowych poszczególnych urządzeń ujęcia wody oraz ich parametry techniczne pozostają bez zmian. Uwzględnienie losowych zdarzeń w źródle wody wpływa na zmianę kosztów budowy ujęcia wody.

Na podstawie przeprowadzonej analizy wyników badań testowych stwierdzono, że:

1. Średnica czerpni zatopionego ujęcia wody (dla czystej i brudnej wody) dobierana jest w zależności od prędkości wlotowej i poboru wody, a jej wymiary wahają się (Rys. 12.38, Tab. 12.23):
 - dla czerpni z wlotem poszerzonym od 100 do 1200 mm,
 - dla czerpni z rury perforowanej od 125 do 600 mm.

2. Wzrost kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody związany ze zmniejszeniem prędkości wlotowej z 0,1 lub 0,2 na 0,05 m/s (Rys. 12.42, Tab. 12.24, Tab. 12.27), dla:
 - czepni z wlotem poszerzonym wynosi:
0,12 - 56,6% (czysta woda) i 0,2 - 34,2% (brudna woda),
 - czepni z rury perforowanej wynosi:
1,5 - 103,1% (czysta woda) i 2,1 - 55,2% (brudna woda).
3. W przypadku zatopionego ujęcia wody o wydajności $\leq 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$, biorąc pod uwagę nieduży wzrost kosztów budowy czepni (Tab. 12.24, Tab. 12.27), zaleca się projektowanie czepni dla prędkości wlotowej $< 0,1 \text{ m/s}$. Taka prędkości wlotowa zapewnia ochronę ryb i narybku oraz zmniejsza niebezpieczeństwo wciągania śryżu do ujęcia wody.
4. Największy procentowy wzrost kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody (z wlotem poszerzonym oraz z rury perforowanej), dla badanych prędkości wlotowych, wystąpił przy zwiększeniu ilości ujmowanej wody z 0,02 na $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$ i wynosi:
 - 146,5 - 150,6% dla „czystej wody” (Tab. 12.25),
 - 109,7 - 118,5% dla „brudnej wody” (Tab. 12.28).
5. Wzrost kosztów budowy czepni zatopionego UjW dla „brudnej wody” w porównaniu do kosztów jej budowy dla „czystej wody” (Rys. 12.44, Tab. 12.26), dla badanych prędkości wlotowych waha się:
 - od 0,0 do 43,5% dla czepni z wlotem poszerzonym,
 - od 0,0 do 45,9% dla czepni z rury perforowanej.Takie same koszty budowy czepni zarówno dla „czystej i brudnej wody” (wzrost 0,0%) otrzymano dla przypadków, gdy przyjmowanych jest więcej niż 1 element podstawowy, a wówczas niezależnie od rodzaju źródła dobierana jest identyczna liczba czepni (podstawowych i rezerwowych).
6. Koszty budowy czepni z rury perforowanej są większe od kosztów czepni z wlotem poszerzonym (Rys. 12.42, Rys. 12.43, Rys. 12.44) o:
 - 4,3 - 56,1% (czysta woda) i 6,0 - 56,1% (brudna woda) dla $v_{wl}=0,05 \text{ m/s}$,
 - 2,9 - 29,5% (czysta woda) i 4,0 do 39,0% (brudna woda) dla $v_{wl}=0,1 \text{ m/s}$,
 - 2,1 - 20,4% (czysta woda) i 2,9 do 34,9% (brudna woda) dla $v_{wl}=0,2 \text{ m/s}$.
7. Wzrost całkowitych kosztów budowy zatopionego ujęcia wody w wyniku zmniejszenia prędkości wlotowej z 0,2 m/s do 0,05 m/s (Rys. 12.45, Tab. 12.29) wynosi dla UjW z:
 - czepnią z wlotem poszerzonym 0,0016 - 1,4% (czysta i brudna woda),
 - czepnią z rury perforowanej 0,03 - 3,0% (czysta i brudna woda).Najwyższy procentowy wzrost kosztów wystąpił dla wydajności $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$.
8. Największy procentowy wzrost kosztów budowy zatopionego ujęcia wody daje się zauważyć przy rozbudowie i zwiększeniu ilości ujmowanej wody z 0,02 na $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$ i wynosi 24,3 - 24,2% dla „czystej i brudnej wody” (Tab. 12.30). Na wzrost kosztów ujęcia wody znaczący wpływ ma zmiana kosztów studni zbiorczej (Rys. 12.48).
9. Wzrost kosztów budowy zatopionego ujęcia wody dla „brudnej wody” w porównaniu do kosztów jego budowy dla „czystej wody” (Rys. 12.47) waha się:
 - od 0,0 do 0,5% dla UjW z czepnią z wlotem poszerzonym,
 - od 0,0 do 1,3% dla UjW z czepnią z rury perforowanej.Wzrost kosztów budowy zatopionego UjW dla „brudnej wody” związany jest ze wzrostem kosztów czepni.
10. Koszty budowy zatopionego ujęcia wody z czepnią z rury perforowanej są większe od kosztów UjW z czepnią z wlotem poszerzonym (Rys. 12.45, Rys. 12.46, Rys. 12.47) o:
 - 0,05 - 2,1% (czysta woda) i 0,11 - 2,1% (brudna woda) dla $v_{wl}=0,05 \text{ m/s}$,
 - 0,03 - 0,9% (czysta woda) i 0,07 - 1,3% (brudna woda) dla $v_{wl}=0,1 \text{ m/s}$,
 - 0,02 - 0,5% (czysta woda) i 0,05 - 1,0% (brudna woda) dla $v_{wl}=0,2 \text{ m/s}$.

11. Rozpatrując urządzenia zatopionego UjW, najwyższe koszty budowy we wszystkich przypadkach dotyczą progę piętrzącego, następnie studni zbiorczej, rurociągu grawitacyjnego, a najniższe są koszty budowy piaskownika (dla poborów $< 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$). Koszty budowy czerpni są większe od kosztów budowy piaskownika (Rys. 12.48).
12. Największy procentowy wzrost kosztów budowy pozostałych urządzeń zatopionego UjW dla „czystej i brudnej wody” (Tab. 12.31) występuje przy zwiększeniu poboru wody:
 - dla studni zbiorczej i rurociągu grawitacyjnego z $0,02$ do $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$,
 - dla piaskownika z $0,1$ do $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$.
13. Liczba elementów podstawowych czerpni zatopionego UjW (Rys. 12.39) dla:
 - $v_{wl}=0,05 \text{ m/s}$ waha się od 1 do 4 dla czerpni z wlotem poszerzonym oraz od 1 do 3 dla czerpni z rury perforowanej,
 - $v_{wl}=0,1 \text{ m/s}$ waha się od 1 do 2 dla obu rodzajów czerpni,
 - $v_{wl}=0,2 \text{ m/s}$ przyjmowana jest 1 czerpnia podstawowa dla obu rodzajów czerpni.
14. Dla „czystej i brudnej wody” można zauważyć pewną prawidłowość w doborze elementów rezerwowych obu badanych czerpni zatopionego UjW (Rys. 12.40, Rys. 12.41):
 - dla „czystej wody” dobierany jest jeden element rezerwowy gdy liczba czerpni podstawowych $n > 1$,
 - dla „brudnej wody” dobierany jest zawsze jeden element rezerwowy, niezależnie od liczby elementów podstawowych.
15. Liczba elementów podstawowych komór piaskownika wynosi:
 - $n=1$ dla poborów od $0,005 - 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$,
 - $n=2$ dla poborów od $0,08 - 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$.We wszystkich badanych przypadkach piaskownik nie przyjmuje elementów rezerwowych.
16. Rurociąg grawitacyjny i studnia zbiorcza nie przyjmują żadnych elementów rezerwowych dla wszystkich badanych przepływów oraz „czystej i brudnej wody”.

10.3. Drenażowe ujęcie wody

Przypadki obliczeniowe dotyczyły programu, który umożliwi wybór najtańszej średnicy drenażu. W ramach testów wykonano 144 zadania, które obejmowały drenażowe ujęcie wody z drenami założonymi bezpośrednio w gruncie (Dr_{GRUNT}) oraz z drenami założonymi w korytach betonowych (Dr_{BETON}). Badania testowe przeprowadzono z pominięciem oraz przy uwzględnieniu losowych zdarzeń w źródle wody: $K_{zrW}=0,9999999$ dla „czystej wody” oraz $K_{zrW}=0,9940277$ dla „brudnej wody”.

Przyjęte parametry techniczne i niezawodnościowe badanego drenażowego ujęcia wody: wydajność od $0,005$ do $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$, szerokości cieku $L_p=15$ i 30 m , wysokości piętrzenia $H=0,6 \text{ m}$, średnica drenu od 125 do 350 mm , długość drenu 15 i 30 m , głębokości założenia drenu $2,0 \text{ m}$, rozstaw pomiędzy drenami lub szerokość koryta betonowego $1,5 \text{ m}$, współczynnik perforacji płyty $0,1$, współczynnik wodoprzepuszczalności obsypki filtracyjnej $0,001 \text{ m/s}$, długość rurociągu grawitacyjnego $LC_2=10$ i 100 m , rzędna dna cieku $199,7 \text{ m n.p.m.}$, rzędna terenu przy studni 201 m n.p.m. , wskaźnik gotowości: drenu $K_{Dr}=0,9920277$, studni zbiorczej $K_D=0,9994203$, źródła wody $K_{zrW}=0,9999999$ i średni czas pracy pomiędzy losowymi zdarzeniami występującymi w źródle wody $T_{pZrW}=150000 \text{ h}$ (czysta woda) lub $K_{zrW}=0,9940277$ i $T_{pZrW}=3961 \text{ h}$ (brudna woda). Wymagany wskaźnik gotowości drenażowego ujęcia wody $K_W=0,9911577$.

Na podstawie przeprowadzonej analizy wyników badań testowych stwierdzono, że:

1. Średnice drenów dobierane są w zależności od poboru wody, szerokości cieku oraz długości rurociągu C_2 (Rys. 12.49, Tab. 12.32). Wpływ losowych zdarzeń występujących w źródle wody na dobór średnicy drenów odnotowano jedynie

- w przypadku drenów założonych w gruncie. Dla badanych przypadków, średnice drenów wahają się:
- od 125 do 350 mm dla drenów założonych bezpośrednio w gruncie,
 - od 125 do 300 mm dla drenów założonych w korytach betonowych.
2. Wzrost kosztów budowy czerpni drenażowego ujęcia wody związany z rozbudową UjW i zwiększeniem ilości ujmowanej wody, jest wyraźnie uzależniony od szerokości cieku oraz źródła wody (Rys. 12.52, Tab. 12.33). Największy, procentowy wzrost kosztów budowy obu rodzajów drenażu, dla rurociągu o długości LC2=100 m, odnotowano przy zwiększeniu poboru wody:
 - z 0,005 na 0,01 m³/s dla Lp=15 m i „czystej wody”,
 - z 0,03 na 0,05 m³/s dla Lp=30 m i „czystej wody”,
 - z 0,1 na 0,2 m³/s dla Lp=15 oraz 30 m i „brudnej wody”.
 3. Zwiększenie szerokości cieku z 15 na 30 m przy „czystej wodzie” powoduje wzrost kosztów budowy drenażu z wyjątkiem ujęć o wydajności:
 - 0,01 i 0,03 m³/s dla drenów założonych bezpośrednio w gruncie,
 - 0,01, 0,02 i 0,03 m³/s dla drenów założonych w korytach betonowych.Natomiast w przypadku „brudnej wody”, wzrost kosztów budowy drenażu wystąpił we wszystkich badanych przypadkach (Rys. 12.52, Tab. 12.34).
 4. Koszty budowy drenów założonych w korytach betonowych (Dr_{BETON}) są większe od kosztów drenów w gruncie (Dr_{GRUNT}) o 453,0 - 854,4%, dla cieku o szerokości Lp=30 m, rurociągu o długości LC2=100 m oraz „czystej i brudnej wody” (Rys. 12.53).
 5. Największy procentowy wzrost kosztów budowy drenażowego UjW z rurociągiem LC2=100 m i badanych szerokości cieku, związany jest ze zwiększeniem poboru wody z 0,03 na 0,05 m³/s oraz z 0,1 na 0,2 m³/s dla „czystej i brudnej wody” (Tab. 12.35).
 6. Największy procentowy wzrost kosztów budowy drenażowego UjW związany ze zwiększeniem szerokości cieku z 15 na 30 m, we wszystkich badanych przypadkach wystąpił dla ujęcia o wydajności 0,005 m³/s, dla „czystej i brudnej wody” (Tab. 12.36).
 7. Koszty budowy UjW z drenami założonymi w korytach betonowych są większe od kosztów UjW z drenami założonymi bezpośrednio w gruncie o 7,6 - 33,3% dla „czystej wody” oraz 15,0 - 33,3% dla „brudnej wody”, dla cieku o szerokości Lp=30 m i długości rurociągu LC2=100 m (Rys. 12.55).
 8. Koszty urządzeń takich jak studnia zbiorcza i rurociąg są takie same dla danego poboru wody, niezależnie od rodzaju drenażu, szerokości cieku czy źródła wody (Rys. 12.56).
 9. Największy procentowy wzrost kosztów budowy studni zbiorczej dla „czystej i brudnej wody” występuje przy zwiększeniu poboru wody z 0,005 na 0,01 m³/s (Tab. 12.37).
 10. Największy procentowy wzrost kosztów budowy rurociągu dla „czystej i brudnej wody” występuje przy zwiększeniu poboru wody z 0,03 na 0,05 m³/s (Tab. 12.37).
 11. Koszty budowy progów piętrzącego nie zależą od wydajności UjW i są stałe dla danej wysokości piętrzenia oraz szerokości cieku (Rys. 12.56).
 12. Liczba elementów podstawowych drenażu (dla czystej i brudnej wody) zależy od wydajności ujęcia oraz długości rurociągu C2 (Rys. 12.50) i dla drenów założonych:
 - w gruncie (Dr_{GRUNT}) - w cieku o szerokości 15 m waha się od 1 do 14, a w cieku o szerokości 30 m od 1 do 6,
 - w korytach betonowych (Dr_{BETON}) - w cieku o szerokości 15 m waha się od 1 do 14, a w cieku o szerokości 30 m od 1 do 7.
 13. Dla „czystej wody” i obu badanych rodzajów drenażu dobierany jest jeden dren rezerwowy (Rys. 12.51), gdy liczba elementów podstawowych $n > 1$. Dla „brudnej wody” dobierany jest zawsze co najmniej jeden element rezerwowy, niezależnie od liczby elementów podstawowych. Dwa elementy rezerwowe przyjmowane są tylko dla cieku o szerokości 15 m i ujęcia o wydajności:
 - 0,2 m³/s (przy LC2=10 m) oraz 0,15 i 0,2 m³/s (przy LC2=100 m) dla Dr_{GRUNT} ,

- 0,15 i 0,2 m³/s (przy LC2=10 i 100 m) dla Dr_{BETON}.
14. Rurociąg grawitacyjny i studnia zbiorcza, dla wszystkich badanych wydajności oraz „czystej i brudnej wody”, nie przyjmują elementów rezerwowych.

10.4. Zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe

Przypadki obliczeniowe obejmowały 1120 zadań i dotyczyły zespolonego ujęcia wody zatopionego-drenażowego z różnymi rozwiązaniami czerpni:

- wlot poszerzony (Cz_{WP}) – drenaży założone w gruncie (Dr_{GRUNT}),
- rura perforowana (Cz_{RP}) – drenaży założone w gruncie (Dr_{GRUNT}),
- wlot poszerzony (Cz_{WP}) – drenaży w korytach betonowych (Dr_{BETON}),
- rura perforowana (Cz_{RP}) – drenaży w korytach betonowych (Dr_{BETON}).

Badania testowe przeprowadzono z pominięciem oraz przy uwzględnieniu losowych zdarzeń w źródle wody: K_{źrW}=0,9999999 dla „czystej woda” oraz K_{źrW}=0,9940277 dla „brudnej wody”.

Przyjęte parametry techniczne i niezawodnościowe badanego zespolonego ujęcia wody: wydajność od 0,005 do 0,2 m³/s, szerokość cieku L_p=30 m, wysokości piętrzenia H=1,3 m, średnica czerpni z wlotem poszerzonym od 100 do 1200 mm, średnica czerpni z rury perforowanej od 125 do 600 mm, prędkość wlotowa (v_{wl}) wody do czerpni zatopionego UjW od 0,05 do 0,3 m/s, średnica drenu od 125 do 350 mm, długość drenu 30 m, głębokości założenia drenu 1,5 m, rozstaw pomiędzy drenami lub szerokość koryta betonowego 1,5 m, współczynnik perforacji płyty 0,1, współczynnik wodoprzepuszczalności obsypki filtracyjnej 0,001 m/s, długość rurociągu grawitacyjnego LC=30 m i LC2=30 m, rzędna dna cieku 199,2 m n.p.m., rzędna zwierciadła wody w piaskowniku 200,0 m n.p.m., rzędna terenu przy studni 201,0 m n.p.m., wskaźnik gotowości: czerpni K_A=0,9957636, drenu K_D=0,9920277, piaskownika K_B=0,9992555, studni zbiorczej K_D=0,9994203, źródła wody K_{źrW}=0,9999999 i średni czas pracy pomiędzy losowymi zdarzeniami występującymi w źródle wody T_{pźrW}=150000 h (czysta woda) lub K_{źrW}=0,9940277 i T_{pźrW}=3961 h (brudna woda). Wymagany wskaźnik gotowości zespolonego ujęcia wody K_W=0,9911577.

Przeprowadzona analiza wyników badań testowych wykazała, że otrzymane rozwiązania techniczne zespolonego ujęcia wody, są takie same w przypadku „czystej i brudnej wody”. Podsumowując badania testowe zespolonego ujęcia wody zatopionego-drenażowego (czerpnia z wlotem poszerzonym lub z rury perforowanej - drenaży założone bezpośrednio w gruncie lub w korytach betonowych) stwierdzono, że dla „czystej i brudnej wody”:

1. Średnica czerpni z wlotem poszerzonym (Cz_{WP}) oraz z rury perforowanej (Cz_{RP}) zespolonego ujęcia wody dobierana jest w zależności od prędkości wlotowej i poboru wody, a jej wymiary wahają się (Rys. 12.58) dla:
 - czerpni z wlotem poszerzonym od 100 do 1200 mm,
 - czerpni z rury perforowanej od 125 do 600 mm.
2. Wzrost kosztów budowy czerpni z wlotem poszerzonym zespolonego ujęcia wody związany ze zmniejszeniem prędkości wlotowej z 0,3, 0,2 lub 0,1 na 0,05 m/s jest niewielkiego rzędu, tj. 0,12 - 3,8%, dla poborów 0,005 - 0,05 m³/s. Dla poborów 0,1 - 0,2 m³/s zauważa się znaczny wzrost kosztów: od 15,1 do 43,4% (Tab. 12.38).
3. Wzrost kosztów budowy czerpni z rury perforowanej zespolonego ujęcia wody związany ze zmniejszeniem prędkości wlotowej z 0,3, 0,2 lub 0,1 na 0,05 m/s wynosi 1,5 - 13,2%, dla poborów 0,005 - 0,05 m³/s. Dla poborów 0,1 - 0,2 m³/s zauważa się znaczny wzrost kosztów: od 22,8 do 77,9% (Tab. 12.38).
4. Największy procentowy wzrost kosztów budowy czerpni Cz_{WP}, Cz_{RP} zespolonego ujęcia wody, dla badanych prędkości wlotowych, wystąpił przy zwiększeniu poboru wody z 0,03 na 0,05 m³/s i wynosi (Tab. 12.39) dla:
 - czerpni z wlotem poszerzonym (Cz_{WP}) 120,7 - 122,3%,

- czerpni z rury perforowanej (C_{ZRP}) 116,8 - 121,8%.
- 5. Koszty budowy czerpni z rury perforowanej są większe od kosztów czerpni z wlotem poszerzonym (stożkowym) o ok. 1,8 - 43,8%, w zależności od wydajności ujęcia wody oraz prędkości wlotowej.
- 6. Średnice drenów badanego zespolonego ujęcia wody zmieniają się w zależności od poboru wody i wahają się od 125 do 300 mm, zarówno dla drenów założonych bezpośrednio w gruncie jak i w korytach betonowych (Rys. 12.59).
- 7. Największy procentowy wzrost kosztów budowy drenów założonych w gruncie wynosi 100% i związany jest ze wzrostem ilości pobieranej wody z 0,05 na 0,1 m³/s. Natomiast dla drenów założonych w korytach betonowych wynosi 94,3% i związany jest ze wzrostem ilości ujmowanej wody z 0,03 na 0,05 m³/s (Tab. 12.40).
- 8. Koszty budowy drenów założonych w korytach betonowych są większe od kosztów drenów w gruncie o ok. 384,3 - 789,7% (Rys. 12.57).
- 9. Biorąc pod uwagę koszty budowy urządzeń zespolonego ujęcia wody, najwyższe koszty we wszystkich przypadkach dotyczą proggu piętrzącego (F), następnie studni zbiorczej (D), rurociągu grawitacyjnego (C,C2), a najniższe są koszty budowy piaskownika (B) (dla poborów < 0,2 m³/s). Natomiast koszty budowy czerpni z rury perforowanej są większe od kosztów piaskownika i drenażu założonego w gruncie, ale tańsze od drenażu w korytach betonowych. Natomiast koszty budowy czerpni z wlotem poszerzonym są większe od kosztów piaskownika dla wydajności ≤ 0,1 m³/s i drenażu w gruncie dla wydajności < 0,1 m³/s, ale tańsze od drenażu w korytach betonowych (Rys. 12.57).
- 10. Zmniejszenie prędkości wlotowej z 0,2 m/s do 0,05 m/s, w przypadku wszystkich badanych wariantów zespolonego ujęcia wody, powoduje wzrost całkowitych kosztów budowy UjW o 0,014 - 1,8% (Tab. 12.41).
- 11. Wzrost kosztów budowy zespolonego ujęcia wody związany ze zwiększeniem ilości ujmowanej wody kształtuje się podobnie dla wszystkich badanych prędkości wlotowych. Znaczący, procentowy wzrost kosztów (17,5 - 29,9%) daje się zauważyć przy rozbudowie ujęcia powyżej wydajności 0,03 m³/s (Rys. 12.60, Tab. 12.42). Na przedstawiony wzrost kosztów zespolonego UjW wpływa wzrost kosztów studni zbiorczej, a w przypadku UjW z drenami w korytach betonowych również drenażu (Rys. 12.57).
- 12. Koszty budowy zespolonego ujęcia wody zatopionego-drenażowego z drenami w korytach betonowych są większe od kosztów ujęcia z drenami założonymi w gruncie o ok. 5,3 - 16,0%, dla wszystkich badanych przypadków (Rys. 12.60, Rys. 12.61).
- 13. Koszty budowy zespolonego ujęcia wody z czerpnią z rury perforowanej (C_{ZRP}) są większe od kosztów UjW z czerpnią z wlotem poszerzonym (C_{ZWP}) o ok. 0,02 - 1,4%, zarówno dla UjW z drenami w gruncie oraz w korytach betonowych (Rys. 12.61).
- 14. Koszty budowy zespolonego ujęcia wody z drenami założonymi w gruncie są większe od kosztów samodzielnie pracującego zatopionego UjW, zarówno z czerpnią z wlotem poszerzonym jak i z rury perforowanej, o 1,5 - 3,4% dla ujęć o wydajności ≤ 0,03 m³/s oraz o 4,7 - 8,2% przy wydajności ≥ 0,05 m³/s (Tab. 12.43).
- 15. Koszty budowy zespolonego ujęcia wody z drenami założonymi w korytach betonowych są większe od kosztów samodzielnie pracującego zatopionego UjW, zarówno z czerpnią z wlotem poszerzonym jak i z rury perforowanej, o 8,1 - 9,0% dla ujęć o wydajności ≤ 0,03 m³/s oraz o 14,6 - 25,6% przy wydajności ≥ 0,05 m³/s (Tab. 12.44).
- 16. Dla zespolonego ujęcia wody zatopionego-drenażowego o wydajności do 0,05 m³/s, biorąc pod uwagę nieduży wzrost kosztów budowy czerpni (C_{ZWP} , C_{ZRP}), ochronę ryb oraz zabezpieczenie UjW przed śryżem, zaleca się projektowanie czerpni z wlotem poszerzonym lub z rury perforowanej dla prędkości wlotowej < 0,1 m/s. Natomiast w przypadku ujęcia wody o wydajności > 0,05 m³/s należy rozważyć (w oparciu

- o analizę ekonomiczną) założenie przy projektowaniu większej prędkości wlotowej i przewidzieć urządzenia do ochrony ryb oraz narybku (Tab. 12.38).
17. Zespolone ujęcie wody dla badanych przypadków przyjmuje (Rys. 12.58):
- od 1 do 3 elementów podstawowych dla czerpni z rury perforowanej,
 - od 1 do 4 elementów podstawowych dla czerpni z wlotem poszerzonym.
- Natomiast dla żadnego z przypadków program nie przyjmuje czerpni rezerwowej.
18. Drenaż zespolonego ujęcia wody przyjmuje (Rys. 12.59) dla drenów założonych:
- w gruncie tylko jeden element podstawowy ($n=1$) przy poborze wody do $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$, a dla wydajności $0,1 - 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ od 2 do 5 elementów,
 - w korytach betonowych tylko jeden element podstawowy ($n=1$) przy poborze wody do $0,03 \text{ m}^3/\text{s}$, a dla wydajności $0,05 - 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ od 2 do 5 elementów.
- Dla badanych wydajności drenaż nie przyjmuje elementów rezerwowych ($m=0$).
19. Liczba elementów podstawowych komór piaskownika dla wydajności $0,005 - 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$ wynosi $n=1$, a dla poborów od $0,08 - 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ wynosi $n=2$.
20. Piaskownik, rurociąg grawitacyjny i studnia zbiorcza nie przyjmują żadnych elementów rezerwowych dla wszystkich badanych wydajności.

11. Podsumowanie i wnioski

Ujęcie wody powierzchniowej musi zagwarantować ciągły pobór wody w odpowiedniej ilości i jakości, równocześnie nie stanowiąc zagrożenia dla ekosystemu rzeczno. Spełnienie przedstawionego zadania wiąże się z koniecznością doboru rozwiązania technicznego ujęcia wody, które będzie się charakteryzować odpowiednim poziomem niezawodności, w różnych warunkach meteorologicznych i hydrologicznych oraz zapewni ochronę ichtiofauny.

Występujące w źródle wody losowe zdarzenia takie jak niskie stany czy zjawiska śryżowo-lodowe utrudniają eksploatację zatopionych ujęć wody. Natomiast drenażowe ujęcia wody w tych warunkach spełniają swoje zadanie. Biorąc to pod uwagę w pracy podjęto temat opracowania metody wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody. Stanowi ono układ dwóch samodzielnie pracujących ujęć: zatopionego i drenażowego, które w zależności od panujących warunków mogą stanowić dla siebie rezerwę. Zespolone ujęcie wody zatopione-drenażowe zapewnia większą niezawodność funkcjonowania w różnych warunkach w źródle wody. Dotychczas nie rozpatrywano metody wyboru zespolonego ujęcia wody opartej na analizie techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej, przy równoczesnym uwzględnieniu ochrony ryb i narybku.

Podjęty w pracy temat zrealizowano poprzez rozwiązanie zadań cząstkowych, które obejmowały:

- badania terenowe wybranych ujęć wody powierzchniowej (głównie zespolonych UjW),
- opracowanie modelu matematycznego zespolonego ujęcia wody w oparciu o podstawy teoretyczne z zakresu hydrauliki, ekonomii i niezawodności oraz sformułowanie zadania optymalizacyjnego,
- opracowanie programu obliczeniowego umożliwiającego wybór właściwego wariantu projektowego zespolonego ujęcia wody,
- analizę rozwiązań technicznych zatopionych, drenażowych i zespolonych ujęć wody na podstawie badań testowych opracowanego programu „ATEN-UjW”.

Uwzględnienie teorii niezawodności przy projektowaniu zespolonego ujęcia wody (zatopionego-drenażowego) wymaga znajomości wskaźników niezawodności poszczególnych jego elementów. W tym celu podjęto badania terenowe zespolonych i zatopionych (typu lekkiego) ujęć wody, które dotychczas nie były prowadzone. Badaniami objęto małe ujęcia wody powierzchniowej o wydajności $< 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$, zlokalizowane na terenie Polski południowej. Materiał uzyskany z badań dotyczy stosowanych rozwiązań technicznych i problemów w eksploatacji badanych UjW oraz występowania losowych zdarzeń w źródle wody. Wykorzystując zebrane dane z badań terenowych, wyznaczono wskaźniki niezawodności wybranych elementów rozpatrywanych UjW oraz źródła wody. Przeprowadzono również dwuparametryczną ocenę niezawodności funkcjonowania badanych UjW. Ocenę przeprowadzono na podstawie opracowanych schematów niezawodnościowych, przy uwzględnieniu wszystkich urządzeń technicznych (elementów) oraz źródła wody. Z niezawodnościowego punktu widzenia źródło wody i urządzenia techniczne są połączone szeregowo i wpływają na poprawne funkcjonowanie ujęcia wody.

W efekcie przeprowadzonych badań terenowych stwierdzono, że:

- wskaźnik gotowości źródła wody przyjmuje wartości od 0,9628912 do 0,9976321,
- mierniki niezawodności badanych czerpni (różnych rodzajów) zatopionych ujęć wody wahają się w zakresie:
 - stacjonarny wskaźnik gotowości: 0,9908726 - 0,9994292,
 - średni czas pracy: 1029,0 - 13977,6 h,
 - średni czas odnowy: 1,0 - 117,6 h,

- mierniki niezawodności badanych czerpni drenażowych ujęć wody wynoszą:
 - stacjonarny wskaźnik gotowości: 0,9912169 - 0,9990867,
 - średni czas pracy: 1092,6 - 8752,0 h,
 - średni czas odnowy: 3,0 - 16,5 h,
- wskaźniki niezawodności badanych ujęć wody (z uwzględnieniem źródła wody), przyjmują następujące wartości:
 - stacjonarny wskaźnik gotowości: 0,9624930 - 0,9987708,
 - średni czas pracy: 638,2 - 5471,3 h,
 - średni czas odnowy: 3,5 - 26,5 h,
- wskaźnik gotowości badanych ujęć wody bez uwzględnienia ŹrW waha się dla:
 - samodzielnie pracujących UjW od 0,9881728 do 0,9981974,
 - zespolonych UjW od 0,9990512 do 0,9999718,
- najniższy poziom niezawodności w badanych ujęciach wody posiada źródło wody,
- wymagany poziom niezawodności UjW (czyli spełnienie warunku $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$) przy uwzględnieniu źródła wody uzyskano w przypadku 54% badanych ujęć wody,
- najwyższy poziom niezawodności posiada zespolone ujęcie wody dla miasta Rabka, pobierające wodę z różnych źródeł zasilania.

W celu rozwiązania sformułowanego modelu matematycznego oraz zadania optymalizacyjnego, opracowano program obliczeniowy „ATEN-UjW” do projektowania ujęć wody powierzchniowej. Powstał on przez rozszerzenie istniejącego programu obliczeniowego „Baza Ujęć” o dodatkowe typy ujęć wody powierzchniowej:

- zatopione UjW typu lekkiego z czerpnią z wlotem poszerzonym lub z rury perforowanej,
- drenażowe UjW z wyborem najtańszej średnicy drenów założonych bezpośrednio w warstwie wodonośnej lub w korytach betonowych,
- zespolone UjW (zatopione-drenażowe) z wyżej wymienionymi czerpniami.

Algorytm wyboru rozwiązania technicznego rozpatrywanego UjW oparty jest na analizie techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej. Działanie opracowanego programu „ATEN-UjW” sprowadza się do wyboru rozwiązania technicznego o minimalnych kosztach budowy z obszaru rozwiązań dopuszczalnych, tj. spełniających wymagania techniczne, hydrauliczne i niezawodnościowe. Przy wyborze rozwiązania technicznego zatopionego UjW, program umożliwia uwzględnienie aspektu ochrony ichtiofauny poprzez przyjęcie dopuszczalnej prędkości wlotowej oraz wybór rodzaju czerpni.

Przeprowadzone badania testowe dla ujęć wody o wydajności do 200 dm³/s służyły sprawdzeniu poprawności działania programu i równocześnie pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

- koszty budowy czerpni z rury perforowanej są większe od kosztów czerpni z wlotem poszerzonym,
- procentowy wzrost kosztów budowy obu badanych rodzajów czerpni zatopionego ujęcia wody związany ze zmniejszeniem prędkości wlotowej z uwagi na ochronę ichtiofauny z 0,1 lub 0,2 na 0,05 m/s jest nieduży dla poborów $\leq 0,05$ m³/s,
- wzrost całkowitych kosztów budowy ujęcia wody w wyniku zmniejszenia prędkości wlotowej z 0,2 m/s do 0,05 m/s wynosi maksymalnie 3,0% dla zatopionego UjW oraz 1,8% dla zespolonego UjW,
- wpływ losowych zdarzeń w źródle wody na dobór średnicy drenów oraz liczby elementów podstawowych odnotowano dla drenów założonych bezpośrednio w warstwie wodonośnej,
- koszty budowy drenów założonych w korytach betonowych są znacznie większe od kosztów drenów w warstwie wodonośnej (453,0 - 854,4% dla badanych przypadków),

- uwzględnienie losowych zdarzeń w źródle wody wpływa na liczbę elementów rezerwowych czerpni a tym samym wzrost kosztów budowy UjW, tylko w przypadku samodzielnie pracujących ujęć wody,
- liczba elementów rezerwowych czerpni samodzielnie pracujących UjW waha się:
 - dla zatopionych UjW od 0 do 1,
 - dla drenażowych UjW od 0 do 2,
- żadna z czerpni zespolonego ujęcia wody nie przyjmuje elementu rezerwowego (niezależnie od uwzględnienia losowych zdarzeń w źródle wody lub ich pominięcia),
- czerpnia samodzielnie pracującego zatopionego UjW, przy uwzględnieniu losowych zdarzeń w źródle wody i prędkości wlotowej $v_{wl}=0,05$ m/s, przyjmuje strukturę jednorodną:
 - czerpnia z wlotem poszerzonym:
 - równoległą typu „1 z 2” dla wydajności do $0,06$ m³/s,
 - progową typu od „2 z 3” do „4 z 5” dla wydajności $> 0,06$ m³/s,
 - czerpnia z rury perforowanej:
 - równoległą typu „1 z 2” dla wydajności do $0,05$ m³/s,
 - progową typu od „2 z 3” do „3 z 4” dla wydajności $\geq 0,08$ m³/s.
- największy wpływ na wzrost kosztów budowy badanych ujęć wody, w przypadku ich rozbudowy i zwiększenia ilości ujmowanej wody, ma koszt studni zbiorczej,
- w przypadku budowy zespolonego ujęcia wody:
 - najwyższe koszty dotyczą progę piętrzącego, następnie studni zbiorczej, rurociągu grawitacyjnego, a najniższe są koszty budowy piaskownika (dla poborów $< 0,2$ m³/s),
 - koszty budowy czerpni z rury perforowanej są większe od kosztów piaskownika i drenażu założonego bezpośrednio w warstwie wodonośnej, ale tańsze od drenażu w korytach betonowych,
 - koszty budowy czerpni z wlotem poszerzonym są większe od kosztów piaskownika dla wydajności $\leq 0,1$ m³/s i drenażu założonego bezpośrednio w warstwie wodonośnej dla wydajności $< 0,1$ m³/s, ale tańsze od drenażu w korytach betonowych.
- koszty budowy zespolonego ujęcia wody z drenami założonymi bezpośrednio w warstwie wodonośnej są większe tylko o kilka procent (1,5 - 8,2%) od kosztów samodzielnie pracującego zatopionego UjW (w całym zakresie badanych wydajności),
- koszty budowy zespolonego ujęcia wody z drenami założonymi w korytach betonowych są większe o 8,1 - 9,0% od kosztów samodzielnie pracującego zatopionego UjW dla wydajności $\leq 0,03$ m³/s, natomiast przy poborach wody $\geq 0,05$ m³/s wzrastają o 14,6 - 25,6%.

Biorąc pod uwagę całość wykonanych prac sformułowano następujące wnioski końcowe:

1. Uwzględnienie przy projektowaniu zatopionych, drenażowych i zespolonych ujęć wody analizy techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowej (ATEN) pozwala na wybór rozwiązania technicznego gwarantującego nie tylko spełnienie przyjętych założeń technicznych, ale również uzyskanie wymaganego poziomu niezawodności, przy równoczesnej minimalizacji kosztów budowy.
2. Celem udoskonalenia metod projektowania ujęć wody, przez uwzględnienie kryteriów techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowych, jest zapewnienie ciągłej dostawy wody o odpowiedniej ilości oraz jakości.
3. Ze względu na zmienne warunki hydrologiczne i meteorologiczne, które wpływają na występowanie losowych zdarzeń w źródle wody, zaleca się projektowanie zespolonych ujęć wody powierzchniowej. Charakteryzują się bowiem wyższym poziomem niezawodności funkcjonowania w porównaniu do ujęć samodzielnie pracujących.

4. Przy projektowaniu ujęć wody powierzchniowej nie można pominąć aspektu ochrony ichtiofauny. Kwestia ochrony młodych ryb i narybku przy poborze wody powierzchniowej rzutuje na stosowane rozwiązania techniczne czerpni UjW.
5. Czerpnia zatopionego UjW, z wlotem poszerzonym poziomo zlokalizowanym, powinna być wyposażona w pokrywę osłaniającą. Założona nad wlotem do czerpni pokrywa osłaniająca redukuje przepływ pionowy, zmniejszając tym samym ilość wciąganych do ujęcia wody młodych ryb i śryżu.
6. Ze względu na ochronę ichtiofauny dopuszczalna prędkość wlotowa wody do czerpni zatopionego UjW nie powinna przekraczać 0,15 m/s.
7. W przypadku ochrony narybku zalecane jest przyjęcie dopuszczalnej prędkości wlotowej w zależności od sposobu pływania:
 - przy „pstrągowym” (dotyczy ryb, które pływają tak jak pstrąg lub łosoś poruszając tylną częścią ciała) dopuszczalna prędkość wlotowa wynosi 0,11 m/s,
 - przy „węgorzowym” (dotyczy ryb, które pływają tak jak węgorz poruszając nawet całym swoim ciałem) dopuszczalna prędkość wlotowa wynosi 0,038 m/s.
8. Dla zatopionego ujęcia wody o wydajności $\leq 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$, biorąc pod uwagę nieduży wzrost kosztów budowy czerpni, zaleca się projektowanie czerpni dla prędkości wlotowej $< 0,1 \text{ m/s}$, która zmniejsza również niebezpieczeństwo wciągania śryżu do ujęcia wody.
9. Przy projektowaniu zatopionego ujęcia wody powierzchniowej, ze względu na niewielki wzrost kosztów budowy, proponuje się uwzględnienie rezerwowego, drenażowego UjW z drenami założonymi w warstwie wodonośnej dla wydajności $\leq 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$, a z drenami założonymi w korytach betonowych dla poborów wody $\leq 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$.
10. Opracowany program obliczeniowy „ATEN-UjW” w bardzo krótkim czasie umożliwia wykonanie szeregu zmundnych obliczeń i dobór właściwego technicznego rozwiązania projektowanego ujęcia wody, spełniającego przyjęte kryteria techniczne, ekonomiczne i niezawodnościowe.
11. Przy wyborze rozwiązania technicznego czerpni zatopionego UjW, program „ATEN-UjW” umożliwia uwzględnienie aspektu ochrony ichtiofauny poprzez przyjęcie dopuszczalnej prędkości wlotowej oraz wybór rodzaju czerpni.
12. Program „ATEN-UjW” umożliwia dobór właściwej liczby elementów czerpni, piaskownika i rurociągu oraz ich parametrów technicznych. Pozwala także obliczyć wysokość strat energetycznych, poziom niezawodności i koszty budowy dla poszczególnych elementów oraz całego UjW, w przypadku uwzględnienia lub pominięcia losowych zdarzeń w źródle wody.
13. Prezentowany program „ATEN-UjW” może być stosowany przy projektowaniu nowych ujęć wody powierzchniowej jak i modernizacji już istniejących.
14. Wykorzystanie narzędzi wspomagających, takich jak gotowe programy obliczeniowe, w procesie projektowania nowych lub modernizacji istniejących ujęć wody, umożliwia szybki wybór wstępnej wersji projektu.

Literatura

- [1] Adams E., Schweickart R (1987): *Intake operation for deep cooling reservoirs*. Journal of Energy Engineering, Vol. 113: 1987, No. 2, s. 37-49.
- [2] Altšul A.D. (1970): *Gidravličeskie soprotivlenija*, Izdatelstvo Nedra, Moskva, 1970.
- [3] Amaral S., Metzger M., Black J., Taft E. (2003): *Laboratory evaluation of wedgewire screens for protecting fish at cooling water intakes*. A Symposium on Cooling Water Intake Technologies to Protect Aquatic Organisms, Arlington, Virginia, 6-7 maj 2003, s. 279-302.
- [4] Anderson M.R., Divoto J.A., Mussalli Y.G. (1988): *Design and operation of angled-screen intake*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114: 1988, No. 6, s. 598-615.
- [5] Anwar H.O., Weller J.A., Amphlett M.B. (1978): *Similarity of free - vortex at horizontal intake*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 16: 1978, No. 2, s. 95-105.
- [6] *Badania pilotażowe dotyczące wytrzymałości na biodegradację stali nierdzewnej typu 304 i 318 oraz stopu miedzi i niklu*. Stan Kalifornia. Agencja zasobów, Departament zasobów wodnych, Wydział usług środowiskowych, Sekcja obiektów rybnych, 2005. Materiały (maszynopis) firmy Krevox sp z o.o.
- [7] Bailey B.J. (1975): *Fluid flow in perforated pipes*. Journal of Mechanical Engineering Science, Vol. 17: 1975, No. 6, s. 338-347.
- [8] Balygin V.V., Nikitin A.M., Stankov S.K., Kozlov I.D., Kočetkov V.A. (1999): *Obespečenje nadežnosti raboty vodozabornych sooruzenij*. Vodosnabženie i Sanitarnaja Technika, 1999, No. 3, s. 29-30.
- [9] Barekjan A.Š. (1996): *Klassifikacija rybozaščitnych ustrojstv vodozabornych sooruzenij*, Hidrotečničeskoe stroitelstvo, 1996, No. 6, s. 53-56.
- [10] Błażejowski R. (2003): *Jak usprawnić obliczenia hydrauliczne rurociągów grawitacyjnych o przekroju kołowym*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2003, nr 3, s. 85-86.
- [11] Budziło B., Lipka J. (1996): *Czynniki techniczno – ekonomiczno – inwestycyjne w programie obliczeniowym ujęć wody*. Czasopismo Techniczne, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 1996, z. 8-Ś, s. 47-62.
- [12] Budziło B. (1998): *Metoda wyboru technicznego rozwiązania ujęcia wody powierzchniowej*. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Monografia 229, Kraków 1998.
- [13] Budziło B., Wieczysty A. (2001): *Projektowanie ujęć wody powierzchniowej*. Podręcznik dla studentów wyższych szkół technicznych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2001.
- [14] Budziło B. (2003): *Assessment of random events at river water intakes*. Water Pollution VII: Modelling, Measuring and Prediction, Spain, Cadiz 18-20 June 2003, s. 211-218.
- [15] Budziło B., Polok-Kowalska A. (2003): *Rola stacji wczesnego ostrzegania w zapewnieniu dostawy wody pitnej o wymaganej jakości*. XI Konferencja „Zapobieganie zanieczyszczeniu środowiska”, Wisła 6-7 listopad 2003, s. 5-16.
- [16] Budziło B., Laprus M., Filimowski J. (2006): *Analiza kosztów budowy ujęć wody powierzchniowej*. Czasopismo Techniczne, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2006, z.10-Ś, s. 17-31.
- [17] Budziło B., Filimowski J. (2006): *Model drenażowego ujęcia wody z uwzględnieniem czynników ekonomicznych i niezawodnościowych*. VII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Zaopatrzenia w wodę, jakość i ochrona wód”, Tom I, Zakopane 18-21 czerwca 2006, s. 169-175.

- [18] Budziło B., Filimowski J. (2006): *Ocena niezawodności wybranych drenazowych ujęć wody*. IV Konferencja Naukowo – Techniczna „Postęp w Inżynierii Środowiska”, Bieszczady „Bystre” k. Baligrodu 21-23 wrzesień 2006, s. 33-42.
- [19] Budziło B., Polok-Kowalska A. (2007): *Badania niezawodności wybranych ujęć wody*. IV Ogólnopolska Konferencja Naukowo – Techniczna „Aktualne zagadnienia w uzdatnianiu i dystrybucji wody”, Szczyrk 10-11 maj 2007, s. 45-51.
- [20] Budziło B., Polok-Kowalska A. (2007): *Dwuparametryczna ocena niezawodności funkcjonowania podsystemu dostawy wody dla miasta Limanowa*. Czasopismo Techniczne, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2007, z. 2-Ś, s. 29-38.
- [21] Budziło B., Polok-Kowalska A. (2007): *Investigations of drainage and submerged water intakes in Southern Poland*. IV 10th International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering, Croatia, Solaris, Šibenik 4-9 September 2007, Book of abstracts s. 43, paper on CD.
- [22] Budziło B., Polok-Kowalska A. (2008): *Metoda wyboru technicznego rozwiązania ujęcia wody powierzchniowej*. XX Jubileuszowa-Krajowa, VIII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Zaopatrzenia w wodę, jakość i ochrona wód”, Gniezno 15-18 czerwca 2008, s. 125-135.
- [23] Campbell F.C., Cosens K.W. (1980): *New facilities increase capacity, improve efficiency*. Journal of American Water Resources Association, Vol. 72: 1980, No. 10, s. 558-563.
- [24] Cenniki *SEKOCENBUD (poziom cen 4 kwartał 2002 r.)*. Wydawnictwo Ośrodek Wdrożeń Ekonomiczno - Organizacyjnych Budownictwa „Promocja”, Warszawa 2002
- [25] Chanson H.; Aoki S.; Maruyama M. (2002): *Unsteady two-dimensional orifice flow: a large-size experimental investigation*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 40: 2002, No. 1, s. 63-71.
- [26] Chen Z., Ettema R., Muste M., Lai Y. (2002): *Measurement of flow at a submerged water intake using dye imaging and ADV*. Hydraulic measurements and experimental methods 2002. Proceedings of the specialty conference July 28 - August 1, 2002 Estes Park, Colorado. Edited by T.L. Wahl, C.A. Pugh, K.A. Oberg, T.B. Vermegen. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers 2002.
- [27] Chen Z., Ettema R., Yong Lai (2004): *Ice-tank and numerical study of frazil ingestion by submerged intakes*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 130: 2004, No. 2, s. 101-111.
- [28] Chimickij K.F. (1971): *Sostojanie rybozaščity v beregovych vodozaborach s ploskimi i lentočnymi setkami*. Vodosnabżenie i Sanitarnaja Technika, 1971, No. 10, s. 19-23.
- [29] Chongxi Ch., Junwei W., Zhan H. (2003): *Theoretical and experimental studies of coupled seepage-pipe flow to a horizontal well*. Journal of Hydrology, Vol. 281: 2003, Nos 1/2, s. 159-171.
- [30] Daly S.F. (1991): *Frazil ice blockage of intake trash racks*. Cold Regions Technical Digest, 1991, No. 91-1, s. 1-12.
- [31] Daly S.F., Ettema R. (2006): *Frazil ice blockage of water intakes in the Great Lakes*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 132: 2006, No. 8, s. 814-824.
- [32] Derjušev L.G. (1988): *Oценка nadežnosti sistem vodosnabżenija*. Vodosnabżenie i Sanitarnaja Technika, 1988, No. 11, s. 4-5.
- [33] Downs D.J., Meddock K.R. (1974): *Design of fish conserving intake system*. Journal of the Power Division, Vol. 100: 1974, No. PO2, s. 191-205.
- [34] Dyrektywa Rady 92/43/EWG w sprawie ochrony siedlisk naturalnych oraz dzikiej fauny i flory (Dyrektywa Siedliskowa).

- [35] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2000/60/WE w sprawie ustanowienia ram dla działalności Wspólnoty w dziedzinie polityki wodnej (Ramowa Dyrektywa Wodna).
- [36] Edwards S.J., Dembeck J., Pease T.E., Skelly M.J., Rengert D. (1988): *Effectiveness of angled-screen intake system*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114: 1988, No. 6, s. 626-639.
- [37] Egorov A.I. (1972): *Sbor vody dyrčatymi trubami s postojannym šagom otverstij*. Vodosnabżenie i Sanitarnaja Technika, 1972, No. 6, s. 6-9.
- [38] Ettema R., Johnson J.C. (1984): *Wedge-wire intake screens for shallow sand-bed river*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110: 1984, No. 8, s. 1139-1144.
- [39] *Evaluation of Delta Wetlands proposed fish screens, siphons and pumping stations*. Department of Water Resources Consulting Panel on December 12, USA, 2001, Draft Report.
<<http://calwater.ca.gov/Programs/Storage/InDeltaStorage/FishScreenEvaluationReport/Draft%20Fish%20Screen%20Report%20FWV.pdf>>
- [40] Filimowski J. (2006): *Drenażowe ujęcie wody z uwzględnieniem czynników technicznych, ekonomicznych i niezawodnościowych*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2006, Biblioteka Cyfrowa PK PD/2006/29/23.
- [41] Fipps G., Skaggs R.W. (1991): *Simple methods for predicting flow to drains*. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 117: 1991, No. 6, s. 881-896.
- [42] *Fish protection at water diversion. A guide for planning and designing fish exclusion facilities*. Department of the Interior Bureau of Reclamation Denver, Colorado, USA, 2006.
<http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/pubs/manuals/fishprotection/index.html>
- [43] *Fish Screening directive*. Government of Canada. Department of Fisheries and Oceans, Canada, 1986.
- [44] *Fish protection screen guidelines for Washington State*. Washington Department of Fish and Wildlife, 2000, Draft 4/25/00.
<<http://wdfw.wa.gov/hab/ahg/screen51.pdf>>
- [45] *Freshwater Intake End-of-Pipe Fish Screen Guideline*. Department of Fisheries and Oceans, Ottawa, Ontario, Canada, 1995.
<<http://www.dfo-mpo.gc.ca/Library/223669.pdf>>
- [46] Gabryszewski T. (1983): *Wodociagi*. Arkady, Warszawa 1983.
- [47] Goldring B.T. (1989): *Capped water intakes in a stratified crossflow*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115: 1989, No. 2, s. 228-242.
- [48] Haszpra O., Kalina E. (1987): *Three-dimensional study of streamflow developing around radial wells*. Periodica Polytechnica. Civil Engineering, Vol. 31: 1987, Nos 3/4, s. 101-110.
- [49] Hayes D. (2008): *Designing fish screens in challenging conditions to protect both fish and pumps*. Salmonid Restoration Conference, Lodi, CA, March 6, 2008.
<<http://www.intakescreensinc.com/files/SalmonidRestorationConference3-6-08.pdf>>
- [50] Ismajłov R.Š. (1975): *K voprosu dviženija vzvesenesyščego potoka s izmenjajuščimsja raschodom vdol puti v perforirovannyh trubach*. Izvestija vysšich učebnyh zavedenij. Stroitelstvo i Architektura, 1975, No. 10, s. 100-104.
- [51] Jacquet G. (1981): *Conception des prises d'eau en riviere pour l'alimentation en eau potable*. La technique de l'eau et de l'assainissement, 1981, No. 412, s. 43-48.
- [52] Johnson J.C., Ettema R. (1988): *Passive intake system for shallow sand-bed river*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114: 1988, No. 6, s. 662-674.

- [53] *Juvenile fish screen criteria*. National Marine Fisheries Service Environmental & Technical Services Division, Portland, Oregon, 1995.
< <http://www.nwr.noaa.gov/Salmon-Hydropower/FERC/upload/juv-screen-crit.pdf> >
- [54] *Juvenile fish screen criteria for pump intakes*. National Marine Fisheries Service Environmental & Technical Services Division, Portland, Oregon, May 9, 1996.
< <http://swr.nmfs.noaa.gov/hcd/pumpcrit.htm> >
- [55] Karnovič V.N., Vasilewskij A.G., Šatalina I.N. et al. (1997): *Techničeskoe rešenje po predotvraščeniju nanoso-šugo-ledovych zatrudnenij na vodozaborach Chabarowskoj TEC-3 na r. Amure*. Vodosnabženie i Sanitarnaja Technika, 1997, No 5, s. 29-31.
- [56] Keefe W.O. (1978): *Intake technology moves ahead*. Power, 1978.
- [57] Kisieliev P.G. (1961): *Spravočnik po gidravličeskim rasčeta*m. Gosudarstviennoje Energeitičeskoje Uzdatielstvo, Leningrad 1961.
- [58] Klugiewicz J. (1999): *Hydromechanika i hydrologia inżynierska*. Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1999.
- [59] Kocabas F., Yildirim N. (2002): *Effect of circulation on critical submergence of an intake pipe*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 40: 2002, No. 6, s. 741-752.
- [60] Kolesnikova T.V. (1978): *Ispolzovanie pnevmozavesy pri zaščite vodozabora ot ledošugowych osložnenij*. Vodosnabženie i Sanitarnaja Technika, 1978, No. 1, s. 11-12.
- [61] Kresic N. (2007): *Hydrogeology and groundwater modeling*. 2nd Ed. Boca Raton: CRC Press, 2007, s. 327-329.
- [62] Kuzovlev G.M., Lučina V.K. (1971): *Opyt stroitelstva i ekspluatacii zatoplennoho vodopriemnika v zone podpora ot vodochranilišča*. Vodosnabženie i Sanitarnaja Technika, 1971, No. 5, s. 13-16.
- [63] Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczkiwicz (1993): *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*. Arkady, Warszawa 1993.
- [64] Lipka J. (1992): *Kosztorysy budowy ujęć wody powierzchniowej*. Maszynopis.
- [65] Lloyd M.J.G. (1976): *Design of river intakes*. Based on a contribution to the session "Design of Raw Water Intakes", Brighton Congress 1974. AQUA The quarterly bulletin of the International Water Supply Association, 1976, No. 1, s. 8-9.
- [66] Lubowiecka T. (1991): *Niezawodność systemu przesyłu wody*. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Monografia 112, Kraków 1991.
- [67] Lubowiecka T. (1996): *Niezawodność brzegowego ujęcia wody*. Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Zaopatrzenia w wodę miast i wsi”, Poznań 3-5 czerwca 1996, s. 65-79.
- [68] Lye L.M., Sharp J.J. (1994): *Hydrotechnical studies of Peter's River*. Can. J. Civ. Eng., Vol. 21: 1994, s. 131-136.
- [69] Malinowski M., Ziola S.: *Potrzeby i możliwości stosowania barier elektryczno-elektronicznych, zabezpieczających przed wpływaniem ryb do ujęć poboru wody*. Materiały (maszynopis) firmy Elektrotim S.A.
< http://www.elektrotim.pl/upload_module/wysiwyg/ZTS/Bariera%20elektryczno-%20elektroniczna%20dla%20ochrony%20ryb%20w%20wodach%20r%20dl%20dowych.pdf >
- [70] Mefford B., Hanna L.J. (1997): *Model tests of air burst and hydraulic back-flush cleaning efficiency for a cook cylindrical screen*. Model Test Summary Report, 1997.
< http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/envhyd/cooktest.pdf >
- [71] Meselhe E.A., Weber A.J., Odgaard A.J., Johnson T. (2000): *Numerical modeling for fish diversion studies*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 126: 2000, No. 5, s. 365-374.

- [72] Michell F., Ettema R., Muste M. (2006): *Case study: Sediment control at water intake for large thermal-power station on a small river*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 132: 2006, No. 5, s. 400-449.
- [73] Mielcarzewicz E. (2000): *Obliczanie systemów zaopatrzenia w wodę*. Arkady, Warszawa 2000.
- [74] Morse B., Trudeau G. (2003): *Agencement de prises d'eau en region nordique*. Can. J. Civ. Eng., Vol. 30: 2003, s. 69-76.
- [75] Mussalli Y.G., Taft E.P., Michletti W. (1988): *Assessment of developmental needs for advanced intake technologies*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114: 1988, No. 6, s. 675-688.
- [76] Odgaard A.J., Cherian M.P., Elder R.A. (1987): *Fish diversion in hydropower intake*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113: 1987, No. 4, s. 505-519.
- [77] Odgaard A.J., Kennedy J.F., DuSold E.H. (1984): *Performance testing of submerged intake screen*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110: 1984, No. 10, s. 1484-1489.
- [78] Odgaard A.J., Elder R.A., Weitkamp D. (1990): *Turbine-intake fish-diversion system*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116: 1990, No. 11, s. 1301-1316.
- [79] Omelčenko M.P. (1970): *Osobennosti gidravličeskich rasčetov glubinnych vodozaborov na vodochraniliščach-ochladiteljach*. Energetičeskoe Stroitelstvo, 1970, No. 2, s. 10-12.
- [80] Omelčenko M.P., Smirnov A.A., Preobraženskij V.L., Kim A.N. (1989): *Glubinnij vodozabor bolšoj proizvoditelnosti*. Vodosnabženie i Sanitarnaja Technika, 1989, No. 11, s. 26-29.
- [81] Opisanie izobretenija k avtorskomu svidetelstvu SSSR No. 1177412: *Rybozaščitnoe ustrojstvo vodozabornogo sooruzhenija* No. 889786 Kl. E 02 B 8/08, 1980. Petraškevič V.V., Pogorelov V.P., Odinec Ju.S., Gerus L.E.
- [82] Pankratz T.: *An overview of seawater intake facilities for seawater desalination*. <<http://www.twdb.state.tx.us/Desalination/The%20Future%20of%20Desalination%20in%20Texas%20-%20Volume%202/documents/C3.pdf>>
- [83] Paškovskij B.Z. (1974): *Riečnoj vodozabor v surowych klimatičeskich uslovijach*. Vodosnabženie i Sanitarnaja Technika, 1974, No. 2, s. 33-34.
- [84] Patent USA No. 6,051,131: *Flow modifier for submerged intake screen*. April 18, 2000, Maxson R.C.
- [85] Pawełek J. (1996): *Wykorzystanie zapasu wody w celu zabezpieczenia ujęć wodociągowych z rzek i potoków górskich przy stanach podwyższonych mętności i zawiesin*. Zeszytu Naukowe Akademii Rolniczej w Krakowie, Rozprawa nr 215, Kraków 1996.
- [86] Pawełek J. (1999): *Wykorzystanie wody z potoku górskiego do celów wodociągowych*. Zeszyty naukowe Akademii Rolniczej w Krakowie nr 350, Sesja naukowa z. 65 „Infrastruktura wsi – postęp i potrzeby”, 1999, s. 123-130.
- [87] Pawełek J. (2002): *Zabezpieczenie zbiornikami zapasowymi ujęć wody z małych cieków dla potrzeb wodociągów wiejskich*. Inżynieria Rolnicza, 2002, nr 3 (36), s. 9-18.
- [88] Pawełek J., Dubas S. (2003): *Jakość wody w potokach górskich a możliwość jej wykorzystania dla potrzeb ludności wsi*. Inżynieria Rolnicza, 2003, nr 3 (45 Tom II), s. 111-123.
- [89] Petraškevič V.V. (2007): *Ispytanija koničeskogo dwupolostnogo rybozaščitnogo ustrojstwa*. Vodosnabženie i Sanitarnaja Technika, 2007, No. 9, č. 2, s. 9-11.
- [90] Polska Norma: PN-76/M-34034: *Rurociągi. Zasady obliczeń strat ciśnienia*.
- [91] Polska Norma: PN-85/B-01705: *Obiekty i urządzenia ujęć wody. Terminologia*.

- [92] *Poradnik - Wodociągi i kanalizacja*. Praca zbiorowa, Arkady, Warszawa 1971.
- [93] Porjadin A.F. (1971): *Novyje vodozabory na riekach Sibiri*. Vodosnabżenie i Sanitarnaja Technika, 1971, No. 5, s. 4-8.
- [94] Porjadin A.F. (1999): *Wodozabory w sistemach centrolizowanego wodosnabżenija*. Izdatelstwo NUMC Goskomekologii Rossii, 1999.
- [95] Preissler G., Bollrich B. (1980): *Technische Hydro-mechanik / 1, Band 1*, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1980.
- [96] Program do komputerowego kosztorysowania robót budowlano-montażowych i instalacyjnych: *ZUZIA 99*.
- [97] Rak J. (1993): *Niezawodność systemu uzdatniania wód powierzchniowych*. Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 20, Rzeszów 1993.
- [98] Rak J., Iwanejko R., Wiczysty A. (1994): *Analiza wstępna badań niezawodnościowych*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 1994, nr 12 s. 395-398.
- [99] Reuter C., Rettemeier K.: *Experimental head loss determination at inclined wedge wire fish protection screen*. Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management, Aachen University of Technology, Germany.
< http://www.iahr.org/e-library/beijing_proceedings/Theme_B/EXPERIMENTAL%20HEAD%20LOSS.html >
- [100] Richards R.T., Hroncich M.J. (1976): *Perforated-pipe water intake for fish protection*. Journal of Hydraulics Division, Vol. 102: 1976, No. HY2, s. 139-149.
- [101] Schreiber D.L., Becker C.D. et al. (1974): *Intake system assessment for Central Columbia River*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Journal of the Power Division, Vol. 100: 1974, PO 2, s. 139-156.
- [102] Sharp J.J., Parchure T.M. (1993): *Selective withdrawal using circular, partly submerged intake*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119: 1993, No. 5, s. 615-627.
- [103] Sharp J.J., Parchure T.M., Guo Z.R. (1996): *Selective withdrawal through an intake fitted with a collar*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122: 1996, No. 12, s. 683-686.
- [104] Siwoń Z. (1976): *Burzliwe przepływy cieczy w rurach perforowanych w warunkach nieciągłej zmiany masy strumienia*. Prace Naukowe Instytutu Inżynierii i Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej nr 33, Monografia 10, Wrocław 1976.
- [105] Smout I. (text), Show R. (illustrations and design) (1989): *Intakes from rivers*. Loughborough, Leicestershire, UK: WEDC, Loughborough University of Technology, Technical Brief No. 22 Waterlines Vol. 8: 1989, No. 2, s. 15-18.
- [106] Suszczewski K. (1968): *Ujęcia wody powierzchniowej*. Arkady, Warszawa 1968
- [107] Swamee P.K., Rathie P.N. (2007): *Exact equations for pipe - flow problems*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 45: 2007, No.1, s. 131-134.
- [108] Taliyan S.S., Roy D.P., Grover R.B., Singh M., Govindarajan G. (1995): *An experimental study of the discharge coefficient of pipe perforations*. Experiments in Fluids, Vol. 19: 1995, s. 348-352.
- [109] Taršiš I.P., Diljunas II (1988): *Gidravličeskij rasčet lučevych vodozaborov v inżeniernoj praktike*. Vodosnabżenie i Sanitarnaja Technika, 1988, No. 2, s. 24-25.
- [110] Tribut J. (1973): *The reliability of water supply systems from source to consumer*. AQUA, 1973, No. 2, s. 5-26.
- [111] Troskolański A.T. (1969): *Hydromechanika*. WNT, Warszawa 1969.
- [112] Tugaj A.M. (1984): *Vodosnabżenie. Vodozabornye sooruzhenia*. Kiev, Višča škola, 1984.

- [113] Turnpenny A.W.H., Struthers G., Hanson K.P., Fawley Aquatic Research Laboratories Ltd & Hydroplan (1998): *A UK guide to intake fish-screening regulations, policy and best practice*.
< <http://www.dti.gov.uk/files/file15347.pdf> >
- [114] Turutin B.F., Nesterenko Z.P., Dmitriev O.A. (1982): *Issledovanie optimizacii lučevych infiltracionnyh vodozaborov s primeneniem teorii podobija*. Izvestija vyššich učebnyh zaavedenij. Energetika, 1982, No. 5, s. 74-77.
- [115] Valis A.I., Diljunas I.P., Uzlalis D.K. (1981): *Nektoryje rezultaty eksperimentalnyh issledovanij ptitoka vody k podruslovym drenam*. Dostizenija i zadači issledovnij po geologii Litovskoj SSR, materialy VI naučnoj konferencji geologii Litvy, Vilnius, 1981, s. 158-161.
- [116] Wahl T.L. (1995): *Hydraulic testing of static self-cleaning inclined screens*. Proc. 1st Int. Conf. on Water Resources Engineering, ASCE, New York, 1995, s. 1224-1228.
- [117] Wahl T.L. (2001): *Hydraulic performance of Coanda-effect screens*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127: 2001, No. 6, s. 480-488.
- [118] Wahl T.L., Weir R.K., Cerise J.K., Sauer B., Wergin J. (2004): *Labor-saving debris and fish screens*. Water O&M Bulletin, Vol. 208, 2004.
- [119] Walski T.M., Condra J.S., Cable K. (1984): *Procedure for estimating surface-water intake costs*. Journal of Environmental Engineering, Vol. 110: 1984, No. 2, s. 381-391.
- [120] Wang Y., Odgaard A.J., Melville B.W., Jain S.C. (1996): *Sediment control at water intakes*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122: 1996, No. 6, s. 353-356.
- [121] *Water Intake Structures. An alternative to traditional screened-box enclosures for the protection of fish*. Alaska Department of Fish and Game. Habitat and Restoration Division, 1998, Technical Report No. 97-8.
< http://www.dnr.state.ak.us/habitat/tech_reports/97_08.pdf >
- [122] Wiczysty A., Bajer J., Rak J. (1986): *Określenie niezawodności lewarowego ujęcia wody ze studni*. Konferencja „Niezwadność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych”, Kielce 1986, s. 128-138.
- [123] Wiczysty A., Rak J., Bajer J. (1988): *Określenie niezawodności ujęcia wody przy dużej niestabilności warunków hydrologicznych i sanitarnych*. Gospodarka Wodna, 1988, nr 4, s. 80-83.
- [124] Wiczysty A. (1990): *Niezawodności systemów wodociągowych i kanalizacyjnych. Tom 1. Teoria niezawodności i jej zastosowania. Cz. I i II*. Skrypt Politechniki Krakowskiej, Kraków 1990.
- [125] Wiczysty A. i inni (1993): *Niezawodność miejskich systemów zaopatrzenia w wodę*. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Monografia 159, Kraków 1993.
- [126] Wiczysty A., Iwanejko R. (1996): *Wyznaczanie wymaganego poziomu niezawodności obiektów systemu zaopatrzenia w wodę*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 1996, nr 2, s. 54-57.
- [127] Wiczysty A., Iwanejko R. (1998): *Metoda określania wymaganego poziomu niezawodności elementów systemu zaopatrzenia w wodę*. Gospodarka Wodna, 1998, nr 7, s. 268-272.
- [128] Wiczysty A. i inni (2001): *Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę*. Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, vol. 2, Zbiór monografii pod redakcją A. Wiczystego, Kraków 2001.

- [129] Wiśniewolski W., Augustyn L., Bartel R., Desowski R., Dębowski P., Klich M., Kolman R., Witkowski A. (2004): *Restytucja ryb wędrownych a drożność polskich rzek*. Opracowanie WWF Polska, Warszawa 2004.
- [130] Yeh H.H., Shrestha M. (1989): *Free-surface flow through screen*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115: 1989, No. 5, s. 1371-1385.
- [131] Yildirim N., Kocabas F. (1995): *Critical submergence for intakes in open channel flow*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121: 1995, No. 12, s. 900-905.
- [132] Yildirim N., Kocabas F., Gülcan S.C. (2000): *Flow-boundary effects on critical submergence of intake pipe*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 126: 2000, No. 4, s. 288-297.
- [133] Yildirim N., Kocabas F. (2002): *Prediction of critical submergence for an intake pipe*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 40: 2002, No. 4, s. 507-517.
- [134] Zababurin I.A. (1971): *Ułučšenie gidrotermičieskich uslovij raboty diejstvujučich vodozaborov*. Vodosnabženie i Sanitarnaja Technika, 1971, No. 5, s. 1-3.
- [135] Zajączkowska T. (1999): *Kalkulacja kosztorysowa w budownictwie i jej komputerowe wspomaganie*. Drukarnia Narodowa, Kraków 1999.
- [136] Ziola S., Mokwa M., Wiśniewolski W. (2008): *Wstępne wyniki badań skuteczności bariery elektrycznej „ESOR” do kierowania zachowaniem ryb na wlotach do ujęć wody i przepławek. Część I. Doświadczenia Laboratoryjne*. Komunikaty Rybackie, 2008, nr 1.

12. Załączniki

12.1. Badania terenowe wybranych ujęć wody powierzchniowej

12.1.1. Ujęcie wody ze starorzecza rzeki Wisły dla Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A.

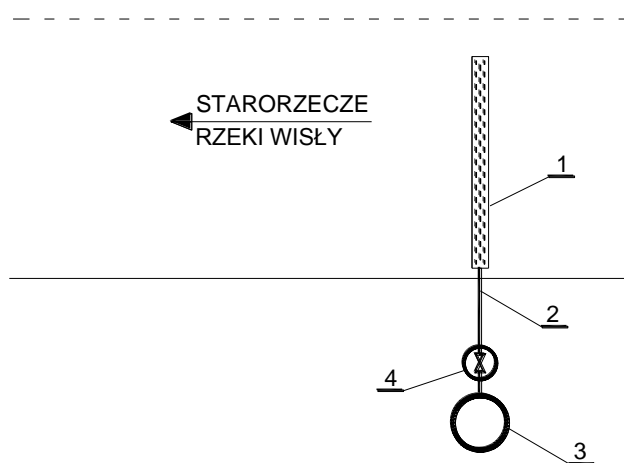
Charakterystyka techniczna ujęcia wody

Zakłady Chemiczne „Alwernia” S.A. zaopatrywane są w wodę dla potrzeb przemysłowych z dwóch układów zasilania (UZW1 i UZW2):

- UZW1 obejmuje zatopione ujęcie wody ze starorzecza rzeki Wisły („Zakole B”),
- UZW2 obejmuje brzegowe ujęcie wody z zalewu Skowronek na potoku Brodła („Brodło”).

Biorąc pod uwagę oba ujęcia wody, średni dobowy pobór wody dla potrzeb technologicznych Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A. w 1998 roku wynosił 1720 m³/d, a w 2006 roku 1110 m³/d. W latach 1998 - 2006 odnotowano spadek poboru wody o ok. 35%.

Zatopione ujęcie wody ze starorzecza rzeki Wisły (Rys. 12.1) w obecnej postaci użytkowane jest przez Zakłady Chemiczne „Alwernia” S.A. od roku 1997. Ujęcie wody zlokalizowane jest w miejscowości Źródła Duże, gmina Alwernia, w odległości ok. 2 km w linii prostej od Zakładów Chemicznych. Średnia dobowa wydajność zatopionego ujęcia wody w 1998 roku wynosił 780 m³/d, a w 2006 roku 630 m³/d. Woda z ujęcia wykorzystywana jest do celów bezpośrednio produkcyjnych oraz do chłodzenia urządzeń w ciągach technologicznych.



Rys. 12.1. Schemat ujęcia wody ze starorzecza rzeki Wisły dla Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A.: 1 - czerpnia z rury perforowanej (Cz Z), 2 - rurociąg odprowadzający (R1), 3 - studnia zbiorcza (StZb), 4 - komora zasuw

Do roku 1987 wodę dla celów technologicznych pobierano ze studni głębinowych. Studnie głębinowe zostały wyłączone z eksploatacji ze względu na kolmatację i spadek ich wydajności. Równocześnie podjęto decyzję o wybudowaniu drenazowego ujęcia wody w starorzeczu rzeki Wisły. Po kilku latach eksploatacji odnotowano spadek wydajności również tego ujęcia i w 1996 roku przystąpiono do jego przebudowy polegającej na zmianie samej czerpni.

Obecnie woda ujmowana jest za pomocą rury perforowanej założonej ok. 1,6 m poniżej zwierciadła wody (dla średniego stanu) i równocześnie ok. 0,7 m nad dnem. Czerpnia (Cz Z) wykonana jest z rury PVC o średnicy 315 mm i długości ok. 21 m. Perforację czerpni, w postaci otworów o wymiarach 16 mm i rozstawie 100 x 150 mm, wykonano w górnej części rury (łącznie 340 otworów). Czerpnia umocowana jest trójnogiem z elementów stalowych i ułożona jest ze spadkiem 0,5% w kierunku komory zasuw. Ujmowana woda przepływa grawitacyjnie, rurociągiem odprowadzającym z PVC (R1) o średnicy 315 mm i długości ok. 7 m, do studni zbiorczej. Rurociąg odprowadzający wyposażony jest w zasuwę umieszczoną w komorze zasuw. Studnia zbiorcza (StZb), o średnicy 1800 mm i głębokości 11 m, wykonana jest z blachy grubościenniej. Dno studni zostało zabetonowane. W studni zamontowane są dwie pompy głębinowe pracujące w układzie „1 z 2”. Ze studni woda tłoczona do głównego rurociągu zasilającego sieć na terenie zakładu.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Analizę pracy zatopionego ujęcia wody przeprowadzono dla okresu od 08.07.1997 roku do 27.11.2007 roku, w oparciu o materiały i informacje uzyskane od użytkownika ujęcia. Zebrany materiał wykorzystano do wyznaczenia mierników niezawodności wybranych elementów ujęcia wody.

Wskaźniki niezawodności źródła wody wyznaczono w oparciu o analizę losowych zdarzeń w źródle wody, do których zaliczono powodzie. Ze względu na charakter cieku (starorzecze) oraz przeznaczenie ujmowanej wody (potrzeby technologiczne) nie odnotowano wystąpienia innych losowych zdarzeń w źródle wody, które powodowałyby przestoje w eksploatacji ujęcia wody. Powódź, która miała miejsce w lipcu 1997 roku spowodowała przestój ujęcia przez ok. 2 tygodnie. Natomiast w wyniku powodzi w 2001 roku ujęcie wody nie pracowało przez 3 dni.

Według informacji uzyskanych od użytkownika czerpnia z rury perforowanej nie była jeszcze nigdy czyszczona. Jak do tej pory użytkownik nie odnotował również żadnych trudności w eksploatacji czerpni w okresach zimowych. Z tego względu, przy ocenie niezawodności ujęcia wody, w przypadku czerpni z rury perforowanej przyjęto najwyższe wskaźniki niezawodności uzyskane z badań własnych dla tego rodzaju czerpni (Tab. 6.3). Studnia zbiorcza czyszczona jest przeciętnie raz w roku przez ok. 6 godzin.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŹrW) - starorzecze rzeki Wisły

- analizowany okres od 08.07.1997 r. do 27.11.2007 r.	$T = 91080 \text{ h}$
- liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 2$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 2$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 408 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8): $T_p = 45336,0 \text{ h}$

Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9): $T_n = 204,0 \text{ h}$

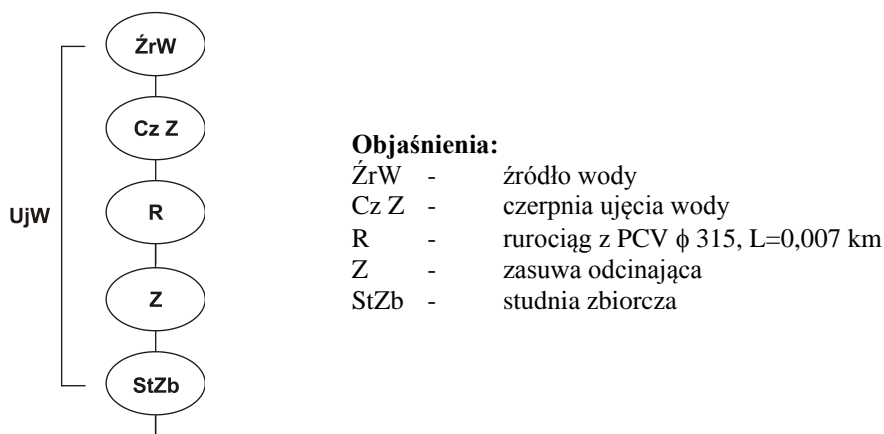
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŹrW}}$, wg wzoru (5.10): $K_{\text{ŹrW}} = 0,9955204$

Obliczenie wskaźników niezawodności studni zbiorczej (StZb)

- analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 6 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8): $T_p = 8754,0$ h
 Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9): $T_n = 6,0$ h
 Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{StZb} , wg wzoru (5.10): $K_{StZb} = 0,9993151$

Wskaźniki niezawodności elementów zatopionego ujęcia wody



Rys. 12.2. Schemat niezawodnościowy nurtowego ujęcia wody dla Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A.

Tab. 12.1. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla Zakładów Chemicznych „Alwernia”: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
ŹrW* źródło wody	0,2206	0,4902	0,9955204
Cz Z* czerpnia z rury perforowanej	2,2852	25,0	0,9990867
R rurociąg z PVC φ 315, L=0,007 km	0,0021	4,0	0,9999946
Z zasuwka odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
StZb* studnia zbiorcza	1,1423	16,6667	0,9993151

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zatopionego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: $\dot{Z}rW + Cz N + R + Z + StZb$

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5.

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 3,7267 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9937259$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 2666,5 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 16,8 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 3,7502 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 5,9398 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A.

Wymagany wskaźnik gotowości badanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=2$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, PoWSu, PW), $L_j=3$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności.

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{2,5} \sqrt{0,9150137} \right]^1 = 0,9901801$$

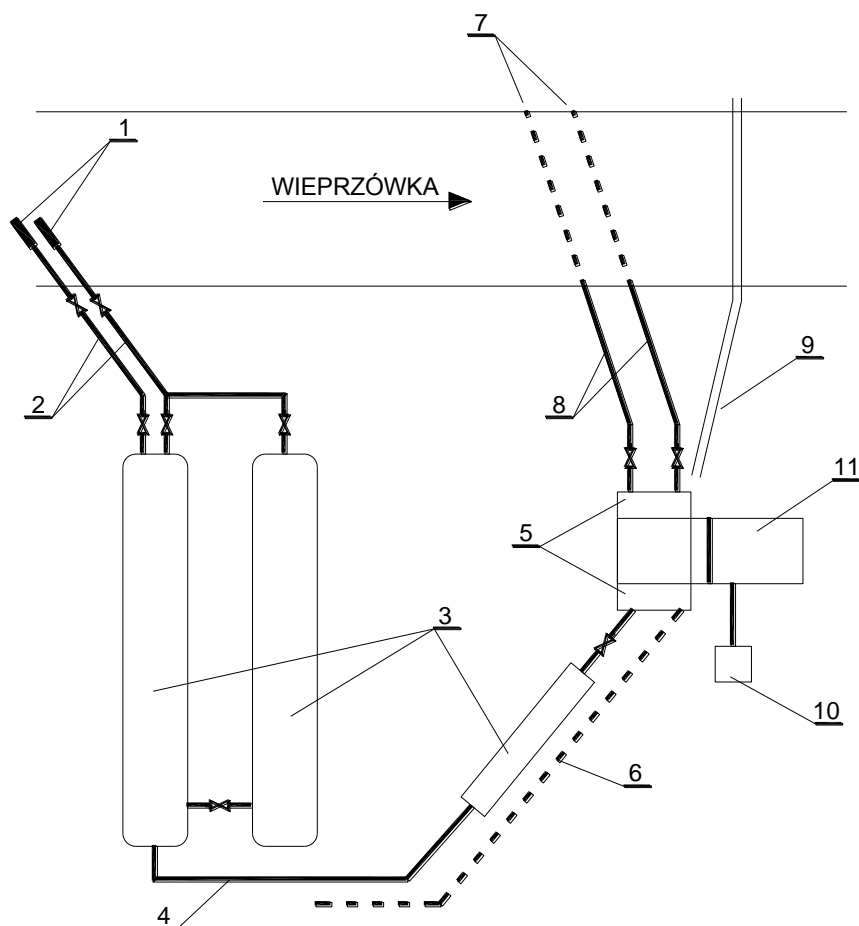
Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A. wynosi $K_{UjW} = 0,9937259$, warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$ jest spełniony.

12.1.2. Ujęcie wody z potoku Wieprzówka dla miasta Andrychów

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

Miasto Andrychów zaopatrywane jest w wodę z trzech niezależnych układów zasilania. Zespolone ujęcie wody nurtowo-drenażowe zlokalizowane w potoku Wieprzówka pokrywa ok. 70% zapotrzebowania miasta. Natomiast reszta wody kupowana jest od Przedsiębiorstwa Komunalnego AQUA S.A. z Bielska-Białej oraz Elektrociepłowni Andropol (stan na rok 2006). Użytkownikiem zespolonego ujęcia wody jest Zakład Wodociągów i Kanalizacji (ZWiK) w Andrychowie, który zaopatruje w wodę ok. 30 tys. mieszkańców Andrychowa i jego okolic. W ramach układu zasilania w wodę eksploatowanego przez ZWiK w Andrychowie (UZW1) użytkowane jest również drenażowe ujęcie wody z potoku Targaniczanka. Przez większą część roku ujęcie to jest wyłączone z eksploatacji. Udział drenażowego UjW z potoku Targaniczanka w rocznej produkcji wody UZW1 stanowi zaledwie ok. 5%.

Woda z potoku Wieprzówka pobierana jest za pomocą równolegle działających ujęć: drenażowego i nurtowego (Rys. 12.3). Ujęcia te, z punktu widzenia niezawodności układu, w okresach zmniejszonego zapotrzebowania mogą stanowić dla siebie rezerwę. Zgodnie z informacjami uzyskanymi od użytkownika, w 2006 roku zespolone ujęcie wody pobierało średnio w ciągu doby około 4100 m³/d.



Rys. 12.3. Schemat ujęcia wody z potoku Wieprzówka dla miasta Andrychów: 1 - czerpnia nurtowego UjW (Cz N), 2 - rurociągi (R1), 3 - rowy-osadniki (RO), 4 - rurociąg (R3), 5 - komory wlotowe-zbiorcze filtra (KZb), 6 - dren zbierający wody infiltracyjne, 7 - drenaż (Dr), 8 - rurociągi (R2), 9 - ścianka szczelna, 10 - chlorownia, 11 - pompownia wody uzdatnionej

Nurtowe ujęcie wody usytuowane jest w km 18 + 070 potoku Wieprzówka. Czerpnia ujęcia wody (Cz N) zlokalizowana jest przy prawym brzegu potoku. Czerpnia składa się z dwóch koszy o średnicy 500 mm, wykonanych z prętów stalowych o średnicy 10 mm i prześwicie ok. 10 mm oraz długości ok. 0,8 m. Stanowią one zakończenie dwóch stalowych rurociągów o średnicy 300 mm. Czerpnie są zanurzone ok. 0,3 m pod zwierciadłem wody (dla średniego stanu). Ujmowana woda przepływa dwoma stalowymi rurociągami (R1) o średnicy 300 mm i długości 280 m do rowów nawadniających-osadników (RO). Rurociągi wyposażone są w zasuwę odcinającą.

Dwa równoległe położone rowy, połączone są ze sobą dwoma rurociągami zaopatrzonymi w zasuwę. Długość każdego rowu wynosi 100 m. Rowy pełnią także rolę osadników, a przed przepełnieniem zabezpieczone są przelewowym rurociągiem stalowym o średnicy 300 mm. Rurociąg przelewowy (R3) doprowadza wodę do trzeciego rowu (mającego długość 35 m) oddalonego o 80 m, z którego woda przepływa do komory wlotowej-zbiorczej nr 1 (KZb1) filtra pospiesznego w stacji uzdatniania wody (StUzW). Na terenie nawadnianym przez rowy założono dren, którym woda również jest doprowadzana do KZb1.

Po przepłynięciu przez filtr pospieszny woda gromadzona jest w komorze wody czystej, gdzie poddawana jest dezynfekcji z zastosowaniem podchlorynu sodu. Następnie woda tłoczona jest dwoma stalowymi rurociągami do oddalonego o 1,2 km zbiornika wody uzdatnionej. W pompowni wody uzdatnionej znajdują się cztery pompy, w tym jedna rezerwowa.

Drenażowe ujęcie wody usytuowane jest ok. 300 m poniżej ujęcia nurtowego. Woda pobierana jest za pomocą dwóch drenów (Dr), wykonanych z PVC, o średnicy 315 mm i długości 20 m. Dreny założono metodą odkrywkową 1,5 m pod dnem potoku, ukośnie do jego osi i przykryto dwuwarstwową obsypką filtracyjną. Perforację drenów stanowią otwory o średnicy 20 mm. Odległość między drenami mierzona w osi potoku wynosi 15 m. Na prawym brzegu Wieprzówki dreny łączą się z rurociągami (R2) o średnicy 315 mm i długości 140 m, doprowadzającymi wodę do komory wlotowej-zbiorczej nr 2 (KZb2) filtra pospiesznego w StUzW. Na końcu rurociągów zamontowane są zasuwki.

W odległości ok. 25 m od drenów w dół potoku, wykonano ściankę szczelną Larsena o długości 145 m. Koryto potoku w przekroju ujęcia ma szerokość 15 m. Ścianka sięga 15 m w głąb lewego brzegu potoku. Na prawym brzegu Wieprzówki ścianka doprowadzona jest do stacji uzdatniania wody, oddalonej ok. 115 m od potoku.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Informacje na temat przestojów ujęcia wody pochodzą z raportów laboratorium w StUzW w Andrychowie. Została przeprowadzona analiza pracy ujęcia wody. Dane obejmują okres od 1 stycznia 1996 r. do 27 listopada 2006 r. Uzyskany materiał z badań pozwolił na wyznaczenie mierników niezawodności losowych zdarzeń w źródle wody, które dotyczyły powodzi i wysokich wartości mętności.

Do obliczeń stacjonarnych wskaźników gotowości czepni nurtowo-drenażowego ujęcia wody przyjęto dane z okresu dwóch lat eksploatacji. Przestoje wywołane przyczynami technicznymi, wynikały z konieczności czyszczenia czepni ujęć z różnego rodzaju zanieczyszczeń, jak również lodu czy śryżu w przypadku czepni nurtowego UjW. W tym okresie dwukrotnie wymieniona została obsypka ujęcia drenażowego, same dreny czyszczone były sześciokrotnie, natomiast czepnia nurtowego ujęcia wody 17 razy. Każdorazowo czas czyszczenia drenażu wynosił ok. 6 godzin, czepni nurtowego UjW ok. 3 godzin, a czas wymiany obsypki ok. 16 godzin. Rowy nawadniające czyszczone były raz na 5 lat, przez 24 godziny.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŹrW) - potok Wieprzówka

- analizowany okres od 01.01.1996 r. do 27.11.2006 r. $T = 95616 \text{ h}$
- liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie $N_u = 88$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie $N_p = 87$
- suma czasów trwania przestojów $\Sigma t_n = 1144 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8): $T_p = 1085,9 \text{ h}$

Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9): $T_n = 13,0 \text{ h}$

Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŹrW}}$, wg wzoru (5.10): $K_{\text{ŹrW}} = 0,9881698$

Obliczenie wskaźników niezawodności czepni nurtowego ujęcia wody (Cz N)

- analizowany okres 2 lata $T = 17544 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie $N_u = 17$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie $N_p = 17$
- suma czasów trwania przestojów $\Sigma t_n = 51 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8): $T_p = 1029,0 \text{ h}$

Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9): $T_n = 3,0 \text{ h}$

Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz N}}$, wg wzoru (5.10): $K_{\text{Cz N}} = 0,9970930$

Obliczenie wskaźników niezawodności drenażu (Dr)

- analizowany okres 2 lata	$T = 17544 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 8$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 8$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 68 \text{ h}$

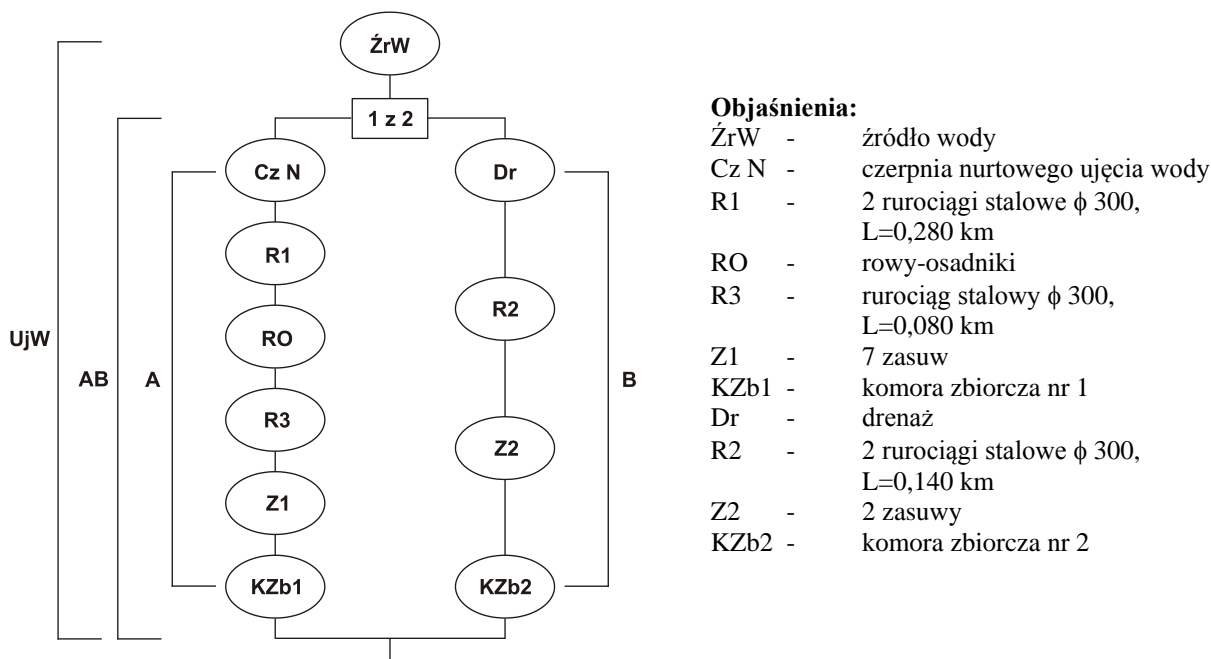
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 2184,5 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 8,5 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{Dr} = 0,9961240$

Obliczenie wskaźników niezawodności rowów - osadników (RO)

- analizowany okres 5 lat	$T = 43824 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 24 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 43800,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 24,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{RO} , wg wzoru (5.10):	$K_{RO} = 0,9994523$

Wskaźniki niezawodności elementów zespolonego ujęcia wody nurtowo-drenażowego



Rys. 12.4. Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Andrychów

Tab. 12.2. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Andrychów: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
ŹrW* źródło wody	9,2091	7,6923	0,9881698
Cz N* czerpnia nurtowego UjW	9,7182	33,3333	0,9970930
R1a rurociąg stalowy ϕ 300, L=0,280 km	0,0448	4,0	0,9998880
R1 2 rurociągi R1a - struktura szeregową	0,0896	3,9998	0,9997760
RO* rowy nawadniające - osadniki	0,2283	4,1667	0,9994523
R3 rurociąg stalowy ϕ 300, L=0,080 km	0,0128	4,0	0,9999680
Z zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
Z1 7 zasuw odcinających (struktura szeregową, jednorodną)	0,7	4,996	0,9986008
KZb1 komora zbiorcza 1	0,138	2,3792	0,9994203
Dr* drenaż	4,5777	11,7647	0,9961240
R2a rurociąg stalowy ϕ 300, L=0,140 km	0,0224	4,0	0,9999440
R2 2 rurociągi R2a – struktura szeregową	0,0448	3,9999	0,9998880
Z2 2 zasuwy odcinające (struktura szeregową, jednorodną)	0,2	4,9985	0,9996000
KZb2 komora zbiorcza 2	0,138	2,3792	0,9994203

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zespólonego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŹrW + zespół AB

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.3.

Tab. 12.3. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Andrychów: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	f * 10^{-4} [1/h]	K
A szeregową	10,8869	19,0622	10,8251	0,9943212
B szeregową	4,9605	9,9453	4,9359	0,9950370
AB równoległa „1z2”	0,0817	29,0075	0,0817	0,9999718

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 9,1807 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9881420$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 1076,3 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 12,9 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 9,2908 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 7,7421 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego UjW dla miasta Andrychów

Wymagany wskaźnik gotowości badanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(UjW) = \left[^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)}\right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=3$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, StUzW, PoWUz, PW), $L_j=4$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(UjW) = \left[^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)}\right]^{B_j} = \left[^{4 \cdot 4} \sqrt{0,9150137}\right]^1 = 0,9944644$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zespolonego ujęcia wody dla miasta Andrychowa wynosi $K_{UjW} = 0,9881420$, warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$ nie jest spełniony.

12.1.3. Ujęcie wody z rzeki Raby dla miasta Bochnia

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

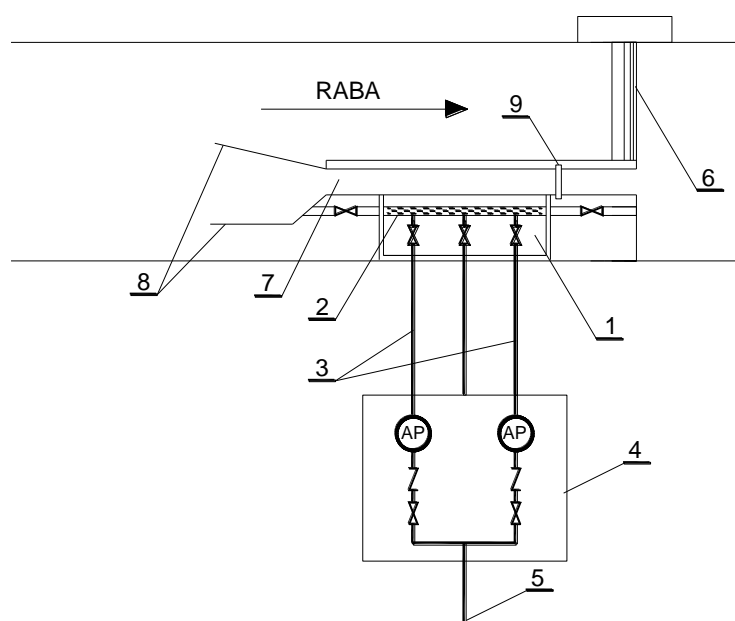
Miasto Bochnia zaopatrywane jest w wodę z zatopionego ujęcia wody, usytuowanego na prawym brzegu rzeki Raby w km 24 + 650. Użytkownikiem ujęcia wody jest Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji (MPWiK) w Bochni. Eksploatację ujęcia wody rozpoczęto w 1983 r. Z danych udostępnionych przez MPWiK w Bochni wynika, że średnia dobowa produkcja wody w 2007 roku wynosiła ok. 7800 m³/d. Natomiast maksymalna zdolność produkcyjna zakładu to ok. 10400 m³/d. Obecnie MPWiK zaopatruje w wodę miasto Bochnia z sąsiadującymi gminami o łącznej liczbie mieszkańców ok. 35 tysięcy.

Ujęcie wody dla miasta Bochnia jest ujęciem zatopionym typu ciężkiego (Rys. 12.5). Woda ujmowana jest z rzeki za pomocą perforowanej rury stalowej o średnicy 500 mm i długości 14 m (Cz Z). Rura wykonana jest z prętów stalowych o średnicy 10 mm i prześwicie między prętami ok. 10 mm. Rura umieszczona jest w żelbetowej komorze ujmującej (KU) i wyposażona na końcach w zasuwy, umożliwiające jej przepłukiwanie. Czerpnia UjW zapewnia małe prędkości wlotowe oraz chroni ujęcie wody przed większymi zanieczyszczeniami.

Komora ujmująca o długości 8,5 m, szerokości 2 m i głębokości 1,2 m usytuowana jest równolegle do koryta rzeki i posiada sześć okien wlotowych. Trzy okna znajdują się w stropie komory i przykryte są kratami z prętów o grubości 30 mm i prześwicie między prętami 50 mm. Natomiast trzy okna umieszczone w ścianie czołowej komory nie posiadają krat. Dolna krawędź okna wlotowego znajduje się 0,3 m powyżej dna kanału płuczącego, który usytuowany jest wzdłuż komory ujmującej. W kanale płuczącym o szerokości jednego metra,

rumowisko rzeczne jest porywane i nie przedostaje się do ujęcia. Kanał posiada szandory, które w okresie niskich stanów wody mogą być zakładane. W miejscu ujęcia, woda w rzece spiętrzana jest progiem o wysokości 1,2 m, co zapewnia dopływ wody do komory ujmującej podczas niskich stanów.

Ujmowana woda odprowadzana jest dwoma stalowymi rurociągami ssawnymi (R1) o średnicy 250 mm i długości 12 m. Rurociągi R1 uzbrojone są w zasuwy odcinające. Istnieje jeszcze trzeci rurociąg ssawny, którego agregat pompowy od lat jest zdemontowany. Woda tłoczona jest do stacji uzdatniania wody (StUzW), rurociągiem stalowym (R2) o średnicy 500 mm i długości 560 m. Pompownia wody surowej posiada dwie pompy (w tym jedna stanowi rezerwę). Procesy technologiczne prowadzone w stacji uzdatniania wody obejmują koagulację (siarczanem glinu), filtrację na filtrach piaskowych oraz dezynfekcję chlorem gazowym i promieniami UV. Uzdatniona woda przepływa do zbiornika wody uzdatnionej, skąd tłoczona jest do sieci dystrybucji.



Rys. 12.5. Schemat ujęcia wody z rzeki Raby dla miasta Bochnia: 1 - komora ujmująca (KU), 2 - czerpnie z prętów stalowych (Cz Z), 3 - rurociągi ssawne (R1), 4 - pompownia wody surowej, 5 - rurociąg tłoczny (R2), 6 - próg piętrzący, 7 - kanał płuczący, 8 - ścianki Larsena, 9 - szandory zamykające kanał płuczący

Ocena niezawodności ujęcia wody

Analizę pracy ujęcia wody przeprowadzono dla okresu od 17 maja 1996 r. do 23 maja 2006 r., w oparciu o informacje uzyskane z raportów laboratorium i pompowni wody surowej oraz wywiadów przeprowadzonych z użytkownikiem ujęcia. Materiał uzyskany z badań pozwolił na wyznaczenie mierników niezawodności wybranych elementów UjW.

Wskaźniki niezawodności źródła wody wyznaczono w oparciu o analizę losowych zdarzeń w źródle wody, takich jak powodzie, wysokie wartości mętności czy zjawiska śryżowo-lodowe. Natomiast oceną pracy czerpni z rury perforowanej oraz komory ujmującej przeprowadzono uwzględniając przestoje w ich pracy, wynikające z konieczności czyszczenia. W okresie jednego roku eksploatacji rura perforowana przeciętnie płukana jest ok. 5 razy przez 1 godzinę. Z kolei komora ujmująca zazwyczaj czyszczona jest raz w roku przez ok. 8-10 godzin, co wiąże się z przejściem wysokich stanów wody, a równocześnie wysoką mętnością.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW) – rzeka Raba

– analizowany okres od 17.05.1996 r. do 23.05.2006 r.	$T = 87816 \text{ h}$
– liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 56$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 55$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 213 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1592,8 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 3,8 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW}} = 0,9976177$

Obliczenie wskaźników niezawodności komory ujmującej (KU)

– analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 10 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 8750,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 10,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Ku} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Ku}} = 0,9988584$

Obliczenie wskaźników niezawodności czepni z prętów stalowych (Cz Z)

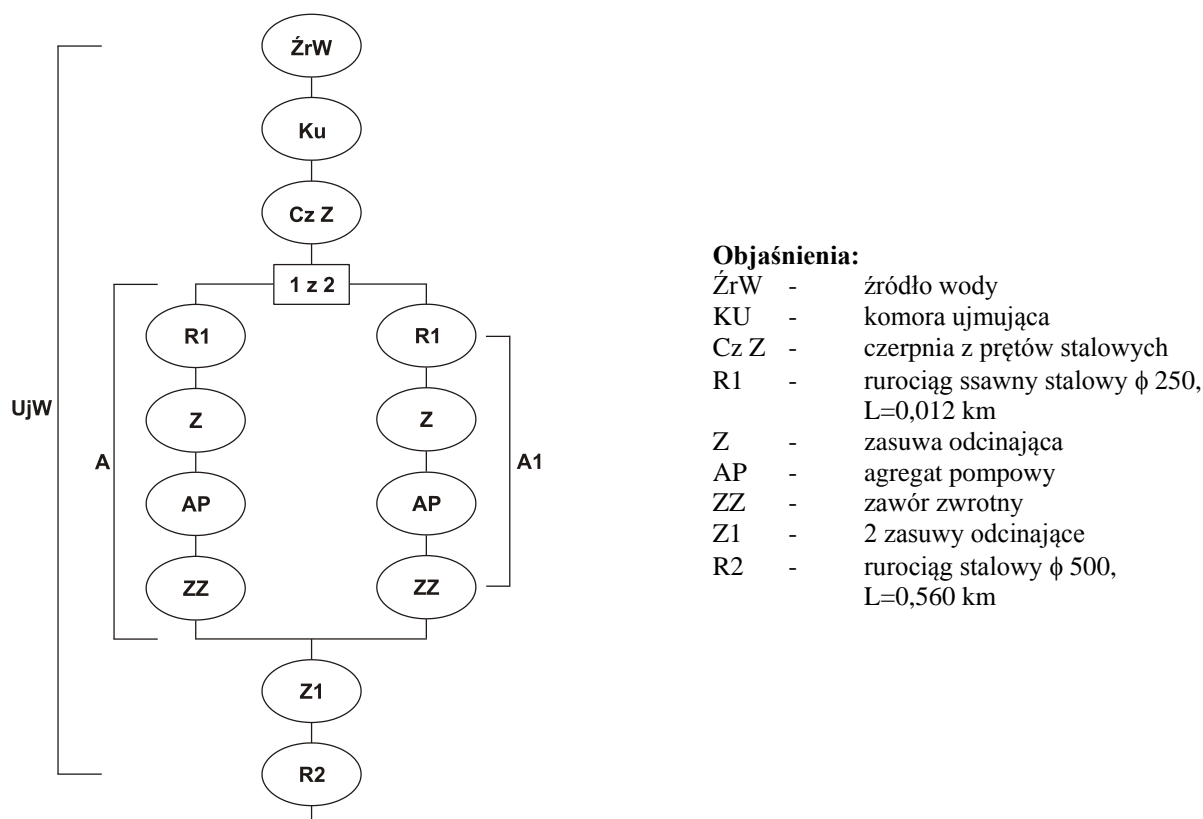
– analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 5$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 5$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 5 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1751,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 1,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{CzZ} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{CzZ}} = 0,9994292$

Wskaźniki niezawodności elementów zatopionego, pompowego ujęcia wody

Tab. 12.4. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Bochnia: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4} \text{ [1/h]}$	$\mu * 10^{-2} \text{ [1/h]}$	K
ŻrW* źródło wody	6,2783	26,2911	0,9976177
KU* komora ujmująca	1,1428	10,0	0,9988584
Cz Z* czepnia z prętów stalowych	5,7110	100,0	0,9994292
R1 rurociąg ssawny stalowy ϕ 250, L=0,012 km	0,0023	6,0	0,9999962
Z zasuwka odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
AP agregat pompowy	6,5	22,7	0,9971447
ZZ zawór zwrotny	0,05	4,0	0,9998750
Z1 2 zasuwki odcinające (struktura szeregową, jednorodną)	0,2	4,9985	0,9996000
R2 rurociąg stalowy ϕ 500, L=0,560 km	0,0728	4,0	0,9998180

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]



Rys. 12.6. Schemat niezawodnościowy zatopionego ujęcia wody dla miasta Bochnia

Obliczenie wskaźników niezawodności zatopionego, pompowego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŻrW + Ku + Cz Z + zespół A + Z1 + R2

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.5.

Tab. 12.5. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Bochnia: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	$f * 10^{-4}$ [1/h]	K
A1 szeregowa	6,6523	20,8326	6,6311	0,9968170
A równoległa „1z2”	0,0422	41,6652	0,0422	0,9999899

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 13,3843 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9953205$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 743,6 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 3,5 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 13,4472 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 28,6021 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla miasta Bochnia

Wymagany wskaźnik gotowości badanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(UjW) = \left[^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)}\right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=1$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, StUzW, PoWUz, PW), $L_j=4$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW), $B_j=1$

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(UjW) = \left[^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)}\right]^{B_j} = \left[^{2,4} \sqrt{0,9150137}\right]^1 = 0,9889594$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla miejscowości Bochnia wynosi $K_{UjW}=0,9953205$, warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$ jest spełniony.

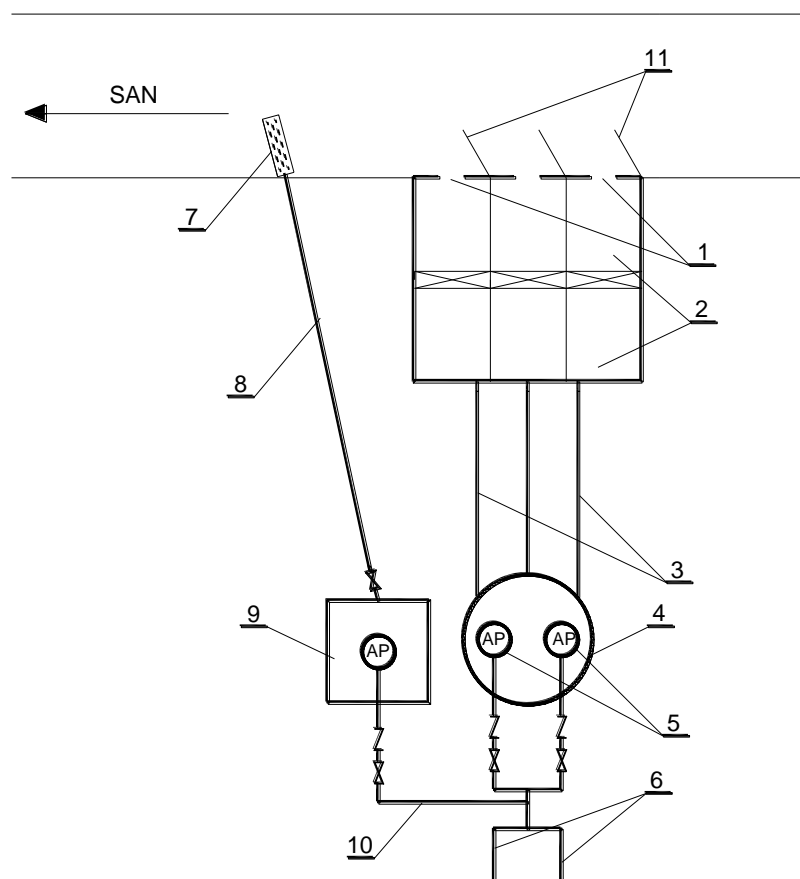
12.1.4. Ujęcie wody z rzeki San dla miasta Jarosław

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

Miasto Jarosław zaopatrywane jest w wodę z zespolonego ujęcia wody brzegowo-nurtowego z rzeki San (Rys. 12.7), zlokalizowanego w km 123 + 600. Budowę ujęcia wody oraz stacji uzdatniania rozpoczęto pod koniec lat 60-tych. W roku 1985 przeprowadzono modernizację stacji uzdatniania wody, która zakończona została dopiero w październiku 2000 roku. Użytkownikiem ujęcia wody jest Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji (PWiK) w Jarosławiu. Zakład dostarcza wodę odbiorcom na terenie miasta Jarosław i jego okolic. Obecnie łączna liczba mieszkańców zaopatrywanych w wodę wynosi ok. 41 tys. Maksymalna dobowo zdolność produkcyjna ujęcia to 27000 m³/d, natomiast rzeczywista średnia dobowo produkcja wody w 2004 roku wynosiła ok. 9830 m³/d, a w 2005 roku ok. 9050 m³/d. Zespolone ujęcie wody z rzeki San (Rys. 12.7) jest zlokalizowane na lewym brzegu rzeki.

Ujęcie brzegowo-komorowe posiada trzy okna wlotowe o wymiarach 2 x 0,3 m. Okna wlotowe zabezpieczone są kratami z prętów o średnicy 18 mm i prześwicie między prętami 36 mm. Ponadto posiadają zamknięcia w postaci stalowych zastawek płaskich. Do zakładania zastawek zainstalowane są trzy wciągariki. Po stronie zewnętrznej czerpni zainstalowane są trzy odbojnice pływające, które osłaniają okna wlotowe przed napływem części pływających (np. śryżu lub kry oraz zanieczyszczeń). Ujmowana przez okno wlotowe woda wpływa do komory wlotowej i czerpnej (K), o szerokości 3,3 m każda i łącznej długości 10,5 m. Z komór czerpnych woda przepływa grawitacyjnie, trzema stalowymi rurociągami (R1) o średnicy 600 mm i długości 48 m, do żelbetowej studni zbiorczej (StZb). Studnia zbiorcza ma głębokość 11,4 m i średnicę 5 m. Nad studnią zlokalizowana jest pompownia wody surowej

(PoWSu). Dwie pompy zatapialne (w tym jedna rezerwowa) zapewniają przerzut wody surowej ze studni zbiorczej sytuowanej w stacji uzdatniania wody (StUzW) „Dolnej” do StUzW „Górnej”. Woda z PoWSu tłoczona jest do StUzW „Górnej” dwoma stalowymi rurociągami (R4) o średnicy 500 mm i długości 1,7 km, pracującymi w układzie „1 z 2”.



Rys. 12.7. Schemat ujęcia wody z rzeki San dla miasta Jarosław: 1 - okna wlotowe brzegowo-komorowego UjW, 2 – komory wlotowe i czerpne ujęcia wody (K), 3 - rurociąg odprowadzający (R1), 4 - studnia zbiorcza (StZb), 5 - agregat pompowy, 6 - rurociąg tłoczny (R4), 7 - czerpnia nurtowego UjW, 8 - rurociąg odprowadzający (R2), 9 - komora zbiorcza (KZb), 10 - rurociąg odprowadzający (R3), 11 - odbojnice

Nurtowe ujęcie wody jest rezerwowym, które uruchamiane jest w czasie czyszczenia komór ujęcia brzegowego. Ujęcie to posiada czepnię w postaci stalowej rury perforowanej o średnicy 600 mm i długości ok. 3 m. Rura założona jest w nurcie rzeki, na głębokości ok. 3 m poniżej zwierciadła wody (dla średniego stanu). Ujmowana woda przepływa rurociągiem stalowym (R2) o średnicy 600 mm i długości 60 m (zaopatrzonej w zasuwę) do żelbetowej komory zbiorczej (KZb). W komorze zbiorczej, o wymiarach 3 x 3,5 m i głębokości ok. 7 m, znajduje się pompa, która tłoczy wodę do rurociągów R4. Woda przepływa rurociągiem stalowym (R3) o średnicy 300 mm i długości ok. 20 m, do komory zasuw PoWSu.

Woda dopływająca do StUzW „Górnej” kierowana jest do komór wolnego i szybkiego mieszania, w których prowadzony jest proces koagulacji i flokulacji wody. Następnie kierowana jest do osadników pokoagulacyjnych, skąd spływa grawitacyjnie do StUzW „Dolnej”, gdzie poddawana jest procesowi filtracji na filtrach pospiesznych. Ze stacji filtrów woda przepływa grawitacyjnie do studni zbiorczej, skąd tłoczona jest do 3 zbiorników wody uzdatnionej w StUzW „Górnej”, w których przebiega proces dezynfekcji wody. Ze StUzW „Górnej” woda tłoczona jest rurociągiem stalowym o długości 0,2 km bezpośrednio do sieci

miejskiej, natomiast rurociągiem stalowym o długości 5 km zasilany jest zbiornik wyrównawczy na Widnej Górze.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Ocenę pracy ujęcia wody przeprowadzono dla okresu od 4 lutego 1991 roku do 30 grudnia 2003 roku, wykorzystując dane odnotowane z dziennych raportów laboratorium i pompowni w stacji uzdatniania wody w Mulinie oraz informacje uzyskane od użytkownika ujęcia. Materiał uzyskany z badań pozwolił na wyznaczenie mierników niezawodności wybranych elementów ujęcia wody.

Ocenę niezawodności źródła wody przeprowadzono w oparciu o analizę losowych zdarzeń w źródle wody, takich jak powodzie, wysokie wartości mętności czy zjawiska śryżowo-lodowe. Z kolei wskaźniki niezawodności brzegowo-komorowego ujęcia wody wyznaczono biorąc pod uwagę przestoje w jego pracy, wynikające z konieczności czyszczenia. W okresie siedmiu lat eksploatacji kompleksowe czyszczenie komory wlotowej i czerpnej przeprowadzone było 4 razy i każdorazowo trwało 3 dni. Natomiast dla ujęcia nurtowego obliczenia przeprowadzono dla okresu jednego roku eksploatacji, przyjmując 2 czyszczenia po 4 godziny. W przypadku studni zbiorczej również wzięto pod uwagę jeden rok eksploatacji i przypadające na ten okres dwa czyszczenia, trwające ok. 36 godzin.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ZrW) – rzeka San

– analizowany okres od 04.02.1991 do 30.12.2003 r.	$T = 113112 \text{ h}$
– liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 88$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 87$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 1357 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1284,5 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 15,4 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{ZrW} , wg wzoru (5.10):	$K_{ZrW} = 0,9881377$

Obliczenie wskaźników niezawodności komory brzegowego ujęcia wody (K)

– analizowany okres 7 lat	$T = 61344 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 4$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 4$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 288 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 15264,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 72,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_K = 0,9953052$

Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni nurtowego ujęcia wody (Cz N)

– analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 2$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 2$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 8 \text{ h}$

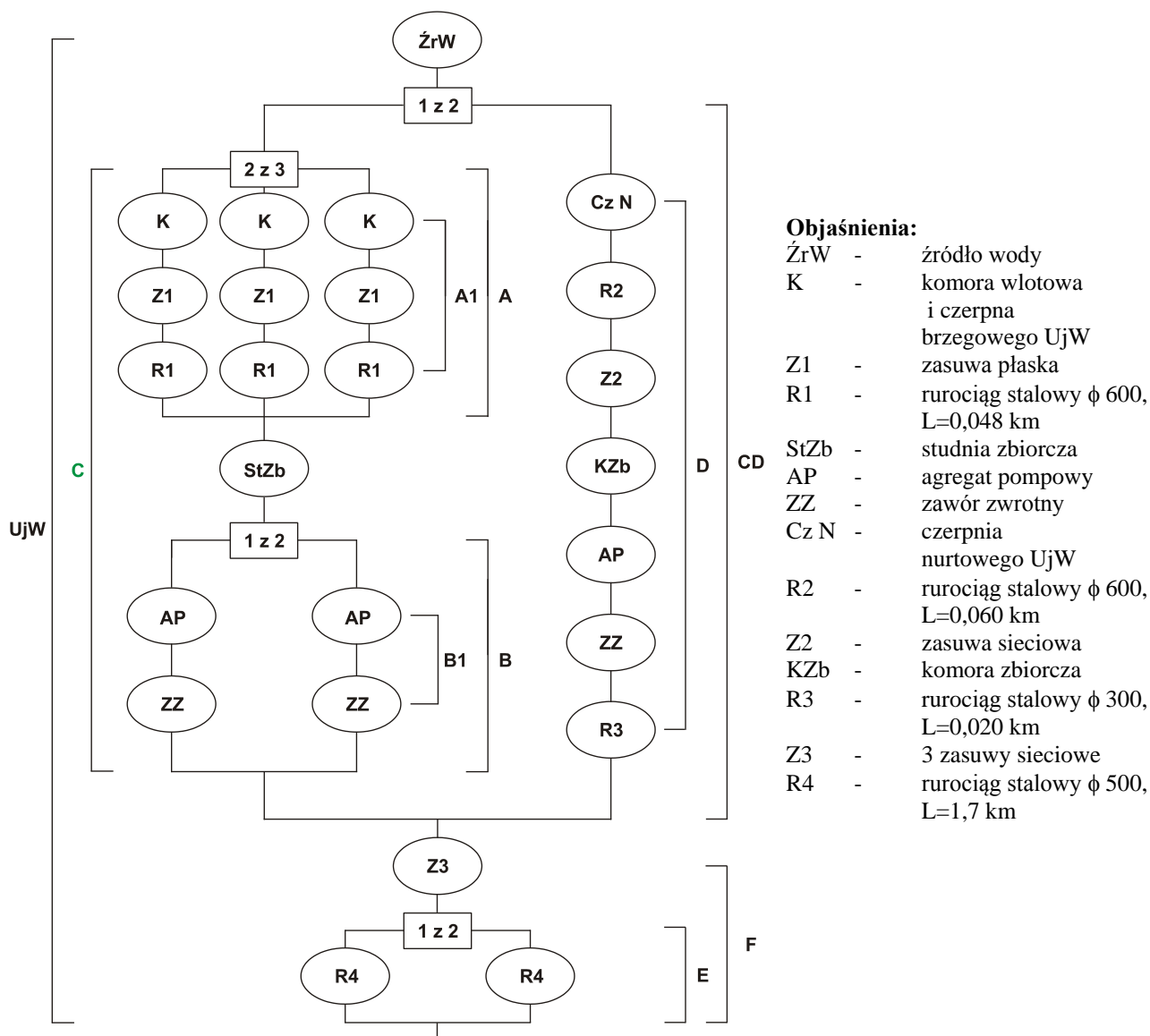
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 4376,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 4,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{CzN} , wg wzoru (5.10):	$K_{CzN} = 0,9990867$

Obliczenie wskaźników niezawodności studni zbiorczej (StZb)

- analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
- liczba przestołów w analizowanym okresie	$N_u = 2$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 2$
- suma czasów trwania przestołów	$\Sigma t_n = 72 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 4344,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 36,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{StZb} , wg wzoru (5.10):	$K_{StZb} = 0,9917808$

Wskaźniki niezawodności elementów zespolonego UjW brzegowo-nurtowego wraz z PoWSu



Rys. 12.8. Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Jarosław

Tab. 12.6. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW + PoWSu dla miasta Jarosław: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
ŻrW* źródło wody	7,7849	6,4849	0,9881377
K* komora wlotowa i czerpna brzegowego ujęcia wody	0,6551	1,3889	0,9953052
Z1 zasuwa płaska	0,228	12,5	0,9998176
R1 rurociąg stalowy ϕ 600, L=0,048 km	0,006	4,0	0,9999850
StZb* studnia zbiorcza	2,302	2,7778	0,9917808
Cz N* czerpnia ujęcia nurtowego (rura perforowana)	2,2852	25,0	0,9990867
R2 rurociąg stalowy ϕ 600, L=0,060 km	0,0075	4,0	0,9999805
Z2 zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
KZb komora zbiorcza	0,6	8,333	0,9992805
AP agregat pompowy	6,5	22,7	0,9971447
ZZ zawór zwrotny	0,05	4,0	0,9998750
Z3 3 zasuwy odcinające (struktura szeregową, jednorodną)	0,3	4,998	0,9994001
R3 rurociąg stalowy ϕ 300, L=0,020 km	0,0032	4,0	0,9999920
R4 rurociąg stalowy ϕ 500, L=1,7 km	0,221	4,0	0,9994478

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zespolonego ujęcia wody z pompownią o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŻrW + zespół CD + zespół E

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.7.

Tab. 12.7. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Jarosław: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	$f * 10^{-4}$ [1/h]	K
A1 szeregową	0,8891	1,8089	0,8848	0,9951087
A progowa „2z3”	0,0258	3,6101	0,0258	0,9999285
B1 szeregową	6,55	21,9152	6,5305	0,9970201
B równoległa „1z2”	0,0389	43,8304	0,0389	0,9999911
C szeregową	2,3668	2,8282	2,3471	0,9917011
D szeregową	9,5462	19,6545	9,5	0,9951665
CD równoległa „1z2”	0,0902	22,4827	0,0902	0,9999599
E równoległa „1z2”	0,0002	8,0	0,0002	0,9999997
F szeregową	0,3002	4,9995	0,3001	0,9993998

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 8,0732 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9875051$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 1223,2 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 15,5 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 8,1753 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 6,4612 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego UjW z PoWSu dla miasta Jarosław
Wymagany wskaźnik gotowości badanego ugrupowania wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_W(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_W(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=1$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, PoWSu, StUzW, PoWUz, PW),
 $L_j=5$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW, PoWSu), $B_j=2$,

$K_W(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_W(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_W(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_W(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{2 \cdot 5} \sqrt{0,9150137} \right]^2 = 0,9823936$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zespolonego ujęcia wody dla miasta Jarosław wynosi $K_{UjW} = 0,9875051$, warunek $K_{UjW} \geq K_W(UjW)$ jest spełniony.

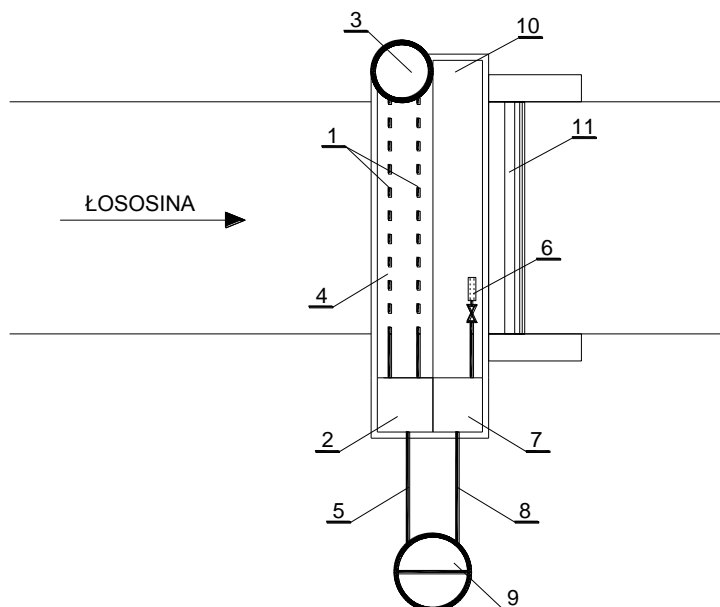
12.1.5. Ujęcie wody z rzeki Łososina dla miasta Limanowa

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

Podsystem dostawy wody (PsDoW) dla miasta Limanowa zasilany jest z zespolonego ujęcia wody drenażowo-nurtowego (Rys. 12.9). Użytkownikiem ujęcia wody jest Miejski Zakład Gospodarki Komunalnej i Mieszkaniowej w Limanowej. Ujęcie zaopatruje w wodę pitną ok. 10,5 tys. mieszkańców miasta Limanowa. Usytuowane jest ono w korycie rzeki Łososiny w km 33 + 500. Szerokość dna w przekroju ujęcia wynosi 34,4 m. Zlewnia rzeki Łososiny jest w 28% zalesiona.

Pierwsze drenażowe ujęcie wody dla miasta Limanowa, oddane do użytku w roku 1968, posiadało wydajność 0,044 m³/s. Czerpnia ujęcia składała się z dwóch drenów o średnicy 300 mm, założonych pod dnem potoku w korycie żelbetowym, wypełnionym grubym żwirem o ziarnach ok. 50 mm. Ze względu na spadek wydajności drenów, w 1972 roku uruchomiono ujęcie nurtowe. Woda czerpana była bezpośrednio z nurtu rzeki perforowaną rurą stalową (Cz N) o średnicy 300 mm (zaopatrzone w zasuwę) i perforacji w postaci nawierconych

otworów. Ujmowana woda przepływała do komory kontrolnej (KK2) starego drenażowego ujęcia wody, skąd żeliwnym lewarem (R2) o średnicy 350 mm i długości ok. 115 m była transportowana do pierwszej części studni zbiorczej (StZbI). W 1998 roku użytkownik wybudował nowe drenażowe ujęcie wody obok ujęcia z 1968 roku. Uruchomione w styczniu 1999 roku nowe ujęcie drenażowe jest obecnie podstawowym ujęciem wody dla miasta Limanowa. Natomiast nurtowe ujęcie wody jest ujęciem rezerwowym. Aktualnie czerpnia ujęcia nurtowego to rura perforowana o długości ok. 2 m. W okresie od 1990 do 2007 roku wystąpił spadek produkcji wody o ok. 40%.



Rys. 12.9. Schemat ujęcia wody z rzeki Łososiny dla miasta Limanowa: 1 - drenaż (Dr), 2 - komora kontrolna (KK1), 3 - studzienka rewizyjna, 4 - koryto betonowe, 5 - rurociąg lewarowy (R1), 6 - czerpnia nurtowego UjW (Cz N), 7 - komora kontrolna (KK2), 8 - rurociąg lewarowy (R2), 9 - studnia zbiorcza (StZbI), 10 - koryto starego drenażowego UjW, 11 - próg piętrzący

W 2007 roku drenażowe ujęcie wody średnio pobierało 2500 m³/s, natomiast jego maksymalna zdolność produkcyjna, zgodna z pozwoleniem wodnoprawnym wynosi 3800 m³/s. Woda z rzeki Łososiny pobierana jest za pomocą dwóch drenów stalowych o średnicy 400 mm i długości 34 m. Dreny posiadają perforację w postaci otworów o średnicy 20 mm, która wykonana jest na całym ich obwodzie. Dreny, usytuowane prostopadle do osi ciekłu, założone są ze spadkiem 1% w korycie betonowym, wykonanym z elementów prefabrykowanych o szerokości 1,5 m i głębokości 1,5 m. Koryto wypełnione jest warstwą tłucznia grubego, sięgającą 1,2 m powyżej drenów.

Woda z drenów wpływa do betonowej komory kontrolnej (KK1), o wymiarach 2 x 3 m i głębokości 3,4 m, usytuowanej na prawym brzegu rzeki Łososiny obok starej komory kontrolnej (KK2). Na lewym brzegu rzeki, dreny łączą się ze studnią rewizyjną o średnicy 1500 mm. Z komory KK1 woda przepływa lewarem stalowym (R1), o średnicy 400 mm i długości 115 m, do pierwszej części studni zbiorczej (StZbI). Dreny i lewar nie posiadają zasuw.

Studnia zbiorcza to żelbetowa, dwukomorowa studnia o średnicy 5 m i głębokości ok. 7 m. Do pierwszej części studni zbiorczej (StZbI), do której doprowadzana jest ujmowana woda, dodawany jest również koagulant (siarczan glinu). Następnie woda za pomocą pompy niskiego tłoczenia (1 pracująca, 1 rezerwowa) przepompowywana jest do jednej z dwóch istniejących komór osadnika pokoagulacyjnego. Z osadnika woda przepływa grawitacyjnie do drugiej części studni zbiorczej, skąd pompami wysokiego tłoczenia (1 pracująca,

2 rezerwowe) przetłaczana jest na pięć filtrów ciśnieniowych: trzy pierwsze (w tym jeden rezerwowy) i dwa wtórne. Za filtrami woda poddawana jest dezynfekcji z wykorzystaniem promieniowania UV oraz chloru gazowego. Do sieci dystrybucji woda transportowana jest rurociągami stalowym i żeliwnym, o średnicy 250 mm każdy i długości odpowiednio 300 m i 1500 m.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Ocenę pracy zespolonego ujęcia wody drenażowo-nurtowego z rzeki Łososiny dla miasta Limanowa przeprowadzono dla okresu od 8 czerwca 1990 roku do 29 marca 2006 roku. Zasadniczym źródłem informacji były raporty zmianowe pompowni, raporty laboratorium oraz wywiady z użytkownikami zakładu.

Zebrany materiał z badań pozwala stwierdzić, że przestoje ujęcia były powodowane pojawieniem się wysokich stanów wody z towarzyszącymi im wysokimi wartościami mętności, incydentalnymi zanieczyszczeniami, czy koniecznością czyszczenia poszczególnych elementów ujęcia. Ze względu na incydentalne zanieczyszczenia wody zaobserwowano kilka przestojów, np. zanieczyszczenie wody przez wyciek ropy ze szkolnego autobusu. Dreny ujęcia czyszczone są wodą pod ciśnieniem, z wykorzystaniem samochodu WUKO. W czasie czyszczenia, ujęcie wyłączane jest z eksploatacji na okres ok. 7 godzin. Czyszczenie odbywa się przeciętnie dwa razy w roku. Zebrany materiał umożliwił wyznaczenie wskaźników niezawodności źródła wody oraz czerpni drenażowego ujęcia wody.

Ponieważ od roku 1999 nurtowe UjW nie jest eksploatowane (ujęcie rezerwowe), wskaźniki niezawodności czerpni ujęcia przyjęto z badań B. Budziło prowadzonych w latach 1990-1998 [20].

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW) – rzeka Łososina

– analizowany okres od 08.06.1990 r. do 29.03.2006 r.	$T = 138576 \text{ h}$
– liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 59$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 58$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 471 \text{ h}$

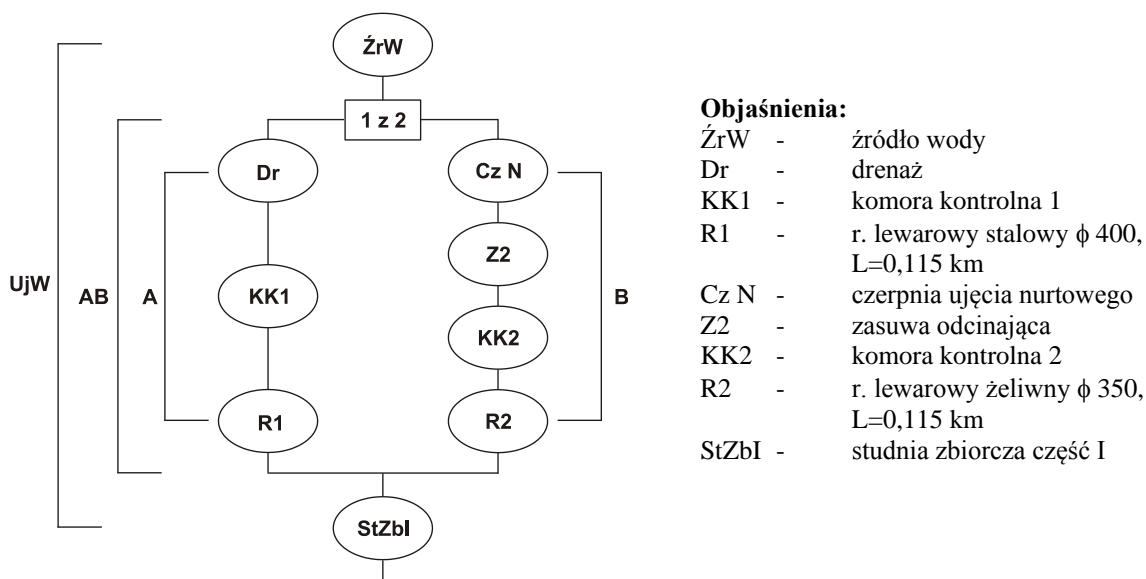
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 2381,1 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 8,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW}} = 0,9966585$

Obliczenie wskaźników niezawodności drenażu (Dr)

– analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 2$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 2$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 14 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 4373,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 7,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Dr}} = 0,9984018$

Wskaźniki niezawodności zespolonego ujęcia wody drenażowo-nurtowego



Rys. 12.10. Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Limanowa

Tab. 12.8. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Limanowa: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
ŹrW* źródło wody	4,1997	12,5265	0,9966585
Dr* drenaż	2,2867	14,2857	0,9984018
KK1 komora kontrolna 1	0,6	8,333	0,9992805
R1 rurociąg lewarowy stalowy ϕ 400, L=0,115 km	0,0172	4,0	0,9999569
Cz N czepnia ujęcia nurtowego	5,739	8,3333	0,9931603
Z2 zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
KK2 komora kontrolna 2	0,6	8,333	0,9992805
R2 rurociąg lewarowy żeliwny ϕ 350, L=0,115 km	0,0759	4,0	0,9998103
StZbI studnia zbiorcza część I	0,138	2,3792	0,9994203

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [20],[124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zespolonego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŹrW + zespół AB + StZbI

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.9.

Tab. 12.9. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Limanowa: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	$f * 10^{-4}$ [1/h]	K
A szeregową	2,904	12,2784	2,8972	0,9976404
B szeregową	6,5149	8,139	6,4632	0,9920590
AB równoległa „1z2”	0,0382	20,4173	0,0382	0,9999813

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 4,3587 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9960621$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 2285,2 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 9,0 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 4,376 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 11,0688 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla miasta Limanowa

Wymagany wskaźnik gotowości badanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=1$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, PoWSu, StUzW, PoWUz, PW),
 $L_j=5$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{2,5} \sqrt{0,9150137} \right]^1 = 0,9911577$$

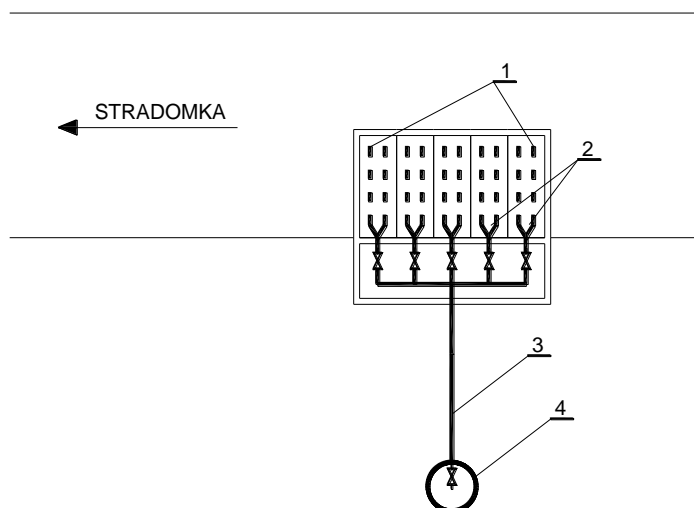
Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla miasta Limanowa wynosi $K_{UjW} = 0,9960621$, warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$ jest spełniony.

12.1.6. Ujęcie wody z rzeki Stradomki dla gminy Łapanów

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

Gmina Łapanów leży w południowo-zachodniej części Powiatu Bocheńskiego, w dolinie rzeki Stradomki (dopływ prawobrzeżny Raby) na terenie Podgórza Karpackiego. Gmina Łapanów zaopatrywana jest w wodę z drenazowego ujęcia wody (Rys. 12.11), usytuowanego w km 3 + 046 rzeki Stradomki. Użytkownikiem ujęcia wody jest Urząd Gminy w Łapanowie. Eksploatację wodociągu rozpoczęto w roku 1979, z pozwoleniem wodnoprawnym wynoszącym 1008 m³/d. W roku 1994 zwiększono maksymalną wydajność ujęcia do 2600 m³/d. Stacja uzdatniania wody (StUzW) wybudowana w latach 80-tych zlokalizowana jest w miejscowości Chrostowa w pobliżu rzeki Stradomki. W roku 2001 przeprowadzono modernizację ujęcia wody oraz StUzW. Zakład produkuje obecnie średnio 1600 m³/d i zaopatruje w wodę ok. 4,8 tys. mieszkańców. W okresie zimowym zmniejsza się zapotrzebowanie na wodę i wynosi około 1000 m³/d.

Drenazowe ujęcie wody w miejscowości Chrostowa, zasilane przez wody powierzchniowe ciek, składa się z dziesięciu drenów (Dr) o średnicy 160 mm i długości 5 m, wykonanych z PVC. Dreny ułożone są prostopadle do kierunku przepływu ciek w korytach betonowych o długości 5 m i szerokości ok. 1,5 m (po dwa w jednym korycie), na głębokości ok. 2 m pod dnem rzeki. Rozstaw pomiędzy drenami wynosi ok. 0,5 m. Dreny posiadają perforację w postaci nawierconych otworów o średnicy 20-30 mm. Obsypka filtracyjna drenów o wysokości 1,7 m składa się z trzech warstw o następującym uziarnieniu (począwszy od warstwy położonej bezpośrednio nad drenem): 15-20 mm (o wysokości ok. 0,3 m), 5-10 mm (o wysokości ok. 0,7 m) oraz 2-5 mm (o wysokości ok. 0,7 m). Koryto przykryte jest dwoma warstwami stalowej siatki kwasoodpornej o oczkach 3-5 mm. Dla dodatkowego zabezpieczenia ujęcia zastosowano narzut kamienny z otoczków i głazów. Największym problemem w eksploatacji ujęcia wody jest pojawienie się wysokich mętności wody w rzece oraz zanieczyszczeń bakteriologicznych.



Rys. 12.11. Schemat ujęcia wody z rzeki Stradomki dla gminy Łapanów: 1 - drenaż (Dr), 2 - koryta betonowe, 3 - rurociąg odprowadzający (R), 4 - studnia zbiorcza (StZb)

Dreny płukane są parami, systematycznie co 2-3 dni. Do płukania używane jest sprężone powietrze oraz woda pobierana ze zbiornika wody uzdatnionej. W przypadku wystąpienia wody o podwyższonej mętności realizowane jest dodatkowe płukanie drenażu.

W komorze zasuw zainstalowane są zawory odcinające umożliwiające zamknięcie drenów. Woda z ujęcia odprowadzana jest grawitacyjnie rurociągiem z PVC (R), o średnicy

315 mm i długości ok. 20 m, do studni zbiorczej (StZb). W studni zbiorczej, wykonanej z kręgów betonowych o średnicy 3 m i głębokości 9 m, zainstalowane są dwie pompy zatapialne podające wodę do budynku stacji uzdatniania. W zależności od jakości, ujmowana woda poddawana jest procesowi koagulacji (z wykorzystaniem siarczanu glinu) lub bezpośrednio kierowana na filtry ciśnieniowe. Następnie woda przepływa do zbiornika wody uzdatnionej, stąd tłoczona jest do sieci dystrybucji.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Wskaźniki niezawodności elementów ujęcia wody dla gminy Łapanów wyznaczone wykorzystując informacje z raportów Powiatowej Stacji Sanitarno-Epidemiologicznej w Bochni oraz materiały uzyskane od eksploratora StUzW w Chrostowej. Analizę pracy ujęcia wody przeprowadzono dla okresu od 11 lutego 2001 roku do 4 marca 2006 roku.

W oparciu o zgromadzone materiały zaobserwowano ograniczenia w produkcji wody powodowane losowymi zdarzeniami w źródle, takimi jak skażenia bakteriologiczne (bakterie z rodzaju Clostridium, bakterie grupy coli), wysokie wartości mętności oraz powódź. Przerwy w produkcji wody związane były również z dodatkowymi, nieplanowanymi płukaniem drenów, których w badanym okresie pięciu lat eksploatacji ujęcia zaobserwowano przeciętnie ok. 8 na rok, każdorazowo trwających ok. 3 godziny. Natomiast studnia zbiorcza czyszczona jest przeciętnie 2 razy w roku, przez ok. 4 do 6 godzin.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW) – rzeka Stradomka

– analizowany okres od 11.02.2001 do 04.03.2006 r.	$T = 44352 \text{ h}$
– liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 17$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 16$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 210 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 2758,9 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 12,3 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW}} = 0,9955424$

Obliczenie wskaźników niezawodności drenażu (Dr)

– analizowany okres 5 lat	$T = 43824 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 40$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 40$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 120 \text{ h}$

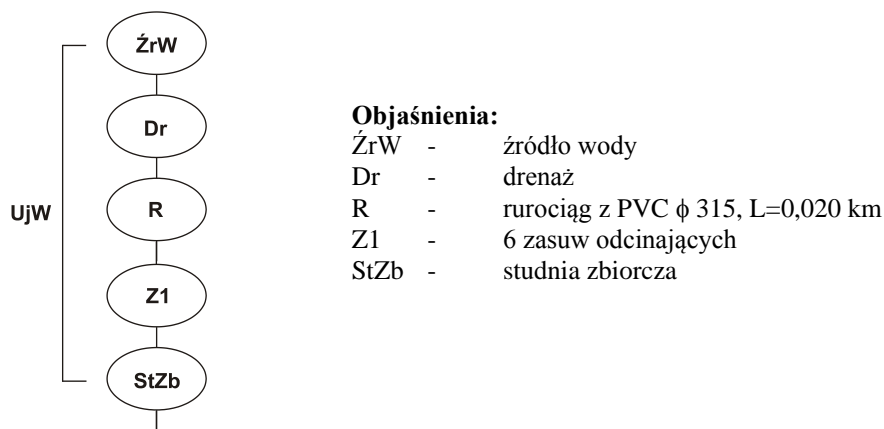
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1092,6 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 3,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Dr}} = 0,9972618$

Obliczenie wskaźników niezawodności studni zbiorczej (StZb)

– analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 2$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 2$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 10 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 4375,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 5,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Dr}} = 0,9988584$

Wskaźniki niezawodności elementów drenażowego ujęcia wody



Rys. 12.12. Schemat niezawodnościowy drenażowego ujęcia wody dla gminy Łapanów

Tab. 12.10. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla gminy Łapanów: intensywności uszkodzeń λ, intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	λ * 10 ⁻⁴ [1/h]	μ * 10 ⁻² [1/h]	K
ŹrW*	3,6247	8,0952	0,9955424
Dr*	9,1525	33,3333	0,9972618
R	0,0062	4,0	0,9999846
Z	0,1	5,0	0,9998000
Z1	0,6	4,9965	0,9988006
StZb*	2,2857	20,0	0,9988584

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności drenażowego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŹrW + Dr + R + Z1 + StZb

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5.

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 15,5198 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9904784$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 638,2 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 6,1 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń U_{jW} :

$$\lambda_{U_{jW}} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 15,669 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy U_{jW} :

$$\mu_{U_{jW}} = \frac{1}{T_{nU_{jW}}} = 16,2995 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla gminy Łapanów

Wymagany wskaźnik gotowości U_{jW} wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(U_{jW}) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=1$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (U_{jW} , PoWSu, StUzW, PoWUz, PW),
 $L_j=5$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (U_{jW}), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(U_{jW}) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{2,5} \sqrt{0,9150137} \right]^1 = 0,9911577$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla gminy Łapanów wynosi $K_{U_{jW}} = 0,9904784$, warunek $K_{U_{jW}} \geq K_w(U_{jW})$ nie jest spełniony.

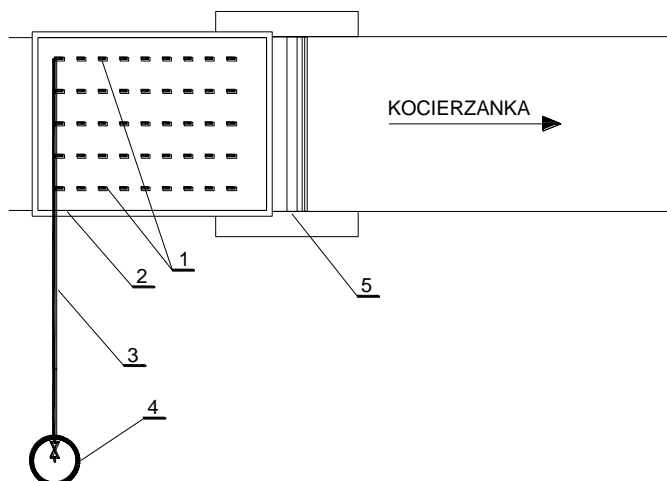
12.1.7. Ujęcie wody z potoku Kocierzanka dla gminy Łękawica

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

Gmina Łękawica zaopatrywana jest wodę z drenażowego ujęcia wody (Rys. 12.11), zlokalizowanego w Kocierzu Moszczanickim w km 6 + 300 potoku Kocierzanka. Ujęcie wody uruchomione zostało na przełomie lat 1996/1997, a jego użytkownikiem jest Zakład Usług Komunalnych (ZUK) w Łękawicy. Ujęcie zaopatruje w wodę ok. 2,5 tys. mieszkańców. Drenażowe ujęcie wody zostało wykonane o wydajności docelowej $15,6 \text{ dm}^3/\text{s}$, tj. $1350 \text{ m}^3/\text{d}$. Jednakże ze względu aktualną przepustowość stacji uzdatniania (ukończony I etap budowy), maksymalna dobową produkcją wody może wynieść ok. $345 \text{ m}^3/\text{d}$. Z danych udostępnionych przez ZUK w Łękawicy średnia dobową produkcją wody przez zakład w latach 2003 - 2005 wynosiła ok. $200 \text{ m}^3/\text{d}$.

Drenażowe ujęcie wody pobiera wodę z potoku Kocierzanka, będącego dopływem Skawy. Zlewnia potoku jest w ok. 80% powierzchni zalesiona. Szerokość koryta potoku w przekroju ujęcia wynosi około 10 m. Czerpnia ujęcia (drenaż) usytuowana jest przy progu o wysokości piętrzenia ok. 0,5 m. Drenaż (Dr) składa się z pięciu drenów o długości 10 m i średnicy 160 mm, wykonanych z PVC. Drenaż założony jest pod dnem potoku w korycie betonowym o szerokości 10 m, długości ok. 12 m i głębokości ok. 2 m. Dreny ułożone są ze spadkiem 1%, równoległe do osi potoku i przykryte dwuwarstwową obsypką filtracyjną o wysokości ok. 1,7 m. Odstęp między drenami wynosi ok. 2 m. Każdy dren posiada perforację w postaci otworów o średnicy 12 mm, wykonaną na całej powierzchni. Dreny nie posiadają zasuw. Ujmowana za pomocą drenów woda przepływa do jednego zbiorczego rurociągu z PVC (R), o długości 18 m i średnicy 315 mm, którym odprowadzana jest do studni zbiorczej (StZb). Rurociąg wyposażony jest w zasuwę (Z), a jego wylot do studni zbiorczej jest zatopiony. Do tej pory rurociąg jeszcze nigdy nie był zamulony.

Woda gromadzona w studni zbiorczej, z kręgów żelbetowych o średnicy 1,5 m i głębokości ok. 6 m, jest przetłaczana przez dwie pompy zatapialne (w tym jedna rezerwowa) do dwukomorowego filtra powolnego. Następnie woda przepływa do komory wody czystej, gdzie poddawana jest procesowi dezynfekcji za pomocą podchlorynu sodu. Uzdatniona woda tłoczona jest do żelbetowego zbiornika wyrównawczego. W pompowni wody uzdatnionej znajdują się dwie pompy głębinowe (w tym jedna rezerwowa). Ze zbiornika wyrównawczego woda grawitacyjnie rozprowadzana jest do odbiorców.



Rys. 12.13. Schemat ujęcia wody z potoku Kocierzanka dla gminy Łękawica: 1 - drenaż (Dr), 2 - koryto betonowe, 3 - rurociąg zbiorczy (R), 4 - studnia zbiorcza (StZb), 5 - próg piętrzący

Ocena niezawodności ujęcia wody

Analiza pracy ujęcia wody obejmuje okres od 08.07.1997 r. do 30.06.2006 r. Źródłem danych były materiały i informacje uzyskane od kierownika zakładu.

Zebrany materiał wskazuje, że w analizowanym okresie eksploatacji przestoje drenażowego UjW, powodowane ograniczeniami ze strony źródła wody, związane były z wysoką mętnością wody w potoku (przeciętnie dwa razy w roku, przez okres od 1 do 2 dni) oraz powodzią (1997 r. - 7 dni, 2001 r. - 72 h). Materiał uzyskany z badań świadczy, że nie płucze się drenów tylko użytkownik przeciętnie raz w roku czyści wierzchnią warstwę obsypki filtracyjnej przez ok. 8 godzin. Podobnie studnia zbiorcza czyszczona jest raz w roku w czasie 6 godzin.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŹrW) – potok Kocierzanka

- | | |
|---|------------------------------|
| – analizowany okres od 08.07.1997 do 30.06.2006 r. | $T = 78720 \text{ h}$ |
| – liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie | $N_u = 20$ |
| – liczba odcinków pracy w analizowanym okresie | $N_p = 19$ |
| – suma czasów trwania przestojów | $\Sigma t_n = 672 \text{ h}$ |

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8): $T_p = 4107,8 \text{ h}$

Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9): $T_n = 33,6 \text{ h}$

Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŹrW}}$, wg wzoru (5.10): $K_{\text{ŹrW}} = 0,9918868$

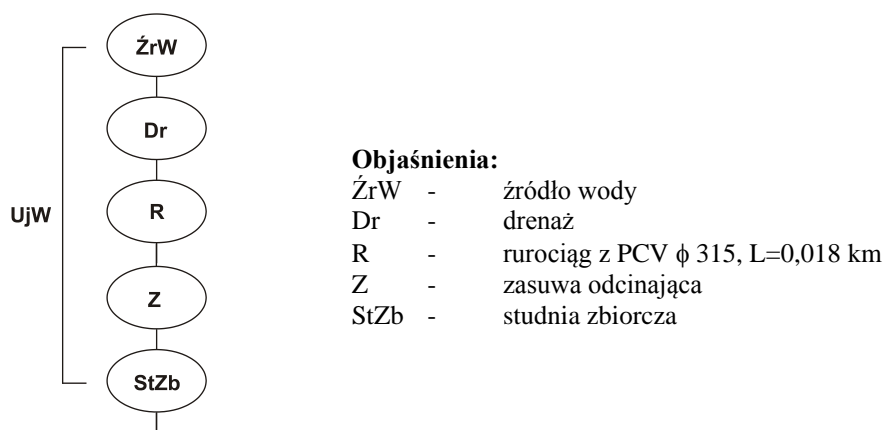
Obliczenie wskaźników niezawodności drenażu (Dr)

- analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 8 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 8752,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 8,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{Dr} = 0,9990867$

Obliczenie wskaźników niezawodności studni zbiorczej (StZb)

- analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 6 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 8754,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 6,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{StZb} = 0,9993151$

Wskaźniki niezawodności elementów drenażowego ujęcia wody



Rys. 12.14. Schemat niezawodnościowy drenażowego ujęcia wody dla gminy Łękawica

Tab. 12.11. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla gminy Łękawica: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4} [1/h]$	$\mu * 10^{-2} [1/h]$	K
ŹrW* źródło wody	2,4344	2,9762	0,9918868
Dr* drenaż	1,1426	12,5	0,9990867
R rurociąg z PVC φ 315, L=0,018 km	0,0055	4,0	0,9999861
Z zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
StZb* studnia zbiorcza	1,1423	16,6667	0,9993151

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności drenażowego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: $\dot{Z}_{rW} + Dr + R + Z + StZb$

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5.

Częstość uszkodzeń U_{jW} :

$$f_{U_{jW}} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 4,7771 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości U_{jW} :

$$K_{U_{jW}} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9900904$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami U_{jW} :

$$T_{pU_{jW}} = \frac{K_{U_{jW}}}{f_{U_{jW}}} = 2072,6 \text{ h}$$

Średni czas odnowy U_{jW} :

$$T_{nU_{jW}} = \frac{1 - K_{U_{jW}}}{f_{U_{jW}}} = 20,7 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń U_{jW} :

$$\lambda_{U_{jW}} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 4,8249 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy U_{jW} :

$$\mu_{U_{jW}} = \frac{1}{T_{nU_{jW}}} = 4,8206 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla gminy Łękawica

Wymagany wskaźnik gotowości badanego U_{jW} wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(U_{jW}) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=1$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (U_{jW} , $PoWSu$, $StUzW$, $PoWUz$, PW),
 $L_j=5$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (U_{jW}), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(U_{jW}) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{2,5} \sqrt{0,9150137} \right]^1 = 0,9911577$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla gminy Łękawica wynosi $K_{U_{jW}} = 0,9900904$, warunek $K_{U_{jW}} \geq K_w(U_{jW})$ nie jest spełniony.

12.1.8. Ujęcie wody z rzeki Dunajec dla miasta Nowy Sącz

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

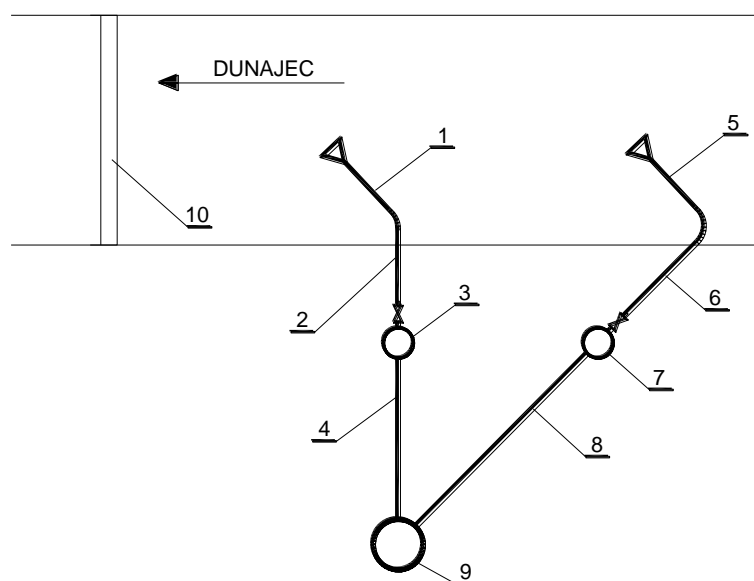
Podsystem dostawy wody dla miast Nowy i Stary Sącz zaopatrywany jest w wodę z dwóch układów zasilania, jednego zlokalizowanego w Świniarsku (UZW1) a drugiego w Starym Sączu (UZW2). Użytkownikami ujęć wody eksploatowanych w ramach wymienionych układów zasilania są Wodociągi Sądeckie, które zaopatrują w wodę ok. 95 tys. mieszkańców miast Nowego i Starego Sącza wraz z sąsiadującymi gminami. W 2006 roku średnia dobowa produkcja wody przez Wodociągi Sądeckie wynosiła 13950 m³/d, z czego 7265 m³/d wody dostarczane było przez UZW1, a 6685 m³/d przez UZW2.

W skład układu zasilania w Świniarsku wchodzi (stan na rok 2006):

- zespolone UjW z rzeki Dunajec (Rys. 12.15) składające się z dwóch nurtowych ujęć wody; ujęcie to zasila rów nawadniający zlokalizowany na terenie stacji uzdatniania wody (StUzW), z którego woda pobierana jest przez 16 studni wierconych,
- infiltracyjne UjW składające się z 11 studni wierconych, rozmieszczonych wzdłuż rzeki Dunajec, w odległości ok. 200 - 300 m od lewego jej brzegu.

Wody pobierane przez oba ujęcia łączą się na terenie StUzW, za filtrami DynaSand.

Średnia dobowa wydajność ujęć wody w Świniarsku w 1996 roku wynosiła 17852 m³/d, w 2004 roku 9340 m³/d, natomiast w 2006 roku 7265 m³/d (w tym 6485 m³/d pobierane było przez zespolone ujęcie wody, a 780 m³/d przez ujęcie infiltracyjne). Maksymalna zdolność produkcyjna zespolonego UjW to ok. 19000 m³/d. W analizowanym okresie 11 lat, dla rozpatrywanego UZW1 odnotowano spadek produkcji o ok. 59%.



Rys. 12.15. Schemat ujęcia wody z rzeki Dunajec dla miasta Nowy Sącz: 1 – czerpnia nr 2 ujęcia zespolonego (Cz N2), 2 - rurociąg odprowadzający (R2), 3 - studnia kontrolna (StKo2), 4 - rurociąg odprowadzający (R4), 5 - czerpnia nr 3 ujęcia zespolonego (Cz N3), 6 - rurociąg odprowadzający (R3), 7 - studnia kontrolna (StKo3), 8 - rurociąg odprowadzający (R5), 9 - studnia zbiorcza (StZb), 10 - ażurowy próg piętrzący

Ujęcie wody zlokalizowane jest w km 110 + 780 rzeki Dunajec, w odległości ok. 1 km od StUzW. Do roku 1982 ujęcie to posiadało tylko jedną czerpnię typu lekkiego (Cz N1), umiejscowioną powyżej ażurowego progu piętrzącego. Ze względu na zwiększone zapotrzebowanie na wodę przystąpiono do rozbudowy ujęcia i w roku 1984 uruchomiono dwie kolejne czerpnie (Cz N2 i Cz N3), usytuowane powyżej Cz N1. Obecnie pracują tylko czerpnie Cz N2 i Cz N3. Czerpnie te wykonane są w postaci wlotu poszerzonego (stożkowego), zabezpieczonego przed napływem części stałych kratą o prześwicie ok. 80 mm

między prętami. Czerpnie stanowią zakończenie rurociągów stalowych, wyprowadzonych w nurt rzeki na odległość ok. 5 m. Rurociągi skierowane są zgodnie z kierunkiem przepływu rzeki. Czerpnie podparte są od spodu kamieniami i ujmują średnio 130 - 140 m³/h każda. Porównanie tej wartości z maksymalną zdolnością produkcyjną ujęcia (700 - 800 m³/h) świadczy, że dla zapewnienia wymaganej produkcji wody, wystarczająca jest sprawność tylko jednej z dwóch pomp (stanowią dla siebie rezerwę).

Ujmowana za pomocą pomp Cz N2 i Cz N3 woda odprowadzana jest stalowymi rurociągami grawitacyjnymi (R2 i R3) do studni kontrolnych (StKo2 i StKo3) o średnicy 1,5 m i głębokości 4 m. Każdy z rurociągów odprowadzających R2 i R3, o średnicy 500 mm oraz długości 7 m (R2) i 50 m (R3), wyposażony jest w zasuwę odcinającą. Studnie kontrolne StKo2 i StKo3 usytuowane są na lewym brzegu rzeki, a odległość pomiędzy nimi wynosi ok. 200 m. Ze studni woda przepływa grawitacyjnie do studni zbiorczej (StZb), rurociągami stalowymi R4 i R5, o średnicy 500 mm i długości odpowiednio 125 m (R4) oraz 200 m (R5).

Ze studni zbiorczej, zlokalizowanej w bezpośrednim sąsiedztwie pompowni wody surowej (PoWSu), woda tłoczona jest do StUzW. W PoWSu znajdują się trzy pompy niskiego tłoczenia, w tym dwie rezerwowe. Dopływająca do StUzW woda rozdzielana jest na dwa strumienie. Pierwszy strumień kierowany jest do otwartych zbiorników wody surowej, pełniących również rolę osadników, w których możliwe jest prowadzenie procesu wstępnej koagulacji z wykorzystaniem chlorku poliglinu. Natomiast drugi strumień wykorzystywany jest do zasilania rowu nawadniającego.

Ze zbiorników wody surowej woda tłoczona jest na filtry DynaSand (12 szt.), gdzie przebiega proces koagulacji kontaktowej oraz filtracji. Następnie woda poddawana jest dezynfekcji z wykorzystaniem promieniowania UV i kierowana do zbiorników wody czystej (Zb1 i Zb2), gdzie przeprowadzana jest dodatkowa dezynfekcja chlorem gazowym. Ze zbiorników wody czystej, pompami wysokiego tłoczenia, woda tłoczona jest do sieci dystrybucji.

Woda kierowana do rowu nawadniającego jest następnie ujmowana za pomocą zespołu 16 studni (aktualnie eksploatowanych 14) i wprowadzana do ciągu technologicznego przed filtrami DynaSand. Opcjonalnie woda może być również włączana przed lampą UV lub kierowana bezpośrednio do zbiornika wody czystej (Zb3) i poddawana procesowi dezynfekcji.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Ocenę pracy zespolonego ujęcia wody z rzeki Dunajec przeprowadzono dla okresu od 23 kwietnia 1996 roku do 6 listopada 2006 roku, na podstawie raportów laboratorium oraz wywiadów z użytkownikiem ujęcia. Zebrany materiał umożliwił wyznaczenie mierników niezawodności źródła wody oraz pozostałych elementów UjW.

Przy ocenie źródła wody wykorzystano dane zebrane na temat losowych zdarzeń, takich jak powódź czy podwyższona wartość mętności. Z informacji uzyskanych od użytkownika wynika, że przy mętności wody w rzece przekraczającej 50 NTU ujęcie jest wyłączane z eksploatacji. W badanym okresie czasu odnotowano 36 przerw w pracy zespolonego UjW, spowodowanych ograniczeniami ze strony źródła wody.

Występujące w źródle zjawiska śrężowo-lodowe powodują utrudnienia w eksploatacji pomp nurtowego ujęcia wody (konieczność czyszczenia). W badanym okresie zdarzały się przypadki wciągania śrężu do pompy, czego skutkiem było jednorazowe wyłączenie z eksploatacji pompy nr 2, na 24 godziny. Nie spowodowało to jednak przestoju zespolonego UjW czy nawet spadku jego wydajności, ze względu na sprawnie działającą pompę nr 3. Przerwy w pracy pompy nr 2, założonej wyżej od dna niż pompa nr 3, związane są również z wystąpieniem niżówek.

Zebrany materiał wskazuje, że przestoje w pracy ujęcia powodowane są również koniecznością czyszczenia ujęcia z różnego rodzaju zanieczyszczeń stałych, takich jak liście,

gałęzie czy odpady komunalne. Użytkownik zobligowany jest do ciągłej kontroli stanu czystości koryta rzeki w przekroju ujęcia. Dokładne czyszczenie koryta rzeki i czerpni ujęcia przeprowadzane jest co najmniej 2 razy w roku, co wiąże się z wyłączeniem ujęcia na ok. 8 godzin. Dodatkowo każda z czerpni, przeciętnie raz w roku, czyszczona jest za pomocą wozu WUKO przez ok. 4 godziny. Studnie kontrolne czyszczone są przeważnie dwa razy w roku, równoległe z czerpniami. Czas czyszczenia każdej ze studni wynosi ok. 4 h. Natomiast studnia zbiorcza czyszczona jest przeciętnie raz w roku, przez ok. 8 h.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW) – rzeka Dunajec

– analizowany okres od 23.04.1996 r. do 06.11.2006 r.	$T = 92400 \text{ h}$
– liczba przestoju wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 36$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 35$
– suma czasów trwania przestoju	$\Sigma t_n = 600 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 2622,8 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 16,7 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW}} = 0,9936857$

Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni nr 2 (Cz N2)

– analizowany okres 10 lat	$T = 87648 \text{ h}$
– liczba przestoju w analizowanym okresie	$N_u = 45$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 45$
– suma czasów trwania przestoju	$\Sigma t_n = 800 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1929,9 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 17,8 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz N2}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Cz N2}} = 0,9908726$

Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni nr 3 (Cz N3)

– analizowany okres 10 lat	$T = 87648 \text{ h}$
– liczba przestoju w analizowanym okresie	$N_u = 30$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 30$
– suma czasów trwania przestoju	$\Sigma t_n = 200 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 2914,9 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 6,7 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz N3}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Cz N3}} = 0,9977181$

Obliczenie wskaźników niezawodności studni kontrolnej (StKo2 i StKo 3)

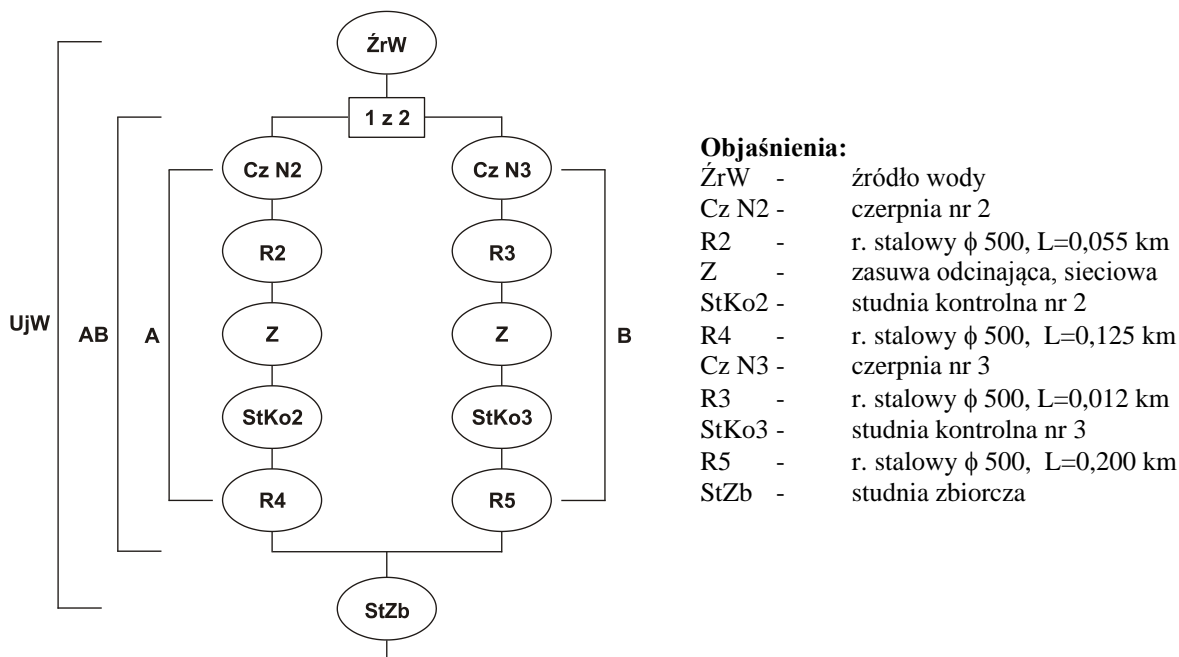
– analizowany okres 2 lata	$T = 17520 \text{ h}$
– liczba przestoju w analizowanym okresie	$N_u = 4$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 4$
– suma czasów trwania przestoju	$\Sigma t_n = 16 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 4376,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 4,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{StKo} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{StKo}} = 0,9990868$

Obliczenie wskaźników niezawodności studni zbiorczej (StZb)

- analizowany okres 2 lata T = 17520 h
 - liczba przestojów w analizowanym okresie N_u = 2
 - liczba odcinków pracy w analizowanym okresie N_p = 2
 - suma czasów trwania przestojów Σt_n = 16 h
- Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8): T_p = 8752,0 h
 Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9): T_n = 8,0 h
 Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{StZb}, wg wzoru (5.10): K_{StZb} = 0,9990867

Wskaźniki niezawodności elementów zespolonego ujęcia wody



Rys. 12.16. Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Nowy Sącz

Tab. 12.12. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Nowy Sącz: intensywności uszkodzeń λ, intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	λ * 10 ⁻⁴ [1/h]	μ * 10 ⁻² [1/h]	K
ŻrW*	3,8126	6,0	0,9936857
Cz N2*	5,1815	5,625	0,9908726
R2	0,0071	4,0	0,9999821
Z	0,1	5,0	0,9998000
StKo2*	2,2852	25,0	0,9990868
R4	0,0162	4,0	0,9999594
Cz N3*	3,4306	15,0	0,9977181
R3	0,0016	4,0	0,9999961
StKo3*	2,2852	25,0	0,9990868
R5	0,026	4,0	0,9999350
StZb*	1,1426	12,5	0,9990867

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zespolonego ujęcia wody

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.13.

Tab. 12.13. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Nowy Sącz: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	$f * 10^{-4}$ [1/h]	K
A szeregową	7,59	7,3015	7,512	0,9897118
B szeregową	5,8434	16,8248	5,8231	0,9965390
AB równoległa „1z2”	0,0859	24,1264	0,0859	0,9999644

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 5,0046 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9927429$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 1983,7 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 14,5 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 5,0411 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 6,8961 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla miasta Nowy Sącz

Wymagany wskaźnik gotowości badanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=2$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, PoWSu, StUzW, PoWUz, PW),
 $L_j=5$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9740959$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i III kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $50000 < M_k < 500000$).

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{3,5} \sqrt{0,9740959} \right]^1 = 0,9982518$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zespolonego ujęcia wody dla miasta Nowy Sącz wynosi $K_{UjW} = 0,9927429$, warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$ nie jest spełniony.

12.1.9. Ujęcia wody z potoku Poniczanka i rzeki Raby dla miasta Rabka

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

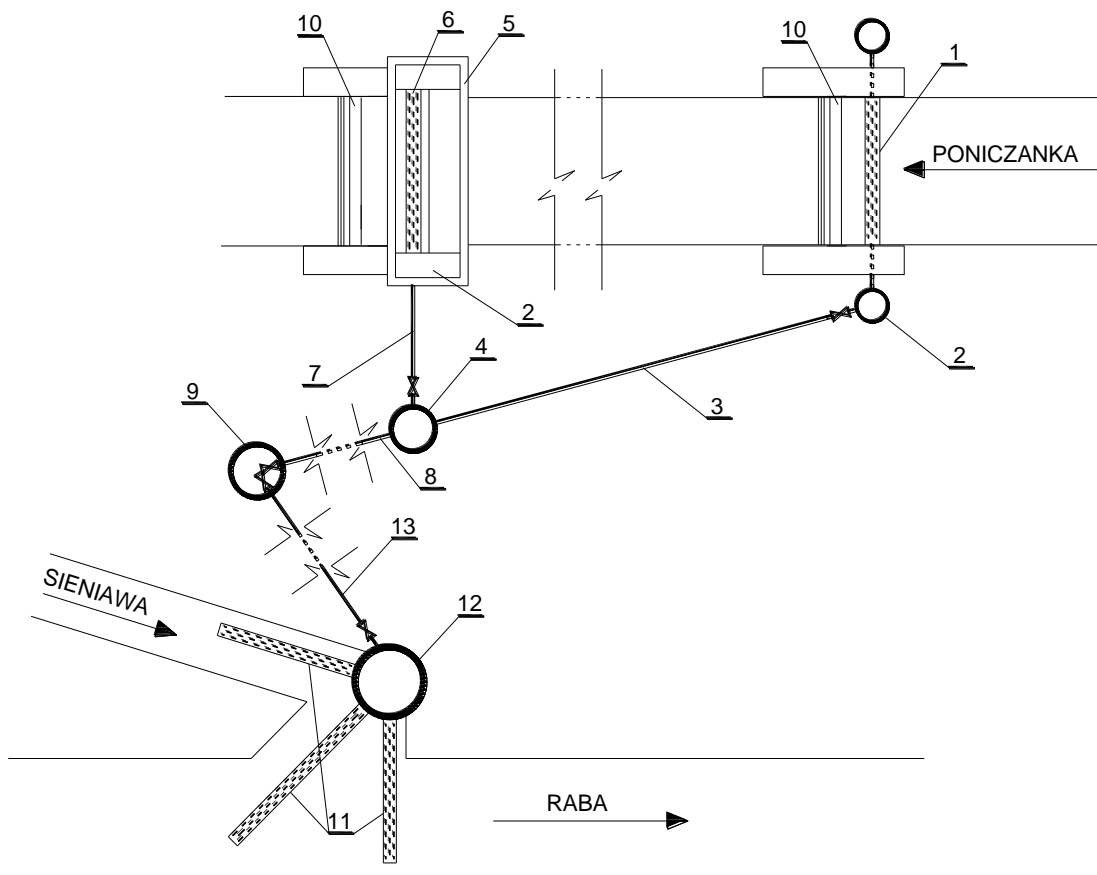
- Miasto Rabka zaopatrywane jest w wodę z dwóch układów zasilania (UZW1 i UZW2):
- UZW1 obejmuje zespolone ujęcie wody, które składa się z dwóch zatopionych ujęć pobierających wodę z różnych źródeł zasilania:
 - ujęcia wody „Poniczanka” z potoku Poniczanka (UjW_P); woda z tego ujęcia zasila ujęcie infiltracyjne zlokalizowane na terenie stacji uzdatniania wody,
 - ujęcia wody „Raba” z rzeki Raby (UjW_R),
 - UZW2 obejmuje progowe ujęcie wody „Luboński” z potoku Lubońskiego.
- Użytkownikiem ujęć wody jest Zakład Wodociągów i Kanalizacji (ZWiK) w Rabce, a liczba zaopatrywanych przez niego w wodę mieszkańców wynosi ok. 15,5 tys. W 2006 roku średnia dobowa produkcja wody przez ZWiK w Rabce wynosiła 2900 m³/d. Natomiast maksymalna zdolność produkcyjna ujęć wody wynosi ok. 7400 m³/d. W latach 1996-2006 zaobserwowano 7% spadek produkcji wody.

W przypadku zespolonego ujęcia wody „Poniczanka” - „Raba” (Rys. 12.17), UjW_P jest ujęciem podstawowym, natomiast UjW_R rezerwowym, które eksploatowane jest przy nieodpowiedniej jakości wody w potoku Poniczanka (np. podwyższona mętność). Możliwa jest również równoczesna eksploatacja obu ujęć, np. w wyniku zwiększonego zapotrzebowania na wodę, czy awarii UZW2. W 2006 roku średnia dobowa wydajność zespolonego ujęcia wody UjW_P - UjW_R wynosiła ok. 2145 m³/d.

Ujęcie wody „Poniczanka” (UjW_P) obejmuje dwa zatopione ujęcia wody zlokalizowane w potoku Poniczanka, które eksploatowane są w układzie szeregowym. Średnia dobowa wydajność UjW_P w 2006 roku wynosiła ok. 1900 m³/d, natomiast maksymalna ok. 2600 m³/d. Pierwsze z zatopionych ujęć wody, usytuowane w km 1 + 630 potoku Poniczanka, zostało wybudowane w 1967 roku. Ujęcie znajduje się w odległości ok. 370 m od stacji uzdatniania wody (StUzW). Początkowo było to typowe drenażowe ujęcie wody z drenem założonym pod dnem potoku. W roku 1987 w ramach modernizacji wykonano zatopione UjW, z czerpnią z perforowanej rury stalowej (Cz Z1a), które pracuje do chwili obecnej. Rura perforowana, o średnicy 400 mm i długości 15 m, posiada perforację w postaci szczelin o wymiarach 8 x 180 mm, wykonanych w górnej części rury. Czerpnia założona jest 0,5 m poniżej krawędzi progu piętrzącego, na całej szerokości potoku, a po obu stronach rzeki zakończona jest studzienką rewizyjną. Ze studzienki rewizyjnej znajdującej się na lewym brzegu rzeki woda odprowadzana jest grawitacyjnie rurociągiem kamionkowym (R1a), o średnicy 250 mm i długości ok. 150 m (zaopatrzony w zasuwę). Woda przepływa do studni kontrolnej (StKo1), o średnicy 0,8 m i głębokości ok. 2 m, do której doprowadzana jest również woda z drugiego ujęcia wody. Drugie ujęcie wody wybudowane zostało w 1974 roku. Ujęcie usytuowane jest w km 1 + 715 potoku, tuż przed kolejnym progiem piętrzącym. To ujęcie również pierwotnie wykonane zostało jako ujęcie drenażowe. Czerpnię ujęcia stanowiły dwa dreny założone w przylegających do progu piętrzącego korytach betonowych. W 1985 roku, w korycie usytuowanym bezpośrednio przy progu piętrzącym założono (ok. 0,3 m poniżej zwierciadła wody) perforowaną rurę stalową o średnicy 400 mm i długości 10 m oraz perforacji w postaci szczelin o wymiarach 8 x 180 mm, wykonanych w górnej części rury. Według użytkownika obecnie drenaż nie pracuje, a perforowana rura jest jedynym elementem ujmującym wodę. Perforowana rura stanowi czerpnię (Cz Z1b) drugiego zatopionego ujęcia wody. Ujmowana za pomocą rury woda przepływa do usytuowanej na lewym brzegu betonowej studzienki rewizyjnej, starego ujęcia drenażowego. Ze studzienki

woda odprowadzana jest grawitacyjnym rurociągiem kamionkowym (R1b) do studni kontrolnej StKo1. Rurociąg R1b, o średnicy 250 mm i długości ok. 50 m, wyposażony jest w zasuwę.

Ze studni kontrolnej (StKo1) woda przepływa grawitacyjnie, przewodem betonowym (R1c) o średnicy 250 mm i długości ok. 220 m, do studni zbiorczej (StZb). Przewód R1c zaopatrzone w zasuwę. Studnia zbiorcza, o średnicy 1 m i głębokości ok. 2 m, zlokalizowana jest na terenie StUzW. Ze studni zbiorczej woda kierowana jest do osadnika, który pełni również funkcję basenu nawadniającego. Woda dopływająca do basenu zasila ujęcie infiltracyjne, składające się z 11 studni kopanych wykonanych z kręgów betonowych o średnicy 1 m i głębokości 4-5 m. Z osadnika woda przepływa na 5 filtrów powolnych. Następnie kierowana jest do studni, gdzie dawkowany jest podchloryn sodu. Ze studni woda tłoczona jest do sieci dystrybucji.



Rys. 12.17. Schemat zespolonego ujęcia wody dla miasta Rabka: 1 - czerpnia nr 1 UjW_P (Cz Z1a), 2 - studzienka rewizyjna, 3 - rurociąg odprowadzający (R1a), 4 - studnia kontrolna UjW_P (StKo1), 5 - koryto betonowe, 6 - czerpnia nr 2 UjW_P (Cz Z1b), 7 - rurociąg odprowadzający (R1b), 8 - przewód betonowy (R1c), 9 - studnia zbiorcza (StZb), 10 - próg piętrzący, 11 - czerpnia UjW_R (Cz Z2), 12 - studnia kontrolna UjW_R (StKo2), 13 - rurociąg odprowadzający (R2)

Natomiast rezerwowe ujęcie wody z rzeki Raby (UjW_R) uruchomione zostało w 1982 roku. Ujęcie usytuowane jest w km 119 + 800 rzeki, w miejscowości Raba Wyżna. Jego maksymalna wydajność wynosi ok. 3500 m³/d. Czerpnię ujęcia (Cz Z2) stanowią trzy stalowe, perforowane rury o średnicy 300 mm i jedna o długości 18 m a dwie pozostałe 12 m. Rury posiadają perforację w postaci szczelin o szerokości 10 mm i długości 200 mm, wykonanych jedynie w górnej połowie rury. Rury usytuowane są na dnie rzeki (0,3 m poniżej średniego poziomu zwierciadła wody) i obłożone po bokach kamieniem łamanym. Ujmowana woda przepływa do studni kontrolnej (StKo2) o średnicy 1,5 m, usytuowanej przy lewym brzegu rzeki. Woda ze studni odprowadzana jest grawitacyjnie do oddalonej o ok. 12 km stacji uzdatniania, rurociągiem (R2) zaopatrzonym w zasuwy. W przeważającym fragmencie jest to rurociąg stalowy (R2a) o średnicy początkowo 700 mm, a następnie stopniowo zredukowanej do 400 mm. Jedynie na odcinku ok. 1,5 km, rurociąg stalowy o średnicy 400 mm został zastąpiony rurociągiem z PE o średnicy 250 mm (R2b). Woda z UjW_R doprowadzana jest do studni zbiorczej (StZb) na terenie StUzW, do której dopływa woda ujmowana z potoku Poniczanka.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Analizę pracy zespolonego ujęcia wody dla miasta Rabka przeprowadzono dla okresu od sierpnia 1996 roku do czerwca 2004 roku. Analizę wykonano w oparciu o informacje uzyskane z dziennych raportów laboratorium oraz wywiadów przeprowadzonych z użytkownikiem ujęcia. W podanym okresie czasu eksploatowane były oba zatopione ujęcia wody. W lipcu 2004 roku wyłączono z użytkowania UjW_R i przystąpiono do trwającej ponad rok modernizacji rurociągu odprowadzającego R2.

Analiza jakości wody w obu ciekach wykazała, że w badanym okresie czasu rzadko występowały długotrwałe podwyższone wartości mętności. Jednakże, ze względu na technologię uzdatniania wody (brak koagulacji) już wystąpienie w potoku Poniczanka wody o mętności 15-20 mg/l SiO₂ zazwyczaj wiązało się z wyłączeniem z eksploatacji ujęcia podstawowego (UjW_P) i uruchomieniem ujęcia awaryjnego (UjW_R). W badanym okresie czasu, takich ograniczeń ze strony źródła wody odnotowano odpowiednio 146 dla potoku Poniczanka oraz 120 dla rzeki Raby. W oparciu o informacje uzyskane od użytkownika, przyjęto czas trwania przekroczeń od 4 do 8 godzin. Natomiast nie zaobserwowano żadnych utrudnień w eksploatacji ujęć wody związanych ze zjawiskami śryżowo-lodowymi występującymi w źródłach wody.

Czerpnie z rur perforowanych (Cz Z1a/b) ujęcia wody „Poniczanka”, czyszczone są w zależności od jakości wody w źródle od 4 do 10 razy w ciągu roku. Czyszczenie obejmuje usunięcie naniesionego w obrębie czerpni materiału oraz przepłukanie rur z wykorzystaniem wozu WUKO. Czas trwania czyszczenia to łącznie dla obu rur ok. 4-6 godzin. Natomiast w przypadku ujęcia wody z rzeki Raby (UjW_R), perforowane rury ujmujące (Cz Z2) płukane są od 2 do 8 razy w roku, a czas czyszczenia wszystkich trzech to ok. 2 godziny. Częstotliwość takich czyszczeń uzależniona jest od jakości wody w źródle. Ponadto, z uwagi na zamulanie kamienia łamanego znajdującego się po bokach perforowanych rur, przeciętnie 2 razy w roku (wiosna, jesień) przeprowadzana jest jego wymiana, co zajmuje ok. 2 dni.

Równoległe z czerpniami UjW_R czyszczona jest również studnia kontrolna (StKo2) zlokalizowana przy lewym brzegu rzeki. Czyszczenie studni wykonywane jest ręcznie i trwa przeciętnie ok. 1 do nawet 3 godzin.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW1) – potok Poniczanka

– analizowany okres od 05.09.1996 r. do 21.06.2004 r.	$T = 68328 \text{ h}$
– liczba przestoju wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 146$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 145$
– suma czasów trwania przestoju	$\Sigma t_n = 1224 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 462,8 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 8,4 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW1}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW1}} = 0,9822069$

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW2) – rzeka Raba

– analizowany okres od 26.08.1996 r. do 12.06.2004 r.	$T = 68352 \text{ h}$
– liczba przestoju wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 120$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 121$
– suma czasów trwania przestoju	$\Sigma t_n = 1024 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 565,8 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 8,5 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW2}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW2}} = 0,9851417$

Obliczenie wskaźników niezawodności czepni UjW_P (Cz Z1a/b)

– analizowany okres 6 lat	$T = 52584 \text{ h}$
– liczba przestoju w analizowanym okresie	$N_u = 36$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 36$
– suma czasów trwania przestoju	$\Sigma t_n = 108 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1457,7 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 3,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz Z1a/b}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Cz Z1a/b}} = 0,9979461$

Obliczenie wskaźników niezawodności czepni UjW_R (Cz Z2)

– analizowany okres 6 lat	$T = 52584 \text{ h}$
– liczba przestoju w analizowanym okresie	$N_u = 36$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 36$
– suma czasów trwania przestoju	$\Sigma t_n = 432 \text{ h}$

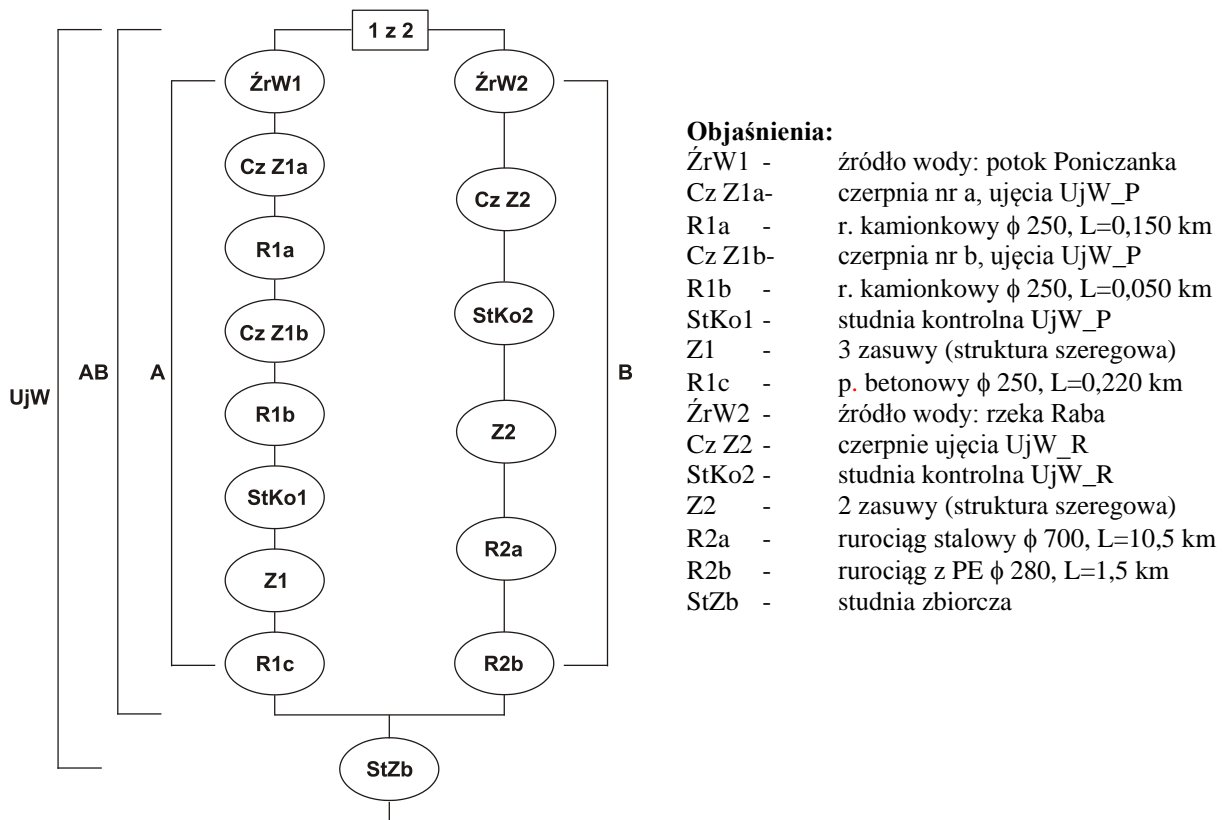
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1448,7 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 12,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz Z2}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Cz Z2}} = 0,9917846$

Obliczenie wskaźników niezawodności studni kontrolnej UjW R (StKo2)

- analizowany okres 6 lat	$T = 52584 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 24$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 24$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 42 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 2189,2 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 1,7 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{StKo2} , wg wzoru (5.10):	$K_{StKo2} = 0,9992013$

Wskaźniki niezawodności elementów zespolonego ujęcia wody UjW P - UjW R



Rys. 12.18. Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Rabka

Tab. 12.14. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Rabka: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
ŻrW1* źródło wody: potok Poniczanka	21,6082	11,9281	0,9822069
Cz Z1a* czerpnia nr a UjW_P	6,8603	33,3333	0,9979461
R1a r. kamionkowy ϕ 250, L=0,150 km	0,0285	4,0	0,9999287
Cz Z1b* czerpnia nr b UjW_P	6,8603	33,3333	0,9979461
R1b r. kamionkowy ϕ 250, L=0,050 km	0,0095	4,0	0,9999762
StKo1 studnia kontrolna UjW_P	0,6	8,333	0,9992805
Z zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
Z1 3 zasuwy (struktura szeregową, jednorodną)	0,3	4,9980	0,9994001
R1c p. betonowy ϕ 250, L=0,220 km	0,0418	4,0	0,9998955
ŻrW2* źródło wody: rzeka Raba	17,6747	11,7187	0,9851417
Cz Z2* czerpnia UjW_R	6,9029	8,3333	0,9917846
StKo2* studnia kontrolna UjW_R	4,5678	57,1428	0,9992013
Z2 2 zasuwy (struktura szeregową, jednorodną)	0,2	4,9985	0,9996000
R2a rurociąg stalowy ϕ 700, L=10,5 km	1,26	4,0	0,9968599
R2b rurociąg z PE ϕ 280, L=1,5 km	0,2850	4,0	0,9992880
StZb studnia zbiorcza	0,138	2,3792	0,9994203

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zespolonego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: zespół AB + StZb

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.15.

Tab. 12.15. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Rabka: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	f * 10^{-4} [1/h]	K
A szeregową	36,3086	15,2142	35,4623	0,9766914
B szeregową	30,8903	10,7710	30,0291	0,9721205
AB równoległa „1z2”	1,6897	25,9853	1,6886	0,9993502

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 1,8277 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9987708$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 5471,3 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 6,7 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 1,8277 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 14,8514 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla miasta Rabka

Wymagany wskaźnik gotowości badanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_W(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_W(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=2$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, StUzW, PoWUz, PW), $L_j=4$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW), $B_j=1$,

$K_W(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_W(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_W(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_W(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{3,4} \sqrt{0,9150137} \right]^1 = 0,9926260$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla miasta Rabka wynosi $K_{UjW} = 0,9987708$, warunek $K_{UjW} \geq K_W(UjW)$ jest spełniony.

12.1.10. Ujęcie wody z rzeki Skawinki dla miasta Skawina

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

Miasto Skawina zaopatrywane jest w wodę z trzech niezależnych układów zasilania (stan na rok 2006). Dwa z nich, tj. układ zasilania ze stacją uzdatniania wody (StUzW) w Skawinie (UZW1) oraz układ zasilania ze StUzW w Pozowicach, użytkowane są przez Zakład Wodociągów i Kanalizacji w Skawinie i pokrywają ok. 90% zapotrzebowania miasta. Pozostałe 10% stanowi zakup wody podziemnej z Elektrowni w Skawinie. Zakład Wodociągów i Kanalizacji w Skawinie zaopatruje w wodę ok. 25 tys. mieszkańców miasta i jego okolic.

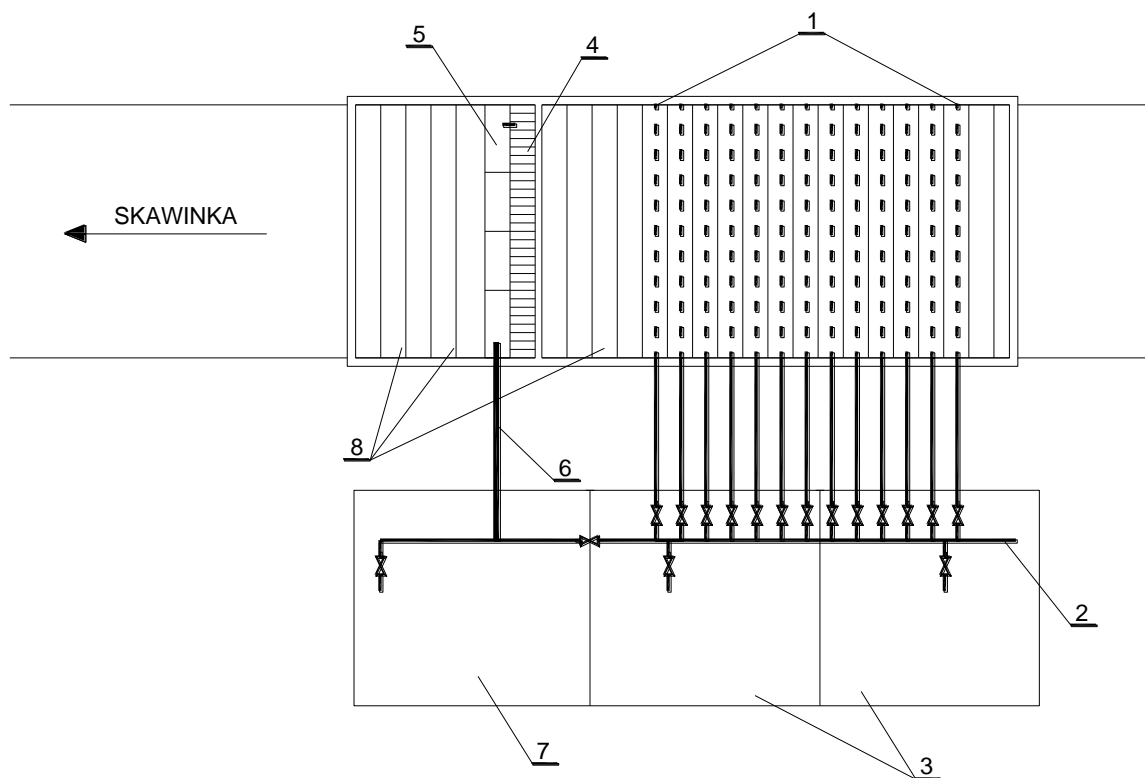
W skład układu zasilania w wodę UZW1 wchodzi:

- zespolone ujęcie wody drenażowo-progowe z rzeki Skawinki,
- infiltracyjne ujęcie wody usytuowane przy ujęciu wody powierzchniowej; ujęcie składa się z sześciu drenów założonych w brzegu rzeki, z których woda pobierana jest do dwóch studni szybowych; maksymalna wydajność ujęcia wynosi 2340 m³/d,
- infiltracyjne ujęcie wody wykonane na terenie StUzW w postaci studni wierconej o wydajności 360 m³/d.

Średnia dobowo produkcja wody przez UZW1 wynosiła w:

- 2004 roku 5230 m³/d, z czego 3930 m³/d wody dostarczane było przez drenażowo-progowe ujęcie wody, a 1300 m³/d przez studnie szybowe,
- 2006 roku 5640 m³/d, z czego 3400 m³/d wody dostarczane było przez drenażowo-progowe ujęcie wody, a 2240 m³/d łącznie przez oba ujęcia infiltracyjne.

Zespolone ujęcie wody drenażowo-progowe (Rys. 12.19), usytuowane jest w km 5 + 500 rzeki Skawinki. Drenażowe UjW jest podstawowym, natomiast ujęcie progowe stanowi rezerwę i uruchamiane jest w przypadku podwyższonej mętności wody w cieku czy awarii drenażowego UjW. Z doświadczenia użytkownika wynika, że w przypadku wzrostu mętności wody w rzece powyżej 300 mg/l SiO₂, wskazane jest wyłączenie drenażowego ujęcia wody celem uniknięcia zamulenia obsypki filtracyjnej.



Rys. 12.19. Schemat ujęcia wody z rzeki Skawinki dla miasta Skawina: 1 - drenaż (Dr), 2 - rurociąg zbiorczy (R1), 3 - komory studni zbiorczej (StZb 12K), 4 - galeria ujmująca progowego UjW (Cz P), 5 - piaskownik (P), 6 - rurociąg odprowadzający (R2), 7 - komora studni zbiorczej (StZb 3K), 8 - przykrycia betonowych komór nieczynnego drenażu

Obecnie eksploatowane drenażowe ujęcie wody zostało uruchomione w sierpniu 2004 roku, w wyniku modernizacji starego ujęcia drenażowego. Pierwsze drenażowe UjW pracowało w latach 1969 - 1979 i zastąpione zostało przez ujęcie progowe, ze względu na spadek wydajności drenów. Aktualne drenażowe UjW, o maksymalnej wydajności 5280 m³/d, składa się z 13 nowych drenów wykonanych z rur PVC o średnicy 160 mm i długości 12 m. Dreny (Dr) założone są ze spadkiem 5% w korytach betonowych o głębokości 1 m, usytuowanych prostopadle do osi cieku i przykrytych od góry płytami ażurowymi. Dwuwarstwową obsypkę filtracyjną drenu tworzy warstwa podtrzymująca z ziaren o średnicy 4-8 mm i wysokości 0,3 m oraz warstwa filtracyjna z ziaren 2-4 mm i wysokości 0,7 m. Dreny posiadają perforację w postaci szczelin o szerokości 3 mm i długości ok. 100-150 mm. Ujmowana za pomocą drenów woda przepływa, rurociągami zaopatrzonymi w zasuwy, do rurociągu zbiorczego (R1) o średnicy 300 mm i długości ok. 10 m. Z rurociągu R1 woda odprowadzana jest do dwóch komór studni zbiorczej (StZb 12K).

Drenażowe UjW wyposażone jest w instalację płuczącą, umożliwiającą systematyczne płukanie drenów wodą lub wodą i powietrzem. Częstotliwość płukania drenów uzależniona jest od jakości wody w źródle. Sygnałem do przeprowadzenia płukania jest spadek wydajności drenażu poniżej 210 m³/h. Drenaż płukany jest również dodatkowo po pojawieniu

się wody o wysokiej mętności. Płukanie realizowane jest sekcjami obejmującymi odpowiednio 4, 4, 3 i 2 dreny. Średni czas płukania całego drenażu to ok. 45 min.

Progowe ujęcie wody zostało wybudowane w 1979 roku, a jego maksymalna wydajność wynosi 9000 m³/d. Ujęcie to wykonano wykorzystując dwa koryta betonowe starego drenażowego UjW, o długości 12 m i szerokości 0,6 m. Pierwsze koryto (od strony górnej wody) przeznaczono na galerię ujmującą i przykryto stalową kratą. Kratę wykonano z płaskowników o wymiarach 50 x 8 mm i prześwicie 8 mm. Ujmowana za pomocą galerii (Cz P) woda przepływa do przyległego koryta krótkim rurociągiem stalowym, o średnicy 400 mm. Drugie koryto, przykryte płytami stalowymi, pełni funkcję piaskownika. Z piaskownika (P) woda odprowadzana jest do trzeciej komory studni zbiorczej (StZb 3K) rurociągiem grawitacyjnym, do którego wlot umieszczono w górnej części piaskownika. Jest to rurociąg stalowy (R2) o średnicy 400 mm i długości 8 m, zaopatrzony w zasuwę. Piaskownik dodatkowo posiada rurociąg spustowy (wyposażony w zasuwę) o średnicy 200 mm, który umożliwia odprowadzenie zgromadzonego osadu poniżej ujęcia.

Studnia zbiorcza składa się z trzech komór o wymiarach 5,5 x 5,5 m i wysokości 3 m. Woda z drenów trafia do dwóch komór studni zbiorczej (StZb 12K). Do trzeciej komory (StZb3) doprowadzana jest woda z ujęcia progowego. Ze studni zbiorczej woda tłoczona jest wspólnym rurociągiem do StUzW. Do rurociągu tłocznego doprowadzana jest również woda ujmowana za pomocą ujęcia infiltracyjnego (studnie szybowe). W StUzW prowadzony jest proces koagulacji siarczanem glinu (w przypadku wody ujmowanej przez ujęcie progowe), filtracji na filtrach pospiesznych oraz dezynfekcji z wykorzystaniem promieniowania UV i podchlorynu sodu. Podchloryn sodu dozowany jest do rurociągu przed zbiornikiem wody uzdatnionej, z którego woda tłoczona jest do sieci dystrybucji.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Ocenę pracy zespolonego ujęcia wody drenażowo-progowego z rzeki Skawinki przeprowadzono dla okresu od 3 sierpnia 2004 roku do 29 czerwca 2006 roku, w oparciu o dzienne raporty zmianowe oraz wywiady przeprowadzone z użytkownikiem ujęcia.

Analiza jakości wody w rzece Skawince wykazała, że w badanym okresie aż 12 razy wystąpiły długotrwałe stany podwyższonej mętności (od 1000 do 8000 mg/l SiO₂) oraz jedno zdarzenie incydentalne, tj. wyciek oleju. Z informacji uzyskanych od użytkownika wynika, że dla zapewnienia poprawnej i ekonomicznej eksploatacji czerpni drenażowego ujęcia wody, wskazane jest jego wyłączenie już w przypadku mętności przekraczającej 300 mg/l SiO₂ i w razie konieczności uruchomienie rezerwowego ujęcia progowego. W analizowanym okresie odnotowano 9 przerw w pracy drenażowego UjW, związanych z jakością wody w źródle.

W badanym okresie nie wystąpiły problemy z zamarzaniem kraty progowego ujęcia wody, jak również inne awarie kraty czy galerii ujmującej. Ponieważ obecnie rezerwowe, progowe UjW eksploatowane jest sporadycznie, wskaźniki niezawodności czerpni ujęcia przyjęto z badań J. Filimowskiego [40]. Natomiast piaskownik, zlokalizowany przy galerii ujmującej, czyszczony jest przeciętnie raz w roku, nie zależnie jak często ujęcie jest eksploatowane. Czyszczenie polega na ręcznym usunięciu piasku i trwa ok. 4 godzin. Z kolei trzecia komora studni zbiorczej, do której odprowadzana jest woda z ujęcia progowego, czyszczona jest średnio raz na 2 lata przez ok. 4 godziny.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW) – rzeka Skawinka

– analizowany okres od 03.08.2004 r. do 29.06.2006 r.	$T = 16704 \text{ h}$
– liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 13$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 12$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 310 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1366,2 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 23,8 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW}} = 0,9828446$

Obliczenie wskaźników niezawodności drenażu (Dr)

– analizowany okres od 29.08.2004 r. do 19.05.2006 r.	$T = 15096 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 9$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 8$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 149 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1868,4 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 16,5 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Dr}} = 0,9912169$

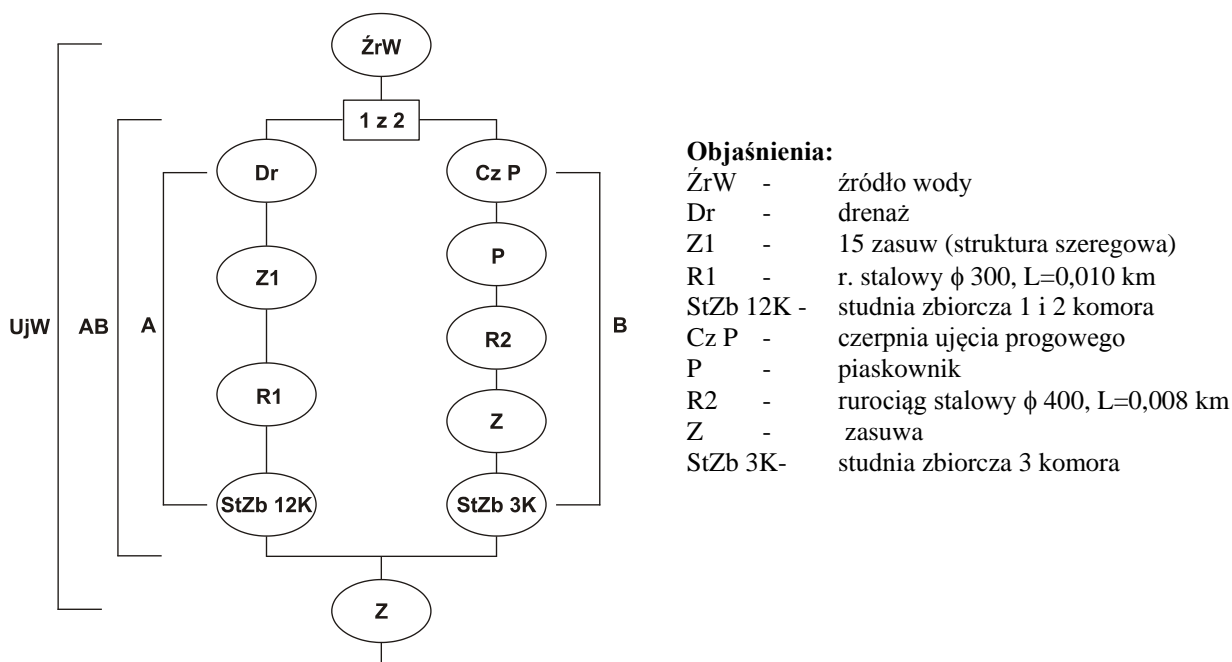
Obliczenie wskaźników niezawodności piaskownika (P)

– analizowany okres 2 lata	$T = 17520 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 2$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 2$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 8 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 8756,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 4,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_P , wg wzoru (5.10):	$K_P = 0,9995434$

Obliczenie wskaźników niezawodności 3 komory studni zbiorczej (StZb 3K)

– analizowany okres 2 lata	$T = 17520 \text{ h}$
– liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
– suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 4 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 17516,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 4,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{StZb 3K}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{StZb 3K}} = 0,9997717$

Wskaźniki niezawodności elementów zespolonego ujęcia wody drenażowo-progowego



Rys. 12.20. Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Skawina

Tab. 12.16. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Skawina: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
ŻrW* źródło wody	7,3197	4,1935	0,9828446
Dr* drenaż	5,3522	6,0403	0,9912169
Z zasuwą odcinającą, sieciową	0,1	5,0	0,9998000
Z1 15 zasuw (struktura szeregową, jednorodną)	1,5	4,992	0,9970042
R1 rurociąg stalowy ϕ 300, L=0,010 km	0,0016	4,0	0,9999960
StZb 12K studnia zbiorcza 1 i 2 komora	0,138	2,3792	0,9994203
Cz P czepnia progowego UjW	4,1603	31,4815	0,9986802
P* piaskownik	1,1421	25	0,9995434
R2 rurociąg stalowy ϕ 400, L=0,008 km	0,0012	4,0	0,9999970
StZb 3K* studnia zbiorcza 3 komora	0,5709	25	0,9997717

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [40],[124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zespolonego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŻrW + zespół AB + Z

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.17.

Tab. 12.17. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Skawina: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	$f * 10^{-4}$ [1/h]	K
A szeregową	6,9918	5,6009	6,9056	0,9876706
B szeregową	5,9745	27,0197	5,9613	0,9977937
AB równoległa „1z2”	0,0887	32,6206	0,0887	0,9999728

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 7,378 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9826213$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 1331,8 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 23,5 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 7,5085 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 4,2454 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla miasta Skawina

Wymagany wskaźnik gotowości badanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=3$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, PoWSu, StUzW, PoWUz, PW),
 $L_j=5$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{25} \sqrt{0,9150137} \right]^1 = 0,9955690$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla miasta Skawina wynosi $K_{UjW} = 0,9826213$, warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$ nie jest spełniony.

12.1.11. Ujęcie wody z potoku Gościbia dla gminy Sułkowice

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

Gmina Sułkowice zaopatrywana jest w wodę z zespolonego ujęcia wody zlokalizowanego w km 4 + 500 potoku Gościbia, w miejscowości Harbutowice. Drugim, uzupełniającym źródłem zasilania jest zakup wody z wodociągu Myślenickiego (stan na rok 2006).

Zespolone ujęcie wody z potoku Gościbia eksploatowane jest od roku 1969, a obecnym jego użytkownikiem jest Zakład Gospodarki Komunalnej w Sułkowicach. Ujęcie zaopatruje w wodę około 7 tys. mieszkańców gminy Sułkowice, a także około 100 zakładów przemysłowych. Średnia dobową ilość wody ujmowanej w 2006 roku odpowiadała wydajności ujęcia określonej w pozwoleniu wodnoprawnym i wynosiła 1200 m³/d.

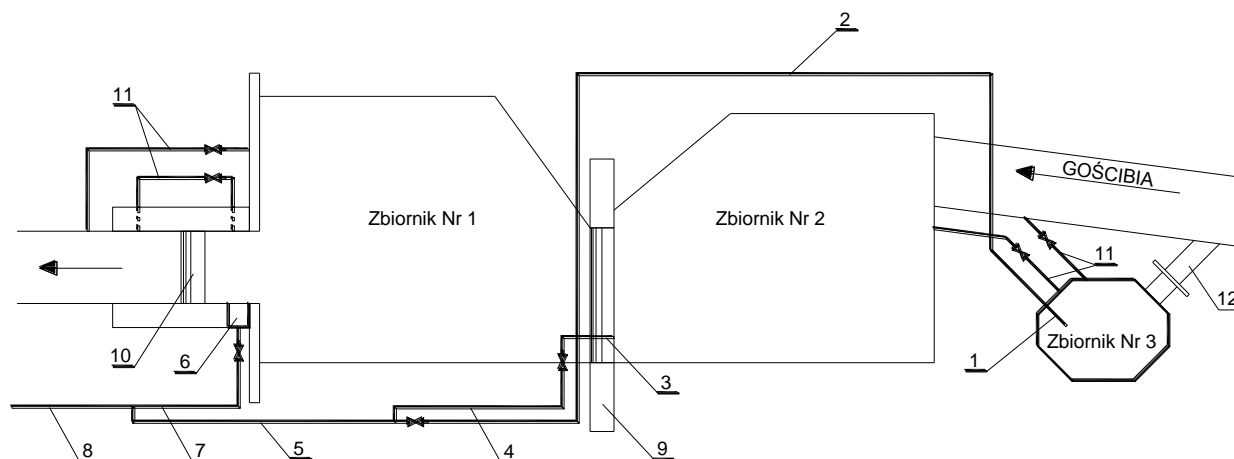
Zespolone ujęcie wody z potoku Gościbia (Rys. 12.21) składa się z trzech ujęć wody, których czerpnie usytuowane są w zbiornikach wody surowej. Zbiornik Nr 2 powstał jako pierwszy w 1968 roku, w następstwie budowy zapory przeciwrumowiskowej. W latach siedemdziesiątych powstał zbiornik Nr 1, a w latach dziewięćdziesiątych zaczęto korzystać ze zbiornika Nr 3. Obecnie eksploatowane są wszystkie zbiorniki wody surowej. Woda może być ujmowana równocześnie z trzech zbiorników, z dwóch lub tylko z jednego, co umożliwiają zamontowane na rurociągach zasuwy. Ze zbiornika Nr 1 pobór wody realizowany jest za pomocą brzegowo-komorowego ujęcia wody (UjW_1), ze zbiornika Nr 2 brzegowo-przewodowego (UjW_2), a ze zbiornika Nr 3 ujęciem zatopionym (UjW_3).

Do zbiornika Nr 3, o pojemności ok. 1000 m³, woda doprowadzana jest bezpośrednio z potoku. W przypadku wystąpienia podwyższonej mętności, spowodowanej intensywnymi opadami deszczu, zbiornik ten można wyłączyć z eksploatacji. Stanowi on wówczas rezerwę wody surowej na okres ok. 10 h. W czasie napełniania zbiornika Nr 3 woda ujmowana jest ze zbiornika Nr 1. Czerpnię ujęcia zatopionego (Cz3) wykonano w postaci rury z PVC o średnicy 160 mm, wysuniętej w głąb zbiornika na odległości około 2 m. Rura założona jest na głębokości ok. 1,1 m (ok. 0,5 m nad dnem zbiornika), co zabezpiecza ją przed zamarzaniem w okresie zimy. Wlot do czerpni zabezpieczony jest siatką. Ujmowana ze zbiornika woda odprowadzana jest rurociągiem grawitacyjnym z PVC (R3), o średnicy 160 mm i długości 210 m (zaopatrzony w zasuwę). Nadmiar wody ze zbiornika Nr 3 odpływa bezpośrednio do potoku rurociągiem o średnicy 150 mm oraz rurociągiem o średnicy 225 mm do zbiornika Nr 2. Oba rurociągi wykonane są z PVC i uzbrojone w zasuwę.

Zbiornik Nr 2 ma pojemność ok. 4100 m³. Pobór wody z tego zbiornika odbywa się za pomocą przewodu z PVC (Cz2) o średnicy 160 mm, posiadającego zasuwę. Następnie woda jest odprowadzana grawitacyjnie rurociągiem z PVC (R2), o średnicy 160 mm i długości 70 m. Rurociąg R2 łączy się z rurociągiem R3 w jeden wspólny rurociąg z PVC (R4), o średnicy 160 mm i długości ok. 70 m. Ze zbiornika Nr 2 woda przepływa do zbiornika Nr 1 przez okna w korpusie zapory oraz przelewa się przez koronę zapory.

Największy jest zbiornik Nr 1 o pojemności około 4800 m³. Woda pobierana jest przez okno wlotowe i wpływa do komory ujmującej (Cz1). Komorę wykonano w przyczółku jazu, 0,5 m nad dnem zbiornika, a okno wlotowe zabezpieczono kratą gęstą. Woda odprowadzana jest rurociągiem z PVC (R1) o średnicy 160 mm i długości 18 m, który posiada zasuwę. Ze zbiornika Nr 1 woda odpływa do potoku dwoma przelewami oraz przelewa się przez koronę jazu.

W pobliżu zbiornika Nr 1 następuje połączenie rurociągów R1 i R4 w jeden wspólny, żeliwny rurociąg zbiorczy (R5). Rurociągiem R5, o średnicy 200 mm i długości ok. 190 m, woda przepływa grawitacyjnie do stacji uzdatniania wody (StUzW), gdzie kierowana jest na filtry pospieszne, piaskowe. Następnie woda poddawana jest dezynfekcji podchlorynem sodu i przepływa do zbiornika wody czystej, skąd grawitacyjnie odprowadzana jest do odbiorców.



Rys. 12.21. Schemat ujęcia wody z potoku Gościbia dla gminy Sułkowice: 1 - czpnie UjW_3 (Cz3), 2 - rurociąg odprowadzający (R3), 3 - czpnie UjW_2 (Cz2), 4 - rurociąg odprowadzający (R2), 5 - rurociąg odprowadzający (R4), 6 - czpnie UjW_1 (Cz1), 7 - rurociąg odprowadzający (R1), 8 - rurociąg zbiorczy (R5), 9 - zapora przeciwrumowiskowa, 10 - jaz, 11 - rurociąg przelewowy, 12 - kanał doprowadzający wodę z potoku Gościbia do zbiornika Nr 3

Ocena niezawodności ujęcia wody

Analizę pracy zespolonego ujęcia wody przeprowadzono na podstawie informacji uzyskanych z Zakładu Gospodarki Komunalnej w Sułkowicach. Uzyskany materiał pozwolił na wyznaczenie mierników niezawodności wybranych elementów UjW.

Źródło wody oceniono w oparciu o dane dotyczące wysokich wartości mętności w potoku Gościbia (powyżej 20 NTU). Potrzebne dane zaczerpnięto z badań naukowych prowadzonych przez prof. J. Pawełka z Akademii Rolniczej w Krakowie, w okresie od 1 lutego 2001 r. do 31 października 2002 r. (materiały robocze). W celu zapewnienia poprawnej pracy ujęć wody konieczne jest czyszczenie zbiorników wody surowej, co skutkuje wyłączeniem z eksploatacji poszczególnych czpnie. Zbiornik Nr 3 czyszczony jest z reguły co roku, co powoduje przestój UjW_1 przez ok. 48 godzin. W tym czasie woda ujmowana jest z dwóch pozostałych zbiorników. Z kolei zbiorniki Nr 2 i Nr 1 czyszczone są przeciętnie raz na 7 lat i trwa to ok. jednego miesiąca. W pierwszej kolejności czyszczony jest zbiornik Nr 2, a następnie zbiornik Nr 1. Ostatnie czyszczenie zbiorników przeprowadzono w 2001 roku. W trakcie czyszczenia zbiorników Nr 1 i 2 woda pobierana jest ze zbiornika Nr 3. Dla potrzeb obliczeń przyjęto, że każdy zbiornik czyszczony jest przez okres 15 dni.

Obliczenie wskaźników niezawodności **źródła wody** (ŹrW) – potok Gościbia

- analizowany okres od 25.03.2001 do 14.08.2002 r. $T = 12192 \text{ h}$
- liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie $N_u = 18$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie $N_p = 17$
- suma czasów trwania przestojów $\Sigma t_n = 478 \text{ h}$

Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8): $T_p = 689,0 \text{ h}$

Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9): $T_n = 26,5 \text{ h}$

Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŹrW}}$, wg wzoru (5.10): $K_{\text{ŹrW}} = 0,9628912$

Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni UjW 3 (Cz3)

- analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 48 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 8712,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 48,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Cz3} , wg wzoru (5.10):	$K_{Cz3} = 0,9945205$

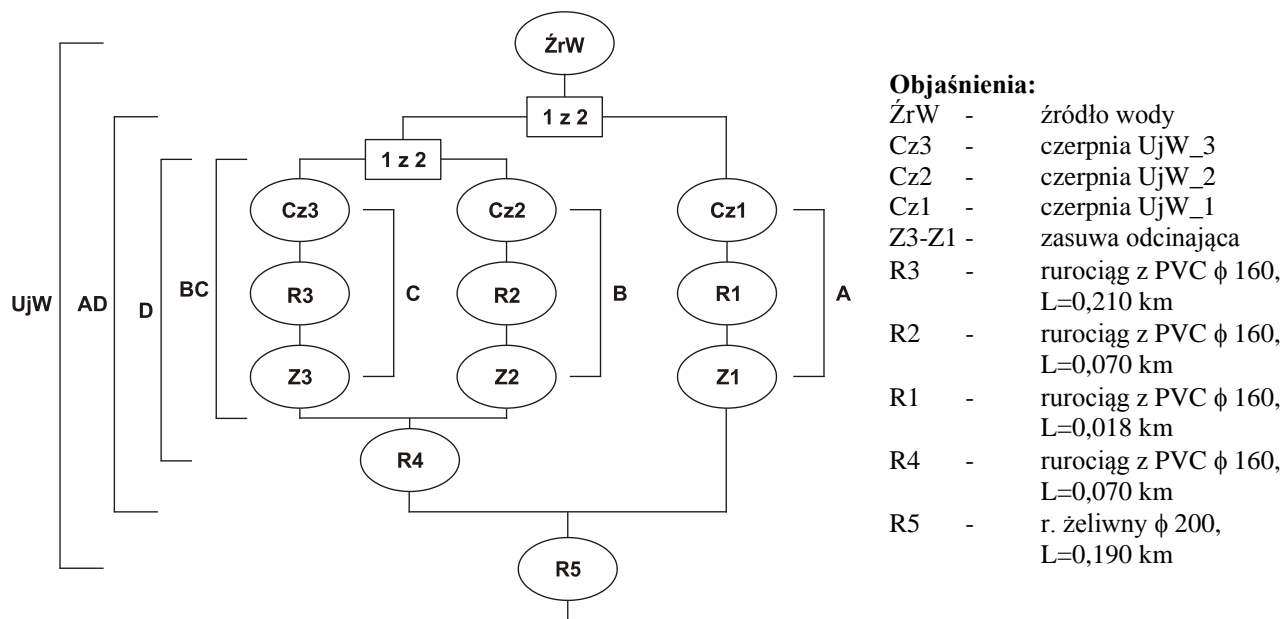
Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni UjW 2 (Cz2)

- analizowany okres 7 lat	$T = 61344 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 360 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 60984,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 360,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Cz2} , wg wzoru (5.10):	$K_{Cz2} = 0,9941314$

Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni UjW 1 (Cz1)

- analizowany okres 7 lat	$T = 61344 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 1$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 1$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 360 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 60984,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 360,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Cz1} , wg wzoru (5.10):	$K_{Cz1} = 0,9941314$

Wskaźniki niezawodności elementów zespolonego ujęcia wody



Rys. 12.22. Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla gminy Sułkowice

Tab. 12.18. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla gminy Sułkowice: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element UjW	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
ŻrW* źródło wody	14,5125	3,7657	0,9628912
Cz3* czerpnia UjW_3	1,1478	2,0833	0,9945205
Cz2* czerpnia UjW_2	0,164	0,2778	0,9941314
Cz1* czerpnia UjW_1	0,164	0,2778	0,9941314
Z1, Z2, Z3 zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
R3 rurociąg z PVC ϕ 160, L=0,210 km	0,0647	4,0	0,9998382
R2 rurociąg z PVC ϕ 160, L=0,070 km	0,0216	4,0	0,9999461
R1 rurociąg z PVC ϕ 160, L=0,018 km	0,0055	4,0	0,9999861
R4 rurociąg z PVC ϕ 160, L=0,070 km	0,0216	4,0	0,9999461
R5 rurociąg żeliwny ϕ 200, L=0,190 km	0,1653	4,0	0,9995869

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zespolonego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŻrW + zespół AD + R5

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.19.

Tab. 12.19. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla gminy Sułkowice: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	$f * 10^{-4}$ [1/h]	K
A szeregowa	0,2695	0,4405	0,2679	0,9939188
B szeregowa	0,2855	0,4636	0,2838	0,9938790
C szeregowa	1,3126	2,2347	1,3049	0,9941608
BC równoległa „1z2”	0,0096	2,6984	0,0096	0,9999642
D szeregowa	0,0312	3,4811	0,0312	0,9999103
AD równoległa „1z2”	0,0002	3,9216	0,0002	0,9999994

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 14,1275 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9624930$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 681,3 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 26,5 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń U_jW :

$$\lambda_{U_jW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 14,6781 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy U_jW :

$$\mu_{U_jW} = \frac{1}{T_{nU_jW}} = 3,7666 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla gminy Sułkowice

Wymagany wskaźnik gotowości badanego U_jW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(U_jW) = \left[{}^{(J+1)} \cdot L_j \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=2$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (U_jW , $StUzW$, PW), $L_j=3$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (U_jW), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(U_jW) = \left[{}^{(J+1)} \cdot L_j \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{2,3} \sqrt{0,9150137} \right] = 0,9901801$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla gminy Sułkowice wynosi $K_{U_jW} = 0,9624930$, warunek $K_{U_jW} \geq K_w(U_jW)$ nie jest spełniony.

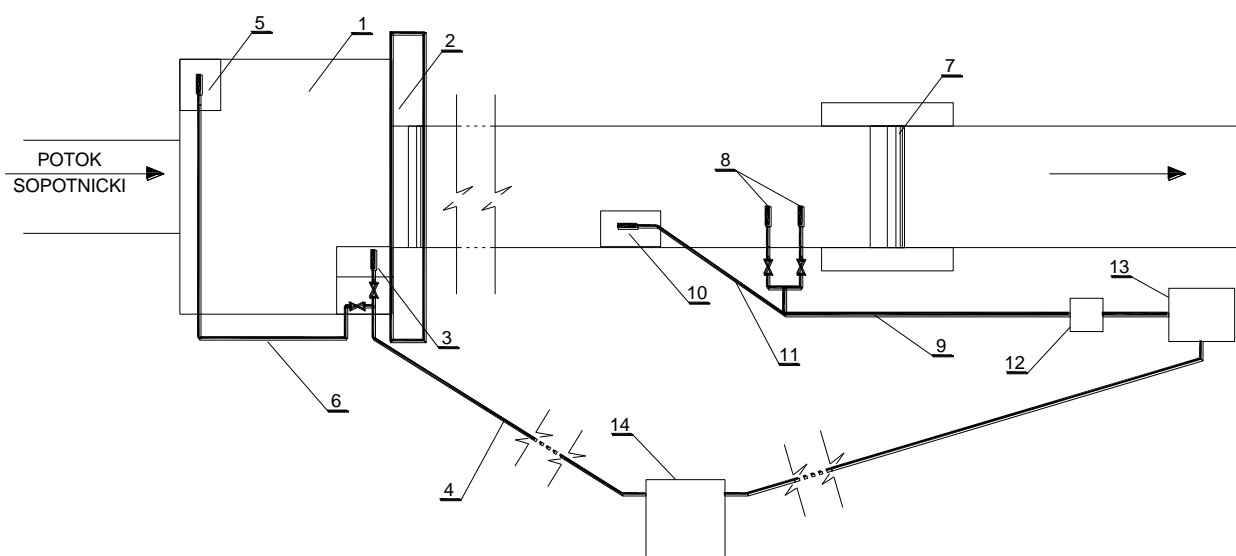
12.1.12. Ujęcia wody z potoku Sopotnickiego dla miasta Szczawnica

Charakterystyka techniczna ujęć wody

Miasto Szczawnica zaopatrywane jest w wodę z dwóch zespolonych ujęć wody (Rys. 12.23) zlokalizowanych w potoku Sopotnickim, tj. ujęcia górnego „Pokrzywy” (U_jW_P) oraz ujęcia dolnego „Sewerynowka” (U_jW_S) (stan na rok 2006). Ujęcie wody „Pokrzywy” posiada ujęcie rezerwowe z czerpnią Cz Z1a, a ujęcie wody „Sewerynowka” z czerpnią Cz N2a. Ujęcia wody użytkowane są przez Miejski Zakład Gospodarki Komunalnej (MZGK) w Szczawnicy i zaopatrują w wodę ok. 6 tys. mieszkańców. Obecnie ujęcia U_jW_P i U_jW_S eksploatowane są w układzie szeregowym. W 2006 roku średnia dobowo ilość ujmowanej wody przez U_jW_P wynosiła $1900 \text{ m}^3/\text{d}$, a przez U_jW_S $1400 \text{ m}^3/\text{d}$. Natomiast maksymalna zdolność produkcyjna U_jW_P wynosi $2160 \text{ m}^3/\text{d}$, a U_jW_S ok. $2900 \text{ m}^3/\text{d}$. Aktualnie największym problemem eksploatacyjnym z jakim boryka się MZGK w Szczawnicy są nieszczelności i awarie sieci dystrybucji, które powodują straty wody sięgające ponad 50%.

Zespolone ujęcie wody „Pokrzywy” (U_jW_P) to ujęcie ze zbiornika zlokalizowanego w potoku Sopotnickim w km 2 + 500. Zlewnia potoku porośnięta jest przez lasy mieszane z dużym udziałem jodły. Ujęcie wody, wybudowane w 1953 roku, znajduje się w odległości ok. 3,5 km od stacji uzdatniania wody ($StUzW$). Woda ze zbiornika ujmowana jest za pomocą podstawowego, zatopionego ujęcia wody typu ciężkiego usytuowanego w korpusie jazu, o wysokości piętrzenia 5 m. Czerpnia ujęcia wody (Cz Z1) posiada dwa okna wlotowe o wymiarach 1,5 x 2 m. Okna wlotowe zabezpieczone są przed napływem części stałych kratą rzadką o prześwicie między prętami 50 mm. Wysokość zwierciadła wody nad górną krawędzią okien wynosi ok. 2,5 m. Z komory ujmującej woda pobierana jest za pomocą stalowego kosza o średnicy 400 mm, z perforacją szczelinową. Ujmowana woda przepływa grawitacyjnie żeliwnym rurociągiem (R1) o średnicy 200 mm i długości ok. 3,5 km do $StUzW$. Rurociąg wyposażony jest w zasuwę sieciową. Natomiast rezerwowe, zatopione

ujęcie wody zlokalizowane jest na początku zbiornika, tuż za zaporą przeciwrumowiskową. Czerpnię ujęcia rezerwowego (Cz Z1a) umieszczono w specjalnie do tego celu wydzielonej komorze czerpnej i wykonano w postaci kosza stalowego o średnicy 400 mm, długości 0,6 m i perforacji szczelinowej. Czerpnia założona jest ok. 0,5 m nad dnem oraz 2,5 m poniżej zwierciadła wody. Czerpnia stanowi zakończenie rurociągu żeliwnego (R1a) o średnicy 200 mm i długości ok. 0,1 km, którym woda grawitacyjnie doprowadzana jest do rurociągu R1. Rurociąg R1a również wyposażony jest w zasuwę odcinającą. Ujęcie rezerwowe eksploatowane jest w trakcie czyszczenia zbiornika. Czyszczenie zbiornika rozpoczyna się od ujęcia rezerwowego. Po jego zakończeniu, woda z potoku Sopotnickiego kierowana jest bezpośrednio do komory czerpnej ujęcia rezerwowego oraz rozpoczynane są zasadnicze prace związane z czyszczeniem zbiornika.



Rys. 12.23. Schemat ujęć wody z potoku Sopotnickiego dla miasta Szczawnica: 1 - zbiornik wody surowej „Pokrzywy”, 2 - jaz, 3 - czerpnia ujęcia podstawowego UjW_P (Cz Z1), 4 - rurociąg odprowadzający (R1), 5 - czerpnia ujęcia rezerwowego UjW_P (Cz Z1a), 6 - rurociąg odprowadzający (R1a), 7 - próg piętrzący, 8 - czerpnia ujęcia podstawowego UjW_S (Cz N2), 9 - rurociąg odprowadzający (R2), 10 - czerpnia ujęcia rezerwowego UjW_S (Cz N2a), 11 - rurociąg odprowadzający (R2a), 12 - osadnik (Os), 13 - pompownia wody surowej (PoWSu), 14 - stacja uzdatniania wody (StUzW)

Zespolone ujęcie wody „Sewerynowka” (UjW_S), eksploatowane od roku 1976, zlokalizowane jest w km 4 + 700 potoku Sopotnickiego, w odległości ok. 2 km od StUzW. W skład ujęcia „Sewerynowka” wchodzi dwa ujęcia nurtowe, tj. podstawowe zlokalizowanego przy progu piętrzącym oraz rezerwowe położone ok. 20 m powyżej. Podstawowe ujęcie wody usytuowane jest tuż przy progu piętrzącym, w odległości ok. 1 m od prawego brzegu potoku. Wysokość piętrzenia wody w miejscu ujęcia wynosi 1,5 m. Czerpnię podstawowego ujęcia wody (Cz N2) wykonano w postaci dwóch koszy stalowych o średnicy 400 mm i długości 0,5 m. Kosze posiadają perforację szczelinową, wykonaną na całej długości i obwodzie. Usytuowane są one ok. 0,3 m nad dnem potoku oraz 0,7 m poniżej zwierciadła wody. Ujmowana woda odprowadzana jest rurociągami stalowymi o średnicy 200 mm, obsypanymi kamieniem łamanym. W brzegu potoku, na każdym z rurociągów założona jest zasuwa. Za zasuwami następuje połączenie rurociągów w jeden zbiorczy rurociąg stalowy (R2) o średnicy 200 mm, którym woda przepływa do oddalonego o ok. 80 m osadnika (Os). Natomiast czerpnia rezerwowego ujęcia wody usytuowana jest przy prawym brzegu potoku, w komorze czerpnej o wymiarach ok. 1,5 x 2 m i wysokości napełnienia wodą 1 m. Czerpnia w postaci stalowego kosza o średnicy 400 mm, długości 0,5 m i perforacji szczelinowej, założona jest ok. 0,3 m poniżej zwierciadła wody. Stanowi ona zakończenie

stalowego rurociągu odprowadzającego (R2a) o średnicy 200 mm i długości 0,02 km, który łączy się z rurociągiem R2. Rurociąg R2a wyposażony jest w zasuwę. Ujęcie rezerwowe eksploatowane jest w trakcie czyszczenia ujęcia podstawowego.

Pobierana przez UjW_S woda przepływa do dwukomorowego osadnika o wymiarach ok. 2,5 x 5 m i wysokości 4 m. Przeciętna wysokość napełnienia osadnika wodą to ok. 2 m. Osadnik posiada zasuwę spustową, umożliwiającą odprowadzenie wody wprost do potoku Sopotnickiego. Z osadnika woda tłoczona jest rurociągiem stalowym (R3) o średnicy 200 mm i długości ok. 1,7 km do StUzW. W usytuowanej przy osadniku pompowni wody surowej (PoWSu) zainstalowanych jest pięć agregatów pompowych (AP), w tym dwa rezerwowe.

Dopływająca do StUzW woda (rurociągiem grawitacyjnym R1 z UjW_P oraz rurociągiem tłocznym R2 z UjW_S) kierowana jest na otwarte filtry pospieszne, eksploatowane w układzie „2 z 6”. Z filtrów woda przepływa do zbiornika wody uzdatnionej. Do rurociągu doprowadzającego wodę do zbiornika dozowany jest podchloryn sodu. Ze zbiornika woda grawitacyjnie doprowadzana jest do sieci dystrybucji.

Ocena niezawodności ujęcia wody

Ocenę pracy zespołu ujęć wody wchodzącego w skład podsystemu dostawy wody dla miasta Szczawnica przeprowadzono dla okresu od 4 sierpnia 1997 roku do 4 czerwca 2006 roku, wykorzystując informacje uzyskane z raportów Powiatowej Stacji Sanitarno-Epidemiologicznej w Nowym Targu oraz wywiadów przeprowadzonych z użytkownikiem ujęcia. Zebrany materiał umożliwił wyznaczenie wskaźników niezawodności wybranych elementów ujęć wody.

Ocenę źródła wody (potok Sopotnicki) przeprowadzono w oparciu o analizę zebranych danych dotyczących losowych zdarzeń w źródle, takich jak powodzie, wysokie mętności czy zanieczyszczenia incydentalne. W badanym okresie czasu odnotowano wystąpienie 51 losowych zdarzeń w źródle wody, które powodowały utrudnienia w eksploatacji ujęć. Natomiast przestoje w pracy ujęć powodowane przyczynami technicznymi, związane były z koniecznością czyszczenia poszczególnych elementów ujęć wody.

Dla zapewnienia właściwej eksploatacji ujęcia wody „Pokrzywy”, niezbędne jest czyszczenie zbiornika i czerpni ujęcia podstawowego po przejściu każdej wielkiej wody, która w okresie ostatnich sześciu lat występowała co roku. Dotychczas użytkownik nie prowadził tak częstych czyszczeń zbiornika, tzn. w latach 1997 - 2004 przeprowadzono 4 czyszczenia, każdorazowo trwające ok. 5 dni. Po powodzi w 2005 roku zbiornik był tak zamulony, że konieczne było natychmiastowe wyłączenie ujęcia i kompleksowe czyszczenie zbiornika, co zajęło ok. 7 dni. Czyszczenie polegało na usunięciu wszelkich osadów i zanieczyszczeń zgromadzonych w zbiorniku. Czyszczenie czerpni ujęcia rezerwowego odbywa się wraz z czyszczeniem ujęcia podstawowego i zajmuje przeciętnie ok. 2 dni.

W przypadku ujęcia „Sewerynowka”, ze względu na górski charakter potoku, również konieczne jest czyszczenie koryta potoku oraz czerpni ujęcia podstawowego każdorazowo po przejściu wielkiej wody. Takie czyszczenia prowadzone są z reguły od 1 do 2 razy w roku i powodują przestój ujęcia przez okres 2 do 3 dni. Przed przystąpieniem do czyszczenia ujęcia podstawowego czyszczone jest ujęcie rezerwowe, co zajmuje ok. 8 godzin. Do podstawowych czynności należy także czyszczenie czerpni ujęć wody z liści, gałęzi oraz innych zanieczyszczeń stałych niesionych przez wodę (1 do 2 razy w roku przez ok. 2 do 3 godziny).

Do obliczeń wskaźników niezawodności osadnika przyjęto dane z okresu przeciętnych dwóch lat eksploatacji. Osadnik czyszczony jest od 2 do 3 razy w roku, a czas czyszczenia wynosi ok. 8 godzin.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW) – potok Sopotnicki

– analizowany okres od 04.08.1997 do 04.06.2006 r.	$T = 77448 \text{ h}$
– liczba przestołów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 51$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 50$
– suma czasów trwania przestołów	$\Sigma t_n = 624 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestołami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 1536,5 \text{ h}$
Średni czas trwania przestołu, wg wzoru (5.9):	$T_n = 12,2 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW}} = 0,9920997$

Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni ujęcia podstawowego UjW P (Cz Z1)

– analizowany okres 8 lat	$T = 70128 \text{ h}$
– liczba przestołów w analizowanym okresie	$N_u = 5$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 5$
– suma czasów trwania przestołów	$\Sigma t_n = 588 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestołami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 13908,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestołu, wg wzoru (5.9):	$T_n = 117,6 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz Z1}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Cz Z1}} = 0,9916153$

Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni ujęcia rezerwowego UjW P (Cz Z1a)

– analizowany okres 8 lat	$T = 70128 \text{ h}$
– liczba przestołów w analizowanym okresie	$N_u = 5$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 5$
– suma czasów trwania przestołów	$\Sigma t_n = 240 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestołami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 13977,6 \text{ h}$
Średni czas trwania przestołu, wg wzoru (5.9):	$T_n = 48,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz Z1a}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Cz Z1a}} = 0,9965777$

Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni ujęcia podstawowego UjW S (Cz N2)

– analizowany okres 9 lat	$T = 78888 \text{ h}$
– liczba przestołów w analizowanym okresie	$N_u = 30$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 30$
– suma czasów trwania przestołów	$\Sigma t_n = 642 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestołami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 2608,2 \text{ h}$
Średni czas trwania przestołu, wg wzoru (5.9):	$T_n = 21,4 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz N2}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Cz N2}} = 0,9918619$

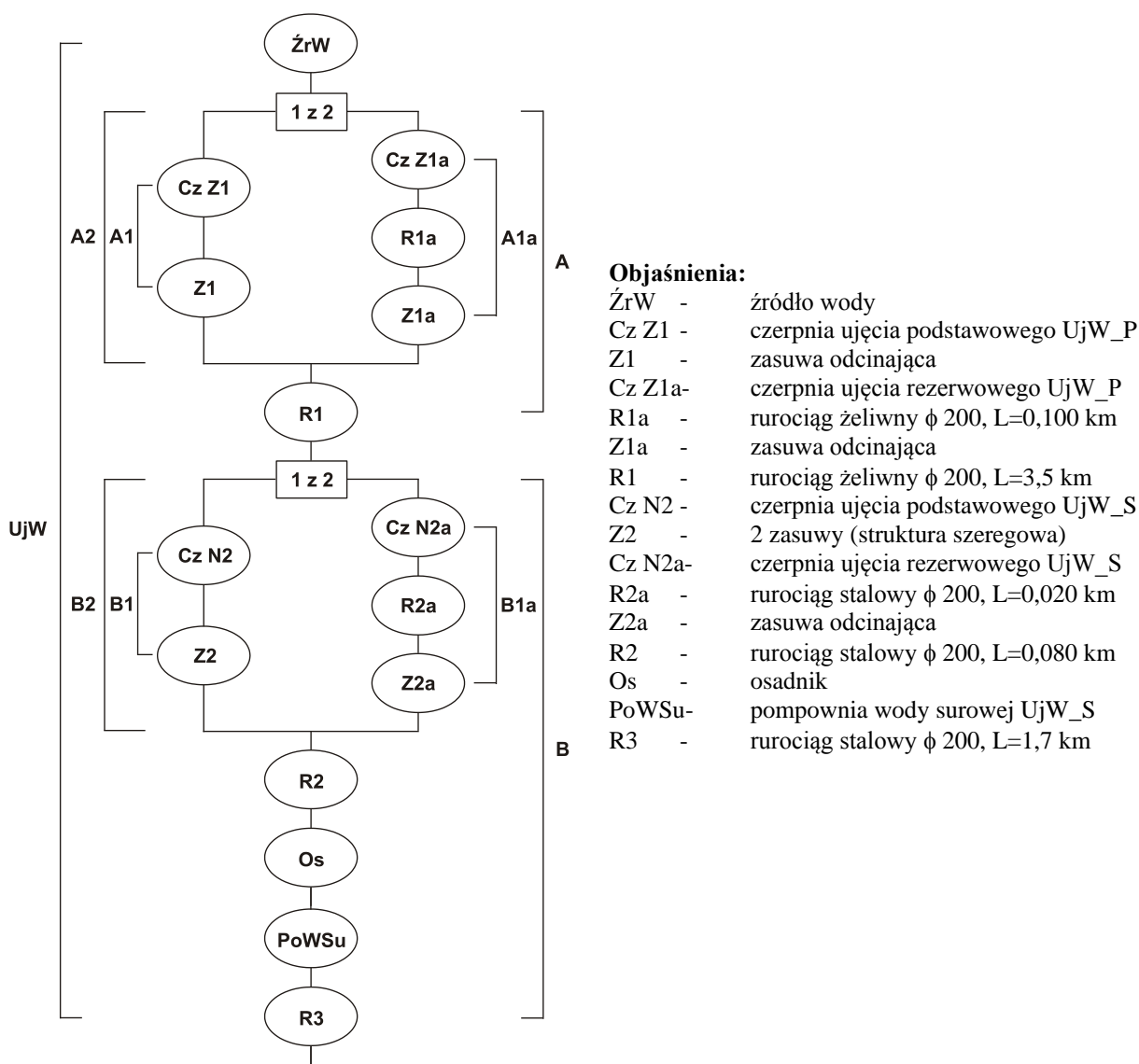
Obliczenie wskaźników niezawodności czerpni ujęcia rezerwowego UjW S (Cz N2a)

– analizowany okres 9 lat	$T = 78888 \text{ h}$
– liczba przestołów w analizowanym okresie	$N_u = 30$
– liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 30$
– suma czasów trwania przestołów	$\Sigma t_n = 135 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestołami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 2625,1 \text{ h}$
Średni czas trwania przestołu, wg wzoru (5.9):	$T_n = 4,5 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{Cz N2a}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Cz N2a}} = 0,9982887$

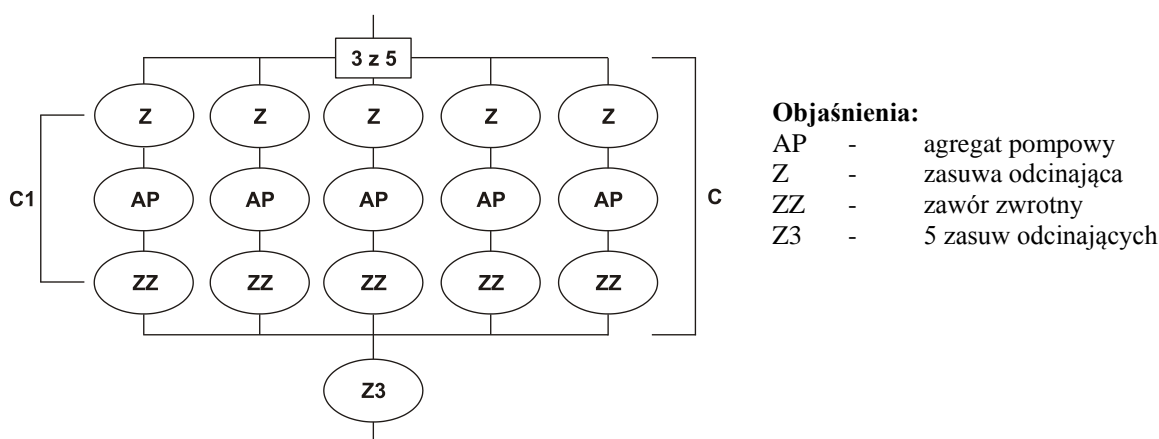
Obliczenie wskaźników niezawodności osadnika (Os)

- analizowany okres 2 lata	$T = 17520 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 5$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 5$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 40 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 3496,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 8,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Os} , wg wzoru (5.10):	$K_{Os} = 0,9977169$

Wskaźniki niezawodności elementów zespołu ujęć wody



Rys. 12.24. Schemat niezawodnościowy zespołu ujęć wody dla miasta Szczawnica



Objaśnienia:

- AP - agregat pompowy
- Z - zasuw odcinająca
- ZZ - zawór zwrotny
- Z3 - 5 zasuw odcinających

Rys. 12.25. Schemat niezawodnościowy pompowni wody surowej (PoWSu) UjW_S

Tab. 12.20. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego zespołu ujęć wody dla miasta Szczawnica: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K	
ŻrW*	źródło wody	6,5084	8,1731	0,9920997
Cz Z1*	czerpnia ujęcia podstawowego UjW_P	0,719	0,8503	0,9916153
Z1	zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
Cz Z1a*	czerpnia ujęcia rezerwowego UjW_P	0,7154	2,0833	0,9965777
R1a	rurociąg żeliwny ϕ 200, L=0,100 km	0,087	4,0	0,9997825
Z1a	zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
R1	rurociąg żeliwny ϕ 200, L=3,5 km	3,045	4,0	0,9924450
Cz N2*	czerpnia ujęcia podstawowego UjW_S	3,8341	4,6729	0,9918619
Z2	2 zasuw odcinające, sieciowe	0,2	4,9985	0,9996000
Cz N2a*	czerpnia ujęcia rezerwowego UjW_S	3,8094	22,2222	0,9982887
R2a	rurociąg stalowy ϕ 200, L=0,020 km	0,0044	4,0	0,9999890
Z2a	zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
R2	rurociąg stalowy ϕ 200, L=0,080 km	0,0176	4,0	0,9999560
Os*	osadnik UjW_S	2,8604	12,5	0,9977169
AP	agregat pompowy	6,5	22,7	0,9971447
Z	zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
ZZ	zawór zwrotny	0,05	4,0	0,9998750
Z3	5 zasuw odcinających, sieciowych	0,5	4,997	0,9990004
R3	rurociąg stalowy ϕ 200, L=1,7 km	0,374	4,0	0,9990659

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności zespołu ujęć wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŻrW + zespół A + zespół B

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5. Ze względu na objętość pracy przedstawiono wyłącznie obliczenia końcowe, natomiast wskaźniki niezawodności poszczególnych zespołów badanego UjW zestawiono w Tab. 12.21.

Tab. 12.21. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Szczawnica: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / struktura	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	$f * 10^{-4}$ [1/h]	K
A1 szeregowa	0,819	0,946	0,812	0,9914170
A1a szeregowa	0,9024	2,3421	0,899	0,9961617
A2 równoległa „1z2”	0,0108	3,2881	0,0108	0,9999670
A szeregowa	3,0558	3,9968	3,0326	0,9924123
B1 szeregowa	4,0341	4,6862	3,9996	0,9914652
B1a szeregowa	3,9138	20,3247	3,9062	0,9980781
B2 równoległa „1z2”	0,041	25,011	0,041	0,9999836
C1 szeregowa	6,65	20,8504	6,6289	0,9968207
C progowa „3z5”	0,002	62,5	0,002	0,9999997
PoWSu szeregowa (C+Z3)	0,502	5,0153	0,5015	0,9990001
B szeregowa	3,795	8,8457	3,7788	0,9957280

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 13,097 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9803659$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 748,5 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 15,0 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 13,3592 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 6,6705 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego zespołu ujęć wody dla miasta Szczawnica

Wymagany wskaźnik gotowości badanego zespołu UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(UjW) = \left[(J+1) \cdot L_j \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=1$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW_P, UjW_S, PoWSu, StUzW, PW), $L_j=5$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW 1, UjW 2, PoWSu), $B_j=3$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(UjW) = \left[(J^{+1}) \cdot L_j \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[2,5 \sqrt{0,9150137} \right]^1 = 0,9737070$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości zatopionego ujęcia wody dla miasta Szczawnica wynosi $K_{UjW} = 0,9803659$, warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$ jest spełniony.

12.1.13. Ujęcie wody z potoku Paleczka dla gminy Zembrzyce

Charakterystyka techniczna ujęcia wody

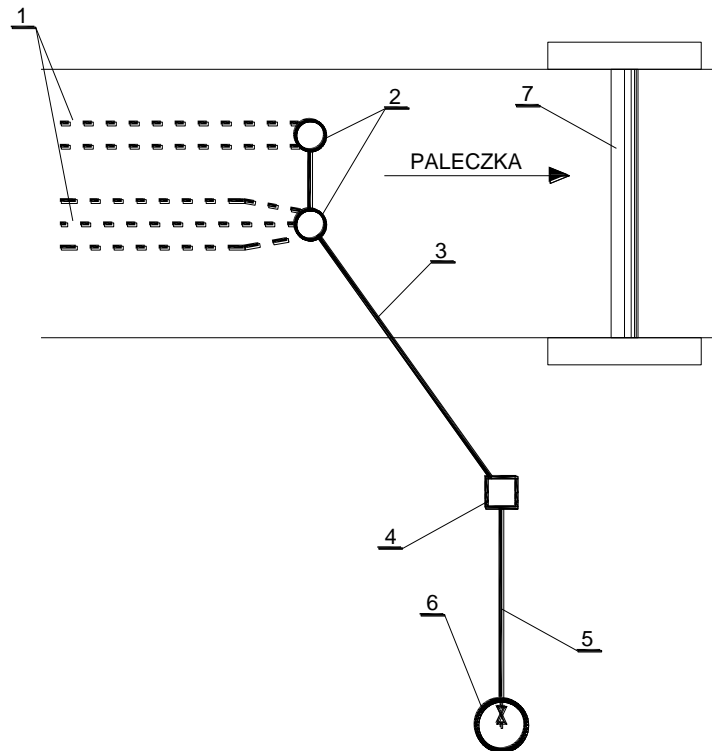
Gmina Zembrzyce zaopatrywana jest wodę z drenażowego ujęcia wody (Rys. 12.23), zlokalizowanego w km 0 + 993 potoku Paleczka. Ujęcie wody eksploatowane jest od 1970 roku. Obecny użytkownik ujęcia jest Gminny Zakład Wodociągów i Kanalizacji w Zembrzycach. W roku 2002 przeprowadzono modernizację ujęcia wody ze względu na jego uszkodzenia spowodowane powodzią, która miała miejsce latem 2001 roku. Ujęcie zaopatruje w wodę ok. 2,3 tys. mieszkańców gminy. Maksymalna, projektowana wydajność drenażowego ujęcia wody wynosi $580 \text{ m}^3/\text{d}$. Natomiast zgodnie z pozwoleniem wodnoprawnym (z listopada 2006 roku) ujęcie może pobierać wodę w ilości $Q_{dmax}=300,0 \text{ m}^3/\text{d}$ i $Q_{dsr}=240,0 \text{ m}^3/\text{d}$. Z raportu Powiatowej Stacji Sanitarno-Epidemiologicznej (PSSE) w Suchej Beskidzkiej o stanie bezpieczeństwa sanitarnego powiatu suskiego wynika, że ilość wody ujmowanej z potoku Paleczka dla wodociągu Zembrzyce w 2005 roku wynosiła ok. $220 \text{ m}^3/\text{d}$. Równocześnie gmina Zembrzyce zaopatrywana jest w wodę ze źródła w Grabniku (wody podziemne z utworów trzeciorzędowych) w ilości ok. $40 \text{ m}^3/\text{d}$, która grawitacyjnie dopływa do zbiornika wyrównawczego.

Potok Paleczka (ŻrW), prawobrzeżny dopływ Skawy, charakteryzuje się cechami cieków górskich, zarówno co do charakteru dorzecza, spadku dna, jak i warunków hydrogeologicznych. Szerokość koryta potoku w przekroju ujęcia wynosi około 25 m. Eksploatowane obecnie drenażowe ujęcie wody składa się z pięciu drenów (Dr) o średnicy 225 mm, wykonanych z PE. Dreny ułożone są równoległe do osi potoku, na głębokości ok. 1,2 m pod dnem. Odstęp między drenami wynosi ok. 1 m. Dreny o łącznej długości ok. 90 m (każdy ok. 18 m), posiadają perforację w postaci otworów o średnicy 5 mm i łącznej liczbie 180 otworów na 1 mb. Dreny ułożone są na warstwie piasku (0,2 m) zabezpieczonej od dołu pasmem geowłókniny. Dreny posiadają dwuwarstwową obsypkę filtracyjną. Pierwszą warstwę, 0,3 m licząc od dna drenów, stanowi żwir o maksymalnej średnicy zastępczej 32 mm, a następną piasek (0,3 m). Natomiast od góry drenaż zabezpieczony jest rodzimym materiałem z koryta rzeki (ok. 0,55 m). Dreny nie posiadają zasuw, a jedynie wyposażone są w czyszczaki, które mogą być wykorzystane do płukania drenów w przypadku ich ewentualnego zatkania. Czyszczaki wyprowadzone są 0,3 m pod dnem rzeki i zabezpieczone zaślepką. Poniżej ujęcia, w odległości ok. 100 m, wykonany jest próg piętrzący z koszy siatkowo-kamiennych o wysokości 1 m.

Ujmowana za pomocą drenów woda spływa do dwóch studzienek rewizyjnych, które wykonane są z kręgów żelbetowych o średnicy 1000 mm i przykryte płytami betonowymi posadowionymi ok. 0,3 m poniżej dna rzeki. Następnie woda przepływa grawitacyjnie rurociągiem zbiorczym z PE (R1) o średnicy 160 mm i długości ok. 46 m do zlokalizowanej na brzegu komory kontrolnej (KK), o wymiarach 1 x 1 m i głębokości ok. 3,5 m. Ze względu na możliwość gromadzenia się w studni osadów, jak muł czy piasek, konieczne jest jej okresowe czyszczenie, które prowadzone jest z wykorzystaniem pompy przenośnej. Z komory kontrolnej woda, rurociągiem z PE (R2) o średnicy 160 mm, przepływa grawitacyjnie do oddalonej o ok. 27 m studni zbiorczej (StZb) o średnicy 2 m i głębokości ok. 4 m,

zlokalizowanej na terenie stacji uzdatniania. Rurociąg wyposażony jest w zasuwę odcinającą.

Ze studni zbiorczej woda pompowana jest na dwa filtry powolne, w tym jeden rezerwowy. Następnie przepływa do zbiornika kontaktowego, gdzie prowadzona jest dezynfekcja wody z zastosowaniem podchlorynu sodu. Ze zbiornika kontaktowego woda uzdatniona tłoczona jest do usytuowanego na wzgórzu dwukomorowego zbiornika wyrównawczego. Do zbiornika dopływa grawitacyjnie także woda ujmowana ze źródła w Grabniku. Ze zbiornika woda przepływa grawitacyjnie do sieci dystrybucji.



Rys. 12.26. Schemat ujęcia wody z potoku Paleczka dla gminy Zembrzyce: 1 - drenaż (Dr), 2 - studzienki rewizyjne, 3 - rurociąg zbiorczy (R1), 4 - komora kontrolna (KK), 5 - rurociąg odprowadzający (R2), 6 - studnia zbiorcza (StZb), 7 - prób piętrzący

Ocena niezawodności ujęcia wody

Analizę pracy drenażowego ujęcia wody dla gminy Zembrzyce przeprowadzono dla okresu od 29 stycznia 1996 roku do 17 lipca 2006 roku. Źródłem informacji były raporty PSSE w Suchoj Beskidzkiej oraz wywiad przeprowadzony z użytkownikiem ujęcia. Materiał uzyskany z badań pozwolił na wyznaczenie mierników niezawodności wybranych elementów ujęcia wody.

Ocenę źródła wody przeprowadzono w oparciu o analizę danych dotyczących losowych zdarzeń w źródle wody, takich jak powodzie, wysokie wartości mętności czy skażenia mikrobiologiczne (np. bakterie *Escherichia coli*). Zebrane informacje wskazują, że w badanym okresie odnotowano 29 przerw w pracy drenażowego ujęcia wody, spowodowanych ograniczeniami ze strony źródła wody. Zebrany materiał świadczy, że nie płucze się drenów tylko użytkownik przeciętnie 2 raz w roku czyści wierzchnią warstwę obsypki filtracyjnej przez ok. 8 godzin. Natomiast zlokalizowana przy brzegu komora kontrolna czyszczona jest od 1 do 2 razy w roku przez ok. 4 godziny.

Obliczenie wskaźników niezawodności źródła wody (ŻrW) - rzeka Paleczka

- analizowany okres od 29.01.1996 do 17.07.2006 r.	$T = 91752 \text{ h}$
- liczba przestojów wywołanych losowymi zdarzeniami, występującymi w źródle wody w analizowanym okresie	$N_u = 29$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 28$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 225 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 3268,8 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 7,7 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości $K_{\text{ŻrW}}$, wg wzoru (5.10):	$K_{\text{ŻrW}} = 0,9976321$

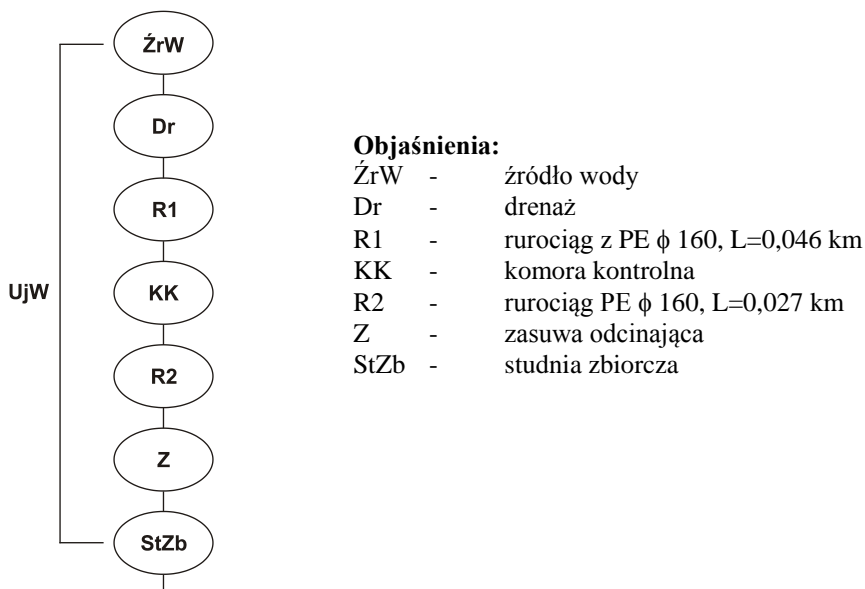
Obliczenie wskaźników niezawodności drenażu (Dr)

- analizowany okres 1 rok	$T = 8760 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 2$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 2$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 16 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 4372,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 8,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{Dr}} = 0,9981735$

Obliczenie wskaźników niezawodności komory kontrolnej (KK)

- analizowany okres 2 lata	$T = 17520 \text{ h}$
- liczba przestojów w analizowanym okresie	$N_u = 3$
- liczba odcinków pracy w analizowanym okresie	$N_p = 3$
- suma czasów trwania przestojów	$\Sigma t_n = 12 \text{ h}$
Średni czas pracy pomiędzy przestojami, wg wzoru (5.8):	$T_p = 5836,0 \text{ h}$
Średni czas trwania przestoju, wg wzoru (5.9):	$T_n = 4,0 \text{ h}$
Stacjonarny wskaźnik gotowości K_{Dr} , wg wzoru (5.10):	$K_{\text{StOs}} = 0,9993151$

Wskaźniki niezawodności elementów drenażowego ujęcia wody



Rys. 12.27. Schemat niezawodnościowy drenażowego ujęcia wody dla gminy Zembrzyce

Tab. 12.22. Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla gminy Zembrzyce: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K

Symbol / element	$\lambda * 10^{-4}$ [1/h]	$\mu * 10^{-2}$ [1/h]	K
ŻrW* źródło wody	3,0592	12,8889	0,9976321
Dr* drenaż	2,2873	12,5	0,9981735
R1 rurociąg PE ϕ 160, L=0,046 km	0,0117	4,0	0,9999707
KK* komora kontrolna	1,7135	25,0	0,9993151
R2 rurociąg z PE ϕ 160, L=0,027 km	0,0069	4,0	0,9999828
Z zasuwa odcinająca, sieciowa	0,1	5,0	0,9998000
StZb studnia zbiorcza	0,138	2,3792	0,9994203

* wskaźniki uzyskane z badań własnych, pozostałe dobrano z danych literaturowych [124],[128]

Obliczenie wskaźników niezawodności drenażowego ujęcia wody o strukturze szeregowej, niejednorodnej: ŻrW + Dr + R1 + StKo + R2 + Z + StZb

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wzory podane w rozdziale 5.

Częstość uszkodzeń UjW:

$$f_{UjW} = \sum_{i=1}^n f_i \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n K_j = 7,2749 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Wskaźnik gotowości UjW:

$$K_{UjW} = \prod_{i=1}^n K_i = 0,9943059$$

Średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami UjW:

$$T_{pUjW} = \frac{K_{UjW}}{f_{UjW}} = 1366,7 \text{ h}$$

Średni czas odnowy UjW:

$$T_{nUjW} = \frac{1 - K_{UjW}}{f_{UjW}} = 7,8 \text{ h}$$

Intensywność uszkodzeń UjW:

$$\lambda_{UjW} = \sum_{i=1}^n \lambda_i = 7,3166 * 10^{-4} \text{ 1/h}$$

Intensywność odnowy UjW:

$$\mu_{UjW} = \frac{1}{T_{nUjW}} = 12,7762 * 10^{-2} \text{ 1/h}$$

Obliczenie wymaganego wskaźnika gotowości badanego ujęcia wody dla gminy Zembrzyce

Wymagany wskaźnik gotowości badanego UjW wyznaczono wg wzoru (5.16):

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1) \cdot L_j} \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j}$$

gdzie:

J - liczba układów zasilania w wodę, $J=2$,

L_j - liczba wszystkich elementów w danym UZW (UjW, PoWSu, StUzW, PoWUz, PW), $L_j=5$,

B_j - liczba elementów budujących dane ugrupowanie (UjW), $B_j=1$,

$K_w(SZW)$ - wymagany poziom niezawodności SZW; przyjęto $K_w(SZW)=0,9150137$ wg [128] str. 484 tabela 2, dla przypadku $Q_w=Q_n$ i IV kategorii niezawodności (liczba mieszkańców M_k zaopatrywanych w wodę: $1000 < M_k < 50000$).

$$K_w(UjW) = \left[{}^{(J+1)}L_j \sqrt{K_w(SZW)} \right]^{B_j} = \left[{}^{3,5} \sqrt{0,9150137} \right]^1 = 0,9940964$$

Ponieważ wartość wskaźnika gotowości drenażowego ujęcia wody dla gminy Zembrzyce wynosi $K_{UjW} = 0,9943059$, warunek $K_{UjW} \geq K_w(UjW)$ jest spełniony.

12.1.14. Zdjęcia wybranych, badanych ujęć wody



Rys. 12.28. Ujęcie wody z potoku Wieprzówka dla miasta Andrychów



Rys. 12.29. Ujęcie wody z rzeki Raby dla miasta Bochnia



Rys. 12.30. Ujęcie wody z rzeki Łososiny dla miasta Limanowa



Rys. 12.31. Ujęcie wody z rzeki Stradomki dla gminy Łapanów



Rys. 12.32. Ujęcie wody z rzeki Dunajec dla miasta Nowy Sącz



Rys. 12.33. Ujęcie wody „Raba” z rzeki Raby dla miasta Rabka



Rys. 12.34. Ujęcie wody z rzeki Skawinki dla miasta Skawina



Rys. 12.35. Ujęcie wody ze zbiornika Nr 3 dla gminy Sułkowiec



Rys. 12.36. Ujęcie wody „Pokrzywy” z potoku Sopotnickiego dla miasta Szczawnica

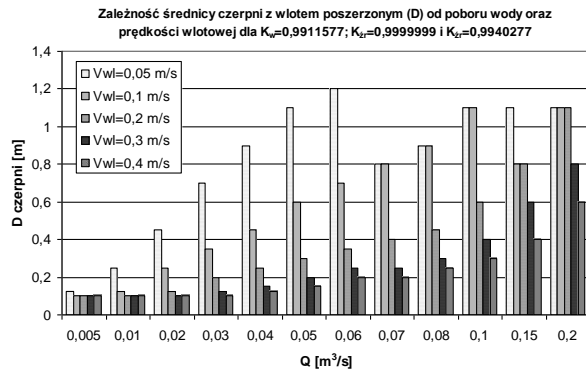


Rys. 12.37. Ujęcie wody „Sewerynówka” z potoku Sopotnickiego dla miasta Szczawnica

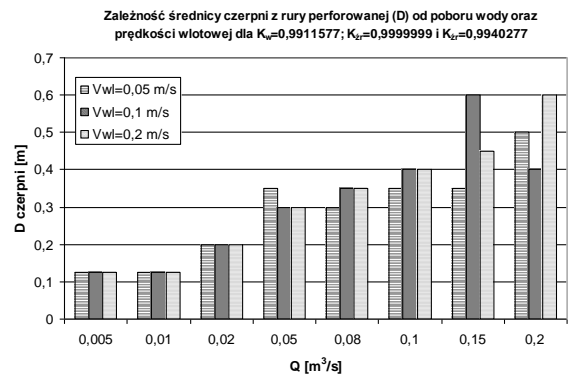
12.2. Wyniki badań testowych programu obliczeniowego „ATEN-UJW”

12.2.1. Zatopione ujęcie wody typu lekkiego

Dobór średnicy czerpni zatopionego ujęcia wody



a) czerpnia z wlotem poszerzonym (Cz_{WP})



b) czerpnia z rury perforowanej (Cz_{RP})

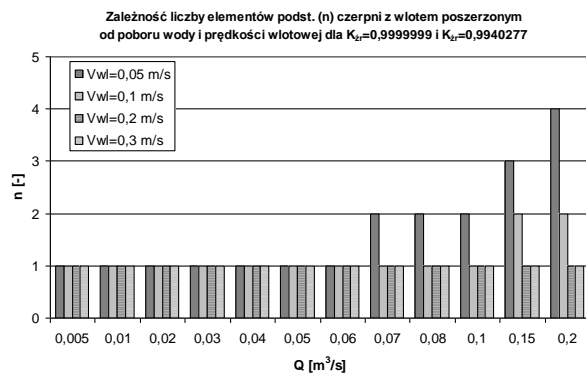
Rys. 12.38. Średnica czerpni zatopionego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)

Tab. 12.23. Zestawienie średnic czerpni zatopionego ujęcia wody [mm]

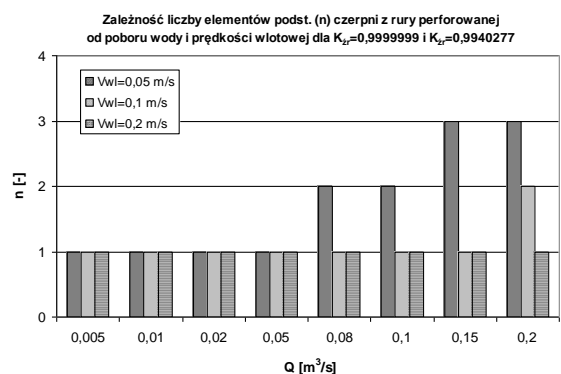
Q [m ³ /s] / v _{wl} [m/s]	Średnice czerpni UjW dla „czystej i brudnej wody”					
	v _{wl} =0,05 m/s		v _{wl} =0,1 m/s		v _{wl} =0,2 m/s	
	Cz _{WP}	Cz _{RP}	Cz _{WP}	Cz _{RP}	Cz _{WP}	Cz _{RP}
0,005	125	125	100	125	100	125
0,01	250	125	125	125	100	125
0,02	450	200	250	200	125	200
0,05	1100	350	600	300	300	300
0,08	900	300	900	350	450	350
0,1	1100	350	1100	400	600	400
0,15	1100	350	800	600	800	450
0,2	1100	500	1100	400	1100	600

Objaśnienia: Cz_{WP} - czerpnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czerpnia z rury perforowanej

Liczba elementów podstawowych i rezerwowych czerpni zatopionego ujęcia wody

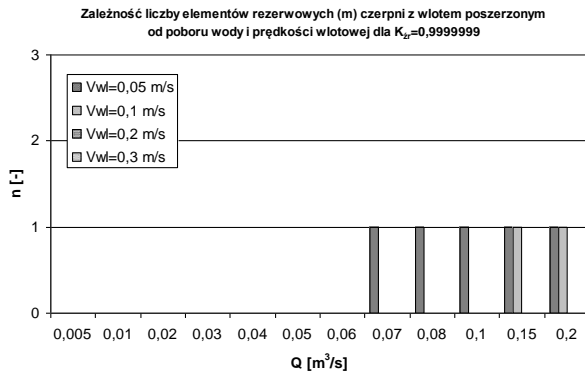


a) czerpnia z wlotem poszerzonym (Cz_{WP})

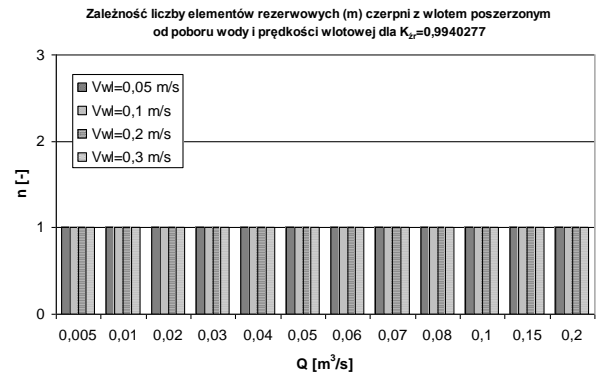


b) czerpnia z rury perforowanej (Cz_{RP})

Rys. 12.39. Liczba elementów podstawowych (n) czerpni zatopionego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)

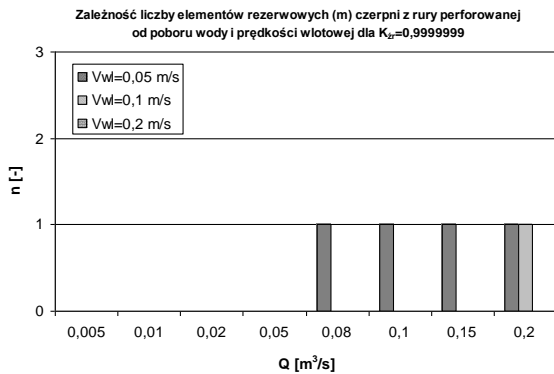


a) $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)

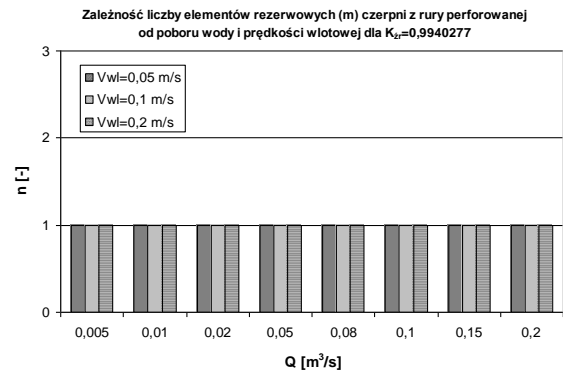


b) $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda)

Rys. 12.40. Liczba elementów rezerwowych (m) czepni z wlotem poszerzonym zatopionego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)



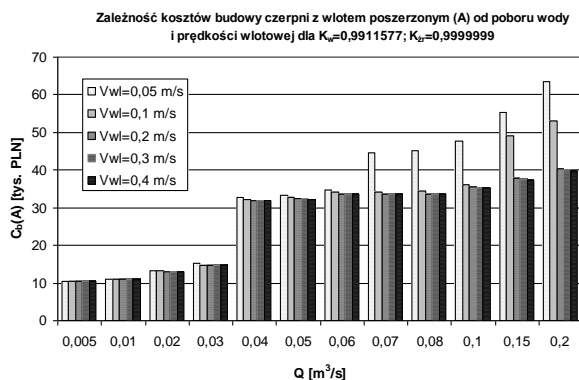
a) $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)



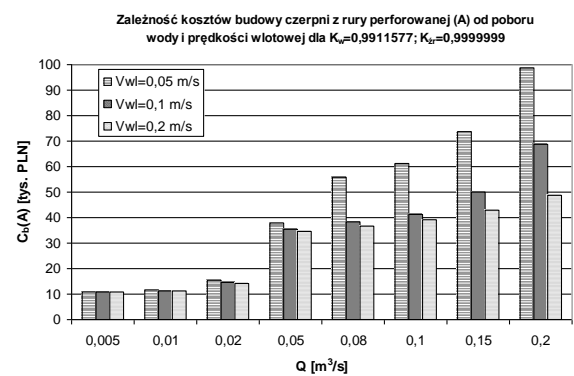
b) $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda)

Rys. 12.41. Liczba elementów rezerwowych (m) czepni z rury perforowanej zatopionego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)

Koszty budowy czepni zatopionego ujęcia wody dla $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)



a) czepnia z wlotem poszerzonym (Cz_{WP})



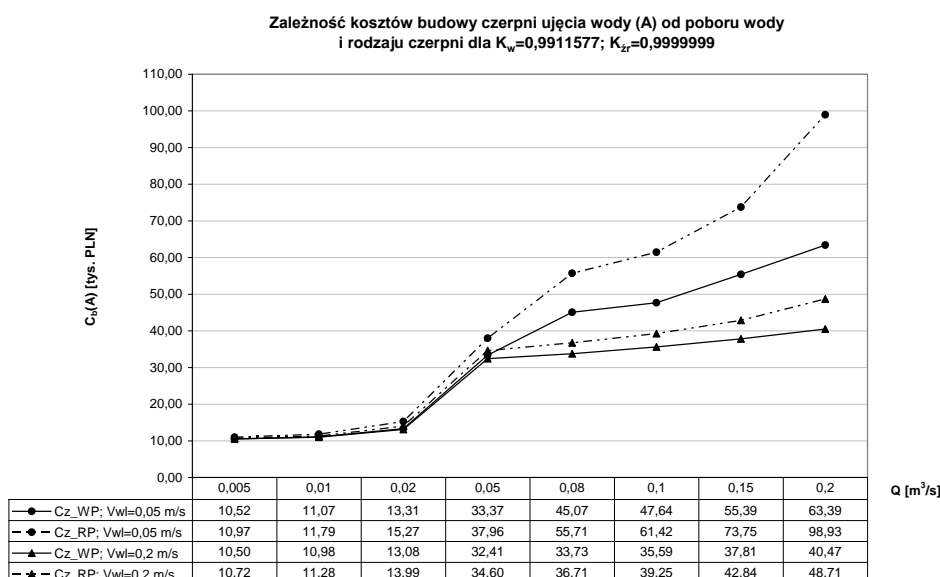
b) czepnia z rury perforowanej (Cz_{RP})

Rys. 12.42. Koszty budowy czepni zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla wybranych średnic czepni oraz $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)

Tab. 12.24. Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody wynikającego ze zmniejszenia prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)

Wydajność UjW Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy czepni UjW [%], dla $K_{zrW}=0,9999999$			
	zmniejszenie v_{wl} z 0,1 na 0,05 m/s		zmniejszenie v_{wl} z 0,2 na 0,05 m/s	
	Cz _{WP}	Cz _{RP}	Cz _{WP}	Cz _{RP}
0,005	0,12	1,5	0,12	2,3
0,01	0,7	2,9	0,8	4,5
0,02	1,1	5,9	1,7	9,1
0,05	2,0	6,8	2,9	9,7
0,08	31,4	45,2	33,6	51,7
0,1	31,5	48,2	33,9	56,5
0,15	13,0	47,8	46,5	72,1
0,2	19,7	44,3	56,6	103,1

Objaśnienia: Cz_{WP} - czepnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czepnia z rury perforowanej



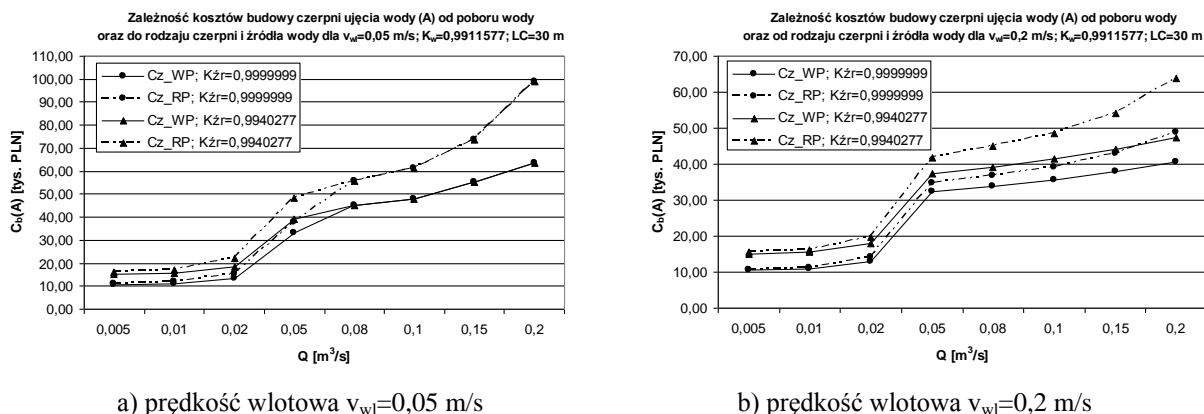
Rys. 12.43. Porównanie kosztów budowy czepni z wlotem poszerzonym (Cz_{WP}) oraz czepni z rury perforowanej (Cz_{RP}), dla $v_{wl}=0,05$ m/s i $v_{wl}=0,2$ m/s

Tab. 12.25. Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla badanych prędkości wlotowych (v_{wl}) oraz $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)

Wzrost poboru Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy czepni UjW [%], dla $K_{zrW}=0,9999999$					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	Cz _{WP}	Cz _{RP}	Cz _{WP}	Cz _{RP}	Cz _{WP}	Cz _{RP}
z 0,005 na 0,01	5,3	7,4	4,7	6,0	4,6	5,2
z 0,01 na 0,02	20,2	29,5	19,7	25,9	19,1	24,0
z 0,02 na 0,05	150,6	148,6	148,6	146,5	147,7	147,4
z 0,05 na 0,08	35,1	46,8	4,8	7,9	4,0	6,1
z 0,08 na 0,1	5,7	10,2	5,6	8,1	5,5	6,9
z 0,1 na 0,2	33,0	61,1	46,1	65,4	13,7	24,1

Objaśnienia: Cz_{WP} - czepnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czepnia z rury perforowanej

Koszty budowy czepni zatopionego ujęcia wody dla $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda)



a) prędkość wlotowa $v_{wl}=0,05$ m/s

b) prędkość wlotowa $v_{wl}=0,2$ m/s

Rys. 12.44. Porównanie kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności (Q) oraz rodzaju czepni i źródła wody, gdzie Cz_WP - czepnia z wlotem poszerzonym, Cz_RP - czepnia z rury perforowanej, $K_{zr}=0,9999999$ - „czysta woda”, $K_{zr}=0,9940277$ - „brudna woda”

Tab. 12.26. Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody dla „brudnej wody” w porównaniu do kosztu jej budowy dla „czystej wody”

Wydajność UjW Q [m³/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy czepni UjW [%] dla „brudnej wody”					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	CzWP	CzRP	CzWP	CzRP	CzWP	CzRP
0,005	43,5	45,9	43,4	45,0	43,4	44,6
0,01	42,2	45,7	41,8	44,1	41,7	43,3
0,02	37,4	45,4	36,7	42,2	36,3	40,4
0,05	17,8	27,7	16,2	22,8	15,4	20,7
0,08	0	0	17,2	26,0	15,8	22,7
0,1	0	0	17,7	28,0	16,2	24,0
0,15	0	0	0	36,6	16,3	26,2
0,2	0	0	0	0	16,7	30,8

Objaśnienia: Cz_{WP} - czepnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czepnia z rury perforowanej

Tab. 12.27. Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody wynikającego ze zmniejszenia prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda)

Wydajność UjW Q [m³/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy czepni UjW [%], dla $K_{zrW}=0,9940277$			
	zmniejszenie v_{wl} z 0,1 na 0,05 m/s		zmniejszenie v_{wl} z 0,2 na 0,05 m/s	
	CzWP	CzRP	CzWP	CzRP
0,005	0,2	2,1	0,2	3,2
0,01	1,0	4,1	1,2	6,2
0,02	1,7	8,3	2,6	13
0,05	3,4	11,1	5,1	16,1
0,08	12,0	15,3	15,4	23,7
0,1	11,7	15,7	15,2	26,2
0,15	13,0	8,2	25,9	36,4
0,2	19,7	44,3	34,2	55,2

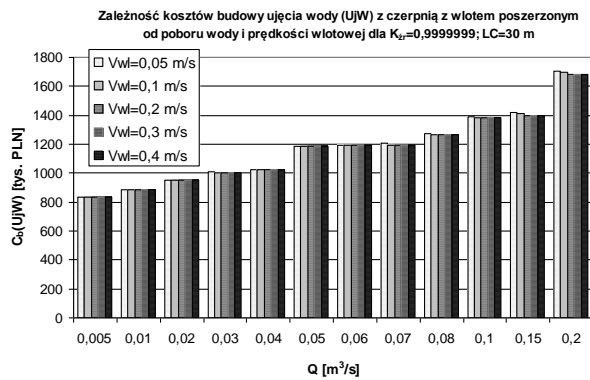
Objaśnienia: Cz_{WP} - czepnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czepnia z rury perforowanej

Tab. 12.28. Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla badanych prędkości wlotowych (v_{wl}) oraz $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda)

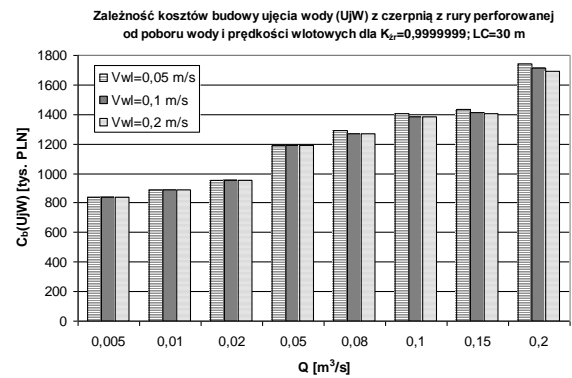
Wzrost poboru Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy czepni UjW [%], dla $K_{zrW}=0,9940277$					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	CZWP	CZRP	CZWP	CZRP	CZWP	CZRP
z 0,005 na 0,01	4,3	7,3	3,5	5,3	3,3	4,3
z 0,01 na 0,02	16,2	29,2	15,4	24,2	14,6	21,5
z 0,02 na 0,05	114,9	118,5	111,3	112,9	109,7	112,7
z 0,05 na 0,08	14,6	14,9	5,8	10,7	4,5	7,8
z 0,08 na 0,1	5,7	10,2	6,1	9,8	5,9	8,1
z 0,1 na 0,2	33,0	61,1	24,1	29,2	14,2	30,9

Objaśnienia: CZWP - czepnia z wlotem poszerzonym, CZRP - czepnia z rury perforowanej

Koszty budowy zatopionego ujęcia wody

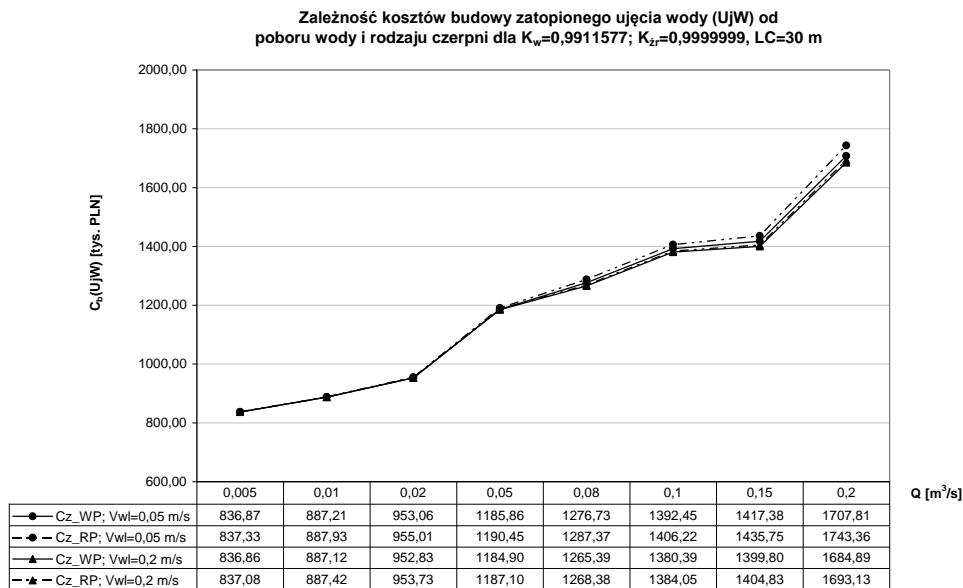


a) UjW z czepnią z wlotem poszerzonym (CZWP)



b) UjW z czepnią z rury perforowanej (CZRP)

Rys. 12.45. Koszty budowy zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla wybranych średnic czepni, LC=30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)

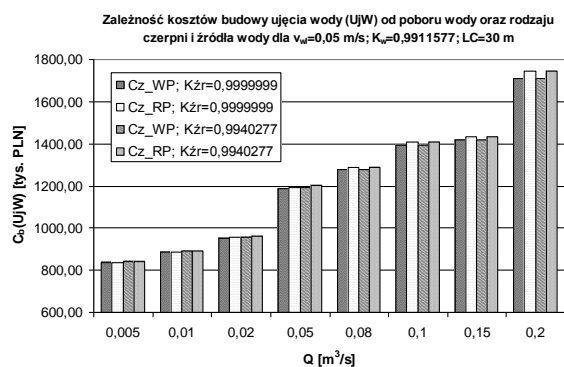


Rys. 12.46. Porównanie kosztów budowy zatopionego ujęcia wody z czepnią z wlotem poszerzonym (Cz_WP) oraz z czepnią z rury perforowanej (Cz_RP), dla $v_{wl}=0,05$ m/s i $v_{wl}=0,2$ m/s, LC=30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$

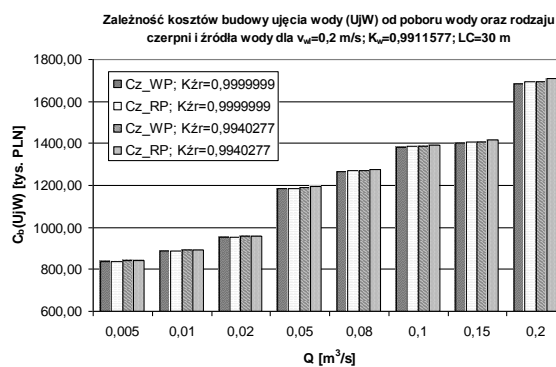
Tab. 12.29. Zestawienie wzrostu kosztów budowy zatopionego ujęcia wody wynikającego ze zmniejszenia prędkości wlotowej z 0,2 do 0,05 m/s, dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

Wydatność UjW Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy UjW [%] przy zmniejszeniu v_{wl} z 0,2 na 0,05 m/s			
	$K_{zrW}=0,9999999$		$K_{zrW}=0,9940277$	
	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}
0,005	0,0016	0,03	0,003	0,06
0,01	0,01	0,06	0,02	0,1
0,02	0,02	0,13	0,05	0,3
0,05	0,08	0,3	0,2	0,6
0,08	0,9	1,5	0,5	0,8
0,1	0,9	1,6	0,4	0,9
0,15	1,2	2,2	0,8	1,4
0,2	1,4	3,0	0,9	2,1

Objaśnienia: UjW z Cz_{WP} - ujęcie wody z czerpnią z wlotem poszerzonym, UjW z Cz_{RP} - ujęcie wody z czerpnią z rury perforowanej



a) prędkość wlotowa $v_{wl}=0,05$ m/s



b) prędkość wlotowa $v_{wl}=0,2$ m/s

Rys. 12.47. Porównanie kosztów budowy zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności (Q) oraz rodzaju czerpni i źródła wody, dla $LC=30$ m, gdzie Cz_{WP} - czerpnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czerpnia z rury perforowanej, $K_{zr}=0,9999999$ - „czysta woda”, $K_{zr}=0,9940277$ - „brudna woda”

Tab. 12.30. Zestawienie wzrostu kosztów budowy UjW w zależności od zwiększenia poboru, dla $LC=30$ m

a) dla $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)

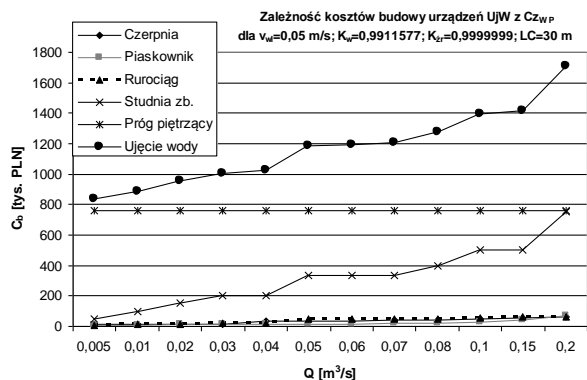
Wzrost poboru Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy UjW [%], dla $K_{zrW}=0,9999999$					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}
z 0,005 na 0,01	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
z 0,01 na 0,02	7,4	7,5	7,4	7,5	7,4	7,5
z 0,02 na 0,05	24,4	24,6	24,4	24,5	24,3	24,5
z 0,05 na 0,08	7,7	8,1	6,8	6,9	6,8	6,8
z 0,08 na 0,1	9,1	9,2	9,1	9,1	9,1	9,1
z 0,1 na 0,2	22,6	24,0	22,9	23,6	22,0	22,3

b) dla $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda)

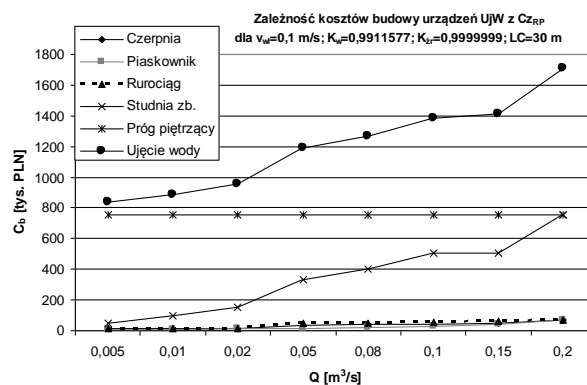
Wzrost poboru Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy UjW [%], dla $K_{zrW}=0,9940277$					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}
z 0,005 na 0,01	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
z 0,01 na 0,02	7,4	7,7	7,4	7,6	7,4	7,5
z 0,02 na 0,05	24,4	24,8	24,3	24,6	24,3	24,5
z 0,05 na 0,08	7,1	7,2	6,8	7,0	6,8	6,9
z 0,08 na 0,1	9,1	9,2	9,1	9,2	9,1	9,1
z 0,1 na 0,2	22,6	24,0	22,3	22,5	22,0	22,6

Objaśnienia: UjW z Cz_{WP} - ujęcie wody z czepnią z wlotem poszerzonym, UjW z Cz_{RP} - ujęcie wody z czepnią z rury perforowanej

Pozostałe urządzenia zatopionego ujęcia wody



a) UjW z czepnią z wlotem poszerzonym (Cz_{WP}), prędkość wlotowa $v_{wl}=0,05$ m/s



b) UjW z czepnią z rury perforowanej (Cz_{RP}), prędkość wlotowa $v_{wl}=0,1$ m/s

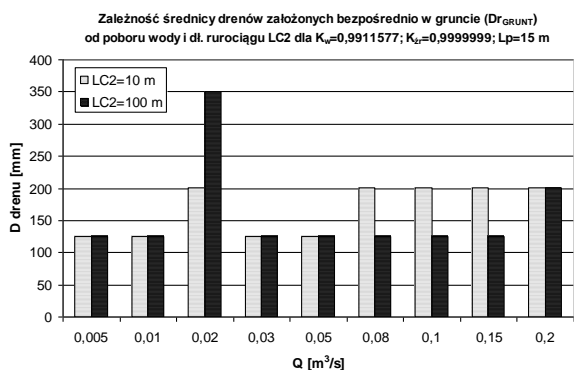
Rys. 12.48. Koszty budowy poszczególnych urządzeń zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności (Q), dla różnych prędkości wlotowych (v_{wl}) i $LC=30$ m

Tab. 12.31. Zestawienie wzrostu kosztów budowy studni zbiorczej, rurociągu grawitacyjnego i piaskownika w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

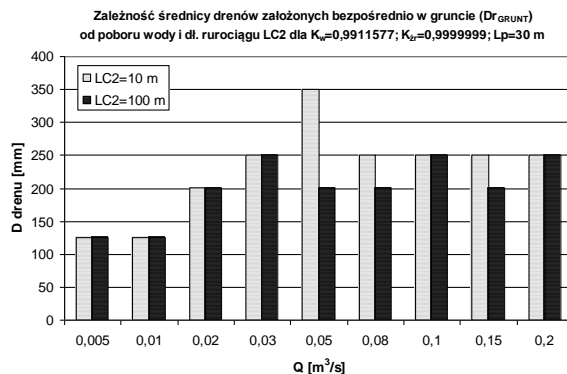
Wzrost poboru Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy urządzeń UjW [%]		
	studnia zbiorcza	rurociąg	piaskownik
z 0,005 na 0,01	92,8	9,6	22,1
z 0,01 na 0,02	59,5	40,5	9,0
z 0,02 na 0,05	113,7	205,7	24,6
z 0,05 na 0,08	20,2	4,8	69,7
z 0,08 na 0,1	26,2	7,4	20,2
z 0,1 na 0,2	48,7	19,8	154,4

12.2.2. Drenażowe ujęcie wody

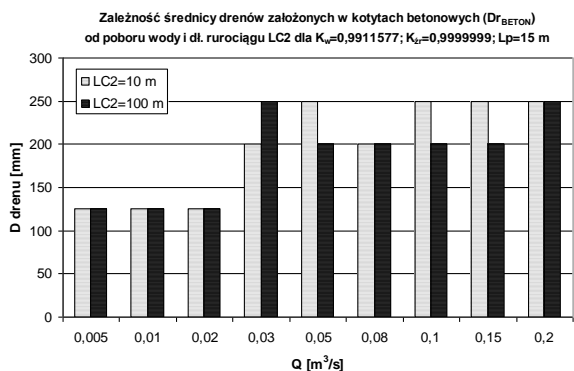
Dobór średnicy czerpni drenażowego ujęcia wody (drenów)



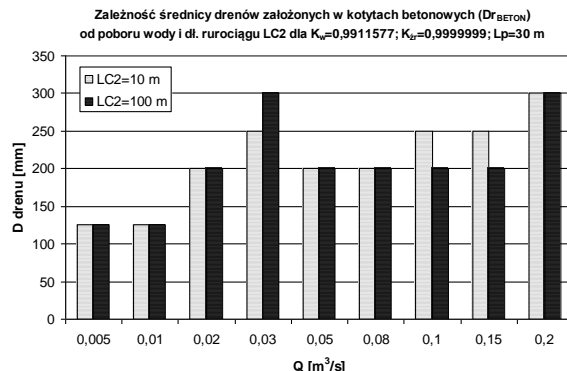
a) dreny założone w gruncie (D_{rGRUNT}), szerokości cieku $L_p=15$ m



b) dreny założone w gruncie (D_{rGRUNT}), szerokości cieku $L_p=30$ m



c) dreny założone w korytach betonowych (D_{rBETON}), szerokości cieku $L_p=15$ m



d) dreny założone w korytach betonowych (D_{rBETON}), szerokości cieku $L_p=30$ m

Rys. 12.49. Średnica drenów w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i długości rurociągu ($LC2$), dla szerokości cieku $L_p=15$ i 30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)

Tab. 12.32. Zestawienie średnic drenów [mm], dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)

a) dreny założone w gruncie (D_{rGRUNT})

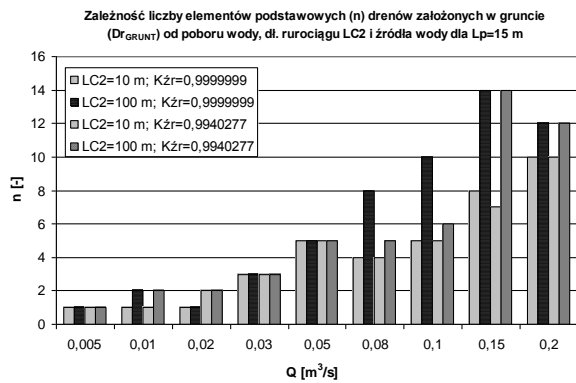
Wydajność U_{jW} Q [m^3/s]	Średnice drenów założonych w gruncie (D_{rGRUNT})							
	$K_{zrW}=0,9999999$				$K_{zrW}=0,9940277$			
	$L_p=15$ m		$L_p=30$ m		$L_p=15$ m		$L_p=30$ m	
	LC2= 10 m	LC2= 100 m	LC2= 10 m	LC2= 100 m	LC2= 10 m	LC2= 100 m	LC2= 10 m	LC2= 100 m
0,005	125	125	125	125	125	125	125	125
0,01	125	125	125	125	125	125	125	125
0,02	200	350	200	200	125	125	125	125
0,03	125	125	250	250	125	125	250	250
0,05	125	125	350	200	125	125	200	200
0,08	200	125	250	200	200	200	250	200
0,1	200	125	250	250	200	200	250	250
0,15	200	125	250	200	250	125	250	200
0,2	200	200	250	250	200	200	250	250

b) dreny założone w korytach betonowych ($D_{r_{BETON}}$)

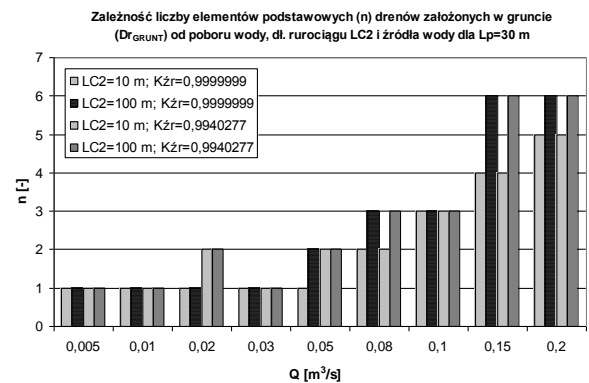
Wydajność UjW $Q [m^3/s]$	Średnice drenów założonych w korytach betonowych ($D_{r_{BETON}}$)							
	$K_{zrW}=0,9999999$				$K_{zrW}=0,9940277$			
	$L_p=15\text{ m}$		$L_p=30\text{ m}$		$L_p=15\text{ m}$		$L_p=30\text{ m}$	
	LC2= 10 m	LC2= 100 m	LC2= 10 m	LC2= 100 m	LC2= 10 m	LC2= 100 m	LC2= 10 m	LC2= 100 m
0,005	125	125	125	125	125	125	125	125
0,01	125	125	125	125	125	125	125	125
0,02	125	125	200	200	125	125	200	200
0,03	200	250	250	300	200	250	250	300
0,05	250	200	200	200	250	200	200	200
0,08	200	200	200	200	200	200	200	200
0,1	250	200	250	200	250	200	250	200
0,15	250	200	250	200	250	200	250	200
0,2	250	250	300	300	250	250	300	300

Objaśnienia: L_p - szerokość cieku, LC2 - długość rurociągu grawitacyjnego C2

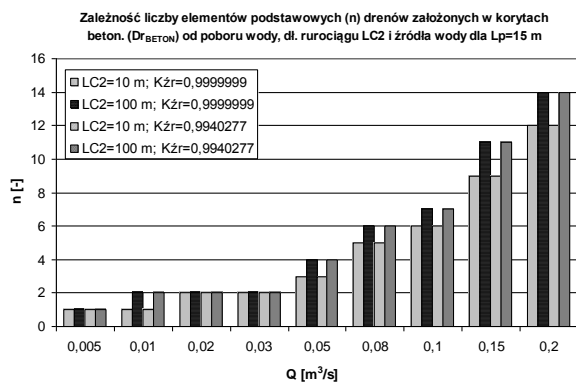
Liczba elementów podstawowych i rezerwowych czerpni drenażowego ujęcia wody (drenów)



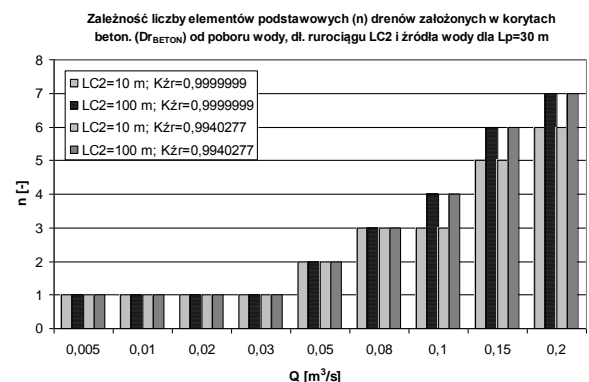
a) dreny założone w gruncie ($D_{r_{GRUNT}}$), szerokości cieku, $L_p=15\text{ m}$



b) dreny założone w gruncie ($D_{r_{GRUNT}}$), szerokości cieku, $L_p=30\text{ m}$



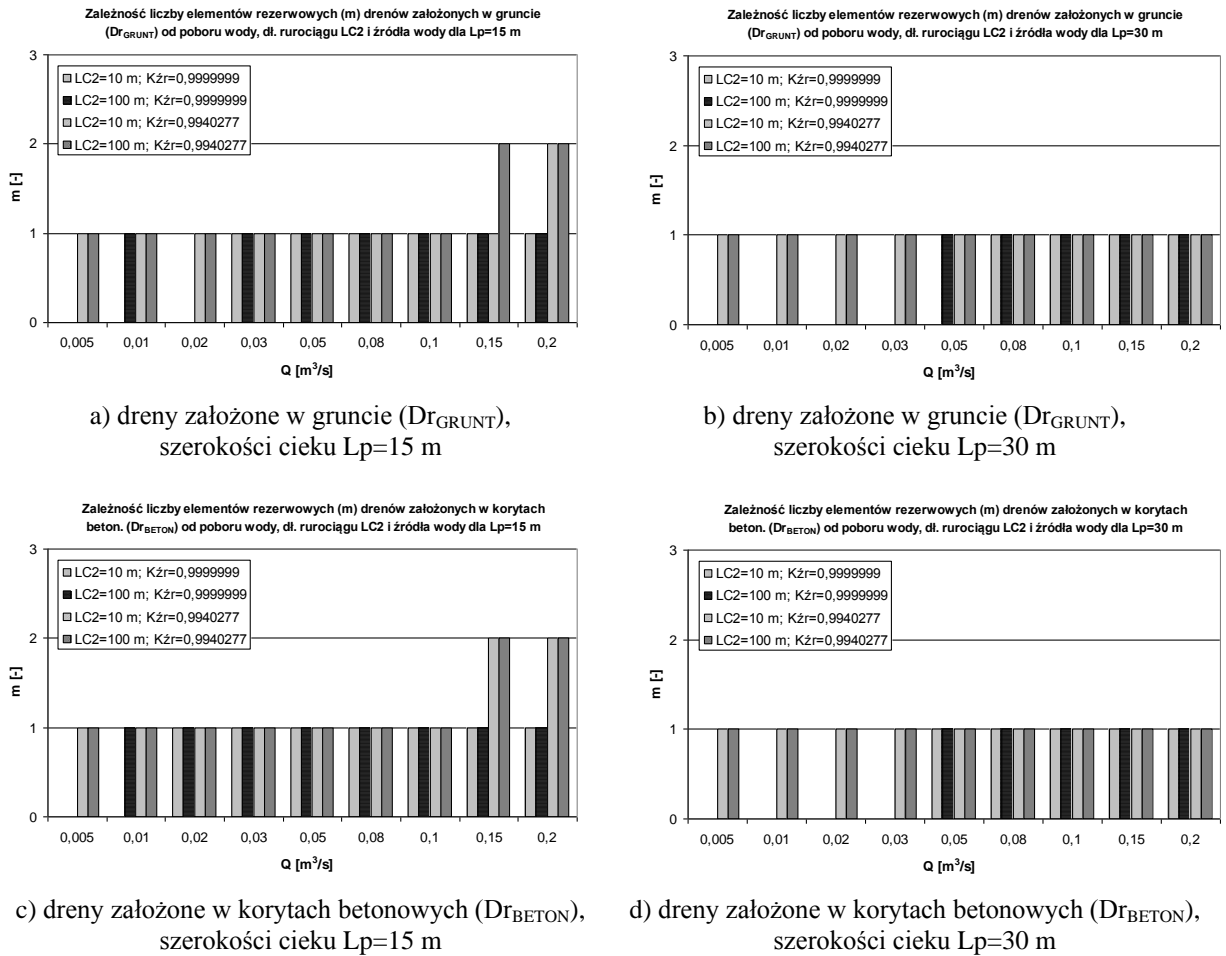
c) dreny założone w korytach betonowych ($D_{r_{BETON}}$), szerokości cieku $L_p=15\text{ m}$



d) dreny założone w korytach betonowych ($D_{r_{BETON}}$), szerokości cieku, $L_p=30\text{ m}$

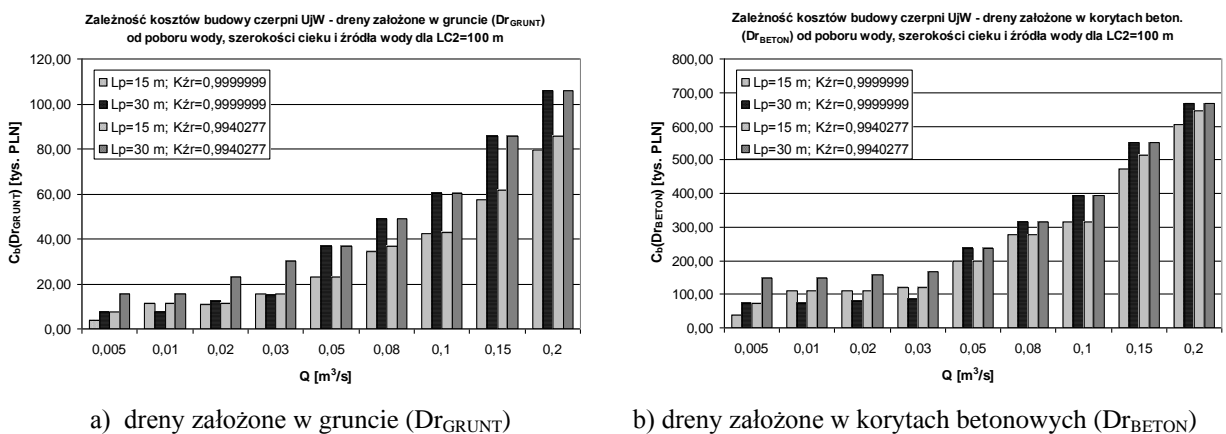
Rys. 12.50. Liczba elementów podstawowych (n) drenów w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), długości rurociągu (LC2) i rodzaju źródła wody, dla szerokości cieku $L_p=15$ i 30 m

Zespolone ujęcia wody z uwzględnieniem
kryteriów techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowych oraz ochrony ichtiofauny



Rys. 12.51. Liczba elementów rezerwowych (m) drenów w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), długości rurociągu (LC2) i rodzaju źródła wody, dla szerokości cieku $L_p=15$ i 30 m

Koszty budowy czepni drenażowego ujęcia wody



Rys. 12.52. Koszty budowy czepni drenażowego ujęcia wody w zależności od wydajności UjW (Q), szerokości cieku (L_p) i rodzaju źródła wody, dla rurociągu o długości $LC2=100$ m

Tab. 12.33. Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni drenazowego ujęcia wody w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla cieku o szerokości $L_p=15$ i 30 m, długości rurociągu $LC_2=100$ m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)

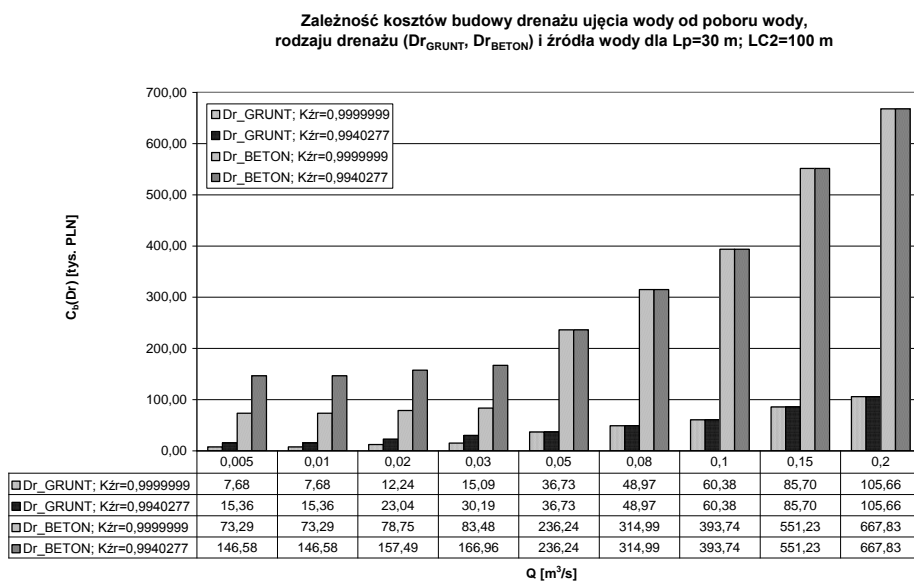
Wzrost poboru Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy drenazu UjW [%]							
	Dr_{GRUNT}				Dr_{BETON}			
	$K_{zrW}=0,9999999$		$K_{zrW}=0,9940277$		$K_{zrW}=0,9999999$		$K_{zrW}=0,9940277$	
	$L_p=15$ m	$L_p=30$ m	$L_p=15$ m	$L_p=30$ m	$L_p=15$ m	$L_p=30$ m	$L_p=15$ m	$L_p=30$ m
z 0,005 na 0,01	200,0	0	50,0	0	200,0	0,0	50,0	0
z 0,01 na 0,02	-5,4	59,4	0,0	50,0	0	7,4	0,0	7,4
z 0,02 na 0,03	41,0	23,3	33,3	31,0	10,2	6,0	10,2	6,0
z 0,03 na 0,05	50,0	143,3	50,0	21,7	62,5	183,0	62,5	41,5
z 0,05 na 0,1	83,3	64,4	86,0	64,4	60,0	66,7	60,0	66,7
z 0,1 na 0,2	88,4	75,0	100,0	75,0	92,3	69,6	105,1	69,6

Objaśnienia: Dr_{GRUNT} - dreny założone bezpośrednio w gruncie, Dr_{BETON} - dreny założone w korytach betonowych, L_p - szerokość cieku

Tab. 12.34. Zestawienie wzrostu kosztów budowy drenazu UjW w cieku o szerokości $L_p=30$ m w porównaniu do kosztów jego budowy w cieku o szerokości $L_p=15$ m, dla rurociągu o długości $LC_2=100$ m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)

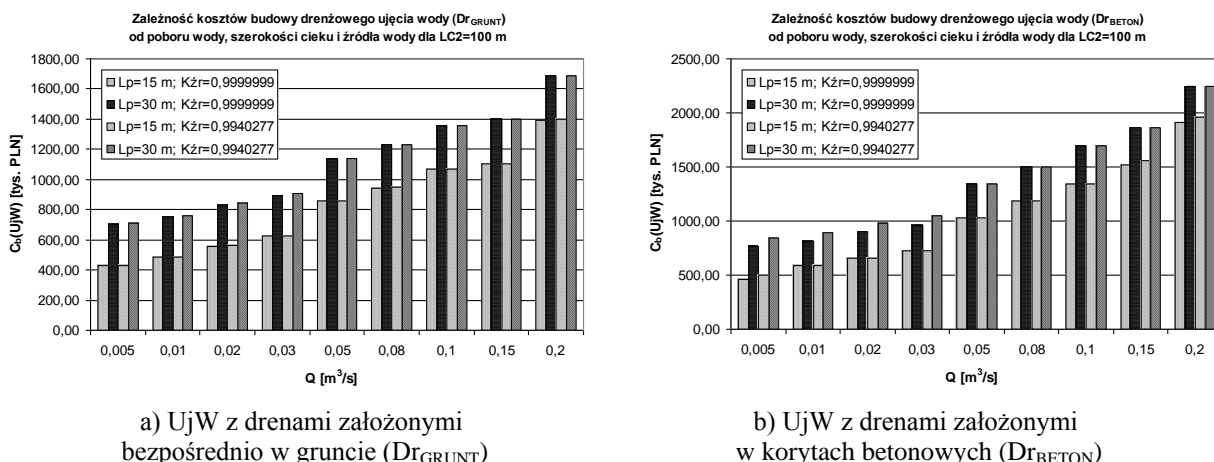
Wydajność UjW Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy drenazu UjW dla $L_p=30$ m w odniesieniu do kosztów drenazu UjW dla $L_p=15$ m [%]			
	Dr_{GRUNT}		Dr_{BETON}	
	$K_{zrW}=0,9999999$	$K_{zrW}=0,9940277$	$K_{zrW}=0,9999999$	$K_{zrW}=0,9940277$
0,005	100,0	100,0	100,0	100,0
0,01	-33,3	33,3	-33,3	33,3
0,02	12,4	100,0	-28,4	43,3
0,03	-1,7	96,6	-31,1	37,8
0,05	59,4	59,4	20,0	20,0
0,08	41,7	33,3	14,3	14,3
0,1	43,0	40,9	25,0	25,0
0,15	48,8	39,5	16,7	7,7
0,2	32,8	23,3	10,3	3,4

Objaśnienia: Dr_{GRUNT} - dreny założone w gruncie, Dr_{BETON} - dreny założone w korytach betonowych



Rys. 12.53. Porównanie kosztów budowy czepni drenazowego ujęcia wody w zależności od rodzaju drenazu i źródła wody (K_{zr}), gdzie Dr_{GRUNT} - dreny założone w gruncie, Dr_{BETON} - dreny założone w korytach betonowych

Koszty budowy drenażowego ujęcia wody



Rys. 12.54. Koszty budowy drenażowego ujęcia wody w zależności od wydajności UjW (Q), szerokości cieku (Lp) i rodzaju źródła wody (K_{zr}), dla rurociągu o długości $LC2=100$ m

Tab. 12.35. Zestawienie wzrostu kosztów budowy drenażowego UjW w zależności od zwiększenia poboru wody, przy długości rurociągu $LC2=100$ m, dla $Lp=15$ i 30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

Wzrost poboru Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy drenażowego UjW [%]							
	UjW_ Dr_{GRUNT}				UjW_ Dr_{BETON}			
	$K_{zrW}=0,9999999$		$K_{zrW}=0,9940277$		$K_{zrW}=0,9999999$		$K_{zrW}=0,9940277$	
	Lp=15 m	Lp=30 m	Lp=15 m	Lp=30 m	Lp=15 m	Lp=30 m	Lp=15 m	Lp=30 m
z 0,005 na 0,01	13,5	7,2	12,5	7,1	26,8	6,5	17,5	6,0
z 0,01 na 0,02	15,0	10,4	15,1	10,7	12,6	9,6	12,6	9,5
z 0,02 na 0,03	11,5	7,6	11,4	8,0	10,8	7,2	10,8	7,1
z 0,03 na 0,05	37,6	27,8	37,6	25,7	41,5	39,5	41,5	28,3
z 0,05 na 0,1	24,7	18,9	24,8	18,9	30,1	26,1	30,1	26,1
z 0,1 na 0,2	29,9	24,1	30,4	24,1	42,7	32,9	45,7	32,9

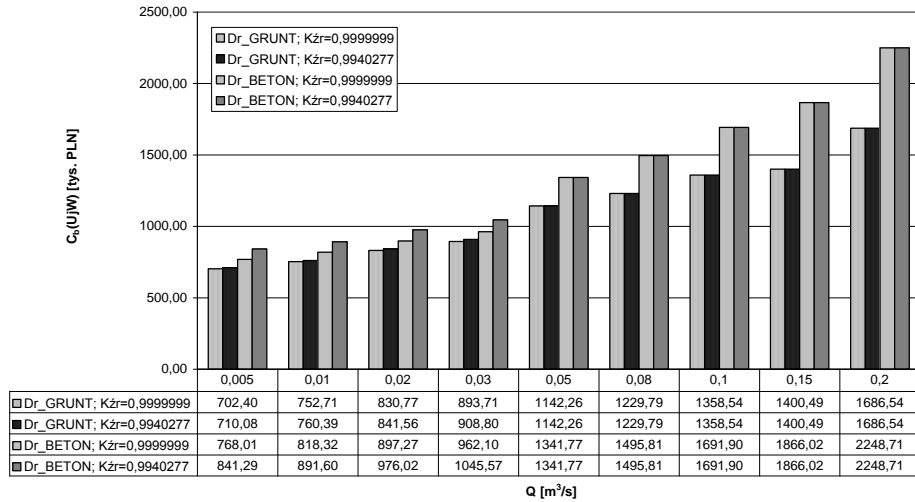
Objaśnienia: UjW_ Dr_{GRUNT} - UjW z drenami założonymi bezpośrednio w gruncie, UjW_ Dr_{BETON} - UjW z drenami założonymi w korytach betonowych, Lp - szerokość cieku

Tab. 12.36. Zestawienie wzrostu kosztów budowy drenażowego UjW w cieku o szerokości $Lp=30$ m w porównaniu do kosztów jego budowy w cieku o szerokości $Lp=15$ m, dla rurociągu o długości $LC2=100$ m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)

Wydajność UjW Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy drenażowego UjW dla $Lp=30$ m w odniesieniu do kosztów drenażowego UjW dla $Lp=15$ m [%]			
	UjW_ Dr_{GRUNT}		UjW_ Dr_{BETON}	
	$K_{zrW}=0,9999999$	$K_{zrW}=0,9940277$	$K_{zrW}=0,9999999$	$K_{zrW}=0,9940277$
0,005	64,2	64,5	66,7	69,2
0,01	54,9	56,5	40,1	52,6
0,02	48,7	50,5	36,4	48,4
0,03	43,4	45,8	32,0	43,4
0,05	33,1	33,1	30,0	30,0
0,08	30,2	29,9	26,1	26,1
0,1	27,0	26,9	26,0	26,0
0,15	27,1	26,7	23,0	19,9
0,2	21,3	20,8	17,4	14,9

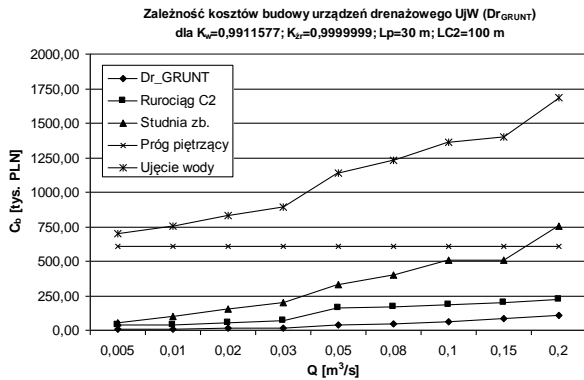
Objaśnienia: UjW_ Dr_{GRUNT} - ujęcie wody z drenami założonymi w gruncie, UjW_ Dr_{BETON} - ujęcie wody z drenami założonymi w korytach betonowych

Zależność kosztów budowy drenazowych ujęć wody od poboru wody, typu ujęcia (Dr_{GRUNT} , Dr_{BETON}) i źródła wody dla $L_p=30$ m; $LC2=100$ m

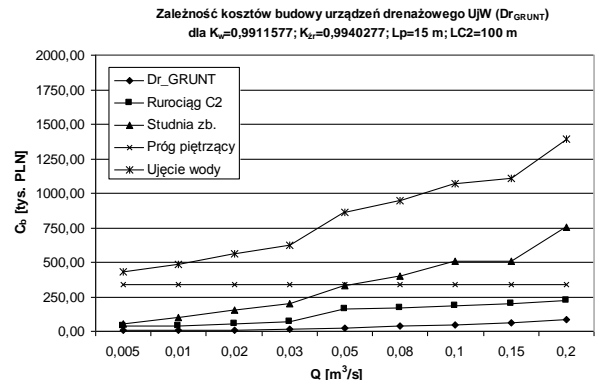


Rys. 12.55. Porównanie kosztów budowy drenazowego ujęcia wody w zależności od rodzaju drenażu i źródła wody (K_{zr}), dla $L_p=30$ m i $LC2=100$ m, gdzie Dr_{GRUNT} - drenaże założone w gruncie, Dr_{BETON} - drenaże założone w korytach betonowych

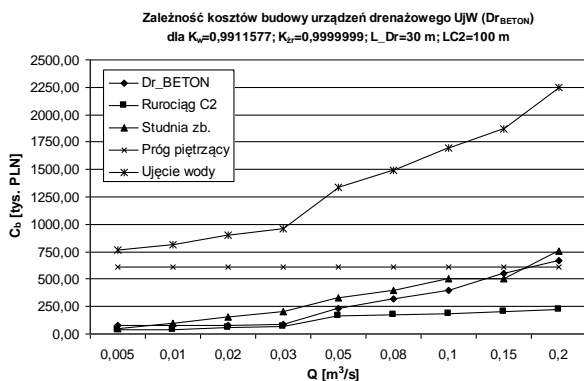
Pozostałe urządzenia drenazowego ujęcia wody



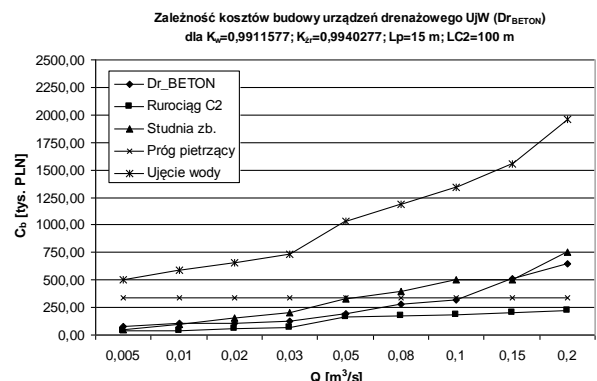
a) Dr_{GRUNT} , $L_p=30$ m, $K_{zr}=0,9999999$



b) Dr_{GRUNT} , $L_p=15$ m, $K_{zr}=0,9940277$



c) Dr_{BETON} , $L_p=30$ m, $K_{zr}=0,9999999$



d) Dr_{BETON} , $L_p=15$ m, $K_{zr}=0,9940277$

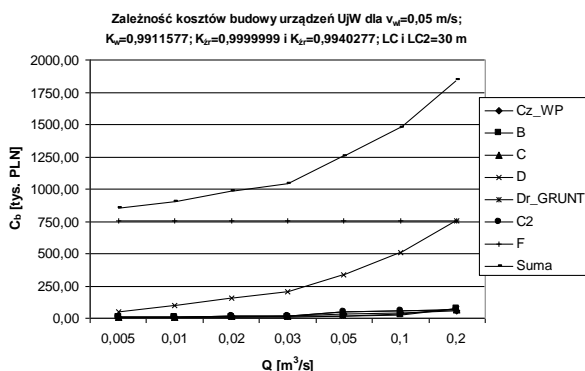
Rys. 12.56. Koszty budowy urządzeń drenazowego ujęcia wody z drenami założonymi w gruncie (Dr_{GRUNT}) oraz w korytach betonowych (Dr_{BETON}) w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), szerokości cieku $L_p=15$ i 30 m oraz źródła wody, dla rurociągu o długości $LC2=100$ m

Tab. 12.37. Zestawienie wzrostu kosztów budowy studni zbiorczej i rurociągu o długości LC2=100 m w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

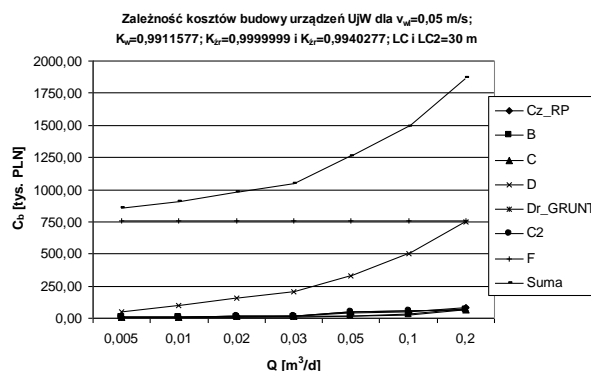
Wzrost poboru Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy urządzeń drenażowego UjW [%]	
	studnia zbiorcza	rurociąg C2
z 0,005 na 0,01	92,8	9,6
z 0,01 na 0,02	59,5	40,5
z 0,02 na 0,03	29,7	26,0
z 0,03 na 0,05	64,8	142,7
z 0,05 na 0,1	51,7	12,5
z 0,1 na 0,2	48,7	19,8

12.2.3. Zespolone ujęcie wody

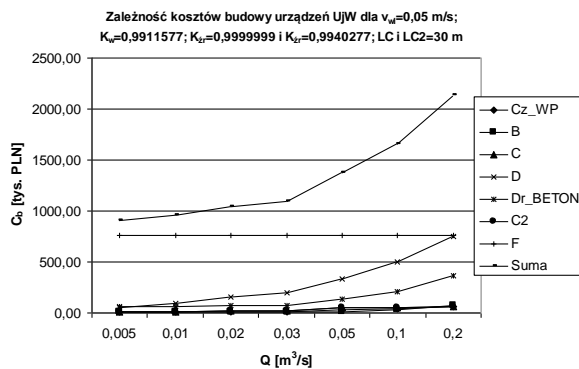
Koszty budowy urządzeń zespolonego ujęcia wody



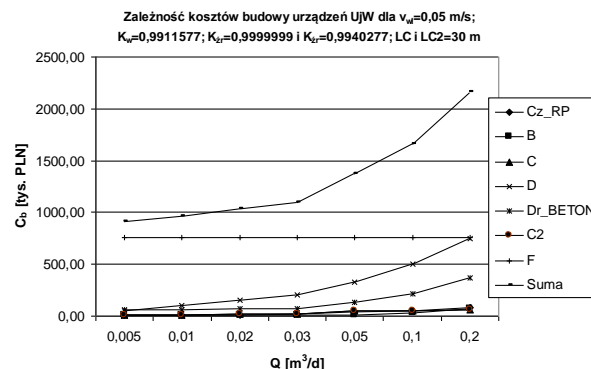
a) UjW z czerpnią z wlotem poszerzonym (Cz_WP) i drenami założonymi w gruncie (Dr_GRUNT)



b) UjW z czerpnią z rury perforowanej (Cz_RP) i drenami założonymi w gruncie (Dr_GRUNT)



c) UjW z czerpnią z wlotem poszerzonym (Cz_WP) i dreny w korytach betonowych (Dr_BETON)

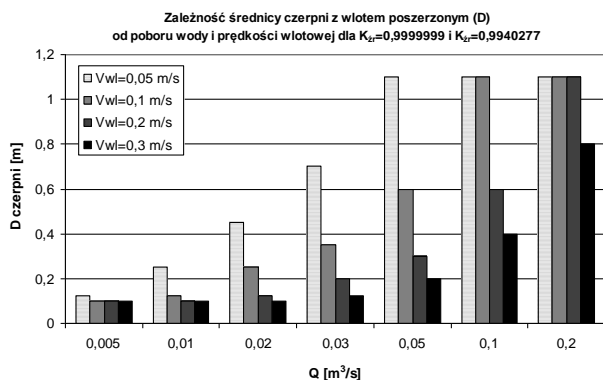


d) UjW z czerpnią z rury perforowanej (Cz_RP) i dreny w korytach betonowych (Dr_BETON)

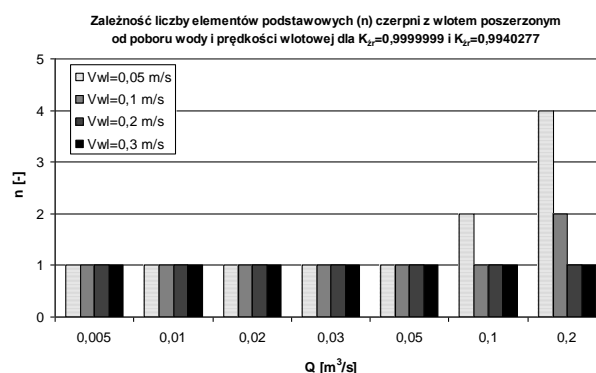
Rys. 12.57. Koszty budowy urządzeń zespolonego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), dla prędkości wlotowej $v_{wl}=0,05$ m/s, LC i LC2=30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

Objaśnienia: Cz_WP - czerpnia z wlotem poszerzonym, Cz_RP - czerpnia z rury perforowanej, B - piaskownik, C - rurociąg od piaskownika do studni zbiorczej, D - studnia zbiorcza, Dr_GRUNT - dreny założone w gruncie, Dr_BETON - dreny założone w korytach betonowych, C2 - rurociąg od drenażu do studni zbiorczej, F - próg piętrzący, Suma - całkowite koszty budowy zespolonego UjW

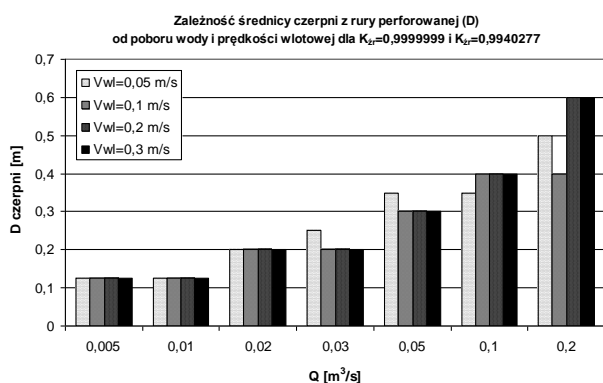
Dobór średnicy, liczby elementów i koszty budowy czerpni z wlotem poszerzonym oraz z rury perforowanej



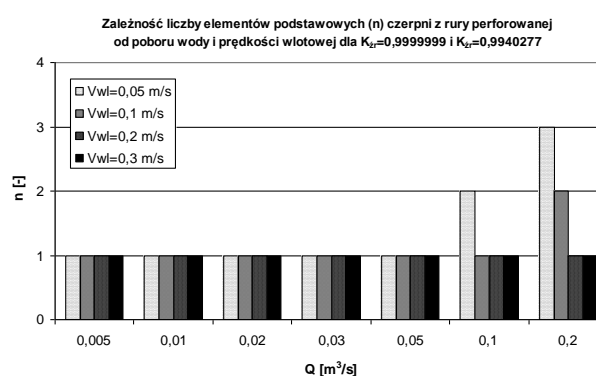
a) średnica czerpni z wlotem poszerzonym (CzWP)



b) liczba elementów podstawowych czerpni z wlotem poszerzonym (CzWP)



c) średnica czerpni z rury perforowanej (CzRP)



d) liczba elementów podstawowych czerpni z rury perforowanej (CzRP)

Rys. 12.58. Średnica oraz liczba elementów podstawowych (n) czerpni (CzWP, CzRP) zespolonego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)

Tab. 12.38. Zestawienie wzrostu kosztów budowy czerpni (CzWP, CzRP) zespolonego ujęcia wody wynikającego ze zmniejszenia prędkości wlotowej (v_{wl}), dla „czystej i brudnej wody”

Wydajność UjW Q [m³/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy czerpni UjW [%]					
	zmniejszenie v_{wl} z 0,1 na 0,05 m/s		zmniejszenie v_{wl} z 0,2 na 0,05 m/s		zmniejszenie v_{wl} z 0,3 na 0,05 m/s	
	CzWP	CzRP	CzWP	CzRP	CzWP	CzRP
0,005	0,12	1,5	0,12	2,3	0,12	2,6
0,01	0,7	2,9	0,8	4,5	0,8	5,0
0,02	1,1	5,9	1,7	9,1	1,9	10,2
0,03	2,7	7,3	3,4	11,7	3,8	13,2
0,05	2,0	6,8	2,9	9,7	3,2	10,7
0,1	15,1	22,8	17,2	29,6	18,0	32,1
0,2	23,5	45,1	42,0	69,6	43,4	77,9

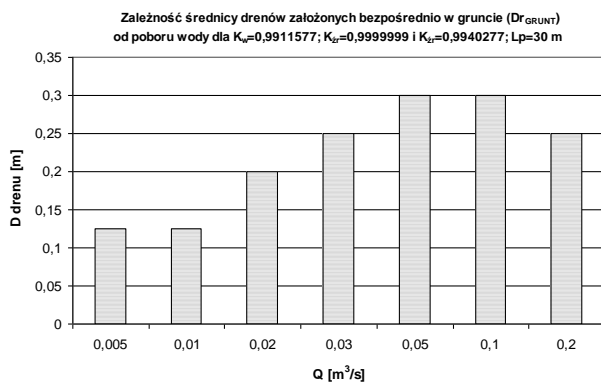
Objaśnienia: CzWP - czerpnia z wlotem poszerzonym, CzRP - czerpnia z rury perforowanej

Tab. 12.39. Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni (C_{ZWP} , C_{ZRP}) zespolonego UjW w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla badanych prędkości wlotowych oraz „czystej i brudnej wody”

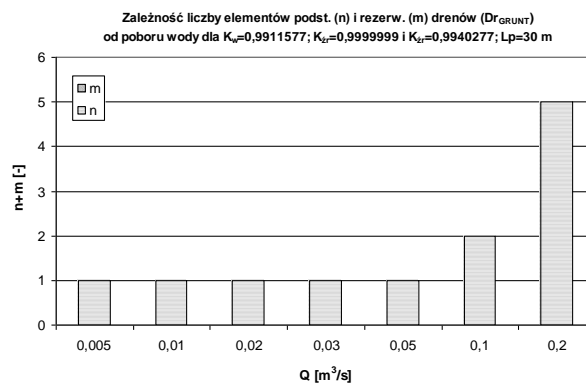
Wzrost poboru Q [m^3/s]	Procentowy wzrost kosztów budowy czepni UjW [%]							
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s		$v_{wl}=0,3$ m/s	
	C_{ZWP}	C_{ZRP}	C_{ZWP}	C_{ZRP}	C_{ZWP}	C_{ZRP}	C_{ZWP}	C_{ZRP}
z 0,005 na 0,01	5,3	7,4	4,7	6,0	4,6	5,2	4,6	5,0
z 0,01 na 0,02	20,2	29,5	19,7	25,9	19,1	24,0	19,0	23,3
z 0,02 na 0,03	13,5	14,7	11,8	13,2	11,7	12,1	11,4	11,7
z 0,03 na 0,05	120,7	116,8	122,3	117,8	121,7	120,7	122,1	121,8
z 0,05 na 0,1	25,0	34,0	10,7	16,7	9,8	13,4	9,3	12,3
z 0,1 na 0,2	37,7	62,4	28,4	37,4	13,7	24,1	13,3	20,5

Objaśnienia: C_{ZWP} - czepnia z wlotem poszerzonym, C_{ZRP} - czepnia z rury perforowanej

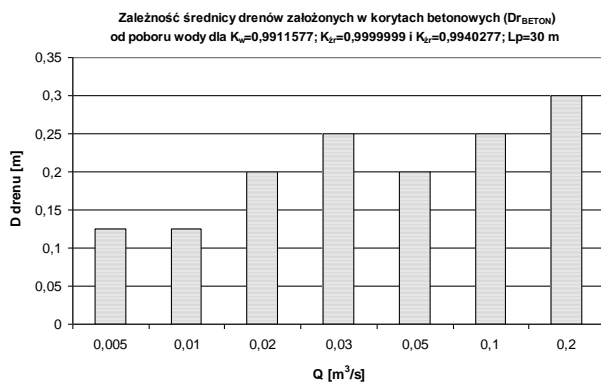
Dobór średnicy, liczby elementów i koszty budowy drenów założonych w gruncie oraz w korytach betonowych



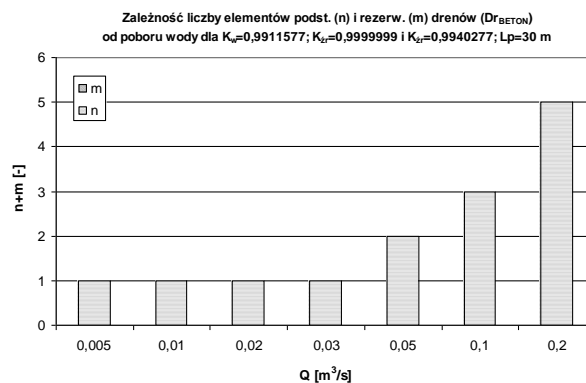
a) średnica drenów założonych w gruncie (D_{GRUNT})



b) liczba elementów „n” i „m” drenów założonych w gruncie (D_{GRUNT})



c) średnica drenów założonych w korytach betonowych (D_{BETON})



d) liczba elementów „n” i „m” drenów założonych w korytach betonowych (D_{BETON})

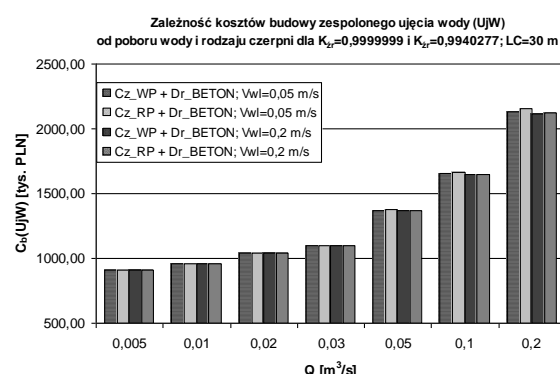
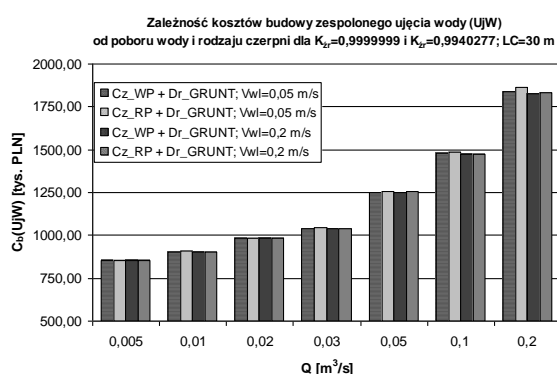
Rys. 12.59. Średnica oraz liczba elementów podstawowych (n) i rezerwowych (m) drenów (D_{GRUNT} , D_{BETON}) zespolonego UjW w zależności od wydajności (Q), dla „czystej i brudnej wody”

Tab. 12.40. Zestawienie wzrostu kosztów budowy drenów (Dr_{GRUNT} , Dr_{BETON}) zespolonego ujęcia wody w zależności od zwiększenia poboru wody, dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

Wzrost poboru Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy drenażu UjW [%]	
	Dr_{GRUNT}	Dr_{BETON}
z 0,005 na 0,01	0	0
z 0,01 na 0,02	64,4	8,1
z 0,02 na 0,03	24,4	2,9
z 0,03 na 0,05	25,6	94,3
z 0,05 na 0,1	100,0	54,4
z 0,1 na 0,2	99,0	73,1

Objaśnienia: Dr_{GRUNT} - drenaże założone w gruncie, Dr_{BETON} - drenaże założone w korytach betonowych

Koszty budowy zespolonego ujęcia wody zatopionego-drenażowego



a) UjW z drenami w gruncie (Dr_{GRUNT})

b) UjW z drenami w korytach betonowych (Dr_{BETON})

Rys. 12.60. Koszty budowy zespolonego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), rodzaju czepni i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda), gdzie Cz_{WP} - czepnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czepnia z rury perforowanej

Tab. 12.41. Zestawienie wzrostu kosztów budowy zespolonego ujęcia wody związanego ze zmniejszeniem prędkości wlotowej z 0,2 do 0,05 m/s, dla różnych czepni oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

Wydajność UjW Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy UjW [%]			
	UjW_ Dr_{GRUNT}		UjW_ Dr_{BETON}	
	UjW_ Cz_{WP}	UjW_ Cz_{RP}	UjW_ Cz_{WP}	UjW_ Cz_{RP}
0,005	0,0015	0,03	0,0014	0,03
0,01	0,01	0,05	0,01	0,05
0,02	0,02	0,1	0,02	0,1
0,03	0,05	0,2	0,04	0,17
0,05	0,08	0,3	0,07	0,24
0,1	0,4	0,8	0,4	0,7
0,2	0,9	1,8	0,8	1,6

Objaśnienia: UjW_ Dr_{GRUNT} - ujęcie wody z drenami założonymi w gruncie, UjW_ Dr_{BETON} - ujęcie wody z drenami założonymi w korytach betonowych, UjW_ Cz_{WP} - ujęcie wody z czepnią z wlotem poszerzonym, UjW_ Cz_{RP} - ujęcie wody z czepnią z rury perforowanej

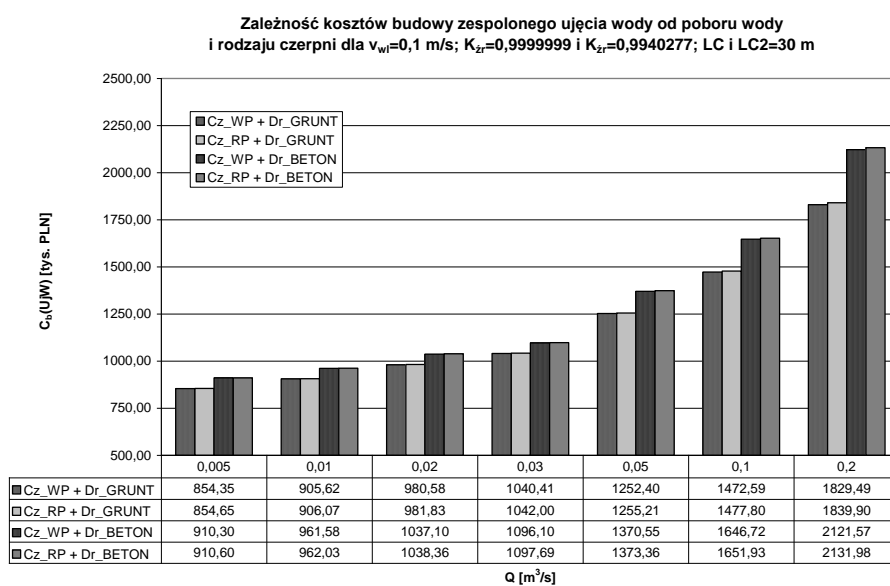
Tab. 12.42. Wzrost kosztów budowy zespolonego ujęcia wody w zależności od zwiększenia poboru wody a) dla zespolonego UjW z drenami w gruncie (Dr_{GRUNT}) oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

Wzrost poboru Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy UjW [%]							
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s		$v_{wl}=0,3$ m/s	
	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}
z 0,005 na 0,01	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
z 0,01 na 0,02	8,3	8,4	8,3	8,4	8,3	8,3	8,3	8,3
z 0,02 na 0,03	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1
z 0,03 na 0,05	20,4	20,5	20,4	20,5	20,3	20,4	20,3	20,4
z 0,05 na 0,1	17,9	18,2	17,6	17,7	17,5	17,6	17,5	17,6
z 0,1 na 0,2	24,5	25,4	24,2	24,5	23,9	24,1	23,9	24,0

b) dla zespolonego UjW z drenami w korytach betonowych (Dr_{BETON}) oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$

Wzrost poboru Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy UjW [%]							
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s		$v_{wl}=0,3$ m/s	
	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}	UjW z Cz _{WP}	UjW z Cz _{RP}
z 0,005 na 0,01	5,6	5,7	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6
z 0,01 na 0,02	7,9	8,0	7,8	7,9	7,8	7,9	7,8	7,9
z 0,02 na 0,03	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7
z 0,03 na 0,05	25,0	25,2	25,0	25,1	25,0	25,1	25,0	25,1
z 0,05 na 0,1	20,5	20,7	20,1	20,3	20,1	20,2	20,1	20,2
z 0,1 na 0,2	29,1	29,9	28,8	29,1	28,5	28,7	28,5	28,6

Objaśnienia: Cz_{WP} - czerpnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czerpnia z rury perforowanej



Rys. 12.61. Porównanie kosztów budowy zespolonego ujęcia wody w zależności od wydajności (Q) i rodzaju czerpni, dla prędkości wlotowej $v_{wl}=0,1$ m/s, LC i LC2=30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$, gdzie Cz_{WP} - czerpnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czerpnia z rury perforowanej, Dr_{GRUNT} - dreny założone w gruncie, Dr_{BETON} - dreny założone w korytach betonowych

Tab. 12.43. Zestawienie wzrostu kosztów budowy zespolonego ujęcia wody z drenami założonymi w gruncie (D_{GRUNT}) w porównaniu do kosztów budowy samodzielnie pracującego zatopionego UjW

a) dla „czystej wody”

Wydajność UjW Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy zespolonego UjW [%]					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	UjW z CzWP	UjW z CzRP	UjW z CzWP	UjW z CzRP	UjW z CzWP	UjW z CzRP
0,005	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
0,01	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
0,02	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
0,03	3,4	-	3,4	-	3,4	-
0,05	5,7	5,6	5,7	5,7	5,7	5,7
0,1	6,1	5,8	6,6	6,6	6,6	6,6
0,2	7,8	7,0	7,8	7,4	8,2	8,2

b) dla „brudnej wody”

Wydajność UjW Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy zespolonego UjW [%]					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	UjW z CzWP	UjW z CzRP	UjW z CzWP	UjW z CzRP	UjW z CzWP	UjW z CzRP
0,005	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
0,01	1,5	1,5	1,6	1,5	1,6	1,5
0,02	2,4	2,2	2,4	2,2	2,4	2,3
0,03	2,9	-	2,9	-	3,0	-
0,05	5,1	4,7	5,2	4,9	5,2	5,0
0,1	6,1	5,8	6,1	5,7	6,2	5,9
0,2	7,8	7,0	7,8	7,4	7,8	7,3

Objaśnienia: CzWP - czerpnia z wlotem poszerzonym, CzRP - czerpnia z rury perforowanej

Tab. 12.44. Zestawienie wzrostu kosztów budowy zespolonego ujęcia wody z drenami założonymi w korytach betonowych (D_{BETON}) w porównaniu do kosztów budowy samodzielnie pracującego zatopionego UjW

a) dla „czystej wody”

Wydajność UjW Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy zespolonego UjW [%]					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	UjW z CzWP	UjW z CzRP	UjW z CzWP	UjW z CzRP	UjW z CzWP	UjW z CzRP
0,005	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8
0,01	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4
0,02	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8
0,03	9,0	-	9,0	-	9,0	-
0,05	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6
0,1	18,6	18,1	19,2	19,2	19,2	19,2
0,2	24,9	23,8	25,0	24,5	25,6	25,4

b) dla „brudnej wody”

Wydajność UjW Q [m ³ /s]	Procentowy wzrost kosztów budowy zespolonego UjW [%]					
	$v_{wl}=0,05$ m/s		$v_{wl}=0,1$ m/s		$v_{wl}=0,2$ m/s	
	UjW z CzWP	UjW z CzRP	UjW z CzWP	UjW z CzRP	UjW z CzWP	UjW z CzRP
0,005	8,2	8,1	8,2	8,1	8,2	8,2
0,01	7,8	7,7	7,8	7,8	7,8	7,8
0,02	8,3	8,0	8,3	8,1	8,3	8,2
0,03	8,4	-	8,4	-	8,5	-
0,05	15,0	14,6	15,1	14,8	15,2	14,9
0,1	18,6	18,1	18,7	18,2	18,7	18,4
0,2	24,9	23,8	25,0	24,5	25,0	24,3

Objaśnienia: CzWP - czerpnia z wlotem poszerzonym, CzRP - czerpnia z rury perforowanej

Spis rysunków

Rys. 2.1.	Schemat zespolonego ujęcia wody nurtowo-infiltracyjnego [94]: 1 - czerpnia nurtowego UjW, 2 - pompownia, 3 - stacja uzdatniania wody, 4 - rurociąg grawitacyjny, 5 - dreny, 6 - studnia zbiorcza, 7 - pompownia wody uzdatnionej, 8 - rurociąg tłoczny	11
Rys. 2.2.	Zatopione ujęcie wody z rurociągiem ssawnym [105].....	11
Rys. 2.3.	Zatopione ujęcie wody [105]: 1 - czerpnia, 2 - obsypka kamienna, 3 - studnia zbiorcza, 4 - pompa, 5 - pomost z drabinką.....	12
Rys. 2.4.	Zatopione ujęcie wody z czerpnią pływającą [105]	12
Rys. 2.5.	Czerpnia kielichowa palowa, nieosłonięta [112]	13
Rys. 2.6.	Czerpnia stalowa, nieosłonięta [112]: a) rurowa, b) talerzowa	13
Rys. 2.7.	Czerpnia kaszycowa, drewniana, z bocznym ujęciem wody [112].....	14
Rys. 2.8.	Czerpnia kaszycowa, drewniana, filtrująca [112]	14
Rys. 2.9.	Czerpnia kielichowa, żelbetowa, osłonięta, z bocznym ujęciem wody [112].....	15
Rys. 2.10.	Czerpnia z komorą wirową [112].....	15
Rys. 2.11.	Czerpnia poddenna, kombinowana [112].....	15
Rys. 2.12.	Czerpnia filtrująca, prefabrykowana [112]	16
Rys. 2.13.	Czerpnia filtrująca [112]: a) w korycie aluwialnym, b) zbiornikowa, c) z komorą wirową, d) rurowa uproszczona	16
Rys. 2.14.	Przykłady czerpni wyposażonych w ekrany zapewniające ochronę ryb i narybku [45]	17
Rys. 2.15.	Czerpnia typu lekkiego z wlotem poszerzonym [112]	17
Rys. 2.16.	Przepływ wody w ujęciu [133]: a) brak wiru, b) wir z rdzeniem powietrznym osiagającym płaszczyznę wlotu (warunek krytyczny), c) wir wciągający powietrze	17
Rys. 2.17.	Dopływ wody do czerpni z poziomo zlokalizowanym otworem wlotowym [33].....	18
Rys. 2.18.	Pobór wody ze źródła uwarstwionego temperaturowo [47].....	18
Rys. 2.19.	Wlot do czerpni z pokrywą osłaniającą [103]	19
Rys. 2.20.	Drenażowe ujęcie wody [105]	19
Rys. 2.21.	Schemat drenażowego ujęcia wody [61].....	20
Rys. 2.22.	Cylindryczne czerpnie umieszczone w korycie płuczającym [38],[52].....	21
Rys. 2.23.	Wiry tworzące się podczas poboru wody przez brzegowe UjW [72]: 1 - komora wlotowa ujęcia wody, 2 - przyczółek, 3 - przepływ wirowy, 4 - próg, 5 - kamienne wypełnienie	22
Rys. 2.24.	Linie prądu poziomych i pionowych prędkości dopływu wody (symulacja numeryczna) [27].....	25
Rys. 2.25.	Zależność między liczbą cząstek wciąganych do ujęcia (na sekundę) a wysokością założenia pokrywy [27].....	26
Rys. 2.26.	Czerpnie z pokrywami w kształcie parasoli [55]	26
Rys. 2.27.	Składowe prędkości przepływu ujmowanej wody wg [42].....	29
Rys. 2.28.	Wielkość stosunku v_s/v_a w zależności od kąta założenia ekranu [42].....	30
Rys. 2.29.	Powszechnie stosowane rodzaje ekranów [44],[45].....	32
Rys. 2.30.	Przykładowe kształty ekranów [45]	33
Rys. 2.31.	Zmodyfikowana czerpnia z rury perforowanej z wewnętrzną tuleją wg [100]: 1 - wewnętrzna tuleja perforowana, 2 - zewnętrzna rura perforowana, 3 - narzut kamienny, 4 - podpory z pali stalowych	36
Rys. 2.32.	Cylindryczna czerpnia z ekranem z siatki drucianej oraz wewnętrzną tuleją wg [121].....	36
Rys. 2.33.	Perforacja wewnętrznej tulei – wymiary i rozstaw otworów wlotowych wg [121]	37
Rys. 2.34.	Czerpnia z ekranem z drutu klinowego firmy Johnson Division [77].....	37
Rys. 2.35.	Cylindryczna czerpnia z ekranem z drutu klinowego, oferowana przez firmę Johnson Screens: 1 - ekran z drutu klinowego, 2 - wewnętrzny dwururowy modyfikator przepływu (Patent No. 6,051,131), 3 - stożkowy deflektor zanieczyszczeń, 4 - dysza rozprowadzająca sprężone powietrze, 5 - doprowadzenie sprężonego powietrza, 6 - kołnierz łączeniowy.....	38
Rys. 2.36.	Cylindryczna czerpnia z ekranem z drutu klinowego firmy ISI (Patent No. 7,347,933) [49].....	38
Rys. 2.37.	Stożkowa czerpnia z ekranem z drutu klinowego firmy ISI (Patent Nos. 5,851,087 i 6,089,790) [49]: 1 - ekran z drutu klinowego, 2 - wewnętrzny deflektor przepływu, 3 - obrotowe szczotki zewnętrzne, 4 - silnik hydrauliczny, 5 - pręty nośne.....	39

Rys. 2.38.	Stożkowa dwukomorowa osłona siatkowa (Patent Rosja No. 1177412) [81],[89]: a,b - strumienie wody, 1 - dolny siatkowy stożek, 2 - górny siatkowy stożek, 3 - sektor oczyszczenia siatki strumieniem podgrzanej wody przy ruchu obrotowym osłony, 4 - rura odprowadzenia ryb, 5 - okno odbiorcze dla odprowadzenia ryb, 6 - siatka (o oczkach 2,5 x 2,3 mm), 7 - kanał do odprowadzania zanieczyszczeń z komory sektora oczyszczania, 8 - oś obracania się osłony, 9 - uszczelnienie między siatką a ścianką sektora oczyszczania, Q_{II} - wydajność na wlocie od urządzenia, Q_B - wydajność ujęcia wody, Z_5, Z_{10} - straty ciśnienia, Π_5, Π_{10} - piezometry.....	39
Rys. 2.39.	Schemat siatki o kwadratowych oczkach [2]	40
Rys. 2.40.	Współczynnik strat miejscowych ζ w zależności od perforacji ekranu, dla ekranów założonych prostopadle do kierunku przepływu [42]	42
Rys. 2.41.	Schemat do wyznaczenia strat energetycznych przy przepływie przez płaski ekran [99]	42
Rys. 2.42.	Wyniki badań straty ciśnienia Δh oraz współczynnika strat miejscowych ζ [99].....	43
Rys. 2.43.	Schemat wypływu wody przez otwór w ścianie między zbiornikami A i B [2]	44
Rys. 2.44.	Schemat do wyznaczenia strat energetycznych w przewodzie ze zmianą wydatku wzdłuż drogi [2]	45
Rys. 5.1.	Typowy przebieg funkcji intensywności uszkodzeń $\lambda(t)$ obiektu technicznego [128].....	63
Rys. 5.2.	Przebieg cykli „praca-naprawa” elementu odnawialnego [128]	63
Rys. 7.1.	Schemat zespolonego ujęcia wody (zatopionego-drenażowego)	75
Rys. 7.2.	Czerpni z wlotem poszerzonym, zatopionego ujęcia wody [27].....	76
Rys. 7.3.	Przykłady rozwiązań czerpni z rury perforowanej, zatopionego ujęcia wody [45].....	77
Rys. 7.4.	Przykłady założenia drenów pod dnem cieku, wg [13]: 1 - dren, 2 - materiał rodzimy, 3 - obsypka filtracyjna, 4 - koryto betonowe, 5 - kratka lub płyta, 6 - warstwa nieprzepuszczalna	78
Rys. 7.5.	Koszty budowy progu piętrzącego o szer. jednego metra w zależności od wysokości piętrzenia, wg [16].....	90
Rys. 7.6.	Koszty budowy pojedynczej czerpni z wlotem poszerzonym (stożkowym) zatopionego ujęcia wody, w zależności od średnicy czerpni (poziom cen z roku 2002)	92
Rys. 7.7.	Koszty budowy pojedynczej czerpni z rurą perforowaną zatopionego ujęcia wody w zależności od długości, dla różnych średnic rury perforowanej (poziom cen z roku 2002)	92
Rys. 7.8.	Koszty montażu czerpni zatopionego ujęcia wody wraz z budową rurociągu odprowadzającego, w zależności od liczby czerpni, dla różnych średnic rurociągu (poziom cen z roku 2002)	93
Rys. 7.9.	Koszty jednostkowe budowy drenażu z grodzą (dreny założone bezpośrednio w gruncie) w zależności od głębokości założenia, dla różnych średnic drenu (poziom cen z roku 2002), wg [40].....	94
Rys. 7.10.	Koszty jednostkowe budowy drenażu bez grodzy (dreny założone bezpośrednio w gruncie) w zależności od głębokości założenia, dla różnych średnic drenu (poziom cen z roku 2002).....	95
Rys. 7.11.	Koszty jednostkowe budowy drenażu z grodzą (dreny założone w korytach betonowych o szerokości 1,5 m) w zależności od głębokości założenia, dla różnych średnic drenu (poziom cen z roku 2002), wg [40].....	96
Rys. 7.12.	Koszty jednostkowe budowy drenażu bez grodzy (dreny założone w korytach betonowych o szerokości 1,5 m) w zależności od głębokości, dla różnych średnic drenu (poziom cen z roku 2002)	97
Rys. 7.13.	Koszty jednostkowe budowy piaskownika (osadnika) w zależności od kubatury piaskownika, dla różnych warunków budowy (poziom cen z roku 2002), wg [16].....	98
Rys. 7.14.	Koszty jednostkowe budowy rurociągu stalowego w zależności od średnicy rurociągu, dla różnych warunków budowy (poziom cen z roku 2002).....	99
Rys. 7.15.	Koszty jednostkowe budowy studni zbiorczej bez nadbudowy w zależności od kubatury studni, dla różnych warunków budowy (poziom cen z roku 2002), wg [16].....	100
Rys. 9.1.	Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody (zatopionego-drenażowego).....	108
Rys. 9.2.	Schemat formularza do wprowadzania danych wejściowych do programu „ATEN-UjW”.....	110
Rys. 9.3.	Algorytm wyboru technicznego rozwiązania zespolonego ujęcia wody.....	111
Rys. 9.4.	Wydruk z komputera wybranego rozwiązania technicznego zespolonego ujęcia wody z czerpnią z rury perforowanej i drenami założonymi w gruncie	113
Rys. 9.5.	Wydruk z komputera wybranego rozwiązania technicznego zespolonego ujęcia wody z czerpnią z wlotem poszerzonym i drenami założonymi w korytach betonowych.....	116

Rys. 12.1.	Schemat ujęcia wody ze starorzecza rzeki Wisły dla Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A.: 1 - czerpnia z rury perforowanej (Cz Z), 2 - rurociąg odprowadzający (R1), 3 - studnia zbiorcza (StZb), 4 - komora zasuw.....	138
Rys. 12.2.	Schemat niezawodnościowy nurtowego ujęcia wody dla Zakładów Chemicznych „Alwernia” S.A.	140
Rys. 12.3.	Schemat ujęcia wody z potoku Wieprzówka dla miasta Andrychów: 1 - czerpnia nurtowego UjW (Cz N), 2 - rurociągi (R1), 3 - rowy-osadniki (RO), 4 - rurociąg (R3), 5 - komory wlotowe-zbiorcze filtra (KZb), 6 - dren zbierający wody infiltracyjne, 7 - drenaż (Dr), 8 - rurociągi (R2), 9 - ścianka szczelna, 10 - chlorownia, 11 - pompownia wody uzdatnionej	142
Rys. 12.4.	Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Andrychów	144
Rys. 12.5.	Schemat ujęcia wody z rzeki Raby dla miasta Bochnia: 1 - komora ujmująca (KU), 2 - czerpnia z prętów stalowych (Cz Z), 3 - rurociągi ssawne (R1), 4 - pompownia wody surowej, 5 - rurociąg tłoczny (R2), 6 - próg piętrzący, 7 - kanał płuczący, 8 - ścianki Larsena, 9 - szandory zamykające kanał płuczący.....	147
Rys. 12.6.	Schemat niezawodnościowy zatopionego ujęcia wody dla miasta Bochnia	149
Rys. 12.7.	Schemat ujęcia wody z rzeki San dla miasta Jarosław: 1 - okna wlotowe brzegowo-komorowego UjW, 2 – komory wlotowe i czerpne ujęcia wody (K), 3 - rurociąg odprowadzający (R1), 4 - studnia zbiorcza (StZb), 5 - agregat pompowy, 6 - rurociąg tłoczny (R4), 7 - czerpnia nurtowego UjW, 8 - rurociąg odprowadzający (R2), 9 - komora zbiorcza (KZb), 10 - rurociąg odprowadzający (R3), 11 - odbojnice	151
Rys. 12.8.	Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Jarosław	153
Rys. 12.9.	Schemat ujęcia wody z rzeki Łososiny dla miasta Limanowa: 1 - drenaż (Dr), 2 - komora kontrolna (KK1), 3 - studzienka rewizyjna, 4 - koryto betonowe, 5 - rurociąg lewarowy (R1), 6 - czerpnia nurtowego UjW (Cz N), 7 - komora kontrolna (KK2), 8 - rurociąg lewarowy (R2), 9 - studnia zbiorcza (StZbI), 10 - koryto starego drenażowego UjW, 11 - próg piętrzący	156
Rys. 12.10.	Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Limanowa	158
Rys. 12.11.	Schemat ujęcia wody z rzeki Stradomki dla gminy Łapanów: 1 - drenaż (Dr), 2 - koryta betonowe, 3 - rurociąg odprowadzający (R), 4 - studnia zbiorcza (StZb).....	160
Rys. 12.12.	Schemat niezawodnościowy drenażowego ujęcia wody dla gminy Łapanów	162
Rys. 12.13.	Schemat ujęcia wody z potoku Kocierzanka dla gminy Łękawica: 1 - drenaż (Dr), 2 - koryto betonowe, 3 - rurociąg zbiorczy (R), 4 - studnia zbiorcza (StZb), 5 - próg piętrzący.....	164
Rys. 12.14.	Schemat niezawodnościowy drenażowego ujęcia wody dla gminy Łękawica	165
Rys. 12.15.	Schemat ujęcia wody z rzeki Dunajec dla miasta Nowy Sącz: 1 – czerpnia nr 2 ujęcia zespolonego (Cz N2), 2 - rurociąg odprowadzający (R2), 3 - studnia kontrolna (StKo2), 4 - rurociąg odprowadzający (R4), 5 - czerpnia nr 3 ujęcia zespolonego (Cz N3), 6 - rurociąg odprowadzający (R3), 7 - studnia kontrolna (StKo3), 8 - rurociąg odprowadzający (R5), 9 - studnia zbiorcza (StZb), 10 - ażurowy próg piętrzący.....	167
Rys. 12.16.	Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Nowy Sącz.....	170
Rys. 12.17.	Schemat zespolonego ujęcia wody dla miasta Rabka: 1 - czerpnia nr 1 UjW_P (Cz Z1a), 2 - studzienka rewizyjna, 3 - rurociąg odprowadzający (R1a), 4 - studnia kontrolna UjW_P (StKo1), 5 - koryto betonowe, 6 - czerpnia nr 2 UjW_P (Cz Z1b), 7 - rurociąg odprowadzający (R1b), 8 - przewód betonowy (R1c), 9 - studnia zbiorcza (StZb), 10 - próg piętrzący, 11 - czerpnia UjW_R (Cz Z2), 12 - studnia kontrolna UjW_R (StKo2), 13 - rurociąg odprowadzający (R2)....	173
Rys. 12.18.	Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Rabka.....	176
Rys. 12.19.	Schemat ujęcia wody z rzeki Skawinki dla miasta Skawina: 1 - drenaż (Dr), 2 - rurociąg zbiorczy (R1), 3 - komory studni zbiorczej (StZb 12K), 4 - galeria ujmująca progowego UjW (Cz P), 5 - piaskownik (P), 6 - rurociąg odprowadzający (R2), 7 - komora studni zbiorczej (StZb 3K), 8 - przykrycia betonowych komór nieczynnego drenażu.....	179
Rys. 12.20.	Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla miasta Skawina	182
Rys. 12.21.	Schemat ujęcia wody z potoku Gościbia dla gminy Sułkowice: 1 - czerpnia UjW_3 (Cz3), 2 - rurociąg odprowadzający (R3), 3 - czerpnia UjW_2 (Cz2), 4 - rurociąg odprowadzający (R2), 5 - rurociąg odprowadzający (R4), 6 - czerpnia UjW_1 (Cz1), 7 - rurociąg odprowadzający (R1), 8 - rurociąg zbiorczy (R5), 9 - zaporą przeciwrumowiskowa, 10 - jaz, 11 - rurociąg przelewowy, 12 - kanał doprowadzający wodę z potoku Gościbia do zbiornika Nr 3	185
Rys. 12.22.	Schemat niezawodnościowy zespolonego ujęcia wody dla gminy Sułkowice	186

Rys. 12.23.	Schemat ujęć wody z potoku Sopotnickiego dla miasta Szczawnica: 1 - zbiornik wody surowej „Pokrzywy”, 2 - jaz, 3 - czerpnia ujęcia podstawowego UjW_P (Cz Z1), 4 - rurociąg odprowadzający (R1), 5 - czerpnia ujęcia rezerwowego UjW_P (Cz Z1a), 6 - rurociąg odprowadzający (R1a), 7 - próg piętrzący, 8 - czerpnia ujęcia podstawowego UjW_S (Cz N2), 9 - rurociąg odprowadzający (R2), 10 - czerpnia ujęcia rezerwowego UjW_S (Cz N2a), 11 - rurociąg odprowadzający (R2a), 12 - osadnik (Os), 13 - pompownia wody surowej (PoWSu), 14 - stacja uzdatniania wody (StUzW).....	189
Rys. 12.24.	Schemat niezawodnościowy zespołu ujęć wody dla miasta Szczawnica.....	192
Rys. 12.25.	Schemat niezawodnościowy pompowni wody surowej (PoWSu) UjW_S	193
Rys. 12.26.	Schemat ujęcia wody z potoku Paleczka dla gminy Zembrzyce: 1 - drenaż (Dr), 2 - studzienki rewizyjne, 3 - rurociąg zbiorczy (R1), 4 - komora kontrolna (KK), 5 - rurociąg odprowadzający (R2), 6 - studnia zbiorcza (StZb), 7 - prób piętrzący	196
Rys. 12.27.	Schemat niezawodnościowy drenażowego ujęcia wody dla gminy Zembrzyce	197
Rys. 12.28.	Ujęcie wody z potoku Wieprzówka dla miasta Andrychów	200
Rys. 12.29.	Ujęcie wody z rzeki Raby dla miasta Bochnia.....	200
Rys. 12.30.	Ujęcie wody z rzeki Łososiny dla miasta Limanowa.....	201
Rys. 12.31.	Ujęcie wody z rzeki Stradomki dla gminy Łapanów	201
Rys. 12.32.	Ujęcie wody z rzeki Dunajec dla miasta Nowy Sącz.....	202
Rys. 12.33.	Ujęcie wody „Raba” z rzeki Raby dla miasta Rabka	202
Rys. 12.34.	Ujęcie wody z rzeki Skawinki dla miasta Skawina.....	203
Rys. 12.35.	Ujęcie wody ze zbiornika Nr 3 dla gminy Sułkowice.....	203
Rys. 12.36.	Ujęcie wody „Pokrzywy” z potoku Sopotnickiego dla miasta Szczawnica	204
Rys. 12.37.	Ujęcie wody „Sewerynowka” z potoku Sopotnickiego dla miasta Szczawnica.....	204
Rys. 12.38.	Średnica czerpni zatopionego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda).....	205
Rys. 12.39.	Liczba elementów podstawowych (n) czerpni zatopionego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)	205
Rys. 12.40.	Liczba elementów rezerwowych (m) czerpni z wlotem poszerzonym zatopionego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)	206
Rys. 12.41.	Liczba elementów rezerwowych (m) czerpni z rury perforowanej zatopionego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)	206
Rys. 12.42.	Koszty budowy czerpni zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla wybranych średnic czerpni oraz $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)	206
Rys. 12.43.	Porównanie kosztów budowy czerpni z wlotem poszerzonym (Cz_WP) oraz czerpni z rury perforowanej (Cz_RP), dla $v_{wl}=0,05$ m/s i $v_{wl}=0,2$ m/s	207
Rys. 12.44.	Porównanie kosztów budowy czerpni zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności (Q) oraz rodzaju czerpni i źródła wody, gdzie Cz_WP - czerpnia z wlotem poszerzonym, Cz_RP - czerpnia z rury perforowanej, $K_{zr}=0,9999999$ - „czysta woda” , $K_{zr}=0,9940277$ - „brudna woda”	208
Rys. 12.45.	Koszty budowy zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla wybranych średnic czerpni, LC=30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda).....	209
Rys. 12.46.	Porównanie kosztów budowy zatopionego ujęcia wody z czerpnią z wlotem poszerzonym (Cz_WP) oraz z czerpnią z rury perforowanej (Cz_RP), dla $v_{wl}=0,05$ m/s i $v_{wl}=0,2$ m/s, LC=30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$	209
Rys. 12.47.	Porównanie kosztów budowy zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności (Q) oraz rodzaju czerpni i źródła wody, dla LC=30 m, gdzie Cz_WP - czerpnia z wlotem poszerzonym, Cz_RP - czerpnia z rury perforowanej, $K_{zr}=0,9999999$ - „czysta woda” , $K_{zr}=0,9940277$ - „brudna woda”	210
Rys. 12.48.	Koszty budowy poszczególnych urządzeń zatopionego ujęcia wody w zależności od jego wydajności (Q), dla różnych prędkości wlotowych (v_{wl}) i LC=30 m	211
Rys. 12.49.	Średnica drenów w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i długości rurociągu (LC2), dla szerokości cieku $Lp=15$ i 30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)	212

- Rys. 12.50.** Liczba elementów podstawowych (n) drenów w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), długości rurociągu (LC2) i rodzaju źródła wody, dla szerokości cieku $L_p=15$ i 30 m 213
- Rys. 12.51.** Liczba elementów rezerwowych (m) drenów w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), długości rurociągu (LC2) i rodzaju źródła wody, dla szerokości cieku $L_p=15$ i 30 m 214
- Rys. 12.52.** Koszty budowy czepni drenażowego ujęcia wody w zależności od wydajności U_{jW} (Q), szerokości cieku (L_p) i rodzaju źródła wody, dla rurociągu o długości $LC2=100$ m 214
- Rys. 12.53.** Porównanie kosztów budowy czepni drenażowego ujęcia wody w zależności od rodzaju drenażu i źródła wody (K_{zr}), gdzie Dr_{GRUNT} - dreny założone w gruncie, Dr_{BETON} - dreny założone w korytach betonowych 215
- Rys. 12.54.** Koszty budowy drenażowego ujęcia wody w zależności od wydajności U_{jW} (Q), szerokości cieku (L_p) i rodzaju źródła wody (K_{zr}), dla rurociągu o długości $LC2=100$ m 216
- Rys. 12.55.** Porównanie kosztów budowy drenażowego ujęcia wody w zależności od rodzaju drenażu i źródła wody (K_{zr}), dla $L_p=30$ m i $LC2=100$ m, gdzie Dr_{GRUNT} - dreny założone w gruncie, Dr_{BETON} - dreny założone w korytach betonowych 217
- Rys. 12.56.** Koszty budowy urządzeń drenażowego ujęcia wody z drenami założonymi w gruncie (Dr_{GRUNT}) oraz w korytach betonowych (Dr_{BETON}) w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), szerokości cieku $L_p=15$ i 30 m oraz źródła wody, dla rurociągu o długości $LC2=100$ m 217
- Rys. 12.57.** Koszty budowy urządzeń zespolonego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), dla prędkości wlotowej $v_{wl}=0,05$ m/s, LC i $LC2=30$ m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ 218
- Rys. 12.58.** Średnica oraz liczba elementów podstawowych (n) czepni (Cz_{WP} , Cz_{RP}) zespolonego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q) i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda) 219
- Rys. 12.59.** Średnica oraz liczba elementów podstawowych (n) i rezerwowych (m) drenów (Dr_{GRUNT} , Dr_{BETON}) zespolonego U_{jW} w zależności od wydajności (Q), dla „czystej i brudnej wody” 220
- Rys. 12.60.** Koszty budowy zespolonego ujęcia wody w zależności od wydajności ujęcia wody (Q), rodzaju czepni i prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda), gdzie Cz_{WP} - czepnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czepnia z rury perforowanej 221
- Rys. 12.61.** Porównanie kosztów budowy zespolonego ujęcia wody w zależności od wydajności (Q) i rodzaju czepni, dla prędkości wlotowej $v_{wl}=0,1$ m/s, LC i $LC2=30$ m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$, gdzie Cz_{WP} - czepnia z wlotem poszerzonym, Cz_{RP} - czepnia z rury perforowanej, Dr_{GRUNT} - dreny założone w gruncie, Dr_{BETON} - dreny założone w korytach betonowych 222

Spis tabel

Tab. 2.1.	Maksymalne wymiary otworów wlotowych oraz minimalny współczynnik perforacji powierzchni ekranu, w zależności od wielkości występujących ryb [39],[42],[44],[53],[54]	33
Tab. 5.1.	Wzory do wyznaczenia wskaźnika gotowości K_S i częstości uszkodzeń f_S dla struktur podstawowych.....	67
Tab. 6.1.	Zestawienie badanych ujęć wody powierzchniowej	69
Tab. 6.2.	Zestawienie parametrów technicznych i wskaźników niezawodności czerpni drenażowych UjW .	70
Tab. 6.3.	Zestawienie parametrów technicznych i wskaźników niezawodności czerpni zatopionych UjW ...	71
Tab. 6.4.	Zestawienie wskaźników niezawodności badanych ujęć wody	72
Tab. 7.1.	Zestawienie średnic rurociągu grawitacyjnego	80
Tab. 7.2.	Zestawienie kosztów budowy progu piętrzącego o szerokości jednego metra w zależności od wysokości piętrzenia (poziom cen z 2002 r.), wg [16]	90
Tab. 7.3.	Wartości oszacowanych współczynników do wzorów na koszty budowy progu piętrzącego, wg [16].....	90
Tab. 7.4.	Zestawienie kosztów budowy progu piętrzącego o szerokości korony jednego metra w zależności od wysokości piętrzenia i długości korony (poziom cen z 2002 r.), wg [16].....	91
Tab. 7.5.	Zestawienie współczynników korelacji funkcji wyznaczających koszty jednostkowe budowy rurociągów	100
Tab. 9.1.	Zestawienie wskaźników niezawodności elementów badanych ujęć wody: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźników gotowości K	112
Tab. 9.2.	Zestawienie dopuszczalnych rozwiązań technicznych zespolonego ujęcia wody z czerpnią z wlotem poszerzonym i drenami założonymi w korytach betonowych.....	114
Tab. 12.1.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla Zakładów Chemicznych „Alwernia”: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	140
Tab. 12.2.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Andrychów: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	145
Tab. 12.3.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Andrychów: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	145
Tab. 12.4.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Bochnia: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	148
Tab. 12.5.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Bochnia: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	149
Tab. 12.6.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW + PoWSu dla miasta Jarosław: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K ..	154
Tab. 12.7.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Jarosław: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	154
Tab. 12.8.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Limanowa: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	158
Tab. 12.9.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Limanowa: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	159
Tab. 12.10.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla gminy Łapanów: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	162
Tab. 12.11.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla gminy Łękawica: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	165
Tab. 12.12.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Nowy Sącz: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	170
Tab. 12.13.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Nowy Sącz: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	171

Tab. 12.14.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Rabka: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	177
Tab. 12.15.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Rabka: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	177
Tab. 12.16.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla miasta Skawina: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	182
Tab. 12.17.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Skawina: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	183
Tab. 12.18.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla gminy Sułkowice: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	187
Tab. 12.19.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla gminy Sułkowice: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	187
Tab. 12.20.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego zespołu ujęć wody dla miasta Szczawnica: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	193
Tab. 12.21.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności zespołów badanego UjW dla miasta Szczawnica: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ , częstości uszkodzeń f oraz wskaźnika gotowości K	194
Tab. 12.22.	Zestawienie wartości wskaźników niezawodności elementów badanego UjW dla gminy Zembrzyce: intensywności uszkodzeń λ , intensywności odnowy μ oraz wskaźnika gotowości K	198
Tab. 12.23.	Zestawienie średnic czepni zatopionego ujęcia wody [mm].....	205
Tab. 12.24.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody wynikającego ze zmniejszenia prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)	207
Tab. 12.25.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla badanych prędkości wlotowych (v_{wl}) oraz $K_{zrW}=0,9999999$ (czysta woda)	207
Tab. 12.26.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody dla „brudnej wody” w porównaniu do kosztu jej budowy dla „czystej wody”	208
Tab. 12.27.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody wynikającego ze zmniejszenia prędkości wlotowej (v_{wl}), dla $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda)	208
Tab. 12.28.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni zatopionego ujęcia wody w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla badanych prędkości wlotowych (v_{wl}) oraz $K_{zrW}=0,9940277$ (brudna woda)	209
Tab. 12.29.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy zatopionego ujęcia wody wynikającego ze zmniejszenia prędkości wlotowej z 0,2 do 0,05 m/s, dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$	210
Tab. 12.30.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy UjW w zależności od zwiększenia poboru, dla LC=30 m	210
Tab. 12.31.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy studni zbiorczej, rurociągu grawitacyjnego i piaskownika w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$...	211
Tab. 12.32.	Zestawienie średnic drenów [mm], dla $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)	212
Tab. 12.33.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni drenażowego ujęcia wody w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla cieku o szerokości $L_p=15$ i 30 m, długości rurociągu LC2=100 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)	215
Tab. 12.34.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy drenażu UjW w cieku o szerokości $L_p=30$ m w porównaniu do kosztów jego budowy w cieku o szerokości $L_p=15$ m, dla rurociągu o długości LC2=100 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)	215
Tab. 12.35.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy drenażowego UjW w zależności od zwiększenia poboru wody, przy długości rurociągu LC2=100 m, dla $L_p=15$ i 30 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$	216
Tab. 12.36.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy drenażowego UjW w cieku o szerokości $L_p=30$ m w porównaniu do kosztów jego budowy w cieku o szerokości $L_p=15$ m, dla rurociągu o długości LC2=100 m oraz $K_{zrW}=0,9999999$ i $K_{zrW}=0,9940277$ (czysta i brudna woda)	216

Tab. 12.37.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy studni zbiorczej i rurociągu o długości $LC2=100$ m w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla $K_{zTW}=0,9999999$ i $K_{zTW}=0,9940277$...	218
Tab. 12.38.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni (Cz_{WP} , Cz_{RP}) zespolonego ujęcia wody wynikającego ze zmniejszenia prędkości wlotowej (v_{wl}), dla „czystej i brudnej wody”	219
Tab. 12.39.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy czepni (Cz_{WP} , Cz_{RP}) zespolonego UjW w zależności od zwiększenia ilości ujmowanej wody, dla badanych prędkości wlotowych oraz „czystej i brudnej wody”	220
Tab. 12.40.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy drenów (Dr_{GRUNT} , Dr_{BETON}) zespolonego ujęcia wody w zależności od zwiększenia poboru wody, dla $K_{zTW}=0,9999999$ i $K_{zTW}=0,9940277$	221
Tab. 12.41.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy zespolonego ujęcia wody związanego ze zmniejszeniem prędkości wlotowej z 0,2 do 0,05 m/s, dla różnych czepni oraz $K_{zTW}=0,9999999$ i $K_{zTW}=0,9940277$	221
Tab. 12.42.	Wzrost kosztów budowy zespolonego ujęcia wody w zależności od zwiększenia poboru wody ..	222
Tab. 12.43.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy zespolonego ujęcia wody z drenami założonymi w gruncie (Dr_{GRUNT}) w porównaniu do kosztów budowy samodzielnie pracującego zatopionego UjW	223
Tab. 12.44.	Zestawienie wzrostu kosztów budowy zespolonego ujęcia wody z drenami założonymi w korytach betonowych (Dr_{BETON}) w porównaniu do kosztów budowy samodzielnie pracującego zatopionego UjW	223